

بررسی شاخص قابلیت اطمینان لرزه‌ای در تونل‌های کم‌عمق زیرزمینی با ترکیب سه روش سطح‌پاسخ، هاسوفر - لیند و المان محدود

محمد رضا مؤمن زاده^{۱*}؛ پنام زرفام^۲؛ محمدرضا منصوری^۲؛ آرمین عظیمی نژاد^۲

۱- دانشجوی دکترای تخصصی مهندسی زلزله؛ دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات تهران

۲- استادیار؛ گروه مهندسی زلزله، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات تهران

دریافت دست‌نوشته: ۱۳۹۴/۰۶/۱۵؛ پذیرش دست‌نوشته: ۱۳۹۴/۱۲/۲۴

چکیده

اصولا سازه‌های زیرزمینی نظیر تونل‌ها توسط محیط اطراف خود (خاک یا سنگ) مقید شده‌اند. این سازه‌ها در حین زلزله بسته به محیط پیرامون خود رفتار متفاوتی از خود نشان می‌دهند. بنابراین، پاسخ لرزه‌ای پوشش تونل توجه ویژه‌ای را می‌طلبد. محدود بودن داده‌های تحقیقاتی و تغییرات فضایی گسترده، توصیف موقعیت زمین‌شناختی آن‌ها را دشوار می‌کند. بنابراین، پارامترهای حاکم بر طراحی آنها بسیار زیاد بوده و تغییرپذیری آن را نیز نمی‌توان نادیده گرفت. یک راه حل برای این مساله طراحی و تحلیل مبتنی بر قابلیت اطمینان است. در این پژوهش، تحلیل مبتنی بر قابلیت اطمینان سیستم پوشش یک تونل کم‌عمق زیرزمینی در خاک ارائه می‌شود. مواردی از قبیل توصیف ارتباط بین پوشش تونل و محیط اطراف، عدم دسترسی به یک فرم بسته تابع عملکردی مورد مطالعه قرار گرفته است. همچنین تحلیل‌ها در دو محیط لرزه‌ای و استاتیکی با در نظر گرفتن متغیرهای تصادفی در مشخصات مصالح خاک انجام شده است. پاسخ لرزه‌ای پوشش تونل برای نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی بررسی می‌شود. در این مقاله با ترکیب روش سطح پاسخ (RSM)، مفهوم قابلیت اطمینان هاسوفر-لیند (HLM) و روش المان محدود (FEM) به بررسی عملکرد پوشش تونل (تحت شرایط استاتیکی و لرزه‌ای) پرداخته شده است. نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که شاخص قابلیت اطمینان برای پاسخ نیروی برشی پوشش تونل تحت رکوردهای زلزله، کمتر از نیروی محوری و لنگر خمشی است. همچنین در این پژوهش شاخص قابلیت اطمینان برای تمامی پاسخ‌های ایجاد شده (نیروی محوری، لنگر خمشی، نیروی برشی و جابجایی) در پوشش تونل تحت سطح لرزه‌ای کمتر از سطح استاتیکی به دست آمده است.

واژگان کلیدی

شاخص قابلیت اطمینان
روش هاسوفر - لیند (HLM)
روش المان محدود (FEM)
متغیرهای تصادفی
تابع عملکرد پاسخ
روش سطح پاسخ (RSM)
تحریک لرزه‌ای

۱- مقدمه

نیاز امروزی مهندسی عمران بیش از پیش تأمین طراحی اقتصادی ایمن است. این چنین نیازهایی توجه دقیق به تغییرات بارگذاری، مشخصات مصالح و هندسه حاکم بر رفتار سازه‌های مورد مطالعه را می‌طلبد. برای این منظور تحلیل قابلیت اطمینان در این تحقیق مورد بررسی قرار می‌گیرد. در حالی که توسعه قابل توجه در بکارگیری مفاهیم قابلیت اطمینان در مهندسی سازه صورت گرفته، نیاز به مطالعه بیشتر در عملکردهای ژئوتکنیکی وجود دارد.

اهمیت تحلیل قابلیت اطمینان در ارزیابی پایداری

شیب در مهندسی ژئوتکنیک بخوبی نشان داده شده است. محققان متعددی در درک قابلیت اطمینان شیب مشارکت داشته‌اند. دوداگودار و همکارش به آنالیز قابلیت اطمینان شیب‌ها با استفاده از تئوری الگوریتم فازی پرداختند (Dodagoudar & Venkatachalam, 2000). ونکتاچالام به ارزیابی ریسک و خطرپذیری شیب‌های طبیعی با استفاده از تئوری قابلیت اطمینان پرداخت (Venkatachalam, 2004). اسریدهاران و همکاران به بررسی تحلیل قابلیت اطمینان و پایداری شیب‌های سنگی پرداخت (Sreedharan, et al.,

* تهران، میدان پونک، انتهای بزرگراه اشرفی اصفهانی به سمت حصارک، میدان دانشگاه آزاد اسلامی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات تهران، دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی زلزله، طبقه دوم، کدپستی: ۱۴۷۷۸۹۳۸۵۵، صندوق پستی: ۱۴۵۱۵/۷۷۵؛ شماره تلفن: ۴۴۸۶۸۴۲۸-۲۱؛ نامبر: ۴۴۸۶۵۱۰۵-۲۱؛ آدرس پست الکترونیک: mr.momenzadeh@srbiau.ac.ir

خاک، چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی خاک، ۲۷ تحلیل رگراسیون در نرم‌افزار *Excel* با روش سطح پاسخ انجام می‌شود.

در گام دوم با استفاده از روش سطح پاسخ و روابط فرم بسته ارائه شده توسط پنزین (*Penzien, 2000*) و ونگ (*Wang, 1993*)، توابع عملکردی برای نیروی محوری، لنگر خمشی، نیروی برشی و پاسخ جابجایی در شرایط حالات حدی و سرویس دهی به صورت یک معادله با سه متغیر (C, ϕ, E) به دست می‌آید که به عنوان تابع معادل برای تابع عملکرد ناشناخته مورد استفاده قرار می‌گیرد. در گام سوم با توجه به معادلات بدست آمده از گام دوم و انجام آزمون‌های مختلف برای رسیدن به همگرایی، شاخص قابلیت اطمینان لرزه‌ای و احتمال شکست، با استفاده از روش هاسوفر-لیند و نرم‌افزار المان محدود *ABAQUS6-11-1* تحت ۷ رکورد زلزله تعیین می‌شود.

۲- شاخص قابلیت اطمینان هاسوفر-لیند (*Hasofer-Lind*)

پارامتری که عموماً برای توصیف قابلیت اعتماد سازه‌ها مورد قبول واقع شده ضریب اطمینان است، که از نسبت مقاومت (ظرفیت) به بارگذاری (تقاضا) به دست می‌آید. ولی با توجه به تغییرات اساسی در مشخصات مصالح حداقل ضریب اطمینان مقیاس دقیقی نیست.

بنابراین پارامتر بهتر، شاخص قابلیت اطمینان (β) می‌باشد؛ که تصادفی بودن ضریب اطمینان را لحاظ می‌کند. شاخص قابلیت اطمینان عبارت است از میزان انحراف استاندارد که در آن ضریب اطمینان (FS) مورد انتظار از حد قابل قبول و بحرانی تجاوز می‌کند و به صورت معادله (۱) تعریف می‌شود:

$$\beta = \frac{E(FS) - 1}{\sigma(FS)} \quad (1)$$

یک پارامتر دیگر یعنی احتمال وقوع شکست با فرض توزیع نرمال ظرفیت و تقاضا بصورت معادله (۲) تعریف می‌شود:

$$P_f = \varphi(-\beta) \rightarrow \beta = -\varphi^{-1}(P_f) \quad (2)$$

شاخص قابلیت اطمینان هاسوفر-لیند کوتاهترین فاصله از نقطه مبدا فضای متغیر کاهش یافته تا تابع حالت

(*Li, 2006*)، لی (*Li*) و همکاران به بررسی تحلیل قابلیت اطمینان یک شیب ۵۳۰ متری در مجاورت نیروگاه برق آبی در چین ساخت پرداختند (*Li, et al., 2015*).

بررسی مفاهیم قابلیت اطمینان در تحلیل و طراحی مهندسی تونل و فضاهای زیرزمینی کمتر مورد توجه محققان قرار گرفته است. لاسو (*Laso*) و همکاران به بررسی سطوح قابلیت اطمینان در طرح پوشش تونل پرداختند (*Laso, et al., 1995*)، لو (*Liu*) و همکاران به ارزیابی قابلیت اطمینان تونل‌های سنگی با در نظر گرفتن حالات متعدد شکست مودی پرداختند (*Liu, et al., 2013*). روش‌های عددی به خاطر توانایی مدل کردن هندسه پیچیده، بارگذاری، روابط تنش-کرنش و مراحل ساخت در چند دهه اخیر به صورت گسترده‌ای مورد استفاده قرار گرفته است (*Haldar, et al., Naik, 1981; Kulhawy, 1975*; *2008*). علاوه بر دشواری روش تحلیلی در نظر گرفتن مشخصات مصالح و به طور خاص تغییرات آن‌ها، نیاز به دقت خاصی دارد که مطالعه حاضر به این موضوع می‌پردازد.

در اکثر مطالعات انجام شده در مورد بررسی قابلیت اطمینان تونل‌ها، از پارامترهای طراحی لرزه‌ای و در نظر گرفتن عدم اطمینان در پارامترهای خاک پیرامون تونل صرف نظر شده است. در این پژوهش با ترکیب روش سطح پاسخ (*RSM*)، مفهوم قابلیت اطمینان هاسوفر-لیند (*HLM*) و روش المان محدود (*FEM*) به بررسی قابلیت اطمینان پوشش تونل کم‌عمق زیرزمینی پرداخته شده است. در مطالعه حاضر یک تونل زیرزمینی با ارتفاع روباره ۵ متر تحت هفت رکورد زلزله در نرم‌افزار المان محدود *ABAQUS 6-11-1* قرار گرفته است. متغیرهای تصادفی در نظر گرفته شده برای استفاده در روش سطح پاسخ، مدول الاستیسیته دینامیکی خاک، چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی خاک می‌باشد. با آزمون و خطای انجام شده روی این سه پارامتر با استفاده از روش سطح پاسخ، شاخص قابلیت اطمینان برای نیروی محوری، لنگر خمشی، نیروی برشی و جابجایی تونل تخمین زده شده است.

روش شناسی در این پژوهش شامل سه مرحله اساسی زیر است:

در گام اول یک سری تحلیل قطعیت انجام شده و با توجه به سه متغیر تصادفی مدول الاستیسیته دینامیکی

دامنه‌های ایمنی و خرابی را در فضای متغیرهای کاهش یافته جدا می‌کند. شاخص قابلیت اطمینان هاسوفر-لیند به عنوان کوتاهترین فاصله از مبدا متغیرهای کاهش یافته تا خط $g(Z_R, Z_Q) = 0$ تعریف می‌شود. در شکل ۱ به طور شماتیک چگونگی تعیین شاخص قابلیت اطمینان هاسوفر-لیند نشان داده شده است. با استفاده از هندسه، شاخص قابلیت اطمینان (کوتاهترین فاصله) از رابطه ۷ تعیین می‌گردد:

$$\beta_{HL} = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (7)$$

شاخص قابلیت اطمینان هاسوفر-لیند در فضای

ماتریسی به صورت معادله (۸) تعریف می‌شود:

$$\beta_{HL} = \min \sqrt{(X - \mu)^T C^{-1} (X - \mu)} \quad (8)$$

معادله (۸) متغیرهای n بعدی تصادفی را به دو ناحیه

تقسیم کند: ناحیه شکست F که با $g(Z_R, Z_Q) \leq 0$ و ناحیه

ایمن S که با $g(Z_R, Z_Q) \geq 0$ نمایش داده می‌شود.

حدی است ($g = 0$). تبدیل همه متغیرهای تصادفی به شکل استاندارد آن که شکلی بی‌بعد از متغیرها است، مناسب خواهد بود. تابع حالت حدی $g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ با متغیرهای غیرمرتبط X_i در نظر گرفته می‌شود. برای متغیرهای پایه R (ظرفیت) و Q (بار) متغیرهای کاهش یافته به شکل زیر تعریف می‌شود:

$$Z_i = \frac{(X_i - \mu_{X_i})}{\sigma_{X_i}} \quad (3)$$

$$Z_R = \frac{(R - \mu_R)}{\sigma_R}, \quad Z_Q = \frac{(Q - \mu_Q)}{\sigma_Q} \quad (4)$$

تابع حالت حدی بار دیگر با این متغیرهای کاهش

یافته به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$R = \mu_R + Z_R \sigma_R, \quad Q = \mu_Q + Z_Q \sigma_Q \quad (5)$$

$$g(R, Q) = R - Q$$

$$= \mu_R + Z_R \sigma_R - \mu_Q - Z_Q \sigma_Q \quad (6)$$

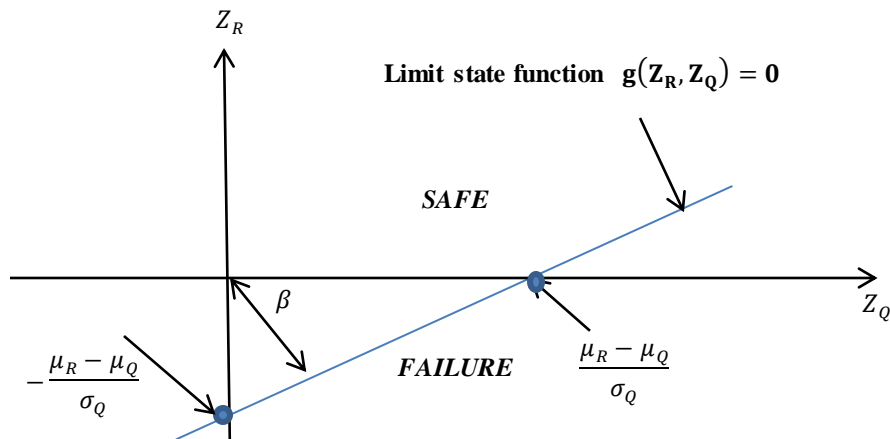
$$= (\mu_R - \mu_Q) + Z_R \sigma_R - Z_Q \sigma_Q$$

برای هر مقدار خاص $g(Z_R, Z_Q)$ ، رابطه ۶، خط

مستقیمی در فضای متغیرهای کاهش یافته Z_R و Z_Q را

نشان می‌دهد. خط موردنظر در تحلیل قابلیت اطمینان،

خطی منطبق بر $g(Z_R, Z_Q) = 0$ است، زیرا این خط



شکل ۱- تعیین شاخص قابلیت اطمینان هاسوفر-لیند (β_{HL}) (Hasofer & Lind 1974)

- عدم اطمینان در مشخص کردن رخداد لرزه‌ای؛
- عدم اطمینان در مدل‌سازی مصالح خاک و پوشش تونل
- عدم اطمینان خطا در روش تحلیل و معیارهای عملکردی
- در پژوهش حاضر، پاسخ‌های پوشش تونل، تحت

۳- روش شناسی سطح پاسخ (RESPONSE)

(SURFACE METHODOLOGY)

عدم اطمینان موجود در تحلیل لرزه‌ای تونل‌ها و سازه‌های زیرزمینی به طور خلاصه به قرار زیر است:

سیستم (y) به صورت رابطه (۹) به دست می‌آید (Myers, 1995):

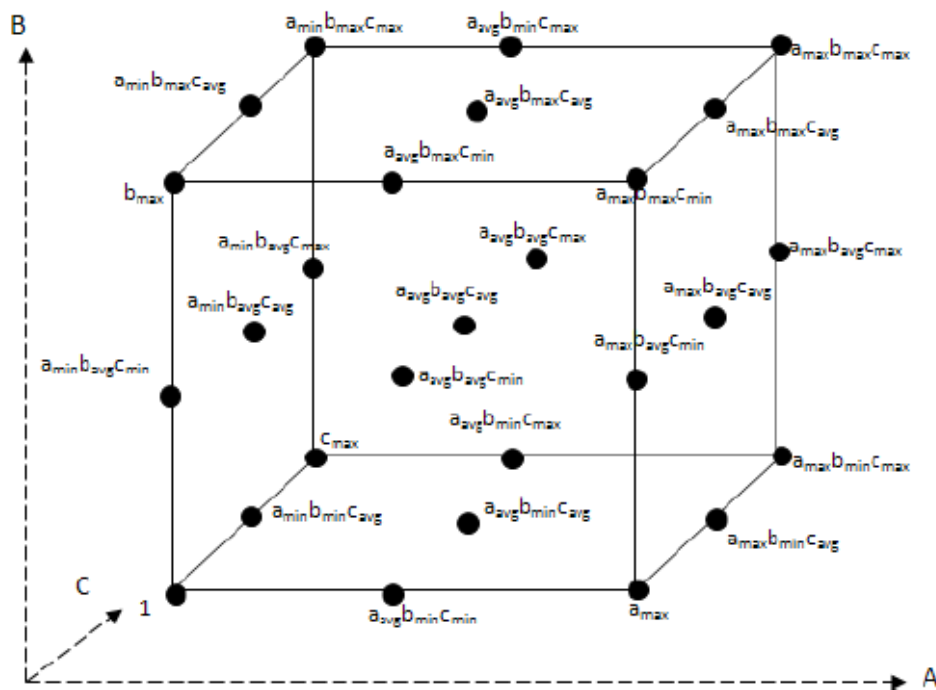
$$y = f(\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_k) + \varepsilon \quad (9)$$

در این معادله ξ_i متغیر مستقل و ε خطای مدل‌سازی است. تخمین چند بعدی مرتبه دوم تابع پاسخ حقیقی شامل دو فاکتور به صورت رابطه (۱۰) است:

$$y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \beta_{12} X_1 X_2 + \beta_{11} X_1^2 + \beta_{22} X_2^2 \quad (10)$$

که در این معادله X_i متغیر تصادفی (در این پژوهش (φ, E, c)) یعنی مقادیر تغییر یافته از متغیر حقیقی ξ_i در حوزه $[-1, 1]$ ضریب رگرسیون است. شکل ۲ تعداد تحلیل‌های لازم و مقادیر متغیرهای تصادفی مورد استفاده برای سه پارامتر تصادفی (a, b, c) را در روش سطح پاسخ نشان می‌دهد.

بارگذاری لرزه‌ای و استاتیکی با در نظر گرفتن حالت حدی نهایی (ULS) و حالت سرویس‌دهی (SLS) بعنوان معیار عملکردی و مشخصات مصالح خاک به عنوان متغیرهای تصادفی مورد بررسی قرار می‌گیرد. روش‌شناسی سطح پاسخ (RSM) برای مطالعه پاسخ تونل با در نظر گرفتن تأثیر تصادفی بودن پارامترهای مصالح زمین مورد استفاده قرار گرفته است. این پارامترها، مدول الاستیسیته دینامیکی خاک، چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی خاک است. بر اساس داده‌های سیستم، یک مدل تجربی شامل تابع چند جمله‌ای (تابع عملکرد نیروی محوری، لنگر خمشی، نیروی برشی و جابجایی پوشش تونل) از متغیرهای تصادفی (φ, E, c) با استفاده از تحلیل رگرسیون ساخته می‌شود. این تابع چند جمله‌ای که سطح پاسخ نامیده می‌شود، می‌تواند به عنوان اساس شبیه‌سازی‌های آتی و تخمین بهتر احتمال شکست بکار گرفته شود (معادله ۱۰). پاسخ حقیقی



شکل ۲- سه سطح سه آزمایش (Myers, 1995)

لیند و نرم‌افزار المان محدود ABAQUS6-11-1 یک تونل کم‌عمق زیرزمینی با مقطع بیضی ناقص و با ارتفاع روباره ۵ متر، تحت هفت رکورد تاریخچه زمانی زلزله قرار گرفته و

۴- بیان مساله

در این پژوهش با استفاده از روش سطح پاسخ، هاسوفر -

خطر ساختگاه سایت مورد مطالعه، رکوردهای زلزله متناسب با ساختگاه به روش زیر انتخاب می‌شوند:

- ۱- مطالعه لرزه‌زمین ساخت و مدل‌سازی چشمه‌های لرزه‌ای
- ۲- توسعه مدل لرزه‌خیزی و تهیه کاتالوگ لرزه‌ای
- ۳- انتخاب رابطه کاهندگی متناسب با ساختگاه
- ۴- انجام تحلیل خطر احتمالاتی ساختگاه و تعیین منحنی خطر لرزه‌ای
- ۵- تعیین طیف طرح ساختگاه
- ۶- انتخاب رکوردهای متناسب با طیف طرح ساختگاه

شاخص قابلیت اطمینان لرزه‌ای و احتمال شکست پاسخ‌های بیشینه نیروی محوری، لنگر خمشی، نیروی برشی و جابجایی پوشش تونل تعیین شده است.

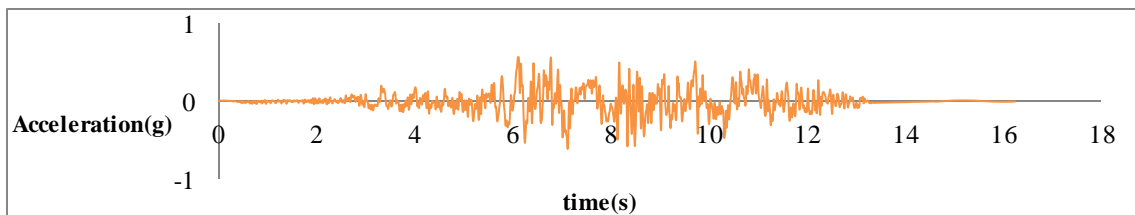
۴-۱- معرفی و انتخاب رکوردهای زلزله

برای ارزیابی تأثیر عدم اطمینان لرزه‌ای، یک تونل کم‌عمق زیرزمینی با ارتفاع روباره ۵ متر تحت تحلیل‌های تاریخچه زمانی در نرم افزار *ABAQUS6-11-1* قرار گرفته است. در این پژوهش برای در نظر گرفتن عدم اطمینان در رخداد لرزه‌ای، هفت رکورد تاریخچه زمانی زلزله مطابق جدول ۱ در نظر گرفته شده است. تاریخچه زمانی شتاب این رکوردها در شکل‌های ۳ تا ۹ آمده است.

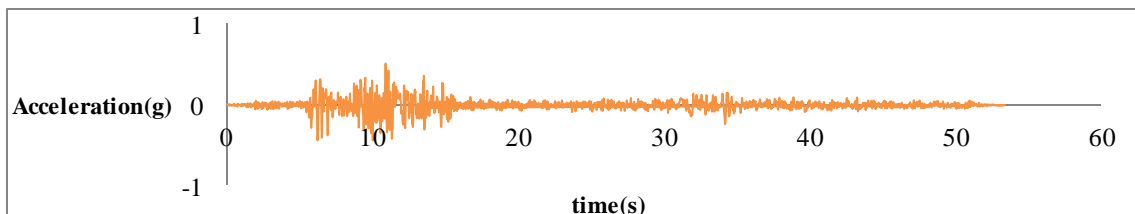
در تونل‌های واقعی و در حین ساخت با انجام تحلیل

جدول ۱- مشخصات رکوردهای زلزله

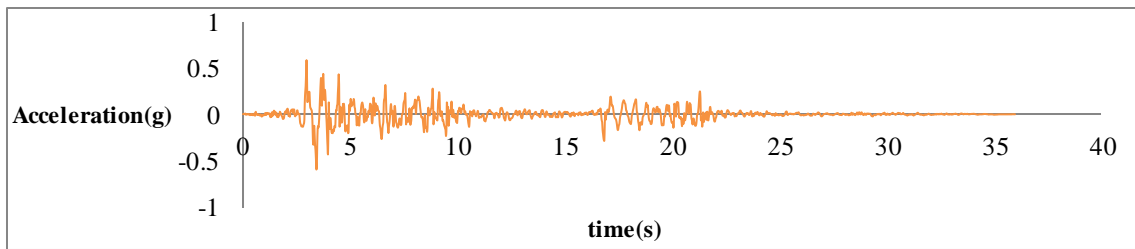
<i>Imperial Valley</i>	<i>Landers</i>	<i>Victoria</i>	<i>Loma Prieta</i>	<i>Cape Mendocino</i>	<i>Manjil</i>	<i>Gazli</i>	پارامتر
۶٫۵۳	۷٫۲۸	۶٫۳۳	۶٫۹۳	۷	۷٫۴	۶٫۸	<i>Mw(Earthquake Magnitude)</i>
۰٫۵۷۳	۰٫۷۲۷	۰٫۶۰۹	۰٫۴۴۹	۰٫۶۲	۰٫۵۱	۰٫۶۱	<i>PGA(g)</i>
۵۳٫۸۶	۱۱۱٫۰۵	۲۷٫۰۶	۱۸٫۶۳	۶۹٫۲	۴۳٫۸	۶۱٫۵	<i>PGV(cm/s)</i>
۲۸	۳٫۷۱	۱۴٫۳۷	۲۳٫۳۹	۲۸٫۱	۳۱٫۱	۲۲٫۵	<i>Source-to-site distance(km)</i>
۳۶	۱۶	۱۸	۲۵	۱۸٫۳	۵۳	۱۶٫۲	<i>Duration (sec)</i>
۱۹۷۹	۱۹۹۲	۱۹۸۰	۱۹۸۹	۱۹۹۲	۱۹۹۰	۱۹۷۶	<i>Year</i>



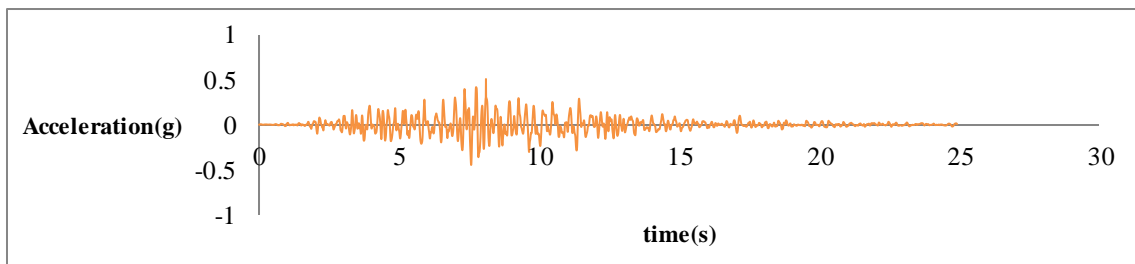
شکل ۳- رکورد تاریخچه زمانی شتاب زلزله *Gazli*



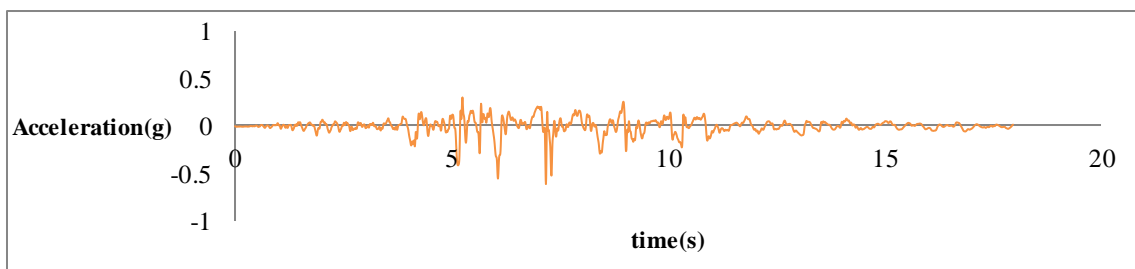
شکل ۴- رکورد تاریخچه زمانی شتاب زلزله *Manjil*



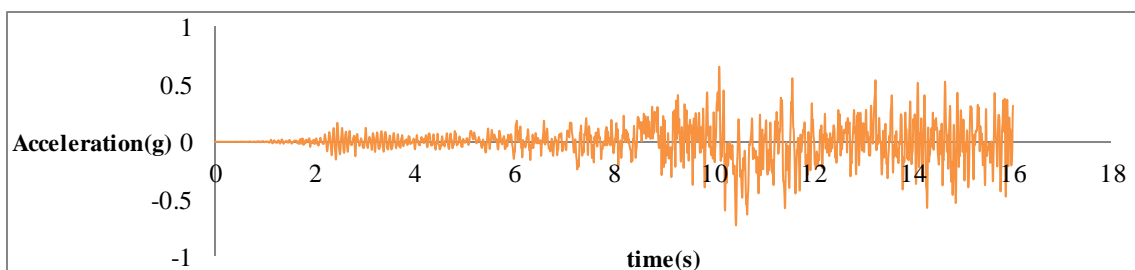
شکل ۵- رکورد تاریخچه زمانی شتاب زلزله *Cape Mendocino*



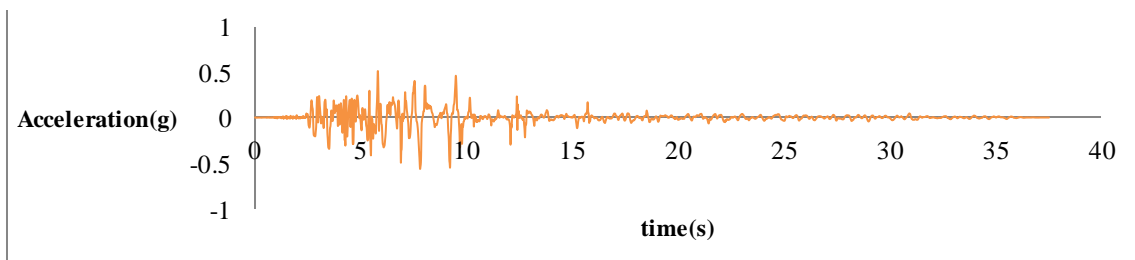
شکل ۶- رکورد تاریخچه زمانی شتاب زلزله *Loma perita*



شکل ۷- رکورد تاریخچه زمانی شتاب زلزله *Victoria*



شکل ۸- رکورد تاریخچه زمانی شتاب زلزله *Landers*



شکل ۹- رکورد تاریخچه زمانی شتاب زلزله *Imperial Valley*

۴-۲- معرفی مصالح و هندسه پوشش تونل و

خاک

در این پژوهش برای درنظر گرفتن عدم اطمینان در مدل‌سازی مصالح، سه پارامتر، مدول الاستیسیته دینامیکی خاک، چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی خاک به عنوان متغیرهای تصادفی در تحلیل‌ها استفاده شده است. سایر پارامترها، متغیرهای قطعی درنظر گرفته شده‌اند.

به طور کلی هرچه انحنا و قوس‌های ایجادشده در طراحی تونل بیشتر باشد، مقاومت لرزه‌ای تونل بیشتر و هزینه نگهداری و بهره برداری تونل کمتر می‌گردد استفاده از پروفیل بیضی ناقص در ساخت تونل‌ها، به دلیل قوس ایجاد شده در کف تونل، از ایجاد تمرکز تنش در این ناحیه جلوگیری می‌کند.

یک پروفیل بیضی ناقص ترکیبی از مقاطع دایره‌ای است. در این پروفیل نسبت انحنای دیواره‌های مجاور باید حداکثر ۵ ($r_1/r_2 < 5$) و کوچکترین شعاع حداکثر ۱٫۵ متر باشد. مقطع تونل با هندسه بیضی ناقص در شکل ۱۰ نشان داده شده است (Kolymbas, 2008).

یکی از مشکلات شایع در طراحی تونل، گنجاندن و برآزش یک مستطیل درون پروفیل بیضی ناقص است. به عبارت دیگر پارامترهای ورودی r_1 ، r_2 و r_3 (مشخصات هندسی پروفیل بیضی ناقص)، باید طوری انتخاب شوند که پروفیل مستطیلی را احاطه کند. یکی از راهکارهای مورد استفاده به صورت زیر است:

۱. انتخاب r_1

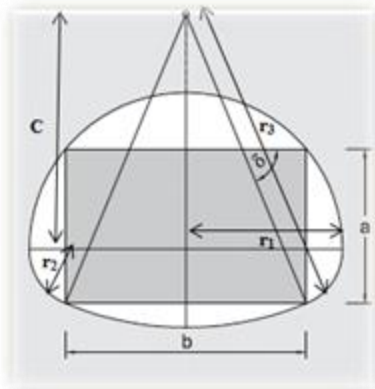
۲. برآورد $\cos \delta = \frac{b}{2\sqrt{3}}$

۳. برآورد $r_3 = \frac{1}{\sin \delta} \left[a + c - \sqrt{r_1^2 - \frac{b^2}{4}} \right]$

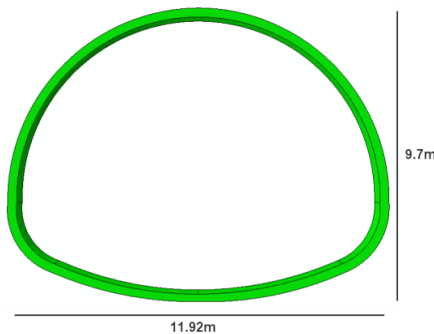
۴. انتخاب r_2

در این راهکار فرض شده است که لبه‌های پایین‌تر مستطیل بر روی دایره‌ای با شعاع r_3 واقع شده‌اند.

مدل‌سازی تونل به صورت دوبعدی و با شرایط کرنش مسطح (*Plane strain*) انجام شده است. دو ردیف آرماتور خمشی $\Phi 20@20\text{cm}$ در جوجه داخلی و خارجی پوشش با المان *wire* مطابق با شکل ۱۱ در نرم‌افزار *ABAQUS6-11* مدل‌سازی شده است (Daryan & Bahrampoor, 2011).



شکل ۱۰- هندسه پوشش تونل با مقطع بیضی ناقص (Kolymbas, 2008)



شکل ۱۱- هندسه تونل با مقطع بیضی ناقص در *Abaqus*

مشخصات مصالح خاک پیرامون تونل با استفاده مدل موهركلمب در جدول ۲ آمده است. مشخصات الاستیک پوشش بتن مسلح تونل در جدول ۳ آمده است. مدل المان محدود مورد استفاده در تحلیل‌های دینامیکی در نرم‌افزار *ABAQUS6-11-1* در شکل ۱۲ آمده است (Shahbazi, & Yekrangnia, 2014).

جدول ۲- خصوصیات مصالح خاک (موهركلمب)

پارامتر	واحد	مقدار میانگین
ضریب پواسون	-	۰٫۳
جرم مخصوص	(kg/m^3)	۲۰۰۰
مدول الاستیسیته	(GN/m^2)	۱٫۰۵
زاویه اصطکاک	درجه	۲۸
چسبندگی	(KN/m^2)	۳۰

با انجام آنالیز همگرایی مش روی مدل‌های المان محدود خاک و سازه، ابعاد مش بهینه تعیین شده است. مطابق جدول ۴ مشخصه‌های مش‌بندی مدل المان محدود خاک و تونل برای المان‌های خاک، آرماتورها و پوشش تونل در نرم افزار *ABAQUS* تعیین شده است.

جدول ۴- مشخصه‌های مش‌بندی مدل المان محدود خاک سازه

Element			پارامتر
tunnel	Reinforcing bar	soil	
0.09	0.09	0.9	Global size
Plane strain	Beam	Plane strain	Element family
Explicit	Explicit	Explicit	Element library
linear	linear	linear	Geometric order
CPEAR	B21	CPEAR	Name mesh

۴-۳- صحت سنجی مدل سازی نرم افزار

صحت‌سنجی مدل سازی در نرم‌افزار المان محدود *Abaqus* به طریق زیر انجام شده است.

تونل دو قلو *Arhavi* تحت رکورد زلزله *ERZIKAN* (۱۹۹۲) توسط سویم (*Sevim*) با نرم‌افزار *Ansys* مدل سازی و تحت تحریک لرزه‌ای قرار گرفته است (*Sevim, 2011*)

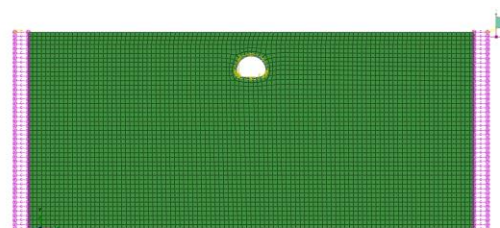
در این پژوهش با نرم‌افزار *Abaqus* تونل‌های دوقلو در شرایط کاملاً مشابه تحت تحلیل لرزه‌ای قرار گرفته و نتایج به دست آمده با هم مقایسه شده‌اند.

مشخصات سنگ و پوشش بتن در جدول ۵ آمده است. مشخصات هندسه پوشش و مدل المان محدود سنگ سازه در نرم‌افزار *Ansys* به ترتیب در شکل‌های ۱۳ و ۱۴ آمده است. مدل المان محدود سنگ سازه در نرم‌افزار *Abaqus* در شکل ۱۵ آمده است.

با انجام تحلیل تاریخچه زمانی روی مدل المان محدود سنگ سازه در نرم‌افزار *Abaqus* مقایسه‌ای بین نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی در دو نرم‌افزار *Abaqus* و *Ansys* با شرایط مدل سازی یکسان انجام شده است. در جدول ۶ مقایسه‌ای بین پاسخ‌های لرزه‌ای پوشش

جدول ۳- مشخصات آرماتورها و بتن پوشش تونل

پارامتر	واحد	بتن	آرماتورها
θ_{lining} (ضریب پواسون)	-	۰٫۲	۰٫۳
P_{lining} (جرم مخصوص)	(kg/m^3)	۲۲۵۰	۷۸۵۰
E_{lining} (مدول الاستیسیته)	(GN/m^2)	۲۰٫۶۴	۲۱۰



شکل ۱۲- مدل المان محدود تونل و خاک در عمق ۵ متری سطح زمین

در تحلیل‌های تاریخچه زمانی، مجموعه خاک و سازه با المان کرنش صفحه‌ای در نرم‌افزار *Abaqus* مدل سازی شده اند. زلزله به وسیله تحمیل کردن تغییر مکان‌های مقرر شده در مرز پایین مدل المان محدود خاک و سازه شبیه سازی می‌شود. شرایط ویژه‌ای برای به حساب آوردن واقعیتی که خاک یک محیط نیمه‌بینهایت است تعریف می‌شود. بدون این شرایط مرزی ویژه، امواج روی مرزهای مدل به خاطر اغتشاش بازتاب خواهد نمود. برای جلوگیری از این بازتاب‌های کاذب، مرزهای جاذب مشخص می‌شوند. روش‌های مختلفی برای اعمال مرز جاذب انرژی وجود دارد. در این پژوهش از مرز ویسکوز (میرایی هندسی) استفاده شده است (*Chopra, 1995*).

با توجه به اینکه اطراف سازه‌های زیرزمینی خاک وجود دارد، حدفاصل خاک و سازه باید به نحو درستی تعریف شود. اصطکاک بین خاک و سازه از دو رفتار نرمال و برشی تشکیل شده است. روش اصطکاک تعریف شده در مدل‌ها روش کلمب است که در آن ضریب اصطکاک را با تقریب خوبی برابر $0.6 \tan \varphi$ در نظر گرفته و از طرفی کشش بین خاک و تونل حذف می‌شود و *Asheghabadi & Matinmanesh, 2011*.

تونل تحت تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی در دو نرم افزار *Abaqus* و *Ansys* انجام داده شده است. همان گونه که مشاهده می‌شود، حداکثر خطای بین پاسخ‌ها ۰.۸٪ است که با توجه به خطای استفاده از دو نرم افزار قابل قبول است.

جدول ۶- مقایسه نتایج مدل‌های المان محدود سنگ سازه

در دو نرم افزار <i>Ansys</i> و <i>Abaqus</i>			
نرم افزار	S_{min} (Mpa)	S_{max} (Mpa)	horizontal displacement(mm)
<i>Abaqus</i>	۳٫۳۲	۴٫۹	۱٫۳۵
<i>Ansys</i>	۳٫۴۳	۴٫۶۳	۱٫۲۴
درصد خطای بین پاسخ‌ها	۳٫۲	۵٫۳	۸

جدول ۵- مشخصات سنگ و پوشش تونل

مصالح	مدول الاستیسیته (Gpa)	ضریب پواسون	جرم مخصوص (kg/m^3)
بتن مسلح	۳۰	۰٫۲	۲۵۰۰
سنگ	۳۰	۰٫۲	-

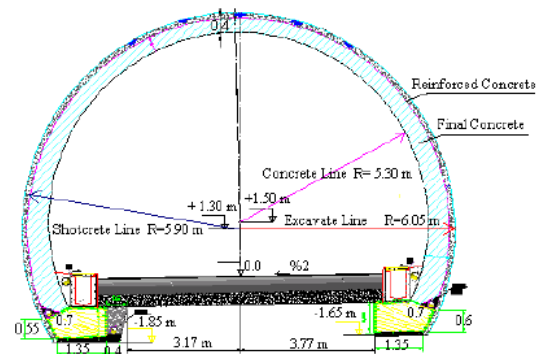
۵- روش شناسی

هنگامی که تنوع در مشخصات مصالح تونل وجود دارد، برای انجام تحلیل قابلیت اطمینان یک سری تحلیل قطعی با استفاده از مجموعه متفاوت مشخصات مصالح لازم است. بنابراین روش شناسی در این پژوهش شامل سه مرحله اساسی زیر است:

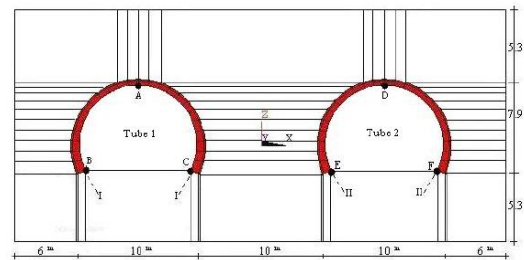
در گام اول یک سری تحلیل قطعی انجام می‌شود و چون سه متغیر مدول الاستیسیته دینامیکی خاک (E_i)، چسبندگی (C_i) و زاویه اصطکاک (ϕ_i) داخلی خاک وجود دارد با در نظر داشتن میانگین و \pm انحراف معیار (فوق میانگین و زیر میانگین)، تعداد حالت‌ها به $3^3 = ۲۷$ می‌رسد. ۲۷ نقطه برای اعمال روش سطح پاسخ (*RSM*) در شکل ۲ نشان داده شده است. با توجه به روش سطح پاسخ، تعداد آزمایشات طوری انتخاب شده که همگرایی مرتبه 10^{-1} در سه یا چهار تکرار حاصل شود. برخی نمونه‌های انتخابی شامل نقاط زیر است:

$$\begin{aligned} & (C_i, \phi_i, E_i) \\ & (C_i \pm 0.3\sigma_c, \phi_i, E_i) \\ & (C_i, \phi_i \pm 0.1\sigma_\phi, E_i) \\ & (C_i, \phi_i, E_i \pm 0.12\sigma_E) \end{aligned}$$

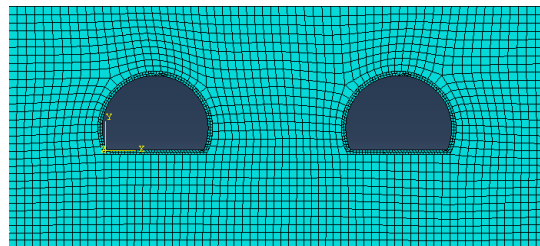
با استفاده از شکل ۲، جدول ۸ و معادله ۱۰، ۲۷ تحلیل رگرسیون سه متغیره خطی در نرم افزار *Excel* با روش سطح پاسخ برای سه پارامتر تصادفی انجام می‌شود. سپس با تولید اعداد تصادفی پارامترهای چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی و مدول الاستیسیته خاک برای نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی در مقطع تونل تحت ۷ رکورد زلزله محاسبه می‌گردد.



شکل ۱۳- مشخصات هندسه تونل *Arhavi*



شکل ۱۴- مشخصات مدل المان محدود سنگ سازه در *ANSYS*



شکل ۱۵- مدل المان محدود سنگ و سازه در *Abaqus*

است. اثر تصادفی بودن پارامترها بر روی عملکرد سیستم پوشش تونل، با استفاده از روش سطح‌پاسخ مورد مطالعه قرار گرفته است، همچنین در این پژوهش تعیین سطح پاسخ برای به دست آوردن شاخص قابلیت اطمینان هاسوفر - لیند (β_{HL}) از طریق آزمون و خطا بررسی می‌شود.

جدول ۷- شرایط تعیین پاسخ های پوشش تونل

نمونه مورد مطالعه	ULS	SLS
شرایط استاتیکی	نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی	تغییر شکل
شرایط دینامیکی	نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی	-

جدول ۸- مشخصات متغیرهای انتخابی تصادفی نرمال

متغیرهای تصادفی	واحد	میانگین	کوواریانس (%)
مدول الاستیسیته خاک	(GPa)	۲۱	۱۲
چسبندگی خاک	(kN/m ²)	۳۰	۳۰
زاویه اصطکاک داخلی خاک	درجه	۲۸	۱۰

۶- نتایج تحلیل‌ها و مشاهدات

در این بخش با بهره‌گیری از سه گام زیر که مبتنی بر تصادفی بودن پارامترهای خاک پیرامون تونل و تحلیل مبتنی بر قابلیت اطمینان با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و تونل است، شاخص قابلیت اطمینان (β) برای نیروی محوری، لنگر خمشی، نیروی برشی تحت سطح لرزه‌ای و جابجایی برای سطح بهره‌برداری تعیین می‌گردد. اثر تصادفی بودن پارامترها بر روی عملکرد سیستم پوشش تونل، با استفاده از روش سطح پاسخ مورد مطالعه قرار گرفته است، تحلیل‌های لرزه‌ای انجام شده در نرم‌افزار المان محدود ABAQUS6-11-1 تحت ۷ رکورد تاریخچه زمانی انجام شده است.

در گام دوم با استفاده از روش سطح پاسخ و روابط فرم بسته ارائه شده توسط پنزین (Penzien) و ونگ (Wang)، توابع عملکردی برای نیروی محوری، لنگر خمشی، نیروی برشی و پاسخ جابجایی در شرایط حالات حدی و سرویس دهی به صورت یک معادله با سه متغیر (C, φ, E) به دست می‌آید که به عنوان تابع معادل برای تابع عملکرد ناشناخته مورد استفاده قرار می‌گیرد.

در گام سوم با توجه به معادلات به دست آمده از گام دوم و انجام آزمون‌های مختلف برای رسیدن به همگرایی، شاخص قابلیت اطمینان لرزه‌ای با استفاده از روش هاسوفر لیند و نرم‌افزار المان محدود ABAQUS6-11-1 تحت ۷ رکورد زلزله تعیین می‌شود. در این گام پس از تعیین پارامترهای تصادفی (C, φ, E)، پاسخ مورد نظر پوشش تونل تحت رکورد زلزله مدنظر در نرم‌افزار ABAQUS تعیین می‌شود. سپس با استفاده از معادلات بخش ۲، شاخص قابلیت اطمینان لرزه‌ای تعیین می‌گردد.

به عنوان نمونه برای تعیین شاخص قابلیت اطمینان نیروی محوری تونل ($\beta_{Axial Force}$) با توجه به ۷ رکورد زلزله و سه آزمون و خطای انجام شده برای رسیدن به همگرایی، ۲۱ تحلیل تاریخچه زمانی روی مدل المان محدود خاک و تونل انجام شده و بیشینه نیروی محوری پوشش تونل در هر حالت تعیین می‌گردد. سپس با استفاده از معادلات ۱ تا ۸، ۲۱ شاخص قابلیت اطمینان برای نیروی محوری پوشش تونل به دست می‌آید. به همین ترتیب ۲۱ شاخص قابلیت اطمینان لنگر خمشی ($\beta_{Bending Moment}$) و ۲۱ شاخص قابلیت اطمینان نیروی برشی تونل ($\beta_{Shear Force}$) به دست می‌آیند.

شرایط تعیین پاسخ‌های پوشش تونل در جدول ۷ آورده شده است. طبیعت تصادفی بودن پارامترهای مصالح زمین پیرامون تونل، شامل چسبندگی خاک، مدول الاستیسیته دینامیکی خاک و زاویه اصطکاک داخلی خاک بر روی عملکرد مجموعه تونل و خاک تحت شرایط حد نهایی و سرویس دهی در محیط استاتیک و لرزه‌ای موثر است.

برای انجام تحلیل قابلیت اطمینان، خصوصیات مصالح زمین بعنوان متغیرهای دست‌خورده (تصادفی) با میانگین و کوواریانس (COV) در نظر گرفته و در جدول ۸ ارائه شده

زلزله ارائه داده‌اند (Penzien, 2000; Wang, 1993).

جدول ۹- آزمون و خطای انجام شده برای به دست آوردن

پارامترهای تصادفی برای: الف) نیروی محوری؛ ب) لنگر خمشی؛ پ) نیروی برشی تحت رکورد زلزله *Gazli*

(الف)

پارامتر	مقدار اولیه	آزمون و خطا برای پاسخ		
		نیروی محوری	اول	دوم
$C(kpa)$	۳۰	۲۸٫۲	۳۵٫۳	۳۸٫۲
$\varphi(deg)$	۲۸	۳۰	۲۹٫۶	۳۶٫۲
$E(Gpa)$	۲۱	۲۵٫۶	۳۲٫۷	۳۷٫۷

(ب)

پارامتر	مقدار اولیه	آزمون و خطا برای پاسخ		
		لنگر خمشی	اول	دوم
$C(kpa)$	۳۰	۲۳٫۵۲	۲۵٫۵۳	۱۴٫۱۲
$\varphi(deg)$	۲۸	۲۷٫۵۱	۳۳٫۱۲	۲۵٫۲۸
$E(Gpa)$	۲۱	۳۴٫۸۷	۲۶	۳۸٫۱۲

(پ)

پارامتر	مقدار اولیه	آزمون و خطا برای پاسخ		
		نیروی برشی	اول	دوم
$C(kpa)$	۳۰	۳۰	۳۴٫۰۱	۲۵٫۲۲
$\varphi(deg)$	۲۸	۲۸	۲۱٫۱۷	۲۷٫۶۸
$E(Gpa)$	۲۱	۲۴٫۵۳	۱۹٫۹۸	۱۷٫۴۵

جدول ۱۰- آزمون و خطای انجام شده برای بدست آوردن

پارامترهای تصادفی پاسخ جابجایی تحت بار استاتیکی

پارامتر	مقدار اولیه	آزمون و خطا برای پاسخ جابجایی		
		پاسخ جابجایی	اول	دوم
$C(kpa)$	۳۰	۲۶٫۲	۲۰٫۳	۲۵٫۵
$\varphi(deg)$	۲۸	۳۱	۳۱٫۱۶	۳۰٫۶
$E(Gpa)$	۲۱	۲۷٫۶	۱۲٫۶	۱۵٫۷

۶-۱- گام اول: آزمون و خطای انجام شده برای

تعیین پارامترهای تصادفی خاک

در این پژوهش شاخص قابلیت اطمینان تحت حالات حدی و مشخصات مصالح بحرانی متناظر مورد آزمایش قرار گرفت. با تولید اعداد تصادفی و مقادیر فرضی اولیه برای سه پارامتر تصادفی مقادیر چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی و مدول الاستیسیته خاک، این مقادیر تعیین می‌شوند.

با توجه به روش شناسی سطح پاسخ و داشتن سه پارامتر تصادفی، با سه بار آزمون و خطا پاسخ‌ها با دقت بالایی همگرا می‌شوند.

جدول ۹ آزمون و خطای انجام شده با روش سطح پاسخ برای تعیین پارامترهای تصادفی خاک در حالت لرزه‌ای تحت رکورد *Gazli* را نشان می‌دهد. در جدول ۱۰ آزمون و خطای انجام شده پاسخ جابجایی برای تعیین پارامترهای تصادفی خاک تحت بار استاتیکی نشان داده است. به همین ترتیب برای سایر رکوردهای زلزله پارامترهای چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی و مدول الاستیسیته خاک تعیین می‌شود.

۶-۲- گام دوم: تعیین تابع عملکرد با استفاده از روش

سطح پاسخ (*RSM*)

توابع عملکردی برای نیروی محوری، لنگر خمشی، نیروی برشی و پاسخ جابجایی بر اساس حالات حدی و سرویس دهی تعریف شده، به صورت زیر تعریف شده است (Hashash, et al., 2001)

$$ULS \text{ of Thrust: } \frac{N_c}{N-1} = 0 \quad (11)$$

$$ULS \text{ of Moment: } \frac{M_c}{M-1} = 0 \quad (12)$$

$$ULS \text{ of Shear Force: } \frac{V_c}{V-1} = 0 \quad (13)$$

$$SLS \text{ of Deformation: } Y_c - Y = 0 \quad (14)$$

N_c, M_c, V_c و Y_c به ترتیب متناظر با ظرفیت نهایی نیروی محوری، لنگر خمشی، نیروی برشی و تغییر شکل پوشش تونل است. ونگ (*Wang*) در سال ۱۹۹۳ و پنزین (*Penzien*) در سال ۲۰۰۰ با فرض شرایط لغزش کامل و عدم لغزش، روابط فرم بسته‌ای برای نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی ماکزیمم و جابجایی در پوشش تونل‌های دایره‌ای با فرض اندرکنش خاک و پوشش حین

$$k_2 = 1 + \frac{F \left[\frac{(1-2\vartheta_m)}{(1-2\vartheta_m)C} \right] - \frac{1}{2}(1-2\vartheta_m)^2 C + 2}{F \left[\frac{(3-2\vartheta_m)}{(1-2\vartheta_m)C} \right] + C \left[\frac{5}{2} - 8\vartheta_m \right] + 6 - 8\vartheta_m} \quad (27)$$

$$C = \frac{E_m \cdot (1 - \vartheta_l^2) \cdot RL}{E_l \cdot l_l \cdot (1 + \vartheta_m) \cdot (1 - 2\vartheta_m)} \quad (28)$$

$$F = \frac{E_m \cdot (1 - \vartheta_l^2) \cdot RL^3}{6E_l \cdot l_l \cdot (1 + \vartheta_m)} \quad (29)$$

مقدار C_s (سرعت انتشار موج برشی موثر) در معادله ۲۱ با استفاده از آزمایشات صحرایی و آزمایشگاهی تعیین می‌شود. معادله‌ای که سرعت انتشار امواج برشی را به مدول برشی G_m نسبت می‌دهد عبارت است از:

$$c_s = \sqrt{\frac{G_m}{\rho}} \quad (30)$$

اندازه سرعت انتشار و مدول برشی موثر باید با مقدار کرنش‌های برشی که ممکن است در اثر بارگذاری زلزله طرح در زمین ایجاد شود سازگار باشند. مقدار V_s (بیشترین سرعت زمین تحت اثر زلزله) در معادله ۲۱ با استفاده از جدول ۱۱ تعیین می‌شود. در این پژوهش مقطع تونل، با مقطع دایره‌ای تقریب زده شده است. باتوجه به آنکه ضریب انعطاف‌پذیری پوشش نسبت به محیط خاک کم است، می‌توان برای تعیین ظرفیت نهایی نیروها و تغییرشکل پوشش تونل از روابط فرم بسته (Penzien, 2000; Wang, 1993) استفاده نمود. مقادیر M_c ، N_c و V_c برای تونل مورد مطالعه در این پژوهش در جدول ۱۲ آمده است.

در این پژوهش با فرض شرایط لغزش کامل ظرفیت نهایی نیروها و تغییرشکل پوشش تونل تعیین شده است. المان اینترفیس به صورت لغزش کامل در *ABAQUS* به صورت *Hard Contact* در مدول *interaction* نظر گرفته می‌شود.

الف) روش پنزین

$$T_{max} = \pm \frac{6E_l IR^n \gamma_{max}}{d^2(1 - \vartheta_l^2)} \quad (15)$$

$$M_{max} = \pm \frac{3E_l IR^n \gamma_{max}}{d(1 - \vartheta_l^2)} \quad (16)$$

$$V_{max} = \pm \frac{12E_l IR^n \gamma_{max}}{d^2(1 - \vartheta_l^2)} \quad (17)$$

$$\Delta d^{n \text{ lining}} = R^n \frac{d}{2} \gamma_{max} \quad (18)$$

$$R^n = \pm \frac{4(1 - \vartheta_m)}{(\alpha^n + 1)} \quad (19)$$

$$\alpha^n = \frac{12E_l I(5 - 6\vartheta_m)}{d^3 G_m (1 - \vartheta_l^2)} \quad (20)$$

$$\gamma_{max} = \frac{V_s}{C_s} \quad (21)$$

ب) روش ونگ

$$T_{max} = \pm \frac{1}{6} k_1 \frac{E_m}{(1 + \vartheta_m)} r \gamma_{max} \quad (22)$$

$$M_{max} = \pm \frac{1}{6} k_1 \frac{E_m}{1 + \vartheta_m} R^2 L \times \gamma_{free-field} \quad (23)$$

$$\frac{\Delta D_{max}}{D} = \pm \frac{1}{3} K_1 F \gamma_{free-field} \quad (24)$$

$$R_c = \frac{\Delta D_{lining}}{\Delta D_{free-field}} = \frac{2}{3} K_1 F \quad (25)$$

$$k_1 = \frac{12(1 - \vartheta_m)}{2F + 5 - 6\vartheta_m} \quad (26)$$

جدول ۱۱- نسبت حداکثر دامنه سرعت ذره‌ای بر شتاب ذره‌ای (Hashash, 2001)

نسبت بیشترین سرعت زمین (cm/s) به بیشترین شتاب زمین (g)			
فاصله منبع تا سایت (کیلومتر)			
۰-۲۰	۲۰-۵۰	۵۰-۱۰۰	بزرگی زلزله
۶۶	۷۶	۸۶	۶،۵
۹۷	۱۰۹	۹۷	۷،۵
۱۲۷	۱۴۰	۱۵۲	۸،۵
۹۴	۱۰۲	۱۰۹	۶،۵
۱۴۰	۱۲۷	۱۵۵	۷،۵
۱۸۰	۱۸۸	۱۹۳	۸،۵
۱۴۰	۱۳۲	۱۴۲	۶،۵
۲۰۸	۱۶۵	۲۰۱	۷،۵
۲۶۹	۲۴۴	۲۵۱	۸،۵

جدول ۱۲- ظرفیت سازه‌های پاسخ‌های پوشش تونل

پارامتر	واحد	روش پنزین	روش ونگ
ظرفیت نیروی محوری (N_c)	(kN)	۴۲۵	۴۶۲
ظرفیت لنگر خمشی (M_c)	(kNm/m)	۳۵۵	۳۷۹
ظرفیت نیروی برشی (V_c)	(kN)	۲۸۶	-
ظرفیت تغییر شکل (Y_c)	mm	۱۴	۱۷

مفهوم قابلیت اطمینان هاسوفر-لیند و روش المان محدود (FEM) برای نیروی محوری، لنگر خمشی، نیروی برشی و جابجایی مورد آنالیز و بحث قرار گرفته است (Melchers, 1999).

با فرض توزیع نرمال، با تعیین شاخص قابلیت اطمینان (β) و استفاده از جداول توزیع احتمالی نرمال می‌توان احتمال شکست برای پاسخ مورد نظر (نیروی محوری، لنگر خمشی، نیروی برشی و جابجایی) را مطابق معادله ۲ در پوشش تونل تعیین نمود (Novak, 2000).

با توجه به این که رکوردهای انتخابی در این پژوهش شدید بوده و بنابر توصیه ($FHWA$) (Federal Highway Administration) در حالت زلزله شدید، فرض لغزش کامل باید در نظر گرفته شود؛ در این بخش برای تعیین ظرفیت نهایی نیروی محوری، لنگر خمشی، نیروی برشی و تغییر شکل پوشش تونل از روابط پنزین با فرض لغزش کامل استفاده شده است (FHWA, 2009).

در بخش ۷ به بررسی و مقایسه شاخص قابلیت اطمینان لرزه‌ای تعیین شده از روابط ونگ و پنزین تحت رکورد زلزله *Gazli* با انجام تحلیل پارامتریک در خصوص مشخصات خاک پرداخته شده است.

شاخص قابلیت اطمینان لرزه‌ای و احتمال شکست برای نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی تحت ۷ رکورد زلزله به ترتیب در جداول ۱۳ و ۱۴ آمده است. در جدول ۱۵ شاخص قابلیت اطمینان و احتمال شکست برای پاسخ جابجایی تحت شرایط استاتیکی (نیروی ثقلی) تعیین شده است.

از آنجا که در این پژوهش سه متغیر تصادفی در نظر گرفته شده است؛ ۲۷ نقطه برای اعمال RSM در نظر گرفته شده که در شکل ۲ ارائه گردیده است. همچنین توابع عملکردی بدست آمده بر اساس روش سطح پاسخ برای نیروی محوری، لنگر خمشی، نیروی برشی و جابجایی پوشش تونل مورد مطالعه به شکل زیر است:

$$N = \frac{N_c}{\left(\begin{array}{l} -8.45 + 0.56c + 1.49\varphi - 0.15E \\ -0.009c\varphi - 0.003cE + 0.004\varphi E \\ -0.0016c^2 - 0.0113\varphi^2 + 0.0001E^2 \end{array} \right)} \quad (31)$$

$$M = \frac{M_c}{\left(\begin{array}{l} 255 + 122c - 28.7\varphi - 0.19E \\ -42c\varphi - 24.34cE - 0.046\varphi E \\ -2.56c^2 - 1.23\varphi^2 + 0.0003E^2 \end{array} \right)} \quad (32)$$

$$V = \frac{V_c}{\left(\begin{array}{l} 1223 - 212c + 1.4\varphi - 0.13E \\ -0.023c\varphi - 0.34cE + 0.18\varphi E \\ -0.124c^2 - 0.00575\varphi^2 + 0.456E^2 \end{array} \right)} \quad (33)$$

$$Y = Y_c + 245 - 15.5c + 1.36\varphi - 2.67E + 0.099c\varphi - 0.377cE + 0.167\varphi E + 0.0028c^2 - 0.00545\varphi^2 + 0.65E^2 \quad (34)$$

معادلات توابع عملکردی ۳۱ تا ۳۴ که سطح پاسخ پوشش تونل نامیده می‌شود، بر اساس متغیرهای تصادفی (c ، φ و E) برازش شده است. این توابع عملکردی می‌تواند به عنوان اساس مدل‌سازی‌های آتی و تخمین بهتر احتمال شکست پاسخ‌های پوشش تونل بکار گرفته شود.

۳-۶- گام سوم: تعیین شاخص قابلیت اطمینان لرزه‌ای با استفاده از روش هاسوفر-لیند و المان محدود نتایج به دست آمده با ترکیب روش سطح پاسخ (RSM),

جدول ۱۳- شاخص قابلیت اطمینان: الف) نیروی محوری؛
ب) لنگر خمشی؛ پ) نیروی برشی تحت رکورد ۷ رکورد
زلزله

(الف)

پارامتر	β نیروی محوری		
	آزمون اول	آزمون دوم	آزمون سوم
<i>Gazli</i>	۱,۳۲	۲,۷۸	۱,۶۲
<i>Manjil</i>	۱,۵۶	۱,۲۵	۱,۴۸
<i>Cape Mendocino</i>	۱,۰۶	۱,۸۹	۲,۱۲
<i>Loma Prieta</i>	۱,۹۱	۲,۵۰	۱,۹۵
<i>Victoria</i>	۲,۱۲	۱,۳۹	۲,۵۶
<i>Landers</i>	۱,۱۲	۲,۸۷	۱,۹۰
<i>Imperial Valley</i>	۲,۲۳	۳,۰۴	۱,۱۳

(ب)

پارامتر	β لنگر خمشی		
	آزمون اول	آزمون دوم	آزمون سوم
<i>Gazli</i>	۲,۴۵	۱,۶۸	۳,۲۲
<i>Manjil</i>	۱,۱۵	۱,۵۵	۲,۶۷
<i>Cape Mendocino</i>	۲,۸۹	۱,۹۵	۳,۷۲
<i>Loma Prieta</i>	۳,۱۵	۲,۳۳	۲,۴۵
<i>Victoria</i>	۲,۷۸	۱,۴۹	۲,۲۹
<i>Landers</i>	۱,۵۵	۲,۷۸	۱,۹۸
<i>Imperial Valley</i>	۱,۶۸	۱,۲۶	۳,۶۷

(پ)

پارامتر	β نیروی برشی		
	آزمون اول	آزمون دوم	آزمون سوم
<i>Gazli</i>	۰,۰۳۵	۰,۰۷۶	۰,۰۵۰
<i>Manjil</i>	۰,۰۱۲	۰,۰۱۶	۰,۰۶۹
<i>Cape Mendocino</i>	۱,۰۰۷	۰,۰۰۷	۰,۰۵۶
<i>Loma Prieta</i>	۰,۰۰۰۸	۰,۰۰۰۶	۱,۰۰۱
<i>Victoria</i>	۰,۰۱۳	۰,۰۴۳	۰,۰۱۳
<i>Landers</i>	۱,۰۰۶	۱,۰۰۱	۰,۰۵۴
<i>Imperial Valley</i>	۰,۰۴۶	۰,۰۱۷	۰,۰۰۱

جدول ۱۴- احتمال شکست برای: الف) نیروی محوری؛
ب) لنگر خمشی؛ پ) نیروی برشی تحت رکورد ۷ رکورد
زلزله

(الف)

پارامتر	P_f نیروی محوری (%)		
	آزمون اول	آزمون دوم	آزمون سوم
<i>Gazli</i>	۹,۳۴	۰,۲۷	۵,۲۶
<i>Manjil</i>	۵,۹۴	۱۰,۵۶	۶,۹۴
<i>Cape Mendocino</i>	۱۴,۴۶	۲,۹۴	۱,۷
<i>Loma Prieta</i>	۲,۸۱	۰,۶۲	۲,۵۶
<i>Victoria</i>	۱,۷	۸,۲۳	۰,۵۲
<i>Landers</i>	۱۳,۱۴	۰,۲۱	۲,۸۷
<i>Imperial Valley</i>	۱,۲۹	۰,۱۲	۱۲,۹۲

(ب)

پارامتر	P_f لنگر خمشی (%)		
	آزمون اول	آزمون دوم	آزمون سوم
<i>Gazli</i>	۰,۷۱	۴,۶۵	۰,۰۶
<i>Manjil</i>	۱۲,۵۱	۶,۰۶	۰,۳۸
<i>Cape Mendocino</i>	۰,۱۹	۲,۵۶	۰,۰۱
<i>Loma Prieta</i>	۰,۰۸	۰,۹۹	۰,۷۱
<i>Victoria</i>	۰,۲	۶,۸۱	۱,۱
<i>Landers</i>	۶,۰۶	۰,۲۷	۲,۳۹
<i>Imperial Valley</i>	۴,۶۵	۱۰,۳۸	۰,۰۱

(پ)

پارامتر	P_f نیروی برشی (%)		
	آزمون اول	آزمون دوم	آزمون سوم
<i>Gazli</i>	۴۸,۶	۲۲,۳۶	۳۰,۸۵
<i>Manjil</i>	۴۵,۲۲	۴۳,۶۴	۲۴,۵۱
<i>Cape Mendocino</i>	۱۴,۲۳	۴۹,۱	۲۸,۷۷
<i>Loma Prieta</i>	۴۹,۸	۴۹,۲	۱۵,۶۲
<i>Victoria</i>	۴۴,۸۳	۳۳,۳۶	۴۴,۸۳
<i>Landers</i>	۱۵,۷۷	۱۳,۵۷	۴۷,۸۱
<i>Imperial Valley</i>	۴۸,۲	۴۳,۲۵	۴۶,۰۲

جدول ۱۵- تعیین شاخص قابلیت اطمینان و احتمال

شکست پاسخ جابجایی تحت بار استاتیکی

پارامتر	آزمون و خطا برای پاسخ جابجایی		
	سوم	دوم	اول
β	۱,۶۲	۳,۹۸	۱,۹۲
P_f	۵,۲۶	۰,۰۰۹	۲,۷۴

با بررسی مقادیر جداول ۱۳ تا ۱۵ و براساس نتایج تحلیل قابلیت اطمینان مبتنی بر روش سطح پاسخ موارد زیر نتیجه می‌شود:

۱- حداقل شاخص قابلیت اطمینان برای پاسخ نیروی محوری پوشش تونل ۱,۰۶ تحت رکورد زلزله *Cape Mendocino* بدست آمده که نشان دهنده احتمال شکست ۱۴,۴۶٪ و بیشترین مقدار β در این حالت ۳,۰۴ تحت رکورد زلزله *Imperial Valley* به دست آمد که نشان دهنده احتمال شکست ۰,۱۲٪ است.

۲- حداقل شاخص قابلیت اطمینان برای پاسخ لنگر خمشی پوشش تونل ۱,۱۵ تحت رکورد زلزله *Manjil* به دست آمده که نشان دهنده احتمال شکست ۱۲,۵۱٪ و بیشترین مقدار β در این حالت ۳,۷۲ تحت رکورد زلزله *Cape Mendocino* به دست آمد که نشان دهنده احتمال شکست ۰,۰۱٪ است.

۳- حداقل شاخص قابلیت اطمینان برای پاسخ نیروی برشی پوشش تونل ۰,۰۰۸ تحت رکورد زلزله *Loma Prieta* به دست آمده که نشان دهنده احتمال شکست ۴۹,۸٪ و بیشترین مقدار β در این حالت ۱,۱ تحت رکورد زلزله *Landers* به دست آمد که نشان دهنده احتمال شکست ۱۳,۵۷٪ است. بیشترین احتمال شکست برای پاسخ نیروی برشی اتفاق افتاده است.

۴- حداقل شاخص قابلیت اطمینان برای پاسخ جابجایی پوشش تونل ۱,۶۲ تحت بار استاتیکی بدست آمده که نشان دهنده احتمال شکست ۵,۲۶٪ و بیشترین مقدار β در این حالت ۳,۹۸ به دست آمد که نشان دهنده احتمال شکست ۰,۰۰۹٪ است.

۵- به طور کلی حداقل شاخص قابلیت اطمینان برای

پاسخ نیروی برشی پوشش تونل به دست آمد، در نتیجه مقاوم سازی مجموعه خاک و تونل در مقابل شکست برشی تحت بار زلزله می‌تواند مفید واقع شود.

۶- پاسخ‌های نیروی محوری و لنگر خمشی تحت رکوردهای مختلف زلزله همگی به $\beta > 1$ منجر شده است، که این نشان‌دهنده این است که خصوصیات مصالح خاک برای این پاسخ‌ها دارای قابلیت اعتماد است.

۷- پاسخ جابجایی تحت بار استاتیکی دارای بیشترین شاخص قابلیت اطمینان است. در نتیجه خصوصیات مصالح خاک پیرامون پوشش تونل برای پاسخ جابجایی دارای بیشینه قابلیت اعتماد است.

۸- در این پژوهش سه پارامتر (c, E, Φ) از خاک پیرامون تونل، به عنوان متغیر تصادفی در نظر گرفته شده است، پیشنهاد می‌شود در کارهای آتی پارامترهای ناشی از اندرکنش خاک و تونل شامل رفتار مماسی و اصطکاکی بین پوشش و خاک هم به عنوان متغیر تصادفی در نظر گرفته شود، تا بررسی دقیق تری از شاخص قابلیت اطمینان برای پاسخ‌های پوشش تونل حاصل گردد.

به منظور درک بهتر از قابلیت اطمینان مجموعه خاک و تونل تحت شرایط استاتیکی و لرزه‌ای، شاخص قابلیت اطمینان در سطوح استاتیکی و میانگین ۷ رکورد تاریخچه زمانی زلزله برای نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی در جدول ۱۶ مقایسه شده است.

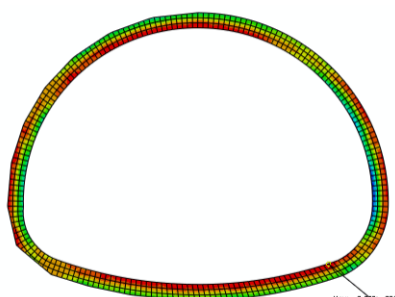
با بررسی مقادیر جداول ۱۶ نتیجه می‌شود:

۱- شاخص قابلیت اطمینان در هر سه حالت نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی در سطح استاتیکی بیشتر از سطح لرزه‌ای است.

۲- شاخص قابلیت اطمینان در حالت نیروی برشی در سطح استاتیکی حدوداً ۴ برابر سطح لرزه‌ای است، به عبارت دیگر در این حالت سطوح قابلیت اطمینان در حالت استاتیکی و لرزه‌ای به طور فاحش اختلاف دارند. این مطلب حاکی از آن است که مقاوم سازی تونل در مقابل شکست برشی حین زلزله قطعاً می‌تواند مفید باشد.

به عنوان نمونه برای تعیین شاخص قابلیت اطمینان نیروی محوری تونل ($\beta_{Axial Force}$) تحت رکورد زلزله *Gazli* و سه آزمون و خطای انجام شده برای رسیدن به همگرایی، تحلیل تاریخچه زمانی روی مدل المان محدود خاک و تونل انجام شده و بیشینه نیروی محوری پوشش تونل در هر حالت تعیین می‌گردد. سپس با استفاده از معادلات ۱ تا ۸، شاخص قابلیت اطمینان برای نیروی محوری پوشش تونل به دست می‌آید.

در شکل ۱۶ کانتور توزیع نیروی محوری تحت رکورد زلزله *Gazli* نشان داده شده است. مقدار بیشینه نیروی محوری در این حالت $345 KN$ است.



شکل ۱۶ - کانتور بیشینه نیروی محوری تحت رکورد زلزله *Gazli*

در شکل‌های ۱۷ و ۱۸ به ترتیب مقایسه‌ای بین بیشینه شاخص قابلیت اطمینان نیروی محوری و لنگر خمشی تعیین شده از روابط ونگ و پنزین در خاک‌های *A* و *B* تحت رکورد زلزله *Gazli* انجام شده است. به دلیل این که ونگ رابطه فرم بسته‌ای برای تعیین بیشینه نیروی برشی ارائه نداده است، در شکل ۱۹ مقایسه‌ای بین شاخص قابلیت اطمینان نیروی برشی در خاک *A* و *B* انجام شده است.

جدول ۱۷ - مشخصات خاک‌ها مطابق مدل موه‌ر کلمب

پارامتر	واحد	خاک A	خاک B
ضریب پواسون	-	۰٫۳	۰٫۴۲
جرم مخصوص	(kg/m^3)	۲۰۰۰	۱۷۹۰
مدول الاستیسیته	(GN/m^2)	۱٫۰۵	۰٫۲۲۴
زاویه اصطکاک	درجه	۲۸	۲۷
چسبندگی	(KN/m^2)	۳۰	۴۵

جدول ۱۶ - مقایسه شاخص قابلیت اطمینان در سطوح استاتیکی و میانگین ۷ رکورد زلزله برای الف) نیروی محوری؛ ب) لنگر خمشی؛ پ) نیروی برشی (الف)

سطح قابلیت اطمینان	β	$E(Gpa)$	$C(kpa)$	$\varphi(deg)$
استاتیکی	۲٫۰۵	۰٫۳۴	۲۴٫۶۰	۲۱٫۹۶
میانگین لرزه‌ای	۱٫۸۹	۱۸٫۱۲	۳۸٫۲۴	۳۰٫۰۳

(ب)

لنگر خمشی

سطح قابلیت اطمینان	β	$E(Gpa)$	$C(kpa)$	$\varphi(deg)$
استاتیکی	۳٫۹۷	۰٫۲۳	۲۳٫۱۳	۲۵٫۶۷
میانگین لرزه‌ای	۲٫۳۲	۱۶٫۸۹	۱۲٫۱۲	۳۲٫۱۸

(پ)

نیروی برشی

سطح قابلیت اطمینان	β	$E(Gpa)$	$C(kpa)$	$\varphi(deg)$
استاتیکی	۱٫۴۶	۰٫۱۴	۳۳٫۰۸	۲۶٫۶۵
میانگین لرزه‌ای	۰٫۳۸	۲۴٫۵۶	۳۱٫۱۲	۳۱٫۸۷

۷- تعیین شاخص قابلیت اطمینان لرزه‌ای با استفاده از روابط ونگ و پنزین

در بخش ۶-۲ برای تعیین ظرفیت‌نهایی نیروی محوری، لنگر خمشی، نیروی برشی و تغییر شکل پوشش تونل از روابط ونگ (*Wang*) و پنزین (*Penzien*) با فرض شرایط لغزش کامل در پوشش تونل‌های دایره‌ای با فرض اندرکنش خاک و پوشش حین زلزله استفاده شد. در روش ونگ رابطه‌ای برای تعیین بیشینه نیروی برشی ارائه نشده است.

در این بخش با در نظر گرفتن دو نوع خاک، مقایسه‌ای بین شاخص قابلیت اطمینان پاسخ‌های پوشش تونل، در حالت استفاده از روابط ونگ و پنزین انجام شده است. مشخصات مصالح خاک‌ها با استفاده از مدل موه‌ر کلمب در جدول ۱۷ آمده است.

با بررسی مقادیر شکل‌های ۱۷ تا ۱۹ نتیجه می‌شود:

۱- خاک *B* در مقایسه با خاک *A* نرمتر است. به طور کلی هر چه خاک اطراف تونل نرمتر باشد، مقدار شاخص قابلیت اطمینان پاسخ‌های پوشش تونل کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر احداث تونل در خاک‌های نرم قابلیت اعتماد لرزه‌ای کمتری دارد.

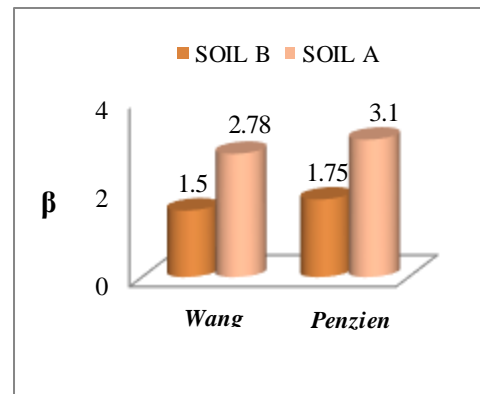
۲- شاخص قابلیت اطمینان تمامی پاسخ‌های پوشش تونل در حالتی که برای تعیین ظرفیت نهایی پاسخ از روابط فرم بسته پنزین با فرض لغزش کامل استفاده شده باشد، بیشتر از حالت مشابه استفاده از روابط ونگ است.

۳- تفاوت بین شاخص قابلیت اطمینان نیروی برشی در پوشش تونل در حالتیکه خاک *A* پیرامون تونل وجود داشته باشد، حدود ۴۰ برابر حالتی است که خاک *B* پیرامون تونل وجود داشته باشد. به بیان دیگر مقاومت برشی خاک *B* به شدت کمتر از خاک *A* بوده و در حین زلزله پوشش تونل در خاک *B* دچار گسیختگی برشی می‌شود. این مساله یکی از مهم‌ترین مواردی است که باید در طراحی لرزه‌ای تونل‌ها و سازه‌های زیرزمینی در نظر گرفته شود.

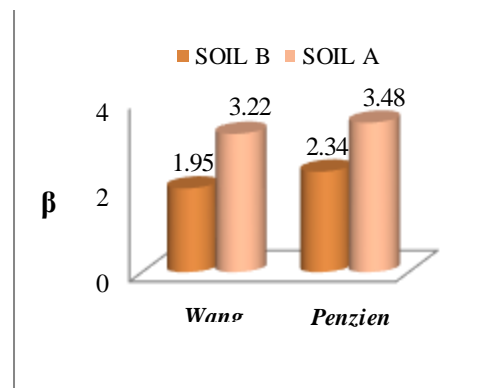
۸- نتیجه‌گیری

پارامتری که عموماً برای توصیف قابلیت اعتماد سازه‌ها در مسائل مهندسی مورد قبول واقع شده ضریب اطمینان است، اما با توجه به تغییرات اساسی در مشخصات مصالح، ضریب اطمینان مقیاس خیلی دقیقی نیست. بنابراین پارامتر بهتر، شاخص قابلیت اطمینان (β) است که تصادفی بودن ضریب اطمینان را لحاظ می‌کند.

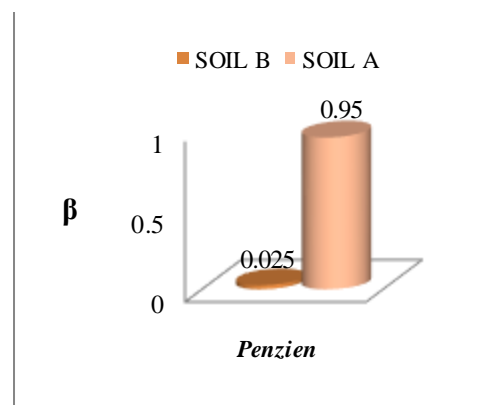
در این پژوهش با بهره‌گیری از روش سطح پاسخ (*RSM*) که مبتنی بر تصادفی بودن پارامترهای خاک پیرامون تونل و تحلیل مبتنی بر قابلیت اطمینان با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و تونل و بهره‌گیری از شاخص قابلیت اطمینان هاسوفر لیند و استفاده از روش المان محدود (*ABAQUS*)، شاخص قابلیت اطمینان (β) برای نیروی محوری، لنگر خمشی، نیروی برشی تحت سطح لرزه‌ای و جابجایی برای سطح بهره برداری تعیین گردید. اثر تصادفی بودن پارامترها بر روی عملکرد سیستم پوشش تونل، با استفاده از *RSM* مورد مطالعه قرار گرفته است. همچنین در این پژوهش تعیین سطح پاسخ برای به دست آوردن شاخص



شکل ۱۷- مقایسه‌ای بین بیشینه شاخص قابلیت اطمینان نیروی محوری با استفاده از روابط ونگ و پنزین تحت رکورد زلزله *Gazli*



شکل ۱۸- مقایسه‌ای بین بیشینه شاخص قابلیت اطمینان لنگر خمشی با استفاده از روابط ونگ و پنزین تحت رکورد زلزله *Gazli*



شکل ۱۹- مقایسه‌ای بین بیشینه شاخص قابلیت اطمینان نیروی برشی در خاک *A* و *B* تحت رکورد زلزله *Gazli*

مدل‌سازی‌های آتی و تخمین بهتر احتمال شکست پاسخ‌های پوشش تونل بکار گرفته شود.

۶- خاک B در مقایسه با خاک A نرم‌تر است. به طور کلی هر چه خاک اطراف تونل نرم‌تر باشد، مقدار شاخص قابلیت اطمینان پاسخ‌های پوشش تونل کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر احداث تونل در خاک‌های نرم قابلیت اعتماد لرزه‌ای کمتری دارد.

۷- تفاوت بین شاخص قابلیت اطمینان نیروی برشی در پوشش تونل در حالتی که خاک A پیرامون تونل وجود داشته باشد، حدود ۴۰ برابر حالتی است که خاک B پیرامون تونل وجود داشته باشد. به بیان دیگر مقاومت برشی خاک B به شدت کمتر از خاک A بوده و در حین زلزله پوشش تونل در خاک B دچار گسیختگی برشی می‌شود. این مساله یکی از مهمترین مواردی است که باید در طراحی لرزه‌ای تونل‌ها و سازه‌های زیرزمینی در نظر گرفته شود.

۸- با توجه به روش ارائه شده در این پژوهش، استفاده از شاخص قابلیت اطمینان به جای ضریب اطمینان برای توصیف قابلیت اعتماد سازه‌ها، علی‌الخصوص سازه‌های ژئوتکنیکی توصیه می‌شود.

۹- در این پژوهش توزیع آماری برای پارامترهای ورودی و تحلیل‌ها نرمال در نظر گرفته شده است. شایسته است در پژوهش‌های آتی اثر توزیع آماری بر پارامترهای طراحی لرزه‌ای خاک و تونل در نظر گرفته شود.

۹- فهرست نمادها

فهرست نمادها در جدول ۱۸ آورده شده است.

قابلیت اطمینان از طریق آزمون و خطا بررسی شده است. تحلیل‌های لرزه‌ای انجام شده در نرم‌افزار المان محدود *Abaqus6-11-1* تحت ۷ رکورد تاریخچه زمانی انجام شده است.

این پژوهش نشان می‌دهد که:

۱- شاخص قابلیت اطمینان برای همه پاسخ‌های ایجاد شده در پوشش تونل تحت سطح لرزه‌ای کمتر از سطح استاتیکی است. به عبارت دیگر قابلیت اطمینان سیستم خاک و تونل حین زلزله با توجه به طبیعت تصادفی و بحرانی بودن بارگذاری و همچنین طبیعت تصادفی بودن پارامترهای خاک (φ و E ، c) کاهش می‌یابد.

۲- شاخص قابلیت اطمینان برای پاسخ نیروی برشی پوشش تونل تحت رکوردهای زلزله، کمتر از نیروی محوری و لنگر خمشی می‌باشد. در نتیجه مقاوم‌سازی مجموعه خاک و تونل در مقابل شکست برشی تحت بار زلزله توصیه می‌شود.

۳- پاسخ‌های نیروی محوری و لنگر خمشی تحت رکوردهای مختلف زلزله همگی به $\beta > 1$ منجر شده است، که این نشان‌دهنده این است که خصوصیات مصالح خاک برای این پاسخ‌ها دارای قابلیت اعتماد است.

۴- پاسخ جابجایی تحت بار استاتیکی دارای بیشترین شاخص قابلیت اطمینان است. در نتیجه خصوصیات مصالح خاک پیرامون پوشش تونل برای پاسخ جابجایی دارای بیشینه قابلیت اعتماد است.

۵- معادلات توابع عملکردی که سطح پاسخ پوشش تونل نامیده می‌شود، براساس متغیرهای تصادفی (φ و E ، c) برآزش شده است. این توابع عملکردی می‌تواند به عنوان اساس

جدول ۱۸- فهرست نمادها

نماد	واحد	شرح	نماد	واحد	شرح
β	-	شاخص قابلیت اطمینان	Z_i	-	متغیرهای کاهش یافته i ام
$E(FS)$	-	میانگین ضریب اطمینان	X_i	-	متغیر تصادفی i ام
$\sigma(FS)$	-	انحراف معیار ضریب اطمینان	μ_{X_i}	-	میانگین متغیرهای تصادفی i ام
P_f	-	احتمال شکست نمونه تصادفی	σ_{X_i}	-	انحراف معیار متغیرهای تصادفی i ام
$\varphi(\beta)$	-	احتمال نرمال استاندارد	β_{HL}	-	شاخص قابلیت اطمینان هاسوفر-لیند
Z_R	-	متغیرهای کاهش یافته ظرفیت	Z_Q	-	متغیرهای کاهش یافته بار
R	-	ظرفیت	Q	-	بار
μ_R	-	میانگین متغیرهای تصادفی ظرفیت	μ_Q	-	میانگین متغیرهای تصادفی بار

ادامه جدول ۱۸- فهرست نمادها

نماد	واحد	شرح	نماد	واحد	شرح
σ_R	-	انحراف معیار متغیرهای تصادفی ظرفیت	σ_Q	-	انحراف معیار متغیرهای تصادفی بار
ϑ_{soil}	-	ضریب پواسون خاک	COV	-	ارتباط بین ضریب همبستگی چند متغیر تصادفی
ρ_{soil}	kg/m^3	جرم مخصوص خاک	I	m^4	ممان اینرسی پوشش تونل
E_{soil}	N/m^2	مدول الاستیسیتة خاک	Δd^n_{lining}	m	تغییر شکل پوشش تحت بارگذاری نرمال
N_c	KN	ظرفیت نهایی نیروی محوری تونل	d	m	قطر معادل پوشش تونل
N	KN	نیروی محوری تونل	ϑ_l	-	ضریب پواسون پوشش تونل
M_c	kNm/m	ظرفیت نهایی لنگر خمشی تونل	γ_{max}	-	کرنش برشی میدان آزاد خاک یا سنگ
M	kNm/m	لنگر خمشی تونل	M_{max}	kNm/m	ماکزیمم لنگر خمشی تونل
V_c	KN	ظرفیت نهایی نیروی برشی تونل	V_{max}	KN	ماکزیمم نیروی برشی تونل
V	KN	نیروی برشی تونل	$\Delta_{free-field}$	m	تغییر شکل میدان آزاد بدون حضور خاک
Y_c	m	ظرفیت نهایی تغییر شکل تونل	ϑ_m	-	ضریب پواسون خاک یا سنگ
Y	m	تغییر شکل تونل	E_l	Gpa	مدول الاستیسیتة پوشش تونل
T_{max}	KN	ماکزیمم نیروی محوری پوشش تونل	h	m	ارتفاع روباره خاک
G_m	N/m^2	مدول برشی موثر خاک یا سنگ	V_s	m/s	بیشترین سرعت زمین تحت اثر زلزله
C_s	m/s^2	سرعت انتشار موج برشی موثر	ρ	kg/m^3	چگالی خاک
c_i	kpa	چسبندگی خاک در آزمون i ام	φ_i	$Degree$	زاویه اصطکاک داخلی در آزمون i ام
E_i	Gpa	مدول الاستیسیتة خاک در آزمون i ام	ULS	-	سطح حد نهایی
SLS	-	سطح سرویس دهی (بهره برداری)	R^n	-	نسبت اعوجاج خاک- تونل تحت بارگذاری نرمال
ΔD	m	تغییر قطر تونل	d	m	قطر تونل
$\frac{\Delta D}{d}$	-	تغییر شکل مقطع	E_m	Gpa	مدول الاستیسیتة موثر خاک
ϑ_m	-	ضریب پواسون خاک	R	m	شعاع اسمی پوشش تونل
t_l	m	ضخامت پوشش تونل	ϑ_l	-	ضریب پواسون پوشش تونل
I_L	m^4	ممان اینرسی پوشش در واحد عرض	E_l	Gpa	مدول الاستیسیتة پوشش تونل
C	-	ضریب فشردگی	F	-	ضریب نرمی
S_{Max}	Mpa	بیشینه تنش اصلی	S_{Min}	Mpa	کمینه تنش اصلی

۱۰- مراجع

- American Concrete Institute, (2005). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05). ACI Committee 318, Michigan.
- Asheghabadi, M. S., & Matinmanesh, H. (2011). Finite Element Seismic Analysis of Cylindrical Tunnel in Sandy Soils with Consideration of Soil- Tunnel Interaction. *The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction* (pp.3162-3169). Doi:10.1016/j.proeng.2011.07.399.
- Chopra, A.K. (1995). Dynamics of Structures. *Theory And Applications To Earthquake Engineering* (B. Stenquist, Ed). United States of America: Prentice-Hall. ISBN 0-13-855214-2.
- Daryan, A., Bahrampoor, H., Arabzadeh, H. (2011). *Complete Manual of ABAQUS*. ISBN 978-964-7517-44-7.
- Li, D. Q., Jiang, Sh. H., Cao, Z. J., Zhou, Ch. B., Li, X. Y., Zhang, L. M. (2015). Efficient 3-D Reliability Analysis of The 530 M High Abutment Slope at Jinping I Hydropower Station During Construction. *Journal of Engineering Geology*. <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.06.007>.
- Dodagoudar, G. R. & Venkatachalam, G. (2000). Reliability Analysis Of Slopes Using Fuzzy Sets Theory. *Computers and Geotechnics*, Vol. 27, pp. 101-115.
- Laso, E., Lera, M. G., Alarcón, E. (1995). A Level of Reliability Approach to Tunnel Support Design. *Applied Mathematical Modelling*, Vol. 19, June. 1995 by Elsevier Science Inc.
- FHWA- NHI-09-010. (2009). Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels-civil Elements. Washington, Federal Highway Administration (FHWA).
- Haldar, S. & Babu, G. L. S. (2008). Load- Resistance Factor Design of Axially Loaded Pile Based on Load Test Results. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.134, No.8, pp.1106-1117.
- Hashash, Y. M. A., Hook, J. J., Schmidt, B., Yao, J. C. (2001). Seismic Design and Analysis of Underground Structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 16, pp. 247-293.
- Hashash, Y. M., Park, D., Chiang Yao, J. I. (2005). Ovaling Deformations of Circular Tunnels Under Seismic Loading, an Update on Seismic Design and Analysis of Underground Structures. *Tunnelling & Underground Space Tech.*, Pergamon, Vol. 20, pp. 435-441.1.
- Hasofer, A.M. & Lind, N.C. (1974). Exact and Invariant Second-Moment Code Format. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 100(1), pp. 111-121.
- Kolymbas, D. (2008). *Tunnelling and Tunnel Mechanics A Rational Approach to Tunnelling*. German: ISBN: 978-3-540-25196-5.
- Kulhawy, F. H. (1975). Stresses and Displacements Around Openings in Homogeneous Rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts*, Vol. 12, pp. 43-57.

- Melchers R. (1999). *Structural Reliability Analysis and Prediction*. John Wiley & Sons, Chichester.
- Myers, R. H. & Montgomery, D. C. (1995). *Response Surface Methodology Process and Product Optimization Using Design Experiments*. John Wiley & Sons, New York.
- Naik, A. V. (1981). *Interactive Analysis of Tunnels in Layered Medium Using Finite and Infinite Elements*. Ph.D. Thesis, IIT Bombay, India.
- Novak, A. S. & Collins, K. R. (2000). *Reliability of Structures*. Mc Graw-Hill Inc., New York, Ny., USA.
- Penzien, J., (2000). *Seismically Induced Racking of Tunnel Linings*. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 29, pp. 683_691.
- Lü, Q., Chan, C. L., & Low, B. K. (2013). *System Reliability Assessment for a Rock Tunnel with Multiple Failure Modes*. *Rock Mechanics and Rock Engineering*. July 2013, Volume 46, Issue 4, pp 821-833.
- Shahbazi, R & Yekrangnia, M.(2014). *Abaqus Applied Manual with Examples for Civil Engineering*. ISBN 978-600-5176-17-9
- Sevim, B. (2011), *Nonlinear Earthquake Behaviour of Highway Tunnels*. *Natural Hazards and Earth System Sciences*. doi:10.5194/nhess-11-2755-2011. www.nat-hazards-earth-syst-sci.net/11/2755/2011/.
- Sreedharan, M., Mathada, V.S. & Venkatachalam G. (2006). *Reliability Analysis of Rock Slopes – Case Studies*. Proc. Tenth International Conf. on Structural Engineering and Construction (EASEC -10), Bangkok, Thailand, August 3-5, 2006, Vol.8, pp. 71-76.
- Venkatachalam, G. (2004). *Hazard and Risk Evaluation of Natural Slopes*. *Key Note Paper presented at ASCE International Conf. Earth & Space, 2004, Houston, Texas, USA*.
- Venkatachalam, G. (2005). *Reliability and Risk Analysis of Slopes and Application to Landslides*. *28th Annual Lecture of the Indian Geotechnical Society*, delivered during IGC-2005, Ahmedabad.
- Wang, J. N., (1993). *Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-art Approach*. Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Inc. <http://www.pbworld.com/pdfs/publications/monographs/wang.pdf>.