

## ارزیابی پایداری سطوح مستعد لغزش در سد خاکی مسجد سلیمان در حالات تحریک لرزه‌ای ورودی یکنواخت و غیریکنواخت

محمد داودی<sup>۱</sup> و علی جواهری<sup>۲</sup>

۱- استادیار پژوهشکده مهندسی ژئوتکنیک، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران، Email: m-davood@iiees.ac.ir

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه‌های هیدرولیکی، دانشگاه آزاد تهران جنوب، تهران، ایران

**چکیده:** در سال‌های اخیر اهمیت در نظر گرفتن تغییرات مکانی حرکت زمین‌لرزه در مطالعه پاسخ لرزه‌ای سازه‌های طولی، تأثیر خود را به خوبی نشان داده است. جهت مطالعه تأثیر محرک‌های غیریکنواخت بر رفتار لرزه‌ای سدهای خاکی، در مقاله حاضر پاسخ احتمالی سد خاکی مسجد سلیمان تحت اثر تغییرات مکانی حرکت زمین‌لرزه مورد بررسی قرار گرفته است. حرکت لرزه‌ای ورودی به صورت احتمالی و در ده حالت مختلف شبیه‌سازی شده است به طوری که مدل‌های تغییرات مکانی حرکت زمین‌لرزه با در نظر گرفتن دوائر عبور موج و عدم انسجام مدلسازی شده است. در این تحقیق، از مدل المان محدود دو بعدی سد در حالت فونداسیون صلب استفاده شده است و تحلیل ارتعاش تصادفی جهت برآورد پاسخ احتمالی سد مورد استفاده قرار گرفته است. نحوه توزیع تنش‌های مجموع استاتیکی و دینامیکی  $\sigma_x$ ،  $\sigma_y$  و  $\tau_{xy}$  و همچنین مقادیر ضرایب اطمینان سطوح لغزش فرضی مورد مقایسه قرار گرفته است. نتایج تحقیق حاضر نشان می‌دهد، در نظر گرفتن محرک ورودی یکنواخت می‌تواند منجر به برآورد نتایج غیر واقعی در ارزیابی پایداری سطوح مستعد لغزش در سدهای خاکی گردد.

**کلید واژه‌ها:** تغییرات مکانی حرکت زمین‌لرزه (SVEGM)، سد خاکی، ارتعاش تصادفی

### Evaluating the Stability of Masjed Soleiman Dam Sliding Surfaces in Uniform and SVEGM Excitations

**Abstract:** It is very common in engineering practice these days to assume that all of dam supports experience identical ground motion time histories. Past research studies have demonstrated that seismic ground motion can vary significantly over distances comparable to the length of the structures. On the other hand, such structures are subjected to ground motions at their supports that can differ considerably in amplitude, phase, as well as frequency content. In order to study the effect of Spatially Variation of Earthquake Ground Motion (SVEGM) on the seismic response of embankment dams, the dynamic response of the Masjed Soleiman earth dam to SVEGM is analyzed. In this research, 2D finite element model of the dam body with rigid foundation is used. A stochastic SVEGM model which accounts for both incoherence and wave passage effects is used to specify the earthquake excitation. Based on the analysis results, the normal and shear stress distributions on the dam body as well as the safety factor evaluation of the most important sliding surfaces were estimated. Totally, the results of this research indicate that SVEGM can have a significant effect on the stability of embankment dams.

#### ۱- مقدمه

قبل از دهه ۱۹۸۰، روال معمول در کاربردهای مهندسی، استفاده از محرک ورودی یکنواخت در تحلیل سازه‌ها بوده است. این در حالی است که از اوایل دهه ۱۹۸۰ و با نصب آرایه‌های شتابنگار مشاهده گردید که حرکت زمین‌لرزه در نقاط مختلف ساختگاه دارای تفاوت‌های عمده‌ای است. معروف‌ترین این آرایه‌ها، آرایه SMART-1 در تایوان [۱] می‌باشد که بیشتر تحقیقات انجام شده در زمینه تغییرات مکانی حرکت زمین‌لرزه (SVEGM) (Spatial Variation of Earthquake Ground Motion) در این آرایه انجام گردیده است. تحقیقاتی که در سال‌های اخیر بر روی برخی سازه‌های طولی صورت گرفته است نشان می‌دهد

قبل از دهه ۱۹۸۰، روال معمول در کاربردهای مهندسی، استفاده از محرک ورودی یکنواخت در تحلیل سازه‌ها بوده است. این در حالی است که از اوایل دهه ۱۹۸۰ و با نصب آرایه‌های شتابنگار مشاهده گردید که حرکت زمین‌لرزه در نقاط مختلف ساختگاه دارای تفاوت‌های عمده‌ای است. معروف‌ترین این آرایه‌ها، آرایه SMART-1 در تایوان [۱] می‌باشد که بیشتر تحقیقات انجام شده در زمینه تغییرات مکانی حرکت زمین‌لرزه (SVEGM) (Spatial Variation of Earthquake Ground Motion) در این آرایه انجام گردیده است. تحقیقاتی که در سال‌های اخیر بر روی برخی سازه‌های طولی صورت گرفته است نشان می‌دهد

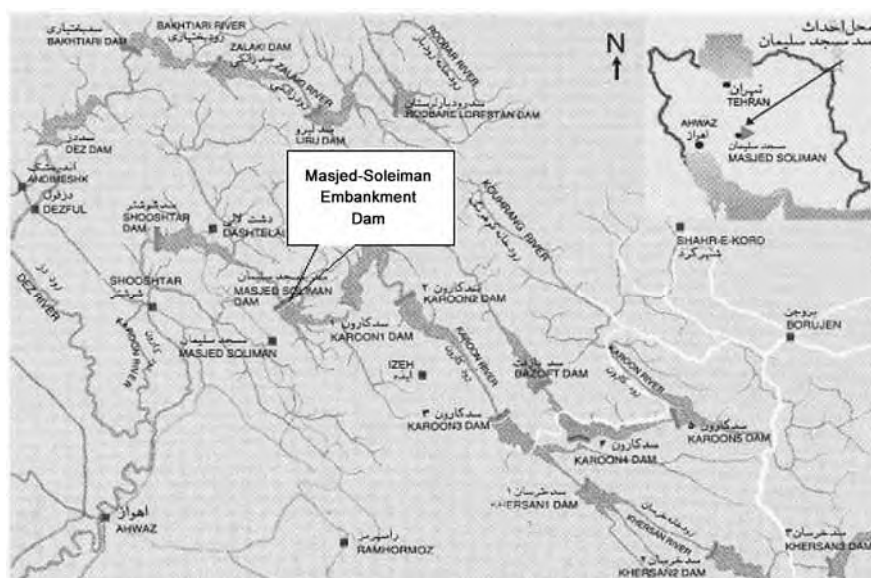
در موقعیتی قرار داده است که مطالعات دقیق تر لرزه‌ای می‌تواند آن را به یک سد مرجع تبدیل کند تا بتوان سطح استاندارد طراحی و اجرای سدهای خاکی در کشور را مورد ارزیابی دقیق تر قرار داد.

## ۲- مشخصات سد خاکی مسجد سلیمان

سد سنگریزه‌ای مسجد سلیمان با ارتفاع ۱۷۷ متر از پی سنگی، طول تاج ۴۹۲ متر، هسته رسی قائم و پوسته سنگریزه‌ای، حجم بدنه سد در حدود ۱۳/۴ میلیون متر مکعب، حجم تقریبی مخزن ۲۳۰ میلیون متر مکعب و نیروگاه زیرزمینی ۲۰۰۰ مگاواتی، در فاصله ۲۵ کیلومتری شمال شرق شهر مسجد سلیمان و در ۲۶ کیلومتری پایین دست سد شهید عباسپور واقع شده است، شکل (۱). نسبت طول به ارتفاع سد برابر ۲/۷۶ می‌باشد که در مقایسه با سدهای خاکی دیگر عدد کوچکی است. بستر، تکیه‌گاه‌های بدنه سد و بخش اعظمی از مخزن بر روی سنگ‌های سازند بختیاری قرار دارد. این سازند عمدتاً در واحدهای سنگی فوقانی، از کنگلومرای سخت با میان لایه‌های بسیار نازک رسی تشکیل یافته است. مشاوران طرح، شرکت‌های مهندسی مشاور مشانیر (وابسته به وزارت نیرو)، نیپون کوئه (از ژاپن) و لامایر (از آلمان) می‌باشند. احداث بدنه سد از سال ۱۳۷۴ آغاز و در سال ۱۳۸۰ به اتمام رسید و با پایان ساخت بدنه، آگیری اصلی مخزن در ترازهای بالا آغاز شد. سد و نیروگاه مسجد سلیمان واقع در مختصات  $49^{\circ}24'E$  و  $32^{\circ}02'N$  در منطقه‌ای احداث شده است که چندین گسل فعال در نزدیکی آن قرار گرفته است. به عنوان نمونه می‌توان به گسل اندیکا در فاصله ۲/۵ کیلومتری شمال سایت سد اشاره کرد که در طول سالیان گذشته زلزله‌های نسبتاً شدیدی را در منطقه ایجاد کرده است [۴].

که *SVEGM* در پاسخ لرزه‌ای سازه‌های طولی مانند پل‌ها، خطوط لوله و سدها تأثیر بسزایی دارد [۱]. آلوز و هال [۲] تأثیر *SVEGM* در پاسخ لرزه‌ای سد بتنی قوسی پاکویما را مورد مطالعه قرار دادند. در تحقیق مذکور تغییرات مکانی حرکت زمین لرزه موجب افزایش تنش‌های فشاری در بدنه سد شده و تفاوت اصلی نتایج در دو حالت تحریک ورودی یکنواخت و غیریکنواخت مؤلفه شبه استاتیکی پاسخ بوده است. هاریچندران تأثیر *SVEGM* در پاسخ لرزه‌ای پل‌ها را مورد بررسی قرار داد. نتایج این تحقیقات که بر روی چند پل معلق و قوسی صورت گرفته است نشان می‌دهد که به طور کلی در نظر گرفتن محرک ورودی یکنواخت برای پل‌های با دهانه طولی غیرقابل قبول است [۱]. سابقه مطالعه تأثیر *SVEGM* در سدهای خاکی، به مطالعات چن و هاریچندران بر روی سد خاکی سانتا فلیسیا برمی‌گردد. نتیجه مطالعه موردی فوق نشان می‌دهد که *SVEGM* موجب افزایش تنش برشی و کرنش برشی در بدنه سد شده و در نظر گرفتن محرک ورودی یکنواخت می‌تواند منجر به برآورد نتایج غیر واقعی گردد [۱، ۳].

در مقاله حاضر، پس از بررسی خصوصیات و شرح انواع حالات مدل‌سازی تحریک ورودی *SVEGM* به مطالعه تأثیر آن در پاسخ لرزه‌ای سد خاکی مسجد سلیمان پرداخته خواهد شد. بر روی سد مذکور، آزمایش‌های ارتعاشی درجا شامل آزمایش ارتعاش اجباری، آزمایش ارتعاش محیطی و ثبت پاسخ سد به انفجارهای مختلف سایتی به منظور تعیین مشخصات دینامیکی و تدقیق مدل عددی سد مذکور انجام شده است [۴]. سابقه مطالعات مذکور بر روی سد مسجد سلیمان به همراه دستگاه‌های شتابنگار دائم مستقر در نقاط مختلف بدنه سد، سد خاکی مسجد سلیمان را



شکل ۱. موقعیت سد مسجد سلیمان بر روی نقشه ایران [۴].

### ۳- مدل المان محدود

شرایط محلی ساختگاه به علت تکیه‌گاه سنگی بدنه سد مسجد سلیمان صرف‌نظر شده است. در این مدل، تابع چگالی طیفی متقاطع بین شتابنگاشت‌های نقاط تکیه‌گاهی  $\ell$  و  $m$  به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$S_{lm}(f) = s(f) |\gamma(v, f)| e^{-i2\pi f v / V} \quad (1)$$

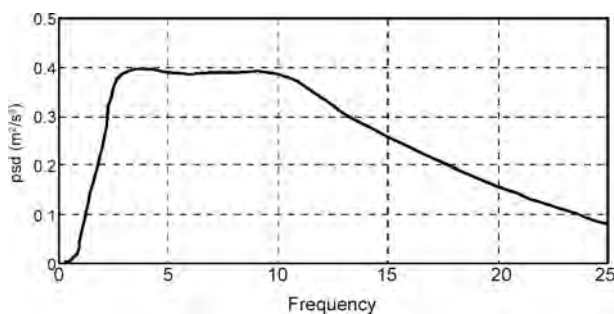
که در این رابطه  $s(f)$ ، تابع چگالی طیفی،  $|\gamma(v, f)|$  تابع انسجام،  $e^{-i2\pi f v / V}$  طیف فاز،  $v$  فاصله بین تکیه‌گاه‌های  $\ell$  و  $m$   $V$  سرعت ظاهری انتشار و  $f$  فرکانس بارگذاری بر حسب Hz می‌باشند [۱] که در ادامه، چگونگی انتخاب هر یک از این پارامترها بیان می‌گردد.

#### ۴-۱-۱- تابع چگالی طیفی

مطالعات لرزه‌خیزی انجام شده توسط مشاور طرح [۸] با در نظر گرفتن کلیه گسل‌های فعال منطقه نشان می‌دهد که حداکثر شتاب افقی و قائم زمین برای زلزله مبنای طرح DBE به ترتیب برابر  $0.19g$  و  $0.25g$  می‌باشد. جهت استخراج محرک ورودی در تحلیل دینامیکی SVEGM سد مسجد سلیمان، با ایده گرفتن از طیف‌های پاسخ ارائه شده در مطالعات تحلیل خطر [۸] و محدود بودن رفتار مصالح به محدوده خطی، طیف محرک ورودی زلزله با  $PGA=0.23g$  فرض شده است که در تحلیل دینامیکی تحت زمین‌لرزه‌های متوسط و ضعیف می‌توان با قبول خطای کم استفاده نمود. جهت برآورد تابع چگالی طیفی در مطالعه حاضر، از طیف پاسخ مذکور و رابطه (۲) استفاده شده است.

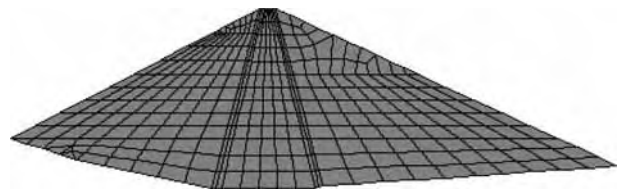
$$S(\omega) = |F(\omega)|^2 / (\pi T) \quad (2)$$

در این رابطه  $F(\omega)$  طیف فوریه،  $S(\omega)$  تابع چگالی طیفی و  $T$  مدت دوام حرکت قوی زمین‌لرزه (Duration) می‌باشد [۱۱]. تابع چگالی طیفی محاسبه شده، در شکل (۳) نشان داده شده است.



شکل ۳. تابع چگالی طیفی استفاده شده در محرک ورودی SVEGM

شکل (۲) مقطع عرضی میانی سد خاکی مسجد سلیمان و المان‌بندی مورد استفاده در مدل المان محدود را نشان می‌دهد. در این مطالعه، مدل المان محدود دو بعدی مقطع عرضی میانی سد در حالت فونداسیون صلب، با استفاده از نرم‌افزار ANSYS-9 [۵]، مورد تحلیل قرار گرفته است. جهت انتخاب المان‌بندی بهینه، پاسخ‌های مختلف سد در حالات مختلف المان‌بندی بررسی شده است. به این منظور نمودار پاسخ نسبت به تعداد المان رسم شده و محل مجانب شدن نمودار به عنوان المان‌بندی بهینه انتخاب شده است. مدل المان محدود به کار رفته شامل ۳۳۱ المان چهار گره‌ای و ۳۸۴ گره می‌باشد [۴]. به دلیل عدم امکان تحلیل طیفی در حالت غیرخطی، از ویژگی‌های غیرخطی مصالح در تحلیل‌های دینامیکی صرف‌نظر شده است. مقادیر پارامترهای استفاده شده در مدل بر اساس نتایج حاصل از آزمایش‌های آزمایشگاهی، آزمایش‌های ژئوفیزیکی انجام شده در بدنه سد و اصلاح مقادیر پارامترهای مشاور سد بر اساس آزمایش‌های ارتعاشی درجا و مدل عددی، برآورد شده‌اند [۶].



شکل ۲. مدل المان محدود مقطع عرضی سد مسجد سلیمان.

#### ۴- مدلسازی محرک ورودی

تغییرات مکانی حرکت زمین‌لرزه در حالت کلی در اثر سه عامل اثر عبور موج (wave passage effect)، اثر عدم انسجام (incoherence effect) و اثر شرایط محلی ساختگاه (site effect) ایجاد می‌گردد. SVEGM را می‌توان به دو صورت تعینی و احتمالی مدلسازی نمود که در مدلسازی تعینی، تنها اثر عبور موج با در نظر گرفتن یک تأخیر زمانی بین نقاط تکیه‌گاهی لحاظ می‌گردد در حالی که در روش احتمالی، اثر هر سه عامل تأثیرگذار در مدل کردن SVEGM در نظر گرفته می‌شود [۱، ۷].

#### ۴-۱- مدلسازی احتمالی

در تحقیق حاضر، مدلسازی حرکت ورودی لرزه‌ای در جهت بالا دست- پایین دست، با مدل احتمالی با در نظر گرفتن هر دو اثر عدم انسجام و عبور موج مورد استفاده قرار گرفته است و از اثر

#### ۴-۱-۲- سرعت ظاهری انتشار

سرعت ظاهری انتشار موج، با توجه به سرعت موج برشی حاصل از آزمایش ژئوسایزیمیک سطحی در فونداسیون [۴] و با زاویه انتشار فرضی ۴۵ درجه، برابر ۱۸۴۰ متر بر ثانیه اختیار شده است.

#### ۴-۱-۳- تابع انسجام

در تحقیق حاضر، از میان توابع انسجام مطرح در مطالعات *SVEGM*، سه مدل انسجام هاریچندران و ونمارک *(Harichandran and Vanmarcke)* در سال ۱۹۸۶، هیندی و نواک *(Hindy and Novak)* در سال ۱۹۸۰ و آبراهامسون *(Abrahamson)* در سال ۱۹۹۳ انتخاب شده‌اند. در ادامه به بیان دلیل انتخاب این مدل‌ها و همچنین مقادیر پارامتری آنها پرداخته می‌شود.

مدل هاریچندران و ونمارک مطرح‌ترین و متداول‌ترین مدل در این زمینه می‌باشد که با روابط زیر بیان می‌شود:

$$|\gamma(v, f)| = A \exp \left[ -\frac{2v}{\alpha \theta(f)} (1 - A + \alpha A) \right] + \quad (3)$$

$$(1 - A) \exp \left[ -\frac{2v}{\theta(f)} (1 - A + \alpha A) \right]$$

$$\theta(f) = k \left[ 1 + (f / f_0)^b \right]^{-1/2} \quad (4)$$

در این روابط،  $A$ ،  $\alpha$ ،  $k$ ،  $f_0$  و  $b$  پارامترهایی هستند که با توجه به مشخصات هر زلزله و ساختگاه آن برآورد می‌شوند [۱]. در این تحقیق، از مقادیر پارامتری مدل عمومی هاریچندران، مطابق جدول (۱) استفاده شده است.

جدول ۱: مقادیر پارامترهای مدل عمومی هاریچندران و ونگ [۹].

$A$	$\alpha$	$k$	$f_0$	$b$
۰/۷۳۶	۰/۱۴۷	۵۲۱۰	۱/۰۹	۲/۷۸

همچنین دو مدل هیندی و نواک و هاریچندران در تحقیق انجام شده توسط سانتاکروز و همکاران، نتایج بهتری نسبت به سایر مدل‌ها نشان داده‌اند [۱۰]. رابطه (۵) مدل هیندی و نواک را نشان می‌دهد:

$$|\gamma(v, \omega)| = \exp \left\{ -(\alpha v \omega)^\beta \right\} \quad (5)$$

در تحقیق حاضر، از مقادیر پارامتری *Case II* این مدل ( $\beta = ۰/۳۱$  و  $\alpha = ۰/۰۷۷۸$ ) استفاده شده است. دلیل این انتخاب، تحقیق انجام شده توسط چن و هاریچندران می‌باشد. در تحقیق مذکور، *Case II* مدل هیندی و نواک تنش‌های برشی بیشتری را نسبت به *Case I* نتیجه داده است [۳].

دلیل انتخاب مدل آبراهامسون، مستقل بودن این مدل از مشخصات زلزله و شرایط ساختگاه می‌باشد [۳]. این درحالی است که مقادیر پارامتری توابع دیگر انسجام، با توجه به مشخصات زلزله و شرایط ساختگاه سازه مورد مطالعه محاسبه می‌گردند. با توجه به اینکه مقادیر این پارامترها با انجام مطالعات تکمیلی برای شرایط خاص ساختگاه سد مسجد سلیمان تاکنون برآورد نشده است، استفاده از مدل آبراهامسون می‌تواند دقت نتایج تحلیل دینامیکی *SVEGM* را در سد مذکور افزایش دهد. رابطه (۶)، رابطه اصلی مدل مذکور را نشان می‌دهد.

$$|\gamma(f, v)| = \tanh \left[ \frac{C_3(v)}{1 + C_4(v)f + C_7(v)f^2} + \right. \quad (6)$$

$$\left. (4.8 - C_3(v)) \exp(C_6(v)f) + 0.35 \right] h(f, v)$$

در این رابطه توابع  $C_i(v)$  تابعی از فاصله و تابع  $h(f, v)$  تابعی از فاصله و فرکانس می‌باشند [۱۱].

#### ۴-۲- تعداد دسته‌های $S(f)$

در مطالعات *SVEGM*، بررسی تأثیر تعداد دسته‌های  $S(f)$  (نواحی طبقه‌بندی شده بستر با محرک یکنواخت) بر روی پاسخ لرزه‌ای سد خاکی یکی از موضوعات مهمی است که در مطالعه حاضر نیز مورد توجه قرار گرفته است. از آنجا که عرض سد مسجدسلیمان در کف، حدود ۵۸۰ متر می‌باشد، این فاصله را به عنوان مثال می‌توان به ۴ دسته ۱۴۵ متری، ۵ دسته ۱۱۶ متری و ... تقسیم نمود و سپس با توجه به این فواصل، مقادیر  $v$  در رابطه‌های توابع انسجام و طیف فاز را مطابق رابطه (۱) در نظر گرفت.

در تحقیق حاضر، جهت مطالعه تأثیر این تقسیم‌بندی در پاسخ سد، عرض سد در کف به سه حالت متفاوت ۴ دسته (۱۴۵ متر)، ۵ دسته (۱۱۶ متر)، و ۶ دسته (۹۷ متر) تقسیم‌بندی شده است. بنابراین، سه حالت دسته‌بندی  $S(f)$  و برای هر حالت، سه مدل انسجام انتخاب شده‌اند که با احتساب حالت تحریک یکنواخت، در مجموع ۱۰ حالت تحلیل دینامیکی در نظر گرفته شده است. در جدول (۲)، نام‌گذاری ۱۰ حالت تحلیل مذکور با توضیح مختصری در مورد تعداد دسته‌بندی و نوع مدل انسجام به کار رفته در آن مشاهده می‌شود. بخش اول این نام‌گذاری بیانگر تعداد دسته‌های  $S(f)$  و بخش دوم آن مخفف مدل انسجام به کار رفته می‌باشند. جهت مشاهده منحنی‌های انسجام حالات مذکور می‌توان به مرجع [۱۱] مراجعه نمود.

شده است و با محدود کردن محرک ورودی زمین لرزه به زلزله‌های متوسط و ضعیف، مدلسازی عددی با استفاده از تحلیل ارتعاش تصادفی صورت گرفته است. در ادامه، ابتدا جزئیات تحلیل استاتیکی و سپس مراحل انجام تحلیل دینامیکی و نتایج حاصله شرح داده می‌شود.

### ۵-۱- تحلیل استاتیکی

در بخش تحلیل استاتیکی، رفتار مصالح غیرخطی فرض (با توجه به دقت بالاتر و امکان انجام آن) و از مدل رفتاری الاستیک-پلاستیک کامل (با معیار دراکر-پراگر) استفاده شده است (برخلاف تحلیل طیفی که الزاماً با فرض رفتار خطی مصالح صورت می‌گیرد). از آنجا که توصیه می‌شود برای رس‌های خیلی پیش تحکیم یافته و برخی توده‌های سنگی با محدوده الاستیک خطی وسیع، از مدول یانگ  $E_0$  و در خاک‌های ماسه‌ای و رس‌های تحکیم یافته عادی از مدول یانگ  $E_{50}$  (مدول سکانت در ۰.۵٪ مقاومت نهایی) استفاده شود [۱۲]، بنابراین در محدوده الاستیک مدل دراکر-پراگر از  $E_{50}$  و به صورت تابعی از فشار همه جانبه استفاده شده است. همچنین با توجه به مطالعاتی که در زمینه انتخاب زاویه اتساع ( $Dilatation Angle$ )  $\psi$  مصالح مختلف صورت گرفته است [۱۲-۱۴]، زاویه اتساع مصالح هسته و فیلتر برابر صفر درجه و مصالح پوسته برابر  $\varphi = 0/5$  فرض شده است.

جهت انتخاب مشخصات  $C$  و  $\varphi$  مصالح مختلف بدنه سد، چنین فرض شده است که در اولین آبیگری، رفتار زهکشی نشده در هسته اتفاق می‌افتد که در نتیجه می‌توان از پارامترهای حاصل از آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده ( $CU$ ) در حالت عدم اشباع کامل استفاده کرد. همچنین مصالح پوسته و فیلتر نیز با توجه به نفوذپذیری بسیار بالا، از آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده ( $CD$ ) به دست می‌آید. پارامترهای مصالح به کار رفته در تحلیل استاتیکی، با توجه به نواحی مختلف مشخص شده در شکل (۴)، در جدول (۳) نشان داده شده است.

جدول ۳: پارامترهای استفاده شده در تحلیل استاتیکی سد مسجد سلیمان [۴].

$E(\times 10^8 \text{ Nm}^2)$					$\psi$ (0)	$\varphi$ (0)	$C(\times 10^5 \text{ Nm}^2)$	$\nu$	$\rho$ ( $\text{kg/m}^3$ )	مصالح	
عمق (m)											
۱۴۸	۹۳	۴۳	۳۱	۱۲							
۱/۲	۰/۷	-	۰/۳	-	۰	۱۹	۰/۴	۰/۳۴	۲۲۰۰	اشباع	هسته
۱/۴۳	۱/۱۳	۰/۸۶	-	۰/۸۶	۲۲	۴۵	۰	۰/۴	۲۲۰۰	خشک 3A, 3C	پوسته
۱/۲۴	۰/۹۵	۰/۶۷	-	-	۱۸	۳۷	۰	۰/۳۸	۲۲۰۰	خشک 3B	
۱/۳۳	۱/۰۹	-	۰/۶۴	-	۲۲	۴۵	۰	۰/۴	۱۳۵۰	اشباع	فیلتر
۱/۵۵	۱/۰۶	-	۰/۷	-	۰	۴۰	۰	۰/۳۶	۲۲۰۰	مرطوب	
۱/۴۴	۰/۹۴	-	۰/۴۹	-	۰	۴۰	۰	۰/۳۶	۱۳۵۰	اشباع	

جدول ۲: نام‌گذاری حالات مختلف تحلیل دینامیکی انجام شده بر روی مدل دو بعدی سد مسجد سلیمان.

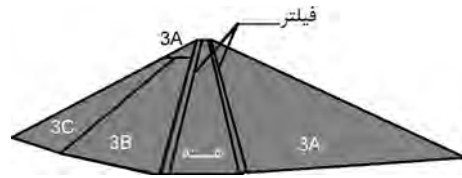
شماره تحلیل	نام حالت تحلیل	توضیح
۱	Uniform	تحریک ورودی یکنواخت
۲	4S Harich	تحریک با ۴ دسته تابع چگالی طیفی $S(f)$ و مدل هاریچندران
۳	4S Hindy	تحریک با ۴ دسته تابع چگالی طیفی $S(f)$ و مدل هیندی و نواک
۴	4S Abrah	تحریک با ۵ دسته تابع چگالی طیفی $S(f)$ و مدل آبراهامسون
۵	5S Harich	تحریک با ۵ دسته تابع چگالی طیفی $S(f)$ و مدل هاریچندران
۶	5S Hindy	تحریک با ۵ دسته تابع چگالی طیفی $S(f)$ و مدل هیندی و نواک
۷	5S Abrah	تحریک با ۵ دسته تابع چگالی طیفی $S(f)$ و مدل آبراهامسون
۸	6S Harich	تحریک با ۶ دسته تابع چگالی طیفی $S(f)$ و مدل هاریچندران
۹	6S Hindy	تحریک با ۶ دسته تابع چگالی طیفی $S(f)$ و مدل هیندی و نواک
۱۰	6S Abrah	تحریک با ۶ دسته تابع چگالی طیفی $S(f)$ و مدل آبراهامسون

### ۵- تحلیل‌های عددی انجام شده

یکی از محدودیت‌های تحقیق حاضر، بررسی رفتار سد در حالت مدلسازی خطی می‌باشد. این در حالی است که جهت بررسی رفتار سد تحت زلزله‌های قوی‌تر مانند حداکثر زلزله محتمل  $MCE$ ، باید مدل غیرخطی سد مورد مطالعه قرار گیرد. از آنجایی که با استفاده از نرم‌افزارهای موجود، اعمال برخی از مدل‌های رفتاری غیرخطی با در نظر گرفتن کلیه حالات  $SVEGM$  امکان‌پذیر نیست، بنابراین در تحقیق حاضر، در مدل کردن حالات مختلف  $SVEGM$  در محرک ورودی، به فرض رفتار خطی مصالح اکتفا

در حالت صرف نظر کردن از اثرات دینامیکی (اینرسی و میرایی) محاسبه می‌گردد [۳].

به منظور انتخاب پارامترهای دینامیکی مصالح مورد نیاز تحلیل، از نتایج مطالعات قبلی صورت گرفته بر روی سد مسجدسلیمان [۴، ۶] استفاده شد. در این مطالعات، که از نتایج آزمایش‌های سه محوری سیکلی و ستون تشدید، آزمایش‌های ژئوفیزیکی، آزمایش‌های ارتعاش اجباری و محیطی جهت تدقیق مدل عددی سد استفاده شده است، مشخص گردید که در صورت استفاده از ایده تغییر سرعت موج برشی در عمق سد و اصلاح مقادیر سرعت موج برشی از روی نتایج آزمایش‌های ژئوسایزیک (حالت ضریب اصلاح متغیر با عمق)، مقادیر فرکانس‌های مودی حاصل از تحلیل عددی سه بعدی به مقادیر متناظر حاصل از آزمایش‌های ارتعاشی در جا نزدیک‌تر می‌گردد به طوری که فرکانس طبیعی مود ارتعاشی پایه تنها در حدود ۰.۱٪ با مقادیر واقعی اختلاف نشان می‌دهد. بدین منظور، پارامترهای دینامیکی مصالح مورد نیاز در تحلیل حاضر بر اساس نتایج مطالعات انجام شده در مراجع فوق مطابق جدول (۴) انتخاب گردید.



شکل ۴. نواحی مختلف مقطع سد خاکی مسجد سلیمان.

## ۲-۵- تحلیل ارتعاش تصادفی

جهت انجام تحلیل دینامیکی روش تحلیل ارتعاش تصادفی (Random Vibration Analysis)، مورد استفاده قرار گرفته است. جزئیات روش تحلیل ارتعاش تصادفی خطی با استفاده از مدل المان محدود توسط هاریچندران و ونگ [۹] ارائه شده است. در این روش، پاسخ به دو مؤلفه دینامیکی و شبه استاتیکی تفکیک می‌شود. با فرض ارتعاش مانا می‌توان پاسخ را طبق رابطه (۷) تفکیک نمود:

$$\sigma_z^2 = \sigma_{z_d}^2 + \sigma_{z_s}^2 + 2Cov(z_s, z_d) \quad (7)$$

که در این رابطه  $\sigma_{z_s}^2$  و  $\sigma_{z_d}^2$ ، به ترتیب واریانس پاسخ شبه-استاتیکی و دینامیکی و  $Cov(z_s, z_d)$  کواریانس بین دو مؤلفه پاسخ شبه استاتیکی و دینامیکی می‌باشند. پاسخ شبه استاتیکی،

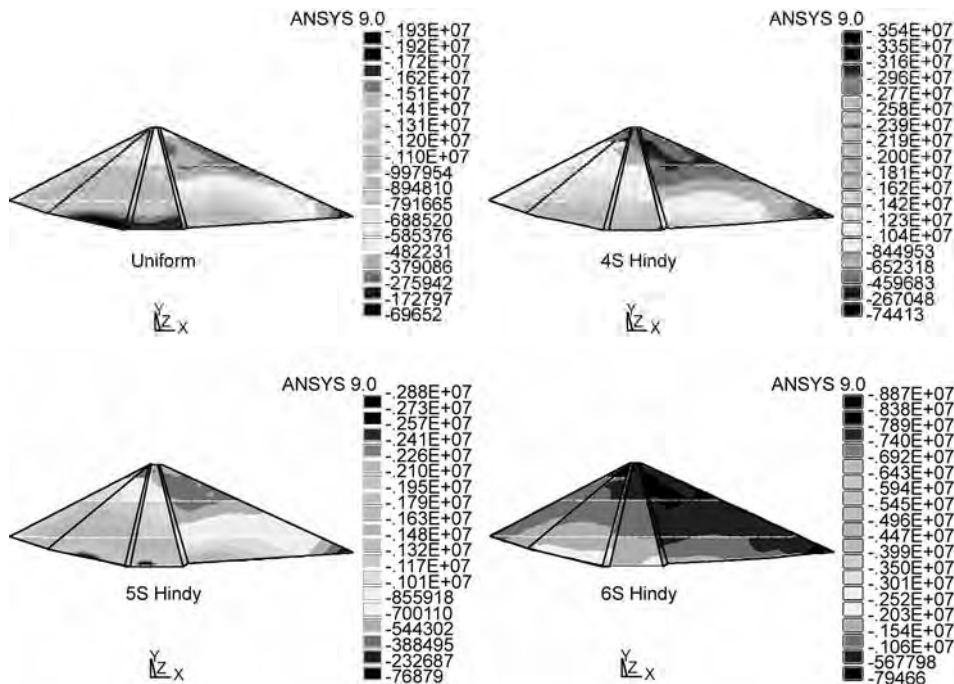
جدول ۴: پارامترهای استفاده شده در تحلیل دینامیکی سد مسجد سلیمان [۴].

	عمق (m)					v	$\rho(kg/m^3)$			
	۱۴۸	۹۳	۴۳	۳۱	۱۲					
$E_0 * 10^9 (N/m^2)$	۳/۴۶	۳/۳		۲/۱۵۳				اشباع	هسته	
$G_0 * 10^9 (N/m^2)$	۱/۱۹۶	۱/۱۴		۰/۷۴		۰/۴۵	۲۲۰۰			
$V_s(m/s)$	۷۳۶	۷۱۹		۵۸۰						
$E_0 * 10^9 (N/m^2)$	۴/۷۶	۴/۶۱	۳/۷		۰/۸۵			خشک	پوسته	
$G_0 * 10^9 (N/m^2)$	۱/۶۹	۱/۶۴	۱/۳۲۴		۰/۳۰	۰/۴	۲۲۰۰			
$V_s(m/s)$	۸۷۶	۸۶۵	۷۷۵		۳۷۲					
$E_0 * 10^9 (N/m^2)$	۲/۵۸	۲/۵۷		۲/۲۶۸				اشباع		
$G_0 * 10^9 (N/m^2)$	۰/۹۲	۰/۹۱۲		۰/۸۱		۰/۴	۲۳۵۰			
$V_s(m/s)$	۶۲۲	۶۲۴		۵۸۷						
$E_0 * 10^9 (N/m^2)$	۳/۲۹۶	۳/۰۷۶		۱/۷۴۴				مرطوب	فیلتر	
$G_0 * 10^9 (N/m^2)$	۱/۱۷۷	۱/۰۹۸		۰/۶۲۳		۰/۴	۲۲۰۰			
$V_s(m/s)$	۷۳۰	۷۰۶		۵۳۲						
$E_0 * 10^9 (N/m^2)$	۱/۸۲۴	۱/۷۱۲		۱/۳۴۴				اشباع		
$G_0 * 10^9 (N/m^2)$	۰/۶۴	۰/۶۱۲		۰/۴۸		۰/۴	۲۳۵۰			
$V_s(m/s)$	۵۱۴	۵۰۹		۴۵۱						
$E_0 * 10^9 (N/m^2)$	۹/۳۶							تکیه‌گاه راست		
$G_0 * 10^9 (N/m^2)$	۳/۶									
$V_s(m/s)$	۱۳۲۰									
$E_0 * 10^9 (N/m^2)$	۷/۸							تکیه‌گاه چپ	فونداسیون و تکیه‌گاه	
$G_0 * 10^9 (N/m^2)$	۳						۰/۳			۲۵۰۰
$V_s(m/s)$	۱۲۰۰									
$E_0 * 10^9 (N/m^2)$	۱۰/۹۲							فونداسیون		
$G_0 * 10^9 (N/m^2)$	۴/۲									
$V_s(m/s)$	۱۳۰۰									

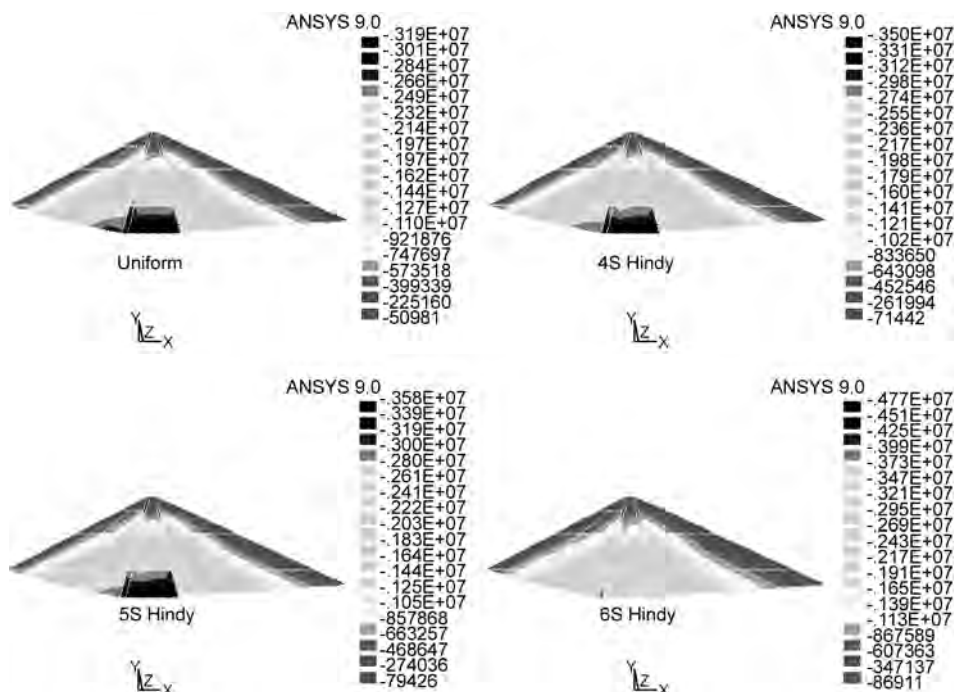
## ۶-۱-۶- کنتورهای تنش‌های مجموع استاتیکی و دینامیکی

نتایج تحلیل ارتعاش تصادفی مدل بدنه سد در حالت ورودی یکنواخت نشان می‌دهد که در نظر گرفتن ۱۵ مود ارتعاش برای همگرا نمودن پاسخ بدنه سد کفایت می‌نماید [۱۱]. در ادامه، به نحوه توزیع پاسخ‌های مجموع در بدنه سد و ضرایب اطمینان سطوح لغزش فرضی پرداخته می‌شود.

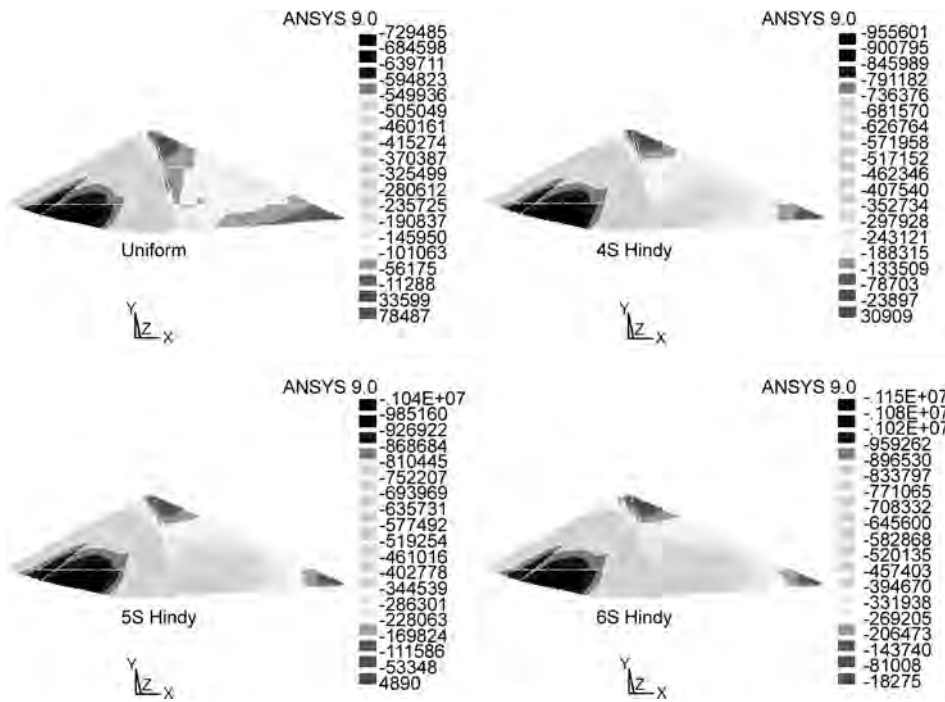
نتایج تحلیل ارتعاش تصادفی مدل بدنه سد در حالت ورودی یکنواخت نشان می‌دهد که در نظر گرفتن ۱۵ مود ارتعاش برای همگرا نمودن پاسخ بدنه سد کفایت می‌نماید [۱۱]. در ادامه، به نحوه توزیع پاسخ‌های مجموع در بدنه سد و ضرایب اطمینان سطوح لغزش فرضی پرداخته می‌شود.



شکل ۵. کنتورهای تنش مجموع استاتیکی و دینامیکی  $\sigma_x$  در چند حالت مختلف تحلیل دینامیکی ذکر شده در جدول (۲).



شکل ۶. کنتورهای تنش مجموع استاتیکی و دینامیکی  $\sigma_y$  در چند حالت مختلف تحلیل دینامیکی ذکر شده در جدول (۲).



شکل ۷. کنتورهای تنش مجموع استاتیکی و دینامیکی  $\tau_{xy}$  در چند حالت مختلف تحلیل دینامیکی ذکر شده در جدول (۲).

دینامیکی سد به دست آورد. همان طور که در این شکل‌ها ملاحظه می‌گردد، با غیریکنواخت‌تر شدن تحریک ورودی (و یا با افزایش تعداد دسته‌بندی)، مقدار تنش‌های مجموع افزایش می‌یابند. همچنین در تمامی حالات دسته‌بندی  $S(f)$ ، نحوه توزیع تنش در کنتورهای تنش مجموع استاتیکی و دینامیکی تنش‌های  $\sigma_x$ ،  $\sigma_y$  و  $\tau_{xy}$  به مدل انسجام بکار رفته حساس نمی‌باشد. این در حالی است که با وجود اینکه نحوه توزیع تنش‌های  $\sigma_y$  و  $\tau_{xy}$  به حالت دسته‌بندی نیز حساس نبوده و در همه حالات، از الگوی توزیع مشابهی پیروی می‌کنند ولی نحوه توزیع تنش  $\sigma_x$  به تعداد دسته‌بندی  $S(f)$  وابسته و برای حالات مختلف متفاوت است و این تفاوت، در حالت دسته‌بندی با ۶ دسته تابع چگالی طیفی بیشتر دیده می‌شود.

#### ۶-۲- پاسخ تنش مجموع در مقطع میانه ارتفاع

دینامیکی سد به دست آورد. همان طور که در این شکل‌ها ملاحظه می‌گردد، با غیریکنواخت‌تر شدن تحریک ورودی (و یا با افزایش تعداد دسته‌بندی)، مقدار تنش‌های مجموع افزایش می‌یابند. همچنین در تمامی حالات دسته‌بندی  $S(f)$ ، نحوه توزیع تنش در کنتورهای تنش مجموع استاتیکی و دینامیکی تنش‌های  $\sigma_x$ ،  $\sigma_y$  و  $\tau_{xy}$  به مدل انسجام بکار رفته حساس نمی‌باشد. این در حالی است که با وجود اینکه نحوه توزیع تنش‌های  $\sigma_y$  و  $\tau_{xy}$  به حالت دسته‌بندی نیز حساس نبوده و در همه حالات، از الگوی توزیع مشابهی پیروی می‌کنند ولی نحوه توزیع تنش  $\sigma_x$  به تعداد دسته‌بندی  $S(f)$  وابسته و برای حالات مختلف متفاوت است و این تفاوت، در حالت دسته‌بندی با ۶ دسته تابع چگالی طیفی بیشتر دیده می‌شود.

نکته مهمی که باید به آن اشاره نمود این است که در حالت تحلیل دینامیکی با تحریک ورودی یکنواخت، سطح هر سه تنش استاتیکی ( $\sigma_x$ ،  $\sigma_y$  و  $\tau_{xy}$ ) نسبت به نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی از مقادیر بیشتری برخوردار است. با افزایش غیریکنواختی (افزایش تعداد دسته‌بندی)، روند کلی حاکم بر تنش‌ها به صورت افزایش تدریجی تنش‌های دینامیکی ظاهر می‌شود ولی در تمامی مدل‌های انسجام، این افزایش به گونه‌ای است که (۱) تنش  $\sigma_y$  دینامیکی از تنش  $\sigma_y$  استاتیکی کمتر باقی می‌ماند، (۲) در حالت دسته‌بندی با ۶ دسته تابع چگالی طیفی، سطح تنش  $\sigma_x$  دینامیکی نسبت به استاتیکی افزایش می‌یابد، (۳) در هر سه حالت دسته‌بندی ۴، ۵ و ۶ دسته تابع چگالی طیفی، سطح تنش  $\tau_{xy}$  دینامیکی نسبت به استاتیکی افزایش می‌یابد.

مقادیر کرنش برشی  $\gamma_{xy}$  نیز در حالات تحریک ورودی غیر-

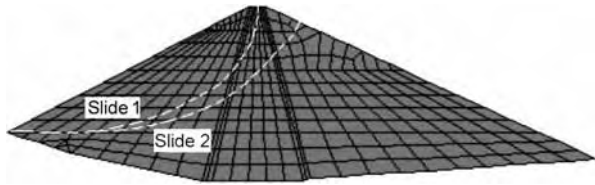
دینامیکی سد به دست آورد. همان طور که در این شکل‌ها ملاحظه می‌گردد، با غیریکنواخت‌تر شدن تحریک ورودی (و یا با افزایش تعداد دسته‌بندی)، مقدار تنش‌های مجموع افزایش می‌یابند. همچنین در تمامی حالات دسته‌بندی  $S(f)$ ، نحوه توزیع تنش در کنتورهای تنش مجموع استاتیکی و دینامیکی تنش‌های  $\sigma_x$ ،  $\sigma_y$  و  $\tau_{xy}$  به مدل انسجام بکار رفته حساس نمی‌باشد. این در حالی است که با وجود اینکه نحوه توزیع تنش‌های  $\sigma_y$  و  $\tau_{xy}$  به حالت دسته‌بندی نیز حساس نبوده و در همه حالات، از الگوی توزیع مشابهی پیروی می‌کنند ولی نحوه توزیع تنش  $\sigma_x$  به تعداد دسته‌بندی  $S(f)$  وابسته و برای حالات مختلف متفاوت است و این تفاوت، در حالت دسته‌بندی با ۶ دسته تابع چگالی طیفی بیشتر دیده می‌شود.

نکته مهمی که باید به آن اشاره نمود این است که در حالت تحلیل دینامیکی با تحریک ورودی یکنواخت، سطح هر سه تنش استاتیکی ( $\sigma_x$ ،  $\sigma_y$  و  $\tau_{xy}$ ) نسبت به نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی از مقادیر بیشتری برخوردار است. با افزایش غیریکنواختی (افزایش تعداد دسته‌بندی)، روند کلی حاکم بر تنش‌ها به صورت افزایش تدریجی تنش‌های دینامیکی ظاهر می‌شود ولی در تمامی مدل‌های انسجام، این افزایش به گونه‌ای است که (۱) تنش  $\sigma_y$  دینامیکی از تنش  $\sigma_y$  استاتیکی کمتر باقی می‌ماند، (۲) در حالت دسته‌بندی با ۶ دسته تابع چگالی طیفی، سطح تنش  $\sigma_x$  دینامیکی نسبت به استاتیکی افزایش می‌یابد، (۳) در هر سه حالت دسته‌بندی ۴، ۵ و ۶ دسته تابع چگالی طیفی، سطح تنش  $\tau_{xy}$  دینامیکی نسبت به استاتیکی افزایش می‌یابد.

مقادیر کرنش برشی  $\gamma_{xy}$  نیز در حالات تحریک ورودی غیر-



اکنون در این قسمت، تأثیر مدل کردن حالات مختلف *SVEGM* بر ضریب اطمینان سطوح مستعد لغزش بررسی می‌شود. به این منظور، مطابق شکل (۱۲)، دو سطح لغزش فرضی در پایین دست سد، که با توجه به مطالعات قبلی صورت گرفته [۴] از پتانسیل لغزش بالایی برخوردارند، جهت محاسبه و مقایسه ضرایب اطمینان در حالات مختلف تحلیل، در نظر گرفته شد.



شکل ۱۲. سطوح مستعد لغزش در پایین دست سد مسجد سلیمان.

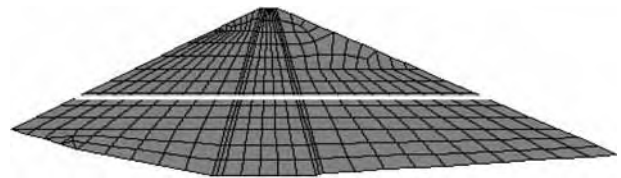
جهت برآورد ضریب اطمینان پایداری سد در مقابل زمین لرزه، ابتدا با توجه به مقادیر تنش‌های مجموع استاتیکی و دینامیکی  $\sigma_x$ ،  $\sigma_y$  و  $\tau_{xy}$ ، تنش‌های اصلی  $\sigma_1$  و  $\sigma_3$  برآورد شده و سپس مقدار ضریب اطمینان هر المان با استفاده از رابطه (۸) محاسبه می‌گردد. ضریب اطمینان سطوح لغزش مورد نظر با میانگیری ضرایب اطمینان المان‌های عبوری از سطح برآورد می‌گردد.

$$F_s = \frac{q_f}{q} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \sin \varphi = \frac{p}{q} \sin \varphi \quad (8)$$

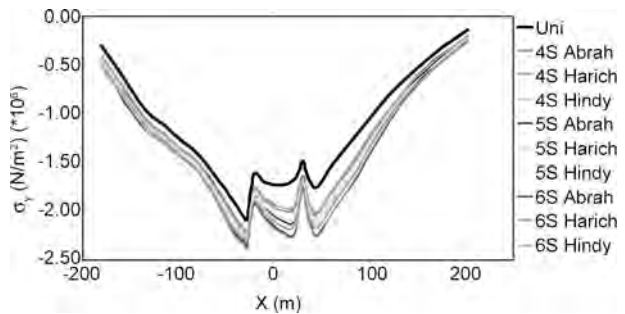
نتایج ضرایب اطمینان برآورد شده برای دو سطح لغزش فرضی در حالات مختلف تحلیل *SVEGM*، در جدول (۵) نشان داده شده‌اند. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد، ضرایب اطمینان سطوح مذکور با غیریکنواختی شدن تحریک ورودی کاهش می‌یابند به نحوی که در حالات دسته‌بندی با ۶ دسته تابع چگالی

جدول ۵: ضرایب اطمینان سطوح مستعد لغزش در حالات مختلف تحلیل *SVEGM* و درصد اختلاف نسبت به حالت تحریک یکنواخت.

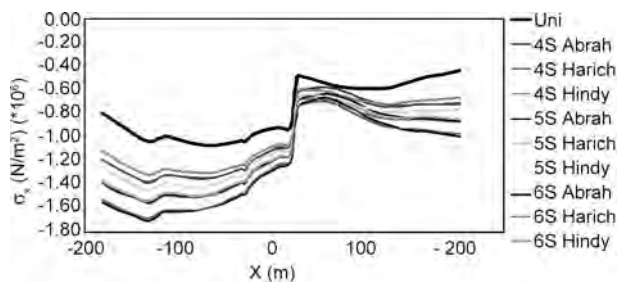
نوع تحلیل	ضرایب اطمینان سطوح لغزش فرضی			
	سطح ۱	سطح ۲		
	S.F	درصد اختلاف (%)	S.F	درصد اختلاف (%)
Uniform	۱/۲۰	۰/۰	۱/۵۲	۰/۰
4S Harich	۱/۰۷	۱۰/۸	۱/۳۳	۱۲/۵
4S Hindy	۱/۰۸	۱۰/۰	۱/۳۵	۱۱/۲
4S Abrah	۱/۰۷	۱۰/۸	۱/۳۵	۱۱/۲
5S Harich	۱/۰۲	۱۵/۰	۱/۲۶	۱۷/۱
5S Hindy	۱/۰۴	۱۳/۳	۱/۲۹	۱۵/۱
5S Abrah	۱/۰۳	۱۴/۲	۱/۲۷	۱۶/۵
6S Harich	۰/۹۹	۱۷/۵	۱/۱۸	۲۲/۴
6S Hindy	۱/۰۱	۱۵/۸	۱/۲۳	۱۹/۱
6S Abrah	۰/۹۹	۱۷/۵	۱/۲۰	۲۱/۱



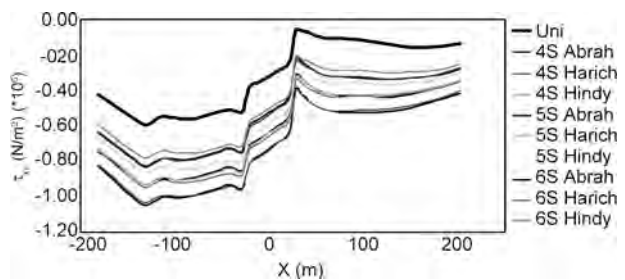
شکل ۸. مقطعی در نیمه ارتفاع سد مسجد سلیمان جهت بررسی دقیق‌تر نحوه تغییر تنش در نواحی مختلف بدنه سد.



شکل ۹. نحوه تغییر توزیع تنش  $\sigma_x$  (مجموع استاتیکی و دینامیکی) در مقطع نیمه ارتفاع در کلیه حالات تحلیل دینامیکی ذکر شده در جدول (۲).



شکل ۱۰. نحوه تغییر توزیع تنش  $\sigma_y$  (مجموع استاتیکی و دینامیکی) در مقطع نیمه ارتفاع در کلیه حالات تحلیل دینامیکی ذکر شده در جدول (۲).



شکل ۱۱. نحوه تغییر توزیع تنش  $\tau_{xy}$  (مجموع استاتیکی و دینامیکی) در مقطع نیمه ارتفاع در کلیه حالات تحلیل دینامیکی ذکر شده در جدول (۲).

### ۶-۳- ضرایب اطمینان سطوح مستعد لغزش

با انجام مطالعاتی که در قسمت‌های قبل شرح داده شد، تأثیر حالات مختلف تحلیل دینامیکی *SVEGM* ذکر شده در جدول (۲) بر مقادیر و نحوه توزیع تنش در بدنه سد مورد بررسی قرار گرفت.

## مراجع

1. Harichandran, R. S. (1999). "Spatial Variation of Earthquake Ground Motion", Department of Civil and Environmental Engineering, Michigan State University.
2. Alves, S.W. and Hall, J.F. (2006). "Generation of Spatially Non-uniform Ground Motion for Nonlinear Analysis of a Concrete Arch Dam", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **35**, 1339-1357.
3. Chen, M.T. and Harichandran, R.S. (1998). "Sensitivity of Earth Dam Seismic Response to Ground Motion Coherency", *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, **III**, 914-925.
4. داودی، م. (۱۳۸۲). "ارزیابی مشخصات دینامیکی سدهای خاکی با استفاده از آزمایش‌های ارتعاش محیطی و اجباری"، رساله دکتری پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله.
5. "ANSYS Theory Manual, ANSYS Release 9" (2005). ANSYS INC, Canon Ssburg, USA, www.ansys.com.
6. Jafari, M.K. and Davoodi, M. (2006). "Dynamic Characteristics Evaluation of Masjed Soleiman Dam Using In-situ Dynamic Tests", *Canadian Geotechnical Journal*, **43**(10), 997-1014.
7. Shinozuka, M., Saxena, V., and Deodatis, G. (2000). "Effect of Spatial Variation of Ground Motion on Highway Structures", Technical Report MCEER-00-0013.
8. Mahab-Ghods, Final Report of "Seismic Hazard Analysis of Godar-E-Landar Site" (1994), Mahab-Ghods Consulting Engineer, Tehran.
9. Harichandran, R.S. and Wang, W. (1990). "Response of Indeterminate Two-Span Beam to Spatially Varying Seismic Excitation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **19**, 173-187.
10. Santa-Cruz, S., Heredia-Zavoni, E., and Harichandran, R.S. (2000). "Low-Frequency Behavior Coherency for Strong Ground Motion in Mexico City and Japan", *12WCEE*, No. 0076.

طیفی، مقدار ضریب اطمینان برای سطح (۱) به حدود یک نیز کاهش می‌یابد. در مجموع، کاهش ضرایب اطمینان حالات مختلف تحلیل *SVEGM* نسبت به حالت تحریک یکنواخت، برای سطح (۱) بین ۱۰ تا ۱۷/۵ درصد و برای سطح (۲) بین ۱۱ تا ۲۱ درصد اتفاق می‌افتد. لازم به ذکر است ضریب اطمینان در هر حالت دسته‌بندی  $S(f)$ ، به تابع انسجام به کار رفته چندان حساس نیست و در تمامی حالات تحلیل، سطح لغزش (۲) از ضریب اطمینان بالاتری نسبت به سطح لغزش (۱) برخوردار است.

## ۷- نتیجه‌گیری

در مطالعه حاضر که تأثیر تغییرات مکانی حرکت ورودی زمین‌لرزه در پاسخ لرزه‌ای سد خاکی مسجد سلیمان مورد بررسی قرار گرفته است، از مدل المان محدود دو بعدی مقطع عرضی میانی سد در حالت فونداسیون صلب استفاده شده است. تحلیل‌های دینامیکی در ده حالت مختلف و با استفاده از روش تحلیل ارتعاش تصادفی در محیط نرم‌افزار *ANSYS-9* انجام شده است و ضمن بررسی تأثیر حالات مختلف تحلیل دینامیکی *SVEGM* بر مقادیر و نحوه توزیع تنش (مجموع استاتیکی و دینامیکی) در بدنه سد، تغییر ضریب اطمینان سطوح مستعد لغزش در بدنه سد نیز در حالات مختلف تحریک ورودی مورد مطالعه قرار گرفت. در مجموع از تحقیق حاضر نتایج کلی زیر حاصل شده است:

- ۱- با غیریکنواخت‌تر شدن تحریک لرزه‌ای ورودی، تنش‌های  $\sigma_x$ ،  $\sigma_y$  و  $\tau_{xy}$  دینامیکی سد افزایش می‌یابند.
- ۲- در حالت تحریک ورودی یکنواخت، سطح هر سه تنش  $\sigma_x$  و  $\sigma_y$  و  $\tau_{xy}$  دینامیکی، از تنش‌های استاتیکی کمتر می‌باشد؛ اما در همه حالات تحریک ورودی غیریکنواخت، سطح تنش برشی دینامیکی نسبت به تنش برشی استاتیکی حاکم می‌گردد.
- ۳- با غیریکنواخت‌تر شدن تحریک ورودی، الگوی توزیع تنش‌های مجموع استاتیکی و دینامیکی برای تنش‌های  $\sigma_y$  و  $\tau_{xy}$  در تمامی حالات شباهت زیادی دارد اما نحوه توزیع تنش مجموع  $\sigma_x$  در حالات مختلف دسته بندی  $S(f)$  متفاوت می‌باشد.
- ۴- مقادیر ضرایب اطمینان سطوح مستعد لغزش، با غیر-یکنواخت‌تر شدن تحریک ورودی کاهش می‌یابند. کاهش ضرایب اطمینان حالات مختلف تحلیل *SVEGM* نسبت به حالت تحریک یکنواخت، برای سطح (۱) بین ۱۰ تا ۱۷/۵ درصد و برای سطح (۲) بین ۱۱ تا ۲۱ درصد تغییر می‌کند. در مجموع، مقادیر ضرایب اطمینان به حالات دسته‌بندی  $S(f)$  حساس بوده، ولی نسبت به مدل انسجام به کار رفته حساسیت چندان نشان نمی‌دهد.

13. Yoginder, P.V., Peter, M.B., and John, M.O.H. (1981). "Dilation Angle and Liquefaction Potential", *Journal of Geotechnical Division, ASCE*, **107**(GT 7).
14. Chen, W.F. and Liu, X.L. (1990). "Limit Analysis in Soil Mechanics", Elsevier.
11. جواهری، ع. (۱۳۸۶). "مقایسه رفتار دینامیکی یک سد خاکی در دو حالت تحریکات متغیر تکیه‌گاهی و تحریکات یکنواخت"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران جنوب.
12. Brinkgreve, R.B.J and Vermer, P.A. (1998). "Finite Element Code for Soil and Rock Analysis, PLAXIS Ver. 7", Balkema.