

Polar Graphs Presentation of Deformation Modulus in Anisotropic Blocky Rock Masses using Joint Stiffness Matrix

Omid Ahrami¹, Hossein Javaheri Koupaei^{2*}, Kaveh Ahangari³

1. PhD candidate, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran, omid.ahrami@gmail.com.
2. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran, h-javaheri@srbiau.ac.ir.
3. Professor, Department of Mining Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran, ahangari@srbiau.ac.ir.

Received: 2023/10/18 - Accepted: 2024/05/07

Abstract

The anisotropy in the deformational behavior of blocky rock masses has been comprehensively investigated. Uniaxial deformation modulus was selected as the key parameter. It is generally anisotropic and depends on the loading direction as well as intact rock and joint properties and joint setting. Representative volumes of blocky rock masses were numerically simulated by the discrete element method and loaded uniaxially in various directions. Then the failure mode and the deformation modulus were studied for different loading directions and for various relative joint settings. A new nonlinear stress-dependent stiffness matrix for joints was introduced and used in which surface conditions of the joints in terms of the joint roughness coefficient (JRC) and the intact rock materials in terms of the uniaxial compressive strength (UCS) were considered. The results of the assessments are presented in the form of rose diagrams showing variations of the blocky rock mass deformation modulus that are depend on joints JRC, intact rock UCS, and the rock mass structure in term of relative joint angle. Also, the expected degree of anisotropy for various surface joint conditions and uniaxial compressive strengths of intact rock were introduced. In the geological strength index (GSI) table, results are classified such that by assigning a value to JRC for each class of the joint surface conditions, deformation modulus and degree of anisotropy corresponding to GSI values can be determined.

Keywords

Deformation modulus, Blocky rock mass, Anisotropy, Joint stiffness matrix, Degree of anisotropy.

* Corresponding Author



Highlights

- A new nonlinear stress-dependent relationship for normal and shear stiffness on joints of blocky rock mass was introduced.
- Rose diagrams present variations of the blocky rock mass deformation modulus. Based on intact rock and joint roughness properties, it is possible to estimate the mass deformation modulus with any set of joints for different directions.
- In the GSI chart, results were classified by the GSI classification system such that by assigning a value to JRC for each class of the joint surface conditions, deformation modulus and degree of anisotropy corresponding to a GSI value for a specified blocky rock mass can be determined.
- The degree of anisotropy in the deformation modulus of blocky rock masses, defined as the ratio of the maximum deformation modulus to the minimum deformation modulus, was deduced as $1.6 \leq RE \leq 2.3$ with an average value of 1.88.
- It was revealed that the effect of joint quality and condition on the deformation modulus of the blocky rock mass is more than the UCS of intact rock and about three times.
- It was revealed that the effect of normal stiffness on the rock mass deformation modulus is about twice that of the shear stiffness.
- The results support the idea that a blocky rock mass has a critical failure strain independent of the loading angle (θ) and the direction of the third joint set (α).

1- Introduction

Rock mass deformation modulus is a fundamental parameter in the geomechanics of tunnels, mining, and other geotechnical rock-supported facilities. The mechanical properties of a rock mass as a fractured medium are figured by the intact rock, relative joint-set pattern, geometrical setting of the joints, and their mechanical properties. Joint sets as planar discontinuities impose mechanical properties that are scale- and direction-dependent. Each joint set imposes anisotropy in the direction of its normal vector. When a rock mass is heavily fractured, individual imposed anisotropy by the joints in any direction can be assumed to be evenly distributed so that the rock mass possesses isotropy. Otherwise, even in dimensions more significant than the representative elementary volume (REV), in which the rock mass can be considered as a continuum, its directional dependence will not fade.

The current study examines the anisotropic deformation modulus of blocky rock masses formed by three joint sets, which include two orthogonal joint sets intersected by a third joint set. Discrete element simulations of representative volumes of blocky rock masses have carried this out.

The most important issue influencing the deformational behavior of a rock mass is the stiffness of its fractures and discontinuities. Expressing the stiffness of planar discontinuities by the normal (K_n) and the shear (K_s) Defining these components is one of the most important parts in the evaluation of the stiffness of the rock masses. The closer the definition of these to the real conditions, the better accuracy of the rock mass deformation modulus would be attained. So, efficient relations that can express accurately nonlinear joint behavior are necessary to calculate rock mass deformation modulus. To deal with this, a new inferred nonlinear stress-dependent stiffness matrix for joints has been introduced and used for the simulations. This considers joints' real nonlinear behavior through their basic parameters without requiring multiple tests. As we know, this study is the only one that directly considers the joint basic parameters in the calculation of rock mass modulus, which makes the accuracy and applicability of the results unique.

This study aims to present realistic anisotropic behavior of blocky rock masses by combining numerical simulation and a mathematical-empirical relationship for joint stiffness in a practically applicable manner. The results deal with deformation modulus, failure mechanism, post-failure behavior for different loading directions, and the degree of anisotropy as a summarization. Deformation modulus are presented as rose diagrams showing variations of the blocky rock mass deformation modulus in various directions as a function of solely the rock mass intrinsic parameters. These are the joints JRC, the intact rock UCS, and the rock mass structure relative to the joint angle. These diagrams make it possible to estimate the blocky rock mass deformation modulus in different directions without needing laboratory and in-situ tests or empirical relations. Also, by summarizing the results of the analyses in the GSI table, results were classified such that by assigning a value to JRC for each class of the joint surface conditions, deformation modulus and degree of anisotropy corresponding to a GSI value can be determined.

2- Modeling strategy

To study the state of anisotropy in blocky rock masses, representative volumes of rock masses were simulated by the discrete element method and loaded uniaxially in various directions. The failure mode and deformation modulus were then determined for loading directions and relative joint settings. The modeling includes defining the geometric setting of blocky rock masses and selecting a loading scheme, mechanical constitutive behavior of joints and the intact rock, and representative volume of the rock Masses.

In the current study, blocky rock masses, which include two orthogonal joint sets intersected by a third one, as shown in Fig. 1, are considered. In Fig. 1, joint set 3 forms an angle (α) with the second joint set, and its strike is normal to the strike of the joint set 1. Various rock masses which are formed by values of $\alpha = 5^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ,$ and 90° were examined.

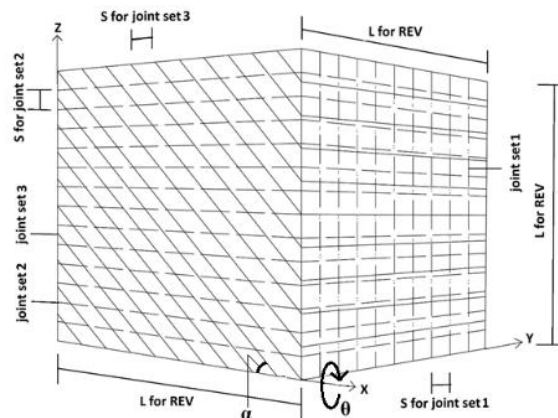


Figure 1. The blocky rock mass with two orthogonal joint sets intersected by a third to form an angle (α).

To evaluate the models' anisotropic behavior, an element with a representative volume of the mass was loaded uniaxially in different directions. This load is normal to a plane with the strike parallel to the 'X' axis, and its direction deviates from the '-Z' axis by θ .

3- Mechanical properties of joints

A general constitutive expression for the deformation of joints can be written as:

$$\begin{pmatrix} \sigma_n \\ \tau_n \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_n & K_{sn} \\ K_{ns} & K_s \end{bmatrix} \begin{pmatrix} U_n \\ U_s \end{pmatrix} \quad (1)$$

σ_n is normal stress, τ_n is shear stress, U_n is normal relative displacement, and U_s is the shear relative displacement of the joint. K_n and K_s are the normal and shear stiffness of the joint,

respectively, and K_{sn} and K_{ns} are the coupling effects of the shear and normal behavior of the joint, which have been neglected in this study.

3-1- Normal stiffness

The normal behavior of a joint can be described by the hyperbolic model proposed by Goodman et al. (1968) and Bandis et al. (1983) as:

$$\sigma_n = \frac{aU_n}{U_{nc} - U_n} \quad (2)$$

U_n is the joint vertical displacement, U_{nc} is the maximum joint vertical displacement, and "a" is an empirical constant. Variable K_n is defined as:

$$K_n = \frac{d\sigma_n}{dU_n} = \frac{a U_{nc}}{(U_{nc} - U_n)^2} \quad (3)$$

Thus, initial joint normal stiffness K_{ni} at $U_n = 0$ is:

$$K_{ni} = \frac{a}{U_{nc}} \quad (4)$$

Substituting Eq. (2) into Eq. (4) produces:

$$K_n = K_{ni} + \frac{\sigma_n^2}{K_{ni} * \left(\frac{\sigma_n U_n}{\sigma_n - K_{ni} U_n}\right)^2} + \frac{2\sigma_n}{\left(\frac{\sigma_n U_n}{\sigma_n - K_{ni} U_n}\right)} \quad (5)$$

Bandis et al. (1983) suggested the initial normal stiffness of joints as:

$$K_{ni} = -7.15 + 1.75 JRC + 0.02 \left[\frac{JCS}{U} \right] \quad (6)$$

JRC is the joint roughness coefficient of the discontinuity surface (Bandis et al. 1983), and JCS is the compressive strength of the joint wall in terms of MPa, which can be equalized by the compressive strength of the intact rock (σ_c). U is the discontinuity aperture (in millimeters) at the beginning of loading. U can be estimated as (Bandis et al. 1983):

$$U = JRC \left[\frac{0.04\sigma_c}{JCS} - 0.02 \right] \quad (7)$$

3-2- Shear stiffness

Relation between the relative shear displacement (U_s) and the shear stress (τ) can be expressed by a hyperbolic function (Duncan et al., 1970; Bandis et al., 1983; Priest, 1993) as:

$$\tau = \left[\frac{1}{K_{si} U_s} + \frac{R_f}{\tau_f} \right]^{-1} \quad (8)$$

where K_{si} is the initial shear stiffness, τ_f is the shear strength of the discontinuity, R_f is the failure ratio ($\frac{\tau_f}{\tau_{ult}}$) and τ_{ult} is the ultimate shear stress. Thus:

$$K_s = \frac{d\tau}{dU_s} = K_{si} \left[1 + \frac{R_f K_{si} U_s}{\tau_f} \right]^{-2} \quad (9)$$

$$U_s = \left[\frac{K_{si}}{\tau} - \frac{R_f K_{si}}{\tau_f} \right]^{-1} \quad (10)$$

At the shear strength of a joint, using $\tau = \tau_f$ and $U_s = U_s^{peak}$ From Eq. (10):

$$R_f = 1 - \frac{\tau_f}{K_{si} U_s^{peak}} \quad (11)$$

Following Barton and Choubey (1977), the shear displacement at peak strength along a joint can

be considered to be 0.01 times the length of the joint or fault block; thus, $U_s^{peak} = 0.01$ And:

$$R_f = 1 - \frac{\tau_f}{0.01K_{si}} \tag{12}$$

Substituting Eqs. (10) and (12) into Eq. (9) gives:

$$K_S = K_{si} \left[1 + \frac{\left(k_{si} - \frac{\tau_f}{0.01} \right) \left(\frac{k_{si}}{\tau} - \frac{k_{si} \left(1 - \frac{\tau_f}{0.01 k_{si}} \right)}{\tau_f} \right)^{-1}}{\tau_f} \right]^{-2} \tag{13}$$

Following Bandis et al. (1983):

$$K_{si} = (-17.19 + 3.86 JRC) (\sigma_n)^{0.783} \tag{14}$$

and following (Barton, 1973; 1976; Barton and Bandis, 1990):

$$\tau_f = \sigma_n \tan \left[JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_b \right] \tag{15}$$

4- Anisotropy in deformation modulus of blocky rock masses

As the deformation modulus is supposed to be a function of joints and intact rock characteristics as well as the direction, blocky rock masses were classified based on the joints condition by JRC as ($0 < JRC < 4$, $4 < JRC < 8$, $8 < JRC < 12$, $12 < JRC < 16$, $16 < JRC < 20$) and, the UCS of the intact rock as ($\sigma_{ci} < 25$ MPa, $25 < \sigma_{ci} < 50$ MPa, $50 < \sigma_{ci} < 100$ MPa, $100 < \sigma_{ci} < 250$ MPa). The deformation modulus of each group is calculated for different α directions. The results of these calculations are presented in a polar coordinate system. In this system, angle θ (defined in Figure 1) is in the positive trigonometric direction from 0° to 90° , and the value of the deformation modulus is measured in the radial direction from the center. In these drawings, the deformation modulus is in GPa.

Fig. 2 shows parts of the results. In this figure, each curve corresponds to a specific value of α . By knowing the rock mass structure (α), joint conditions (based on JRC), and intact rock materials (represented by σ_{ci}), the deformation modulus of the rock mass can be extracted from the curves for different loading directions.

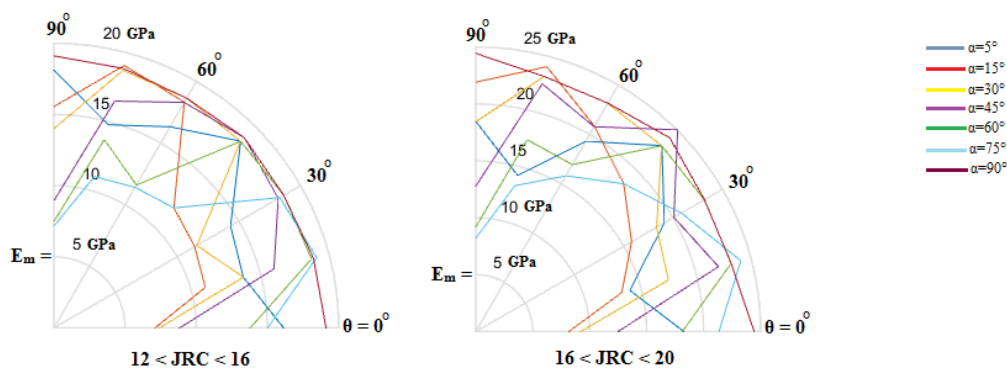


Figure 2. Deformation modulus of blocky rock masses for ($\sigma_{ci} < 25$).

5- Conclusion

A systematic investigation of anisotropy in the deformation behavior of blocky rock masses is carried out using discrete element simulations. The rock mass includes two orthogonal joint sets intersected by a third one. Joint set 3 forms a varied angle with the second joint set, and its strike is normal to the strike of joint set 1. An element with a representative mass volume was loaded uniaxially in different directions.

New nonlinear stress-dependent relations for normal and shear stiffness of joints were introduced and used in simulations. JRC and intact rock UCS are independent variables of these relations. Joint normal and shear stiffness coefficients are essential in controlling the overall deformation behavior of the rock mass. The effect of normal stiffness on the rock mass deformation modulus was found to be about twice that of the shear stiffness. It was also found that in the evaluation of the deformation modulus, the relative importance of the quality and condition of the joints is much greater than the UCS of the intact rock.

Numerical investigations indicated that a mass with $L/S \geq 10$ can be assumed as REV for a blocky rock mass in evaluating the deformation modulus and failure modes.

Deformation modulus, failure mode, and post-failure behavior of the blocky rock masses were evaluated for various relative loading and joint angles. The degree of anisotropy for deformation modulus, which anisotropy index RE represents, was deduced as $1.6 \leq RE \leq 2.3$ with an average value of 1.88 in blocky rock masses.

When the mode of failure of a blocky rock mass is "slipping on the joints," the yield strain is about 0.2 to 0.4. This is independent of the loading angle and the direction of the third joint set.

Calculations results are presented in the form of polar curves of variation of the blocky rock mass deformation modulus that depend on the joints JRC, the intact rock UCS, and the rock mass structure in terms of relative joint angle. These curves make it possible to estimate the blocky rock mass deformation modulus in different directions without needing laboratory and in-situ tests or empirical relations.

In the GSI table, results were classified so that a value for JRC for each class of the joint surface conditions, deformation modulus, and degree of anisotropy corresponding to GSI values can be determined.

References

- Amadei, B., Savage, W.Z., 1993, Effect of joints on rock mass strength and deformability, Comprehensive rock Engineering- Principle, practice, and projects. Ed: J. A. Hudson, Pergamon, Oxford, UK., 1, p. 331- 365.
- Agharazi, A., Derek Martin, C., Tannant, D., 2012, A three-dimensional equivalent continuum constitutive model for jointed rock masses containing up to three random joint sets, Geomechanics and Geoengineering: An International Journal, Vol. 7, No. 4, 227–238.
- Barton, N.R., 1973, Review of a new shear strength criterion for rock joints, Eng. Geol. 7, 287-332.
- Barton, N.R., 1976, The shear strength of rock and rock joints, Int. J. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 13(10), 1-24.
- Barton, N., Choubey, V., 1977, The shear strength of rock joints in theory and practice, rock mechanics and rock engineering. 10, p. 1-54.
- Bieniawski, Z.T., 1978, Determining rock mass deformability- experience from case histories, Int. J. Rock Mech. Min Sic, Geomech. Abstr., p.15.
- Bandis, S C., Lumsden, A.C., and Barton, N R., 1983, Fundamentals of rock joint deformation, Int. J. Rock Mech. Min sci. & Geomech. Abstr., 20, p. 249-268.
- Barton, N.R., Bandis, S.C., 1990, Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice, In Rock joints, proc. int. symp. on rock joints, Loen, Norway, (eds N. Barton and O. Stephansson), 603-610. Rotterdam: Balkema.
- Bidgoli, M.N., Zhao, Z.H., Jing, L.R., 2013, Numerical evaluation of strength and deformability of

- fractured rock, *J. Rock Mech. Gotech. Eng.*, 5, p.419-30.
- Cundall, P.A., 1971, A computer model for simulating progressive large scale movements in blocking rock systems, in proceedings of the symposium of the international society for rock mechanics, France. 8, p. 1-71.
- Cundall, PA., 1988, Formulation of a three dimensional distinct element model, Part I. A scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 25(3), 107–16.
- Carvalho, J., 2004, Estimation of rock mass modulus, Personal Communication.
- Deere, D. U. and Miller, R.P. (1966), Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock, Tech. Rep. No. AFWL-TR-65-116, Air Force Weapons Lab, Kirtland Air Base, New Mexico.
- Duncan, J.M., Chang, C.Y., 1970, Non- Linear analysis of stress and strain in soil, *J. Soil Mech. Found. Dir. ASCE.*, 96, p. 1629-1655.
- Goodman, R.E., Taylor and Brekke, T.L., 1968, A model for mechanics of jointed rock, *J. Soil Mech. Found. ASCE.* 96, p. 637-659.
- Gerrard, C.M., 1991, The equivalent elastic properties of simplified and jointed rock masses, *Proc.Int. Conf. on Computer Meth. and Advances in Geomech.*, Cairns, Eds: G. Beer. J. R. Brooker & J. P. Carter, Balkema, Rotterdam, 333-337.
- Gokceoglu, C., Sonmez, H., and Kayabasi, A., 2003, Predicting the deformation moduli of rock mass, *Int. J. Rock Mech. Min Sci.* 40, p. 701-710.
- Heuze, F. E., 1980, scale effects in the determination of rock mass strength and deformability, *Rock Mech.*, 12, 167-192.
- Hoek, H., Brown, E.T., 1997, Practical estimates of rock mass strength, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 34, p. 1165-1186.
- Hoek, E., Diederichs, M.S., 2006, Empirical estimation of rock mass modulus, *Int. J. Rock Mech. Min Sci.*, 43, p. 203-215.
- Jaeger, J.C., Cook, N.G.W., & Zimmerman, R.W., 2007, *Fundamentals of mechanics*, Oxford, Blackwell Publishing Ltd.
- Ivars, D.M., Pierce, M.E., & Darcel, C., et al., 2011, The synthetic rock mass approach for jointed rock mass modelling, *Int. J. Rock Mech. Min Sci.*, 48, p. 219-44.
- Kulhawy, F.H., 1978, Geomechanical model for rock foundation settlement, *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, 104, p. 211-227.
- Kulatilake, P.H.S.W., Wang, S., et al., 1993, Effect of finite- size joints on the deformability of jointed rock in 3-dimensions, *Int. J. Rock Mech. Min Sci.*, England. 30, p. 479-501.
- Khani, A., Baghbanan, A., Norouzi, A., & Hashemolhosseini, H., 2013, Effects of fracture geometry and stress on the strength of fractured rock mass, *Int. J. Rock Mech. Min Sci.*, 60, p. 345-52.
- Min, K.B., Jing, L., 2003, Numerical determination of the equivalent elastic compliance tensor for fractured rock masses using the distinct element method, *Int. J. Rock Mech. Min Sci.*, 40, p. 795- 816.
- Oda, M., 1988, An experimental study of the elasticity of mylonite rock with random cracks, *Int. J.*

- Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 25, 59-69.
- Priest, S.D., 1993, Discontinuity analysis for rock engineering, Chapman & Hall.
- Robertson, A., (1970), The interpretation of geologic factors for use in slope theory, Proc. Symp. on the Theoretical Background to the Planning of Open Pit Mines, Johannesburg, South Africa, 55-71.
- Singh, B. 1973, Continuum characterization of jointed rock masses, Part 1- the constitutive equations: Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 10, p. 311-335.
- Serafim, J.L., Pereira, J.P., 1983, Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski, Proc. Int. Symp. Eng. Geol. under- ground, Construction. Lisbon. 1, p. 33-44.
- Sonmez, H., Gokceoglu, C., & Ulusay, R., 2004, Indirect determination of the modulus of deformation of rock mass based on the GSI system, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 1, p. 849-57.
- Wu, Q., Kulatilake, P.H.S.W., 2012, REV and its properties on fracture system and mechanical properties and orthotropic constitutive model for a jointed rock mass in a dam site in China, Comput. Geotech., 43, p. 124-42.
- Yang, Z.Y., Chen, J.M., & Huang, T.H., 1998, Effect of joint sets on the strength and deformation of rock mass models, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 35, p. 75-84.



مقاله علمی پژوهشی

ارائه گراف‌های قطبی مدول تغییر شکل پذیری در توده‌های سنگی بلوکی ناهمسان با استفاده از ماتریس سختی درزه

امید احرامی^۱، حسین جواهری کوبایی^{۲*}، کاوه آهنگری^۳

۱. کاندیدای دکتری تخصصی ژئوتکنیک، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات، تهران، ایران، omid.ahrami@gmail.com

۲. استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات، تهران، ایران، h-javaheri@srbiau.ac.ir

۳. استاد، گروه مهندسی معدن، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات، تهران، ایران، ahangari@srbiau.ac.ir

دریافت: ۱۴۰۲/۰۷/۲۶ - پذیرش: ۱۴۰۳/۲/۱۸

چکیده

مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ یک پارامتر مهم ورودی در تجزیه و تحلیل رفتار توده‌های سنگی در پروژه‌های ژئوتکنیکی می‌باشد. بررسی‌ها نشان می‌دهد که مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ در گرو ناهمسان‌گردی و پارامترهای سنگ بکر و درزه‌ها است. بر اساس بررسی‌ها، پارامترهای سختی نرمال و برشی درزه‌ها، بیشترین تاثیر را روی تغییر شکل پذیری درزه‌ها و در نتیجه تغییر شکل پذیری توده سنگ دارد که در این میان اثر سختی نرمال بیشتر از اثر سختی برشی می‌باشد. این مطالعه با تلفیق یک شبیه‌سازی عددی برای توده سنگ و روابط ریاضی برای درزه‌ها، رفتار غیرخطی درزه‌ها را به طور مستقیم از طریق پارامترهای سختی درزه‌ها در نظر گرفته و به بررسی اثرات آن‌ها بر روی تغییر شکل پذیری توده سنگ پرداخته است. این روش از طریق شبیه‌سازی یک المان حجم نمونه از توده سنگ در فضای المان گسسته با استفاده از یک ماتریس سختی غیرخطی وابسته به تنش برای درزه‌ها و سختی خطی برای سنگ بکر قادر به ارائه اثرات ناهمسان‌گردی و درجه ناهمسان‌گردی تغییر شکل پذیری و همچنین مکانیزم‌های شکست و نیز رفتارهای بعد از گسیختگی در توده سنگ بلوکی در راستاهای مختلف بارگذاری می‌باشد. گراف‌های قطبی ارایه شده در این روش مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ بلوکی ناهمسان را متناظر با ضریب زبری درزه (JRC) و مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ بکر (UCS) در جهات مختلف بارگذاری بدون استفاده از روش‌های آزمایشگاهی و برجا و روابط تجربی و همچنین حذف اثر مقیاس تعیین می‌کند. نتایج حاصل از این تحقیق به گونه‌ای طبقه‌بندی شده است که در جدول شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI) در ردیف توده‌های سنگ بلوکی با اختصاص یک مقدار به JRC در هر یک از ستون‌های مربوط به شرایط سطحی درزه‌ها، به راحتی می‌توان مقادیر مدول تغییر شکل پذیری و درجه ناهمسان‌گردی را برای GSI متناظر با ضریب زبری درزه‌ها تعیین کرد.

کلمات کلیدی

مدول تغییر شکل پذیری، توده‌سنگ بلوکی، ناهمسان‌گردی، ماتریس سختی درزه، درجه ناهمسان‌گردی.

۱- مقدمه

همچنین این روش‌ها اغلب بیش از حد محافظه‌کارانه و فاقد یک بستر ریاضی برای ایجاد یک مدل رفتاری‌اند.

برای تعیین مدول تغییر شکل پذیری به روش‌های آزمایشگاهی، در پارامترهای مکانیکی به دست آمده از این روش‌ها، مقیاس نمونه سنگ به ندرت نماینده پاسخ مقیاس واقعی زمین است به طوری که نتایج تحقیق نشان می‌دهد خواص مکانیکی توده سنگ کاملاً به مقیاس وابسته است و مدول تغییر- شکل پذیری اندازه‌گیری شده برای توده سنگ به صورت برجا در محدوده ۲۰ تا ۶۰ درصدی مدول اندازه‌گیری شده در آزمایشگاه برای سنگ بکر است (هیوز، ۱۹۸۰) [۱۸]. از طرف دیگر آزمایش‌های برجا نیز معمولاً زمان‌بر و از نظر اقتصادی پرهزینه‌اند و تشریح نتایج آن‌ها به دلیل وجود درزه‌های نامشخص و شرایط مرزی غیریقین، دشوار است و اغلب با احتیاط به عنوان نماینده وسعت توده سنگ استفاده می‌شود.

از این‌رو در سال‌های اخیر، توجه بیشتری به روش‌های عددی برای تعیین پارامترهای توده سنگ درزه‌دار شده است. روش‌های عددی به دو دسته کلی، روش‌های پیوسته و ناپیوسته تقسیم‌بندی میشوند، در روش‌های پیوسته اثر ناپیوستگی به صورت ضمنی با استفاده از پارامترهای مکانیکی کوچکتر از معادل آن، مورد توجه قرار می‌گیرد تا به معادل پیوسته آن دست یابد و یا با ایجاد روابط رفتاری بر اساس اصول مکانیک پیوسته سبب ترکیب اثر ناپیوستگی در تجزیه و تحلیل شود (سینگ، ۱۹۷۳؛ آقاراضی و همکاران، ۲۰۱۲) [۲] و [۳۰].

در روش‌های مبتنی بر ناپیوستگی، ناپیوستگی‌های سنگ به یک روش صریح مورد تجزیه و تحلیل قرار می‌گیرند. مانند روش المان مجزا^۲ که به دلیل مزیت آن در تشریح سیستم ژئومتری و روابط رفتاری درزه‌ها و سنگ بکر مورد توجه قرار گرفته است.

روش DEM ابتدا به وسیله کاندال (۱۹۷۱) معرفی و سپس توسط سایر محققان توسعه یافت (لیموز و همکاران، ۱۹۸۵؛ کاندال، ۱۹۸۸) [۱۰ و ۱۱]. مطالعات فراوانی که بر روی رفتار مکانیکی توده سنگ بر مبنای DEM متمرکز شده وجود دارد (کولتیاک و همکاران، ۱۹۹۳؛ مین و جینگ، ۲۰۰۳؛ ایوارس

مدول تغییر شکل پذیری سنگ‌ها در طراحی بسیاری از سازه‌های سنگی مانند پی‌ها، تونل‌های زیرزمینی و معادن استفاده می‌شود. تعیین این ویژگی از جمله مباحث مهم مکانیک سنگ و مهندسی سنگ محسوب می‌شود. وجود ناپیوستگی‌ها در سنگ به عنوان عاملی مهم و تاثیرگذار در مدول تغییر شکل پذیری سنگ است. رفتار یک توده سنگ درزه‌دار به رفتار ناپیوستگی‌های آن وابسته است. وجود درزه‌ها می‌تواند به طور قابل ملاحظه‌ای بر مشخصات مکانیکی توده سنگ مانند؛ مدول تغییر شکل پذیری و مقاومت تاثیر گذارد. الگوی توزیع درزه‌ها و مشخصات آن‌ها همانند شکل ۱ می‌تواند موجب پاسخ غیرهمسان توده سنگ شود و حالات مختلف درزه‌داری را از سنگ بکر تا سنگ به شدت ناپیوسته ایجاد کند، با توجه به اینکه توده سنگ‌ها ویژگی تغییر شکل پذیری وابسته به ناهمسانی از خود نشان می‌دهند، عدم توجه به این موضوع حتی در ابعاد بزرگتر از حجم معرف نمونه^۱ که بتوان محیط توده سنگ را به عنوان یک ساختار پیوسته در نظر گرفت، وابستگی به جهت را در آن از بین نخواهد برد.

در گذشته تلاش‌های قابل توجهی برای توسعه رویه‌هایی به منظور توصیف کردن تغییر شکل پذیری توده سنگ‌های درزه‌دار انجام گرفته است. برای توده‌های سنگی با الگوی ناپیوستگی ساده، برخی روابط تحلیلی مانند روابط سینگ (۱۹۷۳)، جرارد (۱۹۹۱)، اودا (۱۹۸۸) و آمادی و ساویچ (۱۹۹۳)، به منظور ارزیابی مدول تغییر شکل در دسترس است [۱ و ۱۶ و ۲۷ و ۳۰]. نمونه دیگری از این نوع روابط یک مدول پیوسته معادل سه‌بعدی است که کولهاوی (۱۹۷۸) برای یک توده سنگ با سه دسته درزه که رفتار متعامد از خود نشان می‌دهد، ارائه کرد [۲۳]. با این حال، در این روش‌ها استنباط راه‌حل‌های بسته برای سیستم درزه‌های متعدد و مدل‌های پیچیده ساختاری سنگ بکر و درزه اغلب غیرممکن است.

روش‌های تجربی که معمولاً در مهندسی سنگ برای ارزیابی تغییر شکل پذیری توده سنگ اجرا می‌شود، مانند روش‌های بنیادوسکی (۱۹۷۳)، سرافیم و پرییرا (۱۹۸۳)، کوگالگو و همکاران (۲۰۰۳)، کاروالهو (۲۰۰۴)، سونمز (۲۰۰۴)، هوک و دیتریچ، (۲۰۰۶)، توده سنگ را یک محیط همسانگرد پیوسته در نظر گرفته‌اند [۶، ۱۲، ۱۷، ۲۰، ۳۱ و ۳۲].

² Descret Element Method (DEM)

¹ Representative Elementary Volume (REV)

استنباط شده جدید برای درزه‌ها معرفی و برای شبیه‌سازی استفاده شده است. این ماتریس رفتار غیرخطی واقعی درزه‌ها را از طریق پارامترهای اساسی آن‌ها بدون نیاز به آزمایش‌های متعدد در نظر می‌گیرد.

این مطالعه تنها روشی است که به طور مستقیم پارامترهای سختی درزه را در نتایج خود در نظر می‌گیرد. همچنین علاوه بر در نظر گرفتن پارامترهای درزه، پارامترهای مقاومتی و تغییر شکل‌پذیری سنگ دست نخورده مانند (UCS, K, G, c, ϕ) نیز در نتایج گنجانده شده است که دقت نتایج را منحصر به فرد می‌کند.

این مطالعه با ترکیب شبیه‌سازی عددی و روابط ریاضی رفتار واقع‌بینانه‌تری را برای درزه‌ها و توده سنگ ارایه کرده است. همچنین تنها روشی است که تمامی اثرات ناشی از ناهمسانگردی ساختار توده سنگ، شرایط درزه‌ها، نوع مواد سنگ بکر و اثرات مقیاس را به طور همزمان برای بارگذاری در همه جهات در نظر می‌گیرد.

این روش قادر است اثرات و درجه ناهمسانگردی تغییر شکل‌پذیری و مکانیزم‌های شکست و رفتارهای پس از شکست را در جهت‌های مختلف بارگذاری ارایه دهد. همچنین با استفاده از نمودارهای قطبی ارایه شده، مقادیر مدول تغییر شکل‌پذیری توده سنگ بلوکی با توجه به محدوده JRC و UCS آن، به راحتی و بدون استفاده از آزمون‌ها و روابط در جهات مختلف قابل تعیین است.

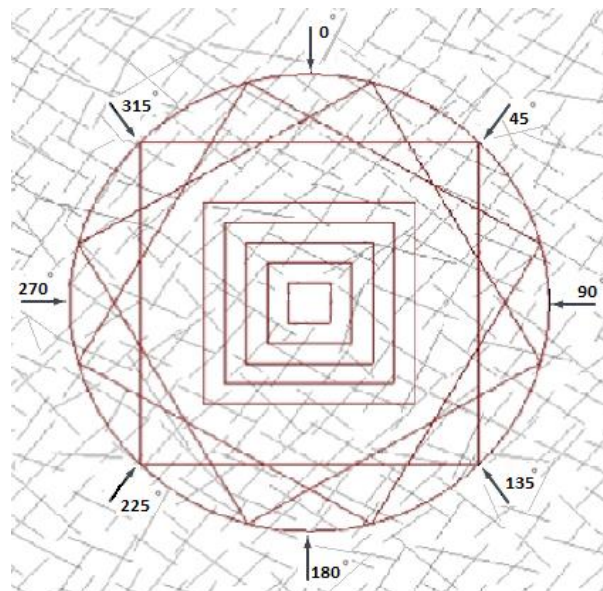
همچنین با استفاده از نتایج گراف‌های قطبی، در جدول GSI نتایج به گونه‌ای طبقه‌بندی شده‌اند که با اختصاص هر مقداری از JRC برای ستون‌های مختلف شرایط سطح درزه‌داری در جدول GSI ، مقدار مدول تغییر شکل‌پذیری و درجه ناهمسانگردی در ردیف توده سنگ بلوکی، متناظر با مقدار GSI آن قابل تعیین است.

۲- روش مدل‌سازی

۲-۱- تئوری ساخت مدل و بارگذاری

برای بررسی وضعیت ناهمسانگردی در توده‌های سنگ بلوکی، حجم‌های معرف توده‌های سنگ به روش المان گسسته شبیه‌سازی و به صورت تک‌محوری در جهات مختلف بارگذاری شده و سپس حالات شکست و مدول تغییر شکل در جهات مختلف بارگذاری و برای الگوهای درزه‌داری نسبی مختلف

و همکاران، ۲۰۱۱؛ وون و همکاران، ۲۰۱۲؛ خانی و همکاران، ۲۰۱۳؛ بیدگلی و همکاران، ۲۰۱۳ [۹، ۲۲، ۲۴، ۲۵، ۲۶ و ۳۵].



شکل ۱- توزیع درزه‌ها و پاسخ غیرهمسان توده سنگ وابسته به مقیاس و راستاهای مختلف بارگذاری

در این مطالعه مدول تغییر شکل‌پذیری ناهمسانگرد توده‌های سنگ بلوکی شامل سه دسته درزه با شبیه‌سازی عناصر گسسته از طریق حجم‌های معرف توده‌های سنگ بلوکی انجام گرفته است.

از آنجا که رفتار یک توده سنگ درزه‌دار به رفتار ناپیوستگی‌های آن وابسته است برای بررسی تاثیر ناپیوستگی‌ها روی تغییر شکل‌پذیری توده سنگ، ابتدا باید تغییر شکل‌پذیری ناپیوستگی‌ها مورد مطالعه قرار گیرد.

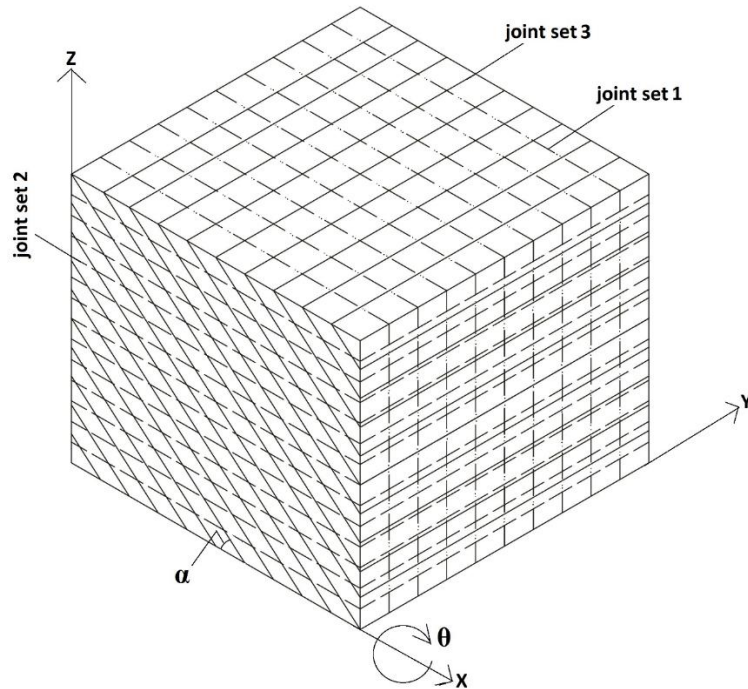
مهم‌ترین عامل موثر در تغییر شکل درزه‌ها، سختی درزه‌ها است و با توجه به اینکه تغییر شکل درزه‌ها و ناپیوستگی‌ها با سختی نرمال (Kn) و سختی برشی (Ks) بیان می‌شود، نحوه تعریف پارامترهای سختی نرمال و برشی درزه‌ها یکی از مهم‌ترین بخش‌های این موضوع است زیرا هر چه تعریف این پارامترها به شرایط واقعی نزدیک‌تر باشد، نتایج ارزیابی به مقادیر واقعی نزدیک‌تر خواهد شد. با توجه به توضیحات فوق، نیاز به روشی کارآمد که بتواند رفتار غیرخطی واقعی درزه‌ها را بدون نیاز به آزمایش‌های متعدد در نظر بگیرد، ضروری به نظر می‌رسد.

بر این اساس، یک ماتریس سختی غیرخطی وابسته به تنش

از توده سنگ شامل سه دسته درزه به طوری که دو دسته درزه عمود بر هم و دسته درزه سوم با زاویه α نسبت به محور عمود بر دسته درزه اول باشد، به عنوان نماینده توده سنگ بلوکی در نظر گرفته شده است. سپس به ازای مقادیر $\alpha=5^\circ$ و $\alpha=15^\circ$ و $\alpha=30^\circ$ و $\alpha=45^\circ$ و $\alpha=60^\circ$ و $\alpha=75^\circ$ و $\alpha=90^\circ$ درجه، المان در راستاهای مختلف، مطابق شکل ۳ بارگذاری شده است.

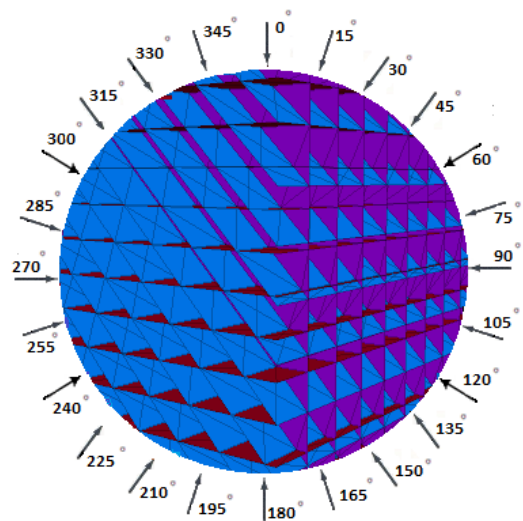
تعیین شد. مدل سازی شامل تعیین تنظیمات هندسی توده های سنگ بلوکی و انتخاب طرح بارگذاری، مدل رفتاری مکانیکی درزه ها و سنگ بکر و همچنین حجم معرف توده های سنگ است.

اصطلاح "توده سنگ بلوکی" معمولاً به توده سنگی گفته می شود که شامل سه مجموعه ناپیوستگی است (هوک و براون، ۱۹۹۷) [۱۹]. در این تحقیق، مطابق شکل ۲ یک حجم نمونه

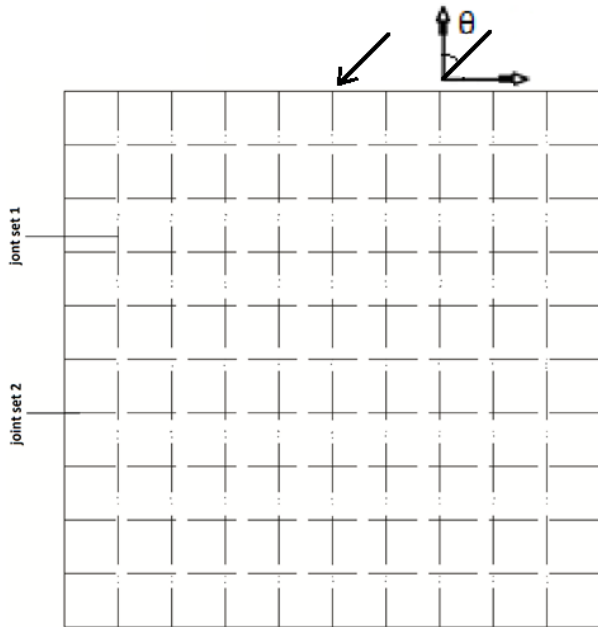


شکل ۲- توده سنگ بلوکی فرضی با دو دسته درزه عمود و دسته درزه سوم با زاویه α

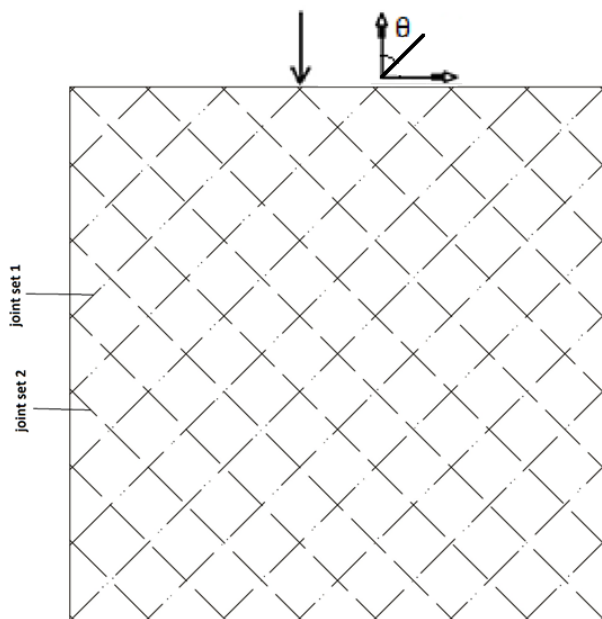
مدل ساخته شده در نرم افزار تحت بارگذاری تک محوری قرار گرفته است ولی به جهت ارزیابی اثرات ناهمسانی باید شرایطی به وجود آید که توده سنگ در راستاهای مختلف تنش بارگذاری شود. برای این منظور محورهای اصلی، راستای بارگذاری تک محوره منظور شده و محورهای درزه ها با زاویه θ نسبت به محور اصلی بارگذاری دوران داده شده است تا حالات مختلف بارگذاری تحت مسیر تنش های مختلف ایجاد شود. مدل مربوط به توده سنگ بلوکی با سه دسته درزه عمود بر هم ($\alpha=90^\circ$) جهت بارگذاری تک محوره در راستای قائم ($\theta=0^\circ$) و توده سنگ بلوکی با سه دسته درزه عمود بر هم ($\alpha=90^\circ$) جهت بارگذاری تک محوره در راستای 45° درجه ($\theta=45^\circ$) در شکل های ۴ و ۵ نمایش داده شده است.



شکل ۳- راستاهای بارگذاری تک محوره در توده سنگ بلوکی با زاویه $\alpha=45^\circ$ درجه



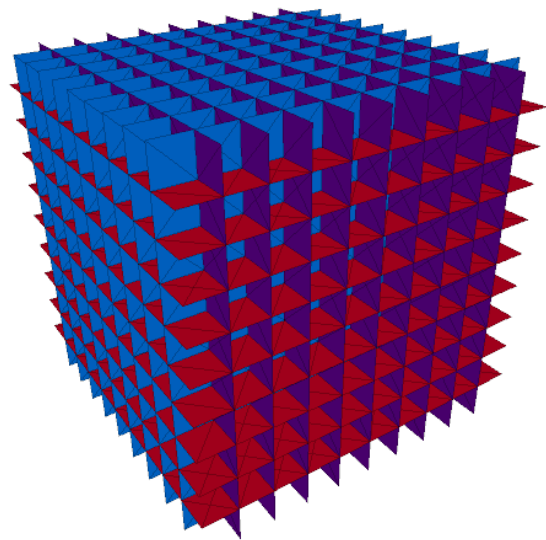
شکل ۶- بارگذاری توده سنگ بلوکی در راستای زاویه θ



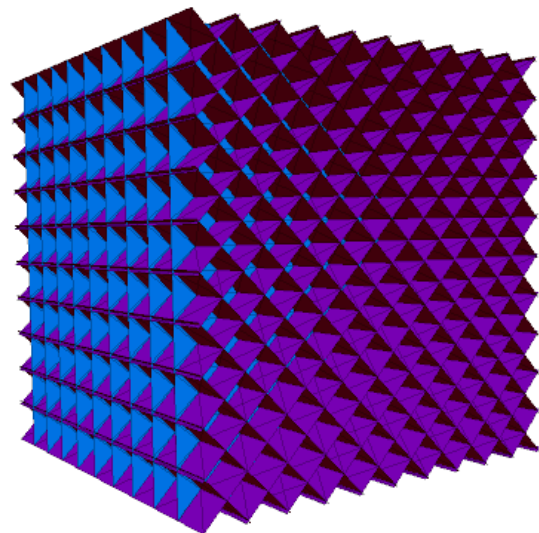
شکل ۷- مدل شبیه‌سازی شده از درزه‌های توده سنگ بلوکی برای بارگذاری در راستای زاویه θ

۲-۲- مشخصات مکانیکی سنگ بکر

در این تحقیق برای حجم معرف توده سنگ بلوکی، از مجموعه بلوک‌ها به عنوان نماینده سنگ بکر استفاده شده که در شکل ۸ نمایش داده شده است. بلوک‌ها تغییر شکل پذیر در نظر گرفته شده است. برای در نظر گرفتن پارامترهای تغییر شکل ماده سنگ (سنگ بکر) در مدل موه‌ر کلمب با توجه به رابطه دیبر و میلر (۱۹۶۶) که مقاومت فشاری تک محوره

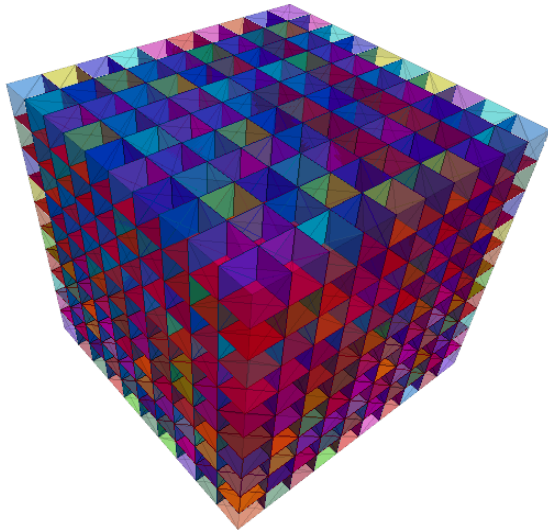


شکل ۴- مدل شبیه‌سازی شده دسته درزه‌های توده سنگ بلوکی برای $\alpha=90^\circ$ (زاویه دسته درزه سوم 90° درجه) برای بارگذاری در راستای قائم ($\theta=0^\circ$)



شکل ۵- مدل شبیه‌سازی شده دسته درزه‌های توده سنگ بلوکی برای $\alpha=90^\circ$ (زاویه دسته درزه سوم 90° درجه) برای بارگذاری در راستای 45° درجه ($\theta=45^\circ$)

شکل‌های ۶ و ۷ نحوه ساخت هندسه‌های مدل برای بارگذاری در راستاهای مختلف را نمایش داده است. شکل ۶ توده سنگ بلوکی با سه دسته درزه عمود را برای بارگذاری در راستای زاویه θ نمایش می‌دهد. برای اینکه بتوان این وضعیت بارگذاری را در مدل عددی بدون تغییر در راستای محورهای اصلی بارگذاری شبیه‌سازی کرد، راستای بارگذاری ثابت و به جای آن دسته درزه‌ها به اندازه θ دوران پیدا کرده و شکل ۷ حاصل شده است.



شکل ۸- مجموعه بلوک‌ها در هندسه مدل معرف توده سنگ بلوکی درزه‌دار

۳-۲- مشخصات مکانیکی درزه‌ها

خواص تغییرشکل‌پذیری ناپیوستگی‌های سنگی با سختی قائم (K_n) و سختی برشی (K_s) بیان می‌شود. این سختی‌ها به ترتیب به عنوان تغییرات تنش قائم (σ_n) و تنش برشی (τ) نسبت به جابه‌جایی قائم (U_n) و جابه‌جایی برشی (U_s) تعریف می‌شود.

$$\begin{pmatrix} U_s \\ U_t \\ U_n \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{st} & C_{sn} \\ C_{ts} & C_{tt} & C_{tn} \\ C_{ns} & C_{nt} & C_{nn} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \tau_s \\ \tau_t \\ \sigma_n \end{pmatrix} \quad (۶)$$

که در آن:

s, t : نمایانگر دو جهت متعامد در صفحه ناپیوستگی

U_s, U_t : جابه‌جایی برشی درزه در راستای s, t در صفحه ناپیوستگی

U_n : جابه‌جایی قائم درزه

c_{ij} : ماتریس تسلیم ناپیوستگی

برای ساده‌سازی، رفتار ناپیوستگی روی صفحه ناپیوستگی در تمام جهات یکسان در نظر گرفته شده است.

$$\begin{pmatrix} U_s \\ U_n \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sn} \\ C_{ns} & C_{nn} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \tau_s \\ \sigma_n \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{K_{ss}} & \frac{1}{k_{sn}} \\ \frac{1}{K_{ns}} & \frac{1}{k_{nn}} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \tau_s \\ \sigma_n \end{pmatrix} \quad (۷)$$

$$\begin{pmatrix} \tau_s \\ \sigma_n \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sn} \\ K_{ns} & K_{nn} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} U_s \\ U_n \end{pmatrix} \quad (۸)$$

در رابطه ۸ τ_s و σ_n به ترتیب تنش برشی و نرمال درزه و K_{ij} ماتریس سختی درزه نام دارد. در این ماتریس از پدیده اتساع در ناپیوستگی صرف‌نظر شده است. به عبارت دیگر $K_{ij} = K_{ji}$ ($i \neq j$) صفر در نظر گرفته می‌شود. با توجه به مطالب فوق

سنگ بکر (σ_{ci}) را بیان می‌کند (رابطه ۱)، مقدار ضریب ρ $R_{n(l)}$ برحسب (σ_{ci}) بدست آمده (رابطه ۲) و با جایگذاری در رابطه ۳ (دیبر و میلر، ۱۹۶۶) که مدول الاستیک ماده سنگ (E_i) را بر حسب $\rho \times R_{n(l)}$ بیان می‌کند، مقدار E_i برای استفاده در مدل شبیه‌سازی شده مطابق رابطه ۴ محاسبه شده است [۱۳].

$$\sigma_{ci} = 6.9 * 10^{(0.0087 * \rho * R_{n(l)} + 0.16)} \quad (۱)$$

$$\frac{\text{Log}^{0.145 \sigma_{ci} - 0.16}}{0.0087} = \rho * R_{n(l)} \quad (۲)$$

$$E_i = 0.6005 \rho * R_{n(l)} - 2.0276 \quad (۳)$$

$$E_i = 69.023 \text{Log}^{0.145 \sigma_{ci}} - 13.07 \quad (۴)$$

در این روابط:

E_i : مدول الاستیک سنگ بکر (گیگاپاسکال)

σ_{ci} : مقاومت فشاری تک‌محوره سنگ بکر (مگاپاسکال)

ρ : چگالی ماده سنگ (گرم بر سانتی‌متر مکعب)

$R_{n(l)}$: عدد بازگشت

چکش اشमित نوع L و ضریب پوواسون برابر با ۰٫۲۵ انتخاب شده است.

برای در نظر گرفتن پارامتر c (چسبندگی سنگ بکر) از رابطه رابرتسن (۱۹۷۰) استفاده شده و مقادیر c با توجه به مقاومت فشاری تک‌محوره ماده سنگ برابر با رابطه ۵ محاسبه و در مدل شبیه‌سازی شده لحاظ شده است [۲۹]:

$$c = 0.16 \sigma_{ci} \quad (۵)$$

برای در نظر گرفتن مقادیر زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) در پارامترهای ورودی ماده سنگ یک مقدار به عنوان نماینده برای هر گروه از تغییرات σ_{ci} با توجه به جدول رابرتسن و گودمن (۱۹۹۳) و همچنین جدول بارتن و چویی (۱۹۷۷) که مقادیر مختلف محدوده ϕ را برای سنگ‌های مختلف ارائه داده‌اند در نظر گرفته شده و مقدار ϕ مورد نظر با توجه به جدول شماره ۱ در مدل شبیه‌سازی شده انتخاب و وارد شده است [۵ و ۳۳].

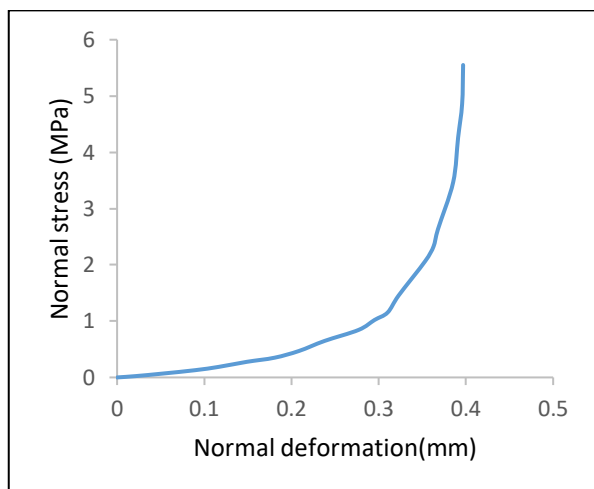
جدول ۱- ارتباط و همبستگی بین مقاومت فشاری تک‌محوره و زاویه اصطکاک داخلی سنگ بکر [۵ و ۳۳].

σ_{ci} (مگا پاسکال)	ϕ (درجه)
$\sigma_{ci} < 50$	۲۵
$50 < \sigma_{ci} < 100$	۳۰
$100 < \sigma_{ci} < 250$	۳۵

همکاران، ۱۹۸۳ [۷]:

$$U = JRC \left[\frac{0.04\sigma_c}{JCS} - 0.02 \right] \quad (15)$$

شکل ۹ رفتار نرمال واقعی درزه را نمایش می‌دهد که حاصل کد نویسی رابطه ۱۳ در مدل شبیه‌سازی شده است.



شکل ۹- رفتار تنش نرمال - تغییر شکل درزه در مدل شبیه‌سازی شده ($G=4.7\text{GPa}$; $k=7\text{GPa}$; $\varphi=30^\circ$; $c_j=0.1\text{MPa}$; $T_j=0.05\text{MPa}$; $\varphi_j=25^\circ$)

۲-۳-۲- محاسبه پارامتر سختی برشی درزه (K_s)

رابطه بین جابه‌جایی برشی نسبی (U_s) و تنش برشی با یک رابطه هذلولی (دانکن و همکاران، ۱۹۷۰؛ بندیس و همکاران، ۱۹۸۳؛ پریست، ۱۹۹۳) به شکل رابطه ۱۶ بیان می‌شود [۷، ۱۴ و ۲۸]:

$$\tau = \left[\frac{1}{K_{si} U_s} + \frac{R_f}{\tau_f} \right]^{-1} \quad (16)$$

که در آن:

 K_{si} : سختی برشی اولیه τ_f : مقاومت برشی ناپیوستگی

R_f : نسبت شکست که به صورت $\left(\frac{\tau_f}{\tau_{ult}}\right)$ تعریف می‌شود و همچنین τ_{ult} تنش برشی نهایی است. بدین ترتیب روابط ۱۷ و ۱۸:

$$K_s = \frac{d\tau}{dU_s} = K_{si} \left[1 + \frac{R_f K_{si} U_s}{\tau_f} \right]^{-2} \quad (17)$$

$$U_s = \left[\frac{K_{si}}{\tau} - \frac{R_f K_{si}}{\tau_f} \right]^{-1} \quad (18)$$

در حالت مقاومت برشی درزه می‌توان گفت $\tau = \tau_f$ پس $U_s = U_s^{peak}$ با استفاده از رابطه ۱۹ بدست می‌آید:

$$R_f = 1 - \frac{\tau_f}{K_{si} U_s^{peak}} \quad (19)$$

مدل ماتریس رفتاری درزه‌ها را به طور کلی می‌توان به صورت رابطه ۹ نوشت:

$$\begin{pmatrix} \sigma_n \\ \tau_n \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_n K_{sn} \\ K_{ns} K_s \end{bmatrix} \begin{pmatrix} U_n \\ U_s \end{pmatrix} \quad (9)$$

۱-۳-۲- محاسبه پارامتر سختی نرمال

رفتار نرمال یک درزه را می‌توان با تابع هیپربولیک زیر نشان داد (رابطه ۱۰) (گودمن و همکاران، ۱۹۶۸؛ بندیس و همکاران، ۱۹۸۳ [۷ و ۱۵]):

$$\sigma_n = \frac{\alpha U_n}{U_{nc} - U_n} \quad (10)$$

که در آن:

 U_n : تغییر مکان قائم درزه U_{nc} : حداکثر تغییر مکان قائم درزه و α : یک ثابت تجربی

با توجه به رابطه فوق متغیر K_n را می‌توان به صورت رابطه ۱۱ تعریف کرد:

$$K_n = \frac{d\sigma_n}{dU_n} = \frac{\alpha(U_{nc} - U_n) - (-1)\alpha U_n}{(U_{nc} - U_n)^2} = \frac{\alpha U_{nc}}{(U_{nc} - U_n)^2} \quad (11)$$

بنابراین سختی نرمال اولیه درزه K_{ni} در لحظه اولیه یعنی $U_n = 0$ ($t=0$) به صورت رابطه ۱۲ حاصل می‌شود:

$$K_{ni} = \frac{\alpha U_{nc}}{U_{nc}^2} = \frac{\alpha}{U_{nc}} \quad (12)$$

با تلفیق دو رابطه فوق و حل رابطه ۱۰ برای U_n رابطه ۱۳ به دست می‌آید:

$$K_n = K_{ni} + \frac{\sigma_n^2}{K_{ni} \left(\frac{\sigma_n U_n}{\sigma_n - K_{ni} U_n} \right)^2} + \frac{2\sigma_n}{\left(\frac{\sigma_n U_n}{\sigma_n - K_{ni} U_n} \right)} \quad (13)$$

بندیس و همکاران (۱۹۸۳) سختی نرمال اولیه برای درزه را به صورت رابطه ۱۴ پیشنهاد دادند [۷]:

$$K_{ni} = -7.15 + 1.75 JRC + 0.02 \left[\frac{JCS}{U} \right] \quad (14)$$

که در آن:

JRC: ضریب زبری درزه در سطح ناپیوستگی (بندیس و همکاران ۱۹۸۳)

JCS: مقاومت فشاری دیواره درزه به مگا پاسکال (که می‌توان آن را با مقاومت فشاری سنگ بکر (σ_c) برابر در نظر گرفت).
U: بازشدگی ناپیوستگی در ابتدای بارگذاری (میلی‌متر)

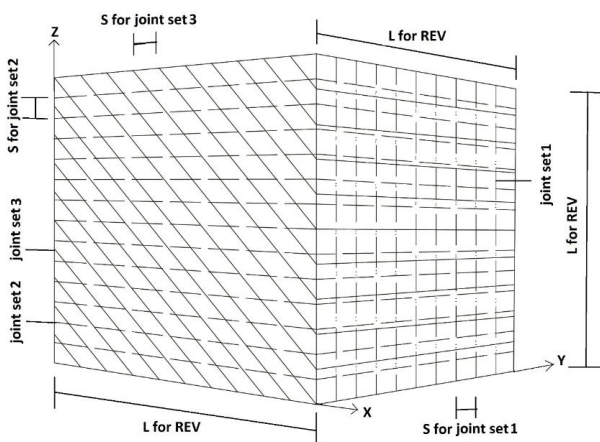
مقدار U از رابطه ۱۵ تخمین زده می‌شود (بندیس و

این مطلب باعث یک سردرگمی می‌شود که در مسایل مدل‌سازی مواد ترکیبی پیوسته یا ناپیوسته به وفور اتفاق می‌افتد، در واقع اگر مقیاس به گونه‌ای باشد که ابعاد توده سنگ شامل تعداد زیادی واحد تشکیل‌دهنده آن باشد، رفتار محیط، رفتاری شبیه محیط پیوسته خواهد داشت. بنابراین بحث REV که کوچک‌ترین حجمی است که رفتار پیوسته از خود نشان می‌دهد، مطرح می‌شود.

کوبا (۱۹۹۰) پیشنهاد کرد که مقیاس خاصی را می‌توان به عنوان "حجم معرف نمونه" (REV) انتخاب کرد که در مقادیر بالاتر از آن، ویژگی‌های حوزه اساساً ثابت می‌ماند. روابط مبتنی بر تجربه را می‌توان برای تخمین این مقیاس به کار برد. شولتر (۱۹۹۶) مقیاسی ۵ تا ۱۰ برابر اندازه بلوک یا فاصله شکستگی را پیشنهاد کرد [۳۴].

وانگ و همکاران (۲۰۱۹) راجع به مدل‌های شبیه‌سازی شده توده سنگ‌ها و نحوه محاسبه حجم نمونه معرف مطالعه‌ای انجام داده و مشاهده کردند افزایش اندازه نمونه‌ها باعث کاهش مقاومت فشاری و مدول تغییر شکل‌پذیری می‌شود و بیان کردند که این کاهش تا زمانی که نمونه شامل حداقل ۲۵۰ بلوک کوچک و یا حداقل ۵ بلوک در هر جهت باشد، ادامه داشته و پس از این تعداد بلوک، مقادیر پارامترها ثابت می‌شود [۳۶].

در این تحقیق از انجام آنالیز تغییرات که یک روش مستقیم برای تعیین حجم معرف در توده سنگ‌های درزه‌دار است، استفاده شد. برای انجام آنالیز تغییرات از یک توده سنگ بلوکی شامل سه دسته درزه استفاده شده است. مطابق شکل ۱۰ در این حجم نمونه پارامتر L طول و عرض و ارتفاع حجم نمونه و پارامتر S فاصله بین دسته درزه‌ها در نظر گرفته شده است.



شکل ۱۰- ابعاد حجم معرف توده سنگ بلوکی

با توجه به نظریه بارتون و چوبی، (۱۹۷۷)، جابه‌جایی برشی در مقاومت حداکثر در امتداد درزه را می‌توان ۰/۰۱ برابر طول درزه یا بلوک شکست در نظر گرفت، بنابراین $U_s^{peak} = 0.01$ و در نتیجه [۵] رابطه ۲۰ به شکل زیر تعریف می‌شود:

$$R_f = 1 - \frac{\tau_f}{0.01K_{Si}} \quad (20)$$

با توجه به رابطه بندیس و همکاران (۱۹۸۳) (رابطه ۲۱):

$$K_{Si} = (-17.19 + 3.86 JRC) (\sigma_n)^{0.783} \quad (21)$$

و همچنین با توجه به رابطه بارتون (۱۹۷۶)؛ بارتون و بندیس (۱۹۹۰) [۴ و ۸] رابطه ۲۲ بدست می‌آید:

$$\tau_f = \sigma_n \tan \left[JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_b \right] \quad (22)$$

با جایگذاری روابط ۱۸ و ۲۰ در رابطه ۱۷، رابطه ۲۳ بدست می‌آید:

$$K_S = K_{Si} \left[1 + \frac{\left(k_{Si} - \frac{\tau_f}{0.01} \right) \left(\frac{k_{Si}}{\tau} - \frac{k_{Si} \left(1 - \frac{\tau_f}{0.01 k_{Si}} \right)}{\tau_f} \right)^{-1}}{\tau_f} \right]^{-2} \quad (23)$$

حال می‌توان پارامتر K_S را به صورت کدنویسی وارد چرخه عددی کل سیستم توده سنگ درزه‌دار در نرم‌افزار کرد.

۴-۲- تعیین حجم معرف نمونه

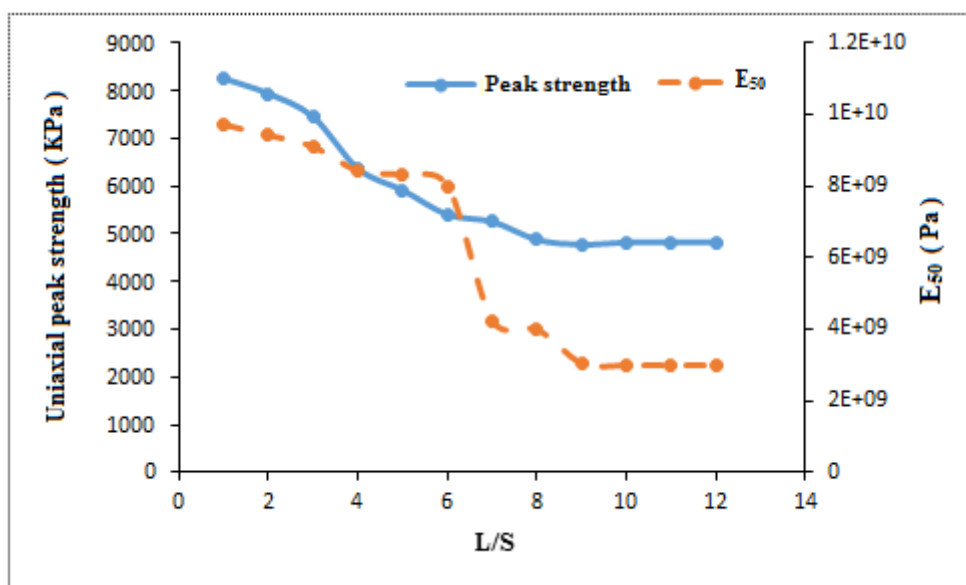
مشخص شده است که در توده‌های سنگی با الگوی سیستماتیک درزه‌ها، رفتار مکانیکی وابسته به مقیاس است. بسته به اندازه بلوک نسبی، از سنگ دست نخورده تا یک مقدار جانبی در مقیاس بزرگ که در آن توده سنگ می‌تواند به عنوان یک محیط پیوسته در نظر گرفته شود، متفاوت است.

در فرآیند پیوسته معادل، ویژگی‌های الاستیک مواد معادل به طور ضمنی از بررسی رفتار دو بلوک سنگی که دارای حجم یکسانی‌اند و با میانگین‌گیری از آن‌ها حاصل می‌شود. حجم اول، نماینده بلوک سنگ است در حالی که حجم دوم از فضای پیوسته معادل بریده شده و تحت تنش‌ها و کرنش‌های همگن قرار گرفته است. بنابراین فرآیند پیوسته معادل نیاز به نمونه معرف بزرگی دارد که شامل تعداد زیادی ناپیوستگی باشد. از طرف دیگر حجم پیوسته معادل نیز باید به قدر کفایت کوچک باشد تا تغییرات تنش و کرنش قابل اغماضی در آن ایجاد شود.

شکل ۱۱ ارایه شده است.

با توجه به نتایج حاصل از نمودارهای تنش و کرنش توده سنگ بلوکی مشاهده می‌شود که تغییرات پارامترهای تنش تسلیم و همچنین شیب ناحیه خطی تنش و کرنش پس از مقدار $L/S = 10$ تغییرات قابل ملاحظه‌ای نداشته و مقدار آن‌ها تقریباً ثابت است که این موضوع در شکل ۱۱ دقیقاً قابل ملاحظه است. با توجه به این شکل، $L/S = 10$ به عنوان مقیاس REV انتخاب شد.

برای یک حجم مکعبی حاوی سه دسته درزه با فاصله مشترک یک‌نواخت، S و بعد L حداقل بعد نسبی (L/S) برای REV را می‌توان با تحلیل‌های متوالی رفتار تک‌محوری مکعب تعیین کرد. حجم انتخاب شده از دو مجموعه درزه متعامد تشکیل شده است که با دسته درزه سوم با زاویه 45° درجه تلاقی می‌کند. نتایج برای مقاومت تک‌محوری حداکثر و سختی تک‌محوری سکانتی مطابق با 50% درصد حداکثر مقاومت (E_{50}) (مدول سکانتی یا شیب خطی که مبدا را به نقطه‌ای که برابر با 50% درصد حداکثر مقاومت توده سنگ است، وصل می‌کند) در



شکل ۱۱- انتخاب المان حجم نمونه (REV) از تغییرات حداکثر مقاومت تک محوری و $50\% \tan \phi_{E_{50}}$ در برابر (L/S) در توده سنگ بلوکی ($\alpha = 45^\circ$) ($G=4GPa$; $K=6.66 GPa$; $\phi=25$, $\nu=0.25$, $c=2.4 Mpa$)

سنگ در معرض تنش قرار می‌گیرد، تغییر شکل به دست آمده با راه‌حل تحلیلی که در شکل ۱۲ نشان داده شده با مدل ارایه شده مقایسه شده است. همانگونه که در این شکل مشاهده می‌شود، تحت مشخصات یکسان مدل شبیه‌سازی شده نیز به همان تغییر شکل‌های ناشی از راه‌حل تحلیلی می‌انجامد.

۲-۳- شبیه‌سازی مقاومت فشاری تک‌محوره توده سنگ

مقاومت فشاری تک‌محوره در یک نمونه استوانه‌ای شکل از توده سنگ که حاوی یک سطح از دسته درزه است با استفاده از راه‌حل ارایه شده توسط جاگر و همکاران (۲۰۰۷) مورد بررسی قرار گرفته است [۲۱]. زمانی که زاویه بین دسته درزه و محور نمونه از ۰ تا ۹۰ درجه متغیر است برای تعیین مقاومت نمونه توده سنگ این روش به کار برده می‌شود. برای هر دو مدل یک نمونه از توده سنگ به شکل استوانه با قطر ۲ و طول ۴ متر برای

۳- اعتبارسنجی مدل شبیه‌سازی شده

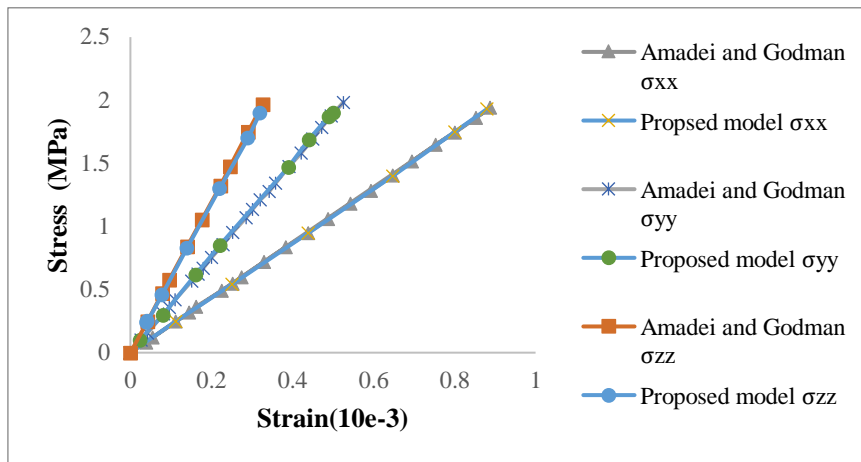
اعتبار مدل پیشنهادی از طریق یک سری مقایسه‌ها بین پیش‌بینی‌های مدل شبیه‌سازی شده و نتایج مدل‌های موجود مورد بررسی قرار گرفته است. انجام اعتبارسنجی مدل ارایه شده در سه بخش شامل مرحله تغییر شکل پیش از اوج یا ناحیه خطی تنش کرنش، مقاومت فشاری تک محوره نمونه و در نهایت حالات مختلف شکست و ناهمسانگردی رفتار توده سنگ انجام گرفته است.

۱-۳- اعتبار سنجی ناحیه الاستیک (خطی)

برای ارزیابی تغییر شکل ناحیه خطی، یک راه‌حل تحلیلی توسط آمادای و گودمن (۱۹۸۱) برای سه دسته درزه متعامد سه بعدی در دسترس است که می‌تواند با راه‌حل‌های ارایه شده مقایسه شود. سه دسته درزه با مجموعه‌ای از خواص یاد شده در شکل در این حالت مد نظر قرار دارند [۳]. هنگامی که توده

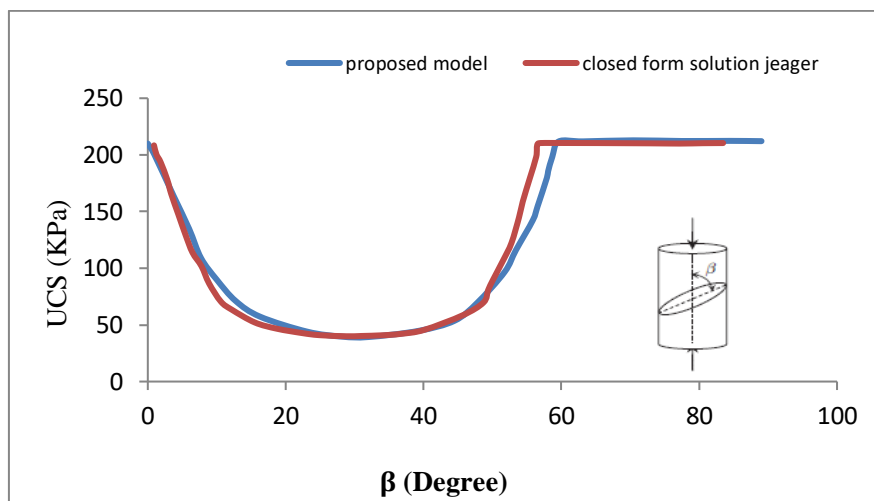
صفحه درزه، در شکل ۱۳ نمایش داده شده است. همانگونه که مشاهده می‌شود، نتایج نیز از نمودار جاگر تبعیت می‌کند.

شکست تحت بارگذاری قرار گرفته است. مقاومت تک‌محوری حاصل از روش جاگر و مدل پیشنهادی به ازای زوایای مختلف



شکل ۱۲- مقایسه تغییر شکل ناحیه قبل از نقطه اوج (ناحیه خطی) بین مدل شبیه‌سازی شده و مقادیر پیش بینی شده توسط آمادای و گود من (۱۹۸۱) پارامترهای سنگ بکر: $\theta=0.25G=4 \text{ GPa}$; $K=6.6 \text{ GPa}$;

پارامترهای درزه: $\text{dip/dip direction/joint spacing (m): } J1(90/0/0.5); J2(0/0/1); J3(90/90/2); k_n=5 \text{ GPa/m}; k_s=1 \text{ GPa/m}$



شکل ۱۳- تغییرات مقاومت فشاری تک‌محوره توده سنگ با یک دسته درزه بین مدل شبیه‌سازی شده و مدل جاگر و همکاران (۲۰۰۷)

پارامترهای سنگ بکر: $G=4.28 \text{ GPa}$; $K=1.75 \text{ GPa}$; $\varphi=40$; $T=200 \text{ kPa}$

پارامترهای درزه: $c_j=10 \text{ kPa}$; $\varphi_j=30$; $T_j=20 \text{ kPa}$; $K_n=15 \text{ GPa/m}$; $K_s=12 \text{ GPa/m}$

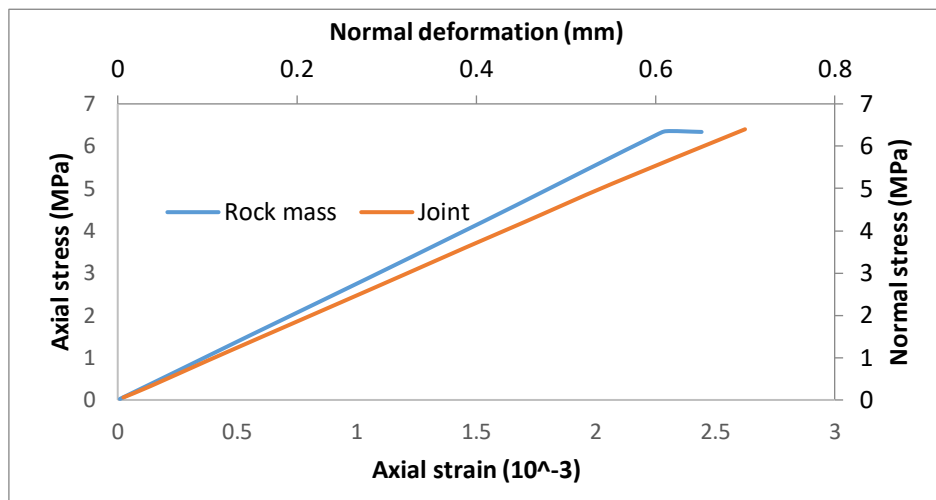
است. برای توده سنگ‌هایی با شیب‌های درزه‌ای مختلف که تحت بارگذاری فشاری تک‌محوری اند، حالات شکست مختلف ایجاد شده است که این حالات شکست بین مدل فیزیکی و مدل ارایه شده در حالت کلی سازگار است. طبق جدول ۲ مشاهده می‌شود، زوایایی که در آن‌ها شکست در سنگ بکر و یا شکست از طریق لغزش درزه‌ها اتفاق افتاده است؛ بین مدل یانگ و همکارانش و مدل شبیه‌سازی شده، سازگاری قابل توجهی ایجاد شده است.

۳-۳- مقایسه مدهای شکست مختلف بین مدل فیزیکی و مدل شبیه‌سازی شده

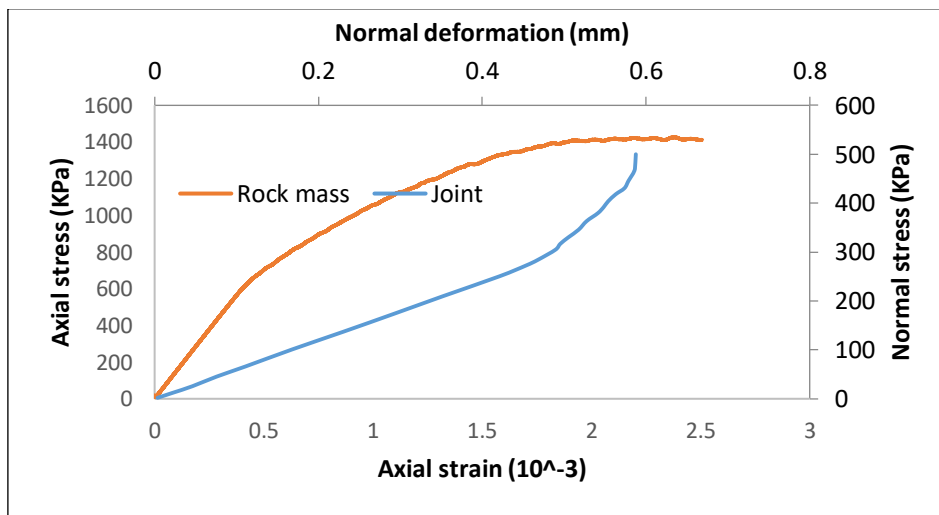
برای بررسی حالات شکست و ناهمسان‌گردی رفتار مکانیکی توده سنگ درزه‌دار، آزمایشات مدل فیزیکی توسط یانگ و همکاران (۱۹۹۸) با توده سنگ درزه‌دار به وسیله یک یا دو دسته درزه غیرمتعامد انجام گرفته است [۳۷]. حالت شکست بین نتایج حاصل از آزمون مدل فیزیکی و پیش‌بینی‌های مدل شبیه‌سازی شده در جدول ۲ گزارش شده

جدول ۲ - مقایسه مدهای شکست بین مدل عددی و مدل فیزیکی یانگ و همکاران (۱۹۹۸)

توده سنگ با یک دسته درزه	نتایج آزمایش	مدل ارایه شده
dip = 0	شکست در سنگ بکر	شکست در سنگ بکر
dip = 90	شکست در سنگ بکر	شکست در سنگ بکر
توده سنگ با دو دسته درزه	نتایج آزمایش	مدل ارایه شده
dip = 0/90	شکست در سنگ بکر	شکست در سنگ بکر
dip = 60/-60 (60/120)	لغزش درزه	لغزش درزه
dip = 40/-40 (40/140)	شکست ناشی از سنگ بکر+ لغزش درزه	سنگ بکر + لغزش درزه



الف



ب

شکل ۱۴ - مقایسه نمودار تنش - کرنش توده سنگ و درزه‌ها در لحظه شکست

الف. منحنی تنش کرنش توده سنگ با یک دسته درزه ($dip=0$) و منحنی تنش تغییر شکل درزه (مرحله شکست توده سنگ)

ب. منحنی تنش کرنش توده سنگ با دو دسته درزه ($dip=40/140$) و منحنی تنش تغییر شکل درزه (مرحله شکست توده سنگ)

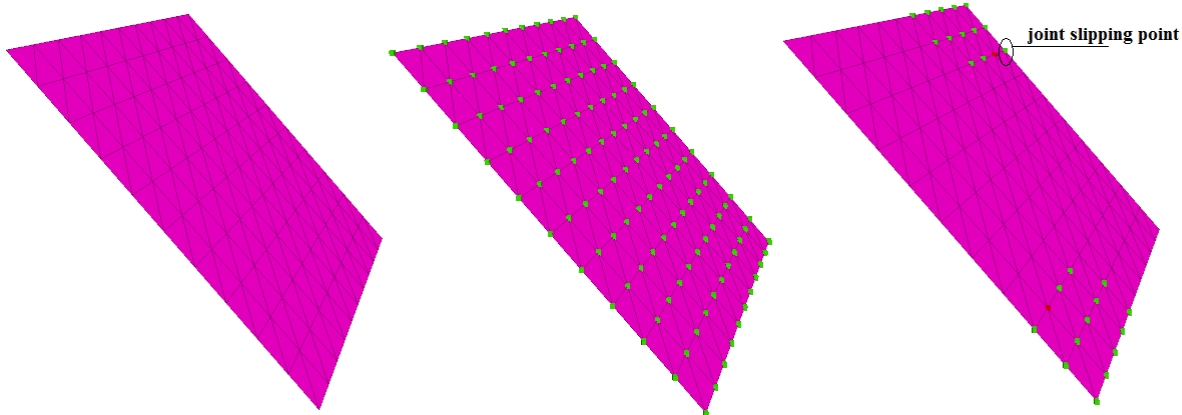
intact rock parameters: $G=4.5$ GPa; $UCS=7.63$ MPa; $\nu=0.19$; $\phi=31^\circ$. joint sets parameters: $JRC=14$; $JCS=7.63$ MPa; $\phi_j=31^\circ$

در شکل ۱۴- الف، منحنی‌های تنش- کرنش محوری توده سنگ و منحنی تغییر شکل- تنش نرمال درزه معادل آن برای حالت یک دسته درزه با زاویه صفر درجه در لحظه شروع تسلیم برای مدل شبیه‌سازی شده، ارایه شده است. مشاهده می‌شود که منحنی تنش- کرنش توده سنگ به نقطه تسلیم رسیده و وارد ناحیه غیرخطی و حالت پلاستیک شده و توده شروع به شکست کرده است در حالی که منحنی تنش- تغییر شکل درسته درزه در همان تنش معادل، هنوز در ناحیه خطی است و هیچ یک از درزه‌ها دچار لغزش که سبب شکست توده سنگ شود، نشده‌اند، بنابراین شکست توده سنگ از طریق شکست در سنگ بکر رخ داده که با نتایج جدول ۲ مطابقت دارد.

در شکل ۱۵ صفحه درزه‌ها را در لحظه اولیه تسلیم و شروع شکست توده سنگ در سه حالت مختلف شکست نشان می‌دهد. هنگامی که شکست از طریق سنگ سالم رخ می‌دهد، هیچ یک از نقاط صفحه درزه نمی‌لغزد (شکل ۱۵- الف)، هنگامی که شکست از طریق لغزش درزه رخ می‌دهد، تمام نقاط صفحه درزه دچار لغزش می‌شود (شکل ۱۵- ب)، هنگامی که شکست در توده سنگ به دلیل شکست در سنگ بکر همراه با لغزش درزه رخ می‌دهد (شکل ۱۵- ج)، شکست با لغزش درزه شروع می‌شود و با مقاومت مصالح سنگ به تدریج ادامه می‌یابد تا شکست در توده سنگ رخ دهد. حالت‌های شکست در مدل شبیه‌سازی شده با مدل فیزیکی یانگ (۱۹۹۸) سازگار است [۳۷].

همچنین در شکل ۱۴- ب منحنی‌های تنش- کرنش محوری توده سنگ و منحنی تغییر شکل- تنش نرمال درزه معادل آن برای حالت دو دسته درزه ($dip=40/140$) در مدل شبیه‌سازی شده، ارایه شده است. مشاهده می‌شود که لغزش درزه‌ها در تنش حدود ۳۰۰ کیلو پاسکال شروع شده و منحنی وارد ناحیه غیرخطی شده است ولی در تنش معادل آن منحنی تنش کرنش توده سنگ هنوز در ناحیه خطی است تا زمانی که با افزایش تنش کلیه درزه‌ها دچار لغزش می‌شوند. در این حالت

در شکل ۱۴- ب منحنی‌های تنش- کرنش محوری توده سنگ و منحنی تغییر شکل- تنش نرمال درزه معادل آن برای حالت دو دسته درزه ($dip=40/140$) در مدل شبیه‌سازی شده، ارایه شده است. مشاهده می‌شود که لغزش درزه‌ها در تنش حدود ۳۰۰ کیلو پاسکال شروع شده و منحنی وارد ناحیه غیرخطی شده است ولی در تنش معادل آن منحنی تنش کرنش توده سنگ هنوز در ناحیه خطی است تا زمانی که با افزایش تنش کلیه درزه‌ها دچار لغزش می‌شوند. در این حالت



الف : مد شکست (سنگ بکر)

ب : مد شکست (لغزش درزه ها)

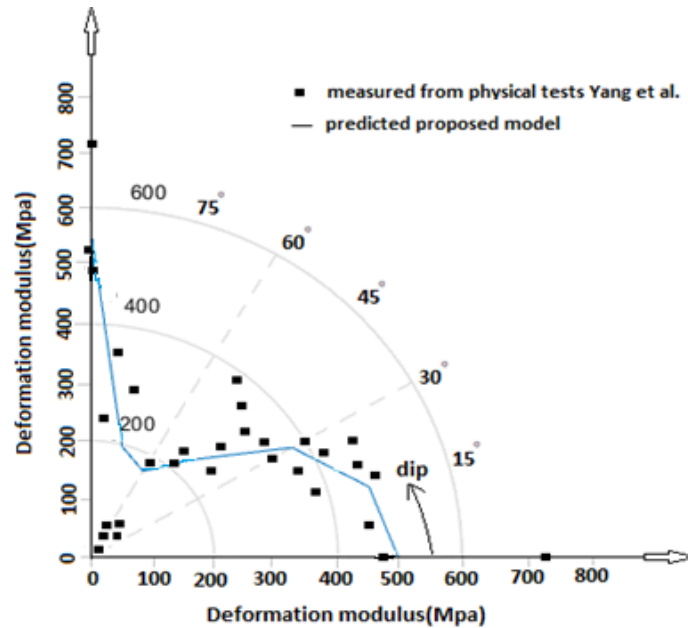
ج : مد شکست (سنگ بکر + لغزش درزه ها)

شکل ۱۵- مقایسه مدهای شکست مختلف دسته درزه‌ها در لحظه اولیه شکست توده سنگ

شکل پذیری توده سنگ تک‌درزه در زوایای مختلف حاصل از مدل عددی شبیه‌سازی شده با مقادیر مدول تغییر شکل پذیری یانگ (۱۹۹۸) مقایسه شده است [۳۷]. نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی تطابق قابل قبولی با نتایج حاصل از مقادیر مدول تغییر شکل پذیری یانگ دارد.

۳-۴- شبیه‌سازی آزمایش‌ها بر روی مدول تغییر شکل- پذیری سنگ‌های درزه‌دار

برای تایید نتایج حاصل از مدل شبیه‌سازی شده نمودار شکل ۱۶ ترسیم شده است. در این نمودار مقادیر مدول تغییر



شکل ۱۶- مقایسه مدول تغییر شکل پذیری آزمایش یانگ و همکاران (۱۹۹۸) با توده سنگ تک درزه شبیه سازی شده عددی مشخصات پایه مواد مدل: $\sigma_c=7.63\text{MPa}$; $\sigma_t=1.05\text{MPa}$; $\nu=0.19$; $U.W.=1.05\text{ g/cm}^3$; $\varphi G=1.913\text{ GPa}$; $K=2.448\text{ GPa}$; $JCS=7.63\text{ MPa}$; $\sigma_c=31$

مکانیزم‌های شکست و رفتار پس از شکست برای هر جهت بارگذاری در جدول‌های ۳ و ۴ خلاصه شده است.

همچنین به عنوان مثال، در مورد یک سنگ ضعیف (مگاپاسکال $25 < \sigma_{ci} < 4$ و $0 < JRC < 4$) با انتخاب $\sigma_{ci}=15$ و $JRC=2$ به عنوان مقادیر میانگین، شکل ۱۷ نشان می‌دهد که چگونه منحنی‌های تنش- کرنش محوری با راستای بارگذاری تک محوری نسبی و α تغییر می‌کنند. σ_{ci} مقاومت فشاری تک محوره سنگ بکر (UCS) است. برای هر منحنی حالت یا مد شکست نیز در شکل مشخص شده است.

جدول ۳- مکانیزم شکست در توده سنگ بلوکی (IRF: شکست در سنگ بکر، JS: شکست از طریق لغزش درزه)

α θ	۵	۱۵	۳۰	۴۵	۶۰	۷۵	۹۰
۰°	IRF+JS	IRF+JS	IRF+JS	JS	JS	IRF+JS	IRF
۱۵°	IRF+JS	IRF+JS	JS	JS	IRF+JS	IRF+JS	IRF+JS
۳۰°	JS	JS	JS	JS	JS	JS	JS
۴۵°	JS	JS	JS	JS	JS	JS	JS
۶۰°	JS	JS	JS	JS	JS	JS	JS
۷۵°	IRF+JS	IRF+JS	JS	JS	JS	IRF+JS	IRF+JS
۹۰°	IRF+JS	IRF+JS	IRF+JS	JS	JS	IRF+JS	IRF

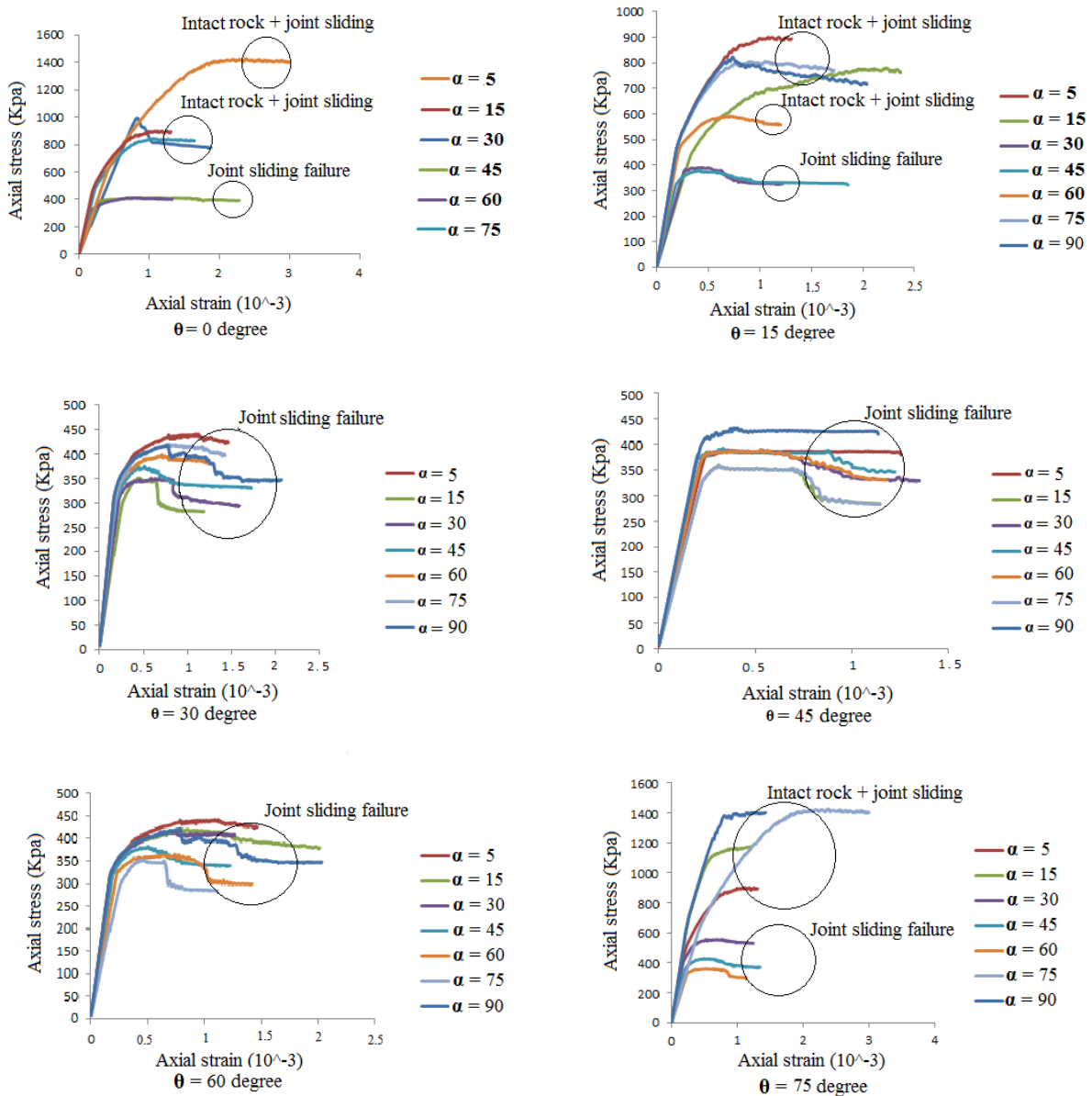
۴- ارزیابی نتایج

۴-۱- ناهمسانگردی در رفتار تنش- کرنش توده سنگ و مکانیزم شکست

هنگامی که یک توده سنگ به صورت تک محوری بارگذاری می‌شود، مکانیزم شکست احتمالی که رخ می‌دهد شامل شکست سنگ بکر، شکست ناشی از لغزش روی درزه‌ها و ترکیبی از این دو حالت است. در تحلیل‌ها، منحنی‌های تنش- کرنش و حالت‌های شکست مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

جدول ۴- رفتار پس از شکست توده سنگ بلوکی (P: پلاستیک کامل، S: نرم شوندگی، B: شکننده)

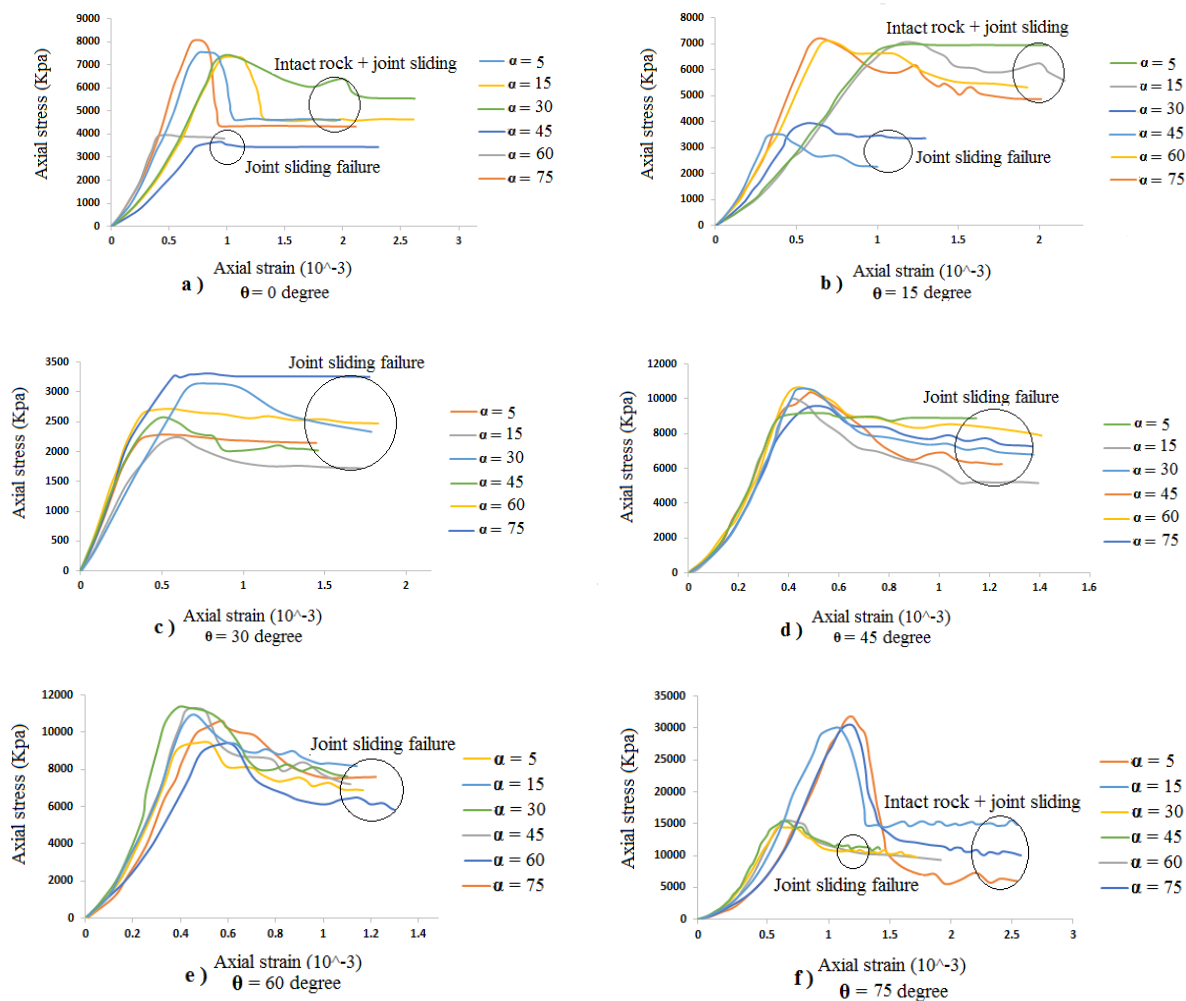
α θ	۵	۱۵	۳۰	۴۵	۶۰	۷۵	۹۰
۰°	P & B	P & B	S & B	P & S	P & S	P & B	P & B
۱۵°	P & B	P & S	S	S	S & B	S & B	S & B
۳۰°	P & S	S	S	S	P & S	P & S	S
۴۵°	P & S	S	S	S	S	S	P & S
۶۰°	P & S	S	P & S	S	S	S	S
۷۵°	P & B	P & B	S	S	S	P & B	P & B
۹۰°	P & B	P & B	S & B	P & S	P & S	P & B	P & B



شکل ۱۷- مقایسه نمودارهای تنش- کرنش برای راستاهای مختلف دسته درزه سوم (α) در زوایای بارگذاری مختلف (θ) برای توده سنگ بلوکی ضعیف ($JRC=2$ و $\sigma_{ci}=15$)

روی درزه‌ها اتفاق افتاده و در این حالت مقاومت تک‌محوری توده سنگ (σ_{cm}) در محدوده ۳۵۰ تا ۴۵۰ کیلوپاسکال است ($\sigma_{cm} < 0.3\sigma_{ci}$). در زوایای ۰ تا ۱۵ درجه و یا ۷۵ تا ۹۰ درجه ($\theta > 15$) یا ($\theta < 75$) شکست توده سنگ به صورت ترکیب شکست در ماده سنگ و لغزش روی درزه‌ها اتفاق می‌افتد. در این حالت مقاومت توده در محدوده ۸۰۰ تا ۱۴۰۰ کیلوپاسکال متغیر است ($\sigma_{cm} < 0.1\sigma_{ci}$) مقاومت فشاری ماده سنگ، σ_{cm} مقاومت فشاری توده سنگ).

زمانی که راستای بارگذاری عمود یا به موازات هر یک از سه دسته درزه باشد، ($\theta = 90$ یا $\theta = 0$) و ($\alpha = 90$ یا $\alpha = 0$)، شکست توده سنگ بلوکی در اثر شکست ماده سنگ رخ می‌دهد. در سایر موارد شکست در توده سنگ بلوکی به صورت لغزش روی درزه‌ها و یا ترکیب لغزش روی درزه‌ها و شکست ماده سنگ اتفاق می‌افتد. در شکل ۱۷ دیده می‌شود که وقتی راستای بارگذاری در محدوده ۱۵ تا ۷۵ درجه باشد ($\theta > 15 < 75$) شکست در توده سنگ بلوکی به صورت لغزش



شکل ۱۸- مقایسه نمودارهای تنش- کرنش برای راستاهای مختلف دسته درزه سوم (α) در زوایای بارگذاری مختلف (θ)

a, b, c: توده سنگ بلوکی با کیفیت متوسط ($JRC=8$ و $\sigma_{ci}=80$), d, e, f: توده سنگ بلوکی با کیفیت خوب ($JRC=12$ و $\sigma_{ci}=150$)

برای توده‌های سنگ بلوکی با کیفیت خوب، زمانی که شکست به صورت لغزش روی درزه‌ها رخ می‌دهد، ($\sigma_{cm} < 0.14\sigma_{ci}$) و زمانی که شکست به صورت ترکیبی از شکست سنگ بکر و لغزش روی درزه‌ها رخ می‌دهد، شکل ۱۸ بخش‌هایی از این نتایج را نشان می‌دهد.

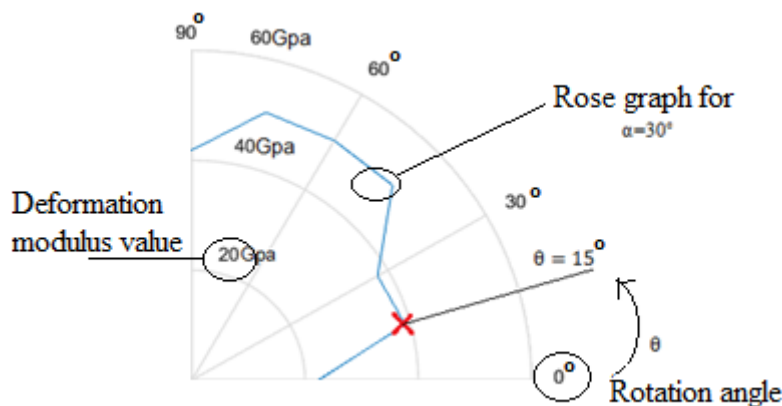
در مورد توده سنگ بلوکی با کیفیت متوسط، ($50 < \sigma_{ci} < 100$ و $4 < JRC < 8$) هنگامی که شکست به صورت لغزش روی درزه‌ها رخ می‌دهد، ($\sigma_{cm} < 0.05\sigma_{ci}$) و زمانی که شکست به صورت ترکیبی از شکست سنگ بکر و لغزش روی درزه‌ها رخ دهد، ($\sigma_{cm} < 0.16\sigma_{ci}$) است.

چهار گروه طبقه‌بندی شده و سپس مدول تغییر شکل هر گروه به ازای راستای α های مختلف در جهات مختلف بارگذاری محاسبه می‌شود. نتایج این محاسبات در یک سیستم مختصات قطبی طبق شکل ۱۹ معرفی و ارائه شده است.

با استفاده از دستگاه قطبی شکل ۱۹ می‌توان نتایج این محاسبات را برای مقادیر مختلف نسبت راستای درزه‌ها و جهت بارگذاری ارائه کرد. در این دستگاه زاویه θ در جهت مثبت مثلثاتی از صفر تا نود درجه و مقدار مدول تغییر شکل پذیری در جهت شعاعی از مرکز به بیرون اندازه‌گیری می‌شود. در این گراف‌ها زاویه θ بر حسب درجه و مدول تغییر شکل پذیری بر حسب گیگا پاسکال است.

در شکل ۱۹ گراف قطبی برای حالت $16 < JRC < 20$ ، مگاپاسکال $50 < \sigma_{ci} < 100$ و $\alpha = 30^\circ$ ارائه شده است. هر نقطه بر روی این منحنی که یک مقدار E را به یک θ در گام‌های افزایشی ۵ درجه نسبت می‌دهد به شرح زیر محاسبه می‌شود:

- به ازای یک مقدار خاص از θ .
- برای σ_{ci} از ۵۰ تا ۱۰۰ مگاپاسکال در ۵ مرحله (۶۰، ۷۰، ۸۰، ۹۰، ۱۰۰ مگا پاسکال).
- برای JRC از ۱۶ تا ۲۰ در ۴ مرحله (۱۷، ۱۸، ۱۹، ۲۰).
- برای هر جفت JRC و σ_{ci} یک E محاسبه می‌شود و مقدار میانگین آن‌ها به مقدار θ نسبت داده می‌شود.



شکل ۱۹- سیستم مختصات قطبی برای ارائه مدول تغییر شکل توده سنگ بلوکی به عنوان تابعی از θ

(منحنی مربوط به حالت: $\alpha = 30^\circ$ و $50 < \sigma_{ci} < 100$ مگا پاسکال و $16 < JRC < 20$)

دانشستن ساختار توده سنگ (α)، شرایط سطح درزه (بر اساس JRC) و مواد سنگی دست نخورده (که با σ_{ci} نشان داده می‌شود)، می‌توان مدول تغییر شکل توده سنگ را برای جهات بارگذاری مختلف از منحنی‌ها استخراج کرد. به عنوان مثال، در

هنگامی که شکست در توده سنگ بلوکی از طریق لغزش روی درزه‌ها رخ می‌دهد ($\theta = 30^\circ = 45^\circ$ ، $\theta = 60^\circ$)، کرنش تسلیم حدود ۰٫۲ تا ۰٫۴ است که مستقل از زاویه بارگذاری (θ) و راستای دسته درزه سوم (α) است. همچنین هنگامی که نمونه‌ها پس از تنش نهایی دچار نرم‌شوندگی می‌شوند، پدیده چرخش بلوک در توده و الگوی زیگزاگی شکست مشاهده می‌شود.

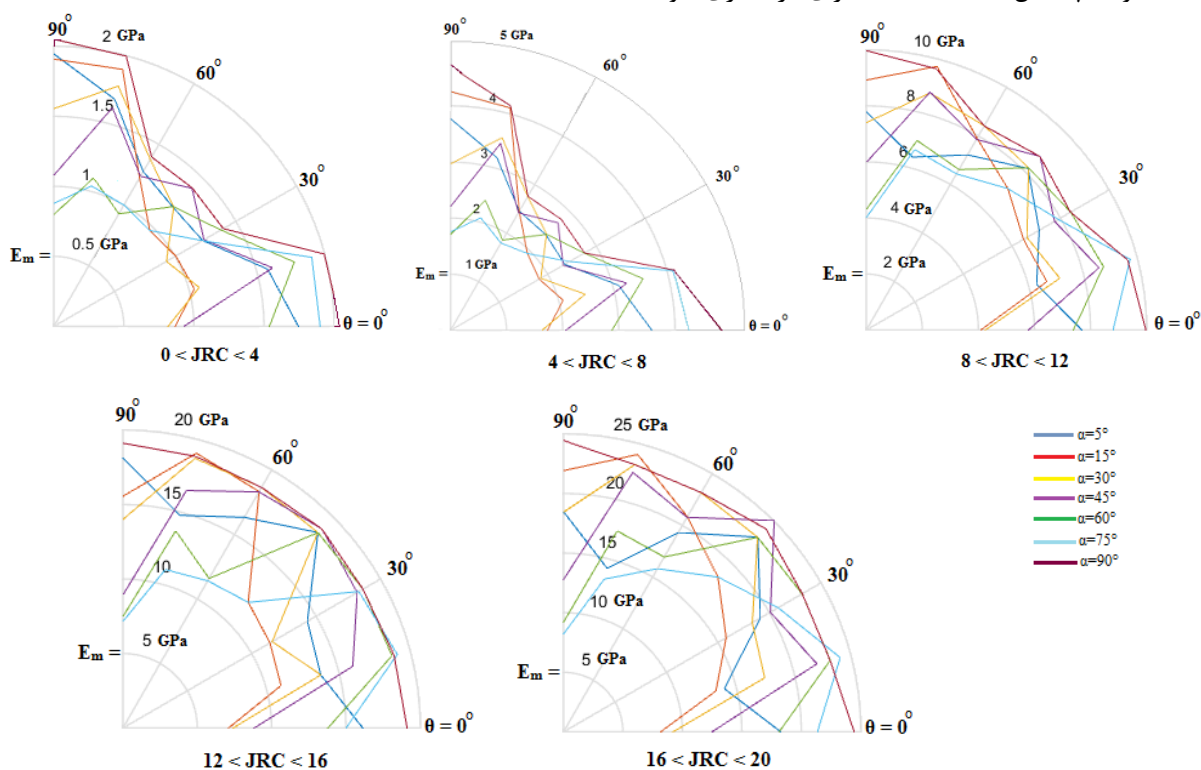
۲-۴- ناهمسانگردی در مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ بلوکی

مدول تغییر شکل توده سنگ تابعی از درزه‌ها و ویژگی‌های سنگ بکر و همچنین جهت است، زیرا وجود ناپیوستگی‌ها می‌تواند باعث بروز ناهمسانی در رفتار تغییر شکل پذیری توده سنگ شود. در این صورت مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ بسته به جهت بارگذاری متفاوت است. برای بررسی چگونگی تغییرات مدول تغییر شکل پذیری در توده سنگ‌های بلوکی، توده‌های سنگ بر اساس شرایط درزه‌داری توسط JRC در گروه‌های $0 < JRC < 4$ ، $4 < JRC < 8$ ، $8 < JRC < 12$ ، $12 < JRC < 16$ ، $16 < JRC < 20$ طبقه‌بندی شدند و برای در نظر گرفتن مقاومت سنگ بکر، UCS سنگ دست نخورده به صورت (مگاپاسکال $25 < \sigma_{ci} < 50$ ، مگاپاسکال $50 < \sigma_{ci} < 25$ ، مگاپاسکال $100 < \sigma_{ci} < 50$ و مگاپاسکال $250 < \sigma_{ci} < 100$) در

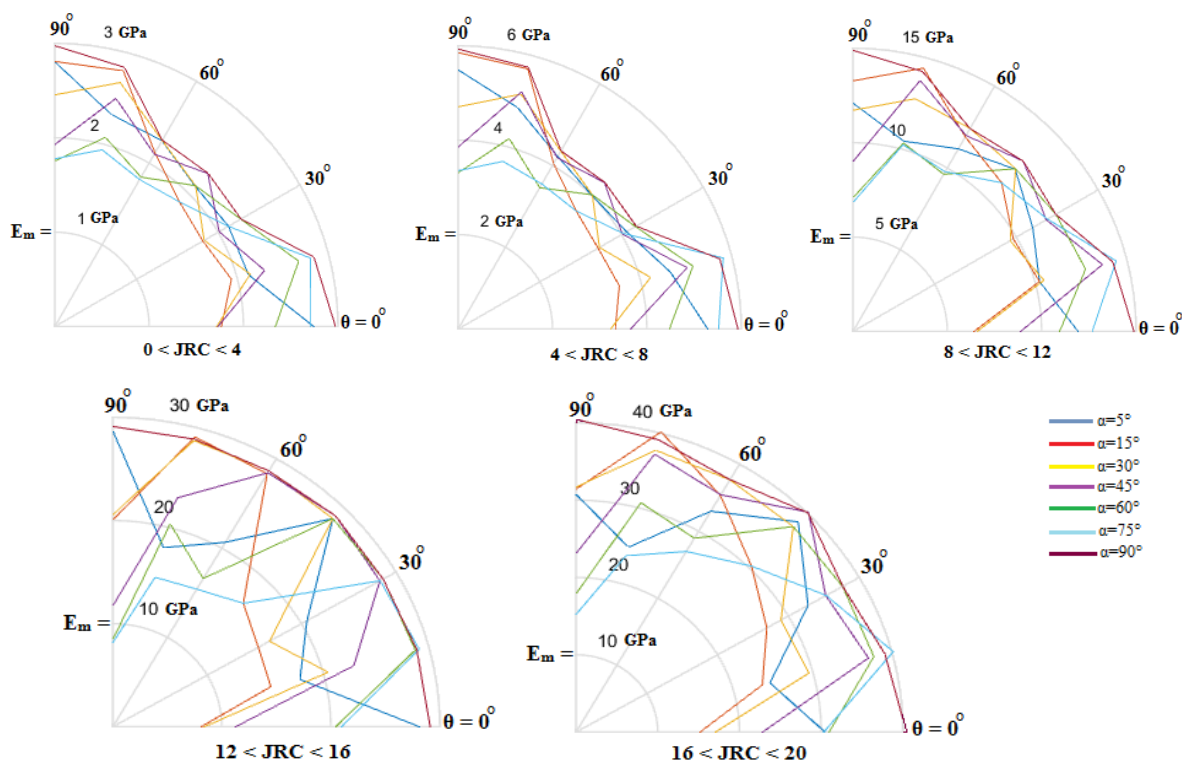
شکل‌های ۲۰ تا ۲۳ نتایج حاصل از این ارزیابی به منظور تعیین مقادیر مدول تغییر شکل پذیری برای توده سنگ بلوکی را نشان می‌دهد. در این گراف‌های قطبی، هر منحنی (منحنی رز شکل) مربوط به مقدار خاصی از α است. در این شکل‌ها، با

سنگ در راستای ۱۵ درجه ($\theta = 15^\circ$)، مقدار مدول تغییر شکل پذیری ۳۹ گیگا پاسکال است.

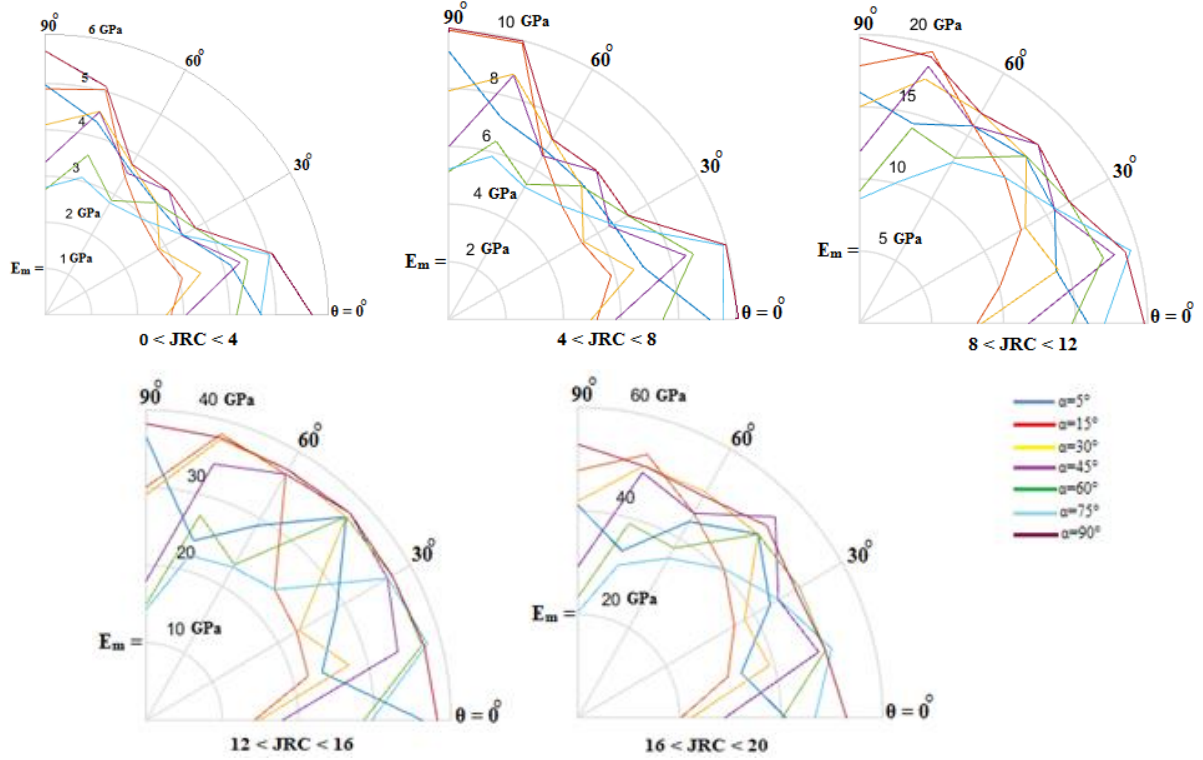
شکل ۱۹ برای یک توده سنگ با دو دسته درزه متعامد و دسته درزه سوم با $\alpha = 30^\circ$ و شرایط ناپیوستگی بسیار خوب، ($\alpha < 20^\circ$) و $JRC < 16$) و مگاپاسکال $50 < \sigma_{ci} < 100$ ، برای بارگ ذاری توده



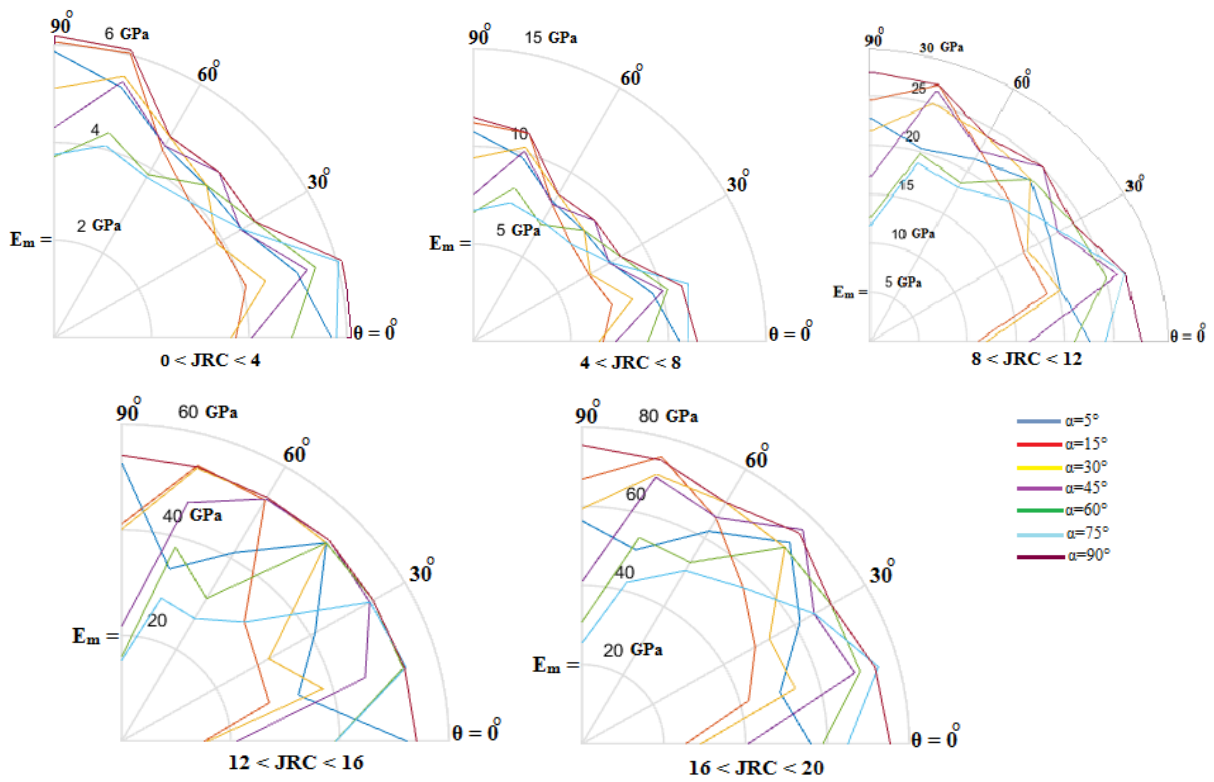
شکل ۲۰ - مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ بلوکی برای $\sigma_{ci} < 25$



شکل ۲۱ - مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ بلوکی برای $25 < \sigma_{ci} < 50$



شکل ۲۲- مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ بلوکی برای $50 < \sigma_{ci} < 100$



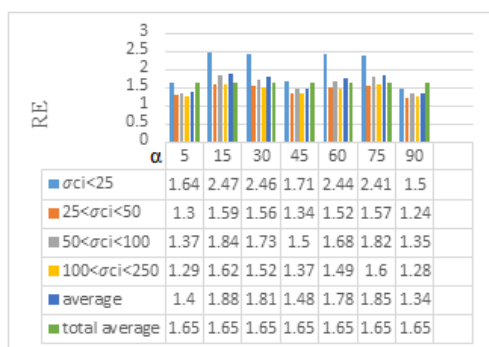
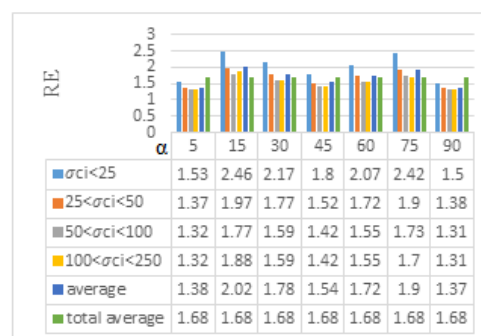
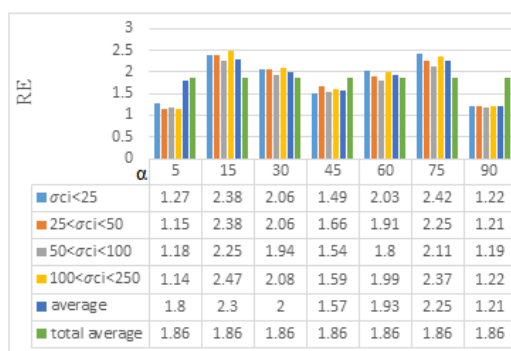
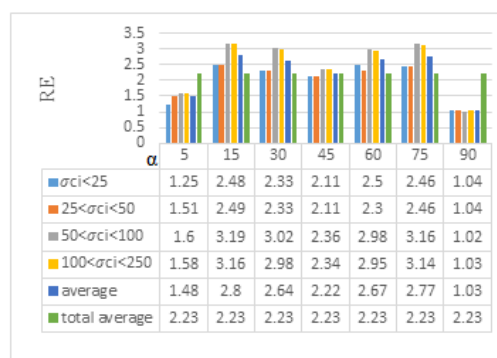
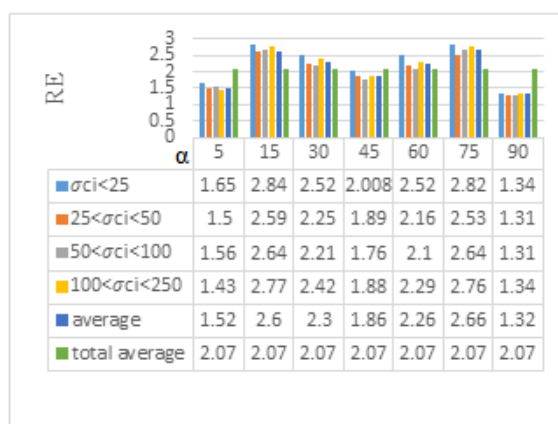
شکل ۲۳- مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ بلوکی برای $100 < \sigma_{ci} < 250$

مدول تغییر شکل پذیری حاصل می‌شود. با توجه به نتایج این ارزیابی می‌توان پارامتر درجه ناهمسانی (R_E) را به صورت نسبت مدول تغییر شکل حداکثر (E_{max}) به مدول تغییر شکل حداقل (E_{min}) تعریف کرد:

$$R_E = E_{max}/E_{min} \quad (24)$$

۳-۴- ضریب ناهمسانی تغییر شکل پذیری در توده‌های سنگی بلوکی

چنانچه مقادیر مختلف مدول تغییر شکل پذیری که از بارگذاری در راستاهای مختلف حاصل می‌شود، مورد ارزیابی قرار گیرد؛ مشاهده خواهد شد که در یکی از زوایای بارگذاری بیشترین مقدار مدول و در یکی دیگر از این زوایا کمترین مقدار

a) R_E for ($0 < JRC < 4$)b) R_E for ($4 < JRC < 8$)c) R_E for ($8 < JRC < 12$)d) R_E for ($12 < JRC < 16$)e) R_E for ($16 < JRC < 20$)

شکل ۲۴- درجه ناهمسان گردی تغییر شکل پذیری توده سنگ بلوکی (R_E)

با توجه به این نمودارها می‌توان دامنه‌ای برای درجه ناهمسانی در توده‌های سنگ بلوکی بین دو عدد ۱/۶ تا ۲/۳ ($1/6 \leq R_E \leq 2/3$) با مقدار میانگین ۱/۸۸ انتظار داشت.

۴-۴- مقایسه نتایج مدل شبیه‌سازی شده با روابط تجربی

برای ارزیابی بیشتر نتایج، مقادیر مدول تغییر شکل توده سنگ بلوکی مدل شبیه‌سازی شده با مقادیر متناظر بدست آمده از روابط تجربی مقایسه شد. در این جدول تقسیم‌بندی بر اساس شرایط سطح درزه‌ها (JRC) در ردیف توده سنگ بلوکی منطبق بر جدول GSI (هوک، ۱۹۹۷) است [۱۹].

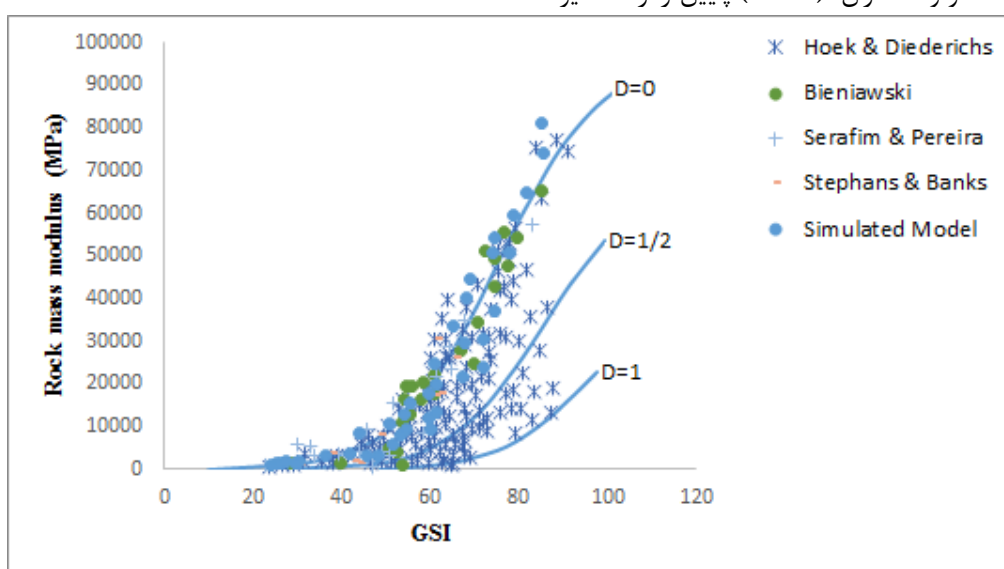
بررسی درجه ناهمسانی بر اساس هر یک از منحنی‌های ارائه شده در شکل‌های ۲۰ تا ۲۳ انجام گرفته است. حاصل این ارزیابی‌ها در شکل ۲۴ ارائه شده است. به عنوان مثال در شکل ۲۴-الف عدد $R_E=1/64$ در ستون اول، مقدار درجه ناهمسانی مدول تغییر شکل پذیر توده سنگ بلوکی با $\alpha=5$ و $0 < JRC < 4$ و $\sigma_{ci} < 25$ است که از درونبایی مقادیر بدست آمده برای مدول تغییر شکل پذیر در بازه‌های $0 < JRC < 4$ و $\sigma_{ci} < 25$ حاصل شده است، به بیان دیگر مقدار میانگین R_E محاسبه شده برای هر جفت از (JRC, σ_{ci}) به ازای ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰، ۲۵، مگاپاسکال و ۱، ۲، ۳، ۴ JRC است. مقادیر هر ستون به صورت نمودار میله‌ای در بالای آن نمایش داده شده است.

جدول ۵- مقایسه مدول تغییر شکل توده سنگ بلوکی (E_m) مدل عددی شبیه‌سازی شده و روابط تجربی

مرجع	بسیار خوب	خوب	مناسب	پایین	بسیار پایین	شرایط سطح درزه
	۱۶ < ۲۰	۱۲ < ۱۶	۸ < ۱۲	۴ < ۸	۰ < ۴	JRC
مدول تغییر شکل پذیری (GPa)						
سرافیم و پیریرا ۱۹۸۳	۸-۷۵/۵	۷-۵۴/۲	۴-۲۷/۵	۱/۶-۱۱/۵	۰/۷۹-۶/۲	شبیه‌سازی عددی
بیناوسکی ۱۹۷۸	۴۰-۸۰	۰-۶۰	-	-	-	$\frac{RMR-10}{10^{0.4}}$
کوگالگو و همکاران ۲۰۰۳	۱۰/۱۸-۳۷/۶۶	۵/۲۹-۱۹/۵۸	۲/۷۵-۱۰/۱۸	۱/۴۳-۵/۲۹	۰/۷۴۴-۲/۷۵۲	$0.1451e^{0.654*GSI}$
کوگالگو و همکاران ۲۰۰۳	۴/۵-۶۵/۷	۶/۸-۳۰/۹	۳/۲-۱۴/۵	۱/۵-۶/۸	۰/۷-۳/۲	$0.0736e^{0.755 RMR}$
هوک ۲۰۰۴	۲۱/۱۴-۷۶/۰۴	۱۱/۱۴-۴۰/۱	۵/۸۷-۲۱/۱۴	۳/۱-۱۱/۱۴	۱/۶۳-۵/۸۷	$0.33e^{0.064 GSI}$
کارواله‌هو ۲۰۰۴	۱۸/۹۱-۳۲/۹۶	۱۴/۳۲-۲۴/۹۶	۱۰/۸۵-۱۸/۹۱	۸/۲۱-۱۴/۳۲	۶/۲۲-۱۰/۸۵	$E_i S^{1/4}$
سونمز ۲۰۰۴	۲۲/۹۵-۳۵/۸۵	۱۸/۳۸-۲۸/۷۶	۱۴/۴۹-۲۲/۹۵	۱۱/۳۷-۱۸/۳۸	۸/۶۱-۱۴/۴۹	$E_i (S^a)^{0.4}$
هوک و دیتریچ ۲۰۰۶	۲۸/۷۳-۷۱/۴۲	۱۳/۹۶-۵۰	۶/۱۳-۲۸/۷۳	۲/۵۶-۱۳/۹۶	۱/۰۵-۶/۱۳	$10^5 \left(\frac{1-D/2}{1+e^{(75+25D-GSI)/11}} \right)$
هوک و دیتریچ ۲۰۰۶	۸/۵۹-۳۳/۲۷	۳/۷۱-۱۸/۲۳	۱/۵۴-۸/۵۹	۰/۶۲۹-۳/۷۱	۰/۲۵۴-۱/۵۴	$10^5 \left(\frac{1-D/2}{1+e^{(75+25D-GSI)/11}} \right)$
هوک و دیتریچ ۲۰۰۶	۱/۹۶-۱۰/۲۱	۰/۸۲۳-۴/۶۸	۰/۳۳۴-۱/۹۶	۰/۱۳۵-۰/۸۲۳	۰/۰۵۵-۰/۳۳۴	$D=1, 10^5 \left(\frac{1-D/2}{1+e^{(75+25D-GSI)/11}} \right)$

حاصل از مدل شبیه سازی شده است [۱۷ و ۳۱].

همچنین بر اساس نتایج جدول ۵ مقادیر مدول تغییر شکل پذیری ارایه شده از روابط سونمز و کاروال هو (۲۰۰۴) در مقایسه با نتایج حاصل از این تحقیق برای توده سنگ های بلوکی در درزه های ضعیف، مقادیر مدول تغییر شکل دست بالا در نظر گرفته شده ولی در درزه های با کیفیت بالا، مقادیر مدول دست پایین در نظر گرفته شده است به عبارت دیگر در درزه های ضعیف، ضریب ایمنی خیلی بالا ولی در درزه های با کیفیت خوب ضریب ایمنی خیلی پایین لحاظ شده است [۳۲].



شکل ۲۵ - مقایسه مقادیر مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ بلوکی در مدل شبیه سازی شده با روابط تجربی (هوک و دیتریچ (۲۰۰۶) و بنیاووسکی (۱۹۷۸)، سرافیم و پرییرا (۱۹۸۳)، استیفنز و بانکس (۱۹۸۹))

دسته بندی شرایط سطح درزه ها، می توان در ردیف توده سنگ بلوکی در جدول GSI دو پارامتر دیگر شامل مدول تغییر شکل پذیری و درجه ناهمسانی را منطبق بر تغییرات GSI تعریف کرد.

با دقت در گزارش حاصل از نتایج و شکل های ۲۰ تا ۲۳ مشاهده می شود، چنانچه در هر یک از ستون های جدول GSI بازه ضریب زبری (شرایط درزه داری) ثابت فرض شود و در مقابل مقاومت فشاری ماده سنگ افزایش یابد و نتایج حاصل از مدول تغییر شکل پذیری مورد ارزیابی قرار گیرد، در این صورت مقدار مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ به طور میانگین حدود هشت برابر افزایش پیدا می کند و مجددا همین کار در ردیف توده سنگ بلوکی در جدول GSI در بازه ثابت مقاومت فشاری ماده سنگ و افزایش ضریب زبری منطبق بر جدول

بر پایه نتایج ارایه شده در جدول ۵ می توان گفت از بین روابط ارایه شده برای تعیین مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ بلوکی، مقادیر حاصل از رابطه ارایه شده توسط هوک دیتریچ (۲۰۰۶) به ازای ضریب اغتشاش صفر ($D=0$) بیشترین مطابقت را با نتایج ارایه شده در این تحقیق دارد (شکل ۲۵) [۲۰].

مقادیر مدول تغییر شکل پذیری بدست آمده از رابطه پیشنهادی سرافیم و پرییرا (۱۹۸۳) بالاتر از مقادیر حاصل از این تحقیق برای توده سنگ بلوکی است ولی در مقابل مقادیر حاصل از رابطه کگاگلو و همکاران (۲۰۰۳) پایین تر از مقادیر



۴-۵- ارایه مدول تغییر شکل پذیری و درجه ناهمسانی توده سنگ بلوکی منطبق بر جدول GSI

نتایج ارایه شده برای مقادیر مدول تغییر شکل پذیری و درجه ناهمسانی در یک توده سنگ بلوکی را می توان در قالب جدول GSI ارایه کرد. برای این منظور مقادیر JRC منطبق بر جدول GSI بر اساس شرایط سطحی درزه داری به ردیف توده سنگ بلوکی اضافه شده و سپس مقادیر مربوط به مدول تغییر شکل پذیری و درجه ناهمسانگردی در هر یک از ستون های مربوطه بر اساس ضریب زبری درزه قرار می گیرد. در شکل ۲۶ نتیجه این جمع بندی نشان داده شده است.

همانگونه که در شکل ۲۶ مشاهده می شود در این جمع بندی با نسبت دادن مقادیر عددی JRC به ردیف

در توده سنگ بلوکی بر روی مدول تانزانتی تغییر شکل پذیری بیشتر است، به طوری که در یک ساختار مشخص برای توده سنگ (بلوکی) شرایط درزه‌ها تاثیری حدوداً سه برابری نسبت به جنس ماده سنگ بر روی مدول تغییر شکل پذیری دارد.

GSI (کیفیت درزه‌داری) جهت درزه‌ها انجام گیرد، مشاهده می‌شود، مقدار مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ به طور میانگین بیست و چهار برابر می‌شود. با توجه به این نتیجه می‌توان گفت تاثیر کیفیت درزه‌ها نسبت به کیفیت سنگ بکر

Geological Strength Index (GSI) From the description of structure and surface conditions of the rock mass, pick an appropriate box in this chart. Estimate the average value of GSI from the contours. Do not attempt to be too precise. Quoting a range of GSI from 36 to 42 is more realistic than stating that GSI = 38. Structure	Surface conditions				
	Very good Very rough and fresh unweathered surfaces	Good Rough, maybe slightly weathered or iron stained surfaces	Fair Smooth and/or moderately weathered and altered surfaces	Poor Slack-sided or highly weathered surfaces or compact coatings with fillings of angular fragments	Very poor Slack-sided and highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
 Intact/Massive – intact rock specimens or massive in-situ rock masses with very few widely spaced discontinuities  Blocky – very well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three orthogonal discontinuity sets	90			N/A	N/A
	80	70			
	65-85	55-75	GSI 45-65	35-55	25-45
	16-20	12-16	JRC 8-12	4-8	0-4
	8-75.5	7-54.2	Em 4-27.5	1.6-11.5	0.79-6.2
	2.1	2.2	RE 1.8	1.6	1.6

شکل ۲۶- مدول تغییر شکل پذیری (E_m)، پارامتر درجه ناهمسانگردی (R_E) و JRC برای توده سنگ بلوکی در جدول GSI

از $\sigma_{ci} < 25$ تا $\sigma_{ci} < 250$ مقدار مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ از ۴ به حدود ۲۷٫۵ گیگا پاسکال رسیده است که افزایش حدود ۶٫۸ برابری داشته است. یعنی افزایش کیفیت درزه‌ها به نسبت افزایش مقاومت ماده سنگ تاثیری حدوداً سه برابری در افزایش مدول تغییر شکل پذیری آن داشته است.

به عنوان مثال طبق گزارش جدول ۶ در بازه ثابت $(50 < \sigma_{ci} < 100)$ مدول تغییر شکل پذیری با افزایش کیفیت درزه‌ها و مقدار JRC. منطبق بر جدول GSI از عدد ۰ تا ۲۰ از ۲٫۵ گیگا پاسکال به حدود ۵۰ گیگا پاسکال رسیده یعنی حدود بیست برابر افزایش یافته است. در صورتی که در بازه ثابت $8 < JRC < 12$ با افزایش مقاومت فشاری تک‌محوره ماده سنگ از

جدول ۶- مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ تابعی از JRC و σ_{ci}

GSI	۲۵-۴۵	۳۵-۵۵	۴۵-۶۵	۵۵-۷۵	۶۵-۸۵
JRC	۰-۴	۴-۸	۸-۱۲	۱۲-۱۶	۱۶-۲۰
σ_{ci}	مدول تغییر شکل پذیری (GPa)				
$\sigma_{ci} < 25$	۰,۷۹-۱,۷۵	۱,۶-۴	۴-۱۰	۷-۱۹	۸-۲۳
$25 < \sigma_{ci} < 50$	۱,۷۵-۲,۸	۲,۷۵-۶	۷-۱۴,۵	۸-۲۹	۱۷-۴۰
$50 < \sigma_{ci} < 100$	۲,۵-۵	۵,۲-۱۰	۸-۱۹,۵	۱۵-۳۸	۲۰-۵۰
$100 < \sigma_{ci} < 250$	۳,۷-۶,۲	۶,۷-۱۱,۵	۱۲-۲۷,۵	۱۸-۵۴,۲	۲۲-۷۵,۵

افزایش ۸ برابری (میانگین) مدول تغییر شکل پذیری،

افزایش ۲۴ برابری (میانگین) مدول تغییر شکل پذیری

۵- نتیجه گیری

بررسی نظام مند ناهمسانگردی در رفتار تغییر شکل پذیری توده سنگ بلوکی با استفاده از شبیه سازی های عناصر المان گسسته انجام شد. توده سنگ شامل دو دسته درزه عمود برهم و دسته درزه سوم که با زاویه متغیر نسبت به محور عمود بر دسته درزه اول است. یک المان با حجم معرف توده انتخاب و به صورت تک محوری در جهات مختلف بارگذاری شد.

روابط غیرخطی وابسته به تنش جدید برای سختی نرمال و برشی درزه ها معرفی و در شبیه سازی های عددی استفاده شد. JRC درزه ها و UCS سنگ بکر متغیرهای مستقل این روابطند. ضرایب سختی نرمال و برشی درزه در کنترل رفتار تغییر شکل کلی توده سنگ ضروری است.

بر اساس نتایج بیشترین تاثیر گذاری بر روی تغییر شکل پذیری توده سنگ بلوکی در بین پارامترهای درزه داری مربوط به سختی قائم و سختی برشی درزه است که مشخص شد تاثیر سختی قائم نسبت به سختی برشی تاثیر حدودا دو برابری بر روی تغییر شکل پذیری توده سنگ بلوکی داراست. همچنین مشخص شد که در ارزیابی مدول تغییر شکل پذیری، اهمیت نسبی شرایط درزه داری و کیفیت درزه ها بیشتر از UCS سنگ بکر و حدود سه برابر آن است.

بررسی های عددی نشان داد که توده ای با $L/S \geq 10$ را می توان به عنوان REV برای توده سنگ بلوکی در ارزیابی مدول تغییر شکل پذیری و حالت های شکست در نظر گرفت.

مدول تغییر شکل پذیری، مدهای شکست و رفتار پس از شکست توده های سنگ بلوکی برای زوایای نسبی متغیر

بارگ ذاری و درزه داری مورد ارزیابی قرار گرفت. درجه ناهمسانگردی برای مدول تغییر شکل که با شاخص ناهمسانگردی R_E نشان داده می شود، بررسی و مقدار $1/6 \leq R_E \leq 2/3$ با مقدار متوسط $1/8$ در توده سنگ بلوکی استنباط شد.

مکانیزم های شکست این ایده را تایید می کند که توده سنگ بلوکی دارای یک کرنش بحرانی است که مستقل از زاویه بارگذاری (θ) و زاویه دسته درزه سوم (α) است به طوری که وقتی حالت شکست توده سنگ بلوکی "لغزش روی درزه ها" است، کرنش تسلیم حدود $0/2$ تا $0/4$ و این مقدار مستقل از زاویه بارگذاری و جهت دسته درزه سوم است.

نتایج محاسبات در قالب منحنی های قطبی تغییر مدول تغییر شکل توده سنگ بلوکی ارائه شده است که به ضریب زبری درزه ها، مقاومت فشاری تک محوره سنگ بکر و ساختار توده سنگ از نظر زاویه نسبی درزه ها بستگی دارد. این منحنی ها امکان تخمین مدول تغییر شکل توده سنگ بلوکی را در جهات مختلف بدون نیاز به آزمایشات آزمایشگاهی و درجا یا روابط تجربی فراهم می کند.

در جدول GSI، نتایج مطابق با سیستم طبقه بندی GSI طبقه بندی شدند، به گونه ای که با اختصاص یک مقدار به JRC برای هر کلاس از شرایط سطحی درزه ها، مدول تغییر شکل پذیری و درجه ناهمسانگردی مربوط به مقادیر GSI متناظر را می توان تعیین کرد.

منابع

- Amadei, B., Savage, W.Z., 1993, Effect of joints on rock mass strength and deformability,

- Force Weapons Lab, Kirtland Air Base, New Mexico.
14. Duncan, J.M., Chang, C.Y., 1970, Non- Linear analysis of stress and strain in soil, *J. Soil Mech. Found. Dir. ASCE.*, 96, p. 1629-1655.
 15. Goodman, R.E., Taylor and Brekke, T.L., 1968, A model for mechanics of jointed rock, *J. Soil Mech. Found. ASCE.* 96, p. 637-659.
 16. Gerrard, C. M., 1991, The equivalent elastic properties of simplified and jointed rock masses, *Proc.Int. Conf. on Computer Meth. and Advances in Geomech.*, Cairns, Eds: G. Beer. J. R. Brooker & J. P. Carter, Balkema, Rotterdam, 333-337.
 17. Gokceoglu, C., Sonmez, H., and Kayabasi, A., 2003, Predicting the deformation moduli of rock mass, *Int. J. Rock Mech. Min Sci.* 40, p. 701-710.
 18. Heuze, F. E., 1980, scale effects in the determination of rock mass strength and deformability, *Rock Mech.*, 12, 167-192.
 19. Hoek, H., Brown, E.T., 1997, Practical estimates of rock mass strength, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 34, p. 1165-1186.
 20. Hoek, E., Diederichs, M.S., 2006, Empirical estimation of rock mass modulus, *Int. J. Rock Mech. Min Sci.*, 43, p. 203-215.
 21. Jaeger, J.C., Cook, N.G.W., & Zimmerman, R.W., 2007, *Fundamentals of mechanics*, Oxford, Blackwell Publishing Ltd.
 22. Ivars, D.M., Pierce, M.E., & Darcel, C., et al., 2011, The synthetic rock mass approach for jointed rock mass modelling, *Int. J. Rock Mech. Min Sci.*, 48, p. 219-44.
 23. Kulhawy, F.H., 1978, Geomechanical model for rock foundation settlement, *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, 104, p. 211-227.
 24. Kulatilake, P.H.S.W., Wang, S., et al., 1993, Effect of finite- size joints on the deformability of jointed rock in 3-dimensions, *Int. J. Rock Mech. Min Sci., England.* 30, p. 479-501.
 25. Khani, A., Baghbanan, A., Norouzi, A., & Hashemolhosseini, H., 2013, Effects of fracture geometry and stress on the strength of fractured rock mass, *Int. J. Rock Mech. Min Sci.*, 60, p. 345-52.
 26. Min, K.B., Jing, L., 2003, Numerical determination of the equivalent elastic compliance tensor for fractured rock masses using the distinct element method, *Int. J. Rock Mech. Min Sci.*, 40, p. 795- 816.
 27. Oda, M., 1988, An experimental study of the elasticity of mylonite rock with random cracks, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 25, Comprehensive rock Engineering- Principle, practice and projects. Ed: J. A. Hudson, Pergamon, Oxford, UK., 1, p. 331- 365.
 2. Agharazi, A., Derek Martin, C., Tannant, D, 2012, A three-dimensional equivalent continuum constitutive model for jointed rock masses containing up to three random joint sets, *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, Vol. 7, No. 4, 227-238.
 3. Amadei, B., Goodman, RE, (1981), A 3-D constitutive relation for fractured rock masses, In: proceedings of the international symposium on mechanical behavior of structured media, Rotterdam: Balkema, p.249-68.
 4. Barton, N.R., 1976, The shear strength of rock and rock joints, *Int. J. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 13(10), 1-24.
 5. Barton, N., Choubey, V., 1977, The shear strength of rock joints in theory and practice, *rock mechanics and rock engineering.* 10, p. 1-54.
 6. Bieniawski, Z.T., 1978, Determining rock mass deformability- experience from case histories, *Int. J. Rock Mech. Min Sic, Geomech. Abstr.*, p.15.
 7. Bandis, S C., Lumsden, A.C., and Barton, N R., 1983, Fundamentals of rock joint deformation, *Int. J. Rock Mech. Min sci. & Geomech. Abstr.*, 20, p. 249-268.
 8. Barton, N.R., Bandis, S.C., 1990, Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice, In *Rock joints, proc. int. symp. on rock joints*, Loen, Norway, (eds N. Barton and O. Stephansson), 603-610. Rotterdam: Balkema.
 9. Bidgoli, M.N., Zhao, Z.H., Jing, L.R., 2013, Numerical evaluation of strength and deformability of fractured rock, *J. Rock Mech. Gotech. Eng.*, 5, p.419-30.
 10. Cundall, P.A., 1971, A computer model for simulating progressive large scale movements in blocking rock systems, in proceedings of the symposium of the international society for rock mechanics, France. 8, p. 1-71.
 11. Cundall, PA., 1988, Formulation of a three dimensional distinct element model, Part I. A scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 25(3), 107-16.
 12. Carvalho, J., 2004, Estimation of rock mass modulus, Personal Communication.
 13. Deere, D. U. and Miller, R.P. (1966), *Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock*, Tech. Rep. No. AFWL-TR-65-116, Air

33. Goodman, RE. 1993. Engineering Geology, Rock in engineering construction. John wiley & sons, Inc.
34. Scholtz, RA. 1996. Relative scale and the strength and deformability of rock masses, J. struct Geol. 18(9): 1139-1149.
35. Wu, Q., Kulatilake, P.H.S.W., 2012, REV and its properties on fracture system and mechanical properties and orthotropic constitutive model for a jointed rock mass in a dam site in China, Comput. Geotech., 43, p. 124-42.
36. Wang, Y., Adeyemi Emman Aladejare. 2019. Estimation of rock mass deformation modulus using indirect information multiple sources. Tunneling and underground space technology. 85,78-83.
37. Yang, Z.Y., Chen, J.M., & Huang, T.H., 1998, Effect of joint sets on the strength and deformation of rock mass models, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 35, p. 75-84.
- 59-69.
28. Priest, S.D., 1993, Discontinuity analysis for rock engineering, Chapman & Hall.
29. Robertson, A., (1970), The interpretation of geologic factors for use in slope theory, Proc. Symp. on the Theoretical Background to the Planning of Open Pit Mines, Johannesburg, South Africa, 55-71.
30. Singh, B. 1973, Continuum characterization of jointed rock masses, Part 1- the constitutive equations: Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 10, p. 311-335.
31. Serafim, J.L., Pereira, J.P., 1983, Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski, Proc. Int. Symp. Eng. Geol. under- ground, Construction. Lisbon. 1, p. 33-44.
32. Sonmez, H., Gokceoglu, C., & Ulusay, R., 2004, Indirect determination of the modulus of deformation of rock mass based on the GSI system, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 1, p. 849-57.