

پیش‌بینی جابه‌جایی‌های لرزه‌ای شیب سدهای خاکی با استفاده از سیستم‌های فازی

حامد جاودانیان^{*}

چکیده

ایران به‌عنوان یکی از کشورهای پیشرو در صنعت سدسازی در یکی از مناطق لرزه‌خیز جهان واقع شده‌است. خرابی سدها به‌عنوان یکی از مهم‌ترین منابع تأمین انرژی برق‌آبی، خسارات جبران‌ناپذیری به دنبال خواهد داشت. این امر بیانگر لزوم ارزیابی دقیق رفتار سدها تحت بارهای ناشی از زلزله است. از این‌رو در این پژوهش به پیش‌بینی جابه‌جایی شیب سدهای خاکی تحت بارهای ناشی از پدیده‌ی زلزله پرداخته شده‌است. مجموعه‌ای از موارد واقعی تغییرشکل‌های ناشی از زلزله در سدهای خاکی مختلف گردآوری و مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت. با استفاده از سیستم استنتاج فازی-عصبی به پیش‌بینی میزان جابه‌جایی‌های شیب سدهای خاکی پرداخته شد. به‌منظور بررسی صحت عملکرد مدل فازی عصبی، آنالیز حساسیت انجام شد. در نهایت عملکرد مدل پیشنهادی در مقایسه با مدل‌های تحلیلی موجود مورد بررسی قرار گرفت. نتایج حاکی از دقت قابل قبول مدل پیشنهادی در تخمین جابه‌جایی شیب سدهای خاکی می‌باشد. این امر گامی مؤثر در کاهش عدم قطعیت تحلیل تغییرشکل‌های لرزه‌ای این سدها به شمار می‌آید.

واژه‌های کلیدی

سد خاکی، زلزله، جابه‌جایی شیب، سیستم استنتاج فازی عصبی.

*۱. استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهرکرد، شهرکرد، ایران، javdanian@sku.ac.ir

مقدمه

شتاب گسیختگی شیب به شتاب ماکزیمم زلزله برآورد کردند.

مرور تحقیقات گذشته حاکی از آن است که مدل ها و روابط موجود برای ارزیابی جابه جایی های لرزه ای شیب های خاکی مبتنی بر روش بلوک صلب می باشند. با توجه به ساده سازی-هایی که در این روش صورت می گیرد، نتایج حاصل از دقت بالایی برخوردار نیست. از این رو ارائه ی مدل هایی بر اساس شرایط واقعی ضروری می باشد.

در سال های اخیر، روش های محاسبات نرم (جاودانیان و همکاران، ۲۰۱۵؛ احترام و همکاران، ۱۳۹۵) به عنوان ابزاری قدرتمند جهت حل مسائل پیچیده، به طور موفقیت آمیزی در تحلیل های مختلف مهندسی بکار گرفته شده است (جعفریان و همکاران، ۲۰۱۴؛ جاودانیان^{۱۱} و همکاران، ۲۰۱۲ و ۲۰۱۵؛ جاودانیان، ۲۰۱۷؛ جاودانیان و لی، ۲۰۱۸). مسائل مرتبط با زلزله همواره از پیچیدگی بالایی برخوردار است (مهرین خاکی و همکاران، ۱۳۹۴). از طرفی رفتار سازه های خاکی حجیم مانند سدهای خاکی نیز تحت تأثیر عوامل بسیاری است که همواره برقراری رابطه ای دقیق بین این عوامل، چالشی جدی برای مهندسان ژئوتکنیک بوده است (فاضلی و همکاران، ۱۳۹۳). عوامل مذکور بیانگر آن است که ارزیابی دقیق تغییرشکل سدهای خاکی ناشی از ارتعاشات زلزله نیازمند بکارگیری روش های محاسباتی پیشرفته است.

در این مطالعه به پیش بینی رفتار سدهای خاکی تحت ارتعاشات ناشی از زلزله پرداخته شده است. مجموعه ی گسترده ای از موارد واقعی جابه جایی های ماندگار ایجاد شده در شیب سدهای خاکی ناشی از زلزله در نقاط مختلف جهان مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت. در ادامه با استفاده از سیستم استنتاج فازی عصبی و بر اساس نتایج گردآوری شده، میزان تغییرشکل ها تخمین زده شد. در نهایت، عملکرد مدل مبتنی بر سیستم استنتاج فازی عصبی در مقایسه با مدل های تحلیلی موجود بررسی گردید.

مجموعه ای از تغییرشکل سدهای خاکی

مجموعه ای قابل توجه از جابه جایی شیب سدها و خاکریزها در اثر بارگذاری ناشی از زلزله های گذشته در نقاط مختلف

بررسی رفتار سدها تحت بارهای وارده از اهمیت بالایی برخوردار است. پیش بینی دقیق میزان جابه جایی بدنه ی سدهای خاکی تحت بارهای ناشی از زلزله از پیش نیازهای یک طراحی ایمن به شمار می آید. نیومارک^۱ (۱۹۶۵) مدل بلوک لغزش را به عنوان اولین روش برای محاسبه ی تغییرشکل های ماندگار شیب ها بیان کردند. این روش ساده برای تخمین تغییر مکان شیب های خاکی تحت بارگذاری زلزله ارائه شد. در روش بلوک لغزش، توده ی لغزش به عنوان یک بلوک صلب فرض شد و شتاب ورودی (ناشی از زلزله) فراتر از شتاب تسلیم، حرکت این بلوک را به دنبال داشته است.

محققین مختلف به بررسی مدل بلوک لغزش و اصلاح آن پرداختند (کرامر و اسمیت^۲، ۱۹۹۷؛ راتجه و بری^۳، ۲۰۰۰؛ جعفریان و لشگری^۴، ۲۰۱۶). مکدیس و سید^۵ (۱۹۷۸) مدل بلوک لغزش را اصلاح و شتاب پاسخ توده ی لغزش را به عنوان شتاب ورودی لحاظ نمودند. سپس به کمک این شتاب میزان جابه جایی ها را محاسبه نمودند. استرنک و وارتمن^۶ (۲۰۱۱) عدم قطعیت نتایج حاصل از مدل بلوک لغزش را در مقایسه با موارد واقعی بررسی نمودند. برخی محققین نیز با استفاده از روش های عددی المان محدود و تفاضل محدود به بررسی میزان تغییرشکل های شیب های خاکی پرداختند (میهن و واحدی فرد^۷، ۲۰۱۳).

سارما^۸ (۱۹۷۵) و همچنین یگین^۹ و همکاران (۱۹۹۱) با لحاظ پارامترهای جنبش نیرومند زمین و بر اساس روش بلوک لغزش نیومارک (۱۹۶۵) به ارزیابی تغییرشکل شیب سدهای خاکی پرداختند. هینزگریفین و فرانکلین^{۱۰} (۱۹۸۴) در محاسبات خود، مؤلفه ی قائم شتاب زلزله را لحاظ نکردند. ایشان میزان تغییرشکل سدهای خاکی را بر اساس نسبت

۱. Newmark

۲. Kramer & Smith

۳. Rathje & Bray

۴. Jafarian & Lashgari

۵. Makdisi & Seed

۶. Strenk & Wartman

۷. Meehan & Vahedifard

۸. Sarma

۹. Yegian

۱۰. Hynes-Griffin & Franklin

۱۱. Javdanian

جدول (۲): مشخصات آماری نتایج گردآوری شده از رفتار سدهای خاکی تحت بارگذاری زلزله

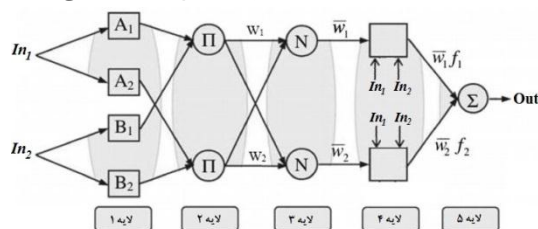
مشخصات آماری				پارامتر
ماکزیمم	مینیمم	انحراف معیار	میانگین	
۸/۳	۰/۷	۱/۱۰	۶/۹۸	M_w
۰/۹	۰/۰۱	۰/۱۷	۰/۲۹	PGA (g)
۰/۷	۰/۲۵	۰/۱۲	۰/۳۸	T_p (sec)
۲/۷۴	۰/۰۵	۰/۴۶	۰/۵۲	T_D (sec)
۰/۵۵	۰	۰/۱۲	۰/۱۶	a_y (g)
۴۲/۲	۰/۰۰۱	۷/۸۸	۳/۶۸	D (m)

سیستم استنتاج فازی-عصبی

سیستم استنتاج فازی-عصبی (ANFIS) با استفاده از مجموعه‌ی داده‌های ورودی و خروجی قادر به ایجاد سیستمی فازی است (جاودانیان، ۲۰۱۷) که پارامترهای توابع عضویت ورودی و خروجی آن با استفاده از یک الگوریتم شبکه عصبی انتشار بازگشتی (جعفریان و همکاران، ۲۰۱۴) یا ترکیبی از الگوریتم شبکه انتشار بازگشتی و روش حداقل مجموع مربعات به‌خوبی تنظیم شوند. تنظیم این پارامترهای تعدیل‌پذیر، فرآیندی دو مرحله‌ای است که به‌عنوان الگوریتم آموزشی ترکیبی شناخته می‌شود (سوگنو^۹، ۱۹۸۵).

در این مطالعه، برای هریک از ورودی‌ها، ۲ تابع عضویت گوسی که پارامترهای آن‌ها توسط شبکه‌های عصبی تعیین می‌شود، تعریف شده‌است. تعداد کل قوانین فازی مورد استفاده، ۳ عدد است. ساختار ANFIS که شامل دو ورودی، چهار قانون و یک خروجی در مدل فازی سوگنو است، در شکل (۱) نشان داده شده است. جهت سهولت فرض می‌شود که در این مدل به ازای هر ورودی دو تابع عضویت وجود دارد.

شکل (۱): نمونه ساختار سیستم استنتاج فازی عصبی (ANFIS)



جهان گردآوری شد. این نتایج مربوط به سدهای خاکی همگن و غیرهمگن، سدهای خاکی با رویه بتنی، سدهای سنگریزه‌ای و همچنین برخی شیب‌های طبیعی می‌باشند. موارد گردآوری شده از جمله سدهایی می‌باشند که بعد از رخداد زلزله اطلاعات کاملی از رفتار آن‌ها و همچنین مشخصات زلزله ثبت شده است (برای مثال، عبدالغفار و اسکات^۱، ۱۹۷۹؛ آراو^۲ و همکاران، ۱۹۸۵؛ چوگانگ^۳، ۱۹۸۸؛ دی‌آلبا^۴ و همکاران، ۱۹۸۸؛ الگمل^۵ و همکاران، ۱۹۹۰؛ باردت و داویس^۶، ۱۹۹۶؛ کرینیتزسکی^۷ و هینز، ۲۰۰۲؛ مؤسسه تحقیقات مهندسی زلزله^۸، ۲۰۰۴). این مجموعه شامل ۱۰۳ مورد واقعی است (جدول (۱)). مشخصات آماری آن‌ها در جدول (۲) ارائه شده است. در این جدول، مشخصات آماری مهم‌ترین پارامترهای مؤثر بر جابه‌جایی ماندگار شیب سدها (D) شامل مشخصات زلزله و سد خاکی یا خاکریز ارائه شده است.

ارزیابی جابه‌جایی لرزه‌ای یک سد خاکی نیازمند مشخصات بارگذاری لرزه‌ای و همچنین سازه‌ی خاکی است. از این رو در این مطالعه، پارامترهای بزرگی زلزله (M_w)، حداکثر شتاب افقی زلزله (PGA) و پریود غالب زلزله (T_p) به‌عنوان مشخصات بارگذاری لرزه‌ای و پریود اساسی سد خاکی (T_D) و شتاب تسلیم شیب سد خاکی (a_y) به‌عنوان مشخصات سازه‌ی خاکی مورد استفاده قرار گرفتند. پارامتر a_y با استفاده از تحلیل پایداری شیب به روش شبه استاتیکی بدست آمده که خود متأثر از پارامترهای هندسی مقطع سد و همچنین پارامترهای مقاومتی مصالح بدنه سد خاکی است.

از مجموعه‌ی گردآوری شده، ۸۰ درصد نتایج جهت آموزش و ۲۰ درصد نیز جهت ارزیابی عملکرد مدل مبتنی بر سیستم استنتاج فازی عصبی مورد استفاده قرار گرفته است. انتخاب داده‌ها برای مراحل آموزش و ارزیابی شبکه به‌گونه‌ای صورت گرفت که پارامترهای آماری هر دو دسته تا حد ممکن به هم نزدیک باشد.

۱. Abdel-Ghaffar & Scott

۲. Arrau

۳. Choggang

۴. De Alba

۵. Elgamal

۶. Bardet & Davis

۷. Krinitzsky & Hynes

۸. Earthquake Engineering Research Institute

۹. Sugeno

جدول (۱): مجموعه‌ی نتایج جابه‌جایی لرزه‌ای شیب سدهای خاکی

شماره	بزرگی زلزله	حداکثر شتاب افقی زلزله (g)	پریود غالب زلزله (sec)	شتاب تسلیم شیب (g)	پریود اساسی سد خاکی (sec)	جابه‌جایی ماندگار شیب (m)
۱	۷	۰/۲۶	۰/۳۲	۰/۳۴	۱/۰۸	۰/۰۳۳
۲	۶/۲	۰/۴۱	۰/۳۲	۰/۲۷	۱/۰۸	۰/۰۱۳
۳	۷/۱	۰/۳۳	۰/۳۲	۰/۲۸	۰/۰۸	۰/۰۴
۴	۷	۰/۵۸	۰/۳۲	۰/۲۱	۰/۷۹	۰/۵۱۱
۵	۶/۸	۰/۱۲	۰/۳۲	۰/۰۸	۰/۵۳	۰/۶۳۱
۶	۷/۸	۰/۲	۰/۵۲	۰/۰۶	۰/۸۹	۷/۴۱۸
۷	۶/۹	۰/۱۹	۰/۴۵	۰/۲۵	۰/۷۶	۰/۰۰۱
۸	۸/۳	۰/۵۷	۰/۳۲	۰/۱۲	۰/۹۹	۰/۳۷۷
۹	۷	۰/۱	۰/۳۲	۰/۱۲	۰/۹۹	۰/۰۰۱
۱۰	۷/۶	۰/۵	۰/۳۲	۰/۰۵	۰/۲۵	۶/۵۴۶
۱۱	۶/۸	۰/۱	۰/۳۲	۰/۰۹	۰/۳۸	۰/۰۶۸
۱۲	۶/۷	۰/۱۲	۰/۳۲	۰/۰۱	۰/۱۱	۱۲/۱۰۴
۱۳	۷/۹	۰/۱۹	۰/۶	۰/۲۸	۰/۸۳	۰/۰۷۹
۱۴	۶	۰/۰۶	۰/۲۵	۰/۱۳	۰/۶۹	۰/۰۰۱
۱۵	۵/۶	۰/۲۶	۰/۲۵	۰/۱۵	۰/۶۹	۰/۰۴۳
۱۶	۷/۸	۰/۹	۰/۳	۰/۳۴	۰/۲۲	۰/۸۱۴
۱۷	۷/۶	۰/۲۳	۰/۵۵	۰/۵۵	۱/۵۸	۰/۰۴۷
۱۸	۷/۶	۰/۲۳	۰/۵۵	۰/۱۹	۱/۵۸	۰/۰۹۴
۱۹	۸/۱	۰/۲	۰/۷	۰/۱۳	۱/۵۸	۰/۰۴
۲۰	۷/۲	۰/۱۲	۰/۵۶	۰/۱۳	۱/۵۸	۰/۰۵۴
۲۱	۶/۴	۰/۲۵	۰/۲۵	۰/۱۸	۰/۳۷	۰/۰۱۴
۲۲	۷	۰/۴۳	۰/۳۲	۰/۱۵	۰/۴۶	۰/۰۴۸
۲۳	۷/۶	۰/۳	۰/۵۵	۰/۰۷	۰/۲۸	۲/۳۹۵
۲۴	۷	۰/۴۳	۰/۳۲	۰/۱۹	۰/۶۸	۰/۰۹۱
۲۵	۵/۹	۰/۱۳	۰/۲۷	۰/۲۷	۰/۹۱	۰/۰۱۳
۲۶	۷/۷	۰/۱۷	۰/۶	۰	۰/۰۸	۱۲/۴۷۱
۲۷	۷	۰/۲۳	۰/۳۲	۰/۳	۰/۱۵	۰/۰۰۱
۲۸	۷/۵	۰/۷	۰/۶۵	۰/۲۲	۰/۴۷	۶/۰۶۱
۲۹	۷/۹	۰/۲۳	۰/۶	۰	۰/۱۴	۴۲/۱۸۱
۳۰	۷/۱	۰/۳۳	۰/۳۲	۰/۳۵	۰/۱۲	۰/۱۰۴
۳۱	۷/۱	۰/۲۷	۰/۴۲	۰/۲۸	۰/۶۳	۰/۰۰۱
۳۲	۷/۶	۰/۳	۰/۴۷	۰/۲۹	۰/۱۸	۰/۰۵۵
۳۳	۶/۵	۰/۱	۰/۲۷	۰/۱	۰/۳۵	۰/۰۰۱
۳۴	۷/۳	۰/۱۱	۰/۳۲	۰/۰۴	۰/۰۵	۱/۲۰۸
۳۵	۷/۴	۰/۲۵	۰/۳۲	۰/۱۴	۰/۲۵	۰/۳۹۹
۳۶	۶/۸	۰/۵	۰/۳	۰/۱۴	۰/۲۵	۱/۳۷۵
۳۷	۷/۶	۰/۲۸	۰/۶	۰/۱۵	۰/۳۳	۱/۳۷۵
۳۸	۶/۸	۰/۱۴	۰/۳۲	۰/۱۴	۰/۵۹	۲/۶۴۱
۳۹	۷/۱	۰/۳	۰/۳۲	۰/۱۵	۰/۳۴	۰/۳۷۳
۴۰	۷/۹	۰/۲۳	۰/۲۷	۰	۰/۰۵	۰/۹۲۸
۴۱	۷/۸	۰/۲	۰/۳۲	۰/۰۴	۰/۱۱	۱۲/۳۹۶
۴۲	۷/۸	۰/۶۷	۰/۴	۰/۰۲	۰/۱۱	۳/۳۸۹

ادامه‌ی جدول (۱): مجموعه‌ی نتایج جابه‌جایی لرزه‌ای شیب سدهای خاکی

شماره	بزرگی زلزله	حداکثر شتاب افقی زلزله (g)	پریود غالب زلزله (sec)	شتاب تسلیم شیب (g)	پریود اساسی سد خاکی (sec)	جابه‌جایی ماندگار شیب (m)
۴۳	۷/۸	۰/۴۶	۰/۳۸	۰/۰۵	۰/۱۲	۷/۶۹۶
۴۴	۵/۹	۰/۰۸	۰/۲۵	۰/۲	۰/۹۴	۱/۹۲۷
۴۵	۴/۹	۰/۱۵	۰/۲۷	۰/۲	۰/۹۴	۰/۰۱۷
۴۶	۷/۶	۰/۱	۰/۵۵	۰/۳	۰/۹۴	۰/۰۱۷
۴۷	۷/۳	۰/۱۷	۰/۶	۰/۲	۰/۹۴	۰/۰۱۶
۴۸	۸/۱	۰/۲۴	۰/۴۸	۰/۲	۰/۹۴	۰/۰۵۱
۴۹	۵/۳	۰/۱۲	۰/۳۲	۰	۰/۲۷	۰/۱۸
۵۰	۷	۰/۴۵	۰/۳۲	۰/۱۳	۰/۷۷	۲۶/۴۴۳
۵۱	۶/۱	۰/۲	۰/۲۵	۰/۲۳	۰/۵۲	۰/۱۲۷
۵۲	۶/۶	۰/۶	۰/۲۷	۰/۱۹	۰/۳۸	۰/۰۶۷
۵۳	۶/۶	۰/۴۵	۰/۲۷	۰	۰/۴۸	۱۸/۶۲۹
۵۴	۶/۹	۰/۳۲	۰/۳۲	۰/۱۵	۰/۴۸	۰/۰۰۱
۵۵	۶/۹	۰/۴۳	۰/۳۲	۰/۱۵	۰/۶	۰/۱۶۷
۵۶	۸	۰/۲۵	۰/۵	۰/۱۸	۰/۴۲	۰/۰۵
۵۷	۶/۵	۰/۲۴	۰/۲۸	۰/۱۷	۱/۰۸	۰/۷۶۳
۵۸	۵/۵	۰/۱۵	۰/۲۵	۰	۰/۳۷	۰/۲۶۸
۵۹	۷/۹	۰/۲۳	۰/۳۲	۰	۰/۱۴	۱۸/۹۸۶
۶۰	۷	۰/۱۵	۰/۳۲	۰/۲۳	۱/۴۳	۳۰/۹۵۳
۶۱	۶/۶	۰/۰۳	۰/۳۳	۰/۲۳	۱/۲۲	۰/۰۵۸
۶۲	۶/۶	۰/۰۱	۰/۶	۰/۲۳	۱/۲۲	۰/۰۰۱
۶۳	۷/۱	۰/۱۴	۰/۳۴	۰/۴۹	۱/۵۷	۰/۰۱
۶۴	۷	۰/۲۵	۰/۳۲	۰	۰/۴۲	۰/۰۰۱
۶۵	۶/۸	۰/۷۵	۰/۳۲	۰	۰/۲۴	۲/۰۲۴
۶۶	۷	۰/۴۳	۰/۳۲	۰/۲۵	۰/۷۵	۲/۴۹۱
۶۷	۶/۹	۰/۴	۰/۳۲	۰/۰۷	۰/۲۱	۰/۲۲
۶۸	۶/۹	۰/۴	۰/۳۲	۰/۰۴	۰/۱۷	۰/۶۸۴
۶۹	۶/۹	۰/۴	۰/۳۲	۰/۰۴	۰/۱۷	۲۱/۳۰۶
۷۰	۷/۸	۰/۲۸	۰/۳۶	۰/۰۷	۰/۲۳	۲۱/۳۰۶
۷۱	۰/۷	۰/۱۱	۰/۳۳	۰/۱۷	۰/۳۷	۰/۵۴۱
۷۲	۸/۲	۰/۸	۰/۶	۰/۲۷	۰/۵۲	۰/۳۳۷
۷۳	۶/۵	۰/۰۷	۰/۲۸	۰/۲	۰/۵۱	۰/۰۰۱
۷۴	۶	۰/۱۱	۰/۲۵	۰/۲۱	۲/۷۴	۰/۰۰۳
۷۵	۷/۸	۰/۳۸	۰/۴	۰	۰/۱۳	۲۷/۰۱۷
۷۶	۷/۶	۰/۳	۰/۵۵	۰/۰۷	۰/۲۸	۴/۴۰۸
۷۷	۷	۰/۲۶	۰/۳۲	۰/۲۷	۰/۵۱	۰/۰۰۱
۷۸	۷	۰/۰۶	۰/۳۳	۰/۰۹	۱/۳۲	۰/۰۰۱
۷۹	۷/۸	۰/۳۸	۰/۴	۰	۰/۱۶	۳۱/۶۵۲
۸۰	۶/۸	۰/۵۵	۰/۳۲	۰/۳۶	۰/۵۶	۰/۰۲۵
۸۱	۷/۸	۰/۱۸	۰/۶	۰/۰۴	۰/۰۹	۵/۹۳۱
۸۲	۷/۸	۰/۱۸	۰/۶	۰/۰۸	۰/۰۷	۲/۶۴۴
۸۳	۷/۸	۰/۱۸	۰/۶	۰/۱۲	۰/۰۷	۱/۳۲۲
۸۴	۷/۶	۰/۴۵	۰/۳۲	۰/۲۳	۰/۲۶	۳/۵۲۵

ادامه‌ی جدول (۱): مجموعه‌ی نتایج جابه‌جایی لرزه‌ای شیب سدهای خاکی

شماره	بزرگی زلزله	حداکثر شتاب افقی زلزله (g)	پریود غالب زلزله (sec)	شتاب تسلیم شیب (g)	پریود اساسی سد خاکی (sec)	جابه‌جایی ماندگار شیب (m)
۸۵	۷	۰/۳۳	۰/۳۲	۰/۱۶	۰/۱۹	۰/۱۰۵
۸۶	۷/۱	۰/۳۳	۰/۳۲	۰/۰۱	۰/۰۵	۱۱/۱۱۳
۸۷	۷/۱	۰/۳۳	۰/۳۲	۰/۲۹	۰/۱۲	۰/۱۸۸
۸۸	۷/۶	۰/۳۵	۰/۳۲	۰/۱	۰/۱۲	۱/۰۴۳
۸۹	۶/۶	۰/۲۱	۰/۳۲	۰/۱۵	۰/۷۲	۰/۰۴
۹۰	۷/۶	۰/۴۲	۰/۳۲	۰/۰۹	۰/۲۴	۴/۱۴۴
۹۱	۸	۰/۳۳	۰/۵	۰/۳۷	۱/۳۱	۰/۰۰۱
۹۲	۷/۶	۰/۱۵	۰/۳۲	۰/۱۲	۰/۲۱	۰/۷۱۲
۹۳	۸/۱	۰/۴	۰/۷	۰/۰۶	۰/۰۹	۳/۸۸
۹۴	۷/۱	۰/۲	۰/۳۲	۰/۲	۰/۴۹	۰/۰۰۱
۹۵	۶/۹	۰/۲۲	۰/۳۲	۰/۰۵	۰/۱۵	۴/۱۵۷
۹۶	۶/۹	۰/۲۲	۰/۳۲	۰/۰۷	۰/۱۴	۰/۹۴۷
۹۷	۶/۸	۰/۱۳	۰/۳۲	۰/۱۳	۰/۲۹	۰/۰۸۵
۹۸	۶/۶	۰/۴۵	۰/۳۲	۰/۱۳	۰/۳۸	۰/۶۹
۹۹	۶/۷	۰/۳۲	۰/۲۷	۰/۱۱	۰/۴۶	۰/۲۲۳
۱۰۰	۰/۷	۰/۴	۰/۳۲	۰/۴۶	۰/۱۹	۰/۰۴
۱۰۱	۷/۱	۰/۳۳	۰/۳۲	۰/۵	۰/۰۸	۰/۰۰۴
۱۰۲	۶/۸	۰/۵۵	۰/۳۲	۰/۱	۰/۳۸	۰/۶۰۶
۱۰۳	۷/۳	۰/۳	۰/۳۲	۰/۰۷	۰/۱۳	۱/۶۹۷

$$\mu_{B_i}(In_2, a_j, b_j, c_j) = \frac{1}{1 + \left| \frac{In_2 - c_j}{a_j} \right|^{2b_j}}$$

$$j = 1, 2$$

لایه ۲: در این لایه گره‌ها با علامت Π نشان داده می‌شوند و بیانگر انجام ضرب ساده می‌باشند. خروجی‌های این لایه به‌صورت زیر بیان می‌شوند:

$$O_{ij}^2 = w_{ij} = \mu_{A_i}(In_1) \mu_{B_i}(In_2) \quad (3)$$

$$i, j = 1, 2$$

که w_{ij} وزن‌های لایه دوم می‌باشند.
لایه ۳: گره‌های این لایه بیانگر انجام عمل نرمالیزه کردن در شبکه می‌باشند و با علامت N نشان داده شده‌اند. خروجی‌های این لایه به‌صورت زیر بیان می‌شوند:

$$O_{ij}^3 = \overline{w_{ij}} = \frac{w_{ij}}{\sum_{i=1}^2 \sum_{j=1}^2 w_{ij}}, i, j = 1, 2 \quad (4)$$

که $\overline{w_{ij}}$ وزن‌های نرمال شده لایه سوم می‌باشند.

ساختار نمونه ANFIS شامل ۵ لایه است (شکل ۱) که هر لایه دارای وظیفه خاصی است:

لایه ۱: همه گره‌ها در این لایه، گره‌های تطبیقی هستند. در این لایه مقادیر توابع عضویت به ازای ورودی‌ها محاسبه می‌شوند؛ بنابراین خروجی‌های این لایه عبارت‌اند از:

$$O_{A_i}^1 = \mu_{A_i}(In_1) \quad , \quad i = 1, 2$$

$$O_{B_i}^1 = \mu_{B_i}(In_2) \quad , \quad j = 1, 2 \quad (1)$$

که μ_{A_i} و μ_{B_i} توابع عضویت مربوط به ورودی هستند که در این مدل از شکل کلی توابع ناقوسی تعمیم‌یافته به‌صورت رابطه (۲) استفاده شده است:

$$\mu_{A_i}(In_1, a_i, b_i, c_i) = \frac{1}{1 + \left| \frac{In_1 - c_i}{a_i} \right|^{2b_i}} \quad (2)$$

$$i = 1, 2$$

نتایج

به‌منظور بررسی دقت مدل پیشنهادی جهت پیش‌بینی میزان جابه‌جایی شیب سدهای خاکی تحت ارتعاشات ناشی از زلزله، از شاخص‌های آماری ضریب همبستگی (R^2)، میانگین قدرمطلق خطا (MAE) و ریشه میانگین مربع خطا (RMSE) استفاده شده‌است:

$$R^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i^m)^2 - \sum_{i=1}^n (x_i^m - x_i^p)^2}{\sum_{i=1}^n (x_i^m)^2} \quad (7)$$

$$MAE = \frac{\sum_{i=1}^n |x_i^m - x_i^p|}{n} \quad (8)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i^m - x_i^p)^2}{n}} \quad (9)$$

در این روابط، n تعداد داده‌های مورد استفاده و x_i^m و x_i^p به ترتیب مقادیر اندازه‌گیری شده و پیش‌بینی شده می‌باشند. در این مطالعه، شبکه‌های فازی عصبی زیادی با پارامترهای اولیه مختلف مورد بررسی قرار گرفت. نهایتاً با توجه به پارامترهای خطای محاسبه شده، مدل دارای بالاترین دقت برای پیش‌بینی تغییر شکل سدهای خاکی تحت بارهای ناشی از زلزله انتخاب گردید. دقت مدل‌های پیشنهادی با مقایسه مقادیر اندازه‌گیری شده و مقادیر پیش‌بینی شده‌ی جابه‌جایی شیب سدها (D) توسط مدل پیشنهادی برای مراحل آموزش و ارزیابی، به ترتیب در شکل‌های (۲) و (۳) نشان داده شده است. مقادیر R^2 ، MAE و RMSE مدل پیشنهادی برای میزان جابه‌جایی شیب سدهای خاکی تحت بارگذاری زلزله در مرحله‌ی آموزش به ترتیب برابر ۰/۸۸۹، ۱/۳۳ و ۲/۴۱۵ (شکل ۲) و در مرحله ارزیابی به ترتیب برابر به ۰/۸۱۶، ۲/۲۱۱ و ۳/۴۹۱ می‌باشند (شکل ۳). نتایج حاصل نشانگر دقت قابل قبول مدل مبتنی بر سیستم استنتاج فازی-عصبی در برآورد تغییر شکل سدهای خاکی در اثر بار زلزله می‌باشند.

لایه ۴: هر گره در این لایه یک گره تطبیقی است و خروجی‌های آن به سادگی از ضرب وزن متناظر لایه سوم در یک چندجمله‌ای مرتبه اول که همان تابع عضویت خروجی است حاصل می‌شود؛ بنابراین خروجی‌های این لایه به صورت زیر می‌باشند:

$$O_{ij}^4 = \overline{w_{ij}} f_{ij} = \overline{w_{ij}} (p_{ij} \ln_1 + q_{ij} \ln_2 + r_{ij}) \quad (5)$$

$i, j = 1, 2$

که p_{ij} ، q_{ij} و r_{ij} بیانگر پارامترهای توابع عضویت خروجی هستند که از مرتبه اول می‌باشند.

لایه ۵: تک گره موجود در این لایه یک گره ثابت است که با نماد $\sum$ نشان داده می‌شود. در این لایه خروجی نهایی از جمع خروجی‌های لایه چهارم تعیین می‌شود:

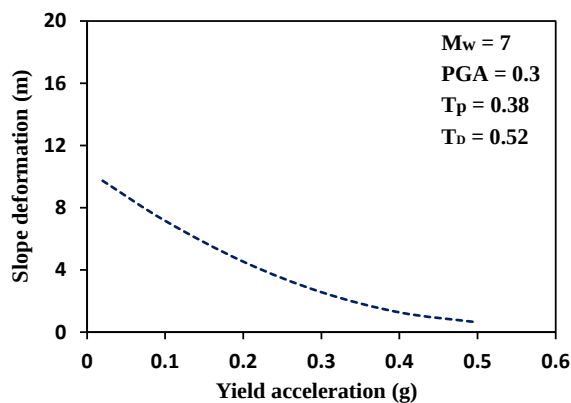
$$\begin{aligned} Out = O^5 &= \sum_{i=1}^2 \sum_{j=1}^2 \overline{w_{ij}} f_{ij} \\ &= \sum_{i=1}^2 \sum_{j=1}^2 \overline{w_{ij}} (p_{ij} \ln_1 + q_{ij} \ln_2 + r_{ij}) \\ &= \sum_{i=1}^2 \sum_{j=1}^2 [(\overline{w_{ij}} p_{ij}) \ln_1 + (\overline{w_{ij}} q_{ij}) \ln_2 + (\overline{w_{ij}} r_{ij})] \end{aligned} \quad (6)$$

که خروجی نهایی (Out) در صورتی که پارامترهای توابع عضویت ورودی ثابت فرض شوند، ترکیبی خطی از پارامترهای توابع عضویت خروجی است (جانگ، ۱۹۹۳). لایه‌های اول و چهارم در ساختار ANFIS دارای پارامترهای قابل تعدیل هستند و اصطلاحاً لایه‌های تطبیقی نامیده می‌شوند. فرآیند آموزش ANFIS بدین صورت است که پارامترهای مذکور طوری تعیین می‌شوند که بهترین هماهنگی با داده‌های آموزشی موجود حاصل شود. تنظیم این پارامترها یک فرآیند دو مرحله‌ای است که بنام الگوریتم آموزشی ترکیبی شناخته می‌شود.

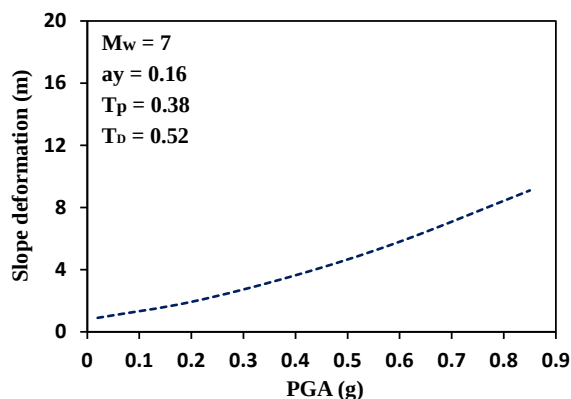
در مرحله اول آموزش، پارامترهای لایه اول ثابت فرض شده و خروجی گره‌ها تا لایه چهارم تعیین می‌شوند. در مرحله دوم، پارامترهای لایه چهارم ثابت فرض شده و خطاها به عقب انتشار داده می‌شوند. سپس پارامترهای لایه اول با یکی از روش‌های بهینه‌سازی مبتنی بر گرادیان اصلاح می‌شوند.

حساسیت انجام شد. بدین منظور اثر تغییرات هر یک از پارامترهای ورودی بر میزان جابه‌جایی شیب‌ها مورد بررسی قرار گرفت درحالی‌که پارامترهای دیگر دارای مقدار ثابت و برابر با مقدار میانگین خود در مجموعه‌ی داده‌ها (جدول ۱) بوده است.

تغییرات میزان جابه‌جایی شیب‌ها (D) با شتاب تسلیم (a_y) در شکل (۴) نشان داده شده است. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود، با افزایش شتاب تسلیم میزان جابه‌جایی شیب در اثر بارگذاری ناشی از زلزله افزایش یافته است. اثر افزایش حداکثر شتاب افقی زلزله (PGA) بر میزان جابه‌جایی‌ها نیز بررسی شد (شکل (۵)).

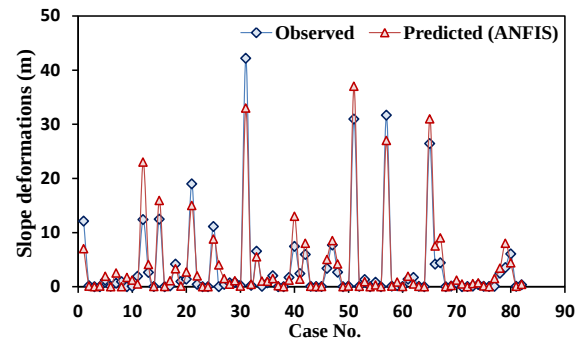


شکل (۴): اثر افزایش شتاب تسلیم بر تغییر شکل سد خاکی ناشی از بارگذاری زلزله



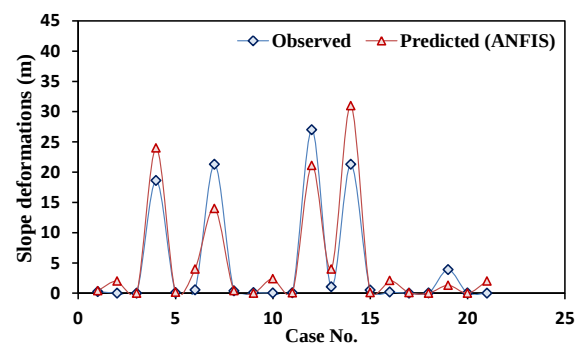
شکل (۵): اثر افزایش حداکثر شتاب افقی زلزله بر تغییر شکل سد خاکی ناشی از بارگذاری زلزله

نتایج بیانگر آن است که با افزایش PGA میزان جابه‌جایی‌ها افزایش یافته است؛ بنابراین، آنالیز حساسیت مدل تخمین میزان جابه‌جایی شیب سدهای خاکی در اثر زلزله با نتایج واقعی همخوانی داشته که این بیانگر عملکرد صحیح این مدل است.



شکل (۲): مقایسه مقادیر اندازه‌گیری شده و پیش‌بینی شده تغییر شکل شیب سدهای خاکی تحت بار زلزله در مرحله‌ی آموزش شبکه

مقادیر ضریب همبستگی (R^2)، میانگین قدرمطلق خطا (MAE) و ریشه میانگین مربع خطا ($RMSE$) مدل پیشنهادی در مراحل آموزش و ارزیابی شبکه و همچنین برای کل نتایج گردآوری شده از موارد واقعی تغییر شکل سدها تحت بارگذاری زلزله، در جدول (۳) ارائه شده است.



شکل (۳): مقایسه مقادیر اندازه‌گیری شده و پیش‌بینی شده تغییر شکل شیب سدهای خاکی تحت بار زلزله در مرحله‌ی ارزیابی شبکه

جدول (۳): شاخص‌های آماری مدل ارائه شده

عملکرد مدل			مرحله
RMSE	MAE	R^2	
۲/۴۱۵	۱/۳۳۰	۰/۸۸۹	آموزش شبکه
۳/۴۹۱	۲/۲۱۱	۰/۸۱۶	ارزیابی شبکه
۲/۶۷۰	۱/۵۰۹	۰/۸۵۴	کل داده‌های مورد استفاده

به منظور بررسی تطابق رفتار مدل مبتنی بر سیستم استنتاج فازی عصبی برای ارزیابی میزان تغییر شکل‌های شیب‌های سدهای خاکی با آنچه در واقعیت مشاهده می‌شود، آنالیز

عملکرد			مدل
RMSE	MAE	R ²	
۳/۷۶۵	۱/۴۰۸	۰/۱۱۴	سارما (۱۹۷۵)
۴/۷۵۶	۲/۲۵۴	۰/۲۰۹	مکدیسسی و سید (۱۹۷۸)
۲/۷۷۴	۱/۷۴۲	۰/۱۹۵	هینزگریفین و فرانکلین (۱۹۸۴)
۷/۶۶۵	۳/۹۳۱	۰/۲۵۱	یگین (۱۹۹۱)
۲/۶۷۰	۱/۵۰۹	۰/۸۵۴	مدل ANFIS پیشنهادی مطالعه‌ی حاضر

خلاصه و نتیجه‌گیری

ارزیابی رفتار سدها تحت بارهای وارده همواره یکی از مسائل مهم پیش روی مهندسان بوده است. کشورمان تاکنون زلزله-های بزرگی را تجربه کرده که در برخی موارد خسارات بسیاری نیز به دنبال داشته است. ازاین‌رو لازم است تا ارزیابی دقیقی از رفتار سدها تحت بارهای ناشی از زلزله صورت گیرد. در این مطالعه به پیش‌بینی میزان جابه‌جایی شیب سدهای خاکی تحت بارهای زلزله پرداخته شد. بدین منظور مجموعه‌ی وسیعی از تغییرشکل‌های واقعی ایجادشده در انواع مختلف سدهای خاکی تحت ارتعاشات ناشی از زلزله‌های رخ داده گردآوری و تحلیل شد. مهم‌ترین پارامترهای مؤثر بر میزان جابه‌جایی شیب سدها تحت بارگذاری زلزله تعیین شد. این بررسی نشان داده که پارامترهای بزرگی زلزله (M_w)، حداکثر شتاب افقی زلزله (PGA)، پریود غالب زلزله (T_p)، پریود اساسی سد خاکی (T_D) و شتاب تسلیم شیب سد خاکی (a_y) مهم‌ترین عوامل کنترل‌کننده میزان تغییرشکل سدهای خاکی تحت در اثر زلزله می‌باشند.

با استفاده از سیستم استنتاج فازی عصبی مدلی جهت ارزیابی تغییرشکل سدهای خاکی در اثر زلزله آموزش داده شد. با استفاده از شاخص‌های آماری دقت مدل بررسی شد که نتایج نشان از دقت قابل قبول مدل پیشنهادی در پیش-بینی تغییرشکل‌ها داشته است ($R^2=0/854$ ، $MAE=1/509$ و $RMSE=2/67$).

مقایسه با روابط موجود

روابط مختلفی ازجمله روش‌های عددی، تحلیل و تجربی جهت ارزیابی میزان تغییرشکل‌های سدهای خاکی تحت بارگذاری زلزله وجود دارد. هر یک از روش‌های مذکور با محدودیت‌های اجتناب‌ناپذیری همراه است. این محدودیت‌ها در نتیجه‌ی پیچیدگی فیزیکی مسئله حاصل می‌شود.

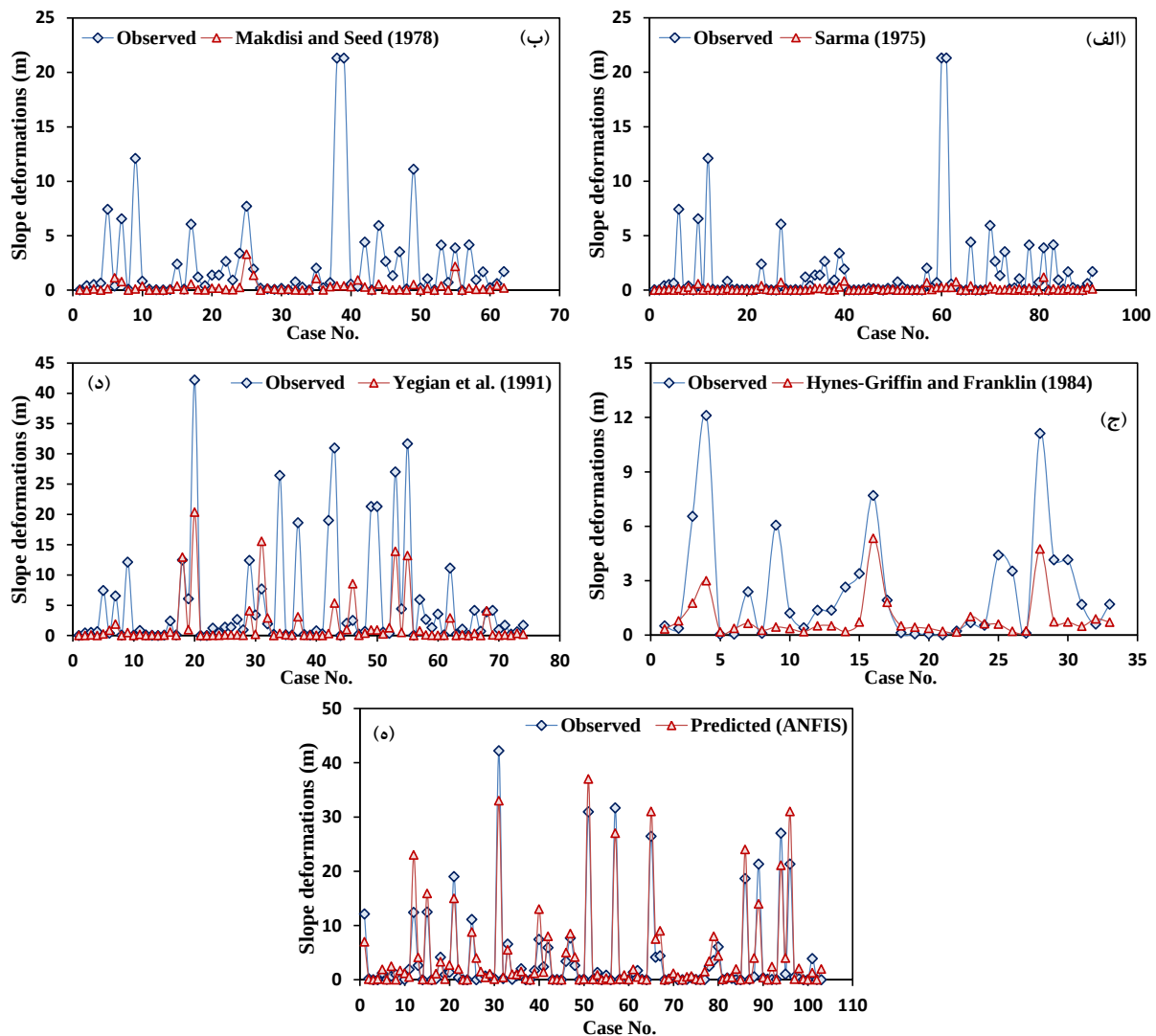
مدل‌ها و روابط پیشنهادی سارما (۱۹۷۵)، مکدیسسی و سید (۱۹۷۸)، هینزگریفین و فرانکلین (۱۹۸۴) و یگین و همکاران (۱۹۹۱) ازجمله روش‌های تخمین جابه‌جایی شیب سدهای خاکی در مرحله‌ی طراحی اولیه می‌باشند. در این قسمت، دقت مدل پیشنهادی این پژوهش در مقایسه با مقادیر حاصل از مدل‌های مذکور موردبررسی قرار گرفت. نتایج حاصل در شکل (۶ الف تا ه) نشان داده شده است. لازم به ذکر است که تنها مواردی که در محدوده‌ی قابل‌اعمال در روابط گذشته بوده در شکل (۶ الف تا د) ارائه شده است. چراکه هر یک از این روابط در بازه‌ای خاص از پارامترهای مؤثر بر میزان تغییرشکل‌ها قابل استفاده است.

همان‌طور که در شکل (۶) مشاهده می‌شود، روابط موجود مقدار تغییرشکل شیب سدهای خاکی تحت اثر بار ناشی از زلزله را کمتر از مقدار واقعی برآورد می‌کنند. همچنین میزان خطای این روابط با افزایش مقدار جابه‌جایی‌ها افزایش یافته است (شکل‌های ۶ الف تا د).

مقایسه‌ی ارائه شده در شکل (۶) نشانگر دقت قابل قبول مدل مبتنی بر سیستم استنتاج فازی عصبی در پیش‌بینی میزان جابه‌جایی‌های سدهای خاکی دارد. مقادیر ضریب همبستگی (R^2)، میانگین قدرمطلق خطا (MAE) و ریشه میانگین مربع خطا ($RMSE$) روابط موجود و همچنین مدل پیشنهادی این پژوهش در جدول (۴) ارائه شده است.

اگرچه پیچیدگی مسئله باعث شده تا روابط و مدل‌های موجود قادر به انعکاس دقیق همه‌ی عوامل مؤثر بر جابه‌جایی سدهای خاکی تحت بار زلزله نباشند، اما بایستی به این نکته توجه نمود که روابط و مدل‌های موجود همچنان به‌وفور جهت طراحی اولیه مورد استفاده قرار می‌گیرند.

جدول (۴): مقایسه شاخص‌های آماری مدل پیشنهادی با روابط و مدل‌های موجود



شکل (۶): عملکرد مدل پیشنهادی در مقایسه با روش‌های موجود، (الف) سارما (۱۹۷۵)، (ب) مک‌دیس و سید (۱۹۷۸)، (ج) هینزگریفین و فرانکلین (۱۹۸۴)، (د) یگین و همکاران (۱۹۹۱)، (ه) مدل ANFIS پیشنهادی مطالعه‌ی حاضر

سپاسگزاری

بدین‌وسیله از همکاری آقای دکتر بهروز حسینی در ارائه‌ی مدل مبتنی بر سیستم استنتاج فازی-عصبی تشکر و قدردانی می‌شود.

مراجع

- ۱- احترام، م. موسوی، س.ف. کرمی، ح. تهرانی، ن. امیری، آ. (۱۳۹۵) ارائه‌ی روش هیبریدی برای بهینه‌سازی مخازن سدها مبتنی بر هوش مصنوعی. نشریه سد و نیروگاه برق آبی، ۳ (۱۱): ۴۴-۵۴.
- ۲- فاضلی، م. فولادی‌نشتا، چ. اجلائی، ف. (۱۳۹۳). بررسی اثر تراکم و سختی فونداسیون در رفتار سدهای خاکی تحت بارگذاری لرزه‌ای. نشریه سد و نیروگاه برق آبی، ۱ (۳): ۱۴-۲۴.

در ادامه به‌منظور بررسی رفتار مدل، آنالیز حساسیت انجام شد. درنهایت عملکرد مدل پیشنهادی در مقایسه با مهم‌ترین روابط و مدل‌های موجود بررسی شد. نتایج بیانگر دقت بالای مدل مبتنی بر سیستم استنتاج فازی-عصبی در ارزیابی تغییرشکل شیب سدهای خاکی تحت بارهای ناشی از زلزله است. اساس روابط موجود مدل بلوک صلب بوده درحالی‌که مدل پیشنهادی تحقیق حاضر بر اساس نتایج واقعی از تغییرشکل شیب سدهای خاکی است. ازاین‌رو مدل پیشنهادی مقادیر تغییرشکل بزرگ‌تری نسبت به روابط و مدل‌های موجود ارائه داده است. قطعاً ثبت نتایج بیشتر از موارد واقعی تغییرشکل سدها تحت ارتعاشات ناشی از زلزله می‌تواند در ارائه‌ی مدل‌های دقیق‌تر مؤثر واقع شود.

- using group method of data handling.” *Journal of Transportation Infrastructure Engineering*, 1(3), 77-92.
- 16- Javdanian, H. Haddad, A. Mehrzad, B. (2012). “Experimental and numerical investigation of the bearing capacity of adjacent footings on reinforced soil.” *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 17(R), 2597-2617.
- 17- Javdanian, H. Saro, L. (2018). “Evaluating unconfined compressive strength of cohesive soils stabilized with geopolymer: a computational intelligence approach.” *Engineering with Computers*, doi: 10.1007/s00366-018-0592-8.
- 18- Javdanian, H. (2017). “Assessment of shear stiffness ratio of cohesionless soils using neural modeling.” *Modeling Earth Systems and Environment*, 3(3), 1045-1053.
- 19- Javdanian, H. (2017). “The effect of geopolymerization on the unconfined compressive strength of stabilized fine-grained soils.” *International Journal of Engineering-Transactions B: Applications*, 30(11), 1673-1680.
- 20- Kramer, S.L. and Smith, M.W. (1997). “Modified Newmark model for seismic displacements of compliant slopes.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(7), 635-644.
- 21- Krinitzky, E.L. and Hynes, M.E. (2002). “The Bhuj, India, earthquake: Lessons learned for earthquake safety of dams on alluvium.” *Engineering Geology*, 66, 163-196.
- 22- Makdisi, F.I. and Seed, H.B. (1978). Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations.” *Journal of Geotechnical Engineering* 104(7), 849-867.
- 23- Meehan, C.L. and Vahedifard, F. (2013). “Evaluation of simplified methods for predicting earthquake-induced slope displacements in earth dams and embankments.” *Engineering geology*, 152(1), 180-193.
- 24- Newmark, N.M. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique*, 15(2), 139-160.
- 25- Rathje, E.M. and Bray, J.D. (2000). “Nonlinear coupled seismic sliding analysis of earth structures.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(11), 1002-1014.
- 26- Sarma, S.K. (1975). “Seismic stability of earth dams and embankments.” *Geotechnique*, 25(4), 743-761.
- 27- Strenk, P.M. and Wartman, J. (2011). “Uncertainty in seismic slope deformation model predictions.” *Engineering Geology*, 122 (1-2), 61-72.
- 28- Sugeno, M. (1985). “Industrial applications of fuzzy control.” Elsevier Science Inc.
- 29- Yegian, M.K. Marciano, E.A. and Ghahraman, V.G. (1991). “Earthquake-induced permanent deformations: probabilistic approach.” *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(1), 35-50.
- ۳- مهین‌خاکی، ن. حسینی، س.م. فدائی تهرانی، م. (۱۳۹۴). تخمین پاسخ لرزه‌ای سدهای بتنی به کمک ماشین بردار پشتیبان. نشریه سد و نیروگاه برق‌آبی، ۶ (۲): ۱۲-۱۹.
- 4- Abdel-Ghaffar, A.M. and Scott, R.F. (1979). “Analysis of earth dam response to earthquakes.” *Journal of Geotechnical Engineering*, 105, 1379-1404.
- 5- Arrau, L. Ibarra, I. and Noguera, G. (1985). “Performance of Cogoti Dam Under seismic Loading.” In: *Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction and Performance*, Barry Cooke, J. and J.L. Sherard (Eds). ASCE, pp: 1-14.
- 6- Bardet, J.P. and Davis, C.A. (1996). “Performance of San Fernando dams during 1994 Northridge earthquake.” *Journal of Geotechnical Engineering and Geoenvironmental Engineering*, 122, 554-563.
- 7- Choggang, S. (1988). “Some Experiences from Damages of Embankments During Strong Earthquakes China.” *Proceeding of the 2nd International Conference on Case Histories in Geotechnical Earthquake Engineering*, pp: 729-735.
- 8- De Alba, P.A. Seed, H.B. Retamal, E. and Seed, R.B. (1988). “Analyses of dam failures in 1985 Chilean earthquake.” *Journal of Geotechnical Engineering*, 114, 1414-1434.
- 9- EERI, Earthquake Engineering Research Institute (2004). “Preliminary observation on the Al Hoceima Morocco earthquake of 24 February.” *Special report*, Oakland, CA, USA.
- 10- Elgamal, A.W. Scott, R.F. and Succarieh, M.F. (1990). “La Villita dam response during five earthquakes including permanent deformation.” *Journal of Geotechnical Engineering*, 114: 1443-1462.
- 11- Hynes-Griffin, M.E. and Franklin, A.G. (1984). Rationalizing the seismic coefficient method. Misc. Paper GL-84-13. U.S. Army Waterway Experiment Station, Vicksburg, Miss.
- 12- Jafarian, Y. and Lashgari, A. (2016). “Simplified Procedure for Coupled Seismic Sliding Movement of Slopes Using Displacement-Based Critical Acceleration.” *International Journal of Geomechanics*, 16(4), 04015101.
- 13- Jafarian, Y. Haddad, A. and Javdanian, H. (2014). “Predictive model for normalized shear modulus of cohesive soils. *Acta Geodynamica et Geomaterialia* 11(1), 89-100.
- 14- Javdanian, H. Jafarian, Y. Haddad, A. (2015). “Predicting damping ratio of fine-grained soils using soft computing methodology.” *Arabian Journal of Geosciences*, 8(6), 3959-3969.
- 15- Javdanian, H. Haddad, A. Jafarian, Y. (2015). “Evaluation of dynamic behavior of fine-grained soils

Predicting Seismic Slope Displacements of Embankment Dams Using Fuzzy Systems

Hamed Javdanian *¹

Abstract

Iran, as a leading country in the dam construction industry, is located in one of the earthquake-prone regions of the world. Dams are important sources of hydroelectric power. Failure of these structures causes catastrophic damage. Therefore, evaluating the behavior of dams under seismic loading is an important issue. The present study focuses on the prediction of the slope displacements of embankment dams under earthquake loading. Real deformation in embankment dams due to earthquakes were gathered and analyzed. The amount of seismic slope displacement of embankment dams was predicted using fuzzy systems. Contributions of the effective variables were evaluated through a parametric study. Ultimately, the performance of the developed model was compared with existing analytical methods. Results indicate the acceptable accuracy of the proposed fuzzy-based model in estimating the slope displacement of embankment dams. This can be considered as an effective step in reducing the uncertainty involved in the deformation analysis of embankment dams.

Keywords

Embankment dam, Earthquake, Slope displacement, ANFIS.

¹ *. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Shahrekord University, Shahrekord, Iran, javdanian@sku.ac.ir.