

ФОМЕНКО И.К. (ООО «Научно-производственный центр по инженерным изысканиям»)

ПЕНДИН В.В. (Российский государственный геологоразведочный университет имени Серго Орджоникидзе)

ГОРОБЦОВ Д.Н. (Российский государственный геологоразведочный университет имени Серго Орджоникидзе)

ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ БОРТОВ КАРЬЕРОВ В СКАЛЬНЫХ ГРУНТАХ

В статье рассматривается методика расчёта устойчивости бортов карьеров, сложенных скальными грунтами, с учетом геолого-структурных особенностей скального массива и пространственного положения зон ослабления по отношению к бортам карьера. Показано, что в зависимости от их взаимной ориентировки задача устойчивости бортов карьера может быть решена в двумерной или трехмерной постановке. Приведены примеры расчета устойчивости бортов карьера с учетом зон ослабления в двумерной постановке методами предельного равновесия и конечных элементов, в трехмерной постановке – методом объёмных скальных блоков. Описаны современные критерии прочности, которые рекомендуется использовать при моделировании устойчивости скальных оползней. Предлагаемая методика оценки устойчивости бортов карьеров, закладываемых в скальных грунтах, позволяет обоснованно выбрать метод расчета, в зависимости от совместной ориентации структурного плана скального массива и пространственного положения бортов карьера.

Ключевые слова: устойчивость бортов карьеров, оползни в скальных грунтах, методы предельного равновесия, конечных элементов, объёмных скальных блоков, анизотропия прочности, критерии прочности Хоека–Брауна и Бартона–Бандиса.

Введение

В настоящее время в России отсутствует современная, научно обоснованная методика оценки устойчивости бортов карьеров, закладываемых в скальных грунтах. В нормативных документах [21, 22, 23], регламентирующих изучение оползневых процессов, включая количественную оценку устойчивости склонов, практически полностью отсутствует учет особенностей развития скальных оползней, что существенно снижает качество получаемой инженерно-геологической информации для этого типа склоновых деформаций. Существующие рекомендации [18, 20], затрагивающие данную проблему, написаны в прошлом веке.

В данной статье рассматривается подход, основанный на зарубежной практике, изложенной в работах [5, 13]. Его главной идеей является комплексный взаимный учет геоструктурных особенностей скальных массивов и пространственного положения бортов карьера.

Статья написана с использованием программного обеспечения Rocscience: Slide 7.0, RS2 9.0, Swedge 6.0 и базы знаний по программным продуктам, представленной на

сайте <https://www.rocsience.com> (кафедра инженерной геологии им. Ф.П. Саваренского МГРИ-РГГРУ входит в Rocscience Education Program).

1. Основные методические положения

Выбор местоположения и направления расчетных профилей необходимо производить исходя из принципа наибольшей опасности (вероятности обрушения борта карьера). «Чаша» карьера при простом структурном плане скального массива (т.е. в предположении, что направление зон ослабления и трещиноватости в пределах карьера остается постоянным) может быть условно разделена на зоны условной стабильности и потенциальной нестабильности бортов (рис. 1).

Для потенциально нестабильных бортов вероятность обрушения бортов может происходить по следующим схемам:

1. Азимут падения трещин системы 1 или 2 и 3 совпадает с азимутом падения борта карьера. В данном варианте задача устойчивости борта карьера может быть решена в плоской постановке.

2. Азимут падения трещин систем 1, 2 и 3 не совпадает с азимутом падения борта



карьера, но при этом, по результатам кинематического анализа, вероятно образование обрушений типа «клин». В этом случае задача устойчивости борта карьера решается в трехмерной постановке, на основе метода объемных скальных блоков.

По результатам выполненных расчетов определяется максимальный угол борта карьера, при котором он сохраняет устойчивость.

2. Используемые варианты расчетов устойчивости

При расчетах устойчивости бортов карьера могут быть использованы варианты расчетов методами предельного равновесия, конечных элементов и объемных скальных блоков [19], позволяющими оценить устойчивость с учетом существующих плоскостей раздела (трещиноватости) [14].

1. Особенности применения методов предельного равновесия при оценке устойчивости скальных откосов (применимо

при оценке устойчивости по схеме 1).

Использование при оценке устойчивости скальных откосов методов предельного равновесия, в классической постановке ориентированных на поиск поверхности скольжения, близкой к круглоцилиндрической, имеет ограниченное применение (например, данный вариант может оказаться допустимым для случая, когда падение откоса совпадает с падением по 2-й и 3-й системе трещин, рис. 1).

Для учета существующей поверхности раздела по первой системе трещин при оценке устойчивости борта карьера методами предельного равновесия может быть применен подход с учетом следующих дополнительных положений [14]:

1. Расчет производится по блоковой поверхности скольжения, которая моделирует направление имеющихся в массиве поверхностей раздела.

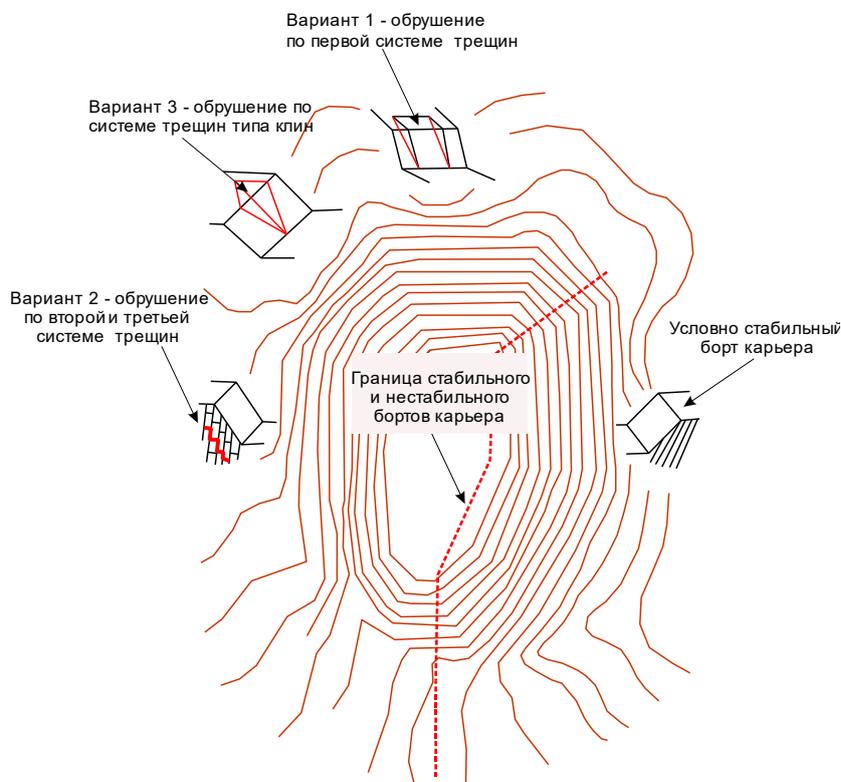


Рис. 1. Районирование «чаши» карьера (при простом структурном плане скального массива) для выбора подхода к расчету устойчивости откосов [13]

2. Задание прочностных характеристик скальных грунтов производится по модели линейной анизотропной прочности [11, 12].

Принципиальная геомеханическая модель расчета для тестового откоса, с учетом описанного подхода, представлена на рис. 2, результат расчета на рис. 3.

Классический расчет по оптимизированной поверхности скольжения [7] методом Моргенштерна–Прайса [8] представлен на рис. 4.

Анализ результатов показывает, что при расчете по оптимизированной поверхности скольжения полученный коэффициент устойчивости (K_y) существенно завышен (в 1,7 раза).

2. *Использование метода конечных элементов при оценке устойчивости скальных откосов с возможностью задания трещиноватого массива (применимо при оценке устойчивости по схеме 1).*

В методе конечных элементов структурные неоднородности в массиве горных пород, такие как например имитация структуры первичной или вторичной трещиноватости, могут быть смоделированы с использованием особого механизма

совместных границ [3]. Совместные границы могут быть заданы для различных статистических или детерминистических моделей и моделируются как зоны, где происходит скачок смещений частей конечно-элементной сетки. Рассматриваемые зоны могут быть представлены как пружины, обладающие нормальной и сдвиговой жесткостью. Такая формулировка позволяет общим узлам конечно-элементной сетки перемещаться относительно друг друга, создавая нормальные и касательные деформации. Эта идея берет свое начало в концепции, заложенной в методе граничных элементов [16, 17]. Принципиальная геомеханическая модель расчета представлена на рис. 5. Результаты расчета устойчивости рассматриваемого тестового откоса, слагаемого скальными породами, методом конечных элементов с использованием вышеописанного способа учета трещиноватости представлены на рис. 6.

Анализ результатов показывает, что коэффициент устойчивости, полученный по МКЭ (1,19), практически совпадает с K_y , по расчету методом Моргенштерна–Прайса (1,17).

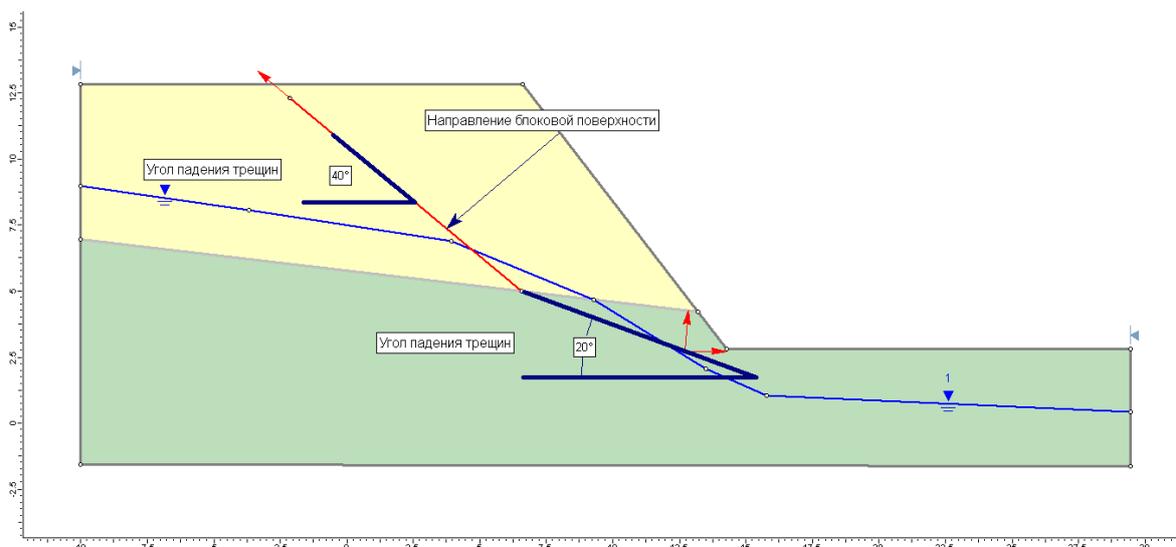


Рис. 2. Принципиальная геомеханическая модель расчета методами предельного равновесия

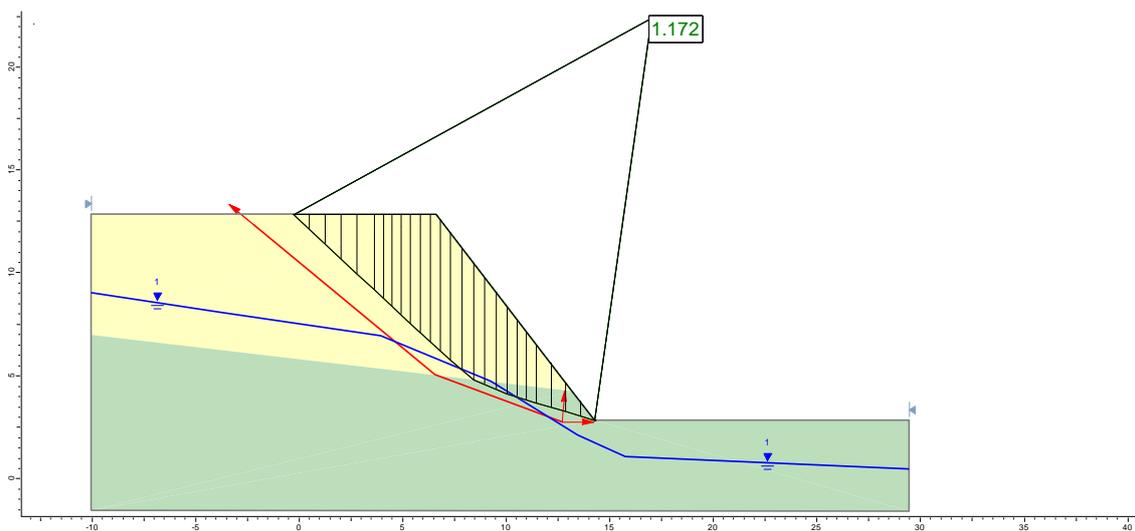


Рис. 3. Результат расчета методом Morgenstern–Прайса (описанный в тексте подход)

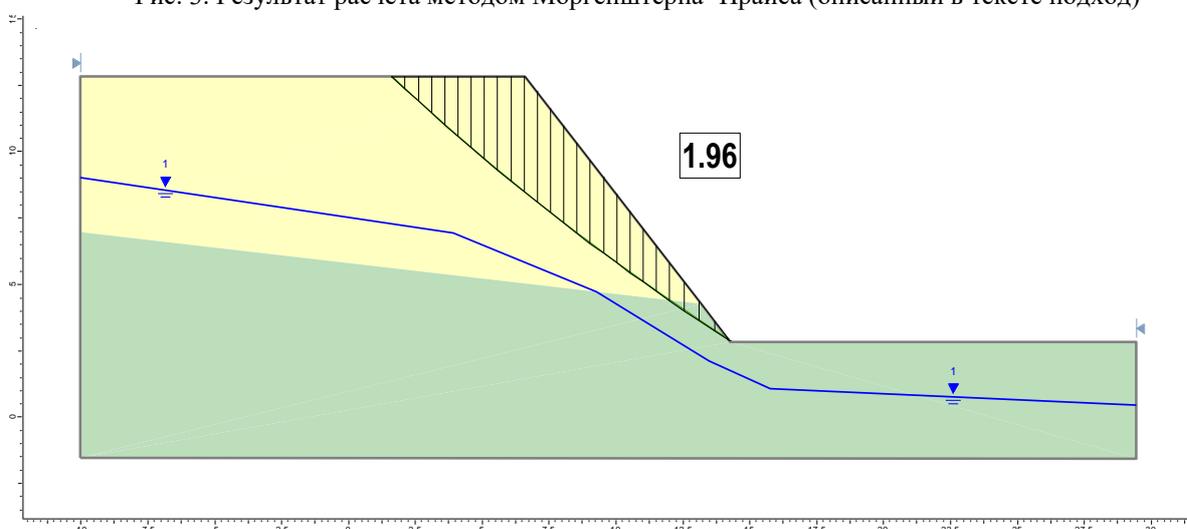


Рис. 4. Результат расчета методом Morgenstern–Прайса с использованием классического подхода (расчет по оптимизированной поверхности скольжения)

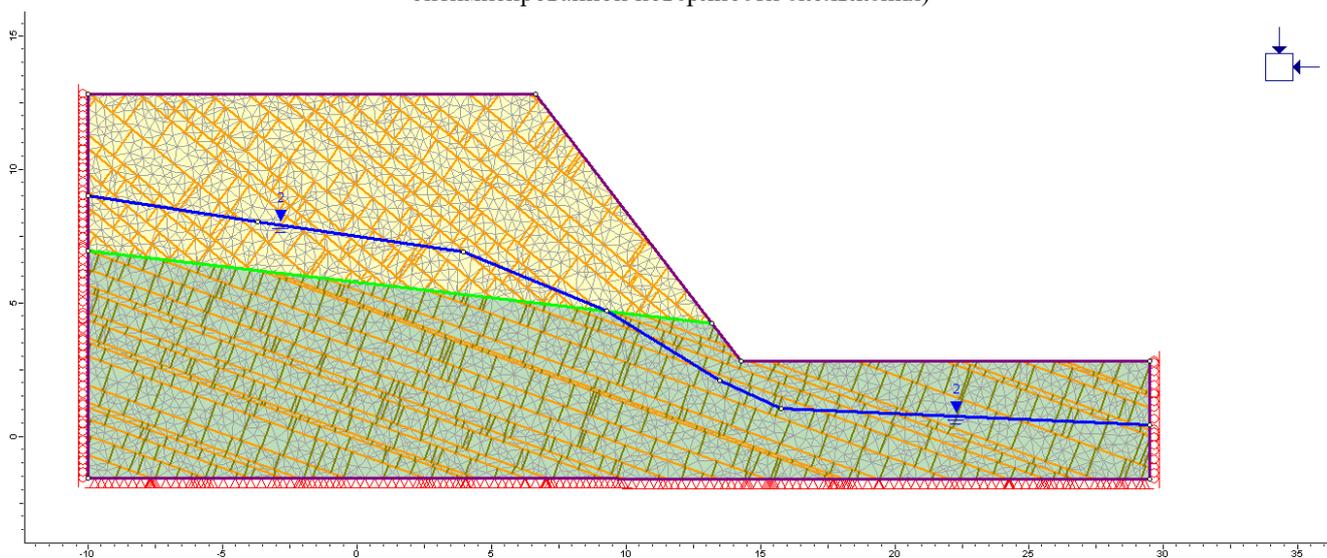


Рис. 5. Принципиальная геомеханическая модель расчета методом конечных элементов

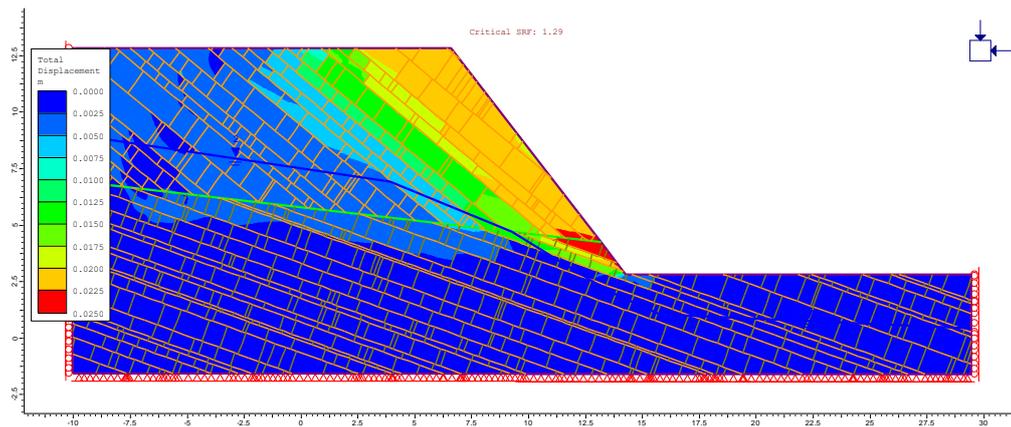


Рис. 6. Результат расчета МКЭ с использованием механизма совместных границ

3. *Использование метода расчета «объемных скальных блоков» (применимо при оценке устойчивости по схемам 1 и 2).*

Областью применения метода расчета «объемных скальных блоков» при количественной оценке устойчивости откосов, слагаемых скальными грунтами, является анализ устойчивости оползневых тел, ограниченных серией разноориентированных плоскостей скольжения (клиновидные оползни скольжения), формирующихся по существующим поверхностям раздела [4, 9, 13].

В общем случае анализ устойчивости скальных откосов на основе метода объемных скальных блоков выполняется в два этапа. На первом этапе проводится анализ геоструктурных особенностей скального массива, формирующего склон, с целью определения ориентации систем трещин, которые могли бы привести к его обрушению [19]. Такого рода оценка осуществляется с использованием кинематического анализа. Если по результатам кинематического анализа установлена возможность обрушения скального массива, то на втором этапе производится собственно расчет устойчивости склона.

Расчет устойчивости с использованием метода объемных скальных блоков по первой схеме выполняется при наличии в массиве базальной трещины, падающей в направлении

борта откоса. В случае отсутствия такой системы трещин для всех возможных направлений падения потенциально нестабильных бортов карьера устанавливается возможность обрушения типа «клин» (расчет по схеме 2).

Пример результатов анализа трещиноватости скального откоса с выделением оползнеобразующих систем трещин представлен на рис. 7, расчет устойчивости на основе метода объемных скальных блоков на рис. 8.

3. Используемые критерии прочности

В современной практике расчетов устойчивости скальных откосов наиболее широкое применение нашли следующие критерии прочности – Мора–Кулона, Хоека–Брауна и Бартона–Бандиса.

Критерий прочности Мора–Кулона.

В качестве критерия прочности для скальных оползней скольжения наиболее часто используется зависимость Мора–Кулона:

$$\tau = (\sigma - u) \tan \varphi + c,$$

где τ – сопротивление сдвигу; u – поровое давление; σ – нормальные напряжения; φ – угол внутреннего трения; c – сцепление.

Необходимыми данными для расчета устойчивости склона по линейно-упругой модели на основе критерия прочности Мора–Кулона являются сцепление и угол внутреннего трения. Они не используются в решении при расчете напряжений и



деформаций, но необходимы для расчета зон пластического течения, в которых значения напряжений превысили критические значения и закон Гука не выполняется. Использование критерия прочности Мора–Кулона позволяет сравнить расчетное напряжение при сдвиге с теоретическими предельными значениями напряжений.

Обобщением критерия прочности Мора–Кулона являются критерии анизотропной прочности [7, 15].

Простая анизотропная модель прочности

В описываемой модели прочности используется следующая зависимость для определения анизотропии прочностных свойств грунта (параметры c, φ) в

трансверсально изотропном случае [7, 15]:

$$c = c_1 \cos^2 \alpha + c_2 \sin^2 \alpha;$$

$$\varphi = \varphi_1 \cos^2 \alpha + \varphi_2 \sin^2 \alpha,$$

где α – угол наклона плоскости анизотропии, нижние индексы 1 и 2 обозначают направление (по напластованию и перпендикулярно напластованию соответственно) в определении свойств. Схема определения параметров в критерии анизотропной прочности показана на рис. 9. Использование данного критерия может быть рекомендовано при расчетах устойчивости склонов в слоистых массивах. Недостатком данной модели является недоучет падения прочности в зоне трещины.

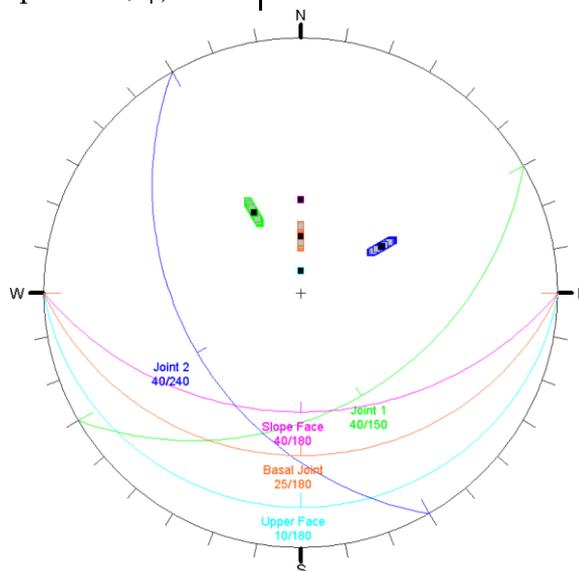


Рис. 7. Стереодиаграмма с параметрами оползнеобразующих трещин. При построении полярных диаграмм распределения трещин, образующих «клины», использована нижняя полусфера стереографической проекции

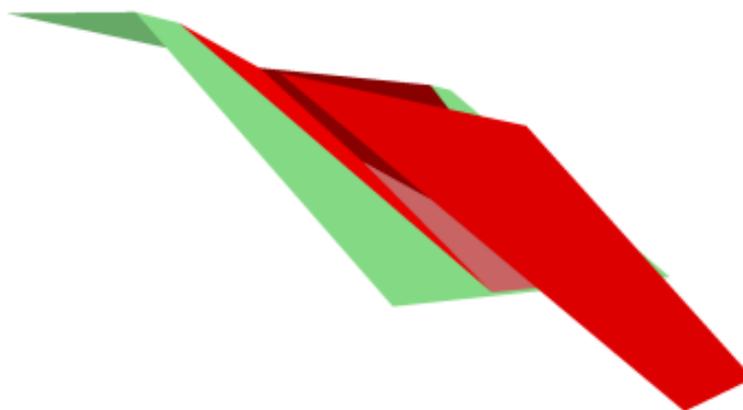


Рис. 8. Результаты количественной оценки устойчивости откоса методом расчета «объемных скальных блоков» ($K_y = 1,075$, вес оползневого блока 818 591,25 т)



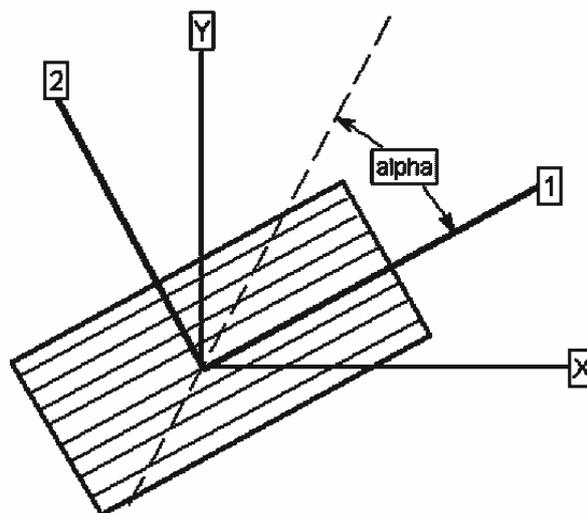


Рис. 9. Схема определения параметров в критерий анизотропной прочности

Линейная анизотропная модель прочности

В линейной анизотропной модели прочности [11] предполагается, что минимальная прочность на сдвиг связана с трещиной. Для задания данного критерия необходимо определить следующие параметры (рис. 10):

- прочностные характеристики грунта (сцепление и угол внутреннего трения c_1, φ_1) в зоне трещины (определяют минимальную прочность на сдвиг);
- прочностные характеристики грунта (сцепление и угол внутреннего трения c_2, φ_2) в массиве (определяют максимальную прочность на сдвиг);
- угол падения плоскости анизотропии α (определяется, как показано на рис. 9);

• параметры A и B определяют линейный переход от прочности на сдвиг в трещине к прочности на сдвиг в массиве в зависимости от положения плоскости сдвига, которая определяется углом анизотропии (α).

Согласно описываемой модели расчет прочности на сдвиг производится следующим образом. В заданной плоскости, ориентированной под острым углом α по отношению к плоскости трещины, вычисляется безразмерный параметр t по следующей формуле:

$$t = (\alpha - A)(B - A),$$

где A и B – параметры линейной анизотропной модели, описанные выше, а α – абсолютное значение угла.

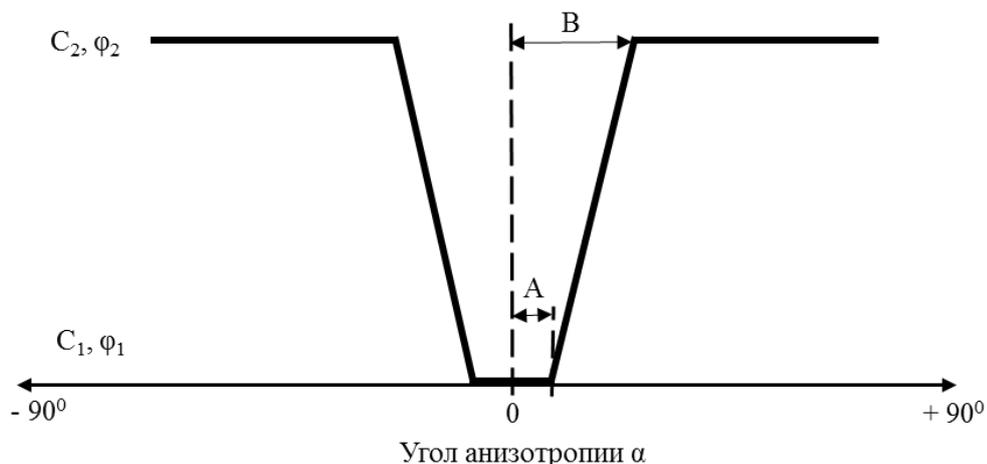


Рис. 10. Схема определения параметров в критерии линейной анизотропной прочности



В зависимости от значения t сцепление c и угол трения φ в плоскости анизотропии вычисляются с помощью следующих уравнений:

$$\text{при } t \leq 0, \quad c = c_1, \quad \tan \varphi = \tan \varphi_1;$$

$$\text{при } 0 < t < 1, \quad c = c_1(1-t) + c_2t,$$

$$\tan \varphi = \tan \varphi_1(1-t) + \tan \varphi_2t;$$

$$\text{при } t \geq 1, \quad c = c_2, \quad \tan \varphi = \tan \varphi_2.$$

В 2011 г. [12] данная модель была усовершенствована с целью возможности задания несимметричных функций анизотропии с использованием четырех параметров $A1, A2, B1$ и $B2$. Принципиальная схема несимметричной линейной модели приведена на рис. 11.

Критерий прочности Хоека–Брауна.

Критерий Хоека–Брауна является примером нелинейного критерия прочности на сдвиг, разработанного для скальных грунтов [5]. Этот критерий развивается поэтапно, опираясь на результаты обобщений эмпирических данных, в течение более чем двух десятилетий. Последняя версия рассматриваемого критерия известна под названием «Обобщенного Критерия Хоека–Брауна» (Generalised Hock–Brown criterion) [6]. Согласно обобщенному критерию Хоека–Брауна для расчета прочности на сдвиг требуется четыре начальных параметра [6]:

σ_{ci} – прочность на одноосное сжатие;

m_i – литологический тип грунтов,

например, андезит, мергель, кварцит и т.д.;

GSI – индекс геологической прочности, зависящий от структуры массива, например, ненарушенный, блочный, флишевый и т.д. (от 0 до 100);

D – фактор нарушенности массива горных пород (от 0 до 1).

Каждый из описанных выше четырех входных параметров (σ_{ci}, m_i, GSI, D) может быть оценен на основе классификационных графиков и таблиц Хоека–Брауна в зависимости от конкретных геологических условий. Обобщенный критерий Хоека–Брауна может быть определен следующим образом [6]:

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

где σ'_1 и σ'_3 – эффективные главные напряжения; σ'_{ci} – прочность на одноосное сжатие; m_b, s и a – критерии Хоека–Брауна для породы, которые можно получить из следующих уравнений:

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

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

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right);$$

$$E_m \text{ (GPa)} = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI - 10}{40} \right)}.$$

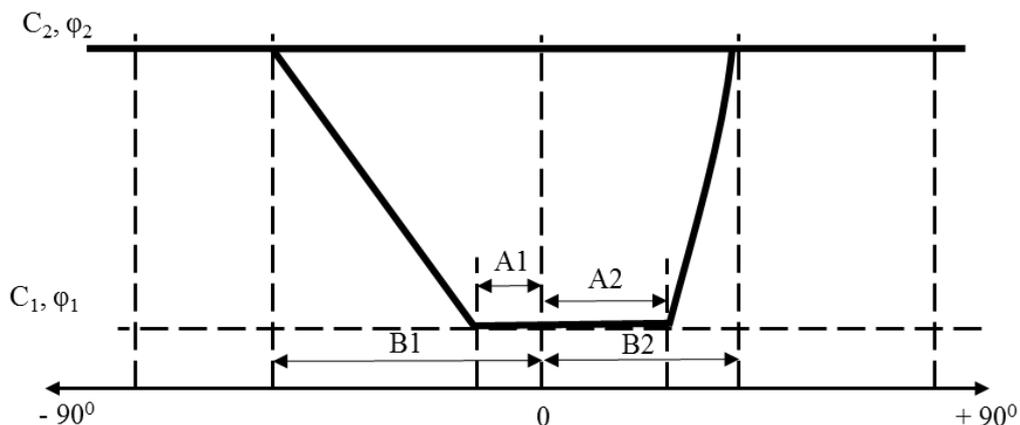


Рис. 11. Схема определения параметров в критерии несимметричной линейной анизотропной прочности



Также были предложены уравнения для вычисления параметров прочности Мора–Кулона (параметры c' , φ') для определенных диапазонов. Для склонов эти параметры оцениваются следующим образом [6]:

$$\varphi = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right];$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n}] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}},$$

где $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max} / \sigma_{ci}$.

Критерий прочности Бартона–Бандиса

Критерий прочности Бартона–Бандиса широко используется для моделирования сдвиговой прочности породы по трещинам. Этот критерий является нелинейным и определяется следующим образом [1, 2]:

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tag} \left[\varphi_r + JRC \log_{10} \left(\frac{JTC}{\sigma_n} \right) \right],$$

где τ – сдвиговая прочность; σ_n – нормальное напряжение; φ_r – угол остаточного трения; JRC – коэффициент шероховатости трещин; $JCS = \sigma_1 - \sigma_3$ – совместная прочность трещин и грунта при сжатии.

Тогда с учетом влияния шероховатости по плоскости смещения (по F.D. Patton [10]) коэффициент устойчивости склона (F_S) с использованием критериев прочности Бартона–Бандиса может быть получен следующим образом [13]:

$$F_S = \frac{\tau S}{P \sin \psi_i} = \frac{\sigma_n \operatorname{tag} \left[\varphi_r + JRC \log_{10} \left(\frac{JTC}{\sigma_n} \right) \right] S}{P \sin \psi_i} =$$

$$= \frac{\operatorname{tag} \left[\varphi_r + JRC \log_{10} \left(\frac{JTC}{\sigma_n} \right) \right]}{\sin \psi_i} = \frac{\operatorname{tag} [\varphi_r + i]}{\sin \psi_i},$$

где S – площадь плоскости смещения; P – вес смещающегося блока; ψ_i – уклон плоскости смещения; i – угол шероховатости.

Заключение

Предлагаемая методика оценки устойчивости бортов карьеров, закладываемых в скальных грунтах, позволяет обоснованно выбрать метод расчета, в зависимости от совместной ориентации структурного плана скального массива и пространственного положения бортов карьера. При этом выделяются три возможных случая:

1. Схема 1 – азимут падения какой-либо из систем трещин совпадает с азимутом падения борта карьера. В данном варианте задача устойчивости борта карьера может быть решена в плоской постановке методами предельного равновесия или МКЭ.

2. Схема 2 – азимут падения трещин систем не совпадает с азимутом падения борта карьера, но при этом, по результатам кинематического анализа, вероятно образование обрушений типа «клин». В данном варианте задача устойчивости борта карьера решается в трехмерной постановке, на основе метода объемных скальных блоков.

3. Схема 3 – азимут падения трещин систем не совпадает с азимутом падения борта карьера, и при этом, по результатам кинематического анализа, обрушение типа «клин» невозможно.

Наряду с критерием прочности Мора–Кулона при расчетах устойчивости для уточнения расчетных параметров рекомендуется использовать его линейно-анизотропный вариант, а также критерии Хоека–Брауна (для задания прочности грунтов в массиве) и Бартона–Бандиса (для задания прочности по трещинам).

Библиографический список

1. Barton N.R., Bandis S. Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice // Rock joints: Proc. Int. Symp. on Rock Joints / N. Barton, O. Stephansson, eds. - Rotterdam: Balkema, 1990. – pp. 603-610.



2. Barton N.R. and Choubey V., The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mech.* 10(1-2), 1-54.
3. Esterhuizen J., Filz G.M. and Duncan, J.M.. Constitutive Behaviour of Geosynthetic Interfaces, *Journal of GeoTechnical and Geoenvironmental Engineering*, October 2001, pp. 834-840.
4. Hoek E., Bray J., Boyd J. The stability of a rock slope containing a wedge resting on two intersecting discontinuities // *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 1973. – v. 6. – №1, pp. 22-35.
5. Hoek E., Bray J.W. *Rock Slope Engineering/3rd ed.* - London: Institution of Mining and Metallurgy, 1981. – 358 p.
6. Hoek E., Caranza-Torres C.T., Corcum B. Hoek-Brown failure criterion-2002 edition//*Proc. of the North American Rock Mechanics Society (NARMS-TAC'2002)*. – Toronto: Mining Innovation and Technology, 2002. – v. 1. – pp. 267-273.
7. Krahn J. *Stability modeling with SLOPE/W. An Engineering Methodology: First Edition, Revision 1.* Calgary, Alberta: GEO-SLOPE International Ltd., 2004. – 396 pp.
8. Krahn J., Price V.E., and Morgenstern, N. R. Slope stability computer program for Morgenstern- Price method of analysis // *University of Alberta, Edmonton, Alta.* 1971. Vol. 14.
9. Markland J.T. A useful technique for estimating the stability of rock slopes when the rigid wedge sliding type of failure is expected // *Imperial College Rock Mechanics Research Report*, 1972. – №19. – 10 p.
10. Patton F.D. Multiple models of shear failure in rock // *Proc. 1st Internat. Congr. on Rock Mechanics*. – Lisbon, 1966. – v. 1. – pp. 509-513
11. Snowden, "Proposal for Additional Features in SLIDE and SWEDGE", unpublished memorandum to Rocscience, 5th April 2007.
12. Snowden, "Snowden Modified Anisotropic Linear strength model", unpublished memorandum to Rocscience, November 2011.
13. Wyllie D.C., Mah C.W. *Rock Slope Engineering: civil and mining/4rd ed.* – London: Spon Press / Taylor&Francis Group, 2010. – 431 p.
14. Зеркаль О. В., Фоменко И. К. Оползни в скальных грунтах и оценка их устойчивости // *Инженерная геология*. — 2016. — № 4. — С. 4–21.
15. Зеркаль О. В., Фоменко И. К. Оценка влияния анизотропии свойств грунтов на устойчивость склонов // *Инженерные изыскания*. — 2013. — № 9. — С. 44–50.
16. Калинин Э.В., Панасьян Л.Л., Широков В.Н., Артамонова Н.Б., Фоменко И.К. Моделирование полей напряжений в инженерно-геологических массивах. – М.: МГУ, 2003. – 261 с.
17. Крауч С., Старфилд А. Методы граничных элементов в механике твердого тела. - М.: Мир, 1987. – 217 с.
18. Правила обеспечения устойчивости откосов на угольных разрезах. – СПб.: Гос. НИИ горн. геомех. и маркшейд. дела – Межотрасл. науч. центр ВНИМИ, 1998. – 208 с.
19. Пендин В. В., Фоменко И. К. Методология оценки и прогноза оползневой опасности. – М.: ЛЕНАНД Москва, 2015. – 320 с.
20. Рекомендации по расчету устойчивости скальных откосов: П-843-86. – М.: Гидропроект, 1986. - 51 с.
21. СП 11-105-97 Инженерно-геологические изыскания для строительства. Часть II. Правила производства работ в районах развития опасных геологических и инженерно-геологических процессов. - М.: Госстрой России, 2003. – 93 с.
22. СП 116.13330.2012 Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения (Актуализированная редакция СНиП 22-02-2003). – М.: Минрегион России, 2012. – 60 с.
23. СП 47.13330.2012 Инженерные изыскания для строительства. Основные положения (Актуализированная редакция СНиП 11-02-96). – М.: Минрегион России, 2012. – 116 с.

“Gornye nauki i tekhnologii”/ “Mining science and technology”, 2016, No. 3, pp. 10-19

Title:	Pit wall stability analysis for hard rocks
Author 1	Name&Surname: Igor K. Fomenko Company: Russian State Geological Prospecting University n. a. Sergo Ordzhonikidze (MGRI-RSGPU) Scientific Degree: Doctor of Geological-Mineralogical Sciences Work Position: chief scientific officer Contacts: ifolga@gmail.com
Author 2	Name&Surname: Vadim V. Pendin Company: Russian State Geological Prospecting University n. a. Sergo Ordzhonikidze (MGRI-RSGPU) Scientific Degree: Doctor of Geological-Mineralogical Sciences



	Work Position: Professor Contacts: pendin@yandex.ru
Author 3	Name&Surname: Denis N. Gorobtsov Company: Russian State Geological Prospecting University n. a. Sergo Ordzhonikidze (MGRI-RSGPU) Scientific Degree: candidate of geological-mineralogical Sciences Work Position: associate professor Contacts: +79261811205, dngorobtsov@mail.ru
DOI:	10.17073/2500-0632-2016-3-10-19
Abstract:	The paper discusses the methodology for assessing stability of pit walls in hard rocks, taking into account geological and structural features the rock mass and spatial position of weakness zones in relation to the pit walls. It is shown that, depending on the walls mutual orientation, the problem of pit wall stability can be solved in two-dimensional or three-dimensional formulation. Examples are given for assessing pit wall stability taking into account weakness zones in two-dimensional formulation by limit equilibrium and finite element methods, and, in three-dimensional formulation, by the method of volume rock blocks. Modern strength criteria, which are recommended to be used for modeling pit wall stability to prevent rock landslides, are described. The proposed method for assessing pit wall stability in hard rocks allows reasonable selecting the calculation method depending on structural pattern of the rock mass and the pit walls spatial position.
Keywords:	pit wall stability, hard rock landslides, limit equilibrium method, finite element method, bulk rock blocks, strength anisotropy, Hoek-Brown and Barton-Bandis strength criteria
References:	<ol style="list-style-type: none"> 1. Barton N.R., Bandis S. Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice // Rock joints: Proc. Int. Symp. on Rock Joints / N. Barton, O. Stephansson, eds. - Rotterdam: Balkema, 1990. – pp. 603-610. 2. Barton N.R. and Choubey V., The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mech. 10(1-2), 1-54. 3. Esterhuizen J., Filz G.M. and Duncan, J.M.. Constitutive Behaviour of Geosynthetic Interfaces, Journal of GeoTechnical and Geoenvironmental Engineering, October 2001, pp. 834-840. 4. Hoek E., Bray J., Boyd J. The stability of a rock slope containing a wedge resting on two intersecting discontinuities // Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, 1973. – v. 6. – №1, pp. 22-35. 5. Hoek E., Bray J.W. Rock Slope Engineering/3rd ed. - London: Institution of Mining and Metallurgy, 1981. – 358 p. 6. Hoek E., Caranza-Torres C.T., Corcum B. Hoek-Brown failure criterion-2002 edition//Proc. of the North American Rock Mechanics Society (NARMS-TAC'2002). – Toronto: Mining Innovation and Technology, 2002. – v. 1. – pp. 267-273. 7. Krahn J. Stability modeling with SLOPE/W. An Engineering Methodology: First Edition, Revision 1. Calgary, Alberta: GEO-SLOPE International Ltd., 2004. – 396 pp. 8. Krahn J., Price V.E., and Morgenstern, N. R. Slope stability computer program for Morgenstern- Price method of analysis // University of Alberta, Edmonton, Alta. 1971. Vol. 14. 9. Markland J.T. A useful technique for estimating the stability of rock slopes when the rigid wedge sliding type of failure is expected // Imperial College Rock Mechanics Research Report, 1972. – №19. – 10 p. 10. Patton F.D. Multiple models of shear failure in rock // Proc. 1st Internat. Congr. on Rock Mechanics. – Lisbon, 1966. – v. 1. – pp. 509-513 11. Snowden, “Proposal for Additional Features in SLIDE and SWEDGE”, unpublished memorandum to Rocscience, 5th April 2007. 12. Snowden, "Snowden Modified Anisotropic Linear strength model", unpublished memorandum to Rocscience, November 2011. 13. Wyllie D.C., Mah C.W. Rock Slope Engineering: civil and mining/4rd ed. – London: Spon Press / Taylor&Francis Group, 2010. – 431 p. 14. Zerkal' O.V., Fomenko I.K. Opolzni v skal'nyh gruntah i ocenka ih ustojchivosti [landslides in rocky soil and evaluation of their stability] // Engineering geology. – 2016. –



No. 4. – Pp. 4-21.

15. Zerkal' O.V., Fomenko I. K. Ocenka vlijaniya anizotropii svojstv gruntov na ustojchivost' sklonov [Assessment of the anisotropy of the properties of the soil on the slope stability] // Engineering survey. – 2013. – No. 9. – Pp. 44-50.

16. Kalinin Je.V., Panas'jan L.L., Shirokov V.N., Artamonova N.B., Fomenko I.K. Modelirovanie polej naprjazhenij v inzhenerno-geologicheskikh massivah. [Simulation of stress fields in geotechnical arrays] – M.: Moscow State University, 2003. – 261 p.

17. Krauch S., Starfild A. Metody granichnyh jelementov v mehanike tverdogo tela. [Boundary element methods in solid mechanics] – M.: Mir, 1987. – 217 p.

18. Pravila obespechenija ustojchivosti otkosov na ugol'nyh razrezah. [Rules on the slope stability at the coal mines] – SPb.: State. Research Institute of Mining of geomechanical and Surveying – Interdisciplinary Research Center VNIMI, 1998. – 208 p.

19. Pendin V.V., Fomenko I.K. Metodologija ocenki i prognoza opolznevoj opasnosti. [Methodology for assessment and prediction of landslide hazard] – M.: LENAND Moscow, 2015. – 320 p.

20. Rekomendacii po raschetu ustojchivosti skal'nyh otkosov: P-843-86. [Guidelines for the calculation of the stability of rock slopes: P-843-86.] – M.: Hydroproject, 1986. – 51 p.

21. SP 11-105-97 Inzhenerno-geologicheskie izyskanija dlja stroitel'stva. Chast' II. Pravila proizvodstva rabot v rajonah razvitija opasnyh geologicheskikh i inzhenerno-geologicheskikh processov. [SP 11-105-97 Engineering survey for construction. Part II. Terms of works in the areas of development of dangerous geological and engineering-geological processes.] – M.: Russian State Committee for Construction, 2003. – 93 p.

22. SP 116.13330.2012 Inzhenernaja zashhita territorij, zdaniy i sooruzhenij ot opasnyh geologicheskikh processov. Osnovnye polozenija (Aktualizirovannaja redakcija SNIp 22-02-2003). [JV 116.13330.2012 Engineering protection of territories, buildings and structures from dangerous geological processes. Basic provisions (SNIP 22/02/2003 The updated edition)] – M.: Russian Ministry of Regional Development, 2012. – 60 p.

23. SP 47.13330.2012 Inzhenernye izyskanija dlja stroitel'stva. Osnovnye polozenija (Aktualizirovannaja redakcija SNIp 11-02-96). [SP 47.13330.2012 Engineering surveys for construction. Basic provisions (The updated edition of SNIP 11-02-96)] – M.: Russian Ministry of Regional Development, 2012. – 116 p.

