

تحلیل پایداری استاتیکی و شبه استاتیکی شیروانی‌های خاکی مسلح به ژئوفابریک

مسعود عامل‌سخی^{۱*} و سیاوش منافی^۲^۱ استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه صنعتی قم^۲ فارغ‌التحصیل کارشناسی ارشد خاک و پی، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه ارومیه

چکیده

شیروانی‌های ناپایدار همواره به عنوان یکی از مشکلات مهم ژئوتکنیکی مطرح بوده‌اند. روش‌های مختلفی برای پایداری‌سازی شیروانی‌های ناپایدار مطرح شده است که یکی از این روش‌ها مسلح‌سازی شیروانی به وسیله ژئوسنتتیک‌ها می‌باشد. در این تحقیق از ژئوفابریک به عنوان یکی از ژئوسنتتیک‌ها که دارای مقاومت کششی بالایی است جهت مسلح کردن و تثبیت شیروانی ناپایدار در حالت‌های استاتیکی و شبه استاتیکی استفاده شده است. در بخش فونداسیون شیروانی، دو لایه قوی و ضعیف به دو صورت لایه قوی بر روی لایه ضعیف و لایه ضعیف بر روی لایه قوی مدل گردیده است. همچنین از روش‌های مختلف تحلیل پایداری شیروانی‌ها استفاده شده و در نهایت نتایج تحلیل‌های مذکور ارائه گردیده و مورد مقایسه قرار گرفته‌اند.

واژگان کلیدی: ژئوفابریک، پایداری شیروانی، شبه استاتیکی.

۱- مقدمه

کششی بالایی است، جهت مسلح‌سازی شیروانی استفاده شده است. خاک مقاومت فشاری مناسب ولی مقاومت کششی بسیار پایینی دارد. استفاده از ژئوفابریک می‌تواند این نقطه ضعف خاک را برطرف ساخته و در کنار مقاومت فشاری بالای خاک، در بهبود ظرفیت باربری آن تأثیر به‌سزایی داشته باشد [۱]. همچنین استفاده از مصالح مذکور علاوه بر مزایای فوق باعث افزایش مقاومت برشی خاک به علت افزایش اصطکاک در محل تماس ژئوفابریک با خاک نیز می‌شود. از جمله مزایای ژئوفابریک نسبت به سایر ژئوسنتتیک‌ها مانند ژئوگرید و ژئوتکستایل، تغییر شکل‌پذیری مناسب آن است که موجب می‌شود در بسترهای ضعیف با احتمال تغییر شکل زیاد، کارایی مناسب‌تری داشته باشد.

Soderman و Rowe [۲] الحاقیه‌ای را برای روش تحلیل بیشاپ ساده شده، با فرض سطح لغزش دایره‌ای جهت تخمین پایداری کوتاه مدت خاکریز مسلح با ژئوسنتتیک‌ها ارائه دادند. در این روش اثر اندرکنش خاک-ژئوتکستایل توسط کرنش مجاز ژئوتکستایل محدود شده بود. Hird [۳] نمودارهای بی‌بعدی را برای ارزیابی پایداری شیروانی خاکریزهای مسلح با مصالح خاکی چسبنده و غیرچسبنده که خود بر روی فونداسیون خاکی با مصالح غیرچسبنده واقع است ارائه نمود. Greenwood [۴] روش تعادل نیروها در محاسبه ضریب اطمینان شیروانی‌ها و با در نظر گرفتن تأثیر مسلح‌کننده ژئوسنتتیک‌ها اصلاح نمود. بعدها در سال ۱۹۹۴ معادلات تحلیل پایداری شیروانی‌ها به روش جانبی

با گسترش ساخت و سازهای شهری، جاده‌ها، راه آهن و ... در مناطق کوهستانی و شیب‌دار، پایداری‌سازی شیب‌ها بیش از پیش مورد توجه قرار گرفته است. ناپایداری شیب‌ها به عوامل متعددی از جمله هندسه شیب، نحوه قرارگیری لایه‌های خاکی، جنس لایه‌ها، وضعیت لایه‌ها (خشک، اشباع، غیراشباع)، جریان‌های سطحی و زیرسطحی، بارهای استاتیکی و دینامیکی (بار باد و زلزله) وارده به سطح شیب‌دار و غیره بستگی دارد. هر کدام از عوامل فوق می‌توانند باعث افزایش نیروی محرک یا کاهش مقاومت برشی توده خاک شوند. جهت پایداری‌سازی شیب‌های طبیعی و مصنوعی راه‌حل‌های مختلفی ارائه شده است. به طور مثال می‌توان به اصلاح هندسه شیروانی، احداث زهکش‌های سطحی و زیرزمینی، استفاده از روش‌های بیولوژیکی همچون گسترش پوشش گیاهی، اجرای مهار در بدنه شیب، اجرای میخ‌کوبی^۱، اجرای توری فلزی و شاتکریت، احداث دیوار حائل و نیز سایر روش‌ها اشاره نمود. یکی از جدیدترین و بهترین شیوه‌های پایداری‌سازی شیروانی‌ها، مسلح‌سازی آن‌ها به وسیله ژئوسنتتیک‌ها می‌باشد. از ویژگی‌های این روش می‌توان به اجرای آسان و سریع، کاهش حجم عملیات خاک‌برداری، کاهش هزینه‌های پایداری‌سازی اشاره نمود. در این تحقیق از ژئوفابریک^۲، به عنوان عضوی از خانواده ژئوسنتتیک‌ها که دارای مقاومت

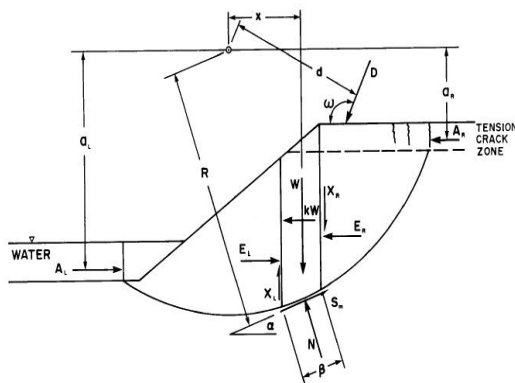
1- Nailing

2- Geofabric

ضریب اطمینان می‌بایست توده لغزنده به تعداد اختیاری از قطعات تقسیم شده، سپس نیروهای داخلی و نیروهای بین قطعه‌های برای هر یک از قطعات به دست آید. البته هر قدر تعداد قطعات بیشتر باشد، دقت جواب بالاتر است. در شکل (۱) دیگرام نیروهای وارده به یک قطعه از سطح لغزش دایره‌ای نشان داده شده است. جهت حل مسئله با توجه به این‌که از چه روشی استفاده شود (جدول (۱)) معادله تعادل نیروها یا تعادل لنگرها یا هر دو نوشته می‌شود.

جدول ۱- روش‌های استفاده شده در این تحقیق جهت بررسی پایداری شیروانی [۸]

روش	فرضیات	سطح گسیختگی	معادلات تعادل برقرار شده
روش ساده شده بیشاپ (۱۹۵۵)	از نیروهای برشی بین قطعه‌های صرف نظر شده است.	دایره‌ای	لنگر
روش جانبو	مشابه روش ساده شده بیشاپ	غیر دایره‌ای	نیروهای افقی
روش مورگنسترن-پرایس	رابطه X و E به صورت $X = E \lambda f(X)$ که $f(X)$ می‌تواند متغیر باشد و λ ضریب مقیاس می‌باشد	دلخواه	تمام



شکل ۱- نیروهای وارده به یک قطعه از سطح لغزش دایره‌ای [۸]

در ادامه به نحوه محاسبه ضریب اطمینان در برابر پایداری در روش‌های مختلف استفاده شده در این تحقیق پرداخته می‌شود.

الف) محاسبه ضریب اطمینان در برابر پایداری در روش بیشاپ ساده:

توسط Sabahit و همکاران [۵] جهت در نظر گرفتن تأثیر مسلح کننده‌های ژئوسنتتیکی اصلاح گردید. روش آن‌ها قادر به یافتن سطح لغزش بحرانی هم بود. در سال ۱۹۹۷، Low و Tang [۶] روش تعادل حدی نیمه تحلیلی را برای ارزیابی پایداری خاکریزهای مستقر بر روی زمین‌های نرم ارائه دادند. روش مذکور قادر به محاسبه ضریب اطمینان خاکریز در مقابل گسیختگی دورانی بر پایه تعادل لنگرها بود. روش‌های تحلیلی دیگری نیز بر پایه یا الهام گرفته از تئوری پلاستیسیته برای تحلیل پایداری خاکریزهای مسلح با ژئوسینتتیک‌ها ارائه شده است؛ به طور مثال Jewell [۷ و ۸]، Palmeira [۹] تحلیل‌های برگشتی را بر روی چندین خاکریز مسلح واقع بر روی خاک‌های نرم انجام داد. او از دو روش متفاوت تحلیل سطح لغزش بحرانی دایره‌ای بیشاپ اصلاح شده و روش ارائه شده توسط مهندسین ارتش ایالات متحده آمریکا استفاده نمود. به منظور مطالعه تجربی مکانیسم گسیختگی سازه‌های خاکی مسلح، از مدل‌های کوچک مقیاس استفاده شده است [۱۰ و ۱۱]. همچنین رفتار گسیختگی چنین سازه‌هایی توسط آزمایش سانتریفیوژ نیز مورد بررسی قرار گرفته است [۱۲]. به منظور بررسی مشخصات خاک‌های مسلح، مطالعات آزمایشگاهی برش مستقیم در دستگاه برش مستقیم بزرگ (۳۰ در ۳۰ سانتیمتر) و سی بی آر بر روی نمونه‌های خاک مسلح صورت گرفته و میزان افزایش پارامترهای مقاومت برشی خاک مسلح نسبت به خاک غیر مسلح تعیین شده است. نتایج نشان داده است که با افزایش میزان مسلح کننده‌ها، زاویه اصطکاک داخلی و نیز چسبندگی خاک مسلح افزایش می‌یابد [۱۳]. از تحلیل‌های اجزای محدود نیز جهت بررسی مکانیسم گسیختگی سازه‌های خاکی مسلح استفاده شده است [۱۴ و ۱۵].

۲- روش‌های تحلیل پایداری شیروانی به کار رفته در تحقیق حاضر

تا کنون روش‌های مختلفی جهت محاسبه ضریب اطمینان پایداری شیب‌ها ارائه گردیده است. در این تحقیق از روش‌های بیشاپ^۱، جانبو^۲ و مورگنسترن-پرایس^۳ برای تحلیل پایداری شیروانی مسلح و غیرمسلح در حالت استاتیکی و نیز شبه استاتیکی استفاده شده است. در حالت خاک دانه‌ای، صرف نظر از این که سطوح لغزش دایره‌ای یا غیر دایره‌ای باشد، برای محاسبه

1- Bishop
2- Janbu
3- Morgenstern-Price

در روش مورگنسترن- پرایس، دو ضریب اطمینان تعریف شده است. یکی بر اساس تعادل لنگرها (F_m) و دیگری بر اساس برآیند نیروها در جهت افقی (F_f).

$$F_m = \frac{\sum (c' \beta R + (N - u \beta) R \tan \phi') + \sum T_i Y_i}{\sum W_x - \sum N_f + \sum kW \pm \sum Dd \pm \sum Aa} \quad (4)$$

$$F_f = \frac{\sum (c' \beta \cos \alpha + (N - u \beta) \tan \phi' \cos \alpha) + \sum T_i}{\sum N \sin \alpha + \sum kW - \sum D \cos \omega \pm \sum A} \quad (5)$$

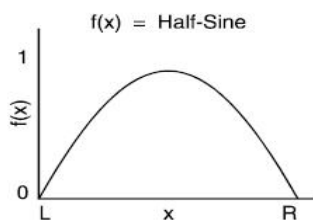
که در روابط بالا N برابر است با:

$$N = \frac{W + (X_R - X_L) - \frac{(c' \beta \sin \alpha + u \beta \sin \alpha \tan \phi')}{F_s} + D \sin \omega}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F_s}} \quad (6)$$

در این روش، رابطه بین نیروهای برشی و نرمال بین قطعه‌ای را به صورت زیر ارائه شده است:

$$X = E \lambda f(x) \quad (7)$$

که در آن $f(x)$ تابعی است که در طول سطح لغزش به طور پیوسته تغییر می‌کند. در این تحقیق تابع نیم سینوس در نظر گرفته شده است (شکل (۲)) و λ ضریب مقیاس می‌باشد.



شکل ۲- تابع نیم سینوس

رابطه بین نیروی‌های نرمال بین قطعه‌ای در سمت چپ و راست از هر قطعه از توده لغزش عبارت است از:

$$E_R = E_L + \frac{(c' \beta - u \beta \tan \phi') \cos \alpha}{F_s} + N \left(\frac{\tan \phi' \cos \alpha}{F_s} - \sin \alpha \right) - kW + D \cos \omega + T \quad (8)$$

طی مراحل مختلف تکرار، با تغییر ضریب مقیاس λ ، نسبت نیروی برشی به نیروی نرمال بین قطعه‌ای طوری تغییر می‌کند

در این روش از نیروهای برشی بین قطعه‌ای صرف‌نظر شده است که این فرض باعث می‌شود تا تعادل نیروهای افقی برای یک قطعه برقرار نباشد. برای به دست آوردن ضریب اطمینان، مجموع گشتاور نیروهای تمامی قطعات حول نقطه مرکزی سطح لغزش دایروی مساوی صفر قرار داده می‌شود. باید توجه داشت که نیروهای نرمال مؤثر و فشار منفذی روی پایه قطعه اثر می‌کند و تعادل گشتاورها را تحت تأثیر قرار نمی‌دهند. زیرا آن‌ها از مرکز دایره می‌گذرند. بنابراین روش بیشاپ نباید برای محاسبه ضریب اطمینان برای سطوح غیر دایره‌ای به کار رود.

$$F_s = \frac{\sum (c' \beta R + (N - u \beta) R \tan \phi') + \sum T_i Y_i}{\sum W_x - \sum N_f + \sum kW \pm \sum Dd \pm \sum Aa} \quad (1)$$

$$N = \frac{W - \frac{(c' \beta \sin \alpha + u \beta \sin \alpha \tan \phi')}{F_s} + D \sin \omega}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F_s}} \quad (2)$$

معادله اخیر غیر خطی است. زیرا نیروی عمودی (N) خود تابعی از ضریب اطمینان F_s می‌باشد.

ب) محاسبه ضریب اطمینان در برابر پایداری در روش جانبو ساده شده:

در این روش نیز مشابه روش بیشاپ ساده شده از نیروهای برشی بین قطعه‌ای صرف‌نظر شده است. برای به دست آوردن فاکتور اطمینان مجموع برآیند نیروی‌های افقی برای همه قطعات در جهت افقی مساوی صفر قرار داده می‌شود. در این روش تعادل نیروها برای همه قطعات در نظر گرفته شده و نیز تعادل گشتاورها برای همه قطعات به جز قطعه آخر برقرار می‌شود. تعادل گشتاور توسط گشتاورگیری تک تک قطعات پشت سر هم از قطعه شروع شیب تا قطعه یکی مانده به آخر انجام می‌شود.

$$F_s = \frac{\sum (c' \beta \cos \alpha + (N - u \beta) \tan \phi' \cos \alpha) + \sum T_i}{\sum N \sin \alpha + \sum kW - \sum D \cos \omega \pm \sum A} \quad (3)$$

که در آن، فرمول نیروی نرمال N دقیقاً مشابه آنچه که در روش بیشاپ ساده محاسبه شده می‌باشد. این معادله نیز غیرخطی است چون در این حالت نیز نیروی عمودی خود تابعی از ضریب اطمینان F_s می‌باشد.

ج) محاسبه ضریب اطمینان در برابر پایداری در روش مورگنسترن-پرایس:

که در آن T_i نیروی کششی ایجاد شده در ژئوفابریک می‌باشد که این مقدار کمتر از مقاومت گسیختگی ژئوفابریک است.

۳- انتخاب ضریب شبه استاتیکی و مشخصات خاک و مسلح کننده

اساساً نتایج تحلیل‌های شبه استاتیکی وابسته به ضریب لرزه‌ای k_h می‌باشد. لذا انتخاب ضریب لرزه‌ای مناسب، بخش مهم و در عین حال پیچیده‌ای از تحلیل‌های شبه استاتیکی است. باید توجه داشت که در تحلیل‌های شبه استاتیکی، شتاب ماکزیمم زلزله در یک فاصله زمانی کوتاه وارد می‌شود و ضریب شبه استاتیکی مورد استفاده، متنظر با مقداری از شتاب خواهد بود که به مقدار قابل ملاحظه‌ای کوچک‌تر از شتاب ماکزیمم (a_{max}) مبنای طراحی خواهد بود. ترازای مقدار $k_h = 0.1$ را برای زلزله‌های شدید (IX)، $k_h = 0.2$ را برای زلزله‌های بسیار مخرب (X) و $k_h = 0.5$ را برای زلزله‌های فاجعه بار پیشنهاد کرده است [۱۷]. مارکوسن^۲ ضریب شبه استاتیکی مناسب برای شیروانی‌ها را ۱/۳ الی ۱/۲ شتاب ماکزیمم پیشنهاد نموده است [۱۷]. فرانکلین و هاینس^۳ برای بیش از ۳۵۰ شتاب نگاهت به این نتیجه رسیدند که شیروانی‌های سدخاکی با $k_h = 0.5 a_{max} / g$ تغییر شکل‌های بزرگ و خطرناکی نخواهند داشت [۱۸].

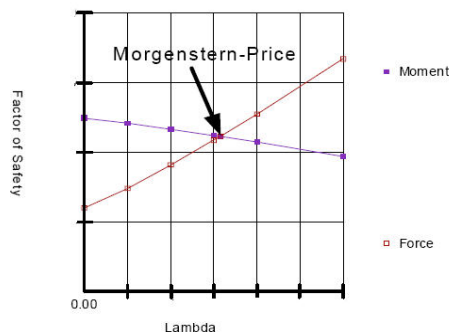
در این مقاله به اختیار از داده‌های دو زلزله ایرپینیا^۴ (ایتالیا) و ترینیداد^۵ (کالیفرنیا) برای به دست آوردن ضریب شبه استاتیکی با استفاده از رابطه فرانکلین استفاده شده است (جدول ۲).

جدول ۲- مقادیر ضریب افقی زلزله در نظر گرفته شده در این

تحقیق [۱۹]

زلزله	ایستگاه ثبت زلزله	MI, MS	شتاب ماکزیمم (g)	فرانکلین و هاینس [۱۸]
Irpinia, Italy (1980)	Sturmo	MI=6.5	۰/۲۵	$k_h = 0.125$
Trinidad California (1980)	Rio dell	MS=7.2	۰/۱۴	$k_h = 0.07$

که هر دو ضریب اطمینان به یک مقدار ثابت میل کند. بدین صورت هر دو معادله تعادل لنگر و نیرو در جهت افقی ارضا خواهند شد. ضریب اطمینان حاصله ضریب اطمینان روش مورگنسترن- پرایس می‌باشد (شکل (۳)) [۱۶].



شکل ۳- نحوه محاسبه ضریب اطمینان بر اساس روش مورگنسترن- پرایس [۹]

طول کل مسلح کننده لازم از مجموع طول واقع شده در دایره سطح لغزش بحرانی و طول لازم برای عدم بیرون کشیدگی مسلح کننده ژئوفابریک تشکیل می‌گردد.

$$L_R = L_{BR} + L_{FC} \quad (۹)$$

L_R : طول کل مسلح کننده لازم،

L_{FC} : طول واقع شده در دایره سطح لغزش بحرانی،

L_{BR} : طول لازم برای عدم بیرون کشیدگی مسلح کننده ژئوفابریک
مقاومت باند^۱:

$$B_R = (C + \sigma' \times \tan(\phi)) \times C_f \quad (۱۰)$$

B_R : مقاومت باند،

σ' : تنش مؤثر سربار در تراز ژئوفابریک،

C_f : ضریب تأثیر به اعمال اصطکاک ژئوفابریک و خاک در یک

سمت یا دو سمت از ژئوفابریک بستگی دارد.

مقدار L_{BR} را می‌توان به شکل زیر محاسبه کرد:

$$L_{BR} = \frac{T_i}{B_R} \quad (۱۱)$$

2- Marcuson
3- Franklin and Hynes
4- Irpinia
5- Trinidad

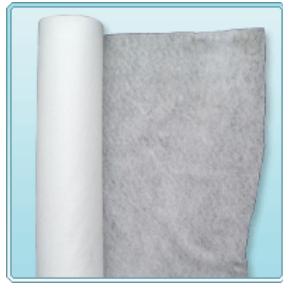
1- Bond resistance

● مدل سازی شیروانی مسلح با ژئوفابریک:

برای مدل سازی از برنامه Slope/w از زیر برنامه های (Geostudio 2004) استفاده شده است. ارتفاع شیروانی ۱۵ متر و شیب شیروانی 1V-1.75H در نظر گرفته شده است. ضخامت پی شیروانی ۳ متر می باشد. جهت در نظر گرفتن تأثیر لایه ضعیف در بخش فونداسیون بر روی ضریب اطمینان پایداری و نیز سطح لغزش بحرانی، دو حالت در لایه بندی فونداسیون در نظر گرفته شده است. در حالت اول لایه بالایی فونداسیون، لایه ضعیف و لایه پایینی لایه قوی می باشد و در حالت دوم، لایه بالایی لایه قوی و لایه پایینی لایه ضعیف در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که ضخامت لایه های ضعیف و قوی در نظر گرفته شده در پی شیروانی هر دو برابر ۱/۵ متر می باشد (شکل (۴)). تحلیل های انجام شده از نوع استاتیکی و شبه پایداری مورد بررسی قرار گرفته است.

● مشخصات مسلح کننده:

ژئوفابریکها مواد پارچه گونه ای هستند (شکل (۵)) که جنسشان ترکیبی از پلی استر و پلی پروپیلن می باشد. مقاومت کششی طولی در نظر گرفته شده در این تحقیق 36 kN/m^2 در کرنش ۱۵/۵ درصد می باشد [۲۰].

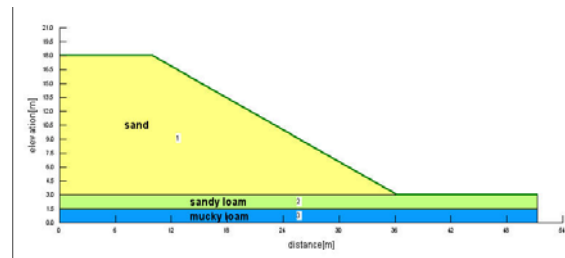


شکل ۵- نمونه ای از مصالح ژئوفابریک به کار رفته به عنوان مسلح کننده

۴- نتایج تحلیل پایداری شیروانی در حالت استاتیکی و شبه استاتیکی:

در ادامه نتایج به دست آمده از تحلیل های مختلف ارائه می گردد. در اشکال (۶) و (۷) نمونه ای از نتایج تحلیل های استاتیکی صورت گرفته توسط نرم افزار نشان داده شده است. در این تحلیل های مذکور از مسلح کننده ژئوفابریکی استفاده نشده است.

اشکال (۸) و (۹) نمونه ای از تحلیل های شبه استاتیکی صورت گرفته بر روی شیروانی مسلح توسط نرم افزار را نشان می دهد. در این تحلیل ها از ۵ لایه ژئوفابریک به عنوان مسلح کننده استفاده شده است.



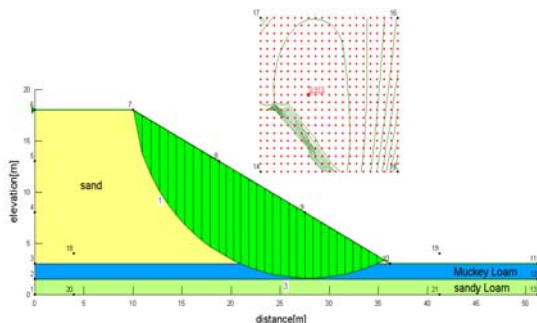
شکل ۴- شیروانی مورد بررسی و ۲ نوع مصالح مختلف در نظر گرفته شده برای پی

● مشخصات خاک:

مشخصات مصالح خاکی در نظر گرفته شده برای بدنه شیروانی و پی در جدول (۳) آمده است.

جدول ۳- مشخصات مصالح شیروانی و پی

وزن مخصوص خشک γ_d (kPa)	چسبندگی (c) (kPa)	زاویه اصطکاک (ϕ) (درجه)	پارامترها / نوع مصالح
۱۵/۵	۲	۳۲	مصالح بدنه شیب (sand-No.1)
۱۴	۱۲/۵	۰	لایه ضعیف (mucky loam-No.2)
۱۵/۵	۳۵	۳۶	لایه قوی (sandy loam - No.3)
	۵	۳۰	فصل مشترک خاک-ژئوفابریک



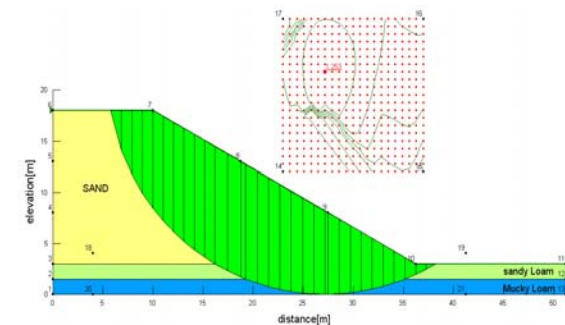
شکل ۶- تحلیل استاتیکی صورت گرفته در حالت غیر مسلح و با شرایط لایه ضعیف بالای لایه قوی در فونداسیون

مسلح به ژئوفابریک در پایداری شیروانی، ارائه گردیده و نتایج در این حالتها مورد مقایسه و مطالعه قرار گرفته‌اند.

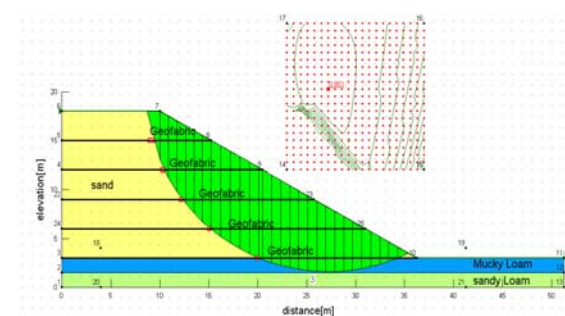
جدول ۴- نتایج در حالت استاتیکی: (۱) ضریب اطمینان در روش مورگنسترن- پرایس، (۲) ضریب اطمینان در روش بیشاپ ساده شد، (۳) ضریب اطمینان در روش جانبو

مسلح شده با ژئوفابریک				غیرمسلح	روش آنالیز پایداری	حالت
۱۲ لایه	۱۰ لایه	۵ لایه	۳ لایه			
۱/۴۸۲	۱/۴۴۷	۱/۳۵۵	۱/۳۱۸	۱/۲۵۳	۱	لایه قوی بالای لایه ضعیف در فونداسیون
۱/۵۰۴	۱/۴۶۹	۱/۳۸۷	۱/۳۵۳	۱/۲۹۱	۲	
۱/۴۱۲	۱/۳۶۷	۱/۲۵۳	۱/۲۱۴	۱/۱۴۴	۳	
۱۷۰/۴	۱۴۳/۲	۷۵/۵	۴۹/۲		طول کل مسلح کننده لازم (متر)	لایه ضعیف بالای لایه قوی در فونداسیون
۱/۲۵	۱/۵	۳	۵		فاصله مسلح کننده‌ها از هم (متر)	
۱/۲۸۱	۱/۲۳۳	۱/۰۸۹	۱/۰۲۸	۰/۹۱۳	۱	لایه ضعیف بالای لایه قوی در فونداسیون
۱/۲۹۲	۱/۲۴۶	۱/۱۲۴	۱/۰۷۳	۰/۹۶۹	۲	
۱/۲۶۳	۱/۲۰۲	۱/۰۳۸	۰/۹۷۰	۰/۸۶۱	۳	
۱۳۵/۷	۱۲۹/۳	۶۲/۵	۴۰		طول کل مسلح کننده لازم (متر)	لایه ضعیف بالای لایه قوی در فونداسیون
۱/۲۵	۱/۵	۳	۵		فاصله مسلح کننده‌ها از هم (متر)	

در شکل‌های (۱۰) و (۱۱) نتایج ضرایب اطمینان به دست آمده از تحلیل‌های استاتیکی صورت گرفته بر روی خاکریز مسلح به ژئوفابریک بر اساس سه روش مختلف تحلیل پایداری برحسب تعداد لایه‌های مسلح کننده ارائه شده است. همان‌طور که از بررسی این شکل‌ها مشاهده می‌گردد با افزایش تعداد لایه‌های ژئوفابریک، ضریب اطمینان پایداری استاتیکی افزایش می‌یابد.

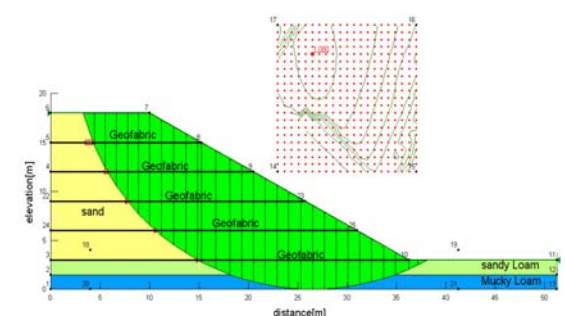


شکل ۷- تحلیل استاتیکی صورت گرفته در حالت غیر مسلح و با شرایط لایه قوی بالای لایه ضعیف در فونداسیون



شکل ۸- تحلیل شبه استاتیکی صورت گرفته در حالت مسلح با شرایط لایه ضعیف بالای لایه قوی در فونداسیون و با

$$K_h = 0.12$$

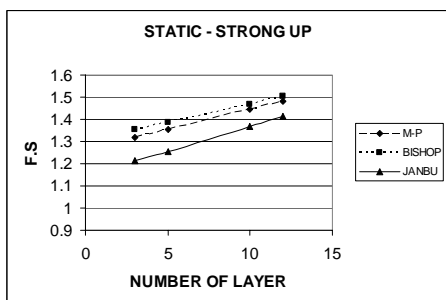


شکل ۹- تحلیل شبه استاتیکی صورت گرفته در حالت مسلح با شرایط لایه قوی بالای لایه ضعیف در فونداسیون و با

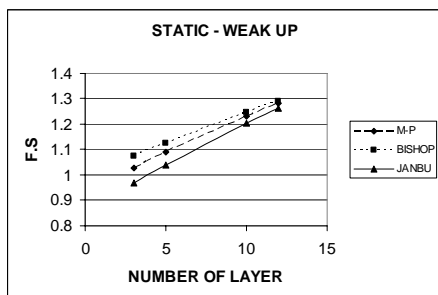
$$K_h = 0.12$$

در جدول‌های (۴) تا (۶) ضرایب اطمینان در حالت‌های مختلف استاتیکی، شبه استاتیکی، خاک مسلح به ژئوفابریک، خاک غیرمسلح، حضور لایه ضعیف در بالا و نیز حضور لایه قوی در پایین فونداسیون، لایه قوی در بالا و لایه ضعیف در پایین فونداسیون، دو شتاب شبه استاتیکی افقی مختلف زلزله، سه روش پایداری شیروانی مورگنسترن- پرایس، بیشاپ ساده شده و روش جانبو و همچنین چهار حالت مختلف در لایه‌بندی لایه‌های

از سوی دیگر مقایسه شکل‌های اخیر نشان دهنده این موضوع است که به ازای تعداد لایه‌های برابر ژئوفابریک، در حالتی که در فونداسیون، لایه قوی بالای لایه ضعیف قرار گرفته است، ضریب اطمینان‌های بالاتری نسبت به حالتی که لایه ضعیف در بالا بوده حاصل شده است. همچنین مقایسه این دو شکل نشان می‌دهد که در هر دو حالت در نظر گرفته شده برای فونداسیون، از بین ۳ روش مورد استفاده در این تحقیق، روش جانبی کمترین و روش مورگنسترن-پرایس بیشترین ضرایب اطمینان پایداری استاتیکی را به دست داده است.



شکل ۱۰- تغییرات ضریب اطمینان در حالت استاتیکی برحسب تعداد لایه‌ها در ۳ روش پایداری در حالت لایه قوی در بالا



شکل ۱۱- تغییرات ضریب اطمینان در حالت استاتیکی برحسب تعداد لایه‌ها در ۳ روش پایداری در حالت لایه ضعیف در بالا

در شکل (۱۲) طول‌های مربوط به مسلح کننده ژئوفابریک در حالت استاتیکی در دو وضعیت متفاوت فونداسیون بر اساس روش مورگنسترن-پرایس ارائه گردیده است. همان‌طور که نتایج نشان می‌دهد رابطه‌ای تقریباً خطی بین طول مسلح کننده‌ها و ضریب اطمینان پایداری استاتیکی وجود دارد به طوری که با افزایش طول کل لازم مسلح کننده، ضریب اطمینان پایداری استاتیکی افزایش می‌یابد. همچنین بررسی و مقایسه این دو شکل نشان می‌دهد که در ضرایب اطمینان تقریباً مساوی، در حالتی که لایه قوی در بالای لایه ضعیف قرار می‌گیرد، طول لازم برای تسلیح خاک افزایش می‌یابد.

جدول ۵- نتایج در حالت شبه استاتیکی ($K_h = 0.07$):

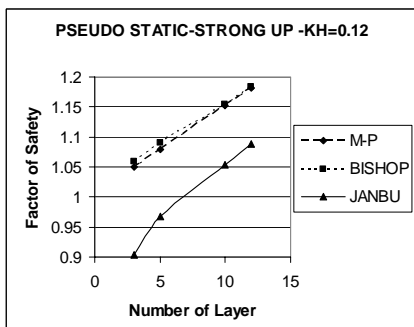
(۱) ضریب اطمینان در روش مورگنسترن-پرایس، (۲) ضریب اطمینان در روش بیشاپ ساده شد، (۳) ضریب اطمینان در روش جانبی

حالت	روش تحلیل پایداری	مسلح شده با ژئوفابریک					
		۱۲ لایه	۱۰ لایه	۵ لایه	۳ لایه		
لایه قوی بالای لایه ضعیف در فونداسیون	۱	۱/۲۸۹	۱/۲۵۸	۱/۱۷۹	۱/۱۴۷	۱/۰۹	طول کل مسلح کننده لازم (متر)
	۲	۱/۲۹۷	۱/۲۶۸	۱/۱۹۵	۱/۱۶۵	۱/۱۱۱	فاصله مسلح کننده‌ها از هم (متر)
	۳	۱/۲۰۶	۱/۱۶۸	۱/۰۸	۱/۰۳	۰/۹۷۱	
		۱۸۹/۱	۱۵۸/۷	۶۹/۲	۵۰/۳		
		۱/۲۵	۱/۵	۳	۵		
		۱/۱۱	۱/۰۶۳	۰/۹۳۵	۰/۸۷۸	۰/۷۶۶	
لایه ضعیف بالای لایه قوی در فونداسیون	۱	۱/۱۱۳	۱/۰۷	۰/۹۶۲	۰/۹۱۵	۰/۸۲۴	طول کل مسلح کننده لازم (متر)
	۲	۱/۰۸	۱/۰۱۹	۰/۸۷۷	۰/۸۱۵	۰/۷۱۵	فاصله مسلح کننده‌ها از هم (متر)
	۳	۱۴۶/۲	۱۲۹/۳	۶۳/۸	۴۰/۱		
		۱/۲۵	۱/۵	۳	۵		
		۱/۱۱	۱/۰۶۳	۰/۹۳۵	۰/۸۷۸	۰/۷۶۶	
		۱/۱۱۳	۱/۰۷	۰/۹۶۲	۰/۹۱۵	۰/۸۲۴	

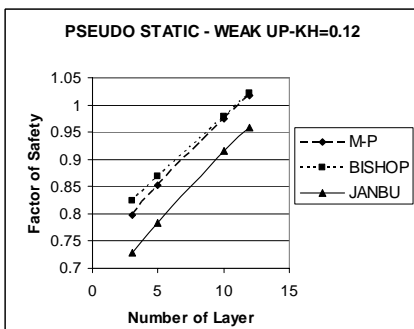
جدول ۶- نتایج در حالت شبه استاتیکی ($K_h = 0.12$):

(۱) ضریب اطمینان در روش مورگنسترن-پرایس، (۲) ضریب اطمینان در روش بیشاپ ساده شد، (۳) ضریب اطمینان در روش جانبی

حالت	روش تحلیل پایداری	مسلح شده با ژئوفابریک					
		۱۲ لایه	۱۰ لایه	۵ لایه	۳ لایه		
لایه قوی بالای لایه ضعیف در فونداسیون	۱	۱/۱۸۱	۱/۱۵۳	۱/۰۸	۱/۰۵	۰/۹۹۸	طول کل مسلح کننده لازم (متر)
	۲	۱/۱۸۴	۱/۱۵۵	۱/۰۹۱	۱/۰۶	۱/۰۰۷	فاصله مسلح کننده‌ها از هم (متر)
	۳	۱/۰۸۹	۱/۰۵۳	۰/۹۶۷	۰/۹۰۳	۰/۸۷	
		۱۹۹	۱۶۶	۸۷	۵۱/۴		
		۱/۲۵	۱/۵	۳	۵		
		۱/۰۱۸	۰/۹۷۴	۰/۸۵۱	۰/۷۹۸	۰/۶۸۷	
لایه ضعیف بالای لایه قوی در فونداسیون	۱	۱/۰۲۲	۰/۹۷۸	۰/۸۶۸	۰/۸۲۵	۰/۷۳۹	طول کل مسلح کننده لازم (متر)
	۲	۰/۹۵۹	۰/۹۱۶	۰/۷۸۴	۰/۷۲۹	۰/۶۳۱	فاصله مسلح کننده‌ها از هم (متر)
	۳	۱۶۸	۱۳۰	۶۴	۴۱/۱		
		۱/۲۵	۱/۵	۳	۵		
		۱/۰۱۸	۰/۹۷۴	۰/۸۵۱	۰/۷۹۸	۰/۶۸۷	
		۱/۰۲۲	۰/۹۷۸	۰/۸۶۸	۰/۸۲۵	۰/۷۳۹	



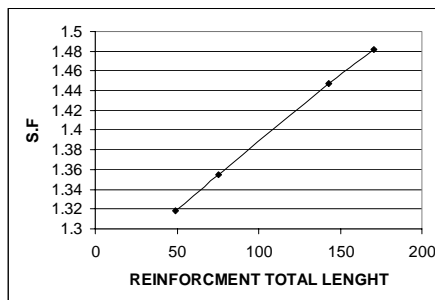
(الف)



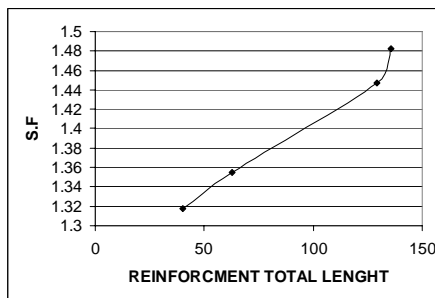
(ب)

شکل ۱۲- الف) تغییرات ضریب اطمینان در حالت شبه استاتیکی بر حسب تعداد لایه‌ها در ۳ روش پایداری در حالت لایه قوی در بالا، ب) تغییرات ضریب اطمینان در حالت شبه استاتیکی بر حسب تعداد لایه‌ها در ۳ روش پایداری در حالت لایه ضعیف در بالا

بررسی نتایج این دو شکل نشان می‌دهد که در تعداد لایه‌های کم (تقریباً تا ۳ لایه ژئوفابریک) مسلح کننده، به خصوص در حالتی که لایه ضعیف فونداسیون در بالای لایه قوی فونداسیون قرار گیرد، طول لازم ژئوفابریک برای پایداری در حالت‌های استاتیکی و ضرایب متفاوت شبه استاتیکی، تقریباً با یکدیگر یکسان است و در تعداد لایه‌های بالاتر، طول لازم در حالت شبه استاتیکی نسبت به حالت استاتیکی افزایش می‌یابد و با افزایش ضریب شبه استاتیکی زلزله، میزان طول لازم نیز افزایش می‌یابد. این روند افزایش در حالتی که لایه قوی فونداسیون در بالای لایه ضعیف فونداسیون قرار دارد نیز مشاهده می‌گردد و وضوح این مطلب در تعداد لایه‌های بالاتر مشهودتر می‌باشد.



(الف)



(ب)

شکل ۱۲- الف) تغییرات ضریب اطمینان بر حسب طول لازم مسلح کننده در حالت استاتیکی در حالت لایه قوی در بالا، ب) تغییرات ضریب اطمینان بر حسب طول لازم مسلح کننده در حالت استاتیکی در حالت لایه ضعیف در بالا

در شکل (۱۳) دو نمونه از منحنی‌های به دست آمده از نتایج برای حالت شبه استاتیکی به ازای ضریب شتاب افقی ۰/۱۲ ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود در حالت شبه استاتیکی نیز کمترین ضرایب اطمینان مربوط به روش جانبو می‌باشد و روش بیشاپ بیشترین ضرایب اطمینان را در این حالت به دست داده است. از سوی دیگر مشاهده می‌شود در حالت شبه استاتیکی، در حالتی که لایه قوی در بالای لایه ضعیف قرار گیرد، ضرایب اطمینان بالاتری به دست می‌آید. بررسی این دو شکل نشان می‌دهد که روش‌های بیشاپ و مورگنسترن - پرایس نتایج نزدیک‌تری به یکدیگر ارائه می‌دهند و نتایج روش جانبو نسبت به دو روش تفاوت بیشتری دارند.

در شکل (۱۴) نتایج مربوط به تغییرات طول لازم مسلح کننده در برابر تعداد لایه‌های مسلح کننده ژئوفابریک در حالت‌های مختلف استاتیکی و شبه استاتیکی و در دو وضعیت متفاوت قرارگیری لایه ضعیف در بالا و یا در پایین مشاهده می‌گردد.

۵- نتیجه گیری

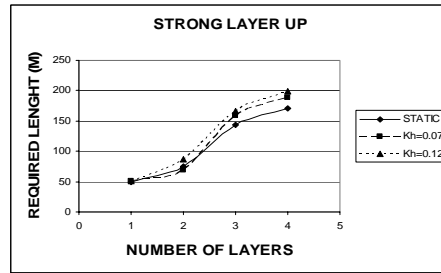
در حالت کلی می توان نتایج حاصل از این تحقیق را به صورت زیر خلاصه نمود:

(الف) نتایج نشان می دهند با افزایش مسلح کننده ها در تمامی روش ها، چه در حالت استاتیکی و چه در حالت شبه استاتیکی، ضریب اطمینان پایداری شیروانی افزایش می یابد. همچنین نتایج به دست آمده حاکی از افزایش ضریب اطمینان پایداری در اثر افزایش تعداد لایه های ژئوفابریک و نیز کاهش فاصله مسلح کننده ها از یکدیگر می باشند. باید اشاره نمود در برخی موارد پایداری شیروانی حاصل نمی گردد. اما با این حال افزایش تعداد لایه های مسلح کننده، باعث افزایش ضریب اطمینان می شود. از سوی دیگر نتایج به دست آمده نشان می دهند که افزایش تعداد لایه های ژئوفابریک، باعث افزایش طول مسلح کننده های لازم جهت تأمین پایداری شیروانی می گردد.

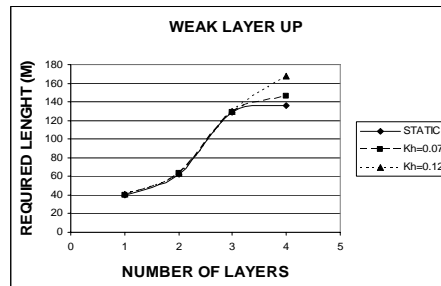
(ب) نتایج تحلیل های استاتیکی و شبه استاتیکی نشان می دهد که در هر دو حالت، لایه بندی فونداسیون زمانی که لایه قوی در بالای لایه ضعیف قرار دارد، منجر به ضرایب اطمینان بالاتری نسبت به حالت لایه ضعیف مستقر بر بالای لایه قوی می گردد.

(پ) نتایج تحلیل های استاتیکی و شبه استاتیکی صورت گرفته نشان می دهند که روش جانبی کمترین ضرایب اطمینان (محافظه کارانه ترین) و روش بیشاپ ساده شده، بیشترین ضریب اطمینان را بدست می دهد. نتایج به دست آمده نشان می دهند که رابطه تقریباً خطی بین تعداد لایه های مسلح کننده ژئوفابریک و ضریب اطمینان وجود دارد. به نحوی که افزایش لایه های مسلح کننده باعث افزایش ضریب اطمینان می گردد. در حالت استاتیکی طول لازم مسلح کننده ها برای رسیدن به حالت پایداری کمترین مقدار می باشد و این طول در حالت شبه استاتیکی افزایش یافته و با افزایش ضریب زلزله، طول لازم مسلح کننده ها نیز افزایش می یابد.

(ت) نتایج به دست آمده از این تحقیق نشان می دهند که در تعداد لایه های کم ژئوفابریک، طول لازم مسلح کننده برای پایداری شیروانی به خصوص در حالتی که لایه ضعیف فونداسیون در بالای لایه قوی فونداسیون قرار گیرد، در حالت های استاتیکی و ضرایب متفاوت شبه استاتیکی، تقریباً با یکدیگر یکسان است و در تعداد لایه های بالاتر، طول لازم در حالت شبه استاتیکی نسبت به حالت استاتیکی افزایش می یابد و همچنین مشاهده می گردد که با افزایش ضریب شبه استاتیکی



(الف)



(ب)

شکل ۱۴- الف) تغییرات طول لازم مسلح کننده در برابر تعداد لایه ها در حالت لایه قوی در بالا، ب) تغییرات طول لازم مسلح کننده در برابر تعداد لایه ها در حالت لایه ضعیف در بالا

از سوی دیگر نتایج به دست آمده در این تحقیق بیانگر این مطلب است که در صورتی که در فونداسیون، لایه قوی در بالای لایه ضعیف باشد، طول لازم برای مسلح کننده بیش از مقداری است که لایه ضعیف در بالای لایه قوی باشد. در جدول (۷) درصد افزایش طول مسلح کننده در حالتی که لایه قوی در بالا قرار می گیرد نسبت به حالتی که لایه ضعیف در بالا قرار گیرد ارائه شده است. نتایج نشان می دهد که با تعداد ۵ لایه ژئوفابریک در حالت وجود ضریب شبه استاتیک زلزله برابر ۰/۱۲، این نسبت به حدود ۳۸ درصد می رسد. این جدول نشان می دهد که رابطه ای صرفاً افزایشی و یا صرفاً کاهش بین درصد افزایش طول مسلح کننده در دو حالت مذکور با ضرایب شبه استاتیکی وجود ندارد. همچنین رابطه ای صرفاً افزایشی و یا کاهش در مورد درصد مذکور با افزایش و کاهش تعداد لایه های مسلح کننده در یک شتاب به خصوص وجود ندارد.

جدول ۷- درصد افزایش طول لازم مسلح کننده در حالت لایه قوی در بالا نسبت به حالت لایه ضعیف در بالا

تعداد لایه ها	استاتیکی	Kh=0.07	Kh=0.12
۳	۲۳	۲۵/۴۴	۲۵/۰۶
۵	۲۰/۸۰	۸/۴۶	۳۸/۱۰
۱۰	۱۰/۷۵	۲۲/۷۴	۲۷/۶۹
۱۲	۲۵/۵۷	۲۹/۳۴	۱۸/۴۵

- [10] Lee, K. L., Adams, B. D., Vagneron, J. J., "Reinforced Earth Retaining Walls", ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, 1973, 99 (10), 745-746.
- [11] Juran, I., Christopher, B. R., "Laboratory Model Study on Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Walls", ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 1989, 115 (7), 905-926.
- [12] Zornberg, J. G., Mitchell, J. K., Sitar, N., "Testing of Reinforced Soil Slopes in a Geotechnical Centrifuge", ASTM Geotechnical Testing Journal, 1997, 20 (4), 470-480.
- [13] Ghazavi, M., Amel Sakhi, M., "Optimization of Aspect Ratio of Waste Tire Shreds in Sand-Shred Mixtures Using CBR Tests", ASTM Geotechnical Testing Journal, 2005, 28 (6), 1-6.
- [14] Hird, C. C., Pyrah, I. C., Russell, D., "Finite Element Analysis of the Collapse of Reinforced Embankments on Soft Ground", Geotechnique, 1990, 40 (4), 633-640.
- [15] San, K., Leshchinsky, D., Matsuri, T., "Geosynthetic Reinforced Slopes: Limit Equilibrium and Finite Element Analysis", Soils and Foundations, 1994, 34 (2), 79-85.
- [16] Budho, M., "Soil Mechanics and Foundations", 2000.
- [17] Krahn, J., "Stability Modeling with Slope/w", 1st Edition, 2004.
- [18] Kramer, S. L., "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall, 1996.
- [19] PEER Strong Motion Database, <http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html>
- [20] Tang, H. X. Wang, H. Q., "Study on Whole Stability Analysis Method for Reinforcement Soft Foundation of Embankment with Geofabric", The 4th Asian Regional Conference on Geosynthetics, Shanghai, China, 2008.
- زلزله، میزان طول لازم نیز افزایش می‌یابد. نتایج حاصل از تحلیل‌ها نشان می‌دهند که روش‌های بیشاپ و مورگنسترن-پرایس نتایج نزدیک‌تری به یکدیگر ارائه می‌دهند؛ حال آن‌که نتایج جانبی نسبت به دو روش مذکور دارای تفاوت می‌باشد.
- ۵- مراجع**
- [1] Zornberg, J. G., Sitar, N., Mitchell, J. K., "Performance of Geosynthetic Reinforced Slopes at Failure," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, 124 (8), 670-683.
- [2] Rowe, R. K., Soderman, K. L., "An Approximate Method for Estimating the Stability of Geotextile-Reinforced embankments", Canadian Geotechnical Journal, 1985, 22 (3), 392-398.
- [3] Hird, C. C., "Stability Charts for Reinforced Embankments on Soft Ground", Geotextiles and Geomembranes, 1986, 4, 107-127.
- [4] Greenwood, J. R., "Design Approach for Slope Repairs and Embankment Widening. In: Shercliff's Reinforced Embankments: Theory and Practice", Thomas Telford, London, 1990.
- [5] Sabhahit, N., Basudhar, P. K., Madhav, M. R., Miura, N., "Generalized Stability Analysis of Reinforced Embankments on Soft Clay", Geotextiles and Geomembranes, 1994, 13, 765-780.
- [6] Low, B. K., Tang, W. H., "Reliability Analysis of Reinforced Embankments of Soft Ground", Canadian Geotechnical Journal, 1997, 34, 672-685.
- [7] Jewell, R. A., "The mechanics of reinforced embankments on soft soils", Geotextiles and Geomembranes, 1989, 7, 237-273.
- [8] Jewell, R. A., "Soil Reinforcement with Geotextiles", CIRIA, London, 1996.
- [9] Palmeira, E. M., Pereira, J. H. F., Silva, A. R. L., "Back Analyses of Geosynthetic Reinforced Embankments on Soft Soils", Geotextiles and Geomembranes, 1998, 16, 273-292.