

Nerovnorodosť a rozmerový efekt pri stanovovaní pevnostno-deformačných vlastností hornín

TATIANA DURMEKOVÁ a RUDOLF ONDRÁŠIK

Katedra inžinierskej geológie Prírodovedeckej fakulty UK, Mlynská dolina, 842 15 Bratislava
durmekova@fns.uniba.sk; ondrasik@fns.uniba.sk

Heterogeneity and scale effect in determination of rock strength

An overview of knowledge regarding the influence of rock sample size, dimension ratio and sample shape as well as rock heterogeneity on the resulting values of laboratory strength and deformation tests are presented. From this point of view the results of sandstone uniaxial compressive strength tests are surprisingly contradicting to the prevailing experience regarding other rock types. Uniaxial compressive strength of sandstone cylindrical samples increases with increasing diameter size. Samples with height to diameter ratio 2 exhibit higher strength as those with a ratio 1.

Key words: rock heterogeneity, size and shape effect, uniaxial compressive strength, stress and strain behaviour

Úvod

Pevnosť horniny je jednou zo základných charakteristík relevantnou pri hodnotení horninového prostredia na účely zakladania a budovania stavieb alebo na zhodnotenie kvality horniny využívanéj ako stavebný materiál. K najrozšírenejším metódam stanovovania pevnostných vlastností patrí jednoosová tlaková skúška. Pevnosť v jednoosovom alebo prostom tlaku je v mechanike hornín a inžinierskej geológii aj klasifikačnou charakteristikou, podľa ktorej sa horniny zatriedujú do normami stanovených tried R0 až R6 (STN 72 1001). Metodika zisťovania tejto charakteristiky v laboratóriu je u nás i vo svete normalizovaná (Ulusay a Hudson, eds., 2007; EN 1926, STN EN 1926). Nejednotnosť je v tom, že na zistenie rovnako pomenovanej charakteristiky existujú odlišné metodické požiadavky, predovšetkým na štíhlosť skúšobných teliesok (pomer výšky a priemeru valcových vzoriek, príp. pomer výšky a šírky strán hranolov), a to podľa účelu, na ktorý sa pevnosť stanovuje, čo môže byť v mnohom zmätočné. Aktuálne platné normové skúšobné predpisy na vykonávanie skúšky pevnosti v jednoosovom tlaku sú odlišné na geotechnické účely a účely využívania horniny ako prírodného stavebného kameňa. Implementácia európskych noriem na skúšky prírodného kameňa do našej normovej sústavy tento problém nevyriešila.

So stanovovaním pevnostných a s nimi súvisiacich deformačných vlastností je spojených aj mnoho ďalších aspektov, ako je nerovnorodosť hornín a rozmerový (mierkový) efekt, alebo aj vplyv tvaru skúšobných teliesok. Nerovnorodosť znamená premenlivosť a rozptýl vlastností horninového materiálu v hodnotenom priestore, vyplývajúce predovšetkým z primárnej genézy, minerálneho zloženia

a štruktúry horniny a jej následného postgenetického vývoja. Termín mierkový (rozmerový) efekt (angl. *scale effect*) môže mať dva významy. Jednak môže znamenať vplyv veľkosti (rozmerov) skúšobného telieska na výsledky skúšok, jednak môže vyjadrovať vzťah medzi rozmerom skúšobnej vzorky (alebo skúšanej časti horninového masívu) a rozmerom určujúcej oblasti, t. j. oblasti, do ktorej sa extrapolujú výsledky skúšok (Petro et al., 2008). Mierkový efekt je ovplyvnený predovšetkým stupňom nerovnorodosti prostredia.

Teoreticky sú pevnostno-deformačné vlastnosti horninového materiálu rovnaké bez ohľadu na tvar a podmienky skúšok. Experimenty však potvrdili, že výsledky skúšok závisia aj od realizačných podmienok vykonávania skúšok. V článku sú komplexne zhrnuté doterajšie poznatky k uvedenej téme z dostupnej svetovej i našej literatúry a zhodnotené výsledky vlastného výskumu rozmerového efektu na paleogénnych pieskovcoch z kameňolomu Králiky pri Banskej Bystrici.

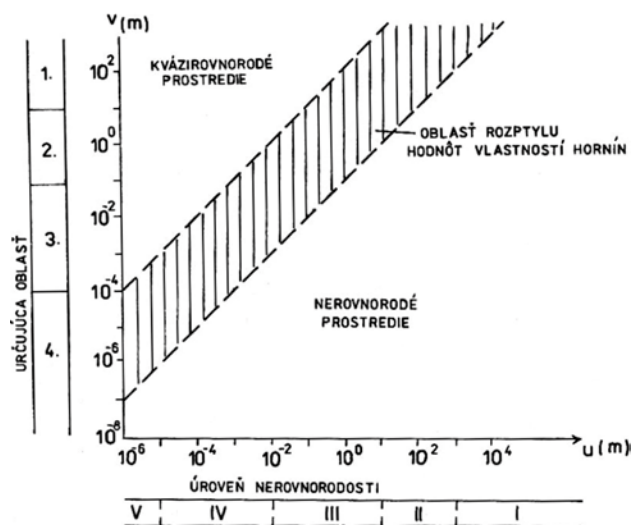
Súhrn doterajších poznatkov

Hodnotenie vplyvov nerovnorodosti, rozmerov a tvaru skúšobných vzoriek na výsledky skúšok pevnostných a deformačných vlastností sa stalo predmetom záujmu vo svetovej literatúre najmä v 70. až 80. rokoch minulého storočia. Najvýznamnejšou a najkomplexnejšou prácou z toho obdobia je monografia/publikácia Hoeka a Browna (1980). V našej literatúre sú významnejšie viaceré práce (Hyánková, Matula a Boroš, 1979; Letko, Hrašna a Hyánková, 1988; Wagner, 1988). V ostatnom období sa čiastočne obnovil záujem o túto problematiku (napr. Thuro et al., 2001; Labaš a Miklúšová, 2004; Yoshinaka et al., 2008).

Nerovnorodosť

Horninový masív je tvorený horninovým materiálom vo forme nepravidelných telies (blokov a úlomkov) navzájom oddelených diskontinuitami. Tie spolu s premenlivosťou litologického zloženia hornín podmieňujú nerovnorodosť horninových masívov. Diskontinuity, horninové bloky a litologické zloženie majú rôzne parametre, preto sa nerovnorodosť hornín posudzuje na rôznych úrovniach. Matula (1973) vyčlenil 5 typov nerovnorodosti od kryštalografickej cez mineralogicko-štruktúrnú, litologicko-textúrnú a geologicko-štruktúrnú až po regionálno-geologickú nerovnorodosť. Využíva sa pri vyčleňovaní kvázi rovnorodých horninových celkov rôznej úrovne, najmä pri terénnom hodnotení. Vo vyčlenených kvázi rovnorodých celkoch je potom možné vyhodnotiť opisné vlastnosti horninového masívu a výsledky terénnych skúšok a na základe vybraných ukazovateľov odvodiť niektoré vlastnosti, napr. pevnostné, deformačné, filtračné a pod., ako to vykonali Matejček et al. (1994) a Wagner (1994) na základe kvantitatívneho zhodnotenia puklinovitosti v prieskumnej štôlni PVE Ipeľ. Odvodené vlastnosti sú porovnateľné s výsledkami terénnych deformačných skúšok.

Z hľadiska terénneho i laboratórneho skúšobníctva je rovnorodosť a jej opak – nerovnorodosť – relatívna podľa rozmerov skúšanej vzorky alebo horninového bloku, prípadne rozsahu vplyvu stavby na základovú pôdu. Tento aspekt nerovnorodosti rozpracoval Rac (1973), ktorý vyčlenil tri základné typy nerovnorodosti. Na obr. 1 je na osi x uvedený rozmer úrovne nerovnorodosti u



Obr. 1. Diagram nerovnorodosti hornín (Wagner, 1988, podľa Raca, 1973); úrovne nerovnorodosti: I – regionálne geologická; II – geologicko-štruktúrna; III – litologicko-textúrna; IV – mineralogicko-štruktúrna; V – kryštalografická; určujúca oblasť: 1 – stavba, 2 – skúšky *in situ*; 3 – laboratórne skúšky; 4 – metódy fyziky tuhého tela.

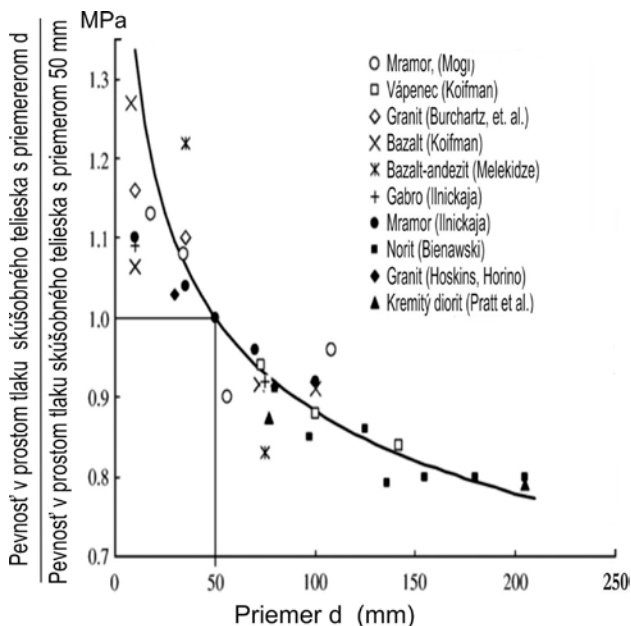
Fig. 1. Graph of rock heterogeneity (Wagner, 1988, after Rac, 1973); heterogeneity degrees: I – regional geological; II – geological structural; III – petrological structural; IV – mineralogical textural; V – crystallographical; determination field: 1 – building structure; 2 – *in situ* test; 3 – laboratory test; 4 – physical methods of solid body.

a na osi y lineárny rozmer v určujúcej úrovne horninového prostredia (oblasti skúšok). Šrafovaný pás na diagrame (mikronerovnorodosť) sa vyznačuje veľkým rozptylom vlastností, vyžadujúcim použitie štatistických metód, a tvorí rozhranie rovnorodého prostredia, kde $v \gg u$ (nad šrafovaným pásom), a nerovnorodého prostredia, kde $v \ll u$ (pod šrafovaným pásom). Kým vo vrchnej oblasti (ultranerovnorodosť) je nerovnorodosť zanedbateľná a je možné použiť štatistické priemerovanie, spodnej časti (makronerovnorodosť) zodpovedajú makroskopicky nerovnorodé objekty, ktorých vlastnosti sa menia pri prechode od jedného prvku nerovnorodosti k druhému. Skúšobné telieska by mali mať rozmer 10-krát prevyšujúci prvky nerovnorodosti (Rac, 1973).

Špecifickým prípadom je smerová nerovnorodosť – anizotropia, pri ktorej vznikajú veľké rozdiely výsledkov deformačných a pevnostných skúšok v jednotlivých smeroch, čo sa rieši uvádzaním koeficientu anizotropie K_a , t. j. pomeru maximálnej a minimálnej hodnoty študovaného parametra. Koeficient anizotropie dosahuje značné hodnoty predovšetkým vo vrstevnatých horninách – od 1,2 do 2, extrémne až 3 (Wagner, 1988).

Veľkosť, štiňlosť a tvar skúšobných vzoriek

Jednoosové skúšky v prostom tlaku sa zvyčajne vykonávajú na zhotovených skúšobných vzorkách pravidelných geometrických tvarov, a to valcoch s priemerom 50 mm alebo kockách a hranoloch so základňou 50 x 50 mm. Problém unifikácie rozmerov skúšobných teliesok pri určovaní jednoosovej tlakovej pevnosti pretrváva od počiatku štandardizácie skúšky až podnes. Nejednotnosť



Obr. 2. Vplyv veľkosti vzoriek na pevnosť v jednoosovom tlaku horniny (Hoek a Brown, 1980).

Fig. 2. Influence of specimen size on the uniaxial compressive strength of intact rock (Hoek and Brown, 1980).

je najmä v stanovenom štihlom pomere vzoriek, t. j. pomere medzi výškou (h) a priemerom alebo hranou (d) skúšobného telieska.

Pre potreby mechaniky hornín sa ako „štandardná vzorka“ používa valček s priemerom 50 mm a štihlým pomerom $h/d \approx 2$. Komisia pre skúšobné metódy Medzinárodnej spoločnosti pre mechaniku hornín (ISRM) navrhovala používať valcovité vzorky so štihlým pomerom 2,5 až 3,0 a priemerom približne 54 mm, pričom priemer skúšobnej vzorky by mal vychádzať z rozmerov najväčších zŕn v hornine a mal by byť v pomere najmenej 10 : 1 (ISRM, 1979 in Ulusay a Hudson, eds., 2007). Pre prírodný kameň platí od roku 1999 európska norma EN 1926 (jej identický preklad v našej normovej sústave platí od roku 2002 a nahradil starú normu pre stanovenie pevnosti v tlaku STN 72 1136), ktorá stanovuje, že skúšobné telieska majú byť buď kocky s hranou 50 ± 5 mm, prípadne 70 ± 5 mm, alebo valčeky, ktorých priemer a výška majú rovnaký rozmer 50 ± 5 mm, prípadne 70 ± 5 mm, t. j. štihlý pomer $h/d = 1$. Pri zrnách veľkosti viac ako 7 mm by mali byť aj rozmery skúšobného telieska primerane väčšie.

V súvislosti s tvarom skúšobných vzoriek boli preukázané určité rozdiely medzi výsledkami skúšok na valcovitých a hranolovitých skúšobných telieskach, pričom korelácia medzi nimi býva vo väčšine prípadov veľmi tesná. Napríklad na andezitoch a granitoidoch bol preukázaný vysoký stupeň korelácie v hodnotách 0,902 až 0,958 (Letko, Hrašna a Hyánková, 1988). Pri vápencovo-dolomitických horninách bola zistená pevnosť na valčekoch oveľa nižšia ako na kockách a veľmi nízky bol aj stupeň korelácie, poukazujúci na rozmanitosť výsledkov. Pevnosť v prostom tlaku na valčekoch so štihlosťou 1 bola v priemere len o málo nižšia ako pevnosť stanovená na kockách (Hyánková, Matula a Boroš, 1979).

Najčastejšie sa v literatúre objavuje téma vplyvu veľkosti vzoriek na hodnoty pevnosti. Viacerí autori deklarujú, že jednoosová tlaková pevnosť horniny všeobecne klesá so zväčšovaním skúšobného telieska (Hoek a Brown, 1980; Letko, Hrašna a Hyánková, 1988; Yoshinaka et al., 2008; Krnadičbrata a Jones, 1993; González de Vallejo a Ferrer, 2011 a ďalší), pričom sa objavujú i kontroverzné názory na vplyvy podmienok skúšok (Hoek a Brown, 1980). Príklad vplyvu rozmerového efektu na jednoosovú pevnosť je na obr. 2, kde sú skompletizované skúšky niekoľkých typov hornín prevzatých od viacerých autorov (Hoek a Brown, 1980, 1997). Krivka na obr. 2 zodpovedá vzťahu

$$\sigma_c = \sigma_{c50} (50/d)^{0,18} \quad (1),$$

kde σ_{c50} je jednoosová tlaková pevnosť valcového skúšobného telieska s priemerom 50 mm a σ_c je jednoosová tlaková pevnosť skúšobného telieska s ľubovoľným priemerom v rozsahu 10 až 200 mm. Štihlosť a tvar skúšobného telieska zodpovedajú štandardnému skúšobnému teliesku podľa odporúčaných metodík medzinárodnej spoločnosti ISRM, tzn., že ide o valčeky so štihlosťou minimálne 2.

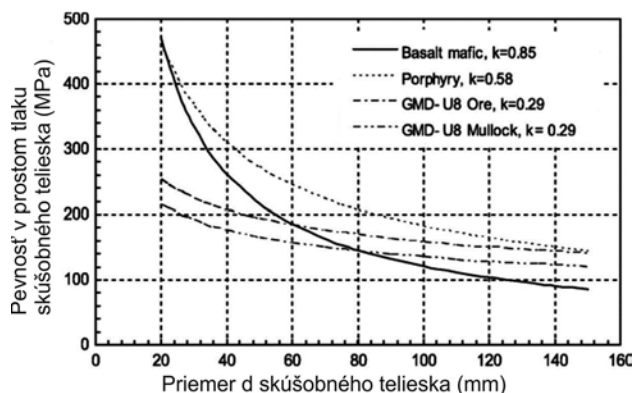
Rovnica (1) vyjadruje klesajúci trend pevnosti s narastajúcim priemerom skúšobného telieska. Novšie práce upozorňujú na skutočnosť, že na zostavenie rovnice (1)

pre jednotlivé typy hornín bolo málo údajov, priemer použitých skúšobných teliesok bol limitovaný do 200 mm a zisťovaná pevnosť sa vzťahuje iba na skalné horniny. Rozmerový efekt sa uplatňuje pri všetkých typoch hornín, má však rôzny priebeh, preto je potrebné detailne skúmať vplyv veľkosti vzoriek zvlášť pre jednotlivé typy skalných hornín a zvlášť pre poloskalné horniny, pričom je potrebné použiť aj väčšie skúšobné telieska (Yoshinaka et al., 2008).

Jednoznačnosť všeobecných tvrdení vyjadrených vzťahom (1) nie je potvrdená informáciami uvedenými v norme STN EN 12504-1. Experimenty ukázali, že klesajúci trend pevnosti so zväčšovaním priemeru skúšobného telieska neplatí pre betónové vývrty s použitým kamenivom s maximálnou veľkosťou 20 a 40 mm. Pre veľkosť kameniva 20 mm boli vývrty s priemerom 100 mm približne o 7 % pevnejšie než vývrty s priemerom 50 mm. Vývrty s priemerom 50 mm boli približne o 20 % pevnejšie než vývrty s priemerom 25 mm. Stúpajúci trend pevnosti s narastaním veľkosti skúšobného telieska sa potvrdil aj pre betónové vývrty s použitým kamenivom s maximálnou veľkosťou 40 mm.

K podobným výsledkom ako Hoek a Brown (1980) dospeli aj Labaš a Miklúšová (2004) pri skúškach jednoosovej pevnosti andezitu z Ruskova a žuly z Hnilca na skúšobných vzorkách tvaru hranola so štihlým pomerom 2 s rozmerom hrán 10, 30 a 50 mm. Z ich graficky interpretovaných výsledkov je zároveň zrejмый aj pokles rozptylu hodnôt pevnosti so zväčšujúcim sa rozmerom skúšobného telieska.

Jackson a Lau (1993) študovali rozmerový efekt na gra-nitoch z lokality Lac du Bonnet v Kanade na valcových skúšobných telieskach s priemerom od 33 do 294 mm a so štihlým pomerom $h/d = 2$. Jednoosová tlaková pevnosť na skúšobných telieskach s priemerom 63 mm bola okolo 200 MPa. Skúšobné telieska s priemerom do 63 mm vykazovali značný rozptyl výsledkov bez preukázanej závislosti. Vzorky s priemerom väčším ako 63 mm preukázali znižovanie pevnosti so zväčšujúcim sa



Obr. 3. Vzťah medzi typom horniny a rozmerovým efektom na bazalte, porfýre, rude a hlušine v austrálskej bani (Krnadičbrata a Jones, 1993).

Fig. 3. Relationship between rock type and scale effect on basalt, porphyry, ore and mullock in Australian mine (Krnadičbrata and Jones, 1993).

priemerom zhruba zodpovedajúce výsledkom Hoeka a Browna (1980).

Krmačibrata a Jones (1993) preukázali rozdielny rozmerový efekt na 4 typoch hornín z austrálskej bane (obr. 3).

Autori Yoshinaka et al. (2008) uvádzajú, že rozmerový efekt sa prejavuje tak v skalných, ako aj v poloskalných horninách, avšak trend zmien závisí od typu hornín, pevnosti, štruktúry atď. Ďalej títo autori odporúčajú pre praktické použitie zohľadniť objem skúšobných vzoriek a vychádzať zo vzťahu, v ktorom zavádzajú bližšie nešpecifikovanú materiálovú konštantu k v závislosti od litologického typu:

$$\sigma_c / \sigma_{c0} = (d_e / d_{e0})^{-k} \quad (2),$$

kde σ_c je prostá tlaková pevnosť skúšanej vzorky,

σ_{c0} je prostá tlaková pevnosť „štandardnej vzorky“,

$d_e = V^{1/3}$ (V je objem skúšanej vzorky súvisiaci s rozmermi vzorky),

$d_{e0} = 58,1$ mm, čo zodpovedá $V_0^{1/3}$ (V_0 je objem „štandardnej“ vzorky),

k je 3/m (m je materiálová konštanta, ktorá sa nazýva koeficient rovnorodosti).

Na rozdiel od vyššie uvedených autorov Thuro et al. (2001) uvádzajú, že pri sérii nimi vykonaných skúšok na granite, kersantite (bázická žilná hornina) a vápenci sa na skúšobných telieskach s priemerom od 43 do 80 mm rozmerový efekt prakticky neprejavil. Rozptýl hodnot pevnosti veľmi vplyva na hodnotu rozmerového efektu, preto je na ich štatistické spracovanie potrebný dostatočný

počet výsledkov skúšok. Malé skúšobné telieska vykazujú veľké odchýlky, preto je potrebné používať štandardné rozmery skúšobných teliesok a väčšie ako štandardné v prípade heterogénnych, zvetraných alebo alterovaných hornín.

Pre prípady, že pomer výšky a priemeru (šírky) skúšobného telieska je odlišný od 1, autori Pauli a Holoušová (1991) uvádzajú prepočítavací vzťah:

$$\sigma_c = \sigma_c' \frac{9}{7 + 2 \frac{d}{h}} = k \cdot \sigma_c' \quad (3),$$

kde σ_c je pevnosť v tlaku, prepočítaná,

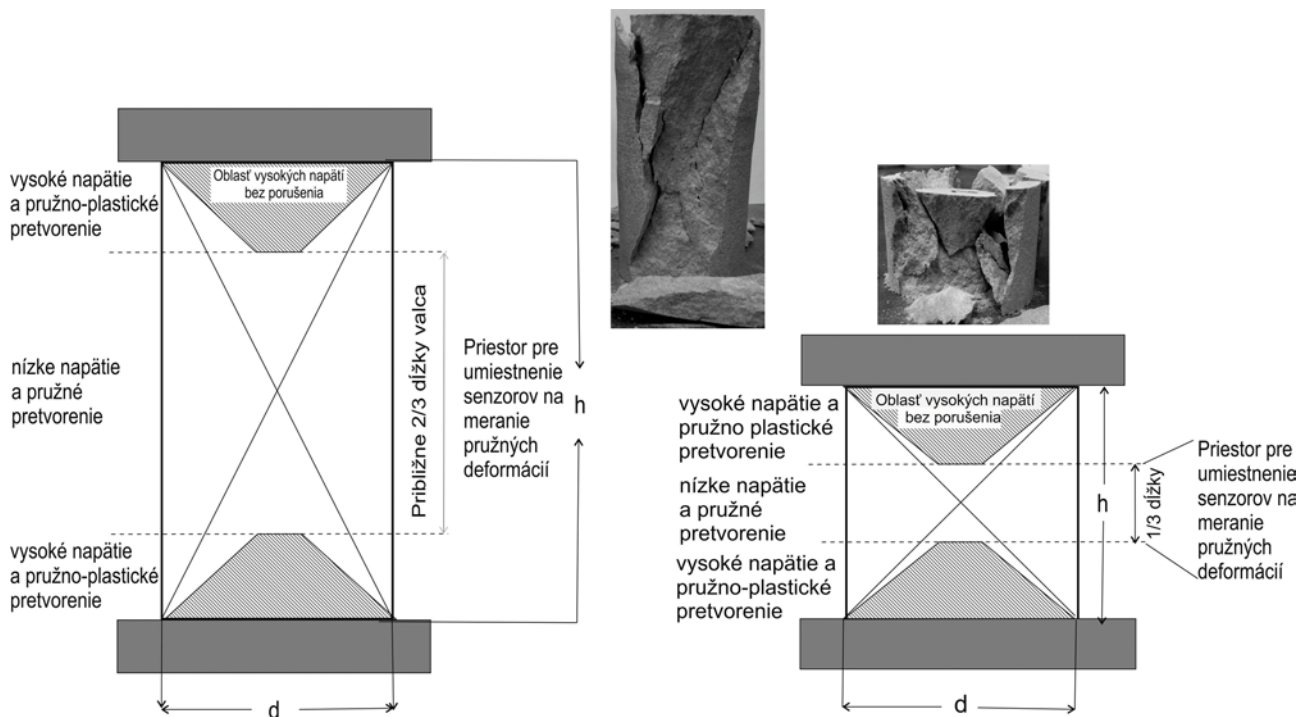
σ_c' je pevnosť v tlaku zistená pre teliesko $h/d \neq 1$,

d je priemer skúšobného telieska a h je výška skúšobného telieska.

Zo vzťahu (3) vyplýva, že pre vzorky s pomerom $h/d < 1$ sa získavajú vyššie pevnosti, naopak, pre pomer $h/d > 1$ pevnosti menšie.

Ďalšie aspekty ovplyvňujúce výsledky pevnostno-deformačných skúšok

Rozdielne správanie sa horninového materiálu sa prejavuje nielen následkom rozmerového efektu, ale aj tuhosti tlačnej plochy lisu (Tang et al., 2000). Na stykových plochách skúšobného telieska a čelustí lisu vzniká trenie, ktoré v závislosti od veľkosti súčiniteľa trenia znižuje alebo úplne obmedzuje vznik priečnej deformácie skúšobného



Obr. 4. Model napätia a deformácií na skúšobnom teliesku so štíhlostným pomerom h/d 2 a 1 (upravené podľa Thura et al., 2001) s ukázkou skúšobných teliesok po tlakovej skúške.

Fig. 4. Conceptual explanation for the relationship between the shape effect, strain and deformations on tested samples (modified after Thuro et al., 2001) with illustrations of samples after test.

telieska v blízkosti stykovej plochy. Veľkosť tangenciálneho napätia následkom odporu trenia je funkciou Poissonovho čísla.

Následkom odporu trenia na stykových plochách skúšobného telesa a čelostí lisu dochádza v blízkosti strednej časti stykovej plochy ku koncentrácii napätia, ktoré sa kuželovito zmenšuje, a až v strede skúšobného telieska sa uplatňuje rovnomerné jednoosové zaťaženie, ktoré zodpovedá fyzikálnej podstate skúšky v jednoosovom tlaku. To je najzávažnejší dôvod prechodu od štíhlostného pomeru skúšobných telies 1 ku štíhlostnému pomeru 2 až 3 (Trančík a Hatala, 1979). Na okrajoch skúšobného telieska v blízkosti styku s doskou čelostí lisu sa však zvýšené priečne napätie prejavuje deštrukciou horniny (obr. 4).

V okolí klinovitého priestoru s koncentráciou napätia a deštrukcie horniny asi do 1/3 výšky skúšobného telieska v blízkosti tlačných plôch sa prejavujú pružno-plastické deformácie. Tým sa zmenšuje priestor pružných deformácií iba na strednú časť, čo značne redukuje priestor na upevnenie snímačov na meranie pružných deformácií (obr. 4). Preto sa v mechanike hornín na zisťovanie modulu pružnosti odporúčajú skúšobné telieska (valce alebo hranoly) so štíhlostným pomerom h/d minimálne 2. V prípade vzoriek so štíhlostným pomerom 1 priestor zvýšeného napätia a deštrukcie vzorky zasahuje až do 1/3 výšky vzorky z oboch strán.

Deštrukcia obvykle pokračuje k šmykovému porušeniu telieska vo forme diagonálnych diskontinuit pod uhlom $\alpha = 45^\circ - \varphi/2$ k pôsobiacej sile (φ je uhol vnútorného trenia, nazývaný aj uhol šmykovej pevnosti). Praktické skúšky ukazujú, že uhol diagonálnych plôch porušenia zvisia s osou tlakovej sily uhol 24° až 34° (Letko, Hrašna a Hyánková, 1988). V niektorých prípadoch, napríklad pri predurčených textúrnych plochách, keď tlačná doska lisu je mäkkšia a umožňuje priečne deformácie, alebo dotykové plochy sú natreté vazelinou, dochádza k vytvoreniu centrálnej ťahovej trhliny (Trančík a Hatala, 1979).

V procese jednoosového zaťaženia sa pre geotechnické účely stanovujú aj deformačné vlastnosti, menovite modul

pružnosti (Youngov modul), moduly deformácie pri rôznom napätí a Poissonovo číslo. Z hľadiska posúdenia vplyvu veľkosti vzorky na hodnoty deformačných charakteristík možno z literatúry uviesť, že rozmerový efekt sa len veľmi málo alebo vôbec neuplatňuje pri Youngovom module a Poissonovom čísle (Yoshinaka et al., 2008). Naopak, štíhlostný pomer (pomer medzi výškou a základňou skúšobných teliesok) však značne ovplyvňuje hodnoty deformačných charakteristík stanovovaných v procese jednoosového zaťažovania. Autori Thuro et al. (2001) uvádzajú výrazný vzrast modulu pružnosti so zvýšením štíhlostného pomeru v rozmedzí 1 až 3. So zväčšovaním sa dĺžky skúšobného telieska, hoci pevnosť klesá, modul pružnosti vzrastá (Thuro et al., 2001).

Výsledky výskumu a diskusia

Výskum vplyvu veľkosti skúšobných teliesok na výsledné hodnoty pevnosti v jednoosovom tlaku bol realizovaný na pieskovcoch odobraných z lomu Králiky pri Banskej Bystrici, ktoré sa používajú ako sochársky a dekoračný kameň (obr. 5). Pieskovce paleogénneho veku sú jemnozrnné a rovnomodé, zložené prevažne zo zŕn karbonátov a kremeňa spojených navzájom kalcitovým tmelom s nepatrným rozptýleným množstvom ílu (obr. 6). Pórovitosť pieskovca je intergranulárna, vysoko efektívna a tvorí približne 16 % objemu horniny.

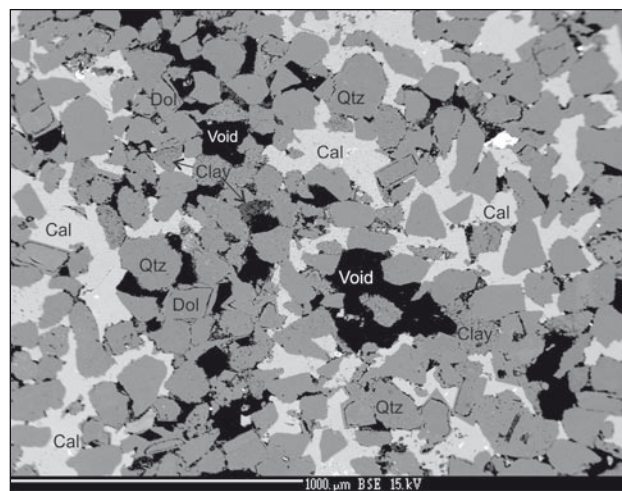
Z blokov pieskovca boli v laboratóriu zhotovené skúšobné telieska v tvare valčekov s priemerom 20, 35, 50 a 70 mm v štíhlostnom pomere 1 a pre prvé tri uvedené priemery aj v štíhlostnom pomere 2 (obr. 7). Na porovnanie kockovej a valcovej pevnosti boli zhotovené aj kocky s hranou 50 mm. Vzhľadom na jemnozrnnosť pieskovca všetky veľkosti skúšobných vzoriek spĺňali kritériá požadované z hľadiska výskytu prvkov nerovnorodosti.

Pre každú veľkostnú skupinu vzoriek bola stanovená priemerná hodnota pevnosti zo 6 až 10 skúšobných teliesok. Ilustrácia porušených vzoriek s priemerom 35



Obr. 5. Ťažobná stena lomu Králiky v paleogénnych pieskovcoch.

Fig. 5. Quarrying wall in Paleogene sandstone in the quarry Králiky.



Obr. 6. Minerálne zloženie a mikroštruktúra pieskovca z lomu Králiky.

Fig. 6. Mineral composition and microstructure of sandstone from the quarry Králiky.



Obr. 7. Skúšobné telieska pieskovca zhotovené na sledovanie rozmerového a tvarového efektu na výsledky skúšky pevnosti.

Fig. 7. Sandstone samples prepared for scale and shape effect measurements.



Obr. 8. Skúšobné telieska s priemerom 35 mm a 50 mm po tlakových skúškach.

Fig. 8. Samples with diameter 35 mm and 50 mm after compressive strength tests.

a 50 mm je na obr. 8. Výsledky skúšok na zistenie pevnosti sú vyjadrené graficky na obr. 9 a nepodporujú jednoznačné závery citovaných autorov – Hoeka a Browna (1980, 1997); Letka, Hrašnu s Hyánkovej (1988); alebo Krmadibratu a Jonesa (1993) – o znižovaní pevnosti s narastajúcim rozmerom skúšobnej vzorky. Hodnoty pevnosti pieskovca s objemovou hmotnosťou $2,3 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$, klasifikovaného podľa STN 72 1001 ako hornina strednej pevnosti, kolíšu v závislosti od priemeru skúšobného telieska. Pre valcové skúšobné telieska so štíhlostným pomerom 1 sa hodnoty pevnosti pohybujú v pomerne širokom rozsahu od 38 až po 72 MPa v závislosti od veľkosti vzorky (obr. 9). Pre skúšobné telieska so štíhlostným pomerom 2 sa prejavil ten istý stúpajúci trend hodnôt pevnosti so zväčšovaním priemeru vzoriek, pričom sú však tieto pevnosti vyššie o 16 až 19 % oproti adekvátne veľkým, ale nižším vzorkám. So zväčšovaním priemeru vzoriek sa zväčšovala aj pevnosť, čo je v nesúlade s trendmi uvedenými na obr. 2 a obr. 3, ako aj so závermi viacerých autorov, napr. Thura et al. (2001), že veľkostný efekt pri skúškach pevnosti nehrá veľkú úlohu. Vyššia pevnosť zistená na valčekoch so štíhlostou 2 v porovnaní s pevnosťou zistenou na valčekoch so štíhlostou 1 je takisto v rozpore s doterajšími všeobecnými tvrdeniami (Pauli a Holoušová, 1991; Thuro et al., 2001).

Rozdiely v hodnotách pevnosti pieskovcov zistené na valčekoch s rôznym štíhlostným pomerom podporujú závery, ktoré uvádzajú autori Thuro et al. (2001), o výraznom vplyve štíhlostného efektu na výsledky skúšok a sú v súlade s výsledkami experimentov uskutočnených na betónových vývrtoch uvedených v európskej norme STN EN 12504-1.

Podľa normy EN 1926 zisťovanie pevnosti v jednoosovom tlaku na účely využívania hornín ako stavebného kameňa možno vykonávať na skúšobných telieskach tvaru valca alebo kocky. Priemerná hodnota pevnosti pieskovca z lokality Králiky na valčekoch s priemerom 50 mm bola 53,1 MPa a na kockách s hranou 50 mm v hodnote 44,7 MPa. Rozdiely v pevnostiach vyplývajúce z tvaru vzoriek

poukazujú na rozdielny charakter porušovania. Ostré hrany a rohy prizmatického telieska sa ľahšie porušujú a menia rozloženie napätia, čo má vplyv aj na výsledné hodnoty pevnosti. Zistená nižšia kocková pevnosť pieskovca v porovnaní s valčekovou pevnosťou je v nesúlade s výsledkami autorov Letka, Hrašna a Hyánkovej (1988) získanými na pevných skalných horninách.

Vyššie citovaní autori uvádzajú výsledky experimentov väčšinou na veľmi pevných skalných horninách. Výsledky skúšok pevnosti realizované na slabších horninových materiáloch poukazujú na ich odlišné správanie. Skúšaný pieskovec z lomu Králiky vzhľadom na jeho pevnosť, nízku objemovú hmotnosť a vysokú pórovitosť sa blíži k poloskalným horninám. Pri rozdielnom správaní sa pieskovca pri jednoosovom zaťažovaní sa zdá, že úlohu zohráva pomerne vysoká primárna pórovitosť pieskovca, a teda výraznejšie plastické porušovanie šmykom oproti krehkému porušovaniu v pevnejších skalných horninách.

Záver

Pri laboratórnom stanovovaní jednoosovej pevnosti v tlaku hornín treba brať do úvahy účel, na ktorý sa táto charakteristika určuje – či na zakladanie a budovanie stavieb v horninovom prostredí, alebo na využívanie hornín ako stavebného materiálu. Podľa účelu existujú odlišné normalizované metodické pokyny na stanovenie tejto významnej charakteristiky.

Jestvujú výrazne rozdielne názory na to, ako veľkosť skúšobných teliesok ovplyvňuje hodnoty pevnostných a deformačných charakteristík. Prehľad poznatkov a vlastné výskumy ukazujú, že na porovnanie výsledkov skúšok vykonaných na skúšobných telieskach rôznej veľkosti a tvaru však nemožno použiť všeobecne platné vzťahy. Experimentálne zistené prepočtové vzťahy jednotlivých autorov platia len pre určitý litologický typ.

Pribúdajúce experimenty zamerané na sledovanie rozmerového efektu ukazujú, že v literatúre často uvádzaná axióma „pevnosť v jednoosovom tlaku sa znižuje so zväčšujúcim sa rozmerom vzoriek“ nemá všeobecnú platnosť. Preto je nevyhnutné rozmerový efekt odskúšať a vyjadriť pre každý litologický typ horniny samostatne, ako to odporúčajú aj Hoek a Brown (1980) a Yoshinaka et al. (2008).

Štíhlostný efekt (pomer výšky k priemeru) skúšobného telieska má výraznejší vplyv na výsledok skúšky pevnosti ako rozmerový (veľkostný) efekt.

Vzhľadom na nezávislosť vplyvu veľkosti skúšobných telies na výslednú hodnotu pevnosti možno konštatovať, že so zväčšujúcim sa rozmerom skúšobného telieska je menší rozptyl hodnôt pevnosti, preto má význam na stanovenie pevnosti používať vzorky štandardnej veľkosti, prípadne väčšie.

Na získanie reprezentatívnych hodnôt pevnosti by mala veľkosť skúšobných teliesok zohľadňovať aj prvky nerovnorodosti daného litologického typu.

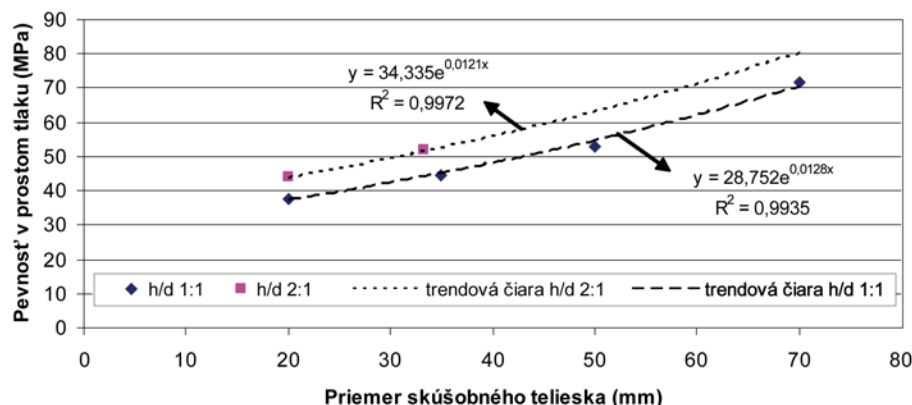
Podakovanie. Táto práca bola podporovaná Agentúrou na podporu výskumu a vývoja na základe zmluvy č. APVV-0641-10.

References

- EN 1926: Natural stone test methods. Determination of uniaxial compressive strength. 2006.
- GONZÁLEZ DE VALLEJO, L. I., & FERRER, M.: Geological Engineering. CRC Press, Taylor & Francis Group, London, UK, 678 p.
- HOEK, E., & BROWN, E. T., 1980: Underground Excavation in Rock. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 1980, 527 p.
- HOEK, E., & BROWN, E. T., 1997: Practical estimates of rock mass strength. *Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34, 8, 1 165 – 1 186.
- HYÁNKOVÁ, A., MATULA, M., & BOROŠ, L., 1979: Racionálne metódy inžinierskogeologického výskumu skalných hornín. In: *Inžinierskogeologické štúdium horninového prostredia a geodynamických procesov*. Bratislava, Veda.
- JACKSON, R., & LAU, I. S. O., 1993: The effect of specimen size on the laboratory mechanical properties of Lac du Bonnet gray granite. In: *Cunha, A. P. (ed.): Scale Effect in Rock Masses. Proc. of the First International Workshop, Balkema, Norway*, 165 – 174.
- KRMADIBRATA, S., & JONES, I. O., 1993: Size effect on strength and deformability of brittle intact rock. In: *Cunha, A. P. (ed.): Scale Effect in Rock Masses. Proc. of the First International Workshop, Balkema, Norway*, 77 – 284.
- LABAŠ, M., & MIKLÚŠOVÁ, V., 2004: Rozmerový efekt pri stanovovaní pevnosti hornín v prostom tlaku. In: *Sbor vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava, Rada stavební – 13. regionální konference s mezinárodní účastí Rozvoj seizmologie, inženýrské geofyziky a geotechniky*, Roč. IV, 2, 175 – 182.
- LETKO, V., HRAŠNA, M., & HYÁNKOVÁ, A., 1988: Vplyv skúšobných vzoriek na zisťovanie pevnosti poloskalných hornín. *Inžénýrské stavby*, 8, 409 – 412.

Obr. 9. Pieskovce z lomu Králiky – výsledky skúšok pevnosti pre rôzne veľké skúšobné telieska.

Fig. 9. Correlation of sample diameter and uniaxial compressive strength on sandstones from the quarry Králiky.



- MATEJČEK, A., WAGNER, P., SABELA, P., & SZABO, Š., 1994: Geotechnical zoning of crystalline rock mass. In: *Rakowski (ed.): Geomechanics 93. Balkema, Rotterdam*, 111 – 114.
- MATULA, M., 1973: Problémy inžinierskogeologických klasifikačných systémov hornín. *Acta geol.*, 25, 135 – 181.
- PAULI, J., & HOLOUŠOVÁ, T., 1991: Mechanika hornin. Laboratorní zkoušky hornin. *Praha, ČVUT*, 123 s.
- PETRO, L., FRANKOVSKÁ, J., MATYS, M., & WAGNER, P., et al., 2008: Inžinierskogeologický a geotechnický terminologický slovník. *Bratislava, SGÚDŠ*, 465 s.
- RAC, M. V., 1973: Strukturní modely v inženýrské geologii. *Moskva, Nedra*.
- STN EN 1926: Skúšky prírodného kameňa. Stanovenie jednoosej pevnosti v tlaku. 2007.
- STN 72 1136: Stanovenie pevnosti v tlaku prírodného stavebného kameňa. 1983 (je zrušená).
- STN 72 1001: Klasifikácia zemín a skalných hornín. 2010.
- STN EN 12504-1: Skúšanie betónu v konštrukciách. Časť 1: Vzorky z jadrového vrtnia. Odber, preskúmanie a skúška pevnosti v tlaku. 2010.
- STN 73 1001: Geotechnické konštrukcie. Zakladanie stavieb. 2010.
- TANG, C. A., THAM, L. G., LEE, P. K. K., TAU, V., & LIU, H., 2000: Numerical studies of the influence of microstructure on rock failure in uniaxial compression – part II: Constraint, slenderness and size effect. *Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 37, 4, 571 – 583.
- THURO, K., PLINNINGER, R. J., ZÄH, S., & SCHUTZ, S., 2001: Scale effects in rock strength properties. Part 1: Unconfined compressive test and Brazilian test. In: *Särkkä & Eloranta (eds.): Rock Mechanics – a Challenge for Society. Swets & Zeller Lisse*, 169 – 174.
- TRANČÍK, P., & HATALA, J., 1979: Geomechanika. *Bratislava, Alfa*.
- ULUSAY, R., & HUDSON, J. A., 2007: Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials. In: *The complete suggested methods for rock characterization testing and monitoring: 1974 – 2006. ISRM Turkish National Group, Ankara*, 153 – 154.
- WAGNER, P., 1988: Nerovnorodost a anizotropia. In: *Matula, M. (ed.): Moderné metódy hodnotenia horninového a životného prostredia. I. diel. Učebný text pre postgraduálne štúdium. Bratislava, PriF UK*, 157 – 167.
- WAGNER, P., 1994: Engineering geological assessment of rock mass quality based on the study of discontinuities. *Acta Geol. Univ. Comen.*, 50, 11 – 19.
- YOSHINAKA, R., OSADA, M., PARK, H., SASAKI, T., & SASAKI, K., 2008: Practical determination of mechanical design parameters of intact rock considering scale effect. *Engng Geol.*, 96, 3 – 4, 1, 173 – 186.

Rukopis doručený 15. 4. 2012

Revidovaná verzia doručená 23. 4. 2012

Rukopis akceptovaný red. radou 16. 4. 2012

Heterogeneity and scale effect in determination of rock strength

Strength of rocks is one of the basic characteristics in evaluation of the rock quality. A common laboratory method to obtain rock strength properties is an uniaxial compressive test. An uniaxial compressive strength (UCS) is classification characteristic in rock mechanics and engineering geology. Determination of the UCS is standardized (Ulusay and Hudson, eds., 2007, EN 1926, STN EN 1926), however, requirements for the sample size and shape are different according to the purpose, especially tests in rock mechanics and building stone quality evaluation.

Know-how of various factors impacting on the UCS values is summarized in the paper. Values of the UCS are primarily influenced by the rock heterogeneity, size, shape and slenderness ratio of test specimens. Rock heterogeneity aspects related to evaluated rock zone are illustrated in Fig. 1. It is well established that UCS of intact rock decreases as specimen size increases (Hoek and Brown, 1980; Letko, Hrašna and Hyánková, 1988; Yoshinaka et al., 2008; Krnadibrata and Jones, 1993; González de Vallejo and Ferrer, 2011, and others). The influence of specimen size on the UCS of various rock types according to various authors is illustrated in Figs. 2 and 3.

Slenderness ratio of the sample (the ratio of height or length to diameter) influences strength, strain measurements and the creation of elasto-plastic areas in the sample under load. Slenderness ratio effect on stress distribution with photo illustrations of samples after compressive tests is in Fig. 4.

The scale and shape effect was studied on sandstone from the Králiky quarry producing building and decorative stone (Fig. 5). Homogeneous fine-grained sandstone of Paleogene age consists of carbonates and quartz fragments in calcite matrix with scattered clay (Fig. 6). Bulk density of the sandstone is 2.3 g/cm³ and total porosity is about 16 %. Sets of 6–10 cylindrical samples with diameter near 20, 35, 50 and 70 mm and cubes with size of 50 mm were prepared from sandstone blocks (Fig. 7). Mean values of the UCS was determined for each rock size group. Fig. 8 illustrates disrupted specimens of 35 and 50 mm diameter after uniaxial compressive tests. The Králiky sandstone

uniaxial compressive strength values are presented in Fig. 9. The UCS of specimens with ratio of height to diameter (h/d) = 1 ranges from 38 to 72 MPa, depending on the specimen size. Specimens with ratio 2 proved the same trend – the increasing values of strength with increasing size of specimens. Correspondingly, the strength values for specimens of h/d = 2 were about 16–19 % higher than for specimens h/d = 1 (Fig. 9). Sandstone strength increasing with increasing of the sample size is contradicting to common opinions of various authors, declaring strength increasing with sample decreasing (Hoek and Brown, 1980, 1997; Letko, Hrašna and Hyánková, 1988; Krnadibrata and Jones, 1993), being illustrated on correlation graphs (Figs. 2 and 3), and also with references of some authors that the scale effect is not significant in determination of strength (Thuro et al., 2001). Lower mean value of the UCS of sandstone on cubes (44.7 MPa) than on cylinder samples (53.1 MPa) is also in disharmony with the results determined on some very strong rocks (Letko, Hrašna and Hyánková, 1988).

Cited authors show results of strength tests prevailing on the strong and very strong rocks. Tested sandstone can be classified as rock with medium strength. Different behaviour of softer and weaker sandstone in process of the uniaxial loading is maybe caused by its higher porosity and by significant ductile behaviour in comparison with the brittle behaviour of stronger rocks.

Different experiences exist how the lithology, specimen size and shape influence strength and deformation properties. A lot of experiments related to the scale and shape effect show that the well known statement “the UCS of intact rock decreases as specimen size increases” is not valid generally. Therefore according to recommendation of Hoek and Brown (1980), Yoshinaka et al. (2008) and others, it is necessary to determine the scale effect for each lithological type. The ratio of height to diameter of specimens has greater influence on test results as the different size or diameter. For obtaining of representative values of the strength, the size of specimens shall reflect also the size of heterogeneity elements of the studied rock type.