



The Effect of Linearization of Hoek-Brown Criterion on the Bearing Capacity of Rock Masses using the Upper Bound Method of Limit Analysis

S. Shamloo, M. Imani*

Geotechnical Engineering Group, Amirkabir University of Technology, Garmsar Campus, Garmsar, Iran

ABSTRACT: One of the most important issues in the calculation of the bearing capacity of rock masses is the method of application of the rock mass failure criterion. The Hoek-Brown failure criterion is the most useful criterion in practical applications. For applying this criterion in the upper bound method of limit analysis, one should linearize it using the single or multi-tangential technique. In this paper, the method of linearization of the Hoek-Brown criterion is investigated to determine the bearing capacity of embedded footings on rock masses. Since different stress levels have existed in the rock mass body, the multi-tangential technique results in the best approximation of the nonlinear Hoek-Brown criterion. As a novelty for the current research, the embedment depth of the footing is considered directly in the upper bound formulations instead of replacing it with an equivalent surcharge. The obtained results show that considering the embedment depth of footings along with using the multi-tangential technique result in increasing the accuracy of the results. In the methods which consider the embedment depth as an equivalent surcharge, the extension of the failure lines through the rock mass above the footing base cannot be considered.

Review History:

Received: Dec. 28, 2020

Revised: Jun. 22, 2021

Accepted: Jun. 23, 2021

Available Online: Jul. 18, 2021

Keywords:

Linearization

Bearing capacity

Limit analysis

Hoek-Brown

Embedment depth

1- Introduction

The design of footings on rock masses involves investigating various aspects, one of which is the determination of bearing capacity. In this paper, the effect of linearization of Hoek-Brown criterion on the bearing capacity of rock masses was investigated using the upper bound method of limit analysis. The effect of footings embedment depth was also considered in the analyses. Finally, comprehensive sensitivity analyses were performed to determine the effects of different parameters on the bearing capacity of rock masses.

2- Methodology

The failure mechanism considered in the present paper is shown in Figure 1. Due to the symmetry, only the central wedge and half of the failure mechanism are shown. This mechanism has the capability of considering the embedment of the footing. The number of wedges in the mechanism was obtained during the optimization process in order to result in the best (lowest) value of the ultimate bearing capacity.

In this paper, the modified Hoek-Brown nonlinear failure criterion was used which is the most practically applicable criterion for analyzing rock mass behavior and provides a good agreement with the experimental results. Despite its original nonlinear form, this criterion was also linearized in analyzing stability problems. Two common methods

were used by different researchers for linearizing the Hoek-Brown criterion in the upper bound method which include the tangential line method [1-3] and the multi tangential technique [4-8]. In these two methods, the nonlinear Hoek-Brown criterion is replaced by one or several tangential lines, respectively. Each one of these tangential lines has a unique slope and y-axis intercept, which correspond to the internal friction angle and the cohesion of the rock mass, respectively. Obviously, in the tangential line method, a constant value of the internal friction angle and the cohesion is obtained for the whole rock mass, whereas in the multi-tangential technique, different values of friction angle and cohesion are obtained for the rock mass according to the level of stress.

In order to calculate the bearing capacity by the upper bound method, the total external work performed in the mechanism should be equated to the internal energy dissipated through the velocity discontinuity lines. By doing so, the equation of the ultimate bearing capacity of rock masses was obtained as follows:

$$q_u^D = s^{0.5} \sigma_c N_\sigma^D + q N_q^D + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma^D \quad (1)$$

Where s is the Hoek-Brown parameter which depends

*Corresponding author's email: Imani@aut.ac.ir



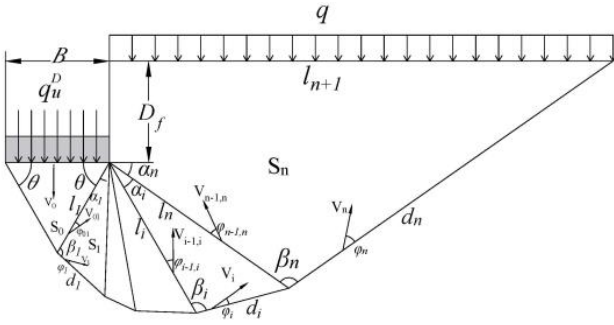


Fig. 1. Multi-block failure mechanism and the velocity vectors

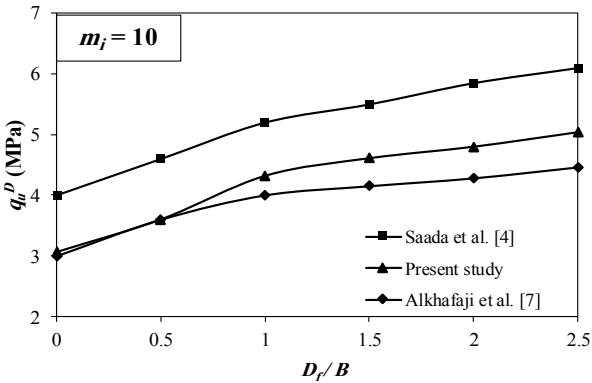


Fig. 2. Comparison of the bearing capacities obtained from the methods which are based on the multi-tangential technique

on GSI (Geological Strength Index), σ_{ci} is the uniaxial compressive strength of the intact rock, q is the surcharge, γ is the unit weight of the rock mass, B is the footing width and N_{σ}^D , N_q^D , N_{γ}^D , are the bearing capacity factors. Since the uniaxial compressive strength of the intact rocks is commonly high, the effect of surcharge and unit weight of the rock masses do not have a considerable effect on the bearing capacity. Therefore, Eq. (1), changes to the following form:

$$q_u^D = s^{0.5} \sigma_{ci} N_{\sigma}^D \quad (2)$$

Therefore, the bearing capacity factor, N_{σ}^D , can be written as follows:

$$N_{\sigma}^D = \frac{q_u^D}{s^{0.5} \sigma_{ci}} \quad (3)$$

3- Results and Discussion

The upper bound formula of the bearing capacity should

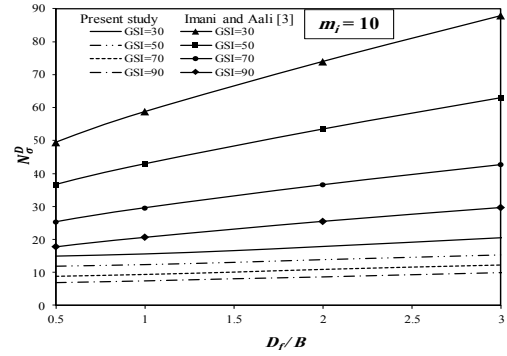


Fig. 3. Comparison of the bearing capacity factors obtained from the multi-tangential and tangential methods

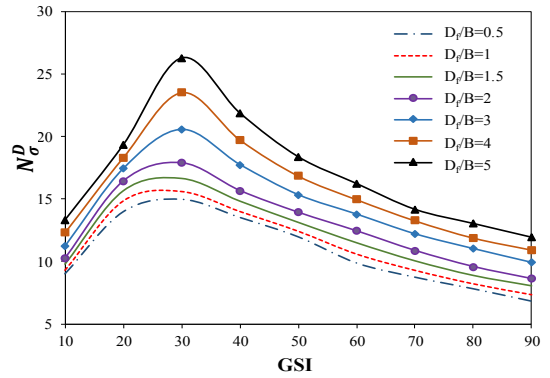


Fig. 4. Variation of N_{σ}^D versus GSI assuming $m_i = 10$

be optimized to achieve the best (lowest) magnitude of the bearing capacity. Using the optimization process, the optimum number of wedges was obtained equal to 19. The results of this study were compared with the results of other researchers who have used the multi-tangential technique. Assuming $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$, $D = 0$, and $\text{GSI} = 30$, Figure 2 shows that the bearing capacity obtained from the present study is more than that of Alkhafaji et al. [7] method. The maximum difference between these two methods is equal to 14%. Also, the bearing capacity obtained from the present paper is lower than that proposed by Saada et al. [4], with the maximum difference equal to 22%.

Figure 3 compares the results of the present paper with that of Imani and Aali [3] which is based on the tangential linearization of the Hoek-Brown criterion. It was assumed that the Hoek-Brown constant, m_i is equal to 10. It is clear that using the multi-tangential technique in the present research results in smaller values of N_{σ}^D and the corresponding bearing capacity which is of paramount importance in practical applications.

Assuming $\sigma_{ci} = 10 \text{ MPa}$ and $D = 0$, Fig. 4 illustrates the variation of N_{σ}^D versus GSI. As can be seen, the N_{σ}^D

increases with increasing the GSI from 10 to 30, and decreases from 30 to 90. The same trend can be seen in the previous studies [1-3, 8, 9]. For a constant value of GSI, the N_{σ}^D are larger for higher D/B ratios.

4- Conclusion

In this paper, the effect of linearization of Hoek-Brown criterion on the bearing capacity of rock masses was investigated using the upper bound method of limit analysis. A formula was proposed for the bearing capacity of rock masses considering the multi-tangential technique for linearizing the Hoek-Brown criterion. The obtained results show that linearizing the nonlinear Hoek-Brown criterion with a single line, i.e., the tangential method, results in unreliable bearing capacity. However, the multi-tangential technique can considerably improve the bearing capacity of rock masses. Among different parameters affecting the bearing capacity factor, N_{σ}^D , GSI, m_p , and D have the highest influence.

References

- [1] X.-L. Yang, J.-H. Yin, Upper bound solution for ultimate bearing capacity with a modified Hoek–Brown failure criterion, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 42(4) (2005) 550-560.
- [2] X.-L. Yang, Seismic bearing capacity of a strip footing on rock slopes, *Canadian Geotechnical Journal*, 46(8) (2009) 943-954.
- [3] M. Imani, R. Aali, Effects of Embedment Depth of Foundations on Ultimate Bearing Capacity of Rock Masses, *Geotechnical and Geological Engineering*, 38(6) (2020) 6511-6528.
- [4] Z. Saada, S. Maghous, D. Garnier, Bearing capacity of shallow foundations on rocks obeying a modified Hoek–Brown failure criterion, *Computers and Geotechnics*, 35(2) (2008) 144-154.
- [5] Z. Saada, S. Maghous, D. Garnier, Seismic bearing capacity of shallow foundations near rock slopes using the generalized Hoek–Brown criterion, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 35(6) (2011) 724-748.
- [6] N. Mao, T. Al-Bittar, A.-H. Soubra, Probabilistic analysis and design of strip foundations resting on rocks obeying Hoek–Brown failure criterion, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 49 (2012) 45-58.
- [7] H. AlKhafaji, M. Imani, A. Fahimifar, Ultimate bearing capacity of rock mass foundations subjected to seepage forces using modified Hoek–Brown criterion, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 53(1) (2020) 251-268.
- [8] S. Shamloo, M. Imani, Upper bound solution for the bearing capacity of two adjacent footings on rock masses, *Computers and Geotechnics*, 129 (2021) 103855.
- [9] M. Mansouri, M. Imani, A. Fahimifar, Ultimate bearing capacity of rock masses under square and rectangular footings, *Computers and Geotechnics*, 111 (2019) 1-9.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

S. Shamloo, M. Imani, *The Effect of Linearization of Hoek-Brown Criterion on the Bearing Capacity of Rock Masses using the Upper Bound Method of Limit Analysis*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 54(4) (2022) 265-268.

DOI: [10.22060/ceej.2021.19427.7170](https://doi.org/10.22060/ceej.2021.19427.7170)





تأثیر نحوه خطی سازی معیار هوک و براون در تعیین ظرفیت باربری توده سنگ‌ها به روش تحلیل حدی مرز بالا

سعید شاملو، سید میثم ایمانی*

واحد دانشگاهی گرمسار، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، گرمسار، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۹/۱۰/۰۸
بازنگری: ۱۴۰۰/۰۴/۰۱
پذیرش: ۱۴۰۰/۰۴/۰۲
ارائه آنلاین: ۱۴۰۰/۰۴/۲۷

کلمات کلیدی:

خطی سازی
ظرفیت باربری
تحلیل حدی
هوک و براون
عمق مدفون

خلاصه: یکی از مسائل مهم در موضوع ظرفیت باربری توده سنگ‌ها، نحوه به کارگیری معیار خرابی است. در روش‌های مبتنی بر مرز بالای تحلیل حدی، معیار خرابی غیرخطی هوک و براون که یکی از کاربردی‌ترین معیار موجود برای مسائل عملی است، به صورت یک یا چند خط معادل در نظر گرفته می‌شود. در این تحقیق با استفاده از تحلیل حدی مرز بالا، به بررسی تأثیر نحوه خطی سازی معیار غیرخطی هوک و براون بر ظرفیت باربری پی‌های سنگی با در نظر گرفتن اثر عمق مدفون پرداخته شده است. با توجه به متفاوت بودن سطح تنش در نقاط مختلف بستر سنگی، تکنیک معادل سازی چندخطی برای این معیار غیرخطی استفاده شده است تا بیشترین مشابهت با معیار غیرخطی هوک و براون ایجاد شود. عمق مدفون پی نیز برخلاف سایر تحقیقات گذشته، با سربار معادل جایگزین نشده و به صورت واقعی خود در نظر گرفته شده است که در نتیجه، امکان توسعه خطوط گسیختگی زیر پی در آن وجود دارد. مطابق نتایج به دست آمده، استفاده از تکنیک معادل سازی چندخطی به جای معادل سازی یک خطی، باعث بهبود قابل توجهی در مقادیر ظرفیت باربری خواهد شد. همچنین قرارگیری پی در عمق مدفون، باعث افزایش ظرفیت باربری نهایی می‌شود که این مسئله به دلیل توسعه خطوط گسیختگی در توده سنگ واقع در ترازهای بالاتر از کف پی است و در روش‌هایی که عمق مدفون با سربار معادل جایگزین می‌شود، این افزایش ظرفیت باربری ناشی از عمق مدفون به درستی به دست نمی‌آید.

۱- مقدمه

دقیق‌تر، سعدا و همکاران [۵ و ۴]، مائو و همکاران [۶]، الخفاجی و همکاران [۷] و شاملو و ایمانی [۸] با معادل سازی معیار غیرخطی هوک و براون با چند خط، به بررسی ظرفیت باربری پی‌های نواری و تأثیر عوامل مختلف از جمله اثر نیروی تراوش و مجاورت دو پی بر ظرفیت باربری توده سنگ پرداختند. این محققین با استفاده از روش آنالیز حدی، روابطی برای تعیین ظرفیت باربری توده سنگ‌ها تحت اثر بار پی نواری ارائه کرده‌اند. از این بین، روش الخفاجی و همکاران [۷] مقادیر کمتری را برای ظرفیت باربری به دست می‌دهد که از دیدگاه روش مرز بالای آنالیز حدی، ارزشمندتر است.

واضح است که معمولاً پی‌ها روی سطح زمین ساخته نمی‌شوند و همواره مقداری عمق مدفون برای آن‌ها در نظر گرفته می‌شود. وجود عمق مدفون سبب می‌شود که خطوط گسیختگی ایجاد شده در توده سنگ که عموماً از زیر پی شروع می‌شود، در محدوده عمق مدفون نیز توسعه یابد تا به سطح زمین برسد. بررسی تحقیقات گذشته نشان می‌دهد که در عمده روش‌های مربوط به ظرفیت باربری توده سنگ‌ها، عمق مدفون پی به صورت سربار معادل در سطح زمین در نظر گرفته شده است و از توسعه سطوح گسیختگی

پی‌های سنگی بسترهای قابل اطمینانی جهت اجرای سازه‌های بزرگ می‌باشند. طراحی پی بر روی توده‌های سنگی شامل بررسی جنبه‌های مختلفی می‌باشد که یکی از آن‌ها تعیین ظرفیت باربری است. برای تعیین ظرفیت باربری پی‌های نواری واقع بر بستر سنگی روش‌های مختلفی ارائه شده است و جنبه‌های مختلفی از آن مورد بررسی قرار گرفته است. از آنجا که مدل رفتاری غیرخطی هوک و براون یکی از کاربردی‌ترین مدل‌های رفتاری برای توده سنگ می‌باشد، اکثر محققین با معادل سازی خطی این معیار غیرخطی به روش‌های مختلف، از این معیار برای بررسی ظرفیت باربری توده سنگ استفاده کرده‌اند. یانگ و بین [۱] و یانگ [۲] با معادل سازی این معیار با یک خط به بررسی ظرفیت باربری پی‌های سنگی در حالت استاتیکی و لرزه‌ای پرداختند. ایمانی و عالی [۳] نیز با معادل سازی تک‌خطی این معیار، به بررسی تأثیر عمق مدفون بر ظرفیت باربری توده سنگ پرداختند. اما در تحقیقاتی

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: Imani@aut.ac.ir



هوک و براون به صورت رابطه زیر است [۱۳]:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (1)$$

که در آن، σ'_1 و σ'_3 به ترتیب تنش‌های موثر اصلی بزرگ‌تر و کوچک‌تر در لحظه گسیختگی، σ_{ci} مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ بکر و m_b ، s و a ثوابت معیار هوک و براون هستند که از روابط ۲ تا ۴ به دست می‌آیند.

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (2)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (3)$$

$$a = 1/2 + 1/6(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (4)$$

که در آن، m_i ثابت سنگ بکر است که مقدار آن را می‌توان با انجام آزمایش به دست آورد. این پارامتر از مقدار حداقل ۴ برای سنگ‌های بسیار ضعیف تا ۳۳ برای سنگ‌های بسیار مقاوم متغیر می‌باشد. D فاکتور بهم‌خوردگی است که مقدار آن از صفر برای سنگ بکر تا ۱ برای توده شدیداً بهم‌خورده تغییر می‌کند. GSI نیز شاخص مقاومت زمین‌شناسی برای توده سنگ است. در حل مسائل پایداری، این معیار را هم می‌توان به شکل واقعی و غیرخطی خود به کار برد و هم می‌توان آن را خطی‌سازی کرد. در تعیین ظرفیت باربری توده‌سنگ‌ها، عموماً روش اول در تحقیقات مبتنی بر روش‌های عددی استفاده شده است که از آن جمله می‌توان به تحقیقات انجام شده توسط منصور و همکاران [۱۱] و الخفاجی و همکاران [۱۲] اشاره کرد. اما یکی از روش‌های حل مسائل پایداری که بسیار مورد توجه محققین بوده است، روش تحلیل حدی مرز بالا است که علیرغم سادگی و عدم نیاز به پارامترهای ورودی متعدد، جواب‌های قابل قبولی نیز به دست می‌دهد. در این روش با استفاده از اصل کار مجازی، حالت کلی بارگذاری خارجی و تنش داخلی به هم مرتبط می‌شوند. به این معنا که اگر جسمی تحت بار خارجی قرار گیرد و در اثر آن تنش داخلی جسم افزایش یابد، این بار خارجی و تنش داخلی متناظر با آن در تعادل هستند. بنابراین اگر

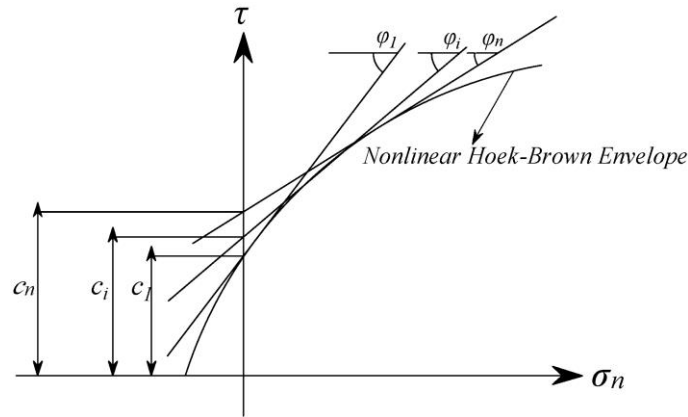
در توده‌سنگ محدوده عمق مدفون صرف نظر شده است. از جمله تحقیقات انجام شده در این راستا می‌توان به روش ایمانی و همکاران [۹ و ۱۰] برای بررسی تاثیر آب و فاصله‌داری درزه‌ها بر ظرفیت باربری سنگ‌ها، تحقیق منصور و همکاران [۱۱] به روش اجزای محدود برای بررسی اثر شکل پی بر ظرفیت باربری توده‌سنگ‌ها در حالت سه بعدی و همچنین مطالعات الخفاجی و همکاران [۱۲] به روش اجزای محدود برای بررسی ظرفیت باربری توده‌سنگ تحت اثر بار سدهای بتنی در حالت سه بعدی اشاره کرد. اما تاثیر عمق مدفون بر ظرفیت باربری توده‌سنگ‌ها، اخیراً توسط ایمانی و عالی [۳] مورد بررسی قرار گرفته است. آن‌ها از مدل رفتاری هوک و براون برای توده‌سنگ استفاده کردند و با معادل‌سازی این مدل رفتاری با یک خط معادل به محاسبه ظرفیت باربری پرداختند. این محققین با استفاده از روش تحلیل حدی مرز بالا نشان دادند که قرار گیری پی در عمق مدفون سبب افزایش ظرفیت باربری به میزان قابل توجهی می‌شود. اما باید توجه داشت که با توجه به متفاوت بودن سطح تنش در نقاط مختلف بستر سنگی، این معادل‌سازی تک‌خطی باعث کاهش دقت در جواب‌های به دست آمده برای ظرفیت باربری می‌شود.

طبق مطالعات انجام شده، تاکنون روش دقیقی که ضمن مقایسه روش‌های معادل‌سازی تک‌خطی و چندخطی برای معیار غیرخطی هوک و براون، اثر عمق مدفون پی را در معادلات ظرفیت باربری توده‌سنگ‌ها لحاظ کند، ارائه نشده است. از این رو در تحقیق حاضر، با استفاده از روش تحلیل حدی مرز بالا، تاثیر نحوه خطی‌سازی معیار هوک و براون بر ظرفیت باربری توده‌سنگ‌ها بررسی شده است. برای افزایش دقت نتایج، اثر عمق مدفون پی‌ها با روش معادل‌سازی چندخطی نیز در محاسبات در نظر گرفته شده و برخلاف بسیاری از روش‌های موجود، فقط به در نظر گرفتن سربار معادل به جای عمق مدفون، اکتفا نشده است. در نهایت، تحلیل پارامتری جامعی برای تعیین میزان تاثیر پارامترهای مختلف بر ظرفیت باربری با در نظر گرفتن عمق مدفون پی انجام شده است و جدول طراحی نیز برای کاربرد در مسائل عملی ارائه شده است.

۲- روش حل مسئله

۲-۱- معیار غیرخطی هوک و براون

معیار خرابی هوک و براون یکی از کاربردی‌ترین معیارها برای تحلیل رفتار توده‌سنگ‌ها می‌باشد و تطابق خوبی با نتایج تجربی دارد. از این رو در بسیاری از روش‌های تعیین ظرفیت باربری پی‌های سنگی، این معیار مورد استفاده بوده که در مقاله حاضر نیز از آن استفاده شده است. شکل کلی معیار



شکل ۱. معادل سازی چندخطی معیار غیرخطی هوک و براون

Fig. 1. Linearization of the Hoek -Brown nonlinear criterion

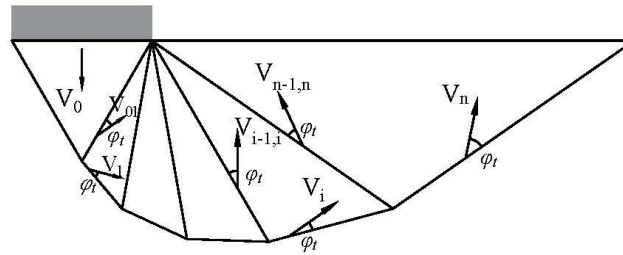
$$c_i = \frac{\sigma_{ci} \cos \varphi_i}{2} \left[\frac{ma(1 - \sin \varphi_i)}{2 \sin \varphi_i} \right]^{1-a} - \frac{\sigma_{ci} \tan \varphi_i}{m} \left(1 + \frac{\sin \varphi_i}{a} \right) \times \left[\frac{ma(1 - \sin \varphi_i)}{2 \sin \varphi_i} \right]^{1-a} + \frac{\sigma_{ci} s}{m} \tan \varphi_i \quad (5)$$

واضح است که جایگزینی یک معیار غیرخطی با یک خط، دقت جوابها را تا حد قابل توجهی کاهش می‌دهد. بنابراین روش معادل سازی چندخطی پاسخهای دقیق تری را ارائه می‌دهد. این روش که شمای کلی آن در شکل ۱ نشان داده شده است، پیچیده تر و وقت گیرتر نیز می‌باشد. میزان تفاوت نتایج این دو روش، در تحقیق حاضر مورد بررسی قرار گرفته است.

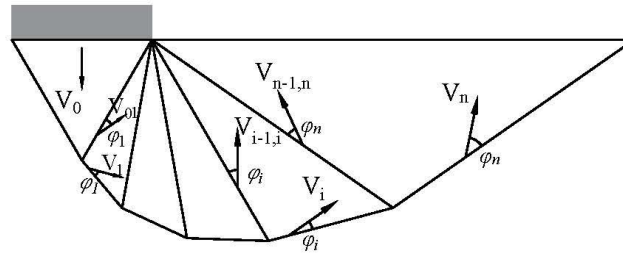
۲-۲- مکانیسم گسیختگی و میدان سرعت

در یک مکانیسم گسیختگی، زاویه هر یک از بردارهای سرعت با خط ناپیوستگی مربوطه، برابر زاویه اصطکاک داخلی مصالح میزبان است [۱۴]. در نتیجه با توجه به نحوه خطی سازی معیار غیرخطی هوک و براون، می‌توان میدان سرعت مکانیسم گسیختگی را رسم کرد. در روشهای معادل سازی تکخطی، زاویه همه بردارهای سرعت موجود در مکانیسم با خط ناپیوستگی سرعت مربوطه، یکسان بوده و برابر زاویه اصطکاک داخلی مماسی توده سنگ

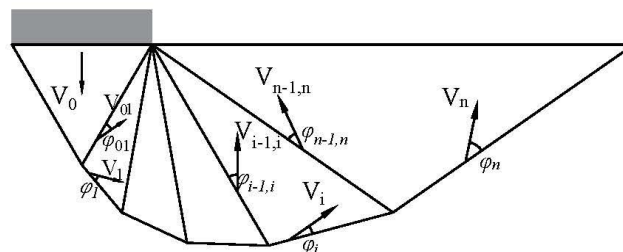
مجموعه‌ای از یک مکانیسم خرابی پلاستیک و بارهای خارجی موجود باشد، در صورتی که نمو کار انجام شده ناشی از نیروهای خارجی در هر نمو تغییر مکان، بزرگتر یا مساوی کار انجام شده ناشی از تنشهای داخلی باشد، خرابی رخ می‌دهد و بارهای خارجی مرز بالایی از بار خرابی واقعی هستند [۱۴]. اما بررسی تحقیقات انجام شده به روش تحلیل حدی مرز بالا نشان می‌دهد که در اکثر تحقیقات موجود به این روش، معیار غیرخطی به صورت خطی سازی شده مورد استفاده قرار گرفته است که این خطی سازی به دو روش کلی معادل سازی تکخطی [۳-۱] و معادل سازی چندخطی [۴-۸] مورد استفاده محققین قرار گرفته است. در این روشها، به ترتیب، معیار غیرخطی هوک و براون با یک یا چند خط معادل جایگزین می‌شود. زاویه این خطوط با افق، تحت عنوان زاویه اصطکاک داخلی مماسی و عرض از مبدا آن به نام چسبندگی مماسی توده سنگ شناخته می‌شود. بدیهی است که در روش تکخطی، یک مقدار ثابت برای زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی توده سنگ در کل مسئله به دست می‌آید، حال آن که در روش چندخطی، در قسمت‌های مختلف مکانیسم خرابی، مقادیر مختلفی از زاویه اصطکاک و چسبندگی برای توده سنگ به دست می‌آید. طبق روال موجود در حل مسائل مرز بالا در حالت خطی سازی معیار هوک و براون، مقادیر زاویه اصطکاک داخلی متناظر با هر خط، مجهول بوده و در طی عملیات بهینه سازی در روش مرز بالا به دست می‌آید. سپس مقدار چسبندگی مربوط به آن خط، طبق توصیه یانگ و بین [۱] از رابطه زیر به دست می‌آید.



الف) معادلسازی تک خطی



ب) معادلسازی چندخطی حالت اول



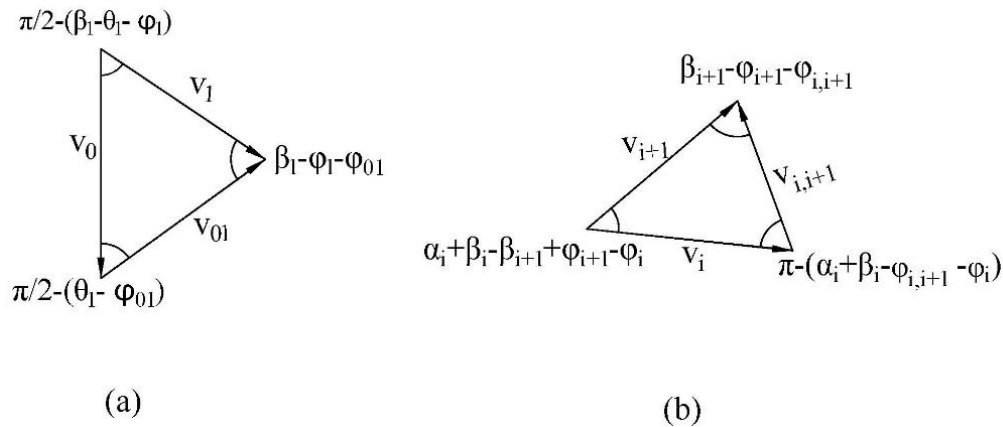
ج) معادلسازی چندخطی حالت دوم

شکل ۲. زاویه بردار سرعت با خط ناپیوستگی در روش‌های مختلف خطی‌سازی معیار هوک و براون

Fig. 2. Velocity vector angle with discontinuity line in different method of linearization of the Hoek-Brown criterion

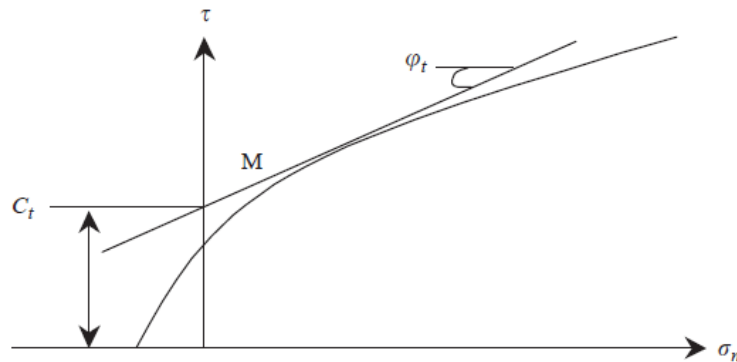
ناپیوستگی سرعت مربوطه دارند (شکل ۲-ج). طبق تحقیقات گذشته، این حالت اخیر بیشترین دقت را از بین روش‌های خطی‌سازی موجود دارد [۸-۶]. بنابراین در تحقیق حاضر، بر به کارگیری روش اخیر برای خطی‌سازی معیار هوک و براون تمرکز شده است. لازم به توضیح است که با توجه به تقارن مسئله، فقط نیمی از هندسه مکانیسم در شکل ۲ نشان داده شده است. با توجه به استفاده از رویکرد چندخطی و همچنین با عنایت به در نظر گرفتن اثر عمق مدفون پی، شکل نهایی میدان سرعت در نظر گرفته شده در مقاله حاضر، در شکل ۳ نشان داده شده است. با توجه به متقارن بودن

است (شکل ۲-الف). اما در روش‌های معادل‌سازی چندخطی، مقادیر متفاوتی از زاویه اصطکاک داخلی مماسی در قسمت‌های مختلف مکانیسم استفاده شده است. این حالت خود به دو حالت تقسیم می‌شود که در حالت اول، همه بردارهای سرعت موجود در یک گوه گسیختگی، زاویه با خط ناپیوستگی سرعت مربوطه دارند که این زاویه در گوه‌های مختلف متفاوت است. از جمله مهم‌ترین تحقیقات انجام شده به این روش می‌توان به مطالعات سعدا و همکاران [۵ و ۴] اشاره کرد (شکل ۲-ب). اما در حالت دوم، تک‌تک بردارهای سرعت موجود در میدان سرعت، زاویه منحصر به فردی با خط



شکل ۴. هودوگراف سرعت (a) برای گوه مرکزی (b) برای سایر گوه‌ها

Fig. 4. Velocity hodograph for (a) central wedge (b) other wedges.



شکل ۵. خط مماس بر منحنی هوک و براون در روش معادل‌سازی تک‌خطی

Fig. 5. Tangent line to the Hoek-Brown criterion in the tangential linearization method

به دست آمده با استفاده از این خط مماس معادل، همواره بزرگ‌تر از پاسخ‌های به دست آمده از معیار غیرخطی اصلی بوده و در حقیقت مرز بالای بار خرابی واقعی است. لذا کاربرد این خط مماس معادل در روش مرز بالا، توجیه‌پذیر است. اما نکته مهم این است که روش یانگ و بین [۱] و یانگ [۲] قابلیت در نظر گرفتن عمق مدفون پی را ندارد و تنها برای پی‌های سطحی کاربرد دارد. اما روش ایمانی و عالی [۳] قابلیت در نظر گرفتن عمق مدفون شالوده را دارد و نسبت به روش یانگ و بین [۱] روشی کامل‌تر محسوب می‌شود.

۳- حل مرز بالا برای ظرفیت باربری پی سنگی با در نظر گرفتن اثر عمق مدفون

۳-۱- استفاده از معادل‌سازی تک‌خطی

همانطور که قبلاً نیز اشاره شد، یانگ و بین [۱]، یانگ [۲] و ایمانی و عالی [۳] از روش معادل‌سازی تک‌خطی معیار هوک و براون برای محاسبه ظرفیت باربری پی سنگی استفاده کردند. مطابق شکل ۵ و طبق نظر یانگ و بین [۱]، با توجه به این که خط مماس پیشنهاد شده، به ازای هر تنش نرمال (σ_n) ثابت، همواره مقادیر تنش برشی در سطح گسیختگی (τ) را بزرگ‌تر از τ مربوطه در معیار غیرخطی نشان می‌دهد، لذا پاسخ‌های

۳-۲- استفاده از معادل سازی چندخطی

که در آن، f_1 تا f_{10} ضرایب بی‌بعدی هستند که رابطه آن‌ها در پیوست ارائه شده است.

در این روش که در تحقیق حاضر مورد استفاده قرار گرفته است، معیار غیرخطی هوک و براون با چندین خط مماس جایگزین می‌شود که این کار منجر به افزایش قابل توجهی در دقت جواب‌های به دست آمده می‌شود. جهت محاسبه ظرفیت باربری به روش مرز بالا، مقدار کار انجام شده توسط نیروهای خارجی با مقدار انرژی داخلی مستهلک شده در مکانیسم خرابی، مساوی قرار داده شده است. کار خارجی شامل کار ناشی از بار پی، وزن گوه‌ها و سربار وارده به سطح زمین در طرفین پی می‌باشد. استهلاک انرژی داخلی نیز در طول خطوط ناپیوستگی سرعت رخ می‌دهد که از حاصل ضرب چسبندگی مماسی روی هر یک از خطوط مکانیسم در طول آن خط و در مولفه بردار سرعت در امتداد آن خط مکانیسم حاصل شده است.

۳-۳- بهینه‌سازی

با توجه به اینکه رابطه ظرفیت باربری نهایی تابع چندین پارامتر مجهول است، لذا باید مقادیر این پارامترهای مجهول به گونه‌ای به دست آید که بهترین (کمترین) مقدار ممکن برای ظرفیت باربری نهایی حاصل شود. این کار با استفاده از بهینه‌سازی تابع هدف (معادله ظرفیت باربری نهایی) انجام می‌شود که در مقاله حاضر، با استفاده از الگوریتم ژنتیک در نرم‌افزار MATLAB، انجام شده است. قیود زیر برای انجام بهینه‌سازی در حالت معادل سازی چندخطی در نظر گرفته شد.

با مساوی قرار دادن مجموع کار خارجی و انرژی مستهلک شده داخلی، رابطه ظرفیت باربری نهایی مطابق رابطه زیر به دست آمده است:

$$1. \sum_{i=1}^n \alpha_i + \theta = \pi$$

$$2. \alpha_i + \beta_i > \beta_{i+1}$$

$$3. \alpha_i + \beta_i < \pi$$

$$4. 0 < \beta_i < \pi$$

$$5. 0 < \alpha_i + \beta_i - \beta_{i+1} - \varphi_i + \varphi_{i+1} < \pi$$

$$6. \beta_{i+1} - \varphi_i - \varphi_{i+1} > 0$$

$$7. 0 < \alpha_i, \theta, \varphi_i, \varphi_{i-1,i} < \frac{\pi}{2}$$

$$q_u^D = \frac{D_l + D_d - W_{rock} - W_q}{BV_0} \quad (6)$$

که در آن q_u^D ظرفیت باربری نهایی توده‌سنگ با در نظر گرفتن عمق مدفون پی، W_{rock} کار ناشی از وزن گوه‌ها، W_q کار ناشی از سربار طرفین، D_l و D_d استهلاک انرژی در طول خطوط l و d ، B عرض پی و V_0 سرعت گوه مرکزی است.

پس از ساده‌سازی رابطه فوق، رابطه کلی ظرفیت باربری نهایی به صورت زیر خواهد شد:

$$q_u^D = s^{0.5} \sigma_{ci} N_\sigma^D + q N_q^D + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma^D \quad (7)$$

۳-۴- فاکتور ظرفیت باربری
در اکثر تحقیقات قبلی، به دلیل بالا بودن مقدار مقاومت فشاری تک محوری در توده‌سنگ‌ها، در جهت اطمینان از اثر سربار و وزن مخصوص توده‌سنگ بر ظرفیت باربری صرف نظر شده است [۱۱، ۸، ۷، ۵-۱]. همین فرض در مقاله حاضر نیز مد نظر قرار گرفته است که در نتیجه رابطه ظرفیت باربری به دست آمده در این مقاله (رابطه ۷) به صورت زیر تبدیل خواهد شد:

$$q_u^D = s^{0.5} \sigma_{ci} N_\sigma^D \quad (11)$$

که در آن N_σ^D ، N_q^D و N_γ^D ضرایب ظرفیت باربری با در نظر گرفتن عمق مدفون در حالت استفاده از تکنیک معادل سازی چندخطی است که از روابط (۸) تا (۱۰) به دست می‌آید:

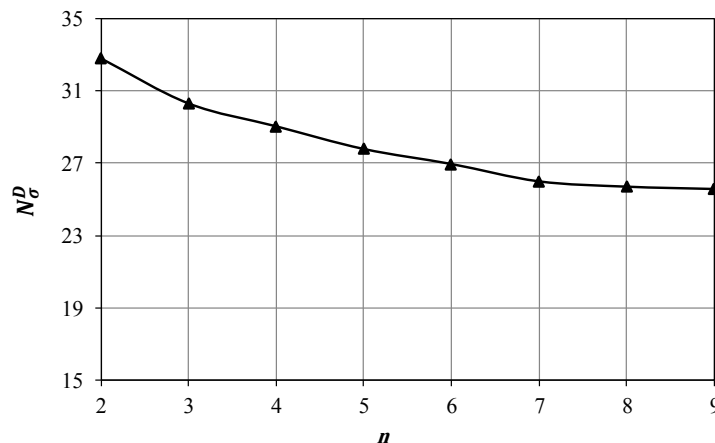
در نتیجه فاکتور ظرفیت باربری N_σ^D برابر خواهد شد با:

$$N_\sigma^D = (f_1 + f_2 + f_3 + f_4) \quad (8)$$

$$N_q^D = -(f_5 + f_6 + f_7 + f_8) \quad (9)$$

$$N_\gamma^D = -(f_9 + f_{10}) \quad (10)$$

$$N_\sigma^D = \frac{q_u^D}{s^{0.5} \sigma_{ci}} \quad (12)$$



شکل ۶. تاثیر مقدار n بر N_{σ}^D با فرض ($\gamma = 0, q = 0, D = 0, GSI = 50, m_i = 17, \sigma_{ci} = 10 \text{ MPa}$ و $D_f/B = 2$)

Fig. 6. Effect of n on N_{σ}^D assuming ($D_f/B = 2, m_i = 17, \sigma_{ci} = 10 \text{ MPa}, GSI = 50, D = 0, q = 0$ and $\gamma = 0$)

داشت که در تحقیق حاضر، اثر عمق مدفون پی به طور مستقیم در رابطه ظرفیت باربری لحاظ شده است، حال آن که در روش‌های مورد اشاره در این قسمت، اثر عمق مدفون صرفاً با در نظر گرفتن سربار معادل لحاظ شده است. لذا برای این که مقایسه بین این روش‌ها امکان‌پذیر باشد، در روش‌هایی که عمق مدفون به طور مستقیم در نظر گرفته نشده است، اثر آن به صورت اعمال سربار سطحی به شدت $q = \gamma D_f$ در طرفین پی در نظر گرفته شده است. با فرض $GSI = 30$ و $D = 0, \gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ در شکل ۶ منحنی تغییرات q_u^D برحسب D_f/B نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود، ظرفیت باربری به دست آمده از مقاله حاضر، کمی بیشتر از روش الخفاجی و همکاران [۷] است که این اختلاف حداکثر برابر ۱۴٪ است. با توجه به این که در هر دو روش از تکنیک معادل‌سازی چندخطی معیار هوک و براون استفاده شده است، لذا می‌توان نتیجه گرفت که این اختلاف به دلیل تفاوت در نحوه در نظر گرفتن عمق مدفون در این دو روش است. بنابراین در نظر گرفتن توسعه خطوط گسیختگی در محدوده عمق مدفون به جای اعمال سربار معادل در سطح زمین، علاوه بر نزدیک‌تر بودن به واقعیت اجرای پی‌ها، منجر به افزایش ظرفیت باربری می‌شود. در نتیجه استفاده از روش ارائه شده در مقاله حاضر در مسائل مهندسی عملی، صرفه‌جویی اقتصادی در هزینه ساخت پی را در بر دارد. همچنین ظرفیت باربری به دست آمده از مقاله حاضر از روش سعاد و همکاران [۴] کمتر است و حداکثر اختلاف نتایج بین دو روش حدود ۲۲٪ می‌باشد. که این مسئله به دلیل نحوه خطی‌سازی معیار هوک و

بنابراین در ادامه این مقاله، بخشی از نتایج به دست آمده، با استفاده از فاکتور ظرفیت باربری N_{σ}^D ارائه شده است.

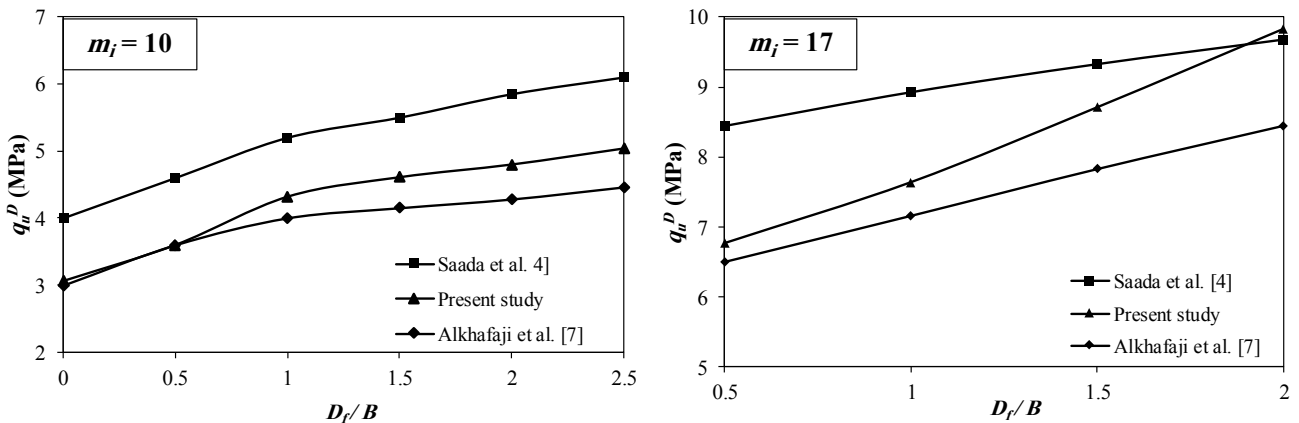
۴- صحت سنجی

۴-۱- تعیین تعداد بهینه گوه برای مکانیسم گسیختگی

گام ابتدایی در محاسبه ظرفیت باربری به روش ارائه شده در مقاله حاضر، انتخاب تعداد بهینه گوه‌ها در مکانیسم گسیختگی است. بدین منظور با در نظر گرفتن مقادیر مختلف برای تعداد گوه‌ها در هر سمت گوه مرکزی (n)، مقدار N_{σ}^D با استفاده از رابطه ۱۲ تعیین شده است که روند تغییرات آن در شکل ۵ نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود، با افزایش n ، فاکتور N_{σ}^D کاهش می‌یابد که نرخ این کاهش به تدریج کمتر می‌شود و در $n = 9$ ، درصد کاهش به کمتر از ۱٪ می‌رسد. بنابراین در تحلیل‌های انجام شده در ادامه این مقاله، مقدار $n = 9$ برای تعداد گوه بهینه در هر طرف پی در نظر گرفته شده است. الخفاجی و همکاران [۷] نیز همین تعداد گوه را برای پی‌های واقع بر سطح زمین پیشنهاد دادند.

۴-۲- مقایسه نتایج با روش‌های مبتنی بر تکنیک معادل‌سازی چندخطی معیار هوک و براون

نتایج به دست آمده از این تحقیق با نتایج تحقیقات سایر محققین که از تکنیک معادل‌سازی چندخطی استفاده کرده‌اند، مقایسه شده است. باید توجه



شکل ۷. مقایسه ظرفیت باربری q_u^D به دست آمده از مقاله حاضر با روش‌های مبتنی بر تکنیک معادل‌سازی چندخطی

Fig. 7. Comparison of the bearing capacity q_u^D obtained from the present study with the multi-tangential line-based methods

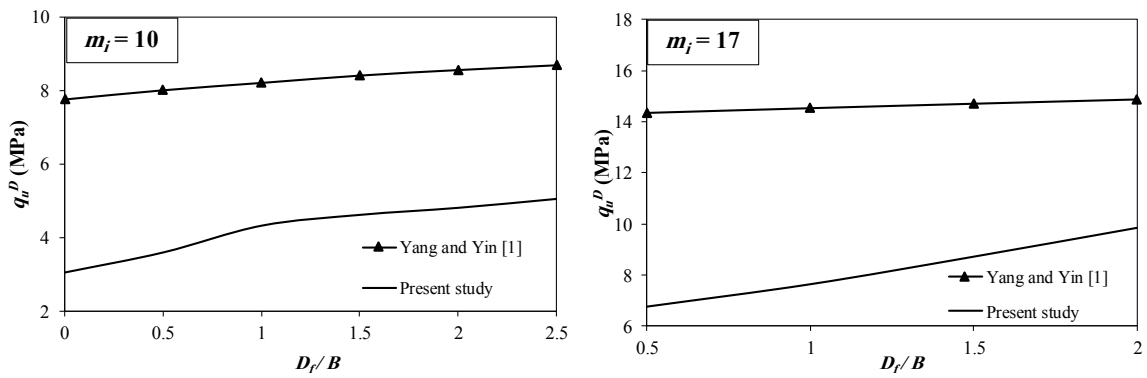
حاضر، با نتایج روش یانگ و بین [۱] که بر اساس روش معادل‌سازی تک‌خطی می‌باشد، مقایسه شده است. فرض شده است که $21 \text{ kN/m}^3 = \rho$ ، $D = 0$ و $GSI = 30$ باشد. در روش یانگ و بین [۱]، اثر عمق مدفون پی با اعمال سربار سطحی در جوار پی در نظر گرفته شده است. اگر چه ظرفیت باربری محاسبه شده در تحقیق حاضر از مقادیر یانگ و بین [۱] بسیار کمتر است و حداکثر اختلاف نتایج تا 153% می‌رسد، اما شیب نمودار افزایش ظرفیت باربری در مقاله حاضر بیشتر از روش یانگ و بین [۱] می‌باشد که نشان دهنده تاثیر عمق مدفون بر افزایش ظرفیت باربری است. در شکل ۹ نیز نتایج تحقیق حاضر با نتایج ایمانی و عالی [۳] که در آن عمق مدفون به شکل واقعی خود در معادلات ظرفیت باربری وارد شده، مقایسه شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، نتایج به دست آمده از تحقیق حاضر مقادیر بسیار کمتری برای N_{σ}^D و در نتیجه، ظرفیت باربری توده‌سنگ‌ها نسبت به روش‌های یانگ و بین [۱] و ایمانی و عالی [۳] ارائه می‌دهد. با توجه به آن که در هر دوی این روش‌ها، عمق مدفون پی به صورت واقعی در نظر گرفته شده است، می‌توان نتیجه گرفت که نحوه خطی‌سازی معیار هوک و براون تاثیر بسیار زیادی در پاسخ نهایی مسئله دارد و با توجه به متفاوت بودن سطح تنش در نقاط مختلف مکانیسم گسیختگی، تکنیک معادل‌سازی چندخطی نتایج مرز بالای بسیار بهتری (کمتری) نسبت به تکنیک تک‌خطی ارائه می‌دهد.

براون در این روش‌هاست. همانطور که قبلاً نیز اشاره شد، در روش سعدا و همکاران [۴]، به لحاظ در نظر گرفتن زوایای اصطکاک یکسان در هر گوه گسیختگی، تعداد خطوط معادل در معیار غیرخطی هوک و براون، کمتر از روش ارائه شده در مقاله حاضر است. اثر در نظر گرفتن زوایای اصطکاک منحصر به فرد برای هر بردار سرعت تا حدی است که حتی با وجود قابلیت در نظر گرفتن محدوده عمق مدفون در تحقیق حاضر و عدم جایگزینی آن با سربار معادل، باز هم ظرفیت باربری به دست آمده از تحقیق حاضر، کمتر از روش سعدا و همکاران [۴] است که این نشان دهنده کارآمدی روش مورد استفاده در تحقیق حاضر است. با افزایش D_f/B مساحت ناحیه برشی افزایش یافته و تاثیر عمق مدفون بر ظرفیت باربری آشکارتر می‌شود که این مسئله در شکل ۶ با توجه به شیب نمودار روش حاضر کاملاً مشهود می‌باشد. لازم به توضیح است که در روش مرز بالا، ظرفیت باربری به دست آمده، مرز بالایی از ظرفیت باربری واقعی و دقیق می‌باشد. در نتیجه هر چه مقدار مرز بالای ظرفیت باربری کمتر به دست بیاید، به جواب واقعی نزدیک‌تر بوده و از این حیث، ارزشمندتر است.

۳-۴- مقایسه نتایج با روش‌های مبتنی بر تکنیک معادل‌سازی تک‌خطی

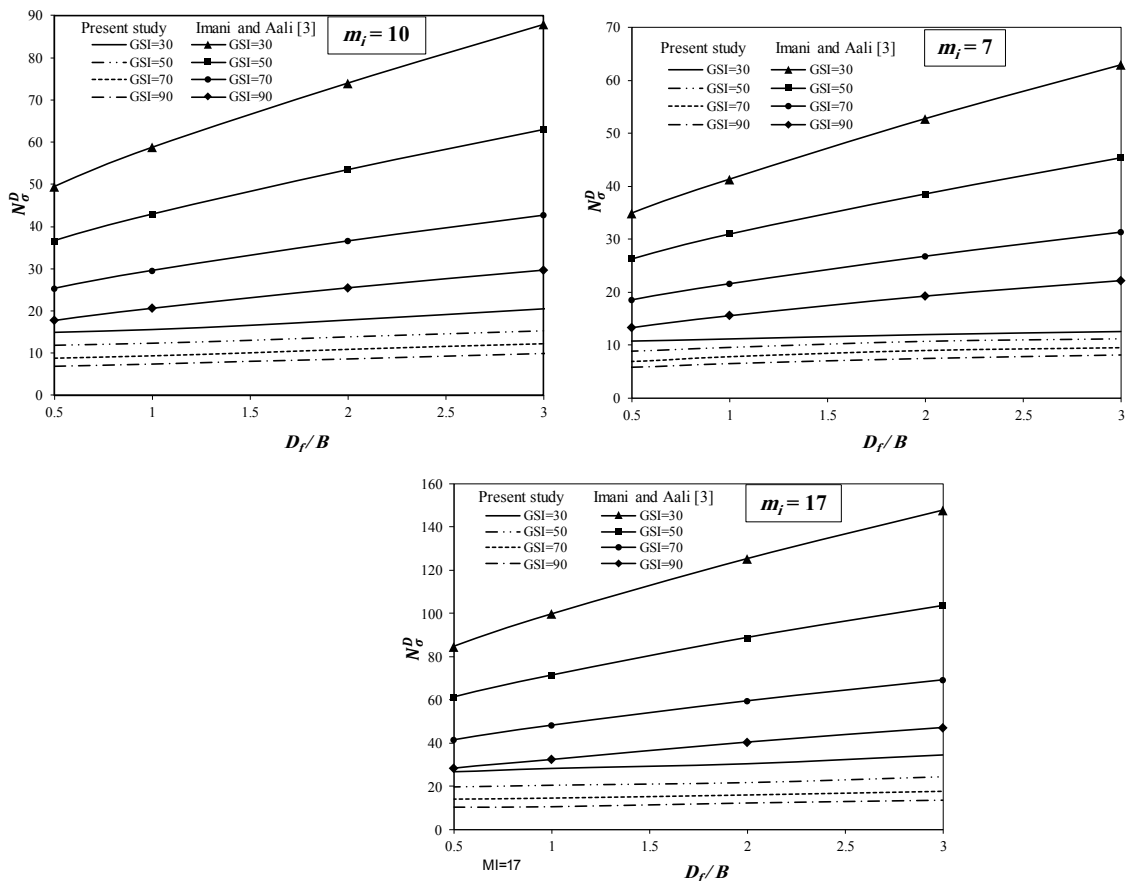
معیار هوک و براون

در شکل ۸ نتایج به دست آمده از تکنیک چندخطی ارائه شده در تحقیق



شکل ۸. مقایسه ظرفیت باربری q_u^D به دست آمده از مقاله حاضر با روش‌های مبتنی بر تکنیک معادل‌سازی تک‌خطی

Fig. 8. Comparison of the bearing capacity q_u^D obtained from the present study with the tangential line-based method



شکل ۹. مقایسه ضریب ظرفیت باربری N_σ^D در عمق‌های مختلف با فرض $\sigma_{ci} = 10$ MPa

Fig. 9. Comparison of bearing capacity factor at different embedment depths assuming $\sigma_{ci} = 10$ MPa

۵- تحلیل حساسیت پارامترها

افزایش می‌یابد. در محدوده پارامترهای در نظر گرفته شده در این شکل، با افزایش σ_{ci} از ۵ MPa به ۷۵ MPa، مقدار N_{σ}^D حداکثر ۲۳ درصد کاهش می‌یابد.

۵-۴- تاثیر سربار q بر ظرفیت باربری نهایی q_u^D

همانطور که در شکل ۳ نشان داده شده است، روش ارائه شده در مقاله حاضر علاوه بر قابلیت در نظر گرفتن عمق مدفون پی، قادر به در نظر گرفتن سربارهای سطحی احتمالی نیز می‌باشد. برای توده سنگی با $m_i = 10$ ، $\sigma_{ci} = 10$ MPa، $GSI = 30$ ، و $D = 0$ و با صرف نظر از اثر وزن توده سنگ، در شکل ۱۳، تاثیر سربار سطحی q بر ظرفیت باربری نهایی نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود، افزایش سربار، باعث افزایش ظرفیت باربری می‌شود. اما باید توجه داشت که با افزایش عمق مدفون پی تاثیر سربار بر ظرفیت باربری کاهش می‌یابد.

۵-۵- تاثیر وزن مخصوص توده سنگ γ بر ظرفیت باربری نهایی q_u^D

مطالعات محققین قبلی نشان از تاثیر ناچیز وزن مخصوص توده سنگ بر ظرفیت باربری دارد [۱۱، ۸، ۷، ۵-۱]. در این بخش با در نظر گرفتن مقادیر مختلف برای وزن مخصوص توده سنگ، به تاثیر این عامل بر ظرفیت باربری پرداخته شده است. با در نظر گرفتن توده سنگی با مشخصات $m_i = 10$ MPa، $\sigma_{ci} = 10$ MPa، $GSI = 30$ ، و $D = 0$ ، $B = 1$ m، شکل ۱۴ نشان می‌دهد که افزایش وزن مخصوص توده سنگ باعث افزایش ناچیزی در ظرفیت باربری می‌شود. به عنوان نمونه، با افزایش وزن مخصوص از ۲۰ m³ به ۲۴ kN/m³، حداکثر افزایش ظرفیت باربری به میزان ۲/۴ درصد می‌باشد.

۵-۶- تاثیر عرض پی B بر ظرفیت باربری نهایی q_u^D

برای توده سنگی با فرض $m_i = 10$ ، $\sigma_{ci} = 10$ MPa، $GSI = 30$ و $D = 0$ ، در شکل ۱۵ تاثیر عرض پی بر ظرفیت باربری نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود با افزایش عرض پی، ظرفیت باربری بیشتر می‌شود. به عنوان نمونه، با افزایش عرض پی از ۰/۵ تا ۵ متر، ظرفیت باربری به میزان حداکثر ۱۳ درصد افزایش می‌یابد. همچنین به طور کلی با افزایش عمق مدفون پی، قسمت اول رابطه ظرفیت باربری $(s^{0.5} \sigma_{ci} N_{\sigma}^D)$ بر مقدار ظرفیت باربری حاکم می‌شود و تاثیر سایر قسمت‌ها ناچیز می‌گردد.

طبق نتایج به دست آمده از قسمت قبل، روش معادل‌سازی چندخطی، منجر به به دست آمدن جواب‌هایی به مراتب دقیق‌تر از روش معادل‌سازی تک‌خطی خواهد شد. بنابراین در این قسمت، با استفاده از نتایج رابطه ظرفیت باربری ارائه شده در تحقیق حاضر که هم بر اساس روش معادل‌سازی چندخطی استوار است و هم قابلیت در نظر گرفتن عمق مدفون را دارد، تحلیل حساسیت مفصلی بر روی پارامترهای موثر بر ظرفیت باربری توده سنگ‌ها انجام شده است تا تاثیر عوامل مختلف بر ظرفیت باربری توده سنگ به ازای عمق‌های مختلف قرارگیری پی بررسی شود.

۵-۱- تاثیر پارامترهای m_i و GSI بر N_{σ}^D

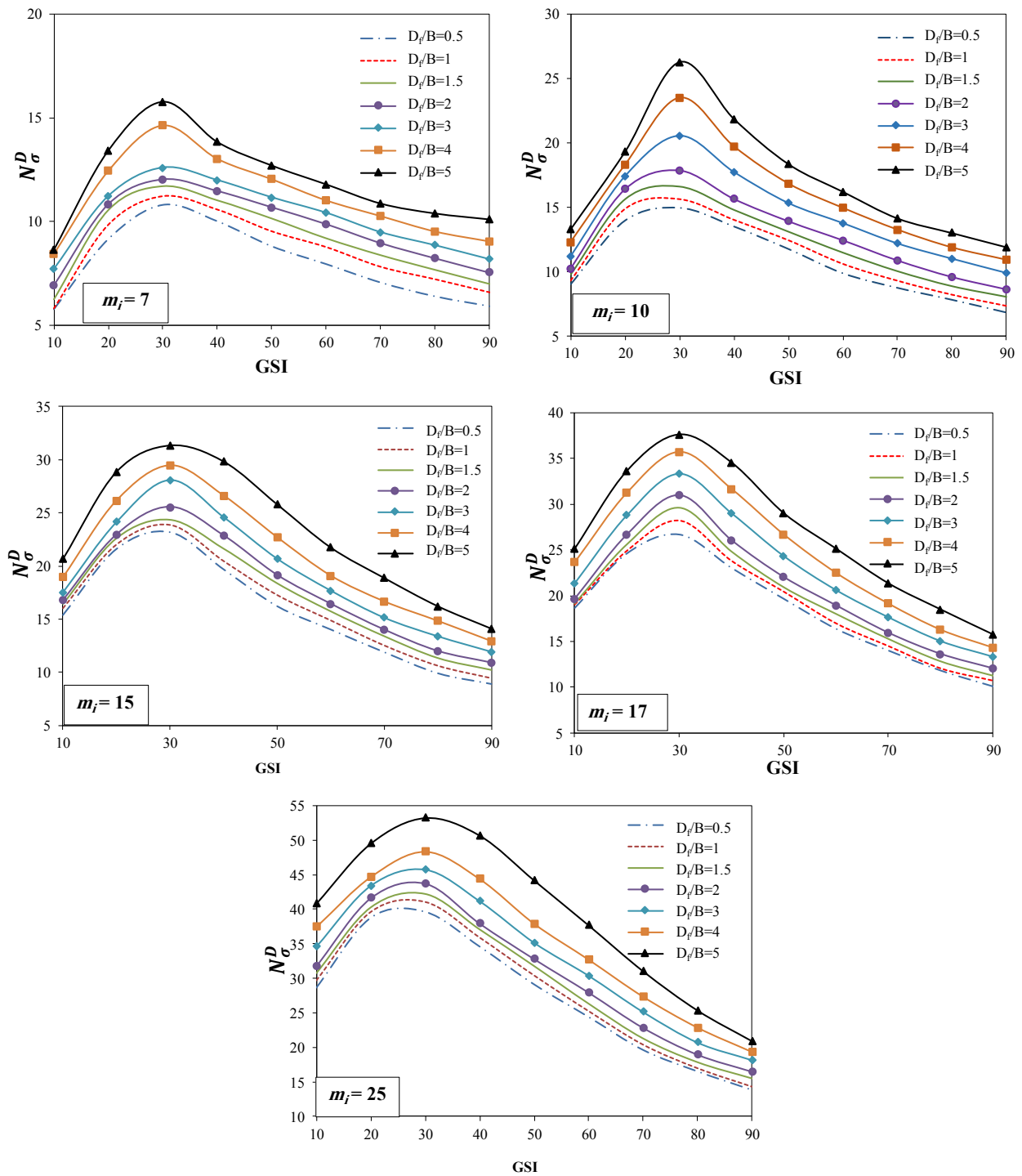
با فرض $\sigma_{ci} = 10$ MPa و $D = 0$ ، نحوه تغییرات N_{σ}^D به ازای مقادیر مختلف GSI در شکل ۱۰ نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، با افزایش GSI از ۱۰ تا ۳۰ مقدار N_{σ}^D افزایش، و از ۳۰ تا ۹۰ کاهش می‌یابد. نتیجه مشابهی توسط محققین قبلی هم گزارش شده است [۱۱، ۹، ۸، ۳-۱]. در یک GSI ثابت، با افزایش مقادیر D_f/B ، مقدار N_{σ}^D نیز افزایش می‌یابد. همچنین با افزایش m_i نیز مقدار N_{σ}^D بیشتر می‌شود.

۵-۲- تاثیر فاکتور بهم خوردگی D بر N_{σ}^D

تاثیر فاکتور بهم خوردگی D بر N_{σ}^D در شکل ۱۱ نشان داده شده است. فرض شده که $\sigma_{ci} = 10$ MPa و $m_i = 15$ باشد. همانطور که مشاهده می‌شود با افزایش D، مقدار N_{σ}^D کاهش می‌یابد. این کاهش برای توده سنگ‌های با GSI کم با نرخ بیشتری رخ می‌دهد. در حالت $10 = GSI$ ، با افزایش D از صفر تا ۰/۶، مقدار N_{σ}^D حدود ۶۱٪ کاهش می‌یابد. اما با افزایش GSI ، نرخ کاهش N_{σ}^D کمتر می‌شود، به طوری که در $90 = GSI$ ، با افزایش D از صفر تا ۰/۶، مقدار کاهش N_{σ}^D حداکثر به ۵ درصد می‌رسد.

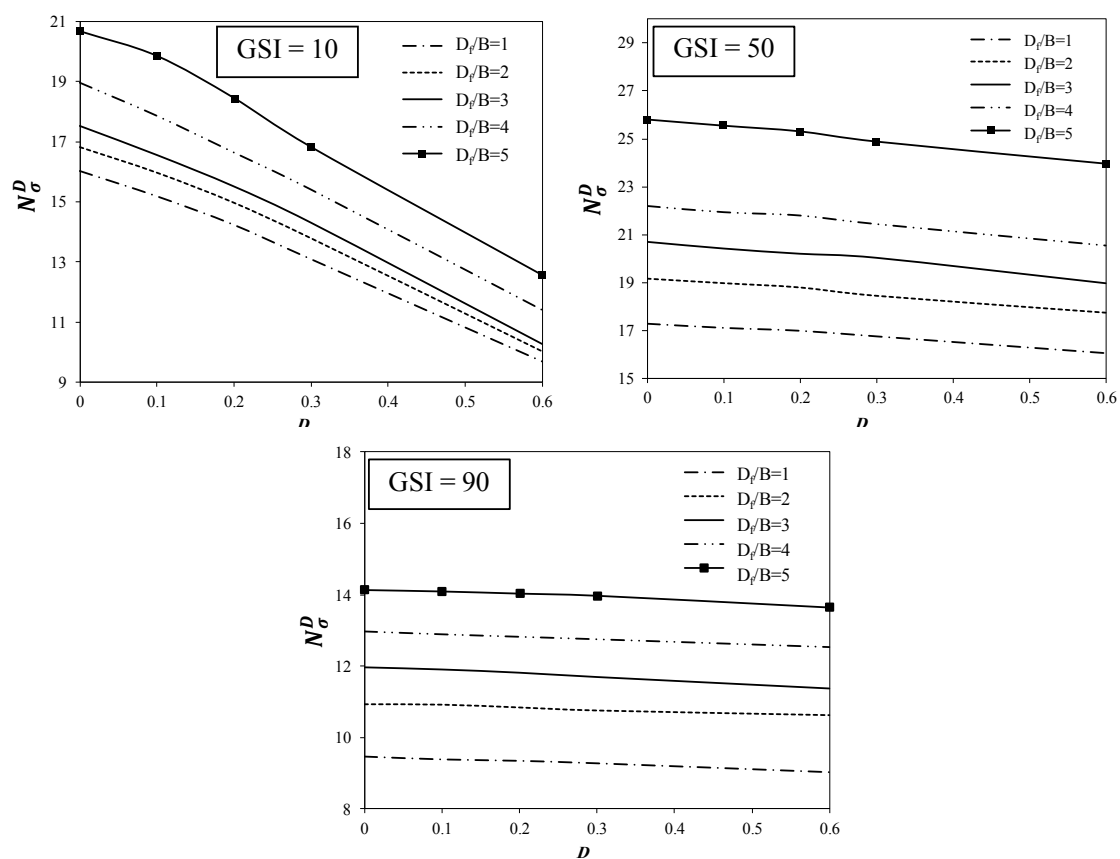
۵-۳- تاثیر مقاومت فشاری تک محوری σ_{ci} بر N_{σ}^D

در شکل ۱۲، منحنی تغییرات N_{σ}^D بر حسب σ_{ci} ، به ازای D_f/B های مختلف و با فرض $D=0$ نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود با افزایش σ_{ci} ، مقدار N_{σ}^D با شیب کمی کاهش می‌یابد. لازم به ذکر است که کاهش N_{σ}^D در اثر افزایش σ_{ci} به معنی کاهش ظرفیت باربری نیست، بلکه با افزایش σ_{ci} ، مطابق رابطه ۱۱، مقدار ظرفیت باربری نهایی همواره



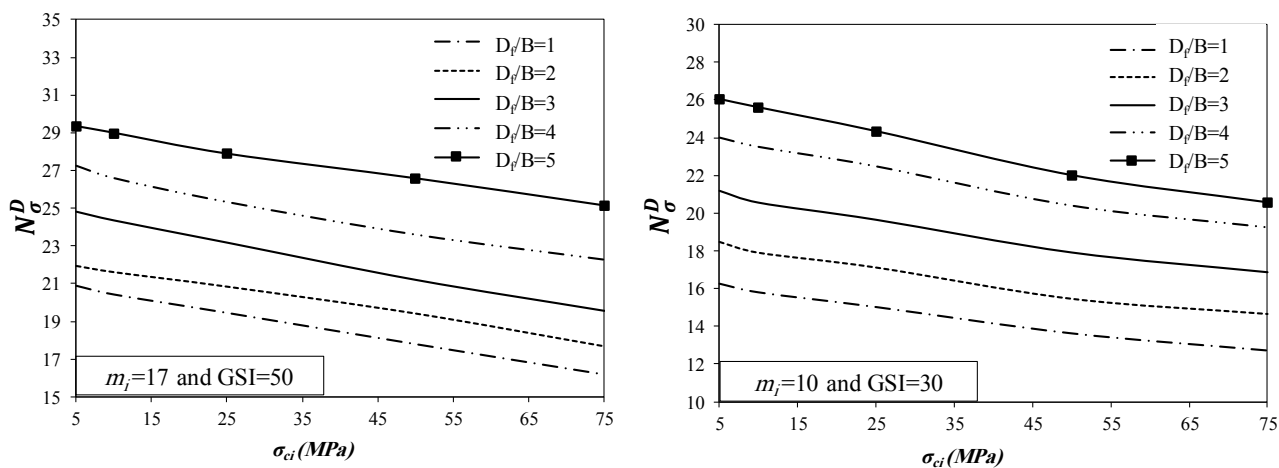
شکل ۱۰. تاثیر مقادیر مختلف m_i و GSI بر N_{σ}^D به ازای D_f/B های مختلف

Fig. 10. Effect of m_i and GSI on N_{σ}^D assuming different values of D_f/B



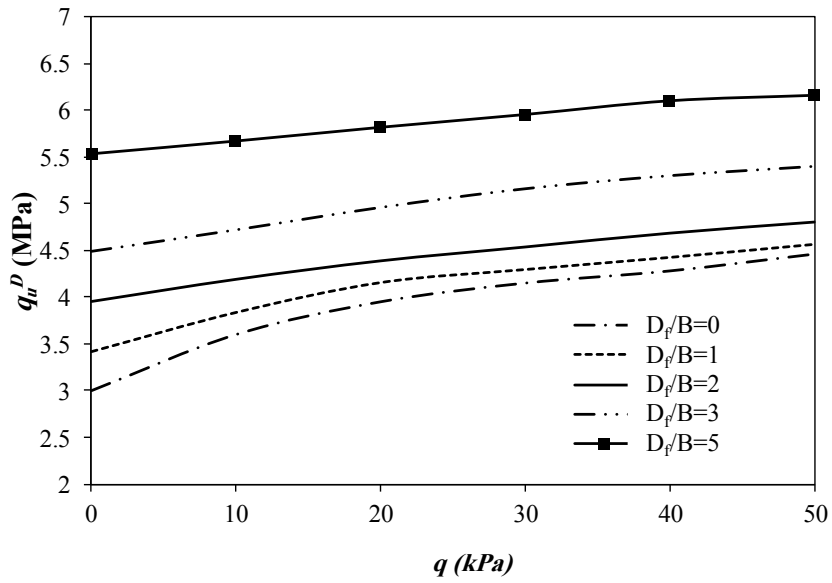
شکل ۱۱. تاثیر مقادیر مختلف D بر N_{σ}^D به ازای D/B و GSI های مختلف

Fig. 11. Effect of D on N_{σ}^D assuming different values of D_f / B and GSI



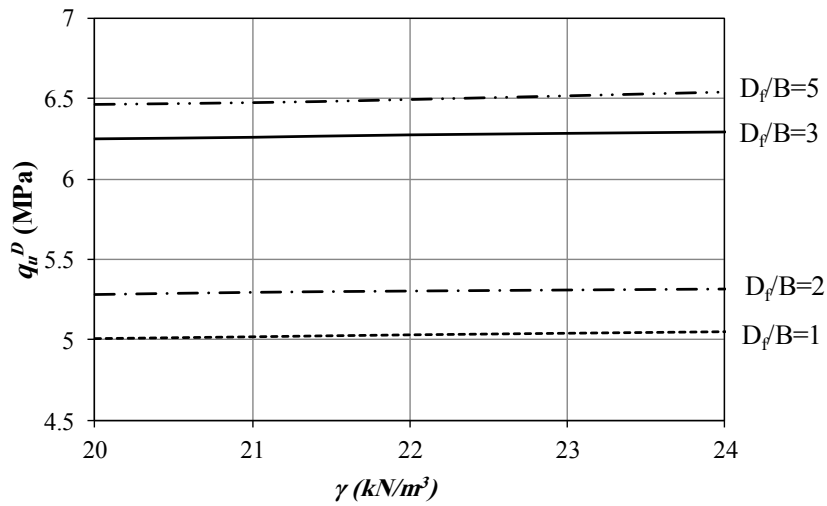
شکل ۱۲. تاثیر مقادیر مختلف σ_{ci} بر N_{σ}^D

Fig. 12. Effect of σ_{ci} on N_{σ}^D



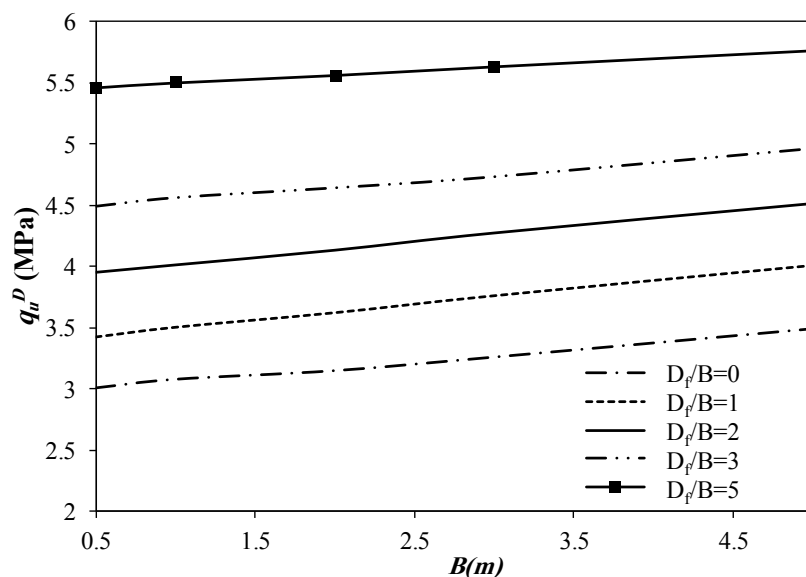
شکل ۱۳. تاثیر مقادیر مختلف q بر q_u^D

Fig. 13. Effect of q on q_u^D



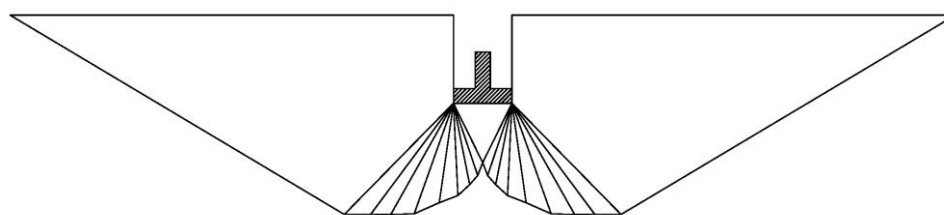
شکل ۱۴. تاثیر مقادیر مختلف γ بر q_u^D

Fig. 14. Effect of γ on q_u^D



شکل ۱۵. تاثیر مقادیر مختلف B بر q_u^D

Fig. 15. Effect of B on q_u^D



شکل ۱۶. شکل نهایی مکانیسم گسیختگی حاصل از بهینه‌سازی

Fig. 16. The final shape of the failure mechanism obtained from optimization

۵-۷- شکل نهایی مکانیسم حاصل از بهینه‌سازی

یکی از مزایای روش تحلیل حدی مرز بالا، ارائه تصویر مکانیسم گسیختگی می‌باشد. در این روش پس از انجام عملیات بهینه‌سازی، همه مجهولات مسئله، شامل زوایای مکانیسم گسیختگی و زوایای اصطکاک داخلی مماسی به دست می‌آیند که در نتیجه می‌توان شکل مکانیسم گسیختگی نهایی را رسم کرد. به عنوان یک نمونه، با فرض توده سنگی با مشخصات $m_1 = 10$ ، $GSI = 90$ ، $D = 0$ ، $\sigma_{ci} = 10$ MPa و $\nu = 1/5$ ، D_f/B شکل نهایی مکانیسم گسیختگی بعد از انجام عملیات بهینه‌سازی، مطابق شکل ۱۶ است.

۵-۸- جدول طراحی برای استفاده در مسائل عملی

به منظور استفاده در مسائل عملی مهندسی، در جدول ۱ مقادیر N_σ^D به ازای ویژگی‌های مختلف توده سنگ و برای عمق مدفون‌های مختلف با استفاده از روش معادل‌سازی چندخطی ارائه شده که در مقاله حاضر، آورده شده است. با قرار دادن هر یک از این مقادیر در رابطه ۱۱، ظرفیت باربری نهایی مربوطه را می‌توان به سادگی محاسبه کرد.

۶- نتیجه‌گیری

در این تحقیق با استفاده از روش تحلیل حدی مرز بالا، به بررسی

جدول ۱. مقادیر N_{σ}^D با فرض $D = 0$ و $\sigma_{ci} = 10 \text{ MPa}$

Table 1. N_{σ}^D Values assuming $D = 0$ and $\sigma_{ci} = 10 \text{ MPa}$

D_f/B	m_i	GSI								
		۱۰	۲۰	۳۰	۴۰	۵۰	۶۰	۷۰	۸۰	۹۰
۰/۵	۷	۵/۷۷۱	۹/۱۶۲	۱۰/۸۱۳	۱۰/۰۲۱	۸/۸۱۱	۷/۹۵۳	۶/۹۳۳	۶/۳۹۱	۵/۹۱۴
	۱۰	۹/۵۱۱	۱۳/۹۷۴	۱۴/۹۶۳	۱۳/۵۰۹	۱۱/۹۶۰	۹/۸۷۲	۸/۷۴۱	۷/۸۱۳	۶/۸۲۳
	۱۵	۱۵/۴۰۲	۲۱/۶۳۱	۲۳/۲۱۰	۱۹/۷۰۴	۱۶/۲۲۱	۱۴/۰۲۶	۱۱/۸۸۶	۹/۹۰۱	۸/۸۹۲
	۱۷	۱۸/۶۴۲	۲۴/۵۸۹	۲۶/۶۴۱	۲۲/۹۹۸	۱۹/۶۳۴	۱۶/۳۶۶	۱۴/۰۰۳	۱۱/۵۶۵	۱۰/۰۹۹
	۲۵	۲۸/۶۲۲	۳۸/۷۶۱	۳۹/۶۱۳	۳۴/۵۶۸	۲۹/۰۸۱	۲۴/۳۶۱	۱۹/۵۷۵	۱۶/۱۲۴	۱۳/۷۶۶
۱	۷	۵/۸۰۹	۹/۸۳۹	۱۱/۲۱۱	۱۰/۵۶۶	۹/۵۲۳	۸/۷۶۳	۷/۸۰۹	۷/۲۰۷	۶/۵۸۶
	۱۰	۹/۶۱۰	۱۴/۸۷۱	۱۵/۸۱۹	۱۴/۰۲۳	۱۲/۴۴۳	۱۰/۶۰۹	۹/۳۱۱	۸/۲۳۱	۷/۱۶۲
	۱۵	۱۶/۰۲۳	۲۲/۴۷۶	۲۳/۸۳۲	۲۰/۴۴۲	۱۷/۲۶۱	۱۴/۸۸۷	۱۲/۵۳۲	۱۰/۶۳۶	۹/۴۶۵
	۱۷	۱۹/۰۲۲	۲۴/۸۸۴	۲۸/۱۵۹	۲۳/۷۷۲	۲۰/۴۱۱	۱۶/۹۶۳	۱۴/۴۸۶	۱۱/۸۸۲	۱۰/۲۹۳
	۲۵	۲۹/۶۶۲	۳۹/۵۶۲	۴۰/۹۸۸	۳۵/۸۳۱	۳۰/۳۶۱	۲۵/۲۱۳	۲۰/۳۶۳	۱۶/۹۵۵	۱۴/۲۹۶
۱/۵	۷	۶/۲۲۹	۱۰/۵۴۲	۱۱/۶۹۴	۱۱/۰۱۱	۱۰/۱۳۲	۹/۳۲۲	۸/۳۱۰	۷/۶۵۱	۶/۸۸۲
	۱۰	۹/۸۹۶	۱۵/۶۴۳	۱۶/۶۲۹	۱۴/۸۱۹	۱۳/۱۱۹	۱۱/۴۷۷	۱۰/۰۳۱	۸/۸۶۲	۷/۷۲۸
	۱۵	۱۶/۳۹۷	۲۲/۵۸۲	۲۴/۳۱۶	۲۱/۶۰۱	۱۸/۳۴۳	۱۵/۷۰۲	۱۳/۳۶۱	۱۱/۳۰۴	۱۰/۱۸۲
	۱۷	۱۹/۱۱۶	۲۵/۰۲۳	۲۹/۵۷۴	۲۴/۶۴۱	۲۰/۸۸۱	۱۷/۶۳۳	۱۵/۳۲۶	۱۲/۷۹۲	۱۱/۰۲۳
	۲۵	۳۰/۷۳۴	۴۰/۲۲۶	۴۲/۱۵۶	۳۷/۰۲۳	۳۱/۷۳۳	۲۶/۳۱۳	۲۱/۲۹۱	۱۷/۸۶۶	۱۵/۸۳۱
۲	۷	۶/۹۴۱	۱۰/۸۲۳	۱۲/۰۲۱	۱۱/۳۶۲	۱۰/۶۸۱	۹/۸۷۲	۸/۹۶۳	۸/۲۲۴	۷/۵۴۲
	۱۰	۹/۹۲۳	۱۶/۷۶۶	۱۷/۸۹۲	۱۵/۶۶۲	۱۳/۹۲۲	۱۲/۴۳۴	۱۰/۸۶۲	۹/۵۷۷	۸/۶۰۱
	۱۵	۱۶/۸۱۶	۲۲/۹۶۲	۲۵/۵۵۶	۲۲/۸۷۶	۱۹/۱۶۱	۱۶/۴۶۳	۱۴/۰۳۳	۱۲/۳۱۴	۱۱/۱۷۲
	۱۷	۱۹/۶۶۲	۲۵/۶۹۸	۳۰/۳۰۲	۲۶/۰۷۱	۲۱/۶۳۴	۱۸/۳۹۲	۱۵/۹۳۲	۱۳/۹۳۱	۱۲/۰۳۱
	۲۵	۳۱/۲۲۴	۴۱/۶۳۱	۴۱/۷۳۱	۳۸/۰۲۳	۳۲/۷۷۹	۲۷/۹۲۷	۲۲/۸۱۲	۱۹/۲۲۳	۱۶/۹۶۸
۳	۷	۷/۷۳۶	۱۱/۲۳۱	۱۲/۵۹۳	۱۱/۸۵۹	۱۱/۱۶۲	۱۰/۴۱۸	۹/۴۸۶	۸/۸۶۱	۸/۱۹۳
	۱۰	۱۰/۷۵۵	۱۷/۴۲۵	۲۰/۵۴۱	۱۷/۷۲۱	۱۵/۳۳۲	۱۳/۷۸۶	۱۲/۲۱۳	۱۱/۰۲۱	۹/۹۳۰
	۱۵	۱۷/۵۴۰	۲۴/۱۶۲	۲۸/۱۱۶	۲۴/۸۷۱	۲۰/۷۱۲	۱۷/۷۱۶	۱۵/۱۶۳	۱۳/۴۱۶	۱۱/۹۵۱
	۱۷	۲۳/۳۶۱	۲۶/۸۲۱	۳۴/۳۴۱	۲۹/۳۴۱	۲۴/۳۲۷	۲۰/۶۱۸	۱۷/۶۴۱	۱۵/۲۱۹	۱۳/۳۳۱
	۲۵	۳۴/۵۷۳	۴۳/۳۷۲	۴۵/۶۹۲	۴۱/۱۲۴	۳۵/۱۲۴	۳۰/۳۶۶	۲۵/۱۲۴	۲۰/۷۰۲	۱۸/۱۶۳
۴	۷	۸/۴۳۶	۱۲/۴۵۱	۱۴/۶۵۸	۱۳/۰۳۲	۱۲/۰۴۵	۱۱/۰۲۰	۱۰/۲۶۱	۹/۵۱۲	۹/۱۴۴
	۱۰	۱۲/۳۲۲	۱۸/۳۱۶	۲۳/۵۲۱	۱۹/۷۳۳	۱۶/۸۴۹	۱۴/۹۵۹	۱۳/۲۷۷	۱۱/۸۹۲	۱۰/۹۳۱
	۱۵	۱۸/۹۶۶	۲۵/۱۶۱	۲۹/۴۶۹	۲۶/۶۳۶	۲۲/۱۹۳	۱۹/۱۱۶	۱۶/۶۸۵	۱۴/۸۶۲	۱۲/۹۶۱
	۱۷	۲۳/۶۶۹	۳۱/۲۶۱	۳۵/۷۱۸	۳۱/۶۶۱	۲۶/۶۹۱	۲۲/۵۰۴	۱۸/۹۵۹	۱۶/۳۱۳	۱۳/۹۷۹
	۲۵	۳۷/۴۲۸	۴۴/۶۷۲	۴۸/۳۳۷	۴۴/۳۶۵	۳۷/۱۱۳	۳۲/۶۹۲	۲۷/۳۲۱	۲۲/۸۴۱	۱۸/۸۶۲
۵	۷	۸/۶۴۱	۱۳/۴۲۲	۱۵/۷۸۳	۱۳/۸۴۲	۱۲/۷۰۶	۱۱/۷۹۶	۱۰/۸۶۹	۱۰/۳۹۱	۱۰/۱۰۳
	۱۰	۱۲/۹۱۷	۱۹/۳۲۴	۲۵/۶۲۳	۲۱/۸۵۴	۱۸/۳۶۶	۱۶/۲۲۱	۱۴/۱۶۲	۱۳/۰۳۷	۱۱/۹۳۱
	۱۵	۲۰/۶۸۲	۲۸/۸۹۱	۳۱/۳۷۲	۲۹/۸۶۲	۲۵/۸۲۸	۲۱/۷۶۳	۱۸/۸۸۶	۱۶/۲۳۱	۱۴/۱۲۲
	۱۷	۲۵/۱۲۴	۳۳/۶۲۲	۳۷/۵۸۲	۳۴/۵۱۲	۲۸/۹۸۳	۲۴/۰۳۳	۲۰/۰۲۷	۱۷/۴۷۲	۱۴/۷۴۹
	۲۵	۴۰/۸۰۶	۴۹/۵۱۳	۵۳/۲۱۲	۵۱/۳۸۱	۴۴/۱۶۲	۳۷/۶۶۳	۳۱/۰۲۶	۲۵/۹۲۳	۲۰/۶۰۸

خطوط گسیختگی در ترازهای بالاتر از کف پی امری ضروری می‌باشد که موجب افزایش ظرفیت باربری نسبت به حالت جایگزینی عمق مدفون با سربار معادل خواهد شد. در صورت جایگزینی عمق مدفون با سربار معادل در توده‌سنگ‌ها و به ویژه توده‌های با m_1 و GSI بالا، ظرفیت باربری کمتر از مقدار واقعی به دست می‌آید که نهایتاً سبب طرح غیراقتصادی پی می‌شود. همچنین از بین پارامترهای مختلف اثرگذار بر ضریب ظرفیت باربری توده‌سنگ‌ها N_σ^D بیشترین تاثیر در GSI، m_1 و D دیده می‌شود. اما پارامتر σ_{ci} تاثیر کمتری دارد. همچنین پارامترهای q ، γ و B تاثیر چندانی بر q_u^D ندارند.

تاثیر روش‌های مختلف به کارگیری معیار هوک و براون در تعیین ظرفیت باربری توده‌سنگ‌ها با در نظر گرفتن عمق مدفون پی پرداخته شد و یکی از دقیق‌ترین روش‌ها برای تعیین ظرفیت باربری توده‌سنگ‌ها که امکان در نظر گرفتن عمق مدفون و همچنین استفاده از روش معادل‌سازی چندخطی را دارد، ارائه شد. نتایج به دست آمده از این تحقیق نشان از تاثیر مهم نحوه معادل‌سازی خطی رفتار توده‌سنگ بر ظرفیت باربری دارد. مطابق نتایج به دست آمده روش معادل‌سازی چندخطی می‌تواند نتایج به دست آمده برای ظرفیت باربری توده‌سنگ را نسبت به روش یک خطی به میزان قابل توجهی بهبود بخشد. همچنین نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که به دلیل زیاد بودن مقاومت فشاری تک محوری سنگ‌ها، در نظر گرفتن توسعه یافتگی

پیوست: مشخصات هندسی و معادلات مربوط به حالت معادل‌سازی چندخطی معیار هوک و براون

(الف) طول خطوط ناپیوستگی سرعت و مساحت گوه‌ها

$$l_i = \frac{B}{2 \cos \theta} \prod_{j=1}^{i-1} \frac{\sin(\beta_j)}{\sin(\alpha_j + \beta_j)}$$

$$d_i = \frac{B}{2 \cos \theta} \cdot \frac{\sin(\alpha_i)}{\sin(\alpha_i + \beta_i)} \prod_{j=1}^{i-1} \frac{\sin(\beta_j)}{\sin(\alpha_j + \beta_j)}$$

$$S_i = \frac{B^2}{2} \cdot \frac{\sin(\alpha_i) \cdot \sin(\beta_i)}{4 \cos^2 \theta \sin(\alpha_i + \beta_i)} \prod_{j=1}^{i-1} \frac{\sin^2(\beta_j)}{\sin^2(\alpha_j + \beta_j)}$$

(ب) ضرایب f_1 تا f_{10}

$$f_1 = c_{0,1} \frac{\cos(\varphi_{01}) \cdot \cos(\beta_1 - \theta - \varphi_1)}{2 \cos \theta \sin(\beta_1 - \varphi_1 - \varphi_{01})}$$

$$f_2 = \frac{\cos(\theta - \varphi_{01})}{2 \cos \theta \sin(\beta_1 - \varphi_1 - \varphi_{01})} \cdot \sum_{i=1}^n c_i \cdot \cos \varphi_i \cdot \frac{\sin \alpha_i}{\sin(\alpha_i + \beta_i)} \cdot \prod_{j=1}^{i-1} \frac{\sin \beta_j \cdot \sin(\alpha_j + \beta_j - \varphi_j - \varphi_{j,j+1})}{\sin(\alpha_j + \beta_j) \cdot \sin(\beta_{j+1} - \varphi_{j+1} - \varphi_{j,j+1})}$$

$$f_3 = \frac{\cos(\theta - \varphi_{01})}{2 \cos \theta \sin(\beta_1 - \varphi_1 - \varphi_{01})} \cdot \sum_{i=2}^n c_{i,i+1} \cdot \cos \varphi_{i,i+1} \cdot \frac{\sin(\alpha_{i-1} + \beta_{i-1} - \beta_i + \varphi_i - \varphi_{i-1})}{\sin(\alpha_{i-1} + \beta_{i-1} - \varphi_{i-1} - \varphi_{i-1,i})} \cdot \prod_{j=1}^{i-1} \frac{\sin \beta_j}{\sin(\alpha_j + \beta_j)} \cdot \prod_{j=1}^{i-2} \frac{\sin(\alpha_j + \beta_j - \varphi_j - \varphi_{j,j+1})}{\sin(\beta_{j+1} - \varphi_{j+1} - \varphi_{j,j+1})}$$

$$f_4 = \frac{D_f}{B} \frac{\cos(\theta - \varphi_{01})}{\sin(\beta_1 - \varphi_1 - \varphi_{01}) \sin(\alpha_n + \beta_n)} c_n \prod_{j=1}^{n-1} \frac{\sin \beta_j \cdot \sin(\alpha_j + \beta_j - \varphi_j - \varphi_{j,j+1})}{\sin(\alpha_j + \beta_j) \cdot \sin(\beta_{j+1} - \varphi_{j+1} - \varphi_{j,j+1})}$$

$$f_5 = \frac{\tan \theta}{2}$$

$$f_6 = \frac{\cos(\theta - \varphi_{01})}{2 \cos^2 \theta \sin(\beta_1 - \varphi_1 - \varphi_{01})} \sum_{i=1}^n \frac{\sin \alpha_i \cdot \sin \beta_i}{\sin(\alpha_i + \beta_i)} \times \sin(\beta_i - \theta - \sum_{j=1}^{i-1} \alpha_j - \varphi_i) \cdot \prod_{j=1}^{i-1} \frac{\sin^2 \beta_j \cdot \sin(\alpha_j + \beta_j - \varphi_j - \varphi_{j,j+1})}{\sin^2(\alpha_j + \beta_j) \cdot \sin(\beta_{j+1} - \varphi_{j+1} - \varphi_{j,j+1})}$$

$$f_7 = \frac{D_f^2}{B^2} \frac{2 \cos(\theta - \varphi_{01}) \sin(\alpha_n + \beta_n - \frac{\pi}{2})}{\sin(\beta_1 - \varphi_1 - \varphi_{01}) \sin(\alpha_n + \beta_n)} \times \sin(\beta_n - \theta - \sum_{j=1}^{n-1} \alpha_j - \varphi_n) \cdot \prod_{j=1}^{n-1} \frac{\sin(\alpha_j + \beta_j - \varphi_j - \varphi_{j,j+1})}{\sin(\beta_{j+1} - \varphi_{j+1} - \varphi_{j,j+1})}$$

$$f_8 = \frac{D_f}{B} \frac{\cos(\theta - \varphi_{01})}{\cos \theta \sin(\beta_1 - \varphi_1 - \varphi_{01})} \frac{\sin \beta_n}{\sin(\alpha_n + \beta_n)} \times \sin(\beta_n - \theta - \sum_{j=1}^{n-1} \alpha_j - \varphi_n) \cdot \prod_{j=1}^{n-1} \frac{\sin \beta_j \cdot \sin(\alpha_j + \beta_j - \varphi_j - \varphi_{j,j+1})}{\sin(\alpha_j + \beta_j) \cdot \sin(\beta_{j+1} - \varphi_{j+1} - \varphi_{j,j+1})}$$

$$f_9 = \frac{\cos(\theta - \varphi_{01})}{\cos \theta \sin(\beta_1 - \varphi_1 - \varphi_{01})} \cdot \frac{\sin(\beta_n)}{\sin(\alpha_n + \beta_n)} \cdot \sin(\beta_n - \theta - \varphi_n - \sum_{j=1}^{n-1} \alpha_j) \cdot \prod_{j=1}^{n-1} \frac{\sin \beta_j \cdot \sin(\alpha_j + \beta_j - \varphi_j - \varphi_{j,j+1})}{\sin(\alpha_j + \beta_j) \cdot \sin(\beta_{j+1} - \varphi_{j+1} - \varphi_{j,j+1})}$$

$$f_{10} = \frac{D_f}{B} \frac{2 \cos(\theta - \varphi_{01}) \sin(\alpha_n + \beta_n - \frac{\pi}{2})}{\sin(\beta_1 - \varphi_1 - \varphi_{01}) \sin(\alpha_n + \beta_n)} \cdot \sin(\beta_n - \theta - \sum_{j=1}^{n-1} \alpha_j - \varphi_n) \cdot \prod_{j=1}^{n-1} \frac{\sin(\alpha_j + \beta_j - \varphi_j - \varphi_{j,j+1})}{\sin(\beta_{j+1} - \varphi_{j+1} - \varphi_{j,j+1})}$$

forces using modified Hoek–Brown criterion, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 53(1) (2020) 251-268.

[8] S. Shamloo, M. Imani, Upper bound solution for the bearing capacity of two adjacent footings on rock masses, *Computers and Geotechnics*, 129 (2021) 103855.

[9] M. Imani, A. Fahimifar, M. Sharifzadeh, Upper bound solution for the bearing capacity of submerged jointed rock foundations, *Rock mechanics and rock engineering*, 45(4) (2012) 639-646.

[10] M. Imani, A. Fahimifar, M. Sharifzadeh, Effects of Joint Spacing on Static Bearing Capacity of Rock Foundations in the case of Punching Failure, *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 46(2) (2015) 91-100, (in Persian).

[11] M. Mansouri, M. Imani, A. Fahimifar, Ultimate bearing capacity of rock masses under square and rectangular footings, *Computers and Geotechnics*, 111 (2019) 1-9.

[12] H. AlKhafaji, M. Imani, A. Fahimifar, Three-Dimensional Bearing Capacity Analysis of Rock Foundations Subjected to Complicated Loadings, Case Study: Shafaroud Dam, *AUT Journal of Civil Engineering*, (2020).

[13] E. Hoek, C. Carranza-Torres, B. Corkum, Hoek-Brown failure criterion-2002 edition, *Proceedings of NARMS-Tac*, 1(1) (2002) 267-273.

[14] W.-F. Chen, *Limit analysis and soil plasticity*, Elsevier, 2013.

منابع

[1] X.-L. Yang, J.-H. Yin, Upper bound solution for ultimate bearing capacity with a modified Hoek–Brown failure criterion, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 42(4) (2005) 550-560.

[2] X.-L. Yang, Seismic bearing capacity of a strip footing on rock slopes, *Canadian Geotechnical Journal*, 46(8) (2009) 943-954.

[3] M. Imani, R. Aali, Effects of Embedment Depth of Foundations on Ultimate Bearing Capacity of Rock Masses, *Geotechnical and Geological Engineering*, 38(6) (2020) 6511-6528.

[4] Z. Saada, S. Maghous, D. Garnier, Bearing capacity of shallow foundations on rocks obeying a modified Hoek–Brown failure criterion, *Computers and Geotechnics*, 35(2) (2008) 144-154.

[5] Z. Saada, S. Maghous, D. Garnier, Seismic bearing capacity of shallow foundations near rock slopes using the generalized Hoek–Brown criterion, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 35(6) (2011) 724-748.

[6] N. Mao, T. Al-Bittar, A.-H. Soubra, Probabilistic analysis and design of strip foundations resting on rocks obeying Hoek–Brown failure criterion, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 49 (2012) 45-58.

[7] H. AlKhafaji, M. Imani, A. Fahimifar, Ultimate bearing capacity of rock mass foundations subjected to seepage

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

S. Shamloo, M. Imani, The Effect of Linearization of Hoek-Brown Criterion on the Bearing Capacity of Rock Masses using the Upper Bound Method of Limit Analysis, Amirkabir J. Civil Eng., 54(4) (2022) 1341-1360.

DOI: [10.22060/ceej.2021.19427.7170](https://doi.org/10.22060/ceej.2021.19427.7170)



