

توسعه روش شبه‌استاتیک برای تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی

مهدی شیردل^۱؛ علی قنبری^{۲*}؛ محمد داودی^۳

چکیده

روش شبه‌استاتیک یکی از روش‌های کاربردی برای تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی به شمار می‌رود. انتخاب ضریب لرزه‌ای مناسب، اولین گام موثر برای رسیدن به نتایج مطلوب در این روش است. در گذشته نظرات زیادی بدون توجه به مشخصات هندسی، دینامیکی و همچنین اثرات ساختگاه، برای تخمین ضریب شبه‌استاتیک ارائه شده است. بنابراین به منظور ارائه روشی دقیقتر، سد مسجد سلیمان به عنوان مطالعه موردی انتخاب شده و با بهره‌گیری از نتایج تحلیل‌های استاتیکی، شبه‌استاتیکی و دینامیکی با روش اجزاء محدود، به بررسی اثرات هندسه سد در تعیین ضریب شبه‌استاتیک پرداخته شده است. در رابطه پیشنهادی، تغییر شتاب در ارتفاع به صورت خطی فرض شده است. نرخ این تغییر در شتاب به خصوصیات هندسی بدنه سد، سختی خاک و مشخصات میرایی بستگی دارد. بنابراین در این تحقیق خصوصیات هندسی بررسی شده است. نتایج نشان می‌دهند که با افزایش ارتفاع بدنه سد خاکی، نرخ افزایش شتاب اعمالی کاسته شده و با تندتر شدن شیب بدنه، نرخ شتاب افزایش می‌یابد. به این ترتیب با در نظر گرفتن این تغییرات در ضریب شبه‌استاتیک پیشنهادی، در جهت دقیق نمودن روش شبه‌استاتیک، گام موثری برداشته شده است.

کلمات کلیدی

سدهای خاکی، تحلیل استاتیک، تحلیل شبه‌استاتیک، تحلیل دینامیکی، سد مسجد سلیمان

Development of Pseudo-Static Method for Stability Analyses of Embankment Dams

M. Shirdel; A. Ghanbari; M. Davoodi

ABSTRACT

Pseudo-static analysis is a common and simple method for the evaluation of seismic stability in embankment dams. Selection of the horizontal Pseudo-static coefficient is a primary step for evaluation of seismic behavior of embankment. Previous researchers and design manuals of embankment dams often suggest constant values for selecting the seismic coefficient regardless of site seismicity and the dynamic characteristics of the structures. In order to evaluate geometric effect, pseudo-static, static and dynamic analyses of the Masjed Soleiman dam With Finite Element Method performed and then precise a new equation to determine the pseudo-static coefficient of earth dams. In this equation, variations in acceleration for height of the dam, considered linear and the gradient of this line related to the geometrical characteristics of the dam body, soil stiffness and damping values. Result of this research imply that with increasing height of dam, decrease gradient of acceleration and with increasing slope of dam, increase gradient of acceleration.

KEYWORDS

Earth Dams, Pseudo Static, Dynamic Analyses; Horizontal Acceleration Coefficient; Seismicity

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۸۸/۶/۱۰

تاریخ اصلاحات مقاله: ۱۳۹۰/۹/۱۶

^۱ مربی، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد مراغه، باشگاه پژوهشگران جوان: m.shirdel@email.com

^{۲*} نویسنده مسئول و دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی: Ghanbari@tmu.ac.ir

^۳ استادیار، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله: m-davood@iiees.ac.ir



۱- مقدمه

تحلیل شبه‌استاتیکی، قدیمی‌ترین و آسان‌ترین روش تحلیل پایداری سدهای خاکی در مقابل زلزله است که توسط ترزاقی در سال ۱۹۵۰ بنیان‌گذاری شد و هنوز هم در طراحی سدهای خاکی کاربرد دارد. اعمال نیروی اینرسی فرضی روش شبه‌استاتیک طبق نظر ترزاقی در مرکز ثقل توده بوده است. لازمه این فرض در نظر گرفتن شتاب ثابت اعمالی در کل توده لغزنده است [۱].

مکدسی و سید در سال ۱۹۷۸ با انجام تحلیل‌های دینامیکی و کنترل میزان شتاب اعمال شده در ارتفاع سد در حوزه زمان، نشان دادند که مقدار شتاب، با افزایش ارتفاع از پی تا تاج سد افزایش می‌یابد. بنابراین اگر سطح لغزش فرضی به صورت دایروی در نظر گرفته شود، شتاب نقاط بالایی بیشتر است و باید ضریب شبه‌استاتیک مورد نظر کمی بالاتر از مرکز ثقل توده مستعد لغزش در نظر گرفته شود. به این ترتیب ضریب اطمینان شبه‌استاتیکی بدست آمده با این مطالعات، مقدار کمتری نسبت به ضرایب اطمینان بدست آمده توسط ترزاقی خواهد داشت. بنابراین برای رسیدن به نتایج صحیح‌تر، بعد از پیشنهاد ارائه شده توسط مکدسی و سید، روش جدید، جایگزین روش ارائه شده توسط ترزاقی شد [۲].

تعیین مقدار ضریب شبه‌استاتیک، اساسی‌ترین مرحله در انجام تحلیل‌های شبه‌استاتیکی است، بطوریکه اثر عواملی مانند بزرگی زلزله، میزان نزدیکی سازه به گسل، زاویه گسل با محور سد، نوع گسل، ویژگی‌های آن و مشخصات اختصاصی سد مورد مطالعه، باید در برآورد ضریب شبه‌استاتیک دیده شوند. بنابراین ارائه پیشنهادی دقیق برای محاسبه ضریب شبه‌استاتیک با توجه به تعداد متغیرها و پیچیدگی‌های موجود، دشوار است. در این خصوص مطالعات فراوانی انجام شده است، اما به طور کلی دو گروه از نظرات مطرح شده درباره ضریب شبه‌استاتیکی عبارتند از:

- نظراتی که ضریب شبه‌استاتیک را در ارتفاع سد، ثابت در نظر می‌گیرند.
 - نظراتی که ضریب شبه‌استاتیک را در ارتفاع سد، متغیر در نظر می‌گیرند.
- برای ساده‌سازی و پیشبرد روش تحلیل شبه‌استاتیک با ضریب شبه‌استاتیک ثابت، چندین فرض در نظر گرفته شده است. این فرضیات عبارتند از:
- شتاب وارد به بدنه سد در حوزه زمان ثابت است.
 - نیروی معادل فقط در یک جهت اعمال می‌شود.

- سد به عنوان یک جسم صلب در نظر گرفته می‌شود.

در باب ضریب شبه‌استاتیکی ثابت نیز نظرات مختلفی وجود دارد که بر مبنای تجربه و پایداری سدهایی که تحت اثر زلزله‌های مختلف قرار گرفته‌اند، توسعه یافته‌اند که از آن جمله می‌توان به موارد زیر اشاره نمود [۳، ۴، ۵، ۶، ۷، ۸، ۹].

- روش ارائه شده توسط سید در سال ۱۹۷۹
 - روش ارائه شده توسط هاینز گریفین و همکاران در سال ۱۹۸۴
 - روش ارائه شده توسط داکلاس و گزتاس در سال ۱۹۸۶
 - روش ارائه شده توسط یانگساوا در سال ۱۹۹۱
 - روش ارائه شده توسط ارتش ایالات متحده آمریکا در سال ۱۹۹۲
 - روش ارائه شده توسط کمک‌پناه و همکاران در سال ۲۰۰۲
- برای رسیدن به نتایج منطقی و نزدیک به واقعیت، برخی از ضعف‌های عمده که برای روش شبه‌استاتیک با ضریب شبه‌استاتیک ثابت در ارتفاع مطرح بود، اصلاح شد و رویکردهای کامل‌تری برای بهره‌گیری از این روش در تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی پیشنهاد شد. در این نظرات رفتار سد صلب فرض نشده و با در نظر گرفتن رفتار ویسکوالاستیک و یا رفتار واقعی سد و همینطور انجام تحلیل‌های مختلف، پیشنهادهایی برای تعیین ضریب لرزه‌ای متغیر با ارتفاع ارائه شده است که از آن جمله می‌توان به موارد زیر اشاره نمود [۹، ۱۰، ۱۱، ۱۲]:

- روش ارائه شده توسط جای کریشنا در سال ۱۹۶۲
 - روش ارائه شده توسط سید و مارتین در سال ۱۹۶۵
 - روش ارائه شده توسط مکدسی و سید در سال ۱۹۷۸
 - روش ارائه شده در آیین‌نامه هندوستان در سال ۱۹۸۸
 - روش ارائه شده توسط قنبری و همکاران در سال ۲۰۰۸
- در این مقاله برای ایجاد دقتی مناسب‌تر در روش پیشنهادی قنبری و همکاران، با تاکید بر هندسه سد خاکی، تحلیل‌های دینامیکی فراوانی انجام شده و در پایان ساختار روش مورد نظر از ابعاد مختلف مورد بررسی قرار گرفته است. به همین منظور ابتدا فرضیات پایه‌ای روش و سپس فرایند مورد نظر برای رسیدن به پارامترهای مورد نیاز در روش گفته شده، برای اعمال صحیح ضریب شبه‌استاتیک، مورد کنکاش قرار گرفته است.

۲- روش جدید دقیق شده

۲-۱- فرضیات پایه‌ای:

فرضیاتی که در این مقاله برای بیان رابطه ضریب



شبه‌استاتیک افقی مدنظر بوده است، عبارتند از:

ضریب شتاب مبنای طرح به شتاب معادل استاتیکی است که با توجه به اثرات ساختگاه، بین مقادیر $0/3$ تا $0/6$ متغیر است. همچنین (β) ضریبی است که اثرات هندسه سد در بزرگنمایی ضریب لرزه‌ای پایه و اثرات خواص ژئوتکنیکی مصالح بدنه سد را بیان می‌نماید و به طور معمول بین مقادیر صفر تا $1/5$ متغیر است. بدین ترتیب بیشترین ضریب شبه‌استاتیک در تاج، $2/5$ برابر ضریب شتاب افقی در پایه سد است که در آیین‌نامه‌های مختلف مانند آیین‌نامه طراحی سدهای خاکی کشور ژاپن نیز این مقدار برابر با $2/5$ در نظر گرفته شده است. باید توجه داشت که اینگونه افزایش شتاب در ارتفاع، برای شتاب‌های کم و رفتار الاستیک خطی، به طور کامل مشخص است [۱۲]. در صورتی که رفتار سد از حالت الاستیک خطی خارج شود و یا مصالح تشکیل‌دهنده بدنه سد به مرحله تسلیم برسد، نه تنها افزایش شتاب از پی تا تاج سد دیده نمی‌شود، بلکه ممکن است به کاهش مقدار شتاب نیز منجر شود. پارامتر (Z) نسبت ارتفاع مورد نظر (y) به ارتفاع کل سد (h) بوده و بیانگر مختصات نقطه مورد بررسی در ارتفاع سد است. مبدا مختصات برای پارامتر (y) روی پایه سد بوده و بنابراین برای تاج سد مقدار (Z) برابر یک است.

۲-۳- معرفی سد مسجد سلیمان:

در این تحقیق برای انجام تحلیل‌های استاتیکی، شبه‌استاتیکی و دینامیکی، همه مطالعات بر روی مدل سد مسجد سلیمان انجام شده است. سد مسجد سلیمان در استان خوزستان و در $25/5$ کیلومتری شمال‌شرقی شهر مسجد سلیمان، بر روی رودخانه کارون احداث شده است. پی سد از نظر زمین‌شناسی بر روی سازندهای بختیاری و آغاچاری که متشکل از کنگلومرای سخت با میان لایه‌های رسی هستند واقع شده است. حجم کل مخزن 228 میلیون مترمکعب و حجم مفید برابر با 200 میلیون مترمکعب است. بدنه اصلی سد به حجم $13/5$ میلیون مترمکعب، ارتفاع 177 متر از پی، طول تاج 480 متر، عرض تاج 15 متر، عرض سد در پی 780 متر و حجم حفاری $1/8$ میلیون متر مکعب است [۱۴].

۲-۴- معرفی مدل سد مسجد سلیمان:

برای مدل‌سازی سد مسجد سلیمان از مجموعه نرم‌افزاری ژئوسلوپ ورژن 2007 استفاده شده است. مقطع عرضی بحرانی سد مسجد سلیمان بر اساس جانمایی و مقاطع ارائه شده در آلبوم نقشه‌های فنی بدنه سد استخراج شده است. مقطع بحرانی شامل ناحیه‌بندی سد، اعم از هسته، فیلترها، پوسته، ناحیه انتقالی و قسمتی از پی آبرفتی در بالادست و پایین‌دست

- ضریب شبه‌استاتیک برای تحلیل سدهای خاکی تابعی از شرایط لرزه‌خیزی ساختگاه سد و اثرات پی است. برای این منظور از عامل شتاب مبنای طرح (A) که در آیین‌نامه 2800 برای شهرهای مختلف کشور معرفی شده است، استفاده شده است.
- با توجه به آنکه مطالعات عددی نشان دهنده افزایش شتاب در ارتفاع سد هستند، ضریب شبه‌استاتیک در تحلیل شبه‌استاتیک به صورت متغیر در ارتفاع فرض شده است. بر همین اساس ضریب شبه‌استاتیک در پی و بخش مدفون سد، ثابت و در ارتفاع آن به صورت خطی افزایش یافته است. گفتنی است که حداکثر مقدار ضریب شبه‌استاتیک افقی در تاج سد خواهد بود.
- میزان افزایش شتاب در ارتفاع سد، تابع شرایط هندسی بدنه سد و میزان میرایی مصالح آن در نظر گرفته شده است.
- مطالعات انجام شده برای زلزله‌های حوزه دور کاربردی است.

۲-۲- رابطه مورد استفاده:

بر اساس فرضیات پایه‌ای بیان شده، ضریب شبه‌استاتیک برای تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی به صورت تابع $K_h(Z)$ تعریف می‌شود. اساس روش پیشنهادی قنبری و همکاران در روابط (۱) تا (۳) آورده شده است [۱۲]:

$$K_{hb} = \alpha \cdot A \quad (1)$$

$$Z = \frac{y}{h} \quad (2)$$

$$K_h(z) = K_{hb} \cdot (1 + \beta Z) \quad (3)$$

در روابط ارائه شده، $K_h(Z)$ تابع ضریب شبه‌استاتیک است که بطور خطی از پی تا تاج سد افزایش می‌یابد. نسبت افزایش شتاب در ارتفاع، تابع شرایط هندسی سد و میرایی مصالح بدنه است. همچنین مقدار $K_h(Z)$ در تراز پی سد معادل ضریب شبه‌استاتیک پایه خواهد بود که مقدار آن به شرایط لرزه‌خیزی ساختگاه و اثرات پی سد وابسته است. پارامتر (A) "نسبت شتاب مبنای طرح" نام داشته و معادل حداکثر شتاب مبنای طراحی (MDE) با دوره بازگشت 500 ساله بوده و بیانگر اثرات لرزه‌خیزی ساختگاه است. در صورتی که مطالعات خاص لرزه‌خیزی انجام نشده باشد، برای مناطق مختلف ایران از آیین‌نامه 2800 مقدار مورد نظر قابل استخراج است. (α) نسبت

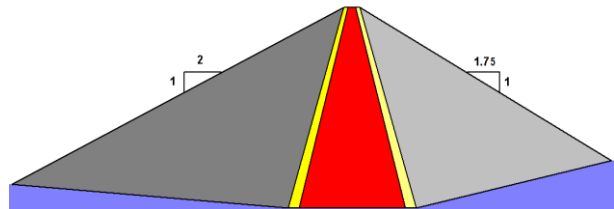
انجام تحلیل‌های استاتیکی از مدل رفتاری موهرکلمب استفاده شده است.

جدول (۱): مشخصات مدل‌های مطالعه شده از نظر هندسی

مدل	ارتفاع (متر)	شیب بالا دست	شیب پایین دست
۱	۱۷۰	۱ قائم، ۲ افقی	۱ قائم، ۱/۷۵ افقی
۲	۱۷۰	۱ قائم، ۲/۴ افقی	۱ قائم، ۲/۱۵ افقی
۳	۱۷۰	۱ قائم، ۲/۲ افقی	۱ قائم، ۱/۹۵ افقی
۴	۱۷۰	۱ قائم، ۱/۸ افقی	۱ قائم، ۱/۵۵ افقی
۵	۱۷۰	۱ قائم، ۱/۶ افقی	۱ قائم، ۱/۳۵ افقی
۶	۲۵۰	۱ قائم، ۲ افقی	۱ قائم، ۱/۷ افقی
۷	۲۱۰	۱ قائم، ۲ افقی	۱ قائم، ۱/۷۵ افقی
۸	۱۳۰	۱ قائم، ۲ افقی	۱ قائم، ۱/۷۵ افقی
۹	۹۰	۱ قائم، ۲ افقی	۱ قائم، ۱/۷۵ افقی

تراوش پایدار پس از برقرار شدن جریان دائمی آب ایجاد می‌شود و در این حالت تنش‌های مؤثر و فشارهای آب حفره‌ای در مقادیر حدی، ثابت می‌شوند. برای مدل‌سازی دقیق سد مسجد سلیمان در این مرحله، تنش‌ها و جابجایی‌های بدست آمده از تحلیل لایه‌به‌لایه به عنوان شرایط اولیه برای حالت تراوش پایدار در نظر گرفته شده است. همچنین سطح آب و وزن آب مخزن به مدل محاسباتی افزوده شده است. مشخصات مصالح بکار رفته در جدول (۲) آورده شده است، با این تفاوت که مقدار چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی هسته به ترتیب ۴۰ کیلو پاسکال و ۱۹ درجه است. کانتور تنش‌های مؤثر در شکل‌های (۲) و (۳) نشان داده شده است.

سد است که در فرآیند مدل‌سازی به طور کامل در نظر گرفته شده است. در این مقطع ارتفاع مدل از پی برابر با ۱۷۰ متر و عرض تاج معادل ۱۵ متر در نظر گرفته شده است. مدل گفته شده در شکل (۱) نشان داده شده است. برای جلوگیری از ناهنجاری‌های ناشی از بازتاب امواج در تحلیل‌های دینامیکی، مرزهای مدل به اندازه کافی دور یعنی ۳ برابر بیش‌ترین مقطع عرضی بدنه در راستای افق و ۳ برابر ارتفاع سد در راستای قائم در نظر گرفته شده است.



شکل (۱): مدل اصلی سد مسجد سلیمان

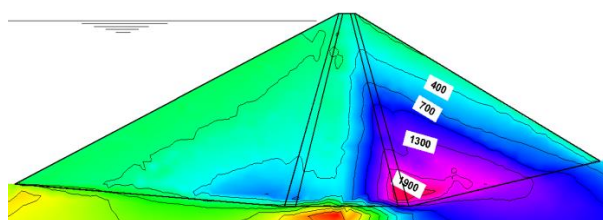
البته با توجه به اهمیت انتخاب ابعاد المان‌ها در انتشار صحیح امواج در محیط پیوسته، از توصیه‌های کوهلمیر و لایزمر که در سال ۱۹۷۳ ارائه کردند، استفاده شده است. آنها نشان دادند که در مدل‌سازی سازه‌های خاکی باید از المان‌هایی با ابعاد کوچک‌تر از $(\lambda/10)$ استفاده نمود. (λ) طول موج مربوط به بالاترین فرکانس ورودی تحریک زلزله است [۱۵].

۲-۵- تحلیل استاتیکی:

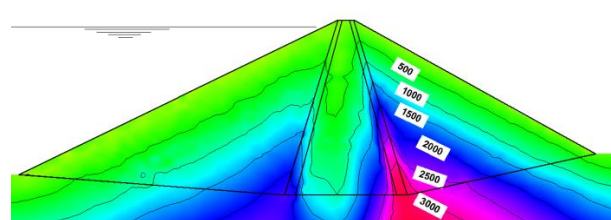
برای مدل‌سازی بدنه سد خاکی موردنظر در مرحله پایان ساخت از ۱۰ تا ۱۴ لایه بسته به هندسه‌های متفاوت در نظر گرفته شده در جدول (۱)، استفاده شده است. همچنین برای

جدول (۲): پارامترهای استفاده شده در تحلیل استاتیکی سد مسجد سلیمان در مرحله پایان ساخت [۱۴]

مدول الاستیسیته (*10 ⁵ kPa)					زاویه توسیع	جرم مخصوص (kg/m ³)	ضریب پواسون	زاویه اصطکاک داخلی	چسبندگی (kpa)	مناطق مختلف بدنه
۱۲ متر	۳۱ متر	۴۳ متر	۹۳ متر	۱۴۸ متر						
-	۰/۳	-	۰/۷	۱/۶	۰	۲۰۵۰	۰/۳۴	۱۰	۵۰	هسته
-	۰/۶۴	-	۱/۰۹	۱/۳۳	۲۲	۲۳۵۰	۰/۴	۴۵	۰	پوسته بالادست
-	-	۰/۷	۱/۰۲	۱/۳	۱۸	۲۲۰۰	۰/۳۸	۳۷	۰	پوسته پایین دست
-	۰/۴۹	-	۰/۹۴	۱/۴۴	۰	۲۳۵۰	۰/۳۶	۴۰	۰	فیلتر اشباع
-	۰/۷	-	۱/۰۶	۱/۵۵	۰	۲۲۰۰	۰/۳۶	۴۰	۰	فیلتر مرطوب
-	-	۳/۸۷۲۲	-	-	-	۲۵۰۰	۰/۳	۳۰	۷۰۰	فونداسیون



شکل (۳): کانتور تنش مؤثر افقی مربوط به مرحله تراوش پایدار

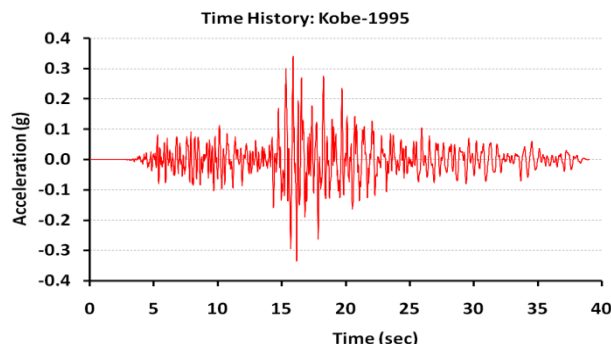
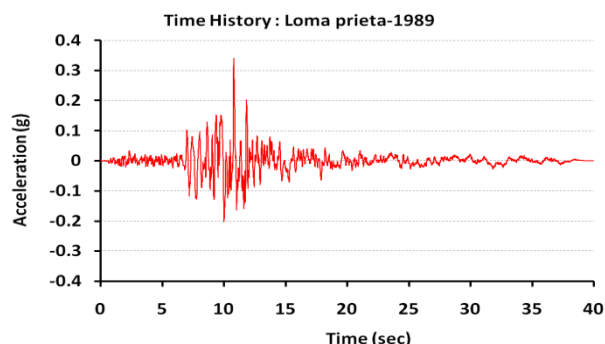
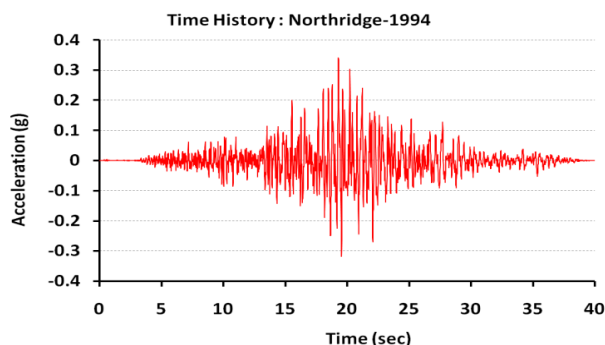
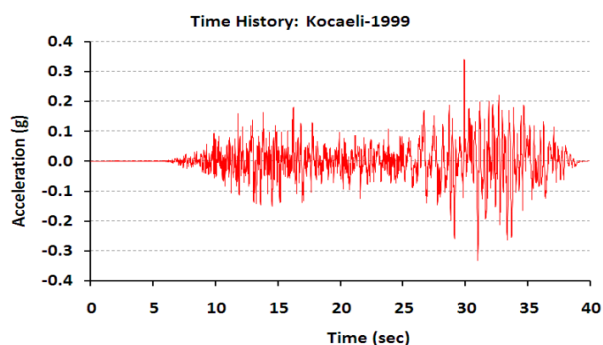


شکل (۲): کانتور تنش مؤثر قائم مربوط به مرحله تراوش پایدار

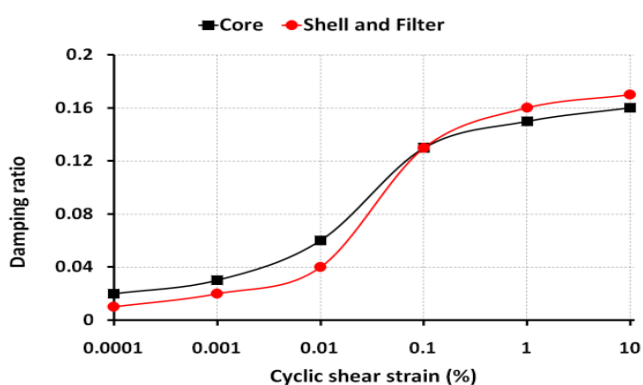
۶-۲- تحلیل دینامیکی سد مسجد سلیمان:

استفاده از روش الاستیک خطی معادل انجام شده است. مشخصات مصالح بکار رفته در این مرحله در جدول (۳) ارائه شده است. همچنین برای مصالح بدنه با تکیه بر گزارش‌های مشاور طرح، تابع کاهش مدول برشی و تابع افزایشی نسبت میرایی برای مصالح هسته به طور جداگانه و برای مصالح پوسته و فیلتر با توجه به تشابه رفتاری، همزمان در شکل‌های (۵) و (۶) ارائه شده است [۱۴].

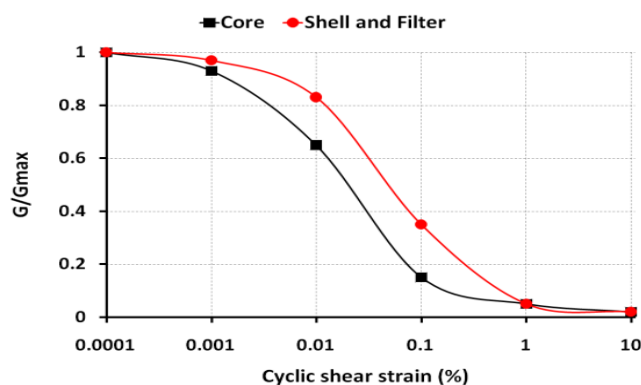
با انجام تحلیل استاتیکی در حالت تراوش پایدار، زمینه برای انجام تحلیل‌های دینامیکی فراهم شده و با استفاده از ۴ شتاب‌نگاشت مربوط به زلزله‌های کوچلی در سال ۱۹۹۹، نورسریچ در سال ۱۹۹۴، کوبه در سال ۱۹۹۵ و لوماپریتا در سال ۱۹۸۹، به انجام تحلیل‌های دینامیکی پرداخته شده است. شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل‌های دینامیکی در شکل (۴) ارائه شده است. در این تحقیق تحلیل‌های دینامیکی با



شکل (۴): شتاب‌نگاشت‌های مربوط به زلزله‌های خاص بکار رفته در این تحقیق



شکل (۶): نسبت میرایی مصالح به کرنش‌های برشی [۱۴]



شکل (۵): نسبت مدول برشی مصالح به کرنش‌های برشی [۱۴]

جدول (۳): پارامترهای استفاده شده در تحلیل دینامیکی سد مسجد سلیمان [۱۴]

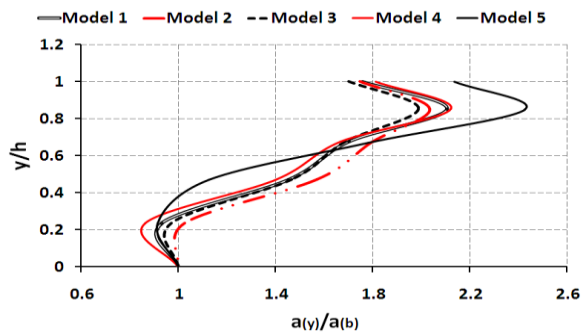
مدول الاستیسیته (*10 ⁶ kPa)					زاویه اتساع	جرم مخصوص (kg/m ³)	ضریب پواسون	زاویه اصطکاک داخلی	چسبندگی (kpa)	مناطق مختلف بدنه
۱۴۸ متر	۹۳ متر	۴۳ متر	۳۱ متر	۱۲ متر						
۴/۲۱	۳/۸۵	-	۲/۲۳	-	۰	۲۲۰۰	۰/۴۵	۱۹	۴۰	هسته
۳/۱۵	۲/۹۵	-	۲/۳۵	-	۲۲	۲۳۵۰	۰/۴	۴۵	۰	پوسته بالادست
۵/۸	۵/۴	۳/۸	-	-	۱۸	۲۲۰۰	۰/۴	۳۷	۰	پوسته پایین دست
۱/۸۲	۱/۷۱	-	۱/۳۴	-	۰	۲۳۵۰	۰/۴	۴۰	۰	فیلتر اشباع
۳/۳	۳/۰۷	-	۱/۷۴	-	۰	۲۲۰۰	۰/۴	۴۰	۰	فیلتر مرطوب
		۱۰/۹۲			-	۲۵۰۰	۰/۳	۳۰	۷۰۰	فونداسیون

۲-۷- محاسبه و استخراج پارامترهای ضریب شبه‌استاتیک:

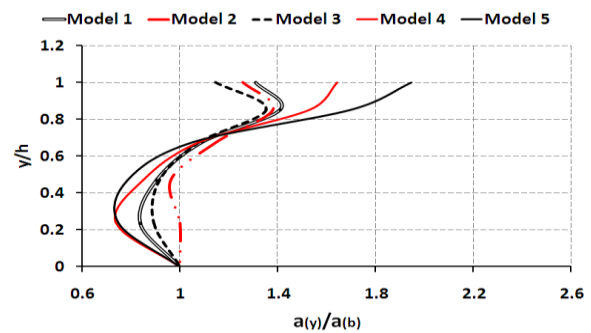
پارامتر (β) بیانگر میزان تشدید شتاب در ارتفاع سد بوده و به طور مستقیم از نتایج تحلیل دینامیکی قابل دستیابی است. اما پارامتر (α) از ترکیب تحلیل دینامیکی با تحلیل نیومارک باید استخراج شود. در این مقاله با توجه به نبود اطلاعات کافی در مورد پارامتر β و نحوه تغییر آن با تغییر هندسه بدنه سد خاکی، تمرکز اصلی بر روی این پارامتر بوده و در مورد پارامتر α پیشنهادی، با توجه به مطالعات قبلی انجام شده، فقط به بیان نحوه بدست آوردن این پارامتر اکتفا شده است.

۲-۸- محاسبه پارامتر (β) :

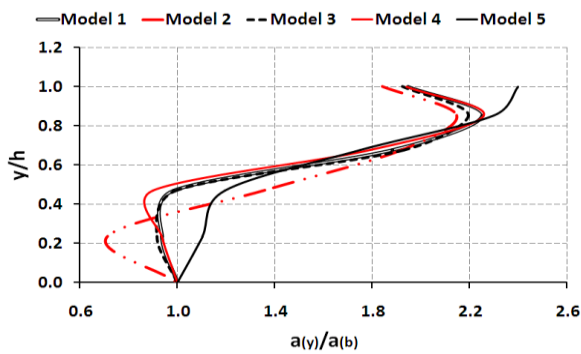
برای بررسی و محاسبه پارامتر (β) ، باید نحوه توزیع شتاب در ارتفاع مشخص باشد. بر این اساس، نقطه واقع بر محور مرکزی سد در هر ارتفاع را مبنا قرار داده و تغییرات شتاب در امتداد قائم در هر نقطه نسبت به نقطه مبنای واقع بر پی سد تعیین شده است. این فرایند برای همه مدل‌ها با هندسه‌های متفاوت انجام شده است و نتایج بدست آمده از مدل‌های مختلف برای ۴ شتاب‌نگاشت اشاره شده، در شکل‌های (۷) و (۸) نشان داده شده است.



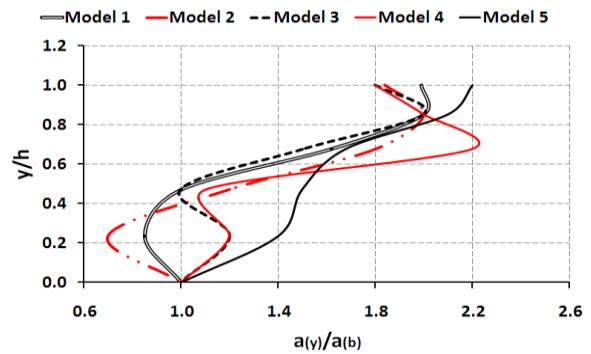
(ب)



(الف)



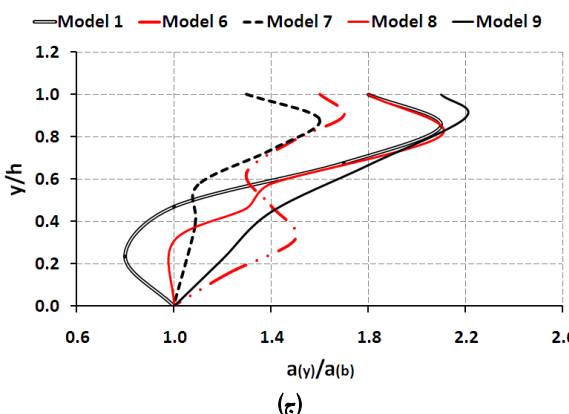
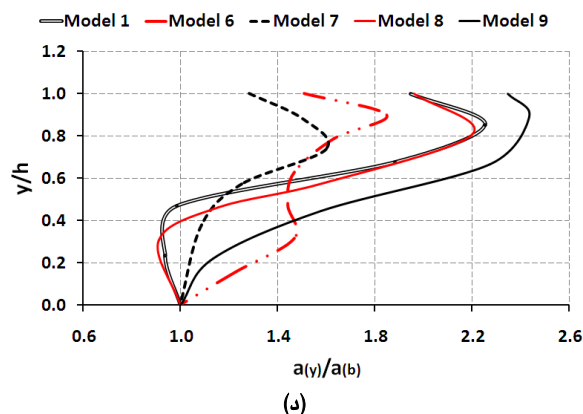
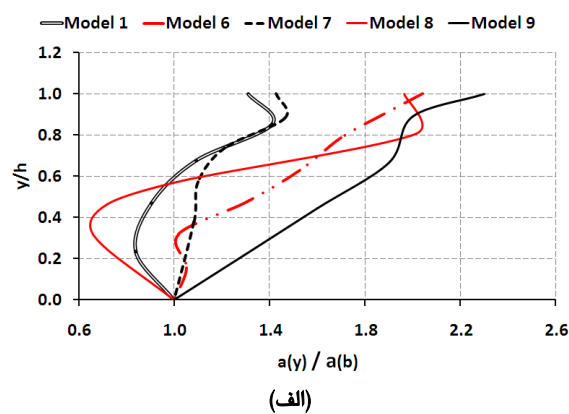
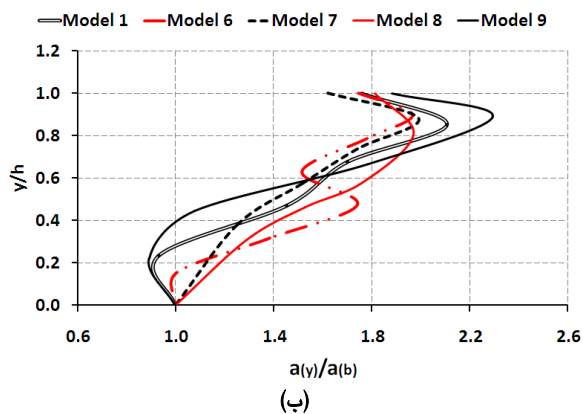
(د)



(ج)

شکل (۷): مقادیر بدست آمده شتاب حداکثر در خط میانی سد برای مدل‌های ۱ تا ۵.

(الف) کوبه در سال ۱۹۹۵ (ب) کوچلی در سال ۱۹۹۹ (ج) لوماپریتا در سال ۱۹۸۹ (د) نورسریج در سال ۱۹۹۴



شکل (۸): مقادیر بدست آمده شتاب حداکثر در خط میانی سد برای مدل‌های ۱ و ۶ تا ۹.

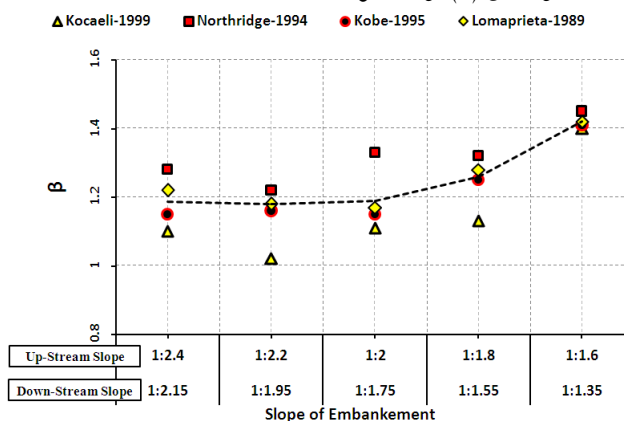
الف) کوبه در سال ۱۹۹۵ (ب) کوچلی در سال ۱۹۹۹ (ج) لوماپریتا در سال ۱۹۸۹ (د) نورسریج در سال ۱۹۹۴

گذر از مرز مشخص بر مقدار پارامتر β افزوده می‌شود. این واقعیت بیانگر آن است که سد هر چه لاغرتر می‌شود، به میزان شتاب‌های اعمالی بر آن افزوده‌تر می‌شود.

همچنین در مدل‌های شماره ۶ تا ۹ به همراه مدل اصلی، ارتفاع مورد نظر برای مدل‌ها از ۲۵۰ متر تا ۹۰ متر تغییر نموده و به این ترتیب اثرات تغییر ارتفاع، با ۵ مدل مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج بدست آمده در شکل (۱۰) ارائه شده است.

در مورد مقادیر بدست آمده برای پارامتر β هم‌زمان با تغییر ارتفاع، واضح است که با افزایش ارتفاع سد، شتاب اعمال شده بر آن کاهش یافته و منجر به کم شدن مقدار β شده است. این واقعیت از آنجا ناشی می‌شود که با افزایش ارتفاع سد، وارد مدهای ارتعاشی بالاتر شده و به این ترتیب کمتر تحت اثر شتاب‌های اعمالی از سوی زلزله قرار می‌گیرد. البته گفتنی است که انعطاف‌پذیر بودن مصالح بکار رفته در سدهای خاکی، جزء عوامل اصلی اثرگذار بر این فرایند است.

در پایان با توجه به تحلیل‌های انجام شده و نتایج بدست آمده می‌توان مقدار β پیشنهادی را برای مدل‌های مختلف با استفاده از شکل (۹) ارائه نمود.



شکل (۹): نمودار پیشنهادی با در نظر گرفتن مقدار β برای تغییر شیب رخ داده برای مدل‌های با ارتفاع ۱۷۰ متر

در نمودار ارائه شده در شکل ۹، محور افقی به صورت ۲ ردیفه ارائه شده است که ردیف اول میزان شیب در بالادست و ردیف دوم میزان شیب در پایین‌دست را ارائه می‌نماید. با دقت بر منحنی بدست آمده مشاهده می‌شود که هر چه بدنه سد لاغرتر شود، مقدار β تا حد خاصی آنچنان اثر نمی‌پذیرد، اما با

معادل دینامیکی است، مقایسه شده و از تعادل گوه در راستای افقی پارامتر (α) استخراج می‌شود. همچنین مقدار پارامتر (α) با تکیه بر مطالعات قبلی انجام شده، برابر با $0/4$ بدست آمده است [۱۲].

۳- مقایسه نتایج بدست آمده

مکدیسو و سید در سال ۱۹۷۸ منحنی طیف تشدید شتاب زمین در بدنه سد را بر اساس روش اجزاء محدود و آمار هشت زلزله قوی ارائه نمودند. بدین ترتیب اثر تغییر ضریب لرزه‌ای با ارتفاع مورد توجه واقع شده و هر گوه دارای یک مقدار خاص برای ضریب لرزه‌ای تحلیل شبه‌استاتیک شده است [۲].

استاندارد کشور هندوستان در سال ۱۹۸۸ پیشنهاد نموده که برای کنترل لغزش سطح گسیختگی که پایین‌ترین نقطه آن در عمق (y) از تاج سد قرار دارد، ضریب شتاب افقی معادل از رابطه (۵) تعیین شود:

$$\alpha_y = (2.5 - 1.5 \frac{y}{h}) \times \alpha_h \quad (5)$$

که در آن (h) ارتفاع سد و (α_h) مقدار ضریب لرزه‌خیزی منطقه بوده که مقادیری بین $0/3$ تا $0/24$ برای آن پیشنهاد شده است [۱۱].

همچنین استاندارد ژاپن برای طراحی لرزه‌ای سدهای خاکی از سال ۱۹۹۱ به بعد مورد استفاده قرار گرفت. طبق پیشنهاد این آیین‌نامه، برای بررسی پایداری مقطع اصلی، ضریب لرزه‌ای (K) برای هر گوه لغزشی یک عدد ثابت بوده و این ضریب از روابط (۶) و (۷) بدست می‌آید:

$$0 < \frac{y}{h} \leq 0.4 \quad K_h = K_f \times (2.5 - 1.85 \times \frac{y}{h}) \quad (6)$$

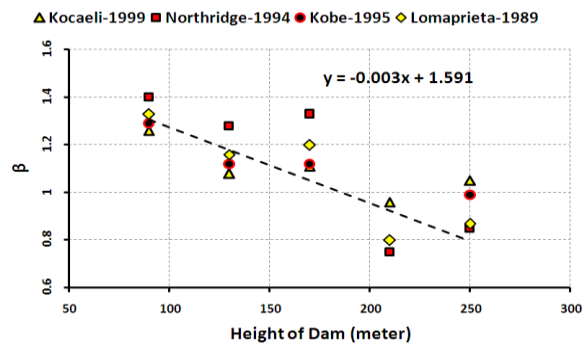
$$0.4 < \frac{y}{h} \leq 1 \quad K_h = K_f \times (2 - 0.6 \times \frac{y}{h}) \quad (7)$$

در روابط فوق (h) ارتفاع خاکریز، (y) فاصله عمودی بین تاج و انتهای گوه لغزشی و (K_f) ضریب لرزه‌ای طراحی در پی است که برای کشور ژاپن از جدول (۴) قابل استخراج است [۱۳].

جدول (۴): ضریب (K_f) برای مناطق مختلف ژاپن [۱۳]

توصیف ناحیه	ضریب لرزه‌ای پی
مناطق با لرزه‌خیزی بالا	۰/۱۸
مناطق با لرزه‌خیزی متوسط	۰/۱۶
مناطق با لرزه‌خیزی کم	۰/۱۳

در پایان برای مقایسه نتایج بدست آمده از این روش با نتایج روش‌های دیگر، ۳ روش اشاره شده موردنظر واقع شده و به طور دقیق با توجه به روند گفته شده برای سایت موردنظر که در منطقه با خطر لرزه‌خیزی بالا واقع بوده، محاسبه و نتایج برای ضریب لرزه‌ای در شکل (۱۱) آورده شده است.



شکل (۱۰): نحوه تغییر پارامتر β نسبت به تغییر ارتفاع مدل‌های محاسباتی برای شیب بالادست ۱:۲ و شیب پایین‌دست ۱:۱/۷۵

۲-۹- محاسبه پارامتر (α) :

برای بررسی پارامتر (α) لازم است که یک سری تحلیل‌های دینامیکی به همراه تحلیل‌های نیومارک انجام شود. در محاسبات مربوطه، باید مقایسه‌ای بین نتایج تحلیل‌های دینامیکی و شبه‌استاتیکی نیز انجام شود. به طوری که ابتدا باید ضریب اطمینان متغیر در حوزه زمان را برای بیشینه شتابی که در گوه بحرانی، تغییرمکان ۳۰ سانتی‌متر طبق پیشنهاد ارائه شده توسط بری در سال ۱۹۹۷ ایجاد می‌کند را بدست آورد [۱۶]. سپس با اعمال تابع ارائه شده در رابطه (۴) ضریب اطمینان معادل دینامیکی بدست آمده است:

$$\lambda(\bar{f}(S.F(t)_{30})) = 1 \quad (8)$$

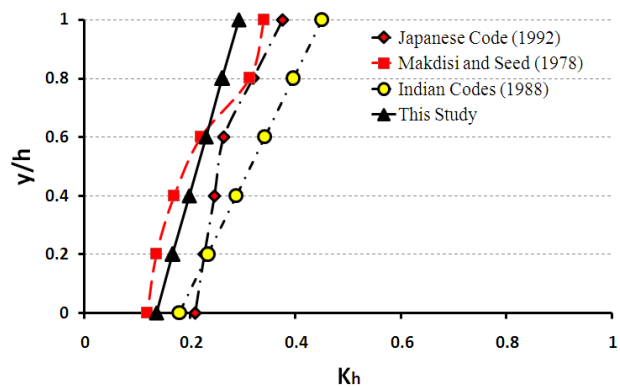
که در آن $(S.F(t)_{30})$ بیانگر تغییرات ضریب اطمینان در گوه بحرانی با اعمال زلزله‌ای است که در گوه موردنظر تغییر مکان ۳۰ سانتی‌متر ایجاد نماید. در این خصوص ضریب اطمینان استاتیکی به عنوان مبنا در نظر گرفته شده و ضریب اطمینان دینامیکی معادل، از تغییرات ضریب اطمینان دینامیکی در حوزه زمان، به ازای لحظاتی که ضریب اطمینان به مقدار کمتر از ضریب اطمینان استاتیکی کاهش یافته است، مورد محاسبه واقع شده است. بدین ترتیب تابع \bar{f} ، متوسط ضریب اطمینان‌های دینامیکی کمتر از مقدار استاتیکی را به عنوان ضریب اطمینان دینامیکی معادل محاسبه می‌نماید. پس از تعیین این ضریب در تحلیل‌های دینامیکی، با مساوی یک قرار دادن ضریب اطمینان بدست آمده در حوزه زمان، مقدار λ بدست آمده است. سپس با اعمال مقدار λ بر ضریب اطمینان در حوزه زمان برای زلزله موردنظر در ساختگاه گفته شده، ضریب اطمینان معادل شبه‌استاتیک بدست آمده است. با مقایسه ضریب اطمینان گفته شده با ضریب اطمینان شبه‌استاتیک، ضریب شبه‌استاتیکی منجر به ایجاد ضریب اطمینان موردنظر، بدست می‌آید. در پایان توزیع خطی ضریب شتاب افقی با توزیع ثابت این ضریب که مولد ضریب اطمینان شبه‌استاتیکی برابر با ضریب اطمینان

زلزله بیشتر شده و سد بیشتر تحت اثر آن واقع می‌شود.
 (ب) روند افزایش β ، به ازای شیب شیروانی بالادست کندتر از قائم به β افقی متوقف شده و بطور تقریب همه شیب‌های کندتر از مقدار گفته شده از یک مقدار β برخوردارند.

(ج) با افزایش ارتفاع سد خاکی مورد مطالعه، از میزان پارامتر β کاسته شده است.

(د) نتایج حاصل از همه تحلیل‌ها نشان می‌دهد که افزایش شتاب در ارتفاع سد تا حدود ۸۰ درصد ارتفاع، روند افزایشی داشته است و در این محدوده می‌توان فرض خطی بودن روند افزایش شتاب را پذیرفت. با این حال در بخش بالایی سد و اطراف تاج سد کاهش محسوسی در شتاب بدنه سد دیده می‌شود. این حالت‌ها می‌تواند به طور کلی ناشی از تغییر در مدهای ارتعاش برای سدهای خاکی با ارتفاع‌های متفاوت باشد.
 (ه) مد اصلی تغییرات شتاب در ارتفاع سد برای سدهای خاکی کوتاه در اغلب موارد منطبق بر مد اول تحریک سد است. با این حال برای سدهای با ارتفاع بیشتر، فعال شدن مد دوم و سوم نیز دیده شد و همین عامل باعث کاهش میزان شتاب‌های اعمالی به سد شده بود.

(و) روش شبه‌استاتیک در صورت توسعه و بهینه‌سازی روند برآورد محاسبه ضریب شبه‌استاتیک، راهکاری ساده و توانمند برای تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی است.



شکل (۱۱): مقایسه ضریب لرزه پیشنهادی با نظرات مراجع دیگر

ع- نتیجه‌گیری:

روش‌هایی که محققین قبلی برای تخمین ضریب شبه‌استاتیک سدهای خاکی ارائه نموده‌اند، برخی از خصوصیات اساسی سد، مانند هندسه بدنه را در تعیین این ضریب موثر ندانسته‌اند. در این تحقیق با استفاده از تحلیل‌های بر پایه روش اجزاء محدود، اثر هندسه سد در تعیین ضریب شبه‌استاتیک بررسی و نتایج زیر به دست آمده است:

(الف) با تندتر شدن شیب سد، بر مقدار β افزوده شده است. در این مورد رفتار هر β شتابناک‌اش اعمالی از نظر بررسی تغییرات شتاب، مشابه بوده و تفاوت آشکاری دیده نشده است. در واقع این مساله بیانگر این است که هر چه سد مورد مطالعه لاغرتر باشد، میزان شتاب‌های اعمالی بر آن در زمان وقوع

۵- مراجع:

Series, Series E: Applied Sciences, Vol. 200, pp. 449-470, 1991.

[۷] U.S. Army Corps of Engineers, "Engineering and Design". Earthquake Design and Evaluation for Civil Works Projects, 1995.

[۸] KomakPanah, A., Magoli, N., "Evaluation of the Horizontal Earthquake coefficient in Pseudo-Static Analysis of Slopes", Proceedings of the 3rd Conference on the Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Tehran, Iran, 2002.

[۹] Jai Krishna, "Earthquake Resistant Design of Earth Dam", Symposium on Earthquake Eng, India, 1962.

[۱۰] Seed, H.B., Martin, G.R., "The Seismic Coefficients in earth dam design", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 92 (3), pp.25-58, 1966.

[۱۱] IS 1893-1984 (Part I), "Indian Standard Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures", (fifth Revision), 2002.

[۱۲] Ghanbari, A., Davoodi, M., Ahmadi, B., "A New Equation to Calculate The Seismic Coefficient of Pseudo-Static Analysis for The Masjed Soleiman Dam", Dam Engineering, Volume XIX, Issue 2, 2008.

[۱] Terzaghi, K., "Mechanisms of landslides", In Application of Geology to Engineering Practice (Berkeley Volume), Geological Society of America, New York, 83-123, 1950.

[۲] Makdisi, F.I., Seed, H.B., "A Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deformation in Dams and Embankments", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 104, NO.GT7, P.849-867, 1978.

[۳] Seed, H.B., "Consideration in the earthquake resistant design of earth dams", Geotechnique, No 29, PP.215-263, 1979.

[۴] Hynes-Griffin, M.E., Franklin, A.G., "Rationalizing the Seismic Coefficient Method", Miscellaneous paper GL-84-13, U.S. Army Corps of Engineering Waterways Experiment Station Vicksburg, Mississippi, 1984.

[۵] Dakoulas, P., Gazetas G., "Seismic Shear Strains and Seismic Coefficients in Dams and Embankments", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 5, No 2, pp.75-83, 1986.

[۶] Yanagisawa, E., "Dynamic Behavior of rock fill dams, Advanced in Rock fill Structures", Neves, E.M, Kluwer Academic publishers, NATO ASI

- [۱۵] Kuhlemeyer, R., Lysmer, J., "Finite element method accuracy for wave propagation problems", Journal of Soil Mechanics and Foundation, Div, ASCE, 99, 421-427, 1973.
- [۱۶] Bray, J.D., Rethie, E.M., Augello, A.J., Merry, S.M., "Simplified seismic designs procedure for geo synthetic lined". Soil-waste landfills, Geosynthetics International, 5 (1-2), 203-235, 1988.
- [۱۳] Japan Society of Civil Engineers, "Earthquake Resistant Design Codes in Japan", 2000.
- [۱۴] Davoodi, M., "Evaluating dynamic characteristics of embankment dams using ambient and forced vibration tests". PhD thesis, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, 2003.

