

Korelácia medzi pevnosťou pri bodovom zatažení a pevnosťou v prostom tlaku pre poloskalné horniny

Tatiana Durmeková¹, Jana Frankovská² & Miloslav Kopecký²

¹Katedra inžinierskej geológie, Prírodovedecká fakulta, Univerzita Komenského v Bratislave, Mlynská dolina, 842 15 Bratislava; durmekova@fns.uniba.sk

²Katedra geotechniky, Stavebná fakulta STU Bratislava, Radlinského 11, 813 68 Bratislava; jana.frankovska@stuba.sk, miloslav.kopecky@stuba.sk

AGEOS Correlation between point load index and uniaxial compressive strength for soft and weak rocks

Abstract: For weak and soft rocks, i.e. rocks with the uniaxial compressive strength less than 50 MPa, the Point Load Test is often the only way to determine their strength properties. Despite the indisputable advantages of this test, the value of the conversion factor K between the results of this test, the point load index, and the uniaxial compressive strength, which is used as classification property, is permanently analysed and discussed. The experiences from the field engineering geological investigations show that the conversion factor K for soft and weak rocks is usually less than 22, what is the value stated in EN 1926, Slovak Standard STN 72 1001 or in suggested methods of ISRM. The necessity of individual approach to determine geotechnical characteristics of weak or soft rocks is documented on some examples from the ground investigation for the Highway D1 in Slovakia. The value of the conversion factor K for weathered marlstones and marly or sandy limestones in the section Turany – Hubová of the D1 Highway in the route of the designed tunnel Havran was about 14, in the section Jánovce – Jablonov for weathered sandstones it reached about 19. In another case the conversion factor 18 or 20 should be used for weathered and altered granite, granodiorite and pegmatite rocks from the Bratislava territory for the purpose of correct classification of rocks.

Key words: soft and weak rocks, point load index, uniaxial compressive strength, conversion factor K

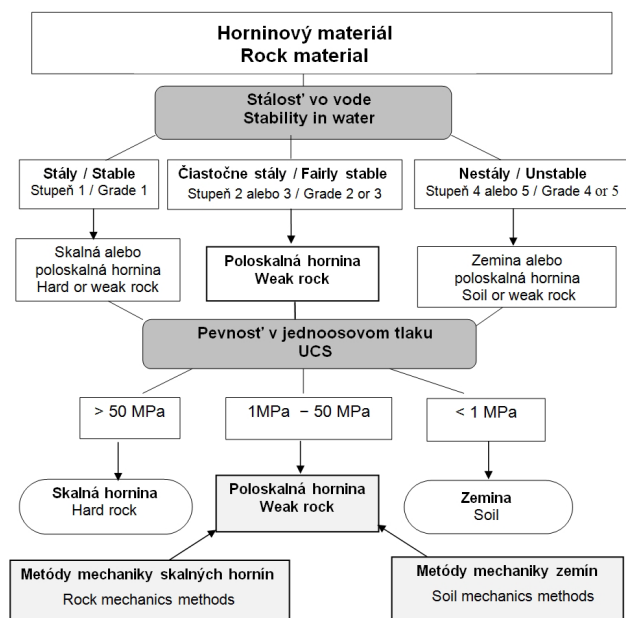
1. ÚVOD

Poloskalná hornina je typ horniny, ktorá má v dôsledku nízkeho stupňa litifikácie, slabého stupňa premeny, prípadne v dôsledku retrográdnej metamorfózy alebo porušenia štruktúrnych väzieb zvetraním, tektonickým alebo hydrotermálnym porušením, nižšie hodnoty charakteristík mechanických vlastností než skalná hornina a je náchylná vplyvom nepriaznivých podmienok prostredia (najmä zmien vlhkosti, teploty a napätia) ich ďalej znižovať (Hrašna et al., 1987). Okrem zvetraných a iným spôsobom alterovaných hornín, k nim patria slabospevnené sedimentárne horniny (napr. prachovce, ílovce, zlepenice, slieňovce), nízko metamorfované horniny (rôzne bridlice, fylity) i mnohé retrográdne premenené horniny (napr. fylonity). Neštandardné správanie poloskalných hornín, predstavujúcich prechodnú skupinu medzi pevnými skalnými horninami a zeminami je dôvodom, že hlavne v skúšobníctve sú tieto horniny od nepamäti v centre pozornosti.

Štúdium poloskalných hornín bolo jednou z oblastí výskumu Katedry inžinierskej geológie Prírodovedeckej fakulty Univerzity Komenského v Bratislave (PRIF UK) v 70-tych a 80-tych rokoch minulého storočia (predovšetkým v rámci riešenia úloh Štátneho plánu základného výskumu, ktorých koordinátorom bol prof. M. Matula), kedy bola upriamená pozornosť na definovanie, zatriedovanie a charakterizovanie poloskalných hornín v rámci účelového klasifikačného systému hornín, ako i na zvláštnosti ich správania pri laboratórnom výskume (Hyánková

& Letko, 1976; Hrašna et al., 1987). Riešenie úloh praxe, najmä v súvislosti s razením prieskumných štôlní a vrtným prieskumom pre plánované diaľničné tunely Ovčiarsko, Horelica, Višňové-Dubná skala, Rojkov, Havran, Čebrať a i., ktoré prechádzajú zložitým horninovým prostredím málo pevných hornín, podmienuje nevyhnutnosť pokračovania výskumu v oblasti laboratórneho stanovovania vlastností poloskalných hornín (Durmeková et al., 2001, 2003; Durmeková & Ondrášik, 2002; Durmeková & Wagner, 2002; Durmeková, 2004; Kopecký & Ondrášik, 2009; Frankovská & Durmeková, 2011^a, 2011^b).

Poloskalné horniny sa vyznačujú mnohými nepriaznivými geotechnickými vlastnosťami, napr. nízkou pevnosťou, veľkou stlačiteľnosťou, výraznými objemovými zmenami až rozpadavosťou v styku s vodou, vysokou citlivosťou na zmeny vlhkosti a zmeny napätia. Ich vlastnosti sa často vyznačujú výraznou anizotropiou. Pri stavebnej činnosti dochádza v dôsledku toho k rýchlemu zvetrávaniu poloskalných hornín pri odkrytí, neprípustnému sadaniu pod stavbami alebo k vzniku svahových deformácií vo vhodných geologických štruktúrach. Pri razení tunelových stavieb v prostredí poloskalných hornín možno očakávať viaceré komplikácie ako nadvýlomy, zvýšené deformácie, neočakávané prítoky vody a v prípade hornín s obsahom niektorých ílových minerálov i objemové zmeny a tlaky z napúčania. Vyťažovaný materiál z takéhoto prostredia – rúbanina, sa uplatňuje ako stavebný materiál podstatne ťažšie, ako pevné skalné horniny. Obyčajne je potrebné rátať s jeho skládkovaním,



Obr. 1. Prístup k hodnoteniu horninového materiálu – identifikačné schéma (Frankovská & Durmeková, 2011a).

Fig. 1. Rock material identification chart according to the results of laboratory tests (Frankovská & Durmeková, 2011a).

nanajvýš s využitím na terénne úpravy. Táto skupina hornín zväčša nespĺňa technické požiadavky kladené na horniny na využitie ako stavebného materiálu, výnimkou sú niektoré dekoratívne litologické typy ako travertíny, biogénne vápence, zlepenec, príp. i pieskovce.

Poloskálne horniny sú však prostredím, v ktorom sa budujú geotechnické konštrukcie, najmä podzemné stavby, a preto je pre stavebnú prax významné hodnotenie ich mechanických a hydraulických vlastností. Vyžaduje sa najmä stanovenie pevnostných a deformačných charakteristík, poznanie ktorých je dôležité na zaradenie horniny do horninového klasifikačného systému uvedeného v norme STN 72 1001 (triedy R6 až R0).

Správanie horniny v styku s vodou ovplyvňuje nielen proces prípravy skúšobných vzoriek potrebných k ďalším skúškam na zistenie fyzikálnych a technických vlastností, ale i jej identifikáciu a zatriedovanie. Takisto má vplyv i na rozptyl údajov zistených vlastností, preto výskum vlastností poloskálnych hornín v laboratóriu by mal začínať práve zisťovaním stálosti/nestálosti horniny vo vode, ako je uvedené v schéme na Obr. 1. Vychádzajúc zo štandardnej klasifikácie hornín pre inžinierske a geotechnické účely, poloskálne horniny sa považujú za podskupinu skalných hornín. V nejednom prípade pre správnu a vyčerpávajúcu charakteristiku týchto hornín je potrebné kombinovať metódy oboch samostatných, ale prelnajúcich sa vedných disciplín, mechaniky zemín a mechaniky skalných hornín. Stálosť horniny vo vode sa hodnotí semikvantitatívne opisným spôsobom podľa normy STN EN ISO 14689-1.

Laboratórne stanovenie pevnosti v jednoosovom alebo prostom tlaku, ako základnej klasifikačnej vlastnosti, je však pri mnohých litologických typoch poloskálnych hornín pretrvávajúcim aktuálnym problémom, ktorému sa venuje aj experimentálny výskum, prezentovaný v tomto článku.

2. MOŽNOSTI STANOVENIA PEVNOSTI HORNÍN

2.1. Skúška pevnosti v jednoosovom tlaku

K najrozšírenejším metódam stanovovania pevnostných vlastností hornín patrí tlaková skúška v jednoosovom zaťažovacom systéme. Vyžaduje si skúšobné telieska opracované do pravidelných geometrických tvarov. Aktuálne platné skúšobné predpisy na vykonávanie skúšky na zistenie pevnosti v jednoosovom tlaku sú odlišné na geotechnické účely a na účely využívania horniny ako prírodného stavebného kameňa. Pre prírodný kameň na stavebné účely sa štandardne pevnosť v prostom tlaku zisťuje na kockách s hranou 50 mm alebo valčekoch s priemerom 50 mm s pomerom rozmerov výšky k priemeru 1:1 (STN EN 1926). Pre potreby zakladania a mechaniky skalných hornín nie je k dispozícii normový predpis na stanovenie jednoosovej pevnosti v tlaku. V metodikách Medzinárodnej spoločnosti pre mechaniku hornín (ISRM) je odporúčané stanovovať uvedenú vlastnosť na valcových vzorkách priemeru približne 54 mm (priemer skúšobnej vzorky by mal vychádzať z rozmerov najväčších zŕn v hornine), s pomerom výšky k priemeru 2:1, príp. až 3:1, spolu s určením deformačných parametrov horniny (Ulusay & Hudson (Eds.), 2007^a).

Veľkosť a tvar skúšobných vzoriek ovplyvňujú výsledné hodnoty pevnosti v jednoosovom tlaku, pričom v literatúre existujú veľmi rozdielne názory ako veľkosť skúšobných teliesok ovplyvňuje hodnoty pevnostných a deformačných charakteristík. Táto problematika je podrobnejšie spracovaná v práci Durmeková & Ondrášik (2012).

2.2. Skúška pevnosti pri bodovom zaťažení, tzv. Point Load Test (PLT)

Častá štruktúrna anizotropia poloskálnych hornín prispieva k ich rozpadavosti, prednostne po usmerných plochách nespojitosti, čím je sťažená príprava pravidelných skúšobných telies, potrebných na uskutočnenie štandardných laboratórnych skúšok na stanovenie pevnostno-deformačných vlastností. Nepriamou metódou stanovovania pevnosti hornín je skúška pevnosti pri bodovom zaťažení, tzv. *Point Load Test* (PLT), vykonávaná štandardizovaným prístrojom schváleným ISRM. Prepočítavanie indexu pevnosti $I_{s(50)}$, ktorý je výsledkom skúšky PLT, na hodnotu pevnosti v prostom tlaku, je od počiatku zavedenia tejto skúšobnej metódy v 70-tych rokoch minulého storočia až doteraz stále diskutované (Hawkins, 1986 in Lashkaripour, 2002, Read et al., 1990; Smith, 1997; Bowden et al., 1998; Fener et al., 2005; Rusnak & Mark, 2007; Kahraman & Gunaydin, 2009 a mnohí ďalší). Diskutabilné je potom aj zaradenie skalnej horniny do príslušnej triedy podľa STN 72 1001 na základe výsledkov skúšky pevnosti pri bodovom zaťažení. Preto táto norma uvádza aj orientačné zatriedenie hornín na základe výsledkov skúšky PLT, t. j. podľa $I_{s(50)}$.

Prepočítavací vzťah medzi $I_{s(50)}$ a pevnosťou v tlaku sa dá veľmi jednoducho vyjadriť pomocou empiricky stanovenej hodnoty prepočítavacieho faktora K rovnicou $\sigma_c = K \cdot I_{s(50)}$.

Autori metódy odporúčali používať jednotne hodnotu K rovnú 24 pre všetky litologické typy (Broch & Franklin, 1972;

Tab. 1. Publikované rovnice korelácie pevnosti v prostom tlaku (σ_c) a indexu PLT $I_{s(50)}$.Tab. 1. Published equations correlating the point load index $I_{s(50)}$ to the σ_c .

Referencia Reference	Rovnica Equation	Litologický typ, príp. poznámka Lithological type, notes
Broch & Franklin (1972)	$\sigma_c = 24 I_{s(50)}$	
Bieniawski (1975)	$\sigma_c = 23,5 I_{s(50)}$	Všetky litologické typy Neodporúča používať skúšku PLT pre horniny s $\sigma_c < 25$ MPa
Read et al. (1980)	$\sigma_c = 20 I_{s(50)}$ $\sigma_c = 16 I_{s(50)}$	Sedimentárne horniny – Austrália Bazalty/Čadiče
Das (1985)	$\sigma_c = 14,7 I_{s(50)}$	Prachovce, Kanada
Ghosh & Srivastava (1991)	$\sigma_c = 16 I_{s(50)}$	Granity – India, záp. Himaláje
Smith (1997)	$\sigma_c = 14,3 I_{s(50)}$	Horniny s pevnosťou < 30 MPa
Bowden et al. (1998)	$\sigma_c = (10 \text{ až } 20) I_{s(50)}$ $\sigma_c = (< 10) I_{s(50)}$	Kriedové sedimenty, axiálny test pre slabšie litologické typy (< 25 MPa) Pre horniny s pevnosťou < 5 MPa
Sabatákakis et al. (2009)	$\sigma_c = 13 I_{s(50)}$ $\sigma_c = 24 I_{s(50)}$ $\sigma_c = 28 I_{s(50)}$	$I_{s(50)} < 20$ MPa $I_{s(50)} = 20$ až 50 MPa $I_{s(50)} > 50$ MPa
Budetta & Nappi (2011)	$\sigma_c = 8,5 I_{s(50)}$	Sedimentárne horniny – pieskovce, slieňce – Taliansko

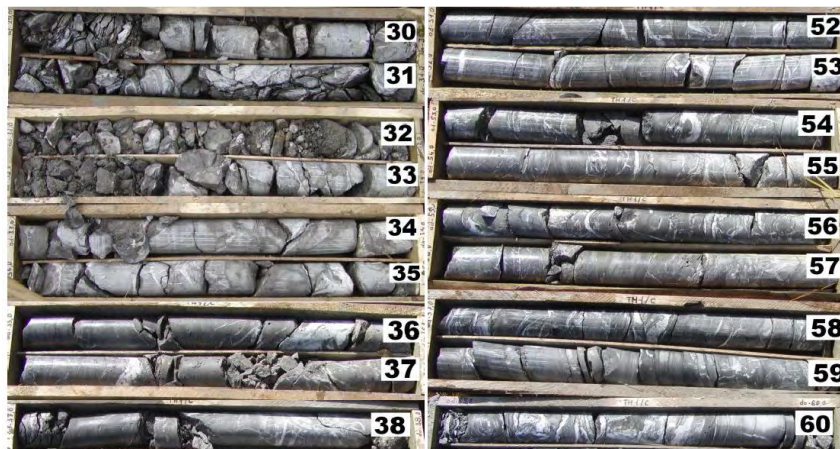
Bieniawski, 1975). Postupom času na základe experimentálneho výskumu a vlastných skúseností publikovalo mnoho autorov rôzne hodnoty K pre jednotlivé litologické typy hornín. Vo výskumoch sa zohľadňoval typ použitej skúšky (axiálna alebo diametrálna), odvíjajúci sa od tvaru skúšobných vzoriek (valcové vzorky alebo nepravidelné úlomky) alebo pri valcových vzorkách od smeru pôsobenia zaťaženia. V literatúre možno nájsť širokú škálu hodnôt prepočítavacieho faktora K (Durmeková & Wagner, 2002; Frankovská & Durmeková, 2011^a) na účely zakladania a budovania stavieb v horninovom prostredí, niektoré z nich sú uvedené v Tab. 1. Metodiky ISRM pre túto skúšku odporúčajú používať hodnotu $K = 22$ (Ulusay & Hudson (Eds.), 2007^b). Z týchto podkladov vychádza aj norma STN EN 1926 s poznámkou, že daná hodnota K sa použije v prípadoch, ak nie je

zistená iná, vhodnejšia korelácia pre daný litologický typ. STN 72 1001 odporúča použiť prepočítavací (korelačný) koeficient medzi oboma pevnosťami s hodnotou 22 pre zdravé pevné skalné horniny (t. j. $\sigma_c = 22 \cdot I_{s(50)}$) a upozorňuje, že v prípade hornín s nižšou pevnosťou môže byť hodnota K podstatne nižšia (< 20).

Problémy v laboratórnej praxi spôsobuje aj ten fakt, že v korelačnej rovnici na prepočítavanie pevnosti v tlaku sa pre potreby mechaniky skalných hornín a zakladania uvažuje s pomerom výšky a priemeru skúšobných valčekov minimálne 2:1, kým norma pre prírodný kameň predpisuje vykonávanie skúšky pevnosti v tlaku na kockách alebo valčekoch s pomerom výšky a priemeru 1:1.

Obr. 2. Polosčalné horniny (slieňovce až slieňité vápence) z prieskumného vrtu TH/1C na úseku diaľnice D1 Turany – Hubová (Grenčíková et al., 2008).

Fig. 2. Soft rocks (marlstones to marly limestones) from the borehole TH/1C – engineering geological investigation for the Highway D1, section Turany – Hubová (Grenčíková et al., 2008).

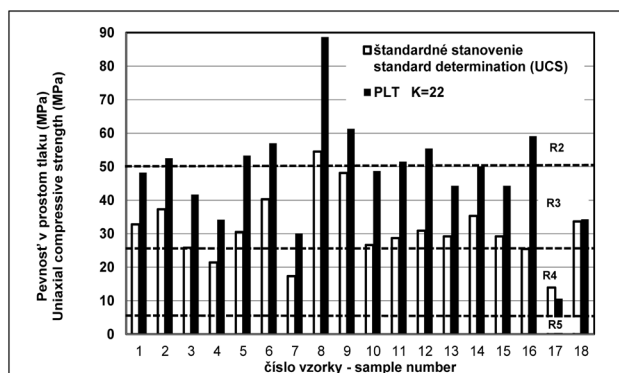


3. PEVNOSŤ V PROSTOM TLAKU VERSUS PEVNOSŤ PRI BODOVOM ZAŤAŽENÍ – PRÍKLADY Z PRAXE

3.1. Slietovce až slietité vápence krížňanského príkrovu

V rámci podrobného inžinierskogeologického prieskumu pre tunel Havran (Grenčíková et al., 2008), ktorý je súčasťou diaľnice D1 v úseku Turany – Hubová, boli vykonané laboratórne skúšky na stanovenie pevnostno-deformačných vlastností hornín. Išlo o súbor poloskalných hornín (slietovce, slietité vápence, príp. piesčité vápence) s hodnotami pevnosti v prostom tlaku v rozsahu od 17,3 do 54,5 MPa. Skúšobné vzorky – valce, na ktorých sa vykonávali skúšky mali priemer 63 mm a štihlostný pomer 1:1. Charakter hodnotených hornín a častý nedokonalý výnos jadra vo forme nedostatočne veľkých úlomkov (Obr. 2), si vyžiadali doplnenie priamo získaných hodnôt pevnosti skúškou PLT.

Po realizovaní skúšok PLT na slietovcoch a pri uplatnení prepočítavacieho indexu $K = 22$ sa pevnosť odvodená z PLT pohybovala v rozsahu od 10,6 do 88,7 MPa. Pri takto zvolenom prepočítavacom koeficiente, z 18 vzoriek bolo len 8 vzoriek zaradených (na základe výsledkov oboch skúšok) do rovnakých tried v zmysle STN 72 1001 (Obr. 3).

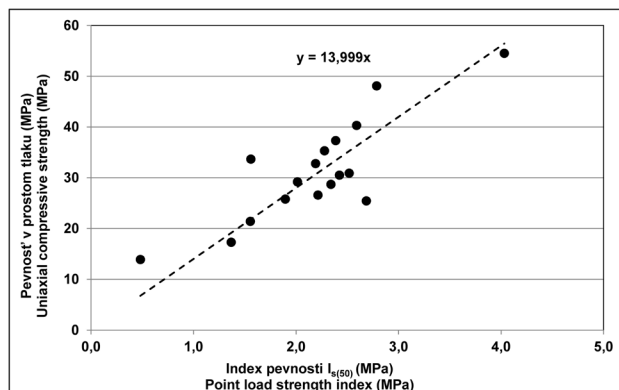


Obr. 3. Rozdiely v zatriení hornín (slietovce až slietité vápence) podľa STN 72 1001 medzi priamym stanovením a výsledkami PLT upravenými prepočítavacím koeficientom $K = 22$.

Fig. 3. Differences in rock classification of marlstones according to STN 72 1001 for UCS and PLT with the conversion factor $K = 22$.

Takmer všetky hodnoty pevnosti, určené zo skúšky pevnosti pri bodovom zaťažení, boli vyššie ako výsledky stanovenia pevnosti v prostom tlaku.

Na základe uvedených zistení sme hľadali zodpovedajúcu hodnotu prepočítavacieho koeficientu K pre uvedený súbor 18 vzoriek slietovcov až slietitých vápencov. Z porovnania výsledkov laboratórneho stanovenia pevnosti v prostom tlaku a indexovej skúšky v bodovom zaťažení bol zostrojený graf a lineárna závislosť medzi pevnosťami stanovenými uvedenými laboratórnymi skúškami (Obr. 4). Prepočítavací koeficient pre tento súbor vzoriek je $K = 14$. Takto odvodená hodnota je výrazne menšia ako v STN EN 1926 a STN 72 1001 uvedená odporúčaná hodnota $K = 22$. Korelačný koeficient pre uvedenú regresiu má hodnotu 0,82.

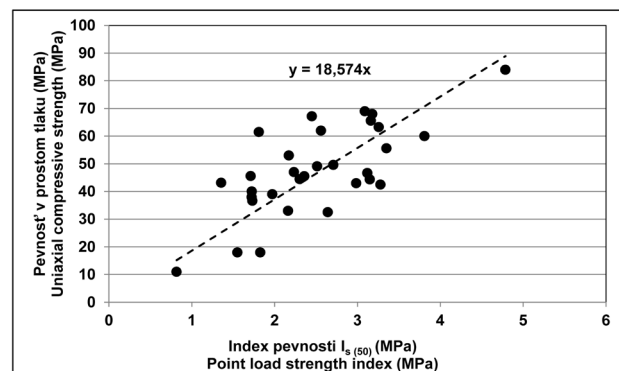


Obr. 4. Regresia medzi pevnosťou v prostom tlaku a indexom pevnosti $I_{s(50)}$ – slietovce až slietité vápence.

Fig. 4. Regression between uniaxial compressive strength and point load index – marlstones to marly limestones.

3.2. Pieskovce vnútrokarpatského flyšu – zuberecké súvrstvie

Druhým príkladom je veľmi nerovnorodý súbor pieskovcov, zväčša zvetraných do rôzneho stupňa, skúšaný v rámci vykonávania prieskumných prác pre diaľnicu D1, v úseku Jánovce – Jablonov. Štandardná pevnosť v tlaku bola zisťovaná na valčekoch priemeru 72 mm, s pomerom výšky k priemeru 1:1 a pohybovala sa v rozsahu od 18 do 84 MPa (Mátuš et al., 2006). Súbežne so stanovením pevnosti v prostom tlaku boli vykonané i skúšky PLT na nepravidelných úlomkoch hornín a bol stanovený index pevnosti $I_{s(50)}$. Priemerný prepočítavací koeficient K zo súboru 32 vzoriek vychádza 18,6. Regresia tohto súboru je vyjadrená na obr. 5. Korelačný koeficient pre uvedenú regresiu má hodnotu 0,45; nízka hodnota pravdepodobne odráža heterogénnosť skúšaného súboru hornín z hľadiska zvetrania.

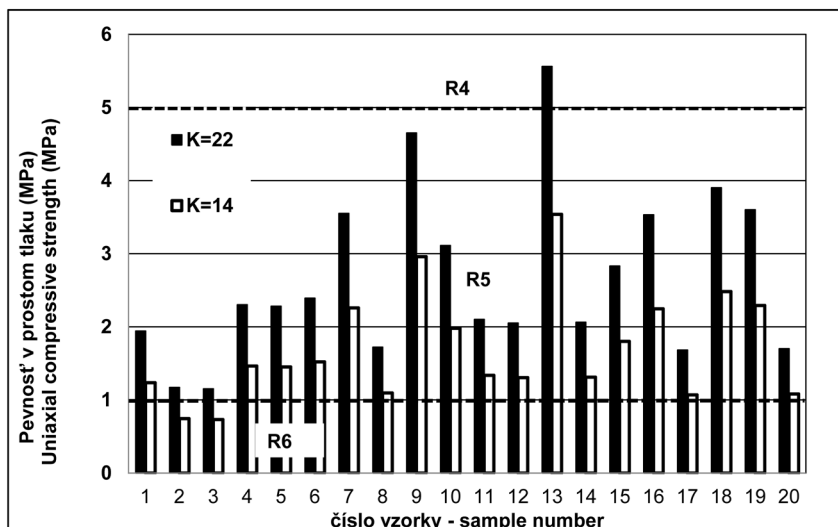


Obr. 5. Regresia medzi pevnosťou v prostom tlaku a indexom pevnosti $I_{s(50)}$ – pieskovce s rôznym stupňom zvetrania.

Fig. 5. Regression between uniaxial compressive strength and point load index – weathered sandstones.

Obr. 6. Rozdiely v klasifikačnom zatriedení ílovcov podľa hodnoty korelačného koeficienta K .

Fig. 6. Differences in classification of claystones according to the correlation factor K .



3.3. Ílovce vnútrokarpatského flyšu – zuberecké súvrstvie

Rozdiely v klasifikačnom zatriedení pre ílovce zo zubereckého súvrstvia v trase rýchlostnej cesty R4 v úseku Hanušovce nad Topľou – Kapušany (Kopecký & Brček, 2013) podľa použitia hodnoty korelačného koeficienta dokumentuje obr. 6. Na základe odporúčanej hodnoty $K = 22$ by všetky vzorky zo súboru boli zatriedené do tried R5 a R6. Pri použití koeficienta $K = 14$ by vzorky boli klasifikované v triedach R5 a R4. Prerušované vodorovné čiary na obrázku reprezentujú hranice medzi triedami skalných hornín v zmysle STN 72 1001.

3.4. Zvetrané a alterované granodiority a pegmatity

Výsledky zisťovania pevnosti zvetraných a alterovaných hornín na účely zakladania stavebných objektov v Bratislave sú prezentované v tab. 2. Testovaný súbor tvorili rôzne typy málo pevných hornín – zvetrané a alterované granity, granodiority a pegmatity bratislavského granitoidového masívu. Pevnosť hornín bolo možné stanoviť len nepriamo skúškou PLT z dôvodu, že vzhľadom na zvetranie a tektonické porušenie masívu sa z prieskumných diel získali neúplné úlomky vrtného jadra, nevhodné na zhotovenie skúšobných teliesok pravidelných geometrických tvarov. Požadované zatriedenie hornín vychádzalo z erudovaného prístupu riešiteľa úlohy a z porovnateľných skúseností z hodnotenia podobných typov hornín (Fabian, 2008). Tab. 2 dokumentuje rozptyl tlakovej pevnosti hornín podľa rôznej hodnoty prepočítavacieho faktora K . Charakter hornín si vyžadoval pre bezpečné klasifikovanie hornín s poskytnutím záruky na stanovené hodnoty pevnosti v tlaku uprednostniť hodnotu $K = 18$, max. 20.

4. DISKUSIA

Požiadavka stavebnej praxe poznať korelačný koeficient, empiricky stanovenú hodnotu medzi pomerne ľahko získateľným indexom pevnosti $I_{s(50)}$ a pevnosťou v jednoosovom tlaku σ_c pre málo pevné poloskalné horniny je vysoko aktuálna. Oproti zahraničiu,

z územia Západných Karpát stále nie je dostatok publikovaných údajov o pevnostných charakteristikách poloskalných hornín, ktoré by umožňovali štatisticky vyhodnotiť korelačný vzťah medzi uvedenými charakteristikami. Dôvodom je charakter týchto skalných hornín, a najmä už uvedená nestálosť mnohých typov pri kontakte s vodou, a tým sťažená príprava skúšobných teliesok pravidelných geometrických tvarov. V prípade, ak sa vyhotovia skúšobné telieska, stráca sa opodstatnenosť vykonávať skúšky pri bodovom zatažení. Preto sú zväčša k dispozícii údaje buď o pevnosti v jednoosovom tlaku alebo častejšie, údaje z vykonaných skúšok pevnosti pri bodovom zatažení.

Skúsenosti z laboratórnych skúšok poloskalných hornín realizovaných v rámci nami prezentovaných inžinierskogeologických prieskumov ukazujú, že pre poloskalné horniny je vhodnejšie použiť prepočítavací faktor K nižší ako 24 alebo 22, zvyčajne sa pohybuje v rozsahu 14 až 20. Najst presvedčivé vhodné príklady na dokladovanie tvrdení však nie je jednoduché. Situáciu komplikuje aj nejednotná veľkosť skúšobných vzoriek používaných pri skúškach na zistenie jednoosovej pevnosti, vyplývajúca z už uvedených rozdielnych požiadaviek na skúšobné telieska pri zisťovaní pevnosti v jednoosovom tlaku podľa účelu.

Aj najnovšie zahraničné experimentálne výskumy potvrdzujú potrebu zníženia odporúčanej hodnoty K pre poloskalné horniny (Ledesma, 2011; Sing et al., 2012). Rusnak & Mark (2007) stanovili pre sedimentárne horniny skúšané na území rôznych regiónov USA (bridlice, pieskovce, prachovce/siltovce a vápence) hodnotu korelačného faktora $K = 21$. Na základe svojich analýz autori Singh et al. (2012) odporúčajú použitie prepočítavacieho koeficienta $K = 21$ až 24 pre pevné skalné horniny a $K = 14$ až 16 pre menej pevné horniny, vrátane poloskalných hornín.

Nesprávne použitie hodnoty prepočítavacieho koeficienta K , najmä použitie vyššej hodnoty faktora (napr. v praxi najviac zaužívanej hodnoty 24), môže viesť k navýšeniu skutočnej tlakovej pevnosti horniny a následne k nesprávnemu zaradeniu horniny do príslušnej triedy podľa STN 72 1001 (Obr. 3 a 6). V slovenskej literatúre možno nájsť v tejto oblasti veľké chyby spôsobené neskúsenosťou pri vykonávaní, a najmä pri vyhodnocovaní a interpretácii výsledkov skúšok. Stanovené

Tab. 2. Zatriedenie zvetraných granitoidných hornín z územia Bratislavy na základe vykonania skúšky PLT.

Tab. 2. Classification of granitoid rocks from the Bratislava territory according to the point load index.

Prieskumné dielo Hĺbka odberu vzorky Borehole Depth of sampling [m]	Pevnosť pri bodovom zaťažení Point load index $I_{s(50)}$ [MPa]	Pevnosť v prostom tlaku (prepočítaná z PLT) UCS (calculated from PLT) $\sigma_c = K \cdot I_{s(50)}$ [MPa]				Zatriedenie horniny podľa STN 72 1001 Classification of rock according to STN 72 1001
		K = 14	K = 18	K = 22	K = 24	
		SG-1 (11,0 – 11,5)	0,233	3,3	4,2	
SG-1 (12,1 – 12,5)	1,805	25,3	32,5	39,7	43,3	R3
SG-1 (13,2 – 13,7)	0,525	7,4	9,5	11,6	12,6	R4
SG-2 (11,2 – 11,5)	0,639	8,9	11,5	14,1	15,3	R4
SG-2 (12,4 – 12,6)	2,211	31,0	39,8	48,6	53,1	R3 / R2
SG-3 (6,5 – 7,1)	0,361	5,1	6,5	7,9	8,7	R4
SG-3 (13,2 – 13,2)	0,995	13,9	17,9	21,9	23,9	R4
SG-4 (3,1 – 3,2)	0,307	4,3	5,5	6,7	7,4	R5 / R4
SG-4 (5,5 – 6,5)	2,463	34,5	44,3	54,2	59,1	R3 / R2
SG-5 (4,8 – 5,0)	2,895	40,5	52,1	63,7	69,5	R3 / R2
SG-5 (5,2 – 5,5)	2,607	36,5	46,9	57,4	62,6	R3 / R2
SG-5 (7,8 – 8,0)	1,139	15,9	20,5	25,1	27,3	R4 / R3
SG-6 (4,9 – 5,0)	1,018	14,3	18,3	22,4	24,4	R4
SG-6 (5,6 – 5,7)	1,728	24,2	31,1	38,0	41,5	R4 / R3
SG-7 (4,7 – 4,9)	0,694	9,7	12,5	15,3	16,7	R4
SG-7 (8,6 – 8,8)	1,889	26,4	34,0	41,6	45,3	R3
SG-8 (5,5 – 6,0)	4,087	57,2	73,6	89,9	98,1	R2
SG-9 (8,2 – 8,5)	3,230	45,2	58,1	71,1	77,5	R3 / R2
SG-10 (6,7 – 8,0)	1,002	14,0	18,0	22,0	24,0	R4
SG-10 (10,1 – 10,4)	1,749	24,5	31,5	38,5	42,0	R4 / R3
SG-11 (5,9 – 6,2)	0,833	11,7	15,0	18,3	20,0	R4
SG-12 (9,7 – 9,8)	1,868	26,2	33,6	41,1	44,8	R3
SG-13 (8,8 – 8,9)	1,775	24,9	32,0	39,1	42,6	R4 / R3
SG-14 (6,0 – 6,1)	1,797	25,2	32,3	39,5	43,1	R3
SG-14 (9,8 – 10,0)	1,332	18,6	24,0	29,3	32,0	R4 / R3
SG-15 (14,2 – 14,4)	0,696	9,7	12,5	15,3	16,7	R4
SG-16 (8,0 – 8,3)	2,035	28,5	36,6	44,8	48,8	R3

pevnosti s použitím hodnoty prepočítavacieho koeficientu K nad 30 (dokonca sa nájde i hodnota 135, zámerne necitovaný zdroj), nemožno považovať za reprezentatívne a použiteľné.

Nevyhnutnosťou vyplývajúcou zo štruktúrnej a pevnostnej heterogenity poloskalných hornín je zisťovať ich kvalitatívne parametre na dostatočnom množstve materiálu, pretože rozptyl zistených hodnôt napr. pevnostnej charakteristiky je podstatne väčší ako v prípade pevnej skalnej horniny. Dostatočne veľký súbor na zistenie indexu pevnosti znamená odskúšať minimálne 15 skúšobných vzoriek z jedného litologického typu s vylúčením extrémnych hodnôt.

5. ZÁVER

Prístrojov na vykonávanie skúšok pevnosti hornín pri bodovom zaťažení v prieskumných organizáciách a spoločnostiach pribúda. Jej masovejšie používanie vyplýva z požiadaviek stavebnej praxe, ktorá potrebuje rýchle stanovenie pevnosti hornín. Ekonomickosť a rýchlosť skúšky PLT podmieňujú tieto dôvody:

- ▶ nie je nutná príprava skúšobných teliesok pravidelných geometrických tvarov, skúška sa môže vykonať aj na nepravidelných úlomkoch (vrtné jadro, blok horniny zo stavebnej jamy, úlomok horniny z odkryvu a pod.). Toto je výhodné predovšetkým v poloskalných horninách;
- ▶ niektoré prístroje možno použiť aj v terénnych podmienkach.

Prvým problémom ovplyvňujúcim dôveryhodnosť údajov o pevnosti hornín na základe výsledkov skúšky PLT je, že okrem prístrojov od certifikovaných výrobcov sa objavujú i lacnejšie prístroje, ktoré nie sú štandardizované. Nevyhnutné je preto pravidelné overovanie prístrojov certifikovanou organizáciou.

Druhým problémom je voľba prepočítavacieho koeficienta K medzi indexom pevnosti $I_{s(50)}$ a pevnosťou v jednoosovom tlaku, kedy je potrebný individuálny prístup ku každému litologickému typu a zohľadnenie fyzického stavu horniny. Vo všeobecnosti sa používa korelačný faktor $K = 24$ alebo $K = 22$ pre všetky litologické typy, čo môže viesť k nereálne vysokým hodnotám pevnosti v prostom tlaku (Obr. 3 a 6). Vlastné, ale najmä zahraničné výskumy menej pevných typov hornín ukazujú, že hodnota K je pre poloskalné horniny nižšia, ako v norme STN EN 1926 alebo odporúčaných metodikách ISRM (Ulusay & Hudson (Eds.), 2007^b) uvedená hodnota 22, zvyčajne sa pohybuje v rozsahu 14 až 20. Uvedené príklady z inžinierskogeologických prieskumov z rôznych lokalít na Slovensku, prezentované v článku, tieto hodnoty potvrdzujú.

Pretrvávajúce problémy s nejednotnosťou prepočítavacieho koeficienta K , ako aj s rôzne definovanými okrajovými podmienkami pre veľkosť skúšobných vzoriek pri vykonávaní skúšky na stanovenie pevnosti v jednoosovom tlaku, by mal viesť v súčasnom stave poznania k tomu, aby sa skúška Point load test uvažovala ako doplnujúca, a nie ako štandardná na charakterizovanie pevnosti horniny. V prípade neistoty, aký prepočítavací koeficient použiť, je vhodnejšie uviesť len výsledok skúšky PLT vo forme indexu pevnosti $I_{s(50)}$ bez následného prepočítavania na pevnosť v prostom tlaku. Použitie nesprávneho prepočítavacieho koeficientu môže viesť k navýšeniu hodnoty tlakovej pevnosti a nesprávne zaradeniu hornín do tried, preto sa odporúča

pevnosť pri bodovom zaťaženi zisťovať a využívať len ako nezávislý a doplnujúci parameter k tlakovej pevnosti.

Získať zodpovedajúce a čo najsprávnejšie hodnoty K pre litologické typy z územia Západných Karpát si vyžaduje cieleň laboratórny výskum v rámci systematicky riešených projektových úloh s tvorbou databázy hornín v rôznych stupňoch zvetrania alebo inej alterácie. Prevzaté hodnoty z rôznych doterajších prieskumov nemusia byť korektné vzhľadom na nie vždy známe podmienky realizácie skúšok a nemusia zohľadňovať všetky ovplyvňujúce faktory, ako je veľkosť a tvar skúšobných vzoriek, fyzický stav a charakter vzoriek, spôsob porušenia vzorky, technika vykonania skúšky, stav prístroja a mnohé ďalšie.

Podakovanie: Táto práca bola podporovaná Agentúrou na podporu výskumu a vývoja na základe zmluvy č. APVV-0641-10 a Vedeckou grantovou agentúrou MŠVVaŠ SR, projekt VEGA č. 1/0241/13.

Literatúra

- Bieniawski Z.T., 1975: The point load test in geotechnical practice. *Engineering Geology*, 9, 1, 1–11.
- Bowden A.J., Lamont-Black J. & Ullyott S., 1998: Point load testing of weak rocks with particular reference to chalk. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 31, 2, 95–103.
- Broch E. & Franklin J.A., 1972: The point load strength test. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 9, 6, 669–697.
- Budetta P. & Nappi M., 2011: Heterogeneous rock mass classification by means of the geological strength index: the San Mauro formation (Cilento, Italy). *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 70, 4, 585–593.
- Chau K.T. & Wong R.H.C., 1996: Uniaxial Compressive Strength and Point Load Strength of Rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 33, 2, 183–188.
- Das B.M., 1985: Evaluation of the Point Load Strength for Soft Rock Classification. In: *Proceeding of the 4th International Conference on Ground Control in Mining*. Morgantown, WV, 220–226.
- Durmeková T., 2004: Laboratórne zisťovanie fyzikálnych a technických vlastností poloskalných hornín. Dizertačná práca. Archív PRIF UK Bratislava. 131 p.
- Durmeková T. & Ondrášik R., 2002: Niektoré aspekty inžinierskogeologického hodnotenia poloskalných hornín. *Mineralia Slovaca*, 34, 5–6, 321–328.
- Durmeková T. & Ondrášik R., 2012: Nerovnorodosť a rozmerový efekt pri stanovovaní pevnostno-deformačných vlastností hornín. *Mineralia Slovaca*, 44, 2, 149–156.
- Durmeková T. & Wagner P., 2002: Korelácia medzi pevnosťou hornín pri bodovom zaťaženi a pevnosťou v prostom tlaku. In: *Zborník referátov z 3. konferencie Geológia a životné prostredie*, Bratislava, 7–10.
- Durmeková T., Grüner K. & Wagner P., 2001: The tunnel's muck as a construction material. *Acta Geologica Universitatis Comenianae*, 56, 77–92.
- Durmeková T., Holzer R. & Wagner P., 2003: Weak rocks in engineering practice. In: *Natau O., Fecker E. & Pimentel E. (Eds.): Proceedings of the Int. Symposium on Geotechnical Measurements and Modeling*, Karlsruhe, pp. 185–191.
- Fabian M., 2008: Inžinierskogeologický prieskum pre stavbu Bratislavský hrad – garáž. Záverečná správa, Manuscript, KIG PRIF UK, Bratislava.
- Fener M., Kahraman S., Bilgil A. & Gunaydin O., 2005: A comparative evaluation of indirect methods to estimate the compressive strength of rocks. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 38, 4, 329–343.

- Frankovská J. & Durmeková T., 2011^a: Možnosti hodnotenia poloskalných hornín pri prieskume pre líniové stavby. *In: Geotechnické problémy líniových stavieb. Zborník 10. slovenskej geotechnickej konferencie s medzinárodnou účasťou*, Bratislava: ŠGÚDŠ, 116–126.
- Frankovská J. & Durmeková T., 2011^b: Specific features of weak rock laboratory testing. *In: Anagnostopoulos A. et al. (Eds.): Proc. of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, IOS Press BV, pp. 337–342.
- Ghosh D.K. & Srivastava M., 1991: Point-load strength: an index for classification of rock material. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, 44, 27–33.
- Grenčíková A. et al., 2008: Diaľnica D1 Turany-Hubová, podrobný inžinierskogeologický prieskum. Záverečná správa, Manuscript, archív INGEO-ighp, s.r.o, Žilina.
- Hawkins A.B., 1998: Aspects of rock strength. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 57, 1, 17–30.
- Hrašna M., Hyánková A. & Letko V., 1987: Inžinierskogeologická klasifikácia a charakteristika poloskalných hornín. *Mineralia Slovaca*, 19, 6, 553–559.
- Hyánková A. & Letko V., 1976: Zvláštnosti laboratórneho výskumu poloskalných hornín. *Acta Geologica Universitatis Comenianae*, 29, 119–135.
- Kahraman S. & Gunaydin O., 2009: The effect of rock classes on the relation between uniaxial compressive strength and point load index. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 68, 3, 345–353.
- Kopecký M. & Brček M., 2013: Skúšky pevnosti hornín pri bodovom zatažení (PLT) pre IG prieskum „R4 Hanušovce n. Topľou – Kapušany“. Záverečná správa, Manuscript, KGTE STU Bratislava, 71 p.
- Kopecký M. & Ondrášik M., 2009: Engineering-geological conditions along the routes of newly designed motorway tunnels: Rojkov, Havran and Čebrač. *Tunel* 18, 2, 62–68.
- Lashkaripour G.R., 2002: Predicting mechanical properties of mudrock from index parameters. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 61, 1, 73–77.
- Ledesma A., 2011: Classification: Review of the papers and general comments. *In: Anagnostopoulos A. et al. (Eds.): Proceedings of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – Geotechnics of Hard Soils – Weak Rocks (Part 4)*, IOS Press, 2013, 291–296.
- Máľuš J. et al., 2006: Diaľnica D1 Jánovce – Jablonov, podrobný inžinierskogeologický prieskum. Záverečná správa, Manuscript, archív Uranpres s.r.o, Spišská Nová Ves.
- Prakoso W.A. & Kulhawy F.H., 2011: Effects of testing conditions on intact rock strength and variability. *Geotechnical and Geological Engineering*, 29, 1, 101–111.
- Read J.R.L., Thornton P.N. & Regan W.M., 1990: A rational approach to the point load test. *In: Proc. 3rd Aust. N.Z. Conf. on Geomechanics*, Vol. 2, Wellington, 35–39.
- Rusnak J. & Mark Ch.: Using the Point load test to determine the uniaxial compressive strength of coal measure rock. Available online: www.cdc.gov/niosh/mining/pubs/pdfs/utplt.pdf, 28. 8. 2007.
- Sabatákakis N., Koukis G., Tsiambaos G. & Papanakli S., 2008: Index properties and strength variation controlled by microstructure for sedimentary rocks. *Engineering Geology*, 97, 1–2, 80–90.
- Singh T.N., Kainthola A. & Venkatesh A., 2012: Correlation Between Point Load Index and Uniaxial Compressive Strength for Different Rock Types. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45, 2, 259–264.
- Smith H.J., 1997: The Point load test for weak rock in dredging applications. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34:3–4 (Paper No. 295).
- STN 72 1001: 2010 Klasifikácia zemín a skalných hornín.
- STN EN 1926: 2007 Skúšky prírodného kameňa. Stanovenie jednoosej pevnosti v tlaku.
- STN EN ISO 14689-1: 2004 Geotechnický prieskum a skúšky. Pomenovanie a klasifikácia skalných hornín. Časť 1: Pomenovanie a opis.
- Tommasi P. & Rotonda T., 2013: Point load testing for classification of porous effusive rocks. *In: Anagnostopoulos A. et al. (Eds.): Proceedings of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – Geotechnics of Hard Soils – Weak Rocks (Part 4)*, IOS Press, 2013, 303–308.
- Ulusay R. & Hudson J.A. (Eds.), 2007^a: Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials. *In: The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974–2006*, Ankara, 153–154.
- Ulusay R. & Hudson J.A. (Eds.), 2007^b: Suggested method for determining Point Load Strength. *In: The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974–2006*, Ankara, 125–132.

Summary: Uniaxial compressive strength (UCS) of rock is the significant output characteristic of any geotechnical and engineering geology investigation. The uniaxial compressive strength is generally also used for stone quality characterization as building material. Rock specimens of regular (cubic, prismatic or cylindrical) shapes have to be prepared for laboratory determination of this essential rock property. Weak and soft rocks are the rocks with UCS usually less than 25 MPa (according to Slovak standard STN 72 1001 with UCS less than 50 MPa). They are characterized by significantly changeable properties under external moisture and stress conditions, low strength, high deformability, anisotropy of properties and often also by instability or volume changes in contact with water. Laboratory determination of their mechanical properties depends on the ability to prepare specimens for strength and deformation testing. Rock behaviour in contact with water is important not only for specimen preparation process for laboratory testing but also for characterization and classification of rock materials for civil engineering purpose and has to be considered also during interpretation of rock testing results. The first and basic test for laboratory investigation of rocks is therefore the determination of stability in water (see Fig. 1).

The Point Load Test (PLT) is an indirect index test for the determination of rock strength, frequently applied on irregular lumps of rocks used for testing. Relation between the Point load index ($I_{s(50)}$) and value of UCS testing (σ_c) can be expressed by using empirical equation $\sigma_c = K \cdot I_{s(50)}$. Conversion factor K from $I_{s(50)}$ to σ_c was suggested to be 24 by authors of these testing methods uniform for all type of rocks (Broch & Franklin, 1972; Bieniawski, 1975). The value of the factor K depends on the lithological type of rock, anisotropy and weathering/alteration of rock material. The experience with weak and soft rocks testing shows that such high value of the conversion factor K is not always justifiable (Durmeková & Wagner, 2002; Frankovská & Durmeková, 2011^a). The value K equalling 22 is recommended by European Standard EN 1926 and also by suggested methods of the International Society for Rock Mechanics (ISRM). Some of the suggested values of K for different rock types based on laboratory testing are shown in the Table 1. Based on experimental research, the conversion factor ranges from 10 to 20 in the case of weaker rocks (i.e. Smith, 1997; Bowden et al., 1998 and others).

Results of laboratory testing from engineering investigations in Slovakia are presented in the paper. Strength properties of samples from different localities in Slovakia have been determined by the standard UCS test on regular geometrical specimens and by the Point Load

Test using irregular lumps. The first example is weak rock material from ground investigation for the tunnel Havran (Grenčíková et al., 2008) as a part of the Highway D1 in the section Turany – Hubová. The UCS of marlstones and marly limestones (Fig. 2) determined on core specimens in the range of 17.3 to 54.5 MPa was compared with *PLT* results. Using conversion factor of 22, the range of strength was from 10.6 to 88.7 MPa. Only 8 samples from 18 samples group were classified in the same class according to STN 72 1001 with $K = 22$ (Fig. 3). Generally, the values of strength evaluated by *PLT* were higher than the strength values determined by *UCS* tests. The suitable value of K was analysed for the set of samples (Fig. 4) and the value of 14 was used as the most representative value of the conversion factor K to *UCS*.

The next example is the rock investigated at the locality in the Highway D1, the section Jánovce – Jablonov. The rock samples were identified as sandstones of various weathering stages. The suitable value of K was analysed for the set of 32 samples (Fig. 5) and the value of 18.6 was evaluated as the most representative of the conversion factor to *UCS*.

Differences in classification of claystones from the Hanušovce nad Topľou – Kapušany locality (Kopecký & Brček, 2013) based on different values of K are demonstrated in the Fig. 6. Strength properties were compared using $K = 14$ and standard recommended value $K = 22$.

The last presented example is weathered granite, granodiorite and pegmatite rocks from the Bratislava area. The strength properties were evaluated on irregular samples only from *PLT* tests; it was not possible to prepare specimens with regular geometrical shapes. Classification of granitoid rocks from the Bratislava territory according to the point load index is summarized in the Table 2 using different K values.

The selection of testing methods for determination of strength and deformation properties depends on the possibility to prepare the required specimens and on their behaviour in contact with water. Standard rock classification system is based on *UCS* values. The Point Load Test is an important index test for determination of rock strength, frequently used in practice. Generally, the value of the conversion factor K derived from $I_{p(50)}$ to *UCS* ratio for all rock types is suggested to be 22. Comparable experience from experimental studies shows that such value of the conversion factor K is not always justified, predominantly for weak and soft rocks. In the paper the presented examples of ground investigation results interpretation show the impact of the value of K on the rock classification.