© 2026 Svenska Bergteknikföreningen och författarna/Swedish Rock Engineering Association and authors.

BERGTEKNISK STABILITETSANALYS VID BROGRUNDLÄGGNING I SPRICKIG BERGMILJÖ

ROCK SLOPE STABILITY ANALYSIS FOR BRIDGE FOUNDATIONS IN FRACTURED ROCK

Mehdi Bagheri, AFRY / Geomechanics Sweden AB

Lars Andersson, AFRY/ Viadesign AB

Sammanfattning

En bergteknisk stabilitetsanalys genomfördes inom ramen för ett väg- och broprojekt i berg terräng. Syftet var att utvärdera stabiliteten hos en brant, sprickig bergslänt i direkt anslutning till ett planerat brostöd. Geologisk kartering visade att ogynnsamma sprickkombinationer kunde möjliggöra sprickstyrd block- och kilinstabilitet. Stabiliteten analyserades med tvådimensionell diskret element-modellering, UDEC, för både oförstärkt och förstärkt tillstånd. Resultaten visade att ogynnsamma kombinationer av sprickor i bergslänten kunde orsaka instabilitet med risk för blockutfall. Den numeriska analysen indikerade att systematisk bergbultning (inklusive förbultning före slutligt utschaktning) var nödvändig för att uppnå stabilitet. Med föreslagen förstärkning blev slänten stabil även efter att brostödets ytlast applicerades, och de beräknade bultlasterna låg under bultarnas dimensionerande kapacitet.

Nyckelord: bergslänt, stabilitetsanalys, bergbultning, UDEC

1. Inledning

Stabiliteten hos bergslänter i närheten av brofundament är en central säkerhetsfråga vid infrastrukturprojekt i bergig miljö. Kombinationen av sprickriktning, ogynnsam släntgeometri och externa laster från konstruktioner kan ge upphov till sprickstyrda instabilitetsmekanismer såsom plan glidning, kilglidning och blockstjälpning. För att säkerställa långsiktig stabilitet krävs därför noggranna bergtekniska analyser som underlag för projektering av förstärkningsåtgärder. Denna artikel redovisar en fallstudie där numerisk modellering använts för att bedöma stabilitet och behov av bergförstärkning för en bergslänt i anslutning till ett brostöd.

2. Geologiska förutsättningar

Berggrunden inom det karterade området utgörs huvudsakligen av granitisk gnejs. Efter avtäckning av berg inför grundläggning utfördes detaljerad geologisk kartering av den frilagda bergytan. Karteringen omfattade bergart, sprickorientering, sprickuthållighet, sprickfyllning samt indikationer på vittring. Bergmassan karakteriserades enligt RMR-systemet (Bieniawski, 1976; 1989). Den dominerande delen av det frilagda berget bedömdes hålla medel till god kvalitet, medan en zon utanför fundamentområdet, som planerades att tas bort, uppvisade sämre kvalitet. Typvärde för RMR_{bas} i den kvarvarande bergmassan uppgick till cirka 59, vilket motsvarar måttligt bra berg.

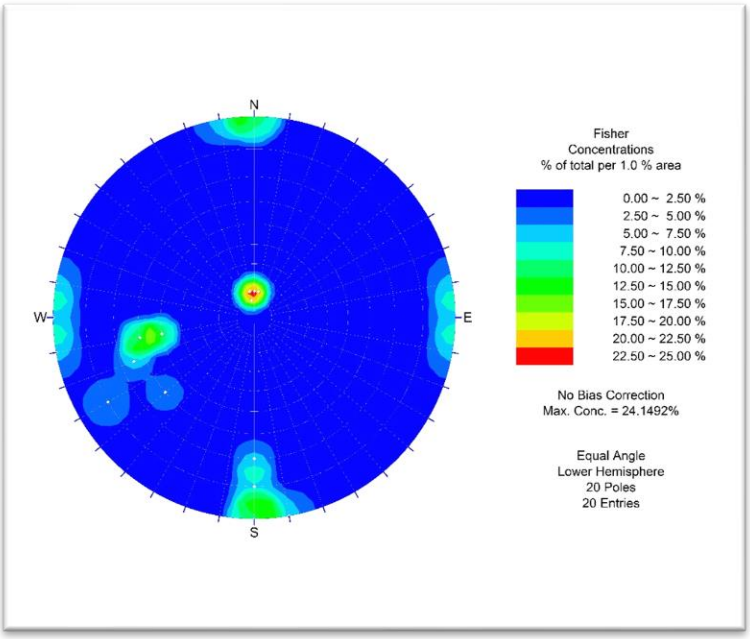
Tabell 1. RMR kartering från avtäckning av berg

	Hållfasthet (σ_c)	RQD	Sprickavstånd	Sprickegenskaper	Grundvatten (Bas)	Sprickorientering	**RMR_{bas}**
Typ	100-250 Mpa	80	0,6-2 m	Mjuk sprickfyllning >5 mm Kontinuerliga sprickor			
RMR-Poäng	12	17	15	0	15	0	59

3. Sprickförhållanden

Sprickkarteringen omfattade samtliga sprickor med en uthållighet större än cirka 1 m. Sprickorienteringar registrerades enligt högerhandsregeln. Sprickkarteringen visade fyra dominerande sprickgrupper: två branta sprickset samt ett flackt till subhorisontellt set. Sprickytorna bedömdes vara i huvudsak naturliga och måttligt råa. De flacka sprickorna uppvisade lokalt mjuk sprickfyllning, vilket innebär reducerad skjuvhållfasthet och möjlighet till glidning eller rotation. Kombinationen av två branta sprickset och ett flackt basplan ger förutsättningar för sprickstyrd block- och kilbildning i slänten. En av de branta sprickgrupperna är orienterad ungefär parallellt med bergskärningen, vilket innebär att sprickorna har en ogynnsam orientering i förhållande till släntens fria yta. Friktionsvinklar för sprickplanen valdes med stöd av Barton (2002), där sprickornas ytråhet (Jr) och

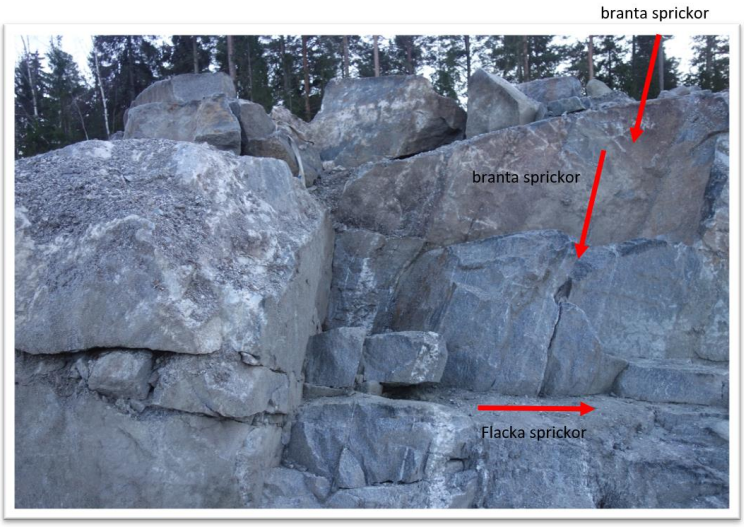
fyllningskaraktär (Ja) relateras till mobiliserad skjuvhållfasthet. För sprickor utan eller med tunn fyllning antogs en effektiv friktionsvinkel om cirka 30°, medan sprickor med mjuk fyllning (Ja ≈ 6) antogs ha reducerad friktion, cirka 16°. De uppskattade värdena implementerades som konstanta Mohr–Coulomb-parametrar i UDEC-modellen. Då analysen avser ytnära, gravitationsdominerad instabilitet med relativt låga normalspänningar valdes en förenklad, konstant friktionsvinkel representativ för aktuellt spänningsintervall.



Figur 1. Fyra sprickgrupper i området. Två av dem är branta och en är flack.

Tabell 2. Upptäckta sprickgrupper med deras egenskaper

sprickgrupp	Dip	Dip direction	Friktionsvinkeln	Kohesion	JRC	JCS	Ja	Jr
1	85	90	30	0	6	80	2	1,5
2	90	180	30	0	6	80	2	2
3	15	180	16	0	4	50	6	1
4	65	75	30	0	6	80	2	2



Figur 2. Sprickor i bergsländen

Figur 3. Horisontella sprickor fyllda med mjuk fyllning ca 5 cm

Figur 4. Befintlig bergskärning med blockutfall

4. Hydrogeologiska förhållanden

Vid analysen antogs ett konservativt hydrogeologiskt tillstånd med grundvattennivå upp till släntkrönet. Detta innebär att eventuella portryckseffekter längs sprickplanen beaktades fullt ut. Inga grundvattenreducerande åtgärder antogs i modellen.

5. Intakt bergegenskaper

De intakta bergegenskaperna har valts med utgångspunkt i bergartens karaktär samt vedertagna typvärden för kristallina bergarter enligt svensk och internationellt etablerad bergteknisk praxis. Bergarten inom det studerade området utgörs av granitisk gnejs med låg vittringsgrad, vilket motiverar användning av typvärden för höghållfast intakt berg.

Valda materialparametrar baseras på sammanställningar av egenskaper för granit och gnejs redovisade av Palmström och Stille (2010), där intervall för hållfasthet och deformationsegenskaper för intakt kristallint berg presenteras. De antagna värdena redovisas i Tabell 3 och bedöms vara representativa och konservativa för den aktuella bergmiljön.

Osäkerheter kopplade till variationer i intakt berghållfasthet bedöms ha begränsad betydelse för analysresultaten, då stabiliteten i huvudsak styrs av sprickornas geometri och skjuvhållfasthet snarare än av egenskaper hos intakt berg.

Tabell 3. Intakta bergegenskaper

Parameter	Värde
Enaxial tryckhållfasthet (MPa)	200
Elastisk modul (GPa)	60
Friktionsvinkeln	50
Kohesion (MPa)	20

5. Bergmassans egenskaper

Bergmassans mekaniska egenskaper, redovisade i Tabell 4, har bestämts med hjälp av programvaran RocLab (Rocscience), baserat på Hoek–Brown-kriteriet för bergmassa. Utifrån indata för intakt berg (σ_{ci} = 200 MPa, E_i = 60 GPa) samt bedömd bergmasskvalitet har programmet beräknat motsvarande ekvivalenta Mohr–Coulomb-parametrar inom relevant spänningsintervall.

Tabell 4. Bergmassans egenskaper

Densitet (Kg/m3)	2650
E-modul, E (GPa)	5,62
Kohesion (MPa)	0,8
Friktionsvinkel (Grader)	25
Poissons tal	0,25

6. Numerisk modellering

Stabilitetsanalysen utfördes med tvådimensionell diskret element-modellering i UDEC. En kritisk vertikal tvärsektion genom slänten modellerades, där de mest ogynnsamma sprickgeometrierna representerades explicit. Diskontinuiteter modellerades som kontaktplan med linjär elastisk–perfekt plastisk skjuvmodell enligt Mohr–Coulomb. Parametrarna c och φ valdes per sprickgrupp enligt Tabell 2.

Kontaktstyvheterna för sprickor uppskattades genom ett kompositresonemang där bergmassans deformabilitet idealiseras som en seriekoppling av deformation i intakt berg

och diskontinuiteters compliance (Brady & Brown, 2004; Hudson et al., 2008). Bergmassans elasticitetsmodul kan därmed approximeras som:

$$1 / E_{rm} \approx 1 / E_i + 1 / (s \cdot k_n) \quad (1)$$

och motsvarande samband för skjuvning:

$$1 / G_{rm} \approx 1 / G_i + 1 / (s \cdot k_s) \quad (2)$$

där E_{rm} och G_{rm} är elasticitets- respektive skjuvmodul för bergmassan, E_i och G_i motsvarande värden för intakt berg, s är representativt sprickavstånd och kn respektive ks är normal- och skjuvstyvhet för sprickorna. Skjuvmodulen beräknas enligt:

$$G = E / [2 (1 + \nu)] \quad (3)$$

Sambanden är förenliga med etablerade beskrivningar av sprickors normal- och skjuvbeteende, där diskontinuiteters compliance styr bergmassans globala deformabilitet (Bandis et al., 1983).

Med E_i = 60 GPa, E_{rm} = 5,62 GPa, ν = 0,25 och sprickavstånd s = 1,5 m erhålls:

G_i = 24 GPa
G_{rm} = 2,25 GPa

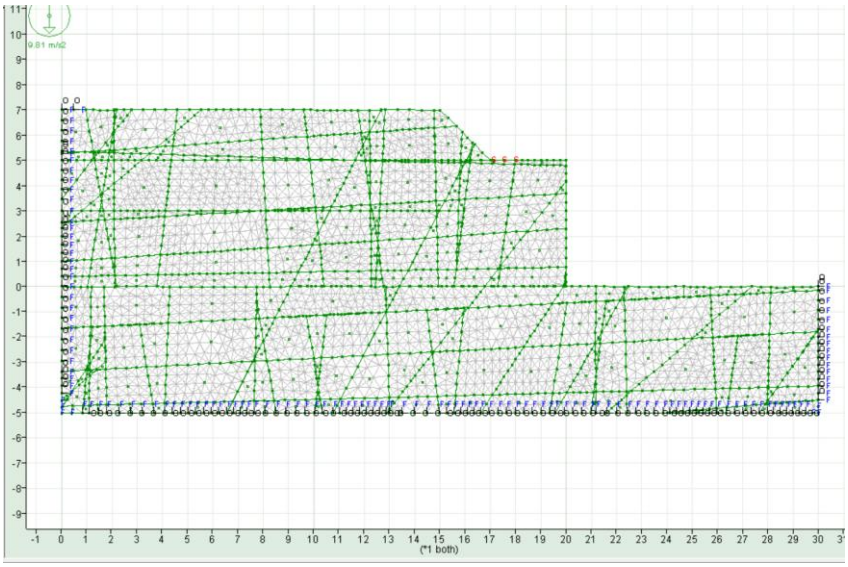
Insättning i ovanstående uttryck ger:

$k_n \approx$ 4,1 GPa/m
$k_s \approx$ 1,65 GPa/m

Initialspänningarna antogs variera linjärt med djupet och yttre last från brostödet 920 kPa modellerades som en ytlast vid släntkrönet. In-situspänningarna, d.v.s. de initiella spänningar som råder i bergmassan innan berget sprängs ut, har antagits vara linjära funktioner av djupet under bergytan enligt Ekvation 1, gravitationsdominerat spänningstillstånd, där σ_v varierar linjärt med djupet och den minsta horisontella spänningen satts till noll. Antagandet om $\sigma_h = 0$ representerar ett konservativt, innebär att reducera normalspänningen längs potentiella glidplan och därmed ger ett konservativt antagande för friktionsstyrd stabilitet.

$$\sigma_v = 0.0265 \, Z \, [MPa] \quad (4)$$

där Z=djupet under bergytan i meter.



Figur 5. Tvärsektion av bergslänt och laster som visas med S

På kanterna består randvillkoren av glidlager som tillåter rörelse endast i vertikal led. På undersidan av modellen förhindras rörelse i både x- och y-riktning. Bergytan modelleras som en fri yta.

För beräkningarna antas en slänthöjd på 7 m från släntkrön till släntfot. Den slutliga slänten utfördes vertikal.

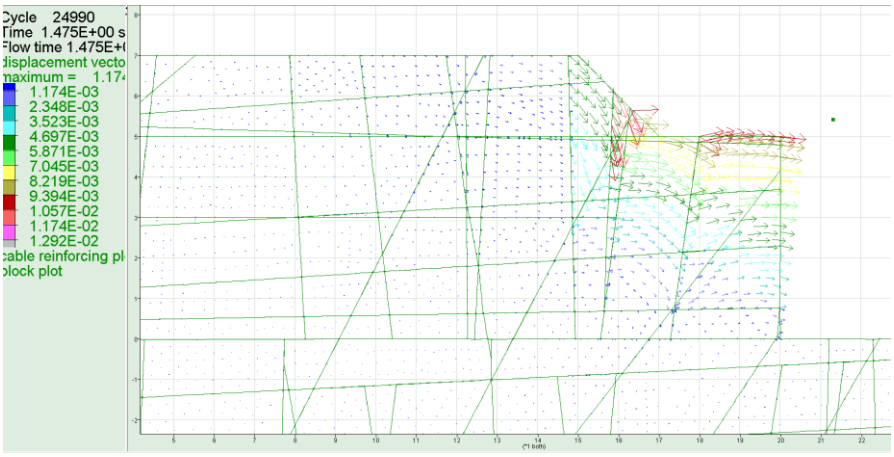
7. Schakt och förstärkningsåtgärder

Första etappen utgörs av en bergslänt med lutning 1:1 och 2 m höjd. I andra etapp schaktas berget vertikalt. Den tredje etappen utgjordes av applicering av brostödets ytlast.

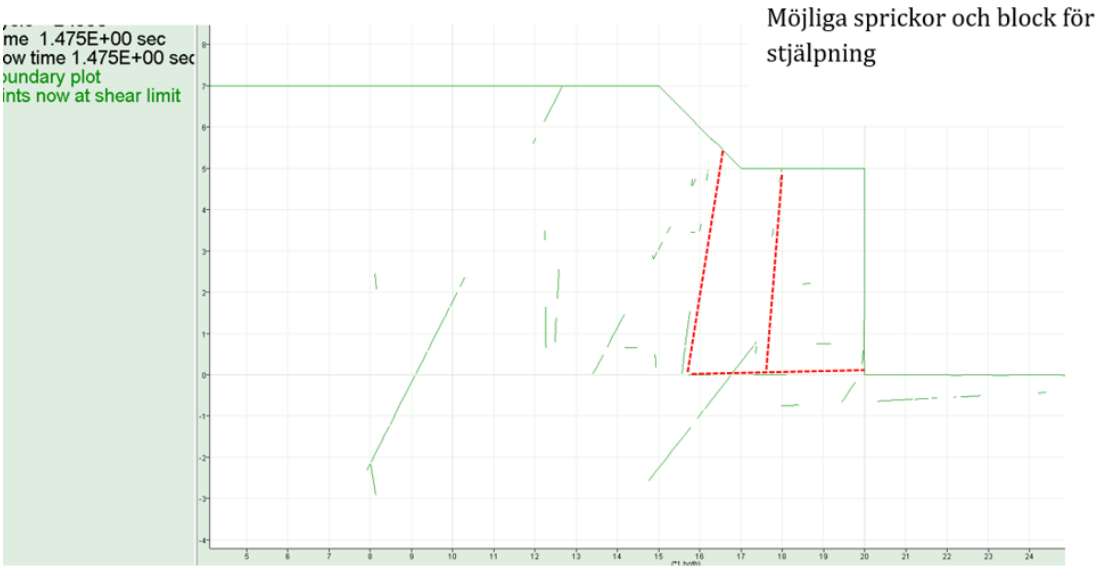
8. Resultat

8.1 Oförstärkt modell

Utan förstärkning visade modellen tydlig instabilitet med sprickstyrd kil- och blockrörelse mot den fria släntytan. Resultatet av oförstärkt modell redovisas i Figur 6. Enligt Figur 7 sker stjälpning.



Figur 6. Resultatet av oförstärkt modell



Figur 7. Möjliga block för stjälpning

8.2 Förstärkt modell

Den oförstärkta modellen uppvisade instabilitet, vilket motiverade installation av systematisk bergförstärkning och för att undvika blockutfall installerades bergbultar efter etapp1 och 2 enligt nedan. Förstärkning av bergslänten utförs med fullt ingjuten kamjärnsbult B500 utan förspänning. Bultarnas karakteristiska egenskaper redovisas i Tabell 5 nedan. Bultarna modellerades som fullt ingjutna cable elements med elastiskt

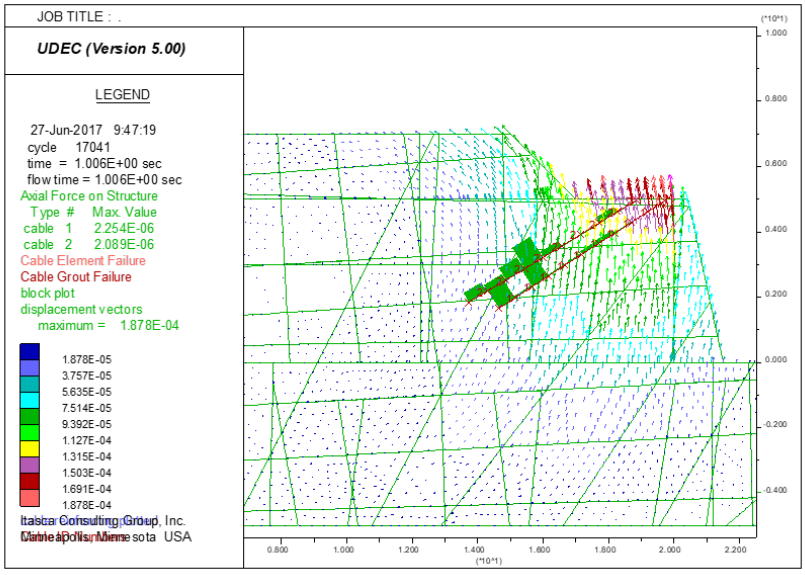
axialbeteende. Lastöverföringen mellan bult och omgivande berg modellerades genom bond-parametrarna K_{bond} och S_{bond}, vilka valdes så att full förankring uppnås inom aktuell lastnivå.

Tabell 5. Sammanfattning av karakteristiska egenskaper för bergbultar.

Parameter	**Karakteristiskt värde**
Tvärsnittarea för φ=25 mm As [m^2]	4,9E-4
Densitet, ρs [kg/m^3]	7800
Elasticitetsmodul, Es [GPa]	200
Flytdragspänning, fy [MPa]	500
Dragbärförmåga för φ=25 mm, Fy [kN]	246
Dragbrottöjning, εg [%]	5

8.2.1 Etapp 1

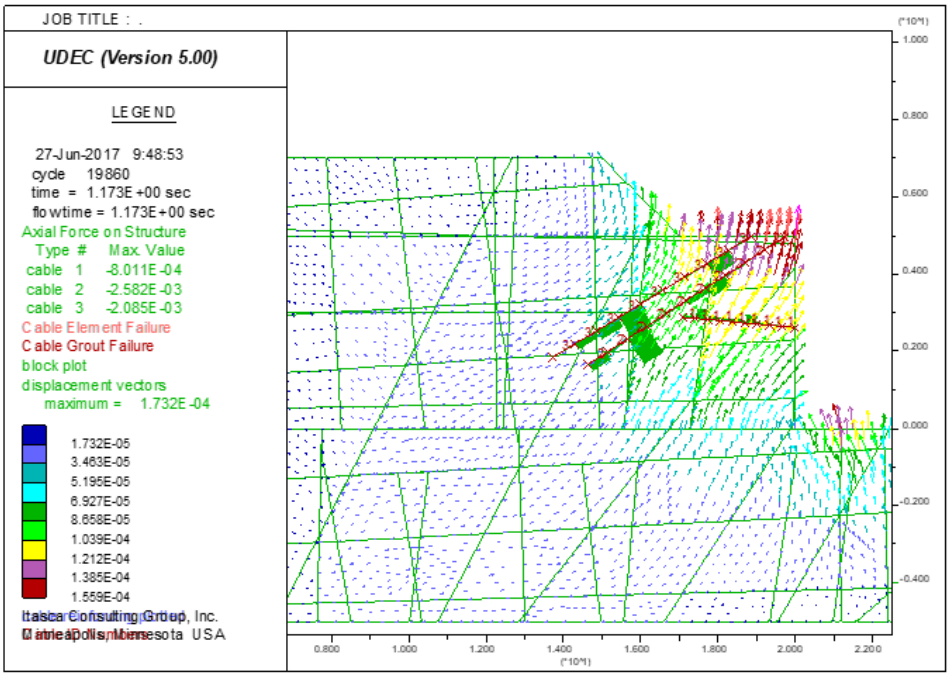
Efter utschaktning av första steget installerades två bultrader med C/C 1 m i modellen.



Figur 8. Deformationer och axiella krafter i bergbultar efter etapp 1

8.2.2 Etapp 2

Etapp två utgörs av vertikal utschaktning av resterande bergslänt och installation av en bult rad med 3 m längd som är uppåtriktad 10 grader. Bultavståndet är 1 m. Bultraden installerades 2,5 m från släntkrönet.



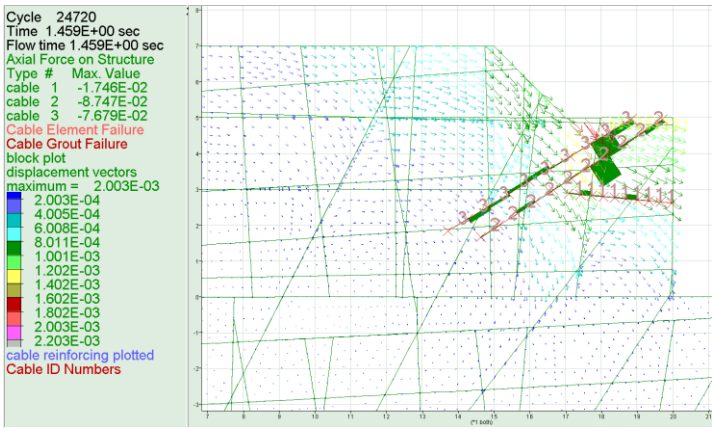
Figur 9. Deformationer och axiella laster på bergbult efter etapp 2

8.2.3 Etapp 3, Lasten från pelaren

Efter avslutad schaktning och installation av bergförstärkning applicerades lasten från brostödet i den numeriska modellen. Lasten modellerades som en jämnt fördelad ytlast vid släntkrönet, motsvarande brostödets karakteristiska last.

Resultaten visar att applicering av pelarlasten medför en ökning av deformationer och axiella krafter i de installerade bergbultarna, men utan att stabiliteten äventyras. Den maximala axiella bultlasten i det sista beräkningssteget uppgick till cirka 0,09 MN (≈ 90 kN), Figur 10. De största bultkrafterna uppträder i bultar placerade närmast släntkrönet och lastens angreppspunkt, vilket är förenligt med förväntad lastfördelning i sprickigt berg.

De beräknade bultkrafterna ligger tydligt under dimensionerande bärförmåga för konventionella bergbultar. Samtidigt begränsades deformationerna i bergmassan till ca 2 millimeter, vilket indikerar att den föreslagna förstärkningslösningen ger tillräcklig styvhet och säkerhetsmarginal även efter att brostödets ytlast applicerats.



Figur 10. Deformationer och axiella laster på bergbult efter applicering av brostöds ytlast

9. Diskussion

Analysen visar att släntens stabilitet i hög grad styrs av samspelet mellan de flacka, fyllda sprickorna och de branta sprickgrupperna. Modellen baseras på karterade sprickgeometrier och antagna Mohr–Coulomb-parametrar, vilket innebär att stabiliteten främst påverkas av sprickornas orientering, uthållighet och friktionsegenskaper, särskilt för sprickor med mjuk fyllning. Den identifierade brottmekanismen – sprickstyrd block- och kilrörelse – är tydligt geometri- och tyngdstyrd och överensstämmer med observerade blockutfall i fält.

Antagandet om grundvatten upp till släntkrönet är konservativt och reducerar effektiv normalspänning längs sprickplanen. Detta innebär att skjuvhållfastheten längs sprickorna underskattas relativt torra förhållanden. Den tvådimensionella idealiseringen innebär vidare att laster och bultkrafter representeras per meter i ut-ur-planet-riktningen. Den analyserade sektionen har dock valts som ett ogynnsamt tvärsnitt, vilket ger en konservativ bedömning av stabiliteten.

Den oförstärkta bergslänten uppvisar instabilitet i analysen, medan föreslagen systematisk bergbultning effektivt stabiliserar den identifierade blockmekanismen. De beräknade

bultkrafterna ligger tydligt under bultarnas dimensionerande kapacitet. Modelleringen av bultarna som elastisk–plastiska, fullt injekterade element med hög bondkapacitet innebär att förankringen inte är dimensionerande; i stället styrs dimensioneringen av stålets dragkapacitet.

Dimensioneringen har utförts enligt Eurokodens principer för brottgränstillstånd, där beräknade lasteffekter jämförts med motsvarande dimensionerande bärförmåga. Geotekniska parametrar har behandlats som karakteristiska värden och den globala säkerheten har säkerställts genom konsekvent tillämpning av dimensioneringsregler för konstruktiva element.

I byggskedet avvek utförandet delvis från de föreslagna förstärkningsprinciperna. Efter utschaktning observerades blockutfall, vilket är förenligt med de instabilitetsmekanismer som identifierats i den numeriska analysen. Detta stärker modellens validitet och indikerar att den representerar den dominerande brottmekanismen på ett realistiskt sätt.

10. Slutsats

Studien visar att sprickstyrda blockmekanismer i låga, branta bergslänter kan identifieras och kvantifieras genom diskret elementmodellering. Resultaten visar att stabiliteten i huvudsak styrs av sprickgeometri och skjuvhållfasthet längs flacka, fyllda plan. Systematisk bergbultning reducerar effektivt blockrörelser och begränsar bultkrafter till nivåer klart under bultarnas kapacitet. Fallstudien illustrerar vikten av att numerisk analys kombineras med noggrann kartering och att resultaten understryker vikten av att projekterade förstärkningsåtgärder också genomförs i byggskedet.

Referenser

Bandis, S.C., Lumsden, A.C. & Barton, N.R. (1983). Fundamentals of rock joint deformation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 20(6), 249–268.

Barton, N. (2002). Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 39, 185–216.

Bieniawski, Z.T. (1976). Rock mass classification in rock engineering. In: *Proceedings of the Symposium on Exploration for Rock Engineering*, Johannesburg, Vol. 1, pp. 97–106.

Brady, B.H.G. & Brown, E.T. (2004). *Rock Mechanics for Underground Mining*. Springer.

Hudson, J.A., Priest, S.D. & Baker, C.A. (2008). Modelling rock joint systems as elastic superposition of fractures. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 41, 225–245.

Itasca Consulting Group (2017). *UDEC – Universal Distinct Element Code, User's Manual*. Minneapolis, USA.

Palmström, A. & Stille, H. (2010). *Ground Behaviour and Rock Engineering Tools for Underground Excavations*. Balkema, Leiden.