

Předběžný návrh stavebních konstrukcí pozemních staveb

Tento článek jsem se rozhodl napsat na základě několikaletých zkušeností z praxe při zpracování podkladů od architektů a stavebních projektantů, kdy v podkladech uvedené předběžné rozměry konstrukcí pozemních staveb byly zcela nevyhovující a bylo nutno do projektu zasáhnout a tyto předběžně navržené rozměry zásadně změnit.

Požadovat od projektanta architektonicko-stavebního řešení (a je jedno, zda se jedná o stavebního inženýra nebo architekta) návrh a posouzení stavebních konstrukcí asi nelze, ale vzhledem k tomu, že současná legislativa autorizování celého projektu pouze architektem nebo stavebním inženýrem umožňuje, měl by být architekt nebo stavební inženýr alespoň zjednodušeného posouzení stavebních konstrukcí schopen. A pokud si na to netroufá a bude statické posouzení popotávat u statika, měl by být schopen alespoň kvalifikovaného odhadu předběžného rozměru stavebních konstrukcí. Předběžný návrh stavebních konstrukcí se budu snažit prezentovat na příkladu běžných stavebních konstrukcí, které se vyskytují u pozemních staveb malého a středního rozsahu.

Určení předběžných rozměrů stavebních konstrukcí lze zvládnout i na kapesní kalkulačce, která je dnes součástí každého mobilního telefonu, eventuálně si lze vytvořit uvedené vztahy pro potřeby opakovaného použití zpracovat například v excelu.

Dřevěná střešní konstrukce

Návrh prvků střešní konstrukce provedených formou krokevní soustavy lze provést buď řádným statickým posouzením anebo v případě studie nebo předběžného návrhu pro potřeby jednání s klientem lze vycházet z empirických vzorců. Dále uvedené empirické vzorce jsem převzal ze dvou zdrojů, a to [1] a [2]. Zdroj [1] uvádí tabulku 1.

Tabulka 1

Druh prvku	Výška průřezu v cm – pro krytiny			Šířka průřezu v cm
	Těžké tašky (prejzy, dvojité tašky)	Středně těžké tašky (jednoduché tašky, břidlice)	Lehké tašky (šindel, lepenka, plech)	
Krokve	$3a + 4$	$3a + 3$	$3a + 2$	$4/5 \cdot v$
Vaznice	$a \cdot d + 3$	$a \cdot d + 2$	$a \cdot d + 1$	$3/4$ až $4/5 \cdot v$
Sloupky	$a + 14$	$a + 12$	$a + 10$	v
Kleštiny	$a + 16$	$a + 14$	$a + 12$	$1/2 \cdot v$
Vzpěry	$a + 14$	$a + 12$	$a + 10$	$4/5 \cdot v$
Rozpěry	$a + 12$	$a + 11$	$a + 10$	$4/5 \cdot v$
Vazné trámy ¹⁾	$1/2 \cdot a + 18$	$1/2 \cdot a + 17$	$1/2 \cdot a + 16$	$3/5$ až $5/7 \cdot v$
Pásky	$10/12$ až $12/15$ (šířka/výška)			

a – volná délka jednotlivých prvků [m]; d – vzdálenost plných vazeb v krokvevé soustavě [m]; v – výška prvku

¹⁾ – jsou-li vazné trámy zatíženy sloupky nebo vzpěrami (bez střední podpory), zvětší se výška o 1/3

- zatížení hambalků $v = 1,00 \text{ kN/m}^2$
- výška budovy do 20 m nad terénem
- II. sněhová oblast

Pro předběžný návrh průřezu střešní krokve platí:

$$\alpha \leq 35^\circ \quad \begin{aligned} h &= 15 \cdot l \\ b &= 0,1 \cdot e \end{aligned}$$

$$\alpha = 35 \text{ až } 55^\circ \quad \begin{aligned} h &= 16 \cdot l + (\alpha - 35^\circ) \\ b &= 0,1 \cdot e \end{aligned}$$

Pro předběžný návrh průřezu hambalku platí:

$$H_0 \approx 2/3 \cdot H \quad \begin{aligned} h &= 10 \cdot l + 60 \\ b &= 2 \cdot 0,1 \cdot e - 10 \geq 70 \end{aligned}$$

$$H_0 \approx H_0 \quad \begin{aligned} h &= 10 \cdot l + 80 \\ b &= 2 \cdot 0,1 \cdot e - 10 \end{aligned}$$

kde:

α ... sklon střešní krokve [°]

h ... výška průřezu střešní krokve [mm]

b ... šířka průřezu střešní krokve [mm]

l ... rozpětí střechy [m]

e ... osová vzdálenost střešních krokví [mm]

Hambalky se zpravidla navrhují zdvojené, u starších krovů bývají jednoduché, začepované do střešních krokví. Je-li prostor nad hambalkem průchozí $H_0 > 2 \text{ m}$, zvětší se výška průřezu hambalku o cca 30 %.

S půdní vestavbou (obr. 3, 4)

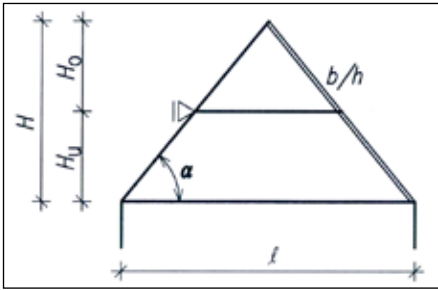
Pro předběžný návrh průřezu střešní krokve platí:

$$\alpha \leq 35^\circ \quad \begin{aligned} h &= 16,5 \cdot l \\ b &= 0,1 \cdot e - 10 \geq 70 \end{aligned}$$

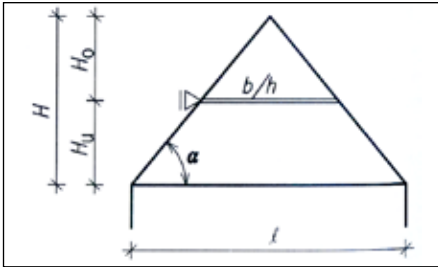
$$\alpha \geq 35^\circ \quad \begin{aligned} h &= 17,5 \cdot l + 2(\alpha - 35^\circ) \\ b &= 0,1 \cdot e - 10 \geq 70 \end{aligned}$$

Pro předběžný návrh průřezu hambalku platí:

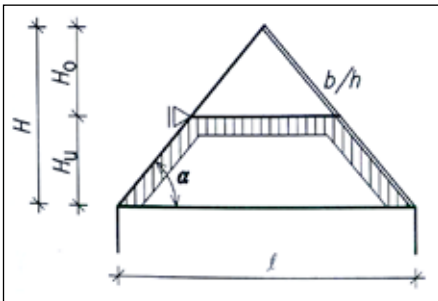
$$H_0 \approx 2/3 \cdot H \quad \begin{aligned} h &= 10 \cdot l + 60 \\ b &= 0,1 \cdot e - 10 \geq 70 \end{aligned}$$



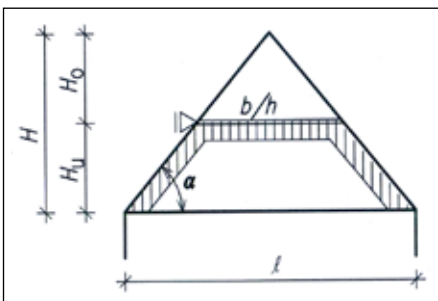
Obr. 1: Schéma hambalkové soustavy bez půdní vestavby pro návrh střešní krokve, zdroj [2]



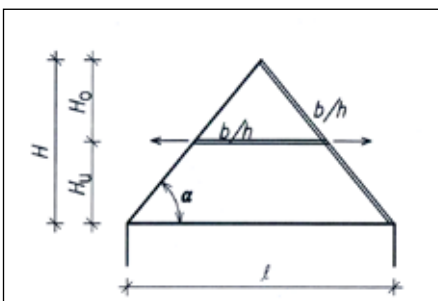
Obr. 2: Schéma hambalkové soustavy bez půdní vestavby pro návrh hambalku, zdroj [2]



Obr. 3: Schéma hambalkové soustavy s půdní vestavbou pro návrh střešní krokve, zdroj [2]



Obr. 4: Schéma hambalkové soustavy s půdní vestavbou pro návrh hambalku, zdroj [2]



Obr. 5: Schéma hambalkové soustavy bez půdní vestavby, zdroj [2]

$$H_u \approx H_0 \quad h = 10 \cdot l + 80 \\ b = 2 \cdot 0,1 \cdot e - 10$$

kde:

- α ... sklon střešní krokve [°]
 h ... výška průřezu střešní krokve [mm]
 b ... šířka průřezu střešní krokve [mm]
 l ... rozpětí střechy [m]
 e ... osová vzdálenost střešních krokví [mm]

Pohyblivý hambalek

Pohyblivý hambalek se od nepohyblivého liší tím, že v rovině hambalků není krov vyztužen, při posuzování na účinky větru je uvažována celá délka střešní krokve.

Bez půdní vestavby (obr. 5)

Pro předběžný návrh průřezu střešní krokve platí:

$$\alpha \leq 35^\circ \quad h = 15 \cdot l + 30 \\ b = 0,1 \cdot e - 10$$

$$\alpha \geq 35^\circ \quad h = 15 \cdot l + 40 + 2(\alpha - 35^\circ) \\ b = 0,1 \cdot e - 10$$

kde:

- α ... sklon střešní krokve [°]
 h ... výška průřezu střešní krokve [mm]
 b ... šířka průřezu střešní krokve [mm]
 l ... rozpětí střechy [m]
 e ... osová vzdálenost střešních krokví [mm]

S půdní vestavbou

Střešní krokve se zvětší cca o 10 až 20 mm.

Pro předběžný návrh průřezu hambalku platí:

$$H_u \approx 2/3 \cdot H \quad h = 10 \cdot l + 60$$

$$b = 0,1 \cdot e - 10 \geq 70$$

$$H_u \approx H_0 \quad h = 10 \cdot l + 80 \\ b = 2 \cdot 0,1 \cdot e - 10$$

kde:

- α ... sklon střešní krokve [°]
 h ... výška průřezu střešní krokve [mm]
 b ... šířka průřezu střešní krokve [mm]
 l ... rozpětí střechy [m]
 e ... osová vzdálenost střešních krokví [mm]

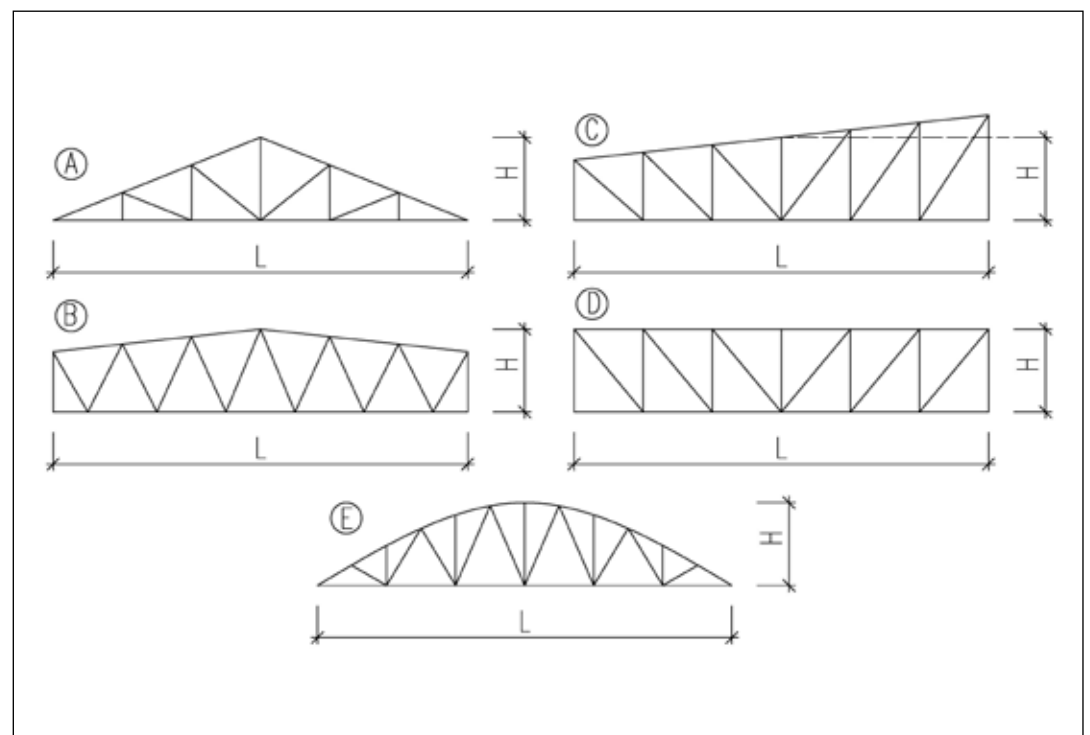
Hambalky se navrhují zpravidla zdvojené.

Dalším častým typem střešní konstrukce jsou plnostěnné nosníky nebo příhradové střešní vazníky. V případě příhradových dřevěných střešních vazníků lze vycházet z následujících vztahů (typy vazníků dle obr. 6):

- sedlový vazník (A): $H = \min 1/5 \cdot L$
- sedlový vazník pro malý sklon střechy (halový) (B): $H = \min 1/6 \cdot L$
- pultový vazník (C): $H = \min 1/6 \cdot L$
- přímopásový vazník (D): $H = \min 1/6 \cdot L$
- parabolický vazník (E): $H = \min 1/7 \cdot L$

Uvažujeme-li nosnou střešní konstrukci formou plnostěnných dřevěných nosníků, např. z lepeného dřeva, můžeme dle [2] vycházet z následujících vztahů (tvary vazníků jsou totožné jako na obr. 6):

- sedlový vazník (B): H ve vrcholu = $1/16 \cdot L$,
 H u okapu = $1/30 \cdot L$
- vazník konstantní výšky (D): $H = 1/17 \cdot L$
- pultový vazník (C): $H = 1/16 \cdot L$



Obr. 6: Teoretické výšky dřevěných příhradových vazníků, podle [3]

Vztahy pro ostatní případy střešních nebo rámových konstrukcí lze nalézt v odborné literatuře, např. [2].

Vodorovné nosné konstrukce

V případě vodorovných nosných konstrukcí (stropů) záleží opět na materiálu dané konstrukce.

Keramobetonové a panelové stropní konstrukce

V případě panelových nebo systémových keramobetonových stropních konstrukcí (tvořených keramobetonovými nosníky, keramickými stropními vložkami a dobetonávkou) nezbyde nic jiného než zalistovat v technických podkladech výrobců. Bude to pro stavebního projektanta nebo architekta o něco složitější, neboť si budou muset

spočítat tíhu skladby podlahy a zjistit v normě ČSN EN 1991-1-1 [5] hodnotu užitého zatížení, nicméně stanovení tíhy skladby se probírá jak na středních průmyslových školách stavebních, tak i na stavebních fakultách vysokých škol.

Pokud je navrhovaný strop nad posledním podlažím, tedy může být zatížen i sněhem nebo větrem, je potřeba nahlédnout i do normy pro zatížení sněhem, tedy ČSN EN 1991-1-3 [6]. Zatížení větrem je uvedeno v normě ČSN EN 1991-1-4 [7]. V případě zatížení větrem mám však pro stavební projektanty a architekty dobrou zprávu. Budeme-li předpokládat plochou střechu, u níž převládá zatížení sáním, můžeme pro předběžný návrh zatížení větrem zanedbat a ponechat ho až na finální posouzení statikem.

Železobetonové stropní konstrukce

Chceme-li zjistit orientační rozměry průřezů železobetonových desek, trámů a průvlaků, lze je nalézt například ve skriptech [4], viz tabulka 2.

kde:

l ... rozpětí prvku, u konzol vyložení

l_1 (l_2) ... menší (větší) rozpětí prvku

Dřevěné nosníkové stropy

V případě dřevěných stropních nosníků (trámů) lze pro předběžný návrh použít např. empirické vzorce dle [2]:

$$h = 160 + 20 \cdot l \text{ [mm]}$$

$$b = 5/7 \cdot h \text{ [mm]}$$

kde:

l ... světlost (světlé rozpětí) [m]

b ... šířka trámu

h ... výška trámu

Pro osovou vzdálenost trámů 0,85 m a zatížení 5,0 kN/m²: $h = 110 + 30 \cdot l$ [mm]

Empirické vzorce, které berou v úvahu průhyb $l/300$:

$h = l/16$ [m] pro návrhovou pevnost dřeva

$f_d > 12$ MPa

$h = l/20$ [m] pro návrhovou pevnost dřeva

$f_d > 9$ MPa

Je nutno zdůraznit, že uvedené vzorce platí pro rovnoměrné spojitě zatížení, ne v případě zatížení osamělými břemeny (např. sloupky).

Ocelové nosníkové stropy

Pro ocelové stropní trámy nebo průvlaky lze použít například tabulku 4.2. uvedenou v [2], v níž autor určil předběžné dimenze stropních ocelových nosníků IPN, UPN a HEB pro určité zatížení, rozpětí a návrhovou hodnotu zatížení. Následující tabulka 3 je částečným výtahem z tabulky 4.2.

Svislé nosné a dělicí konstrukce

Zděné stěny a příčky

V případě zděných stěn a příček je u předběžného návrhu směrodatná štíhlost těchto konstrukcí. V případě, že je štíhlost větší než limitní, je nutno tloušťku stěny upravit. V normě pro navrhování zděných konstrukcí [8] je podrobně popsán postup stanovení štíhlosti zděných stěn v závislosti na výšce stěny, jejím podepření, tloušťce a případě vyztužení pilíři. V případě předběžného ověření návrhu rozměru postačí dle mého názoru postupovat tak, že výšku stěny podělíme její tloušťkou a v případě, že tento podíl je menší nebo rovno 27, je možno v rámci předběžného návrhu považovat tloušťku stěny za vyhovující, přičemž jako tloušťku stěny uvažujeme tloušťku zdícího prvku (cihla, tvárnice) bez povrchových úprav (omítka, obklad apod.).

Tabulka 2

Prvek	výška průřezu h	šířka průřezu b
Desky působící v jednom směru		
– prostě uložené	$l/25$	
– spojitě nebo vetknuté	$l/35$ až $l/30$	
– konzolové	$l/14$	
Desky křížem vyztužené		
– po obvodě prostě uložené	$l/35$ nebo $1,1 \cdot (l_1 + l_2)/75$	
– po obvodě vetknuté	$l/40$ nebo $1,2 \cdot (l_1 + l_2)/105$	
Trámy		
– žebra trámového stropu	$l/17$ až $l/15$	$(0,33$ až $0,4) \cdot h$
– žebra trámového stropu na velké zatížení	$l/15$ až $l/10$	$(0,33$ až $0,4) \cdot h$
Průvlaky		
– stropní	$l/12$ až $l/8$	$(0,4$ až $0,5) \cdot h$
– pro běžné zatížení	$l/10$	$0,5 \cdot h$
– střešní	$l/15$ až $l/12$	$(0,4$ až $0,5) \cdot h$

Tabulka 3

Rozpětí l [m]	Návrhová hodnota zatížení q_d [kN/m]		
	10,00	20,00	30,00
2,0	IPN100	IPN120	IPN140
	UPN100	UPN120	UPN140
	HE100B	HE100B	HE100B
3,0	IPN140 (2IPN120)	IPN160 (2IPN140)	IPN180 (2IPN160)
	UPN140 (2UPN120)	UPN160 (2UPN140)	UPN200(2UPN160)
	HE120B	HE140B	HE140B
4,0	IPN180 (2IPN140)	IPN220 (3IPN160)	IPN240 (2IPN200)
	UPN180 (2UPN140)	UPN220 (2UPN180)	UPN240 (2UPN200)
	HE140B	HE160B	HE180B
5,0	IPN200 (2IPN180)	IPN240 (2IPN200)	IPN280 (2IPN240)
	UPN220 (2UPN180)	UPN260 (2UPN220)	UPN280 (2UPN240)
	HE160B	HE200B	HE220B
6,0	IPN240 (2IPN200)	IPN280 (2IPN240)	IPN320 (2IPN260)
	UPN240 (2UPN200)	UPN300 (2UPN260)	2UPN280
	HE180B	HE220B	HE240B

Betonové stěny a příčky

V případě betonových stěn a příček je výchozím vodítkem opět štíhlost konstrukce. Stanovení štíhlosti je o něco složitější než u zděných stěn, ale opět se nejedná o nijak složitý výpočet:

$$\lambda = \frac{l_e}{i_b} \quad [-]$$

kde:

l_e ... účinná délka

i_b ... poloměr setrvačnosti

Účinnou délku lze pro potřeby předběžného návrhu uvažovat jako výšku stěny a v případě konzolové volně stojící stěny jako dvojnásobek této výšky.

Poloměr setrvačnosti se vypočítá dle vzorce:

$$i_b = \frac{t}{\sqrt{12}} \quad [-]$$

kde:

t ... tloušťka stěny

Pro železobetonové stěny a příčky musí být splněn výraz: $35 \leq \lambda \leq 150$. Pro betonové stěny a příčky pak musí být splněn výraz: $\lambda \leq 80$. Pokud výrazy nejsou splněny, je nutno zvětšit tloušťku stěny.

Pro železobetonové betonové stěny a příčky platí ještě jedno omezení a to že minimální tloušťka pro stěny prováděné monoliticky na stavbě musí být tloušťka minimálně 200 mm a v případě prefabrikovaných dílců platí minimální tloušťka 150 mm. Toto omezení je z důvodu provádění těchto konstrukcí, zejména řádnému obalení vyztužení betonem a provádění hutnění při ukládání betonové směsi do bednění.

V případě stěn prováděných do tvárnic ztraceného bednění je nutno při stanovení tloušťky stěny do výpočtu štíhlosti od celkové tloušťky tvárnice

ztraceného bednění odečíst stěny této tvárnice a uvažovat tedy pouze monolitickou část. Toto je častý nešvar, kdy si architekt ve snaze navrhnout subtilní konstrukci, neuvědomí, že tvárnice ztraceného bednění jsou opravdu jen bedněním bez jakékoliv statické funkce...

Železobetonové, dřevěné a ocelové sloupy

Sloupy se obdobně jako stěny dají předběžně navrhnout se zřetelem ke štíhlosti, anebo si spočítat předpokládané svislé osové zatížení a s využitím návrhové pevnosti materiálu (pevnost dřeva v tlaku, pevnost oceli nebo pevnost betonu v tlaku) navrhnout plochu průřezu. Dle vztahu:

$$A = \frac{N_d}{f_d}$$

kde:

A ... plocha průřezu

N_d ... návrhová hodnota předpokládaného zatížení na sloup

f_d ... návrhová hodnota pevnosti materiálu

Následující empirické vzorce pro mezní štíhlost byly převzaty z [2]:

– Dřevěné sloupy pro výšky sloupů 2 až 4 m: poměr $h/d = \max. 15$ až 30.

– Ocelové sloupy s otevřeným profilem (tvar **I** nebo **U**) jednopodlažní pro výšku sloupu 2 až 8 m: poměr $h/d = \max. 20$ až 25.

– Ocelové sloupy s otevřeným profilem (tvar **I** nebo **U**) vícepodlažní pro výšku sloupu 2 až 4 m: poměr $h/d = \max. 17$ až 18.

– Ocelové sloupy s uzavřeným profilem (tvar \square nebo \circ) jednopodlažní pro výšku sloupu 2 až 8 m: poměr $h/d = \max. 20$ až 25.

– Ocelové sloupy s uzavřeným profilem (tvar \square nebo \circ) vícepodlažní pro výšku sloupu 2 až 4 m: poměr $h/d = \max. 17$ až 28.

– Železobetonový monolitický sloup jednopodlažní pro výšku sloupu 2 až 8 m: poměr $h/d = \max. 12$ až 18.

– Železobetonový monolitický sloup vícepodlažní pro výšku sloupu 2 až 4 m: poměr $h/d = \max. 6$ až 15.

– Železobetonový prefabrikovaný sloup jednopodlažní pro výšku sloupu 2 až 8 m: poměr $h/d = \max. 10$ až 15.

– Železobetonový prefabrikovaný sloup vícepodlažní pro výšku sloupu 2 až 4 m: poměr $h/d = \max. 8$ až 15.

kde:

h ... výška sloupu

d ... nejmenší půdorysný rozměr průřezu sloupu

Konstrukce spojující různé výškové úrovně. Při stanovení předběžného návrhu nosníků a desek schodišť a ramp lze vycházet ze vztahů pro stropní desky a nosníky.

Základové konstrukce

Pro předběžný návrh základových konstrukcí je nutno nejprve stanovit si alespoň orientačně zatížení působící na základové konstrukce. Po stanovení zatížení je nutno zjistit nebo předběžně odhadnout (lze vycházet například z kopané sondy na pozemku) charakter podloží a stanovit návrhovou hodnotu únosnosti základové půdy. U zemin nejčastěji rozlišujeme následující konzistence:

- měkká konzistence – zemina se dá lehce hníst v prstech,
- tuhá konzistence – zemina se hněte obtížně v prstech,
- pevná konzistence – do zeminy lze vtisknout nehet,
- tvrdá konzistence – vyschlá zemina, při úderu kladiva se droší.

V tabulkách 4, 5 jsou uvedeny výpočtové únosnosti vybraných zemin podle jejich typu a konzistence, které lze použít pro předběžný návrh. Údaje jsou převzaty z normy ČSN 73 1001 [9].

Tabulka 4

Zemina	Tabulková výpočtová únosnost R_{dt} v kPa			
	Konzistence			
	Měkká	Tuhá	Pevná	Tvrdá
F1	110	200	300	500
F3	100	175	275	450
F6	50	100	200	350
F8	40	80	160	300

Tabulka 5

Zemina	Tabulková výpočtová únosnost R_{dt} v kPa			
	Šířka základu b v metrech			
	0,5	1,0	3,0	6,0
S1	300	500	800	600
S2	250	350	600	500
S4	175	225	300	250
G1	500	800	1000	800
G3	300	450	700	500
G5	150	200	250	200

F1 – štěrkovitá hlína; F3 – písčitá hlína; F6 – jílovitá půda; F8 – jíl s vysokou plasticitou (plasticita = tvárliivost, poddajnost); S1 – dobře zrněný písek; S2 – špatně zrněný písek; S4 – hlinitý písek; G1 – štěrček dobře zrněný; G3 – štěrček s příměsí jemnozrné zeminy; G5 – štěrček jílovitý

Známe-li zatížení a návrhovou únosnost, můžeme vypočítat předpokládanou plochu základové spáry podělením těchto hodnot:

$$A = \frac{N_d}{R_{dt}}$$

kde:

A ... plocha základové spáry [m²]

N_d ... zatížení [kN]

R_{dt} ... výpočtová únosnost základové půdy [kPa]

V případě základových pásů pak předpokládáme základovou spáru o délce 1 běžného metru ve směru délky základového pásu.

Dilatační spáry

Dilatační spáry je nutno navrhovat v místech, v nichž lze očekávat vznik extrémních namáhání, v místech náhlé změny tuhosti konstrukce, změně konstrukčního systému budovy, v místech náhlé a výrazné změny zatížení, výšky konstrukce a v místech náhlé změny charakteru podloží.

V případě, že se dilatační spáry neprovedou, hrozí nejčastěji překročení únosností průřezů a pevností materiálů, což vede k poruchám (trhliny, praskliny) a k nadměrným deformacím (poklesy a pootočení konstrukcí).

Dilatační spáry se navrhují buď v místech změny charakteru konstrukcí, nebo zatížení v budově, případně se vychází z doporučených maximálních délek dilatačních celků.

Vzhledem k omezenému rozsahu tohoto článku se, co se týče velikostí dilatačních celků, odkáže na normy řady ČSN, tedy přílohu 6 normy ČSN 73 1201 (Navrhování betonových konstrukcí), dále tabulku 12 normy ČSN 73 1101 (Navrhování zděných konstrukcí) a tabulku 3.2 normy ČSN 73 1401 (Navrhování ocelových konstrukcí).

V uvedených normách naleznete maximální délky dilatačních celků pro betonové, ocelové a zděné konstrukce dle jejich charakteru, uspořádání ztužujících částí apod. V případě dřevěných konstrukcí je dilatování zjednodušeno tím, že dilatace vlastně vzniká v nedokonalém spoji. Ovšem pozor, pokud budeme napojovat dřevěnou konstrukci na jinou, např. ocelovou nebo betonovou nebo bude samotná dřevěná konstrukce sestávat z různých hmotově odlišných celků, je nutno se nad dilatováním zamyslet i u dřevěných konstrukcí.

Orientační hodnoty doporučených poměrů šířky spáry k velikostem dilatačních úseků pro základní typy betonových a zděných konstrukcí jsou uvedeny v tabulce 6, která byla převzata ze skript [10].

Závěr

V tomto článku jsem se snažil nastínit stavebním projektantům a architektům, jak postupovat při předběžném návrhu nosných konstrukcí pozemních staveb. Bohužel nebylo možno z důvodu omezeného rozsahu článku jít do větších podrobností, ale věřím, že se mi alespoň podařilo nastínit ten správný směr, kterým je třeba se ubírat.

VOJTĚCH ŠTRBA

Literatura:

- 1) VLČEK M., FAJKOŠ, A. a kolektiv. *Střešní konstrukce od A do Z*. Praha: Verlag Dashöfer, 2003, ISBN 80-86229-28-9.
- 2) LORENZ, K. *Navrhování nosných konstrukcí*. Praha: IC ČKAIT, 2015, ISBN 978-80-87438-65-7.
- 3) BERKA, J., LEDERER, F. *Dřevěné a kovové konstrukce pro 4. ročník SPŠ stavebních*. Praha: SNTL, 1982, ISBN 04-702-82.
- 4) LAVICKÝ, M. a kolektiv. *Betonové konstrukce*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 1998, ISBN 80-214-0979-7.
- 5) ČSN EN 1991-1-1. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí-Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut.
- 6) ČSN EN 1991-1-3. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí-Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení sněhem*. Praha: Český normalizační institut.
- 7) ČSN EN 1991-1-4. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí-Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*. Praha: Český normalizační institut.
- 8) ČSN EN 1996-1-4. *Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce*. Praha: Český normalizační institut.
- 9) ČSN 73 1001. *Základová půda pod plošnými základy*. Praha: Český normalizační institut.
- 10) WITZANY, J., JIRÁNEK, M., ZLESÁK, J., ZIGLER, R. *Konstrukce pozemních staveb 20*. Praha: Česká technika – nakladatelství ČVUT, 2006, ISBN 80-01-03422-4.

Tabulka 6

Druh konstrukce	Konstrukční část	šířka spáry / vzdálenost
Železobetonová a betonová	vnější stěny	1/1500
	střešní konstrukce s tepelnou izolací	1/1500
	římsy, střešní konstrukce bez tepelné izolace	1/1000
Podkladní betony a potěry	spádové betony na střeších, potěry a střešní dlažby	1/300
Zdivo	cihelné	1/2500
	blokové	1/1500

Ing. Vojtěch Štrba (*1978) absolvoval Stavební fakultu VUT v Brně a je autorizovaným inženýrem pro statiku a dynamiku staveb. Do roku 2012 pracoval jako statik v několika projekčních kancelářích. Od roku 2012 provozuje vlastní projekční kancelář.