تحلیل سه بعدی پایداری شیروانیها به روش آنالیز حدی

فرج‌اله عسکری
عضو هیئت علمی پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
اورنگ فرزانه
دانشیار گروه مهندسی عمران - دانشکدهٔ فنی - دانشگاه تهران

(تاریخ دریافت ۷۹/۱۰/۱۰، تاریخ تصویب ۸۱/۷/۲۰)

چکیده

در این مقاله، روشی جهت تحلیل سه بعدی پایداری شیروانی‌ها براساس قضیهٔ مرز بالای روش آنالیز حدی ارائه شده است. مکانیسمی متشکل از بلوکهایی با حرکت انتقالی در نظر گرفته شده و با ایجاد یک میدان سینماتیکی قابل قبول، کار نیروهای داخلی در امتداد صفحات ناپیوستگی سرعت و همچنین کار نیروهای خارجی جهت کاربرد قضیهٔ مرز بالا محاسبه شده است. مکانیسم متناظر با کمترین جواب مرز بالا با بهینه ساختن شکل بلوکها بدست می‌آید. نرم‌افزار تهیه شده براساس این روش می‌تواند جهت محاسبهٔ ضریب ایمنی شیروانی‌ها و محاسبهٔ بار حدی شالوده‌ها در مسائل سه‌بعدی مورد استفاده قرار گیرد.

واژه‌های کلیدی: آنالیز حدی، روش مرز بالا، تحلیل پایداری شیروانیها

مقدمه

مسئله تحلیل پایداری شیروانی‌ها، یکی از مسائل متداول مکانیک خاک است که مهندسان در بسیاری از پروژه‌ها با آن مواجه می‌باشند. در حال حاضر شیبها غالباً با فرض رفتار کرنش صفحه‌ای و به صورت دوبعدی تحلیل می‌شوند، در صورتی که بررسی زمین لغزه‌های بوقوع پیوسته حاکی از رفتار سه‌بعدی خاک در بسیاری از این گسیختگیها می‌باشد. برای نمونه، دماغه‌ها و فرورفتگی‌های طبیعی، شیروانیهای باطول محدود و همچنین شیبهای تحت اثر بارهای متمرکز از مواردی هستند که در آنها، تودهٔ خاک در زمان گسیختگی رفتاری سه‌بعدی دارد.

برخلاف تصور رایج، در نظر نگرفتن اثر سه‌بعدی همواره در جهت اطمینان نمی‌باشد. برای مثال، اگر از اثرات سه بعدی در محاسبات برگشتی صرفنظر شود، متغیرهای مورد ارزیابی می‌توانند بسیار متفاوت با مقادیر واقعی خود و کاملاً در جهت عدم ایمنی برآورد شوند [۲،۹].

رایج‌ترین روش‌های تحلیل پایداری شیروانیها، روشهای حدی هستند. دو روش حدی شاخص که از آنها در تحلیلهای پایداری شیبها بیشتر استفاده شده، روشهای تعادل حدی و تحلیل حدی بوده‌اند. روش تعادل حدی در مکانیک خاک اولین بار توسط کولمب (Coulomb)در سال ۱۷۷۳ جهت محاسبهٔ فشار جانبی خاک بر دیوارهای حائل بکار گرفته شد و این روش کاربرد بسیار گسترده‌ای در حل مسائل پایداری مکانیک خاک - از جمله پایداری شیروانیها - دارد.

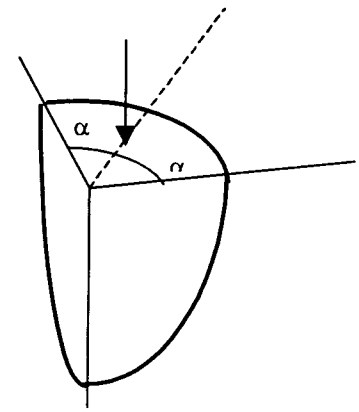
از سوی دیگر، روش تحلیل حدی مولود توسعه و پیشرفت علم پلاستیسیته در چند دههٔ اخیر است. در این روش، با در نظر گرفتن میدانهای فرضی تنش استاتیکی قابل قبول از یک سو و میدانهای فرضی سینماتیکی قابل قبول از سوی دیگر، بار منجر به گسیختگی یا بار حدی با تقریبهای نقصانی و اضافی بدست می‌آید. بدین ترتیب برخلاف روش تعادل حدی، در روش تحلیل حدی دقت و جایگاه جواب حاصل از تحلیل قابل تعیین است.

مسئله تحلیل سه‌بعدی شیروانیها در چهار دهه اخیر مورد توجه تعدادی از محققان قرار گرفته است. این تحلیلها عمدتاً با روش تعادل حدی انجام یافته‌اند و کاربرد روش تحلیل حدی در این زمینه محدود می‌باشد. از مهمترین موارد این کاربرد می‌توان به تحلیلهای ارائه شده توسط گیگر و کریزک (Giger & Krizek) در سالهای ۱۹۷۵ و ۱۹۷۶ و میخالفسکی (Michalowski) در سال ۱۹۸۹ اشاره نمود.

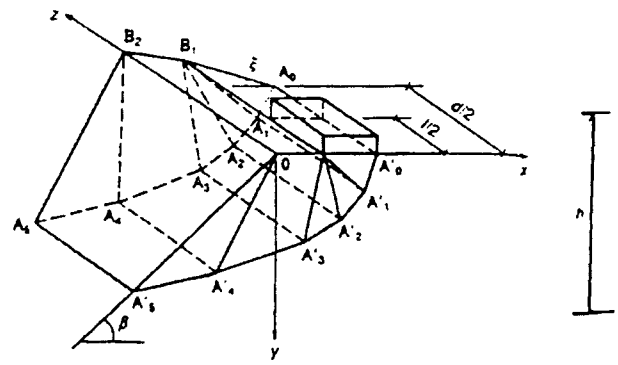
گیگر و کریزک پایداری یک شیروانی قائم و گوشه‌دار را تحت اثر باری متمرکز مورد بررسی قرار داده‌اند. مکانیسم مورد استفادهٔ ایشان در شکل (۱) ملاحظه می‌گردد. این تحلیل به نوعی تعمیم سطح لغزش اسپیرال لگاریتمی از حالت دو بعدی به حالت سه

بعدی بوده که در آن از محاسبه توان نیروهای داخلی ناشی از تغییر شکل صرفنظر شده است.

از سوی دیگر، میخالفسکی در روش خود از مکانیسمی متشکل از بلوکهایی متقارن استفاده نموده که توسط تعدادی سطوح ناپیوستگی سرعت از یکدیگر جدا می‌شوند. در شکل (۲) یک شیروانی که با استفاده از روش وی مدل شده و مکانیسم گسیختگی در آن از ۵ بلوک تشکیل گردیده ملاحظه می‌شود.



شکل ۱ : مکانیسم مورد استفاده توسط گیگر و کریزک [۸،۷].



شکل ۲ : مدلسازی مکانیسم گسیختگی در یک شیروانی توسط ۵ بلوک در روش میخالفسکی (xoy صفحهٔ تقارن است) [۹].

مسائل پایداری در حالت سه‌بعدی را می‌توان با در نظرگرفتن مدلهای پیچیده‌تر رفتار خاک مانند مدل رفتار ارتجاعی-خمیری و به کمک روشهای عددی نظیر روش اجزای محدود مورد تحلیل قرار داد، با اینحال حجم محاسبات در این روشهای عددی بسیار زیاد بوده و بررسی تأثیر پارامترها در آنها مشکلتر است.

در این مقاله روشی جهت تحلیل سه‌بعدی پایداری شیروانی‌ها با استفاده از روش مرز بالای آنالیز حدی ارائه شده است. این روش را می‌توان اصلاح و تکمیل روش میخالفسکی در جهت بهبود نتایج و رفع پاره‌ای از محدودیتهای روش وی دانست.

فرضیات و قضایای روش آنالیز حدی

قضایای مرز بالا و مرز پایین در روش آنالیز حدی، ابزاری قدرتمند جهت یافتن بارحدی در مسائل پایداری به شمار می‌آیند. در اثبات این قضایا، فرض می‌گردد که:

الف) رفتار مصالح، پلاستیک کامل[1] است؛

ب) حالت حدی را می‌توان با تابع تسلیم $(f(\sigma_{ij})=0)$ که‌تابعی محدب در فضای تنشها می‌باشد بیان نمود؛

ج) رفتار مصالح،تابع قانون جریان وابسته[2] است، به عبارت دیگر:

$$\dot{\varepsilon}^{p}_{ij}=\dot{\lambda}\frac{\partial f(\sigma_{ij})}{\partial \sigma_{ij}} \qquad (1)$$

در این رابطه $\dot{\varepsilon}^{p}_{ij}$ تانسور سرعت کرنش خمیری، σ_{ij} تانسور تنش و $\dot{\lambda}$ ضریبی غیر منفی است که در زمان وقوع تغییر شکلهای خمیری مثبت است.

براساس قضیه مرز پایین، اگر بتوان میدان تنشی یافت که در تمام نواحی داخل و مرزی یک محیط، با نیروهای حجمی و سطحی در تعادل باشد و نقطهٔ معرف حالت تنش در فضای تنشها در هیچ بخشی از محیط، فراتر از تابع تسلیم قرار نگیرد، گسیختگی بوقوع نمی‌پیوندد. چنین توزیع تنشی، میدان تنش قابل قبول نامیده می‌شود و بارهای خارجی در تعادل با آن، کوچکتر یا مساوی با بار حدی می‌باشند.

از سوی دیگر، فرض کنید که مجموعه‌ای از بارهای خارجی بر یک مکانیسم گسیختگی اعمال می‌گردد. براساس قضیهٔ مرز بالا، اگر بتوان میدان سرعتی در نظر گرفت که ضمن برآورده نمودن شرایط مرزی، معادلات سازگاری را براساس شرط نرمالیته (رابطهٔ ۱) ارضاء نماید و کار نیروهای خارجی در این میدان سرعت با کار نیروهای داخلی مساوی قرار داده شود، بارهای خارجی محاسبه شده از این تساوی بیشتر یا مساوی با بارحدی خواهند بود.

یادآوری می‌شود که منظور از بار حدی، بار یا مجموعه بارهای خارجی است که در عمل بر اثر اعمال آنها گسیختگی بوقوع می‌پیوندد. در این مقاله بار حدی جواب واقعی مسئله نامیده

شده است.

با مدل نمودن خاک به صورت مصالحی با رفتار خمیری کامل که از قانون جریان وابسته تبعیت می‌کند، می‌توان قضایای آنالیز حدی را در حل مسائل پایداری مکانیک خاک بکار گرفت.

نتیجهٔ کاربرد شرط نرمالیته در خاکهای دارای زاویهٔ اصطکاک داخلی برابر با ϕ انبساط حجمی آنها با زاویه اتساع $\psi=\phi$ در زمان وقوع جریان خمیری می‌باشد. در عمل، انبساط واقعی اینگونه خاکها در زمان وقوع جریان خمیری کمتر از مقدار پیش‌بینی شده با فرض شرط نرمالیته است ($\psi=\phi$) و به عبارت دیگر، رفتار آنها تابع قانون جریان وابسته نمی‌باشد. با اینحال، در حالاتی نظیر مسائل پایداری در مکانیک خاک، اغلب تأثیر شرایط تغییر شکل بر مقدار بارحدی کم است و کاربرد قضایای روش آنالیز حدی در خاکها به جوابهایی منطقی منجر می‌گردد[۴].

روش مورد استفاده در این مقاله براساس قضیهٔ مرز بالا پایه‌ریزی شده و می‌تواند جهت یافتن ضریب ایمنی شیروانیهای با طول محدود و یا ظرفیت باربری شالوده‌های واقع در بالادست شیبها بکار گرفته شود.

فرمول‌بندی مسائل پایداری شیروانی، معمولاً در جهت یافتن ضریب ایمنی است. یک تعریف مورد قبول از ضریب ایمنی در مکانیک خاک، بر پایهٔ مفهوم مقاومت برشی بسیج شده می‌باشد[۳]:

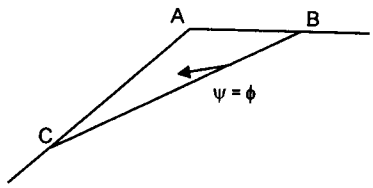
$$F = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_d} = \frac{C}{C_d} \qquad (۲)$$

C و ϕ ضریب چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی واقعی خاک و C_d و ϕ_d مقادیر بسیج شده آنها (مقادیر لازم جهت برقراری تعادل) می‌باشند.

شایان ذکر است که در حالت کلی ضریب ایمنی نسبت به چسبندگی (C/C_d) لزوماً با ضریب‌ایمنی نسبت به اصطکاک ($\tan\phi/\tan\phi_d$) برابر نمی‌باشد، لیکن از آنجا که استفاده همزمان از دو ضریب ایمنی مشکل است[۱] غالباً ضریب ایمنی واحدی به صورت رابطهٔ (۲) تعریف می‌شود. در این مقاله نیز از رابطهٔ (۲) جهت تعریف ضریب ایمنی استفاده شده است. کاربرد رابطهٔ (۲) به همراه معادله تعادل انرژی در قضیهٔ مرز بالا، امکان محاسبهٔ ضریب ایمنی را در روش آنالیز حدی مهیا می‌سازد.

ارضاء شرط نرمالیته در حالت سه‌بعدی

چنانکه ذکر گردید، نتیجهٔ کاربرد شرط نرمالیته در خاکهای دارای زاویه اصطکاک داخلی برابر با ϕ، انبساط حجمی آنها با زاویه اتساع ψ برابر با ϕ در زمان وقوع جریان خمیری می‌باشد. در شکل (۳) مکانیسمی متشکل از بلوک صلب ABC که بر روی ناپیوستگی سرعت BC به حرکت درآمده نشان داده شده است. ارضاء شرط نرمالیته در این حالت، ایجاب می‌نماید که زاویهٔ بردار سرعت بلوک با سطح ناپیوستگی سرعت برابر با ϕ باشد.



شکل ۳ : مکانیسمی متشکل از یک بلوک صلب که بر روی یک سطح ناپیوستگی به حرکت درآمده است.

در حالت دوبعدی، یعنی در حالتی که طول این بلوک در جهت عمود بر صفحه بسیار بزرگ باشد، سطوح جانبی بلوک ABC در نظر گرفته نمی‌شوند، زیرا مقدار کار نیروهای داخلی بر روی این سطوح در این حالت نسبت به مقدار آن بر روی سطح تحتانی بلوک (سطح BC) بسیار ناچیز می‌باشد. به همین علت، محاسبهٔ کار نیروهای داخلی بر روی سطوح جانبی در حالات دوبعدی ضرورت ندارد. در حالت سه‌بعدی، بدلیل محدود بودن طول شیروانی (طول عمود بر صفحه)، فرض ناچیز بودن مقدار کار نیروهای داخلی بر روی سطوح جانبی نادرست است و نتیجتاً بر خلاف حالت دوبعدی، در این حالت محاسبهٔ کار بر روی این سطوح جانبی نیز ضرورت می‌یابد.

ایجاد یک میدان سینماتیکی قابل قبول در حالت سه‌بعدی، به نحوی که معادلات سازگاری با توجه به شرط نرمالیته بر روی سطوح جانبی نیزارضاء شوند، به سادگی میسر نمی‌باشد و به نظر می‌رسد که یکی از علل عدم گسترش روش مرز بالا به حالات سه بعدی همین مسئله بوده باشد.

روش میخالفسکی

در سال ۱۹۸۹، میخالفسکی روشی را جهت تحلیل سه‌بعدی

پایداری شیروانیها با استفاده از روش مرز بالای آنالیز حدی ارائه نمود. وی در روش خود از بلوکهایی متقارن نظیر بلوک نشان داده شده در شکل (۴) استفاده نمود که هر یک از آنها دارای یک سطح قاعده و دو وجه جانبی می‌باشند (در این شکل بدلیل تقارن بلوک، نیمی از آن نشان داده شده است).این بلوکها به نحوی ایجاد می‌گردند که سطح تحتانی و دو سطح جانبی با بردار سرعت بلوک زاویه‌ای برابر با ϕ بسازند.

در مسائل پایداری شیروانی، مکانیسم گسیختگی می‌تواند توسط چند بلوک مدل گردد. یک شیروانی که با استفاده از روش میخالفسکی توسط ۵ بلوک مدل گردیده در شکل (۲) نشان داده شد. مقطع این شیروانی و همچنین نمودار بردار سرعت بلوکهای مختلف (هدوگراف سرعت) در شکل (۵) آورده شده است. چنانکه دیده می‌شود، در این روش شالوده‌ای به طول l و عرض b در بالادست شیروانی قرار داده شده است (توجه گردد که جهت محورهای مختصات در شکل (۲) با جهات آن در شکل (۴) متفاوت است). میخالفسکی مکانیسم گسیختگی و میدان سرعت نشان داده شده در شکل (۲) را در نظر گرفته و با استفاده از قضیه مرز بالای آنالیز حدی، مرز بالای بارحدی و یا ضریب ایمنی شیب را بدست آورده است.

می‌توان اذعان نمود که در زمینه تحلیل سه‌بعدی پایداری شیروانی‌ها، روش میخالفسکی اولین راه حلی بوده که دقیقاً در چارچوب قضایای روش آنالیز حدی قرار داشته است.

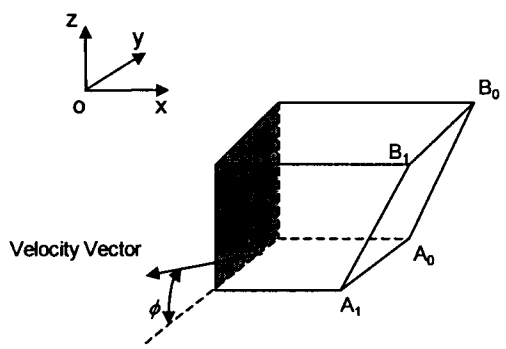
روش میخالفسکی محدودیتهایی دارد که عمده‌ترین آنها عبارتند از :

الف) محدودیت در انتخاب محل ناپیوستگیهای بین بلوکها؛ این سطوح یا از جلوی شالوده و یا از رأس شیروانی می‌گذرند.

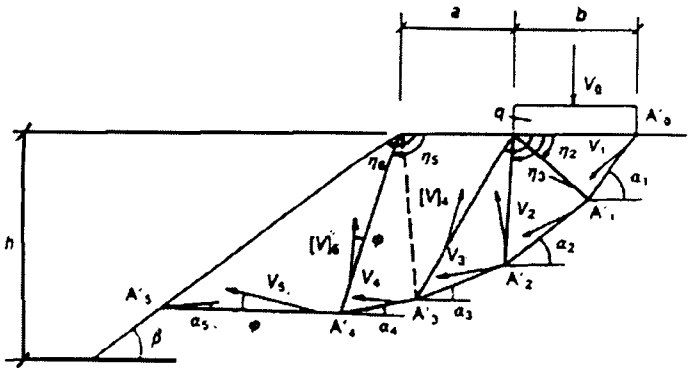
ب) سطح زمین افقی بوده و شیب شیروانی تنها با یک زاویه تعریف می‌شود.

ج) امکان در نظر گرفتن مکانیسمهایی که توده خاک پایین‌تر از پای شیروانی را نیز شامل باشند وجود ندارد.

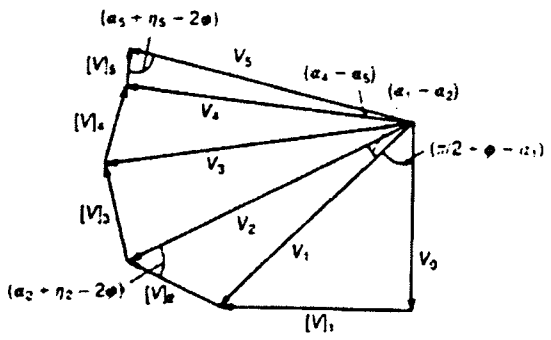
د) شیوه بهینه‌سازی در این روش نسبتاً ناقص است و غالباً در حالاتی که تابع شکل[۳] مقید است کارآیی ندارد. به همین سبب در صورت محدودیت ارتفاع شیب، وجود سنگ بستر و یا محدودیت پهنای مکانیسم، پاسخ بهینه در این روش بدست نمی‌آید.



شکل ۴ : بلوک مورد استفاده در روش میخالفسکی.



(الف)



(ب)

شکل ۵ : (الف) مقطع مکانیسم گسیختگی (ب) هدوگراف سرعت.

با این حال، چنانچه گفته شد، روش میخالفسکی بهترین روشی است که تاکنون برای حل مسائل سه بعدی پایداری شیروانی‌ها بروش تحلیل حدی ارائه شده و تعمیم و توسعه آن می‌تواند راهگشای حل مسائل پیچیده‌تر باشد. به همین لحاظ در این تحقیق تصمیم گرفته شد که این روش توسعه یافته و تا حد ممکن، محدودیتهای آن رفع گردد.

فرمول‌بندی تحقیق حاضر

هر یک از بلوکهای مکانیسم گسیختگی در روش میخالفسکی شامل یک سطح قاعده و دو سطح مستوی جانبی است. مقطع این بلوکها در صفحات موازی صفحه yoz ذوزنقه شکل است (شکل ۲). با توجه به انحنای سطوح گسیختگی واقعی توده‌های خاکی، به نظر رسید که بتوان جوابهای روش میخالفسکی را، با افزودن درجات آزادی مکانیسم گسیختگی و مدل کردن هر یک از کناره‌های بلوکها با بیش از یک صفحه (نظیر بلوک نشان داده شده در شکل ۵)، به جوابهای واقعی نزدیک‌تر کرد. بدین جهت سعی گردید که سطوح جانبی لغزش در مکانیسم میخالفسکی شکسته شوند، اما بررسی‌های دقیق‌تر نشان داد که اساساً روش میخالفسکی قابلیت این تعمیم را ندارد.

برای توضیح این مطلب، ابتدا فرمول‌بندی روش میخالفسکی به اجمال شرح داده می‌شود.اساس این فرمول‌بندی به شرح ذیل می‌باشد (شکل ۴):

۱- سطح تحتانی بلوک، موازی با محور xها در نظر گرفته می‌شود؛

۲- بردار سرعت بلوک در صفحه zoy و به نحوی در نظر گرفته می‌شود که با سطح مذکور زاویه ϕ بسازد؛

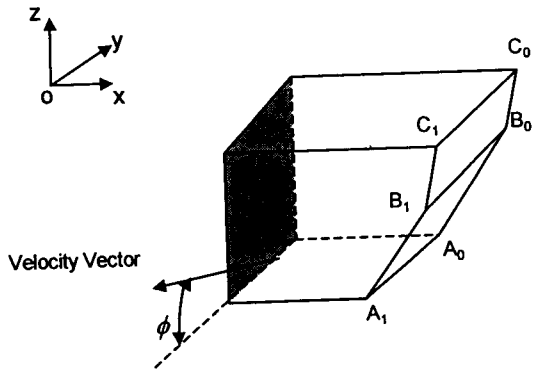
۳- هر سه مختصهٔ نقاط A_0 و B_0 و دو مختصهٔ y و z نقاط A_1 و B_1 معلوم فرض می‌شوند؛

۴- مختصهٔ x نقطه A_1 به گونه‌ای تعیین می‌شود که صفحهٔ گذرنده از نقاط A_0، B_0 و A_1 با بردار سرعت بلوک زاویه ϕ بسازد؛

۵- مختصهٔ x نقطه B_1 با توجه به معلوم بودن معادلهٔ صفحهٔ گذرنده از آن نقطه تعیین می‌گردد.

بدین ترتیب، شکل بلوک به گونه‌ای بدست می‌آید که در میدان سرعت در نظر گرفته شده، اصل نرمالیته در چارچوب فرضیات روش آنالیز حدی ارضاء می‌شود.

با توجه به شکل (۶) ملاحظه می‌گردد که در صورت بیشتر بودن تعداد صفحات جانبی، معادلهٔ بقیه صفحات را نمی‌توان به روش فوق بدست آورد. در این حالت، پس از تعیین هر سه مختصهٔ نقطه B_1، صفحهٔ گذرنده از نقاط C_0، B_0 و B_1 به صورت منحصر بفرد تعیین می‌گردد و لزوماً زاویهٔ این صفحه با بردار سرعت بلوک برابر با ϕ نمی‌باشد.



شکل ۶: بلوکی با دو صفحهٔ در هر یک از جوانب.

رفع این مشکل ایجاب می‌نماید که یا فرمولاسیون روش میخالفسکی اصلاح شود و یا اساساً روند تشکیل مکانیسم گسیختگی تغییر یابد. بدین منظور امکان ایجاد روشهای جایگزین بررسی گردید و نهایتاً پس از آزمودن راههای مختلف، روند جدیدی جهت تشکیل مکانیسم گسیختگی بدست آمد که علاوه بر رفع محدودیت فوق‌الذکر روش میخالفسکی، امکان تعمیم بسیار گسترده‌تری را فراتر از آنچه در روش نخست قابل پیش‌بینی بود، فراهم نمود.

در این روش، پس از طی مراحل ۱ و ۲ روش میخالفسکی، مراحل ذیل انجام می‌پذیرد (شکل ۶):

۱- هر سه مختصهٔ نقاط A_0، B_0 و C_1 معلوم فرض می‌شوند؛

۲- معادلهٔ صفحهٔ گذرنده از نقاط A_0 و B_0 ، به نحوی که با بردار سرعت بلوک زاویهٔ ϕ بسازد، محاسبه می‌شود؛

۳- محل تقاطع صفحهٔ مزبور با صفحهٔ تحتانی بلوک (امتداد A_0A_1) تعیین می‌گردد؛

۴- با معلوم در نظر گرفتن معادلهٔ صفحهٔ گذرنده از نقاط A_1، B_1 و C_1 و همچنین معلوم بودن امتداد A_0A_1، هر سه مختصهٔ نقطه A_1 بدست می‌آید؛

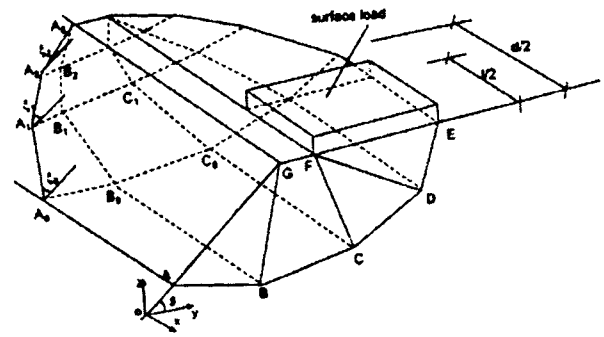
۵- به طریق مشابه، امتداد B_0B_1 و هر سه مختصهٔ نقطهٔ B_1 تعیین می‌گردد؛

۶- سه مختصهٔ نقطهٔ C_1 با توجه به معلوم بودن صفحهٔ گذرنده از

آن نقطه محاسبه می‌شود.

پس از این مرحله، بار حدی و یا ضریب ایمنی با کاربرد قضیه مرز بالای آنالیز حدی بدست می‌آید. جزئیات این محاسبات در پیوست (۱) ارائه شده است.

تعداد صفحات جانبی در اینگونه بلوکها محدودیت ندارد. برای مثال در شکل (۷) یک شیروانی که با ۳ بلوک مدل گردیده و تعداد ۳ صفحه در هر یک از جوانب بلوکها در نظر گرفته شده ملاحظه می‌گردد.

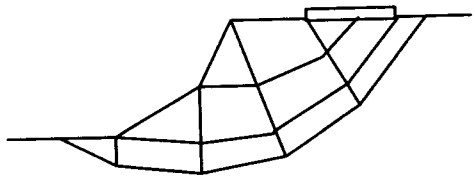


شکل ۷: مدلسازی مکانیسم گسیختگی در یک شیروانی توسط ۳ بلوک با تعداد ۳ صفحه در هر یک از جوانب بلوکها (xoy صفحهٔ تقارن است)

از کنار هم قرار دادن بلوکهایی نظیر بلوک نشان داده شده در شکل (۶) می‌توان مکانیسمهایی با اشکال مختلف ایجاد نمود. همچنین نحوه تشکیل بلوکها در تحقیق حاضر این امکان را ایجاد نموده که محل ناپیوستگی‌های بین بلوکها به سهولت انتخاب و تغییر داده شود. برای مثال، نمای جانبی مکانیسم حاصل از کنار هم گذاری پنج نمونه از این بلوکها در شکل (۸) نشان داده شده است. چنانکه در این شکل ملاحظه می‌شود، مدل کردن زمین در حالاتی که شیب دامنه با بیش از یک زاویه تعریف می‌شود و یا در نظر گرفتن مکانیزمهایی که از نقاط دورتر از پای شیروانی در پایین و نیز عقب‌تر از پشت شالوده در بالا می‌گذرد و ایجاد آن در روش میخالفسکی ممکن نمی‌باشد در روش حاضر میسر شده است.

روش بهینه‌سازی

بهینه سازی مکانیسم گسیختگی در حالاتی که تابع شکل مکانیسم مقید است (گسیختگی محدود به قیودی باشد)، زمینه دیگری است که اساساً در فرمولاسیون روش میخالفسکی بدان پرداخته نشده است. توضیح اینکه وی در روند بهینه سازی خود، صرفاً زوایای α_i ، η_i و ξ (شکلهای ۲ و ۵) را در نظر گرفته و پاسخ مسئله را با تغییر یک‌یک زوایای مزبور بهینه می‌سازد. در هر مرحله یکی از زوایای فوق‌الذکر، مثلاً α_0 ، انتخاب می‌شود و با انتخاب مقداری برای $\Delta\alpha$ ، مقدار جواب به ازای سه مقدار α_0 ، $\alpha_0+\Delta\alpha$ و $\alpha_0-\Delta\alpha$ با یکدیگر مقایسه و پاسخ بهینه در آن مرحله از میان این سه انتخاب می‌گردد. جواب بهینه با تکرار این روند برای سایر زوایا بدست می‌آید. وجود قیود هندسی (نظیر محدودیت ارتفاع شیب، وجود سنگ بستر و یا محدود بودن پهنای مکانیسم) در روش میخالفسکی بدین نحو در نظر گرفته می‌شود که هرگاه مکانیسم ایجاد شده با جایگزینی هر یک از دو زاویهٔ $\alpha_0+\Delta\alpha$ و $\alpha_0-\Delta\alpha$ به جای α_0 در خارج از محدودهٔ هندسی تعریف شده برای مسئله قرار گیرد (مثلاً مکانیسمی ایجاد گردد که از نظر هندسی پایین‌تر از سنگ بستر قرار داشته باشد)، جواب متناظر با آن مکانیسم در مقایسه‌ها در نظر گرفته نمی‌شود.



شکل ۸ : مکانیسمی متشکل از پنج بلوک با تعداد صفحات جانبی مختلف.

بررسی‌های تحقیق حاضر نشان داد که روش فوق‌الذکر، پاسخ بهینه را در صورت وجود قیود هندسی (نظیر محدودیت ارتفاع شیب ، وجود سنگ بستر و یا محدود بودن پهنای مکانیسم) بدست نمی‌دهد. روش مورد استفاده در تحقیق حاضر به منظور رسیدن به پاسخ بهینه در اینگونه حالات، تغییر همزمان چند پارامتر با یکدیگر بوده است. برای مثال، در صورت انتخاب دو پارامتر، مثلاً α_0 و α_1 ابتدا مقدار جواب با جایگزین نمودن این دو زاویه با مقادیر ذیل:

$\alpha_0+\Delta\alpha$ و $\alpha_1+\Delta\alpha$
$\alpha_0+\Delta\alpha$ و $\alpha_1-\Delta\alpha$
$\alpha_0-\Delta\alpha$ و $\alpha_1+\Delta\alpha$
$\alpha_0-\Delta\alpha$ و $\alpha_1-\Delta\alpha$

تعیین می‌گردد و سپس مقادیر متناظر با پاسخ بهینه جایگزین α_0 و α_1 می‌شوند.

بدین ترتیب، بهینه‌سازی در برنامه TRASS در دو مرحله انجام می‌یابد. در مرحله اول تک‌تک پارامترها تغییر می‌کنند (روش میخالفسکی). در مرحله دوم گروهی از پارامترها توأم با یکدیگر تغییر داده می‌شوند. این دو مرحله تا رسیدن به جواب بهینه تکرار می‌شوند.

نرم‌افزار TRASS

بدلیل پیچیدگی تجسم مسائل سه بعدی و مشکلات موجود در روشهای بهینه سازی، در مرحله بعد نرم‌افزاری که بتواند قابلیتهای لازم را در دسترس قرار دهد تهیه گردید. این نرم‌افزار که به نام TRASS موسوم است جهت ادامه تحقیق مورد استفاده قرار داده شد.

نرم‌افزار TRASS به زبان کیو ـ بیسیک (Q-Basic) تهیه‌شده و قادر است ضریب اطمینان شیروانیها و ظرفیت باربری شالوده‌های مجاور شیبها را در حالات سه بعدی محاسبه نماید.

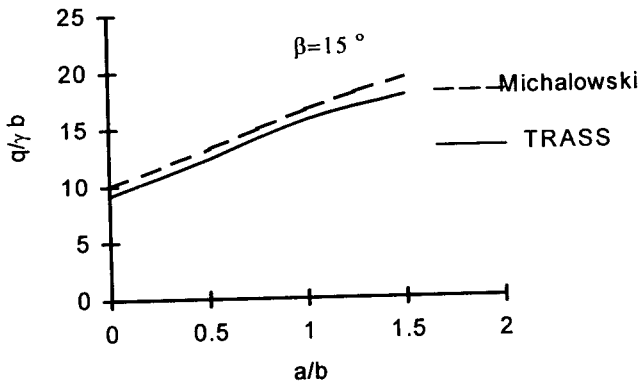
در این ابتدا تودهٔ ناپایدار به صورت مکانیسمی متشکل از تعدادی بلوک مدل می‌گردد و سپس این مکانیسم توسط برنامهٔ TRASS بهینه می‌شود.

ورودیهای اصلی این برنامه هندسه شیروانی، بار شالودهٔ واقع در بالادست آن، پارامترهای مقاومت برشی خاک و وزن مخصوص خاک میباشند. خروجیهای اصلی برنامه مشخصات هندسی ضعیف‌ترین سطح لغزش و بار حدی یا ضریب اطمینان متناظر با آن است.

برنامهٔ TRASS با استفاده از الگوریتم توضیح داده شده در بخشهای قبل، در شرایط سه‌بعدی ضریب ایمنی شیروانیها و ظرفیت باربری شالوده‌های واقع در بالادست شیبها را محاسبه می‌نماید.

مقایسهٔ نتایج

کاربرد روش حاضر در مسائل مختلف نشان می‌دهد که حداقل میزان بهبود جواب در حالات مختلف نسبت به روش میخالفسکی در حدود ۵ درصد است. برای نمونه در شکل (۹) منحنی تغییرات بار حدی بدست آمده از روش میخالفسکی برای شالوده‌ای واقع در بالادست یک شیب با منحنی بدست آمده از نرم افزار TRASS مقایسه شده است.



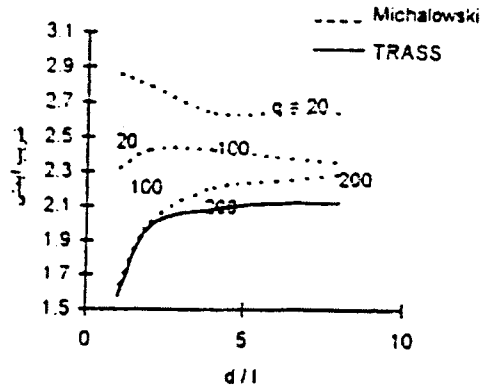
شکل ۹: مقایسهٔ نمودار تغییرات بارحدی شالوده نسبت به فاصلهٔ آن از بالادست شیب.

چنانکه ملاحظه می‌شود، بار حدی به دست آمده از روش حاضر به ازای مقادیر مختلف a/b حدود ۱۰ درصد کمتر از نتایج روش میخالفسکی است و با توجه به مرز بالا بودن جواب، نتایج تحقیق حاضر به جواب واقعی مسئله نزدیکتر است. نکته در خور ذکر دیگر، قابل ملاحظه بودن میزان بهبود نتایج میخالفسکی است، زیرا بهبود نتایج به میزان ۱۰ درصد، مقداری قابل توجه در کاربرد روشهای مرز بالا می‌باشد.

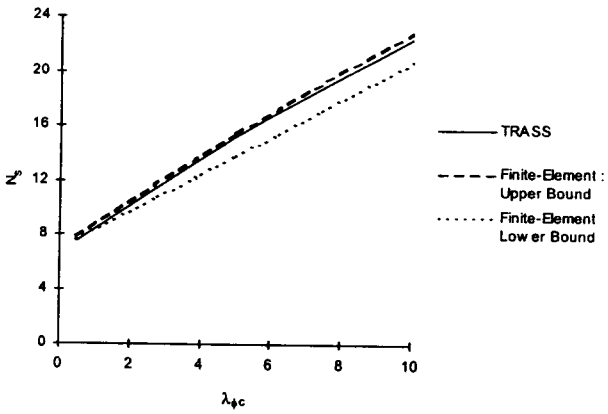
در شکل (۱۰) ضریب اطمینان (F) حاصل از دو روش برای شیبی به مشخصات زیر با یکدیگر مقایسه شده است:

ϕ = ۲۰° C= ۲۰ kpa
β= ۳۰° γ=۲۰KN/m^3
h=۱۰m b=۲m l=۳m

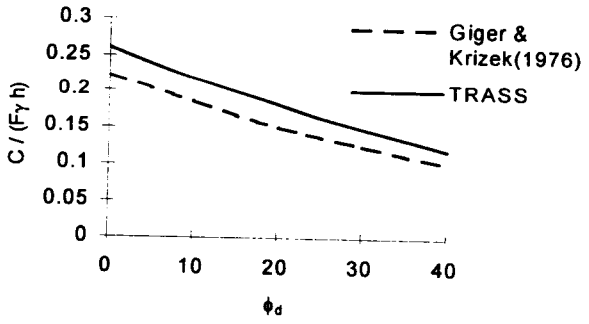
چنانکه دیده می‌شود، هیچیک از منحنی‌های ارائه شده توسط میخالفسکی، به سبب وجود قید مربوط به ارتفاع (محدود بودن ارتفاع شیروانی به ۱۰ متر)، به جواب نرسیده است. علاوه بر این، روند تغییر مقادیر ضریب اطمینان با افزایش d/l در منحنی‌های بدست آمده از برنامه TRASS منطقی‌تر است.



شکل ۱۰ : مقایسهٔ نمودار تغییرات ضریب ایمنی شیب نسبت به پهنای مکانیسم لغزش.



شکل ۱۳ : مقایسه نتایج تحقیق حاضر با نتایج یو و همکاران در شیب ۴۵ درجه .



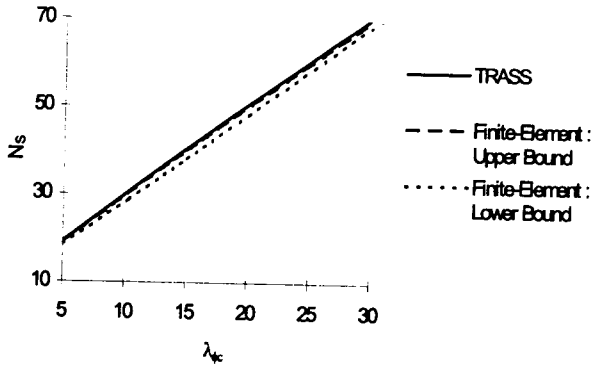
شکل ۱۱ : مقایسهٔ ضرایب پایداری حاصل از تحقیق حاضر با نتایج حاصل از کاربرد روش گیگر و کریزک.

گیگر و کریزک (Giger & Krizek) در سال ۱۹۷۶ پایداری گوشه‌های قائم را با استفاده از روش مرز بالا مورد بررسی قرار داده‌اند. در شکل (۲)، هندسهٔ مسئله و مکانیسم مورد بررسی توسط این دو محقق ملاحظه می‌گردید. در شکل (۱۱) نتایج تحلیل آنها در حالت خاص دو بعدی (α=۹۰° در شکل ۲) با نتایج تحقیق حاضر مقایسه شده است. چنانکه ملاحظه می‌شود اعداد پایداری (نسبت بی‌بعد C/(Fγh) عدد پایداری نامیده می‌شود) در روش حاضر در حدود ۱۸ درصد از نتایج این دو محقق بیشتر بوده و نتیجتاً ضرایب ایمنی حاصل کوچکتر و به جوابهای واقعی مسئله نزدیکتر است.

یو (YO) و همکارانش در سال ۱۹۹۸ بر پایه روش آنالیز حدی و با استفاده از روش اجزای محدود، مرزهای بالا و پایین ضریب پایداری N_s (عکس عدد پایداری) را برای شیبهای مختلف بر حسب ضریب بی‌بعد $\lambda_{\phi c}$ بدست آورده‌اند (این ضریب برابر با $[(\gamma h)/C]\tan\phi$ می‌باشد). در شکلهای (۱۲) تا (۱۵) نتایج بررسیهای وی و تحقیق حاضر برای شیبهای ۳۰، ۴۵، ۶۰ و ۷۵ درجه با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

در نمودارهای فوق‌الذکر، ضریب عمق (اختلاف تراز پایین‌ترین و بالاترین نقاط سطح لغزش تقسیم بر ارتفاع شیروانی) برابر با یک فرض شده است. چنانکه ملاحظه می‌شود:

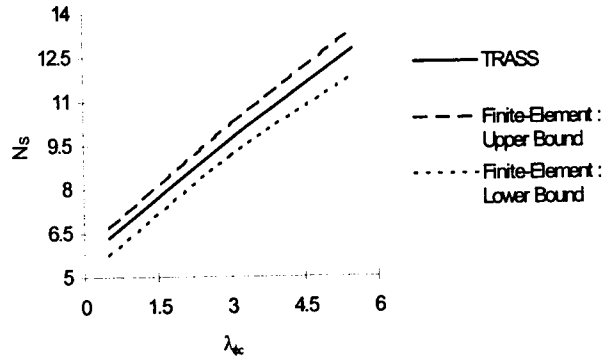
ـ در شیب ۳۰ درجه نتایج تحقیق حاضر با نتایج حد بالا در روش یو و همکارانش مطابقت دارد. با افزایش زاویه شیب، جوابهای مرز بالا در تحقیق حاضر از نتایج محققان فوق‌الذکر



شکل ۱۲ : مقایسه نتایج تحقیق حاضر با نتایج یو و همکاران در شیب ۳۰ درجه .

بهتر می‌گردد.

ـ با توجه به مقادیر مرز پایین ضرایب پایداری، جوابهای برنامه TRASS در حالت خاص دوبعدی به جواب واقعی مسئله نزدیکتر است و این برنامه با متوسط خطایی کمتر از حدود ۵ درصد، جواب واقعی مسئله را تخمین می‌زند.



شکل ۱۴ : مقایسه نتایج تحقیق حاضر با نتایج یو و همکاران در شیب ۶۰ درجه .

جمع بندی

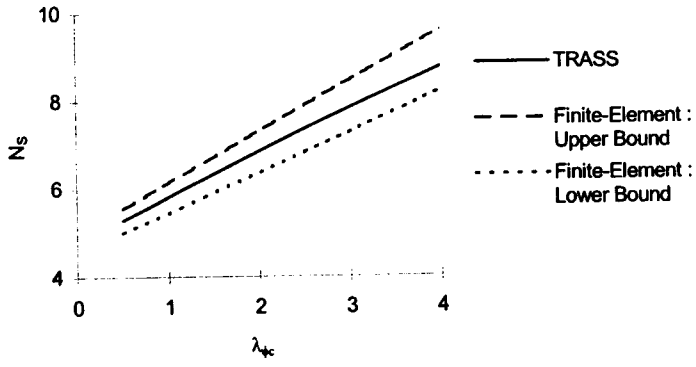
روش تحلیل حدی یکی از قدرتمندترین روشهای حل مسائل پایداری در مکانیک خاک است که در آن جایگاه جواب نسبت به جواب واقعی دقیقاً مشخص می‌باشد. در میان محققانی که مسئله پایداری سه‌بعدی شیروانی‌ها را با استفاده از این روش مورد بررسی قرار داده‌اند، تنها گیگر و کریزک (۱۹۷۵ و ۱۹۷۶) و میخالفسکی (۱۹۸۹) توانسته‌اند این مسئله را به روش آنالیز حدی تحلیل نمایند.

در تحقیق حاضر با انجام مراحل زیر روش حل میخالفسکی توسعه داده شد و همچنین محدودیت آن در تحلیل شیروانیهای دارای بستر صلب از میان برداشته شد.

۱ ـ تعداد وجوهٔ جانبی بلوکهای مکانیسم لغزش به بیش از یک صفحه افزایش داده شد. این تعمیم اجازه می‌دهد که انحنای سطوح گسیختگی واقعی توده‌های خاکی با دقت بیشتری مدل گردد.

۲ ـ الگوریتم بهینه‌سازی مکانیسم‌های سه‌بعدی لغزش در حالات مقید ایجاد گردید.

علاوه بر این در جریان این تحقیق نرم‌افزاری تدوین شد که اساسی‌ترین ویژگی‌ها و قابلیت‌های آن عبارتند از: تحلیل سه بعدی پایداری شیروانی‌های همگن، تحلیل سه بعدی پایداری شیروانی‌های ناهمگن، تحلیل دینامیکی (شبه استاتیکی) شیروانی‌های همگن و ناهمگن و ترکیب مسئله پایداری شیروانی و ظرفیت باربری پی (شالودهٔ واقع در بالا دست شیب) در کلیه حالات مذکور.



شکل ۱۵ : مقایسه نتایج تحقیق حاضر با نتایج یو و همکاران در شیب ۷۵ درجه .

مراجع

۱ - بهنیا، ک. و طباطبایی، ا. م. "مکانیک خاک." جلد دوم، انتشارات دانشگاه تهران.

۲ - عسکری، ف. "تحلیل سه‌بعدی پایداری شیروانیهای همگن و ناهمگن در حالات استاتیکی و دینامیکی به روش آنالیز حدی." رسالهٔ دکتری، دانشگاه تهران، دانشکدهٔ فنی، (۱۳۷۸).

3 - Bishop, A. W. (1955). "The use of slip circle in the stability analysis of slopes." *Geotechnique,* London, Vol. 5, No. 1, PP. 7-17.

4 - Chen, W. F. (1975). *Limit analysis and soil plasticity.* Elsevier Scientific Publishing Company, Amesterdam.

5 - Chen, W. F. and Liu, X. L. (1990). *Limit analysis in soil mechanics.* Elsevier Science Publishers B. V.

6 - Davis, E. H. (1968). "Theories of plasticity and the failure of soil masses." In: I. K. Lee (Editor), *Soil Mechanics: Selected Topics,* Butterworths, London, PP. 341-380.

7 - Giger, M. W. and Krizek, R. J. (1975). "Stability analysis of vertical cut with variable corner angle." *Soils and Found.,* Tokyo, Vol. 15, No. 2, PP. 63-71.

8 - Giger, M. W. and Krizek, R. J. (1976). "Stability of vertical corner cut with concentrated surcharge load." *J. Geotech. Engrg. ASCE,* Vol. 102, No. 1, PP. 31-40.

9 - Michalowski, R. L. (1989). "Three dimensional analysis of locally loaded slopes." *Geotechnique,* London, Vol. 39, No. 1, PP. 27-38.

10 - Salençon, J. (1974). *Application of the theory of plasticity in soil mechanics.* Translated by Lewis, R. W., and Virlogeux, H., John Wiley & Sons.

11 - Yu, H. S., Salgado, R., Sloan, S. W. and Kim, J. M. (1998). "Limit analysis versus limit equilibrium for slope stability." *J. Geotech. Engrg., ASCE,* Vol. 124, NO. 1, PP. 1-11.

پیوست ۱: محاسبه ضریب اطمینان و بار حدی

اگر در شکلهای شمارهٔ ۳ و ۴، G_k وزن بلوک شماره K و T کل بار وارد بر شالوده فرض شوند، توان نیروهای خارجی $\dot{W}_\gamma$ می‌تواند به صورت ذیل نوشته شود:

$$\dot{W}_\gamma = TV_0 + \sum_{k=1}^{n} G_k V_k \sin(\alpha_k - \phi_k)$$

(۱)

در این رابطه n تعداد بلوکها، V_0 بردار سرعت بار وارد بر شالوده و V_k ، ϕ_k و α_k به ترتیب بردار سرعت، زاویه اصطکاک داخلی و زاویه صفحه تحتانی بلوک K نسبت به افق می‌باشند.

از سوی دیگر، توان نیروهای داخلی $\dot{D}$ بر روی سطوح ناپیوستگی برابر است با:

$$\dot{D} = \sum_{k=1}^{n} S_{k1} C_k V_k \cos\phi_k + \sum_{k=1}^{n-1} S_{k2} C_k [V]_k \cos\phi_k$$

(۲)

S_{k1} مساحت مجموع سطوح ناپیوستگی سرعت در کف و کناره‌های بلوک k و S_{k2} مساحت سطح ناپیوستگی سرعت در مرز دو بلوک k و $k+1$ می‌باشد. C_k و ϕ_k نیز مقادیر ضریب چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی بلوک k هستند.

ضریب اطمینان می‌تواند به شکل زیر تعریف گردد:

$$F = \frac{\tan\phi_k}{\tan\phi_{kd}} = \frac{C_k}{C_{kd}}$$

(۳)

C_{kd} و ϕ_{kd} در این رابطه به ترتیب ضریب چسبندگی کاهش یافته و زاویه اصطکاک داخلی کاهش یافته برای بلوک k می‌باشند. با توجه به قضیه مرز بالا، از مساوی قرار دادن روابط شماره ۱ و ۲ با یکدیگر و جاگذاری C_k و ϕ_k برحسب C_{kd} و ϕ_{kd} و F در رابطه‌ای که از این تساوی بدست می‌آید، مقدار ضریب اطمینان (با فرض $C_k \neq 0$) از رابطه زیر بدست می‌آید :

$$F = \frac{\sum_{k-1}^{n} S_{k1} C_k V_k \cos\phi_{kd} + \sum_{K-1}^{n-1} S_{k2} C_k [V]_k \cos\phi_{kd}}{TV_0 + \sum_{k=1}^{n} V_k G_k \sin(\alpha_k - \phi_{kd})}$$

(۴)

با توجه به اینکه مقادیر ϕ_{kd} در سمت راست رابطه فوق تابعی از F می‌باشد، محاسبه F نیازمند سعی و خطا خواهد بود.

اگر در رابطهٔ فوق، مقدار ضریب ایمنی F برابر با یک در نظر گرفته شود، با توجه به رابطهٔ (۳) مقدار ϕ_{kd} برابر با ϕ_k می‌شود. بدین ترتیب می‌توان رابطهٔ (۴) را برحسب T حل نمود و بار حدی شالوده رابدست آورد.

واژه‌های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

1 - Perfect Plastic

2 - Associated Flow Rule

3 - Shape Function