

Metodický prístup

Jadrom problému je stanovenie namáhania drôtenej konštrukcie košov, namáhaných kamenitou výplňou. Pri výpočte vnútorných síl sa možno uberať niekoľkými cestami. Stále pritom ale hrozí riziko, že aj zvolením optimálneho matematického modelu nebude výsledok zodpovedať plne skutočnosti. Príčinou tejto disproporcie môže byť variabilita vlastností výplne drôzených košov, alebo odchýlenie sa od predpokladaného technologického postupu zhotovenia gabionovej konštrukcie.

Pri zostavovaní geotechnického modelu možno čerpať poznatky z navrhovania zásobníkov, ako sa k tomu pristupuje predovšetkým v betónových konštrukciách. Niektoré presné riešenia (pre kruhové alebo pravouhlé zásobníky) sa dajú upraviť pre rovinnú úlohu, za ktorú možno plným právom považovať opornú gabionovú konštrukciu. V prípade relatívne krátkych úsekov gabionových múrov, kde by sa mohol prejavovať priestorový účinok, zjednodušenie do rovinatej úlohy je v prospech bezpečnosti konštrukcie ako celku. Preto sa v ďalšom pozornosť upriami iba na rovinné riešenie.

Nielen z konštrukčného, ale najmä statického hľadiska sa zásobníky členia na:

- bunkre (nízke zásobníky),
- silá (vysoké zásobníky).

V teórii betónových konštrukcií je za bunker považovaný zásobník, ktorý spĺňa podmienku:

$$h \leq 1,5\sqrt{A} \quad [\text{m}] \quad (85)$$

kde h je výška steny komory zásobníka,
 A - pôdorysná plocha zásobníka [m].

Silá by mali mať splnenú podmienku:

$$h > 1,5 a \quad \text{alebo} \quad h > 1,33 d \quad [\text{m}] \quad (86)$$

kde a je väčší z pôdorysných rozmerov zásobníka,
 d - priemer kruhového zásobníka [m].

Pri bunkroch sa pre malú výšku steny neberie do úvahy trenie náplne o steny komory, zatiaľ čo v silách sa trenie náplne o steny komory zohľadňuje. Pre posudzovanú úlohu treba analyzovať vo všeobecnej polohe vnútorné sily v bunkroch aj silách. Riešenie citlivejšie na okrajové podmienky by potom malo byť základom posúdenia rizika roztrhnutia drôtenej konštrukcie košov.

Zaťaženie

Podobne ako vo všetkých stavebných konštrukciách, zaťaženie pozos-táva zo stálej a náhodnej zložky. Stále zaťaženie tvorí vlastná tiaž prvkov košov, výplň košov, časti objektov, príp. násypov postavených na alebo v tesnej blízkosti gabionového múru. Náhodné zaťaženie zahŕňa účinky strojov, vplyvy teplotných rozdielov, zmrašťovania, klimatické účinky, pôsobenie vetra, seizmické účinky a prípadný vplyv poddolovaného územia.

Rozhodujúcim zaťažením je tlak výplne košov. Okrem obvyklých charakteristík materiálu výplne treba zohľadniť aj možnosť vzniku adhézie. Jej účinkom sa vytvárajú klenby vo výplni, čím sa zvýši vodorovný tlak na stenu koša. Po prelomení klenby sa zase okamžite zväčší zvislá zložka zaťaženia na dnovú časť (t.j. základovú škáru). Tento prírastok zaťaženia je krátkodobý a po vyrovnaní napätí dochádza k rovnomernejšiemu rozdeleniu vodorovného zaťaženia na steny košov.

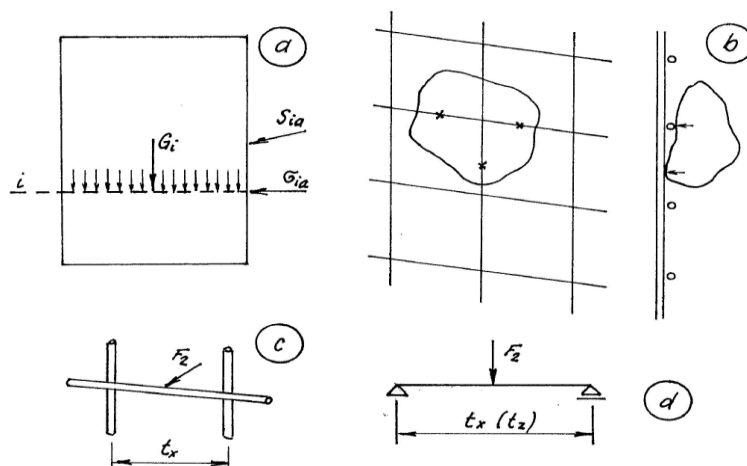
V ďalšom sa z teórie statiky zásobníkov prevezmú a transformujú vzťahy, ktoré budú potrebné pre posúdenie drieku gabionu. Na bočnú stenu (drôtený kôš) budú pôsobiť účinky:

- na stenu bunkra vodorovný tlak σ_{xb} , ktorého priebeh sa s hĺbkou lineárne zväčšuje,
- na stenu sila vodorovný tlak σ_{xs} s nelineárnym nárastom po hĺbke a zvislé spojité zaťaženie q_f spôsobené trením výplne o stenu sila.

Aj keď stena drôteného koša nie je spojitá, principiálne treba akceptovať uvedené zaťaženia. Problematike prídavného zvislého zaťaženia q_f , ktoré nenadobúda veľkú hodnotu, netreba venovať v nami riešenej úlohe osobitnú pozornosť.

Pri navrhovaní betónových zásobníkov sa odporúča použiť hodnotu súčiniteľa zaťaženia $\gamma_f = 1,3$, čím sa zohľadňuje premenlivosť tlakov.

Základná analógia medzi zásobníkom a gabionovým múrom, ktorá umožňuje prevziať myšlienku namáhania stien zásobníka a po úprave ju aplikovať na stanovenie vnútorných síl v konštrukcii gabionového telesa, je znázornená na obr. 18.



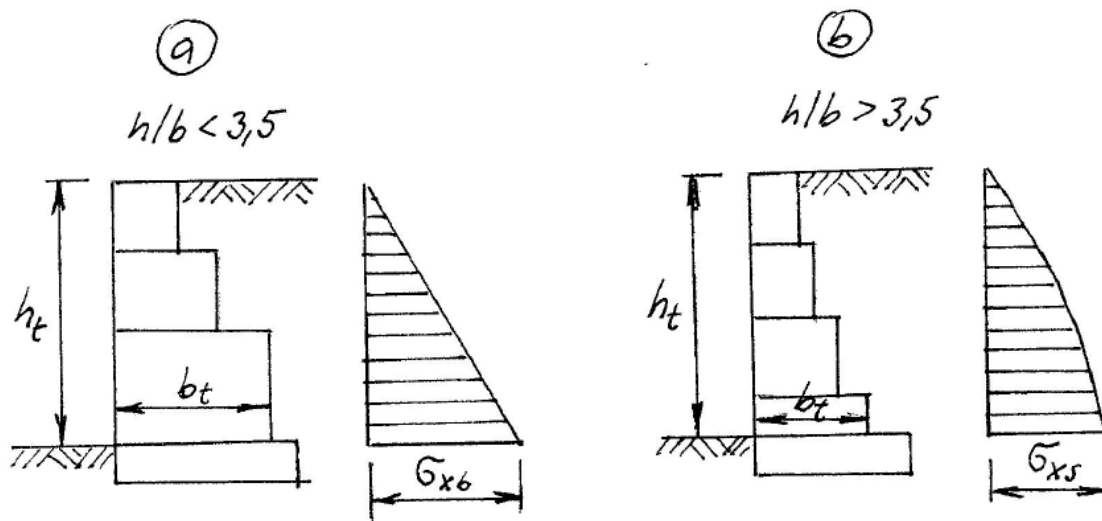
Obr. 18 Podobnosť zaťaženia zásobníka a gabionovej steny

Vodorovný tlak v bunkri

Zanedbaním účinkov trenia výplne o steny narastá zložka zvislého tlaku priamo úmerne s hĺbkou bez redukcie (obr. 19 a). Vodorovné napätie je v stave medznej rovnováhy aktívnym tlakom zeminy:

$$\sigma_{xb} = \gamma \cdot z \cdot K_a \quad [\text{kPa}] \quad (87)$$

$$K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (88)$$



Obr. 19 Schéma zaťaženia vodorovným tlakom: a - bunker, b - silo

Toto odporúčanie z literatúry možno prijať bez výhrad pre dimenzovanie novo zhotovenej gabionovej konštrukcie. Drôtené koše sú síce dostatočne poddajné aby umožnili vodorovné pretváranie výplne a tým vznik aktívneho zemného tlaku, ale miera deformácie sa postupne s časom znižuje. Po určitom čase, zvyčajne už po niekoľkých rokoch, sa v dôsledku stabilizácie počiatočných deformácií zmení stav napätosti vo vnútri výplne. Vodorovné napätia začnú narastať a extrémne by mohli dosiahnuť až hodnotu tlaku zeminy v pokoji. Pretože proces redistribúcie napätí začína od stavu medznej rovnováhy na úrovni najnižších vodorovných napätí (aktívneho tlaku), maximálne sa môže zvýšiť iba po dolnú hranicu tlaku zeminy v pokoji. Reálne možno aj s ohľadom na odporúčanie medzinárodnej komisie CEN - TC 250/SC 7, ktorá pripravuje európske geotechnické normy, uvažovať s tým, že sa dosiahne úroveň polovice medzi aktívnym zemným tlakom a tlakom v pokoji. Potom súčiniteľ zvýšeného aktívneho zemného tlaku nadobudne hodnotu:

$$K_{a,zv} = K_a + 0,5 (K_r - K_a) \quad (89)$$

kde $K_r = 1 - \sin \varphi$ je súčiniteľ tlaku zeminy v pokoji.

Treba poznamenať, že oproti výpočtu zaťaženia oporného múru zemným tlakom (pozri kapitolu 3.3.2 Zvýšený aktívny zemný tlak) sa jedná o mierne zníženie výpočtovej hodnoty zaťaženia vodorovnými tlakmi zeminy. Táto zmena je plne akceptovateľná, pretože procesy pretvárania sú v zásype za rubom a v samotnom gabionovom múre o niečo odlišnejšie.

Vodorovné zaťaženie v sile

V dôsledku štíhlosti sila sú jeho vnútorné sily oproti bunkru mierne zmenené. Vodorovné zaťaženie tvorí:

- základný tlak rozdelený rovnomerne po obvode,
- prídavné zaťaženie vyvolané nerovnomerným pôsobením náplne na steny,
- miestne zvýšenie tlaku pri vzniku klenby.

Základný vodorovný tlak má po výške sila spojitý priebeh:

$$\sigma_{xs} = \frac{\gamma \cdot r}{\mu} \left(1 - e^{-\frac{\mu \cdot K_a \cdot z}{r}} \right) \quad [\text{kPa}] \quad (90)$$

kde γ je objemová tiaž výplne drôtených košov $[\text{kN} \cdot \text{m}^3]$,

μ - súčiniteľ trenia,

r - hydraulický polomer ($r = A/u$),

A, u - plocha a obvod vnútorného prierezu sila $[\text{m}^2, \text{m}]$,

z - hĺbka, v ktorej sa počíta vodorovný tlak $[\text{m}]$.

Prídavný vodorovný tlak od nerovnomernej výplne sa uvažuje:

$$\sigma_{xp} = \xi \cdot \sigma_{xs} \quad [\text{kPa}] \quad (91)$$

kde ξ je súčiniteľ závislý od pomeru výšky a priemeru komory sila.

Celkový účinok vodorovného zaťaženia potom bude

$$\sigma_{xs} + \sigma_{xp}$$

Podrobnosti o stanovení veľkosti doplnkového zvýšenia vodorovného tlaku v dôsledku vzniku klenbového efektu sa nenachádzajú v literatúre zaoberajúcej sa navrhovaním zásobníkov. Po metodologickej stránke je tento účinok vytypovaný ako možné zaťaženie. Podrobnejšou analýzou súčiniteľa ξ , ktorý dosahuje najmä pre vysoké konštrukcie síl značné hodnoty (extrémne viac ako dvojnásobné zvýšenie vodorovných napätí) možno usúdiť, že zahrňuje súhrne všetky prídavné

zaťaženia. Navyše súčiniteľ zaťaženia ($\gamma_f = 1,3$) v sebe zahrňuje nepredvídateľné účinky.

Zvislé spojité zaťaženie q_f vyvolané trením náplne o steny komory sa určí zo vzťahu:

$$q_{fs} = \mu \cdot \sigma_{xs} \quad [\text{kPa}] \quad (92)$$

kde μ je súčiniteľ trenia náplne o stenu ($\mu = \text{tg } \varphi$).

Posúdenie drôtených košov

Pre potreby dimenzovania drôtených košov proti roztrhnutiu boli vyššie uvedené poznatky transformované na podmienky gabionových múrov. Boli zároveň vykonané porovnávacie výpočty, ktoré mali vymedziť obor platnosti jednotlivých vzťahov. Pre praktické úlohy vychádza hranica, kedy už nemožno uvažovať s výpočtovým modelom bunkra, ale treba použiť postup pre silá, prekročením pomeru $h_t/b_t > 3,5$ (h_t - výška gabionového múru vyčnievajúca nad povrch terénu, b_t - šírka múru v úrovni povrchu terénu).

Pre vysoké konštrukcie platí schéma na obr. 19 b. Pretože sa oproti zásobníkom (silám) posudzuje rovinná úloha, do vzťahu (90) pre výpočet vodorovného zaťaženia sa zavedú určité úpravy, ktoré napokon veľkosť vodorovného napätia predstavujú v tvare:

$$\sigma_{xs} = \frac{\gamma \cdot b_t}{2 \cdot \text{tg } \varphi} \left(1 - e^{-\frac{2h_t \cdot K_a \cdot \text{tg } \varphi}{b_t}} \right) \quad [\text{kPa}] \quad (93)$$

kde h_t a b_t sú výška a šírka gabionového múru, rozhodujúce pre posúdenie ťahového namáhania drôtov (pozri obr. 19).

Hodnoty súčiniteľa ξ , pomocou ktorého sa stanoví veľkosť prídavného tlaku vzťahom (91), sú spracované v tab. 2.

Súčiniteľ ξ na výpočet prídavného zaťaženia

Tabuľka 2

h_t/b_t	1,25	2	2,5	3	4	5	6	7	8	10
ξ	0,12	0,35	0,50	0,62	0,84	1,00	1,11	1,17	1,20	1,25

Účinok prídavného vodorovného tlaku od nerovnorodej výplne môže, ale aj nemusí nastať. Pri dodržaní technologických predpisov pre zhotovenie gabionového múru (najmä dôslednosti ukladania kameňov na okrajoch koša a rovnomernom vyplňovaní zvyšného priestoru koša spolu s predpísaným hutnením materiálu) niet dôvodu sa obávať, že bude pôsobiť prídavný vodorovný

tlak. Je teda na projektantovi, či s ohľadom na riziko nesplnenia techno-logickej disciplíny zaráta prídavný tlak.

Výsledné výpočtové vodorovné napätie potom bude nadobúdať hodnotu:

ak $h_t / b_t < 3,5$:

$$\sigma_{xd} = (\sigma_{xb} + \sigma_{xp}) \gamma_f \quad [\text{kPa}] \quad (94)$$

ak $h_t / b_t > 3,5$:

$$\sigma_{xd} = (\sigma_{xs} + \sigma_{xp}) \gamma_f \quad [\text{kPa}] \quad (95)$$

kde σ_{xb} je vodorovné napätie podľa vzťahu (87),

σ_{xs} - vodorovné napätie podľa vzťahu (93),

σ_{xp} - prídavné vodorovné napätie podľa vzťahu (91) a tab. 2; je možné ho zanedbať,

γ_f - súčiniteľ zaťaženia ($\gamma_f = 1,3$).

Vo výpočte súčiniteľa zemného tlaku môže projektant voliť hodnoty stanovené podľa vzťahu (88) alebo (89). Pre trvalé konštrukcie, u ktorých sú navyše nároky na minimalizovanie pretvárania gabionového múru, treba použiť vzťah (89).

Vyššie uvedené úvahy nemožno mechanicky aplikovať na posúdenie samotného drôteného koša, ktorý tvorí uzavretý stavebný prvok. Na túto úlohu sa hodia modely krabicových systémov alebo kvádrových zásobníkov. Gabionová stena je stavebnicovým spôsobom zložená z jednotlivých košov. Preto pre samotné posúdenie roztrhnutia drôtov koša sa vypočítané vodorovné zaťaženie bude transformovať na jeden najviac namáhaný kôš. V obvyklých situáciách sa tento kôš nachádza v prvom rade na povrchu územia nad radom základových košov.

Pre potreby posúdenia jedného koša budú bez ohľadu na predchádzajúce kritérium výšky konštrukcie (ktoré je dôležité pri stanovení zaťaženia podľa modelu bunkra alebo vysokého sila) platiť vzťahy pre tzv. nízke kvádové zásobníky.

Od pôsobiaceho vodorovného zaťaženia σ_{xd} vznikne v kritickom priereze ohybový moment veľkosti

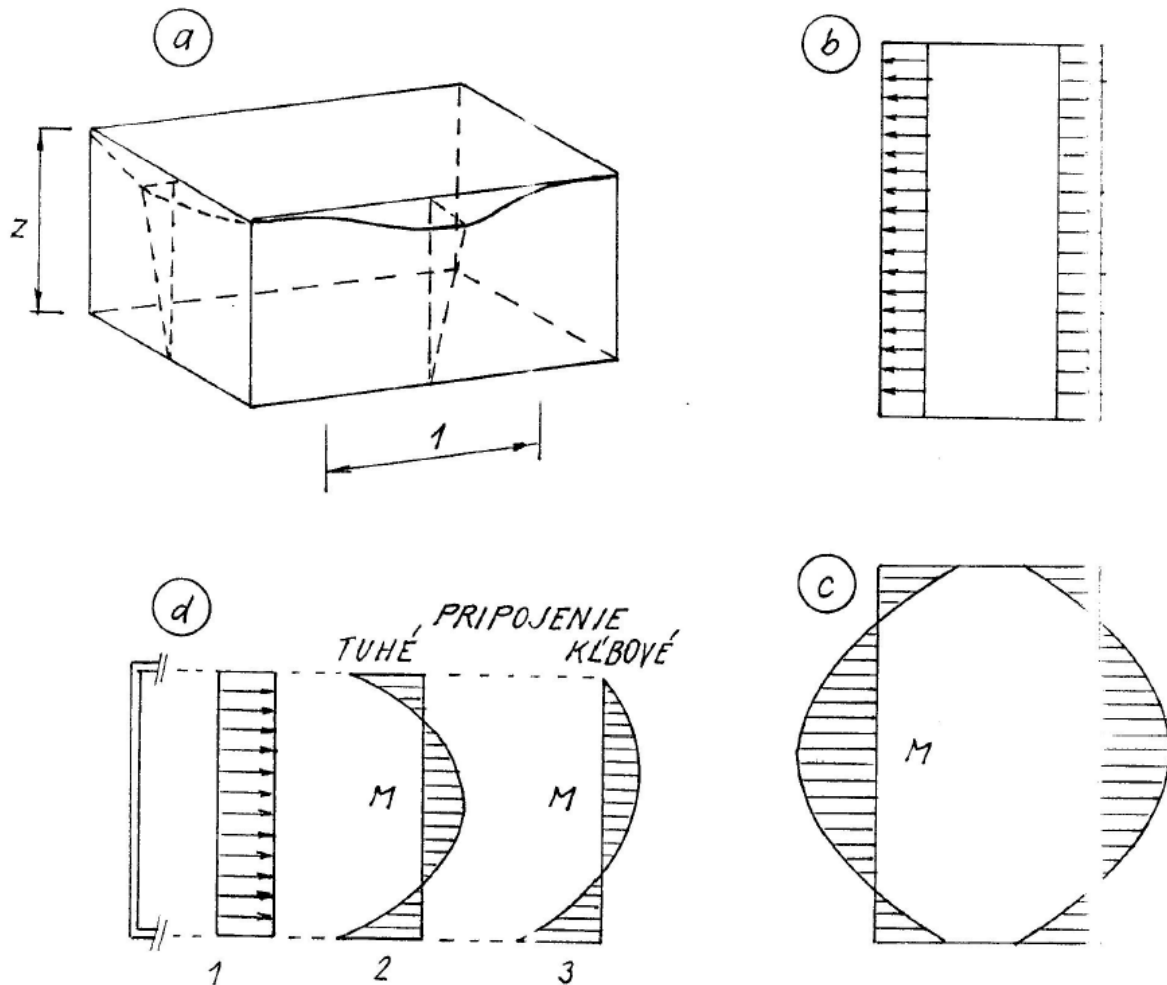
$$M_{kos} = \frac{1}{2} \sigma_{xd} \cdot z \cdot \frac{z}{3} = \frac{1}{6} \sigma_{xd} \quad [\text{kNm}] \quad (96)$$

a posúvajúca sila

$$Q_{kos} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{xd} \cdot z = \frac{1}{2} \sigma_{xd} \quad [\text{kN}] \quad (97)$$

kde z je výška steny koša (v obvyklých prípadoch $z = 1$ m).

Posúvajúca sila namáha vodorovné časti koša a hrany koša ťahovými účinkami. Najviac sú namáhané oblasti rohov. Ak by sa dalo predpokladať dostatočne tuhé spojenie oceľových drôtov v hranách, potom ohybový moment klesne až o tretinu hodnoty, stanovenej podľa vzťahu (96). Základné schémy statického pôsobenia a priebehu ohybových momentov na hranách koša sú znázornené na obr.20.



Obr. 20 Schéma výpočtového modelu pre posúdenie pretrhnutia koša

a - pretvorenie hrán koša,

b - zaťaženie vodorovným tlakom v pôdoryse,

c - rozloženie ohybových momentov v pôdoryse,

d - rozdelenie ohybových momentov vo zvislom reze;

1 - konzolové pôsobenie,

2 - ohybových momentov pri tuhom spojení stien koša,

3 - ohybových momentov pri kĺbovom spojení stien koša

Vypočítaná ťahová sila podľa vzťahu (97) bude zachytávaná drôtni pri hornom a spodnom okraji. Jeden drôt bude namáhaný pomernou časťou tejto sily: pri veľkosti ôk 100 x 100 mm to bude spolu 20 drôtov, takže

$$Q_l = Q : o \quad [\text{kN}] \quad (98)$$

kde o je počet drôtov na 1 m úseku pri hornom a spodnom povrchu.

Ťahové napätie pôsobiace v jednom drôte nadobudne hodnotu:

$$\sigma_t = \frac{4 \cdot Q_l}{\pi \cdot d_v^2} \quad [\text{kPa}] \quad (99)$$

kde d_v je priemer drôtu [m].

Aby nenastalo pretrhnutie drôtu, musí byť splnená podmienka

$$\sigma_t \leq R \quad (100)$$

V prípade nespĺnenia podmienky (100) treba zvoliť na vzdušnom líci gabionového múru väčšiu hustotu ôk sieťoviny.

Posúdenie roztrhnutia drieku stačí v obvyklých prípadoch uskutočniť iba pre najviac namáhaný profil vzdušného líca múru. Časti obklopené pôvodnou zeminou alebo zásypom nie sú ohrozené zvýšeným ťahovým namáhaním drôtov. Preto pri zadávaní vstupných charakteristík do výpočtu treba za výšku h_t považovať celkovú výšku gabionového múru skrátenú o úsek pod povrchom terénu. Rovnako treba postupovať aj pri uvažovaní započítateľnej šírky múru b_t (pozri obr. 19).

V prípade extrémne vysokých múrov môže nastať situácia, keď hustejšia sieťovina nebude stačiť zachytiť ťahovú vodorovnú silu. V takýchto prípadoch bude potrebné v dolnej časti vzdušného líca múru pridať ešte jednu vrstvu sieťoviny. Posúdenie na roztrhnutie sa potom vykoná aj na vyššie situovaný prierez, v ktorom sa preukáže splnenie podmienok spoľahlivého prenesenia vodorovných ťahových síl.

LITERATÚRA

Turček P. – Metodický návod na statický výpočet oporných múrov z gabionovej stavebnej konštrukcie – Senec , 1997

Grenčík, Ľ. - Fiala, A. - Majdúch, D. - Kuda, R. - Végh, Ľ.: Betónové konštrukcie II B. ALFA, Bratislava, 1986.

Jílek, A. - Šmerda, Z. - Grenčík, Ľ. - Novák, V.: Betónové konštrukcie pozemných staveb. Díl II A. SNTL, Praha, 1967.

Kropik, Ch.: Einsatz von Polsterwänden im Zuge der Ostbahnhebung. In: 11.Christian Veder Kolloquium, Graz, s.221-227.

Majdúch, D. - Harvan, I. - Fillo, Ľ.: Riešenie betónových konštrukcií v praxi. ALFA, Bratislava, 1991.

Sobota, J.: Stavebná mechanika 2. ALFA, Bratislava, 1980.