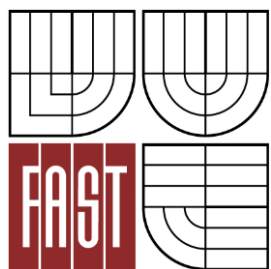




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV VODNÍCH STAVEB

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF WATER STRUCTURES

ZATÍŽENÍ MOSTNÍCH KONSTRUKCÍ VYVOLANÉ
PŮSOBENÍM VODY A VODOU NESENÝCH PŘEDMĚTŮ
ACTIONS ON BRIDGES CAUSED BY THE WATER FLOW AND FLOATING ITEMS

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE
BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

JINDŘICH ŘEZNÍK

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. MIROSLAV ŠPANO, Ph.D.



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor 3647R015 Vodní hospodářství a vodní stavby
Pracoviště Ústav vodních staveb

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student Jindřich Řezník

Název Zatížení mostních konstrukcí vyvolané působením vody a vodou nesených předmětů

Vedoucí bakalářské práce Ing. Miroslav Špano, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce 30. 11. 2015

Datum odevzdání bakalářské práce 27. 5. 2016

V Brně dne 30. 11. 2015

.....
prof. Ing. Jan Šule, CSc.
Vedoucí ústavu

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

Boor, B., Kunštácký, J., Patočka, C. (1968) Hydraulika pro vodohospodářské stavby, SNTL Praha.

ČSN 73 6201. Projektování mostních objektů, 2008.

ČSN 75 2130. Křížení a souběhy vodních toků s dráhami, pozemními komunikacemi a vedeními, 2012.

TP 204. Hydrotechnické posouzení mostních objektů na vodních tocích – Technické podmínky, 2009.

Bradley, J., B., Richards, D., L., Bahner, C., D. Debris Control Structures Evaluation and Countermeasures, Hydraulic Engineering Circular No. 9 Third edition, Office of Bridge Technology FHWA, 2005.

Hamil L. Bridge Hydraulics, School of Civil and Structural Engineering, University of Plymouth, 1999.

Zásady pro vypracování

Práce bude přehledně členěna do jednotlivých částí:

- 1) Úvod a cíle práce
- 2) Stávající stav poznání ve světě
- 3) Detailní popis vybraných zatížení
- 4) Vzorové výpočty
- 5) Vyhodnocení výsledků
- 6) Závěr

Struktura bakalářské/diplomové práce

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).

.....
Ing. Miroslav Špano, Ph.D.
Vedoucí bakalářské práce

Abstrakt

Předmětem této práce je výčet a rozbor metod použitelných pro výpočet zatížení na mosty od vody a vodou nesených předmětů. Jedná se o hydrodynamické zatížení, zatížení od zachyceného splávní a zatížení od nárazu jednotlivých vodou nesených předmětů a jejich shluků. Součástí je zhodnocení současného stavu, teoretický rozbor a vzorové výpočty na konkrétním betonovém mostě s vyhodnocením použitelných metod.

Klíčová slova

most, řeka, koryto, povodeň, splávní, hydrodynamické zatížení, hydrodynamika, náraz, zachycené splaveniny, vodou nesené předměty, lodě, kláda, shluk klád, led, kra, ledová celina, hydraulika, síla, tlak, hydrologie, průtok, dřevo

Abstract

The subject of this thesis is the enumeration and analysis methods applicable to the calculation of loads on bridges from water and water-borne objects. It involves a hydrodynamics loads, loads from captured debris and from impacts of the individual water-borne objects and their clusters. It includes an assessment of the current situation, the theoretical analysis and model calculations on the concrete bridge with the evaluation of usable methods.

Keywords

bridge, river, river bed, flood, debris, hydrodynamic load, hydrodynamics, impact, captured debris, objects carried by water, boats, vessels, log, cluster of logs, ice, ice floe, ice plain, hydraulics, force, pressure, hydrology, flow, wood

...

Bibliografická citace VŠKP

Jindřich Řezník *Zatížení mostních konstrukcí vyvolané působením vody a vodou nesených předmětů*. Brno, 2016. 64 s., 0 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav vodních staveb. Vedoucí práce Ing. Miroslav Špano, Ph.D.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 26.5.2016

.....
podpis autora
Jindřich Řezník

Poděkování:

Chtěl bych poděkovat panu Ing. Miroslavu Španovi, Ph.D. za ochotu, vstřícnost a cenné rady při vedení mé bakalářské práce.

V Brně dne 26.5.2016

OBSAH

1. ÚVOD A MOTIVACE	10
2. ROZBOR PROBLÉMU.....	14
2.1. DEFINICE OBJEKTŮ DLE ČSN	14
2.2. VODA A VODOU NESENÉ PŘEDMĚTY.....	14
2.3. HYDRODYNAMIKA.....	15
2.3.1. <i>Rovnice continuity</i>	16
2.3.2. <i>Bernoulliho Rovnice</i>	17
2.3.3. <i>Ustálené proudění v otevřených korytech</i>	19
2.3.4. <i>Rovnoměrné proudění v otevřených korytech</i>	21
2.3.5. <i>Proudění kritické, říční a bystřinné</i>	22
2.3.6. <i>Hydraulika mostů</i>	24
2.3.6.1. <i>Mosty na tocích s říčním prouděním</i>	24
2.3.6.2. <i>Tlakové proudění mostním otvorem</i>	26
2.3.6.3. <i>Mosty na tocích s bystřinným prouděním</i>	27
2.4. HYDRODYNAMICKÉ ZATÍŽENÍ	28
2.5. ZATÍŽENÍ OD VODOU NESENÝCH PŘEDMĚTŮ.....	29
2.5.1. <i>Dynamika nárazu</i>	30
2.5.1.1. <i>Tvrký náraz</i>	32
2.5.1.2. <i>Měkký náraz</i>	33
2.5.2. <i>Mimořádná zatížení způsobená splaveninami</i>	34
2.5.3. <i>Mimořádná zatížení způsobená vodní dopravou</i>	35
2.5.3.1. <i>Zpřesněná analýza nárazu plavidel na vnitrozemských vodních cestách</i>	38
2.5.4. <i>Náraz od jednotlivě plujících ledových ker</i>	39
2.5.5. <i>Náraz ledového pole</i>	40
3. VZOROVÉ VÝPOČTY	42
3.1. VÝPOČET ZATÍŽENÍ OD NÁRAZU JEDNOTLIVÝCH KLÁD	45

3.2.	VÝPOČET ZATÍŽENÍ OD SHLUKU KLÁD	53
4.	ZÁVĚR	57
5.	BIBLIOGRAFICKÉ CITACE	59
6.	SEZMAN POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ.....	61
7.	SEZNAM OBRÁZKŮ	62
8.	SEZNAM TABULEK	64

1. ÚVOD A MOTIVACE

Mosty jsou důležitou součástí infrastruktury. Podle ČSN EN 1990 je jejich návrhová životnost 100 let. Za tuto dobu musí odolat řadě mimořádných zatížení spojených například s výskytem extrémních srážek způsobujících povodně nebo s nárazy vozidel a lodí.

Zkušenosti z poslední doby [1], [2] ukazují, že při povodních může být mostní konstrukce vystavena také zatížení v podobě přelití, či nárazu plovoucích předmětů. Nejčastějším poškozením mostu při povodních je podemetlí, nebo poškození dna či břehů. Poruchy pilířů a mostovky vlivem zatížení od vody a vodou nesených předmětů nicméně nelze vyloučit.

Tab. 1. Porovnání poškození železničních mostů [%]

ukazatel		trať		celkem
		hlavní	vedlejší	
typ nosné konstrukce	ocelová	29	86	57
	zabetonované nosníky I	29	14	21
	železobeton	21	0	11
	klenby	21	0	11
typ překážky	řeka	29	57	43
	inundační území, potok	71	41	57
světlost mostu	do 7 m	42	21	32
	do 30 m	29	79	54
	nad 30 m	29	0	14
počet polí	jedno	64	93	79
	více	36	7	21

Celostátní statistiky poškození mostovky a mostních pilířů od vody a nárazů vodou nesených předmětů nejsou zpracovány. V článku [1] byly pro zpracování analýzy poškození mostů při záplavách vybrány železniční mosty na úsecích tratí severní Moravy, které byly poškozeny povodní v roce 1997 (Tab. 1) a mosty pozemních komunikací v Jihočeském kraji kvůli povodním v roce 2002. Analýza poškození železničních

mostních objektů byla po těchto povodních provedena také v článku [2], podle něhož došlo k poškození opěry v 26 % případů a k celkovému zborcení mostního objektu v 24 % případů.

Tab. 2. Nejmenší přípustné NP, KNP a minimální volné výšky nad návrhovými hladinami

Návrhová kategorie podle dopravního významu	Variační rozpětí kříženého vodního toku Q100/Q1	Návrhový průtok (NP)	Kontrolní návrhový průtok (KNP)	Min. volná výška nad návrhovou hladinou (NH, KNH)
1	do 5	Q100 nebo ^{a)}	1,15 . Q100 ^{b)}	1 m nad NH; 0,5 m nad KNH
	5 až 8	Q100 nebo ^{a)}	1,25 . Q100 ^{b)}	1 m nad NH; 0,5 m nad KNH
	nad 8	Q100 nebo ^{a)}	1,50 . Q100 ^{b)}	1 m nad NH; 0,5 m nad KNH
2	do 5	Q100	^{a)}	0,5 m nad KNH
	5 až 8	Q100	1,20 . Q100 ^{b)}	0,5 m nad KNH
	nad 8	Q100	1,25 . Q100 ^{b)}	1 m nad NH; 0,5 m nad KNH
3	do 5	Q50	Q100	0,5 m nad KNH
	45 až 8	Q50	Q100	0,5 m nad KNH
	nad 8	Q50	Q100	0,5 m nad KNH
4	do 5	Q10	Q20	0,5 m nad KNH
	5 až 8	Q10	Q20	0,5 m nad KNH
	nad 8	Q10	Q20; Q50 ^{e)}	0,5 m nad KNH

- a) největší naměřený průtok v místě přemostění vodního toku, pokud je větší než Q_{100}
- b) vodoprávní úřad podle nebezpečí transportu druhu a množství splávi může požadovat posouzení pro nestandardní Q_{200} s ohledem na to, že uvedené násobky Q_{100} pouze přibližně nahrazují (reprezentují) Q_{200} .
- c) pouze při velkém nebezpečí ucpání mostního otvoru nánosy nebo splávim
- d) pouze při velkém nebezpečí ucpání mostního otvoru nánosy nebo splávim; nevztahuje se na zatímní objekty
- e) při ohrožení zastavěného území po ucpání mostního otvoru.

Předepsanou hodnotu volné výšky nad hladinou není třeba dodržet u propustků, u kterých je možné připustit zahlcení vtoku a tlakový režim proudění propustkem.

Nejsou-li splněny podmínky ^{c)} a ^{d)} uváděné pro stanovení volné výšky nad hladinou KNP, volná výška nad touto hladinou se nestanovuje. U některých objektů tak může dojít i k přelévání mostovky (vozovky).

Mosty se běžně jako přelévané nenavrhují, ČSN 73 6201 „Projektování mostních objektů“ požaduje dodržení minimální volné výšky nad hladinou návrhového průtoku (NP) a kontrolního návrhového průtoku (KNP). Dříve se navrhovalo pouze na NP, s novou úpravou normy ČSN 73 6201 se však požadavky na převedení povodní zvýšily, jedná se zejména o zvětšení NP, a zavedení KNP. Proto mosty, které dříve vyhovovaly dnes již nevyhovují a je potřeba přistoupit k opatřením na zvětšení jejich průtočného profilu. Podle ČSN 73 6201 se návrhový průtok i minimální volná výška stanoví na základě návrhové kategorie mostu (Tab 2).

Mostní objekty se člení podle dopravně strategického významu pozemní komunikace či dráhy, kterou převádějí, podle jejich provozního zatížení, nahraditelnosti zničeného objektu objížděkami a odhadovaného rozsahu druhotných škod z přerušení dopravy při výluce provozu na mostním objektu. [3] 1. kategorie jsou trvalé mostní objekty s požadavkem trvalé průjezdnosti, 2. kategorie trvalé mostní objekty s možností krátkodobého přerušení provozu do 5-ti dnů, 3. kategorie trvalé mostní objekty na silnicích i místních komunikacích, které jsou snadno nahraditelné a 4. kategorie krátkodobé zatímní mostní objekty s návrhovou životností do 5-ti let.

Ne vždy je zejména kvůli nákladům a návaznosti na stávající infrastrukturu možným řešením úprava nivelety, problém je zejména v urbanizovaných oblastech. Za určitých

okolností může být výhodné navrhnout úpravu mostu tak, aby případné přelití, resp. nedodržení požadavku na minimální volnou výšku neohrozilo jeho stabilitu.

Problém spočívá i v hydrologických nejistotách stanovení N-letých průtoků, protože jejich hodnota ($v \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$) není v čase konstantní. Platnost hydrologických údajů je časově omezena a může jich být použito nejdéle 5 let od jejich vydání, nebo posledního ověření. Podle předpokládané spolehlivosti se údaje o průtocích zatřídí do jedné ze 4 tříd (Tab. 3). Okolnosti ovlivňující přesnost údajů jsou především délka pozorování, typ stanice, kvalita pozorování nebo metoda odvození [4].

Tab. 3. Orientační hodnoty směrodatné chyby

Hydrologický údaj	Třída			
	I	II	III	IV
	%			
Dlouhodobý průměrný průtok (Qa)	8	12	20	30
M-denní průtoky (Q30 - Q300)	10	15	25	40
M-denní průtoky (Q330 - Q364)	20	30	45	60
N-leté průtoky (Q1 - Q10)	10	20	30	40
N-leté průtoky (Q20 - Q100)	15	30	40	60
Průměrný denní průtok (Qd)	10	25	45	80
Průměrný měsíční průtok (Qm)	7	15	25	40
Průměrný roční průtok (Qr)	5	10	15	25

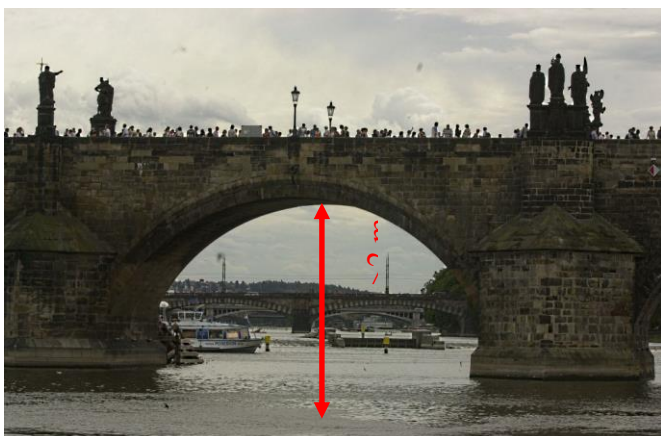
Cílem této práce je rozbor metod použitelných pro výpočet zatížení na mostní konstrukce od vody a vodou nesených předmětů.

2. ROZBOR PROBLÉMU

2.1. Definice objektů dle ČSN

Mostní objekt je dle definice v normě ČSN 73 6200 [5] nedílná součást dopravní cesty v místě, kde je třeba překonat přírodní nebo umělou překážku přemostěním, např. údolí, nebo vodní tok.

Most se definuje jako mostní objekt s kolmou světlostí alespoň jednoho otvoru větší, než 2,0 m sloužící k převádění dopravních cest (komunikace, železnice), vodních koryt, potrubních komunikací, stavebně montážním účelům a revizí. *Propustek* se od mostu liší tím, že má kolmou světlostí otvoru do 2,0 m včetně [5].



Obr. 1. Karlův most v Praze [16]

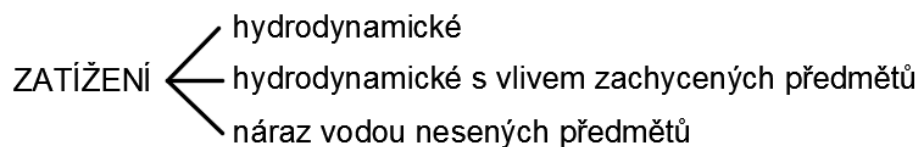


Obr. 2. Betonový propustek [17]

2.2. Voda a vodou nesené předměty

Pohybem vody dochází k unášení různých pevných těles v závislosti především na tlakové síle, kterou voda působí na těleso a tedy na její rychlosti a na objemové hmotnosti tělesa. Při povodňových průtocích jsou vodou unášeny značně velké a těžké předměty, které mohou při nárazu způsobit poškození konstrukce mostu. Pocházejí ze zaplavených ploch, nebo byly strženy působením silného proudu. Jedná se například o utržené lodě, odplavené shluky klád, vzrostlé stromy, zahradní domky a podobně.

Silových zatížení na mosty od vody a vodou nesených předmětů je mnoho typů. V Obr. 3 jsou uvedeny ty nejdůležitější z nich.



Obr. 3 – Rozdělení zatížení na mosty od působení vody a vodou nesených předmětů

2.3. Hydrodynamika

Hydrodynamika se zabývá pohybem (prouděním) kapalin a jejich působením na tuhá tělesa při vzájemném relativním pohybu. [6]

Proudění kapalin dělíme na ustálené, neustálené, rovnoměrné a nerovnoměrné. Při *ustáleném*, neboli stacionárním proudění jsou hydraulické veličiny (průtok, průřezová rychlost, průtočná plocha) v čase neměnné, a závisí pouze na poloze. Naopak *neustálené*, neboli nestacionární je takové proudění, kde jsou hydraulické veličiny funkcí času a polohy, příkladem je například průchod povodně.

Rovnoměrné proudění je zvláštním případem pohybu ustáleného, při kterém jsou průtočné průřezy na celém úseku konstantní, protože je při pohybu ustáleném i průtok konstantní, průřezové rychlosti jsou také konstantní. Tento případ nastává např. při konstantním sklonu dna koryta, při jeho konstantních drsnostech a neměnných příčných profilech, lze ho pozorovat například na upravených tocích, nebo umělých náhonech stálého průřezu. Hladina je při tomto proudění rovnoběžná se dnem.

Naopak při *nerovnoměrném ustáleném* proudění jsou hydraulické veličiny konstantní v čase, ale průřezová rychlost a průtočná plocha se mění po délce proudu, což je dáno např. proměnným sklonem dna koryta, proměnných příčných profilech a drsnostech, atd. [6].

Pro popis pohybu kapaliny je potřeba znát její vlastnosti ve všech bodech prostoru, který zaujímá. Vlastnosti tekutiny proměnné v čase jsou např. rychlost, tlak, hustota, viskozita, teplota, stlačitelnost, vnitřní energie, entropie, nebo tepelná vodivost. Chování proudu kapaliny popisují 3 složky rychlosti v jakémkoliv bodě i čase. Charakteristické bilanční

veličiny pro tekutinu jako fyzikální systém jsou hmotnost, hybnost a mechanická energie [6].

2.3.1. Rovnice kontinuity

Jedním ze základních vztahů hydrodynamiky je *rovnice kontinuity*. Ta je diskrétním vyjádřením zákona zachování hmotnosti, ze kterého plyne, že časová změna hmotnosti m obsažená v infinitesimálním objemu $S dx$ je rovna rozdílu hmotnosti m_p přitékající vody Q_p a m_o odtékající vody Q_o [6].

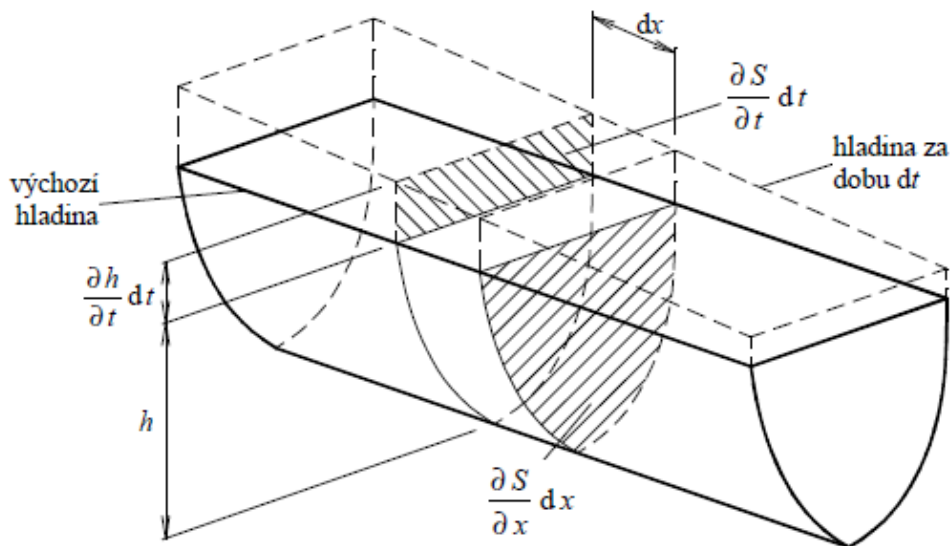
$$m = \rho S dx, \quad (1)$$

$$\frac{\partial m}{\partial t} dt = m_p - m_o. \quad (2)$$

V případě jednorozměrného proudění, má rovnice kontinuity pro nestlačitelnou kapalinu tvar:

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0, \quad (3)$$

kde $\frac{\partial S}{\partial t}$ je změna průřezu v čase t a $\frac{\partial Q}{\partial x}$ je změna průtoku po délce x .



Obr. 4: Kontinuita neustáleného proudu - 1D [6]

Při ustáleném proudění odpadají časové změny, přírůstek průtoku po dráze dx je nulový. Rovnice kontinuity nestlačitelné kapaliny v jednorozměrném ustáleném proudění nabývá tvaru [6]:

$$Q = v_1 S_1 = v_2 S_2 = konst. \quad (4)$$

2.3.2. Bernoulliho Rovnice

Kde Q je průtok, v je rychlost proudící kapaliny a S je průtočný profil. Indexy (1, 2, ...) se vztahují k jednotlivým profilům [6].

Dalším základním vztahem popisující pohyb kapaliny je *Bernoulliho rovnice*. Ta je v podstatě vyjádřením zákona zachování mechanické energie pro ustálené proudění kapaliny. Potvrzuje pro všechny průřezy určitého proudového vlákna stálý součet polohové tlakové a rychlostní výšky [6].

Pro ideální kapalinu má Bernoulliho rovnice tvar:

$$h + \frac{p}{\rho g} + \frac{u^2}{2g} = konst., \quad (5)$$

kde h je geodetická, neboli polohová výška, p je tlak kapaliny, g je gravitační zrychlení, ρ představuje hustotu kapaliny a u je pak bodová rychlost kapaliny. Výraz $\frac{p}{\rho g}$ se nazývá tlaková výška a $\frac{u^2}{2g}$ je rychlostní výška. Jinak lze také říci, že součet polohové, tlakové a pohybové energie příslušející jednotce tíhy průtoku ideální kapaliny je stálý pro všechny průřezy [6].

$$h_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{u_1^2}{2g} = h_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{u_2^2}{2g} \quad (6)$$

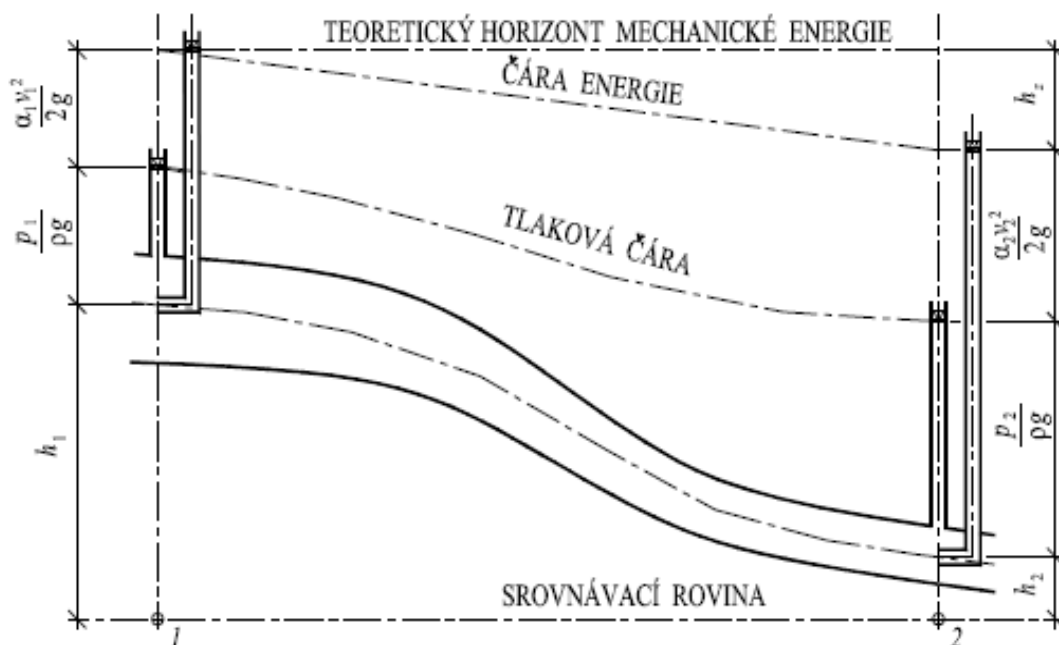
Pro skutečný proud kapaliny a pro celý příslušný průřez, bodovou rychlost u nahradíme průřezovou rychlostí v a nerovnoměrné rozdělení rychlostí v v profilu zohledníme Coriolisovým číslem α . Coriolisovo číslo vyjadřuje podíl skutečné kinetické energie E_k v průřezu stanovené z bodových rychlostí ku kinetické energii vyjádřené z průřezové rychlosti [6]:

$$\alpha = \frac{\int_S u^3 dS}{v^3 S}. \quad (7)$$

Číselná hodnota Coriolisova čísla se podle pokusů pohybuje u potrubí a pravidelných koryt v mezích 1,02 až 1,20, nejčastěji se blíží hodnotě $\alpha = 1,10$, i když může být podstatně vyšší (u laminárního pohybu v potrubí je $\alpha = 2,0$). Obecně se Coriolisovo číslo liší průřez od průřezu, nejčastěji však pro daný proud uvažujeme stálou hodnotou. V některých výpočtech se spokojujeme s hodnotou $\alpha \approx 1,0$ (což odpovídá ideální kapalině). Při pohybu vazké kapaliny dochází k vnitřnímu tření a tření o stěny vedení. Část mechanické energie se mění v jiné formy energie (převážně tepelnou). Tato přeměna energie představuje z hydraulického hlediska ztrátu mechanické energie a značíme ji h_z . Bernoulliho rovnice pro skutečnou kapalinu, která se považuje za nestlačitelnou, ale uvažuje se u ní vnitřní tření, má tvar [6]:

$$h_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_z, \quad (8)$$

kde indexy (1, 2) se vztahují k jednotlivým profilům (Obr. 5) a h_z je ztrátová výška mechanické energie, která vyjadřuje úbytek energetické výšky mezi dvěma průřezy proudu. [6]



Obr. 5 Grafické znázornění Bernoulliho věty pro vlákno skutečné kapaliny [6]

$$h_z = h_{zt} + h_{zm} = \frac{\alpha v^2}{2g} \lambda \frac{L}{D} + \frac{\alpha v^2}{2g} \sum \xi, \quad (9)$$

kde h_{zt} jsou ztráty třením, h_{zm} jsou ztráty místní, v je průřezová rychlost vody, λ je součinitel tření, L délka úseku pro výpočet ztrát třením, D je průměr potrubí a ξ je součinitel místních ztrát, jenž se určuje experimentálně.

U proudění v otevřených korytech se při výpočtu ztrát třením nahradí průměr potrubí D 4-násobkem hydraulického poloměru $4R$. Potom má vzorec pro výpočet ztrát třením v otevřených korytech tvar:

$$h_{zt} = \frac{\alpha v^2}{2g} \lambda \frac{L}{4R}. \quad (10)$$

2.3.3. Ustálené proudění v otevřených korytech

Při ustáleném proudění jsou průtok, průřezová rychlost, průtočná plocha, atd. v čase neměnné a závisí pouze na poloze [6].

Rozdělení rychlosti v korytech je velice nepravidelné a nedá se jednoznačně analyticky vyjádřit. Rychlost proudění klesá směrem ke dnu a také směrem ke břehům, přičemž není jednoznačné ani kde se nachází její maximální hodnota. V některých případech je na hladině, v jiných zase pod ní. U pevného dna je rychlost nulová, velmi rychle však roste, a proto se někdy naznačuje konečné velikosti, jelikož se měří v určité výšce nade dnem. Rozdělení rychlostí v průtočném profilu ukazují nejlépe izotachy, čáry spojující podle provedených měření místa stejných rychlostí [7]. V otevřených korytech se rychlost proudění vody u hladiny pohybuje podle [7] v rozmezí od 1,1 do 2,5 násobku střední průřezové rychlosti v , nebo od 1,18 do 1,6 násobku střední svislicové rychlosti v_s , přičemž nejčastěji se pohybuje kolem 1,3 násobku střední svislicové rychlosti.

Někdy udávané závislosti mezi průměrnou svislicovou, nebo střední průřezovou rychlostí a povrchovou rychlostí jsou zcela přibližné. Jednou z nich je výpočet rychlosti v hladině u_p , ze střední svislicové rychlosti v_s :

$$u_p = \frac{v_s}{a}, \quad (11)$$

kde redukční součinitel a má průměrnou hodnotu 0,85.

Další možností je výpočet největší rychlosti měřené na hladině v proudnici $u_{p,p}$ ze střední průřezové rychlosti v podle vztahu [7]:

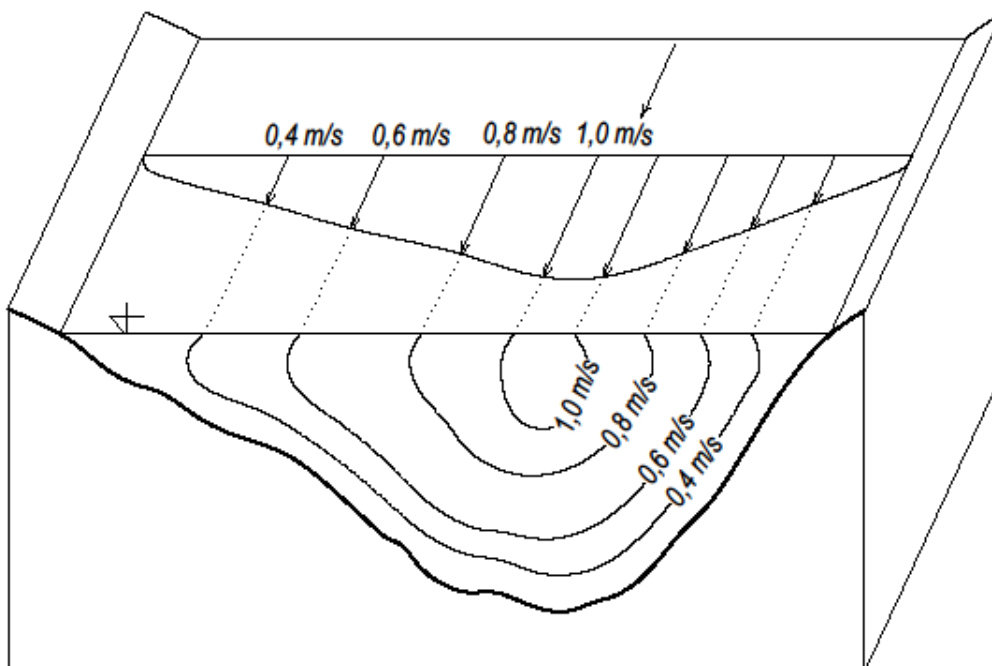
$$u_{p,p} \approx \frac{v}{A_B}, \quad (12)$$

kde A_B se pohybuje od 0,4 do 0,9. Bazin doporučuje počítat

$$A_B = \frac{C}{C+14}, \quad (13)$$

kde C je Chezyho rychlostní součinitel, který se vypočte podle (16)

Poloha proudnice se určí z měření svislicových rychlostí v určitém profilu, přičemž v rovném úseku toku leží přibližně uprostřed profilu.



Obr. 6. Izotachy v průtočném průřezu koryta a přibližný průběh rychlostí na hladině

2.3.4. Rovnoměrné proudění v otevřených korytech

V otevřených korytech, kde část omočeného obvodu tvoří volná hladina na styku se vzduchem, může rovnoměrné proudění vzniknout pouze v případě, kdy koryto po délce nemění svůj tvar, to znamená, že průtočný profil zůstává neměnný a má konstantní sklon. Rovnoměrné proudění se vyskytuje pouze v umělých kanálech s neproměnným charakterem koryta.

U přirozených toků se každá změna šířky koryta, sklonu dna nebo každá překážka projeví na průběhu hladiny, tím pádem i na změně průtočné plochy a sklonu čáry energie, tudíž se jedná o nerovnoměrné proudění. K tomu ještě přistupuje případná časová nestálost koryta vyvolaná například vymíláním dna i břehů a usazováním materiálu, který je vodou přenášen [6].

Výpočet průřezové rychlosti v pro rovnoměrné ustálené proudění se stanoví z Chézyho rovnice, která je vyjádřena z rovnice ztrát třením (10):

$$v = C\sqrt{R i}, \quad (14)$$

kde C je rychlostní součinitel, i sklon čáry energie a R hydraulický poloměr. Zjištění rychlostního součinitele C je popsáno v rovnici (16).

Hydraulický poloměr R se vypočte ze vztahu

$$R = \frac{S}{O}, \quad (15)$$

kde S je průtočná plocha a O omočený obvod, který je v průtočném průřezu délkou styku kapaliny s pevnými stěnami (vedením proudu bez délky volné hladiny). Tření působí hlavně na stěnách koryta. Tření vodní hladiny o vzduch je nepatrné, proto se vodní hladina do omočeného obvodu nezapočítává. U složených koryt se průtočný profil rozděluje pro potřeby výpočtu na bermy a kynetu, přičemž do omočeného obvodu kynety se započítává svislá hranice mezi bermou a kynetou, kde se též zohledňuje součinitel drsnosti, který je popsán níže. Proti tlakovým potrubím, u nichž je průtočná plocha dána

pro všechny průtoky neproměnná, je v otevřených korytech poloha hladiny a tím i průtočná plocha závislá na průtoku a tedy výšce vodního sloupce.

Chézyho rychlostní součinitel C není konstantní. Závisí hlavně na tvaru průtočného průřezu, drsnosti stěn a výjimečně i na sklonu. Výzkum předložil velký počet vztahů pro určení C , které jsou většinou empirické a získané z vyhodnocení měření v přírodě a na modelech [6]. V našich podmínkách se k výpočtu nejčastěji používá výpočet rychlostního součinitel podle Manninga.

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}, \quad (16)$$

kde R je hydraulický poloměr a n je manningův drsnostní součinitel, který nabývá hodnot přibližně od 0,009 u výjimečně hladkých povrchů, např. smaltovaných stěn do 0,150 u velice zanešených koryt se spoustou balvanů a plevele. Pro umělá, nebo upravená koryta nabývá hodnoty přibližně 0,032. Při výpočtech proudění v kynetě složeného koryta se pro svislou hranici mezi bermou a kynetou uvažuje hodnota $n = 0,02$. Ta zohledňuje silový účinek pomalejšího proudu v bermě na rychlejší proud v kynetě [6].

2.3.5. Proudění kritické, říční a bystřinné

Pokud v obecném průřezu otevřeného koryta budeme předpokládat ve všech bodech přibližně stejnou bodovou rychlost, která je rovna průřezové rychlosti v , hloubka h je nejkratší vzdálenost mezi hladinou a nejnižším bodem průřezu, z je výška libovolného bodu B nad nejnižším bodem dna, můžeme Bernoulliho rovnici pro proudnici procházející bodem B zapsat takto:

$$z_c + \frac{p_c}{\rho g} + \frac{\alpha v^2}{2g} = konst., \quad (17)$$

kde α je Coriolisovo číslo. Nejsou-li proudnice zakřiveny, bude v každém bodě hydrostatický tlak roven hloubce tohoto bodu pod hladinou.

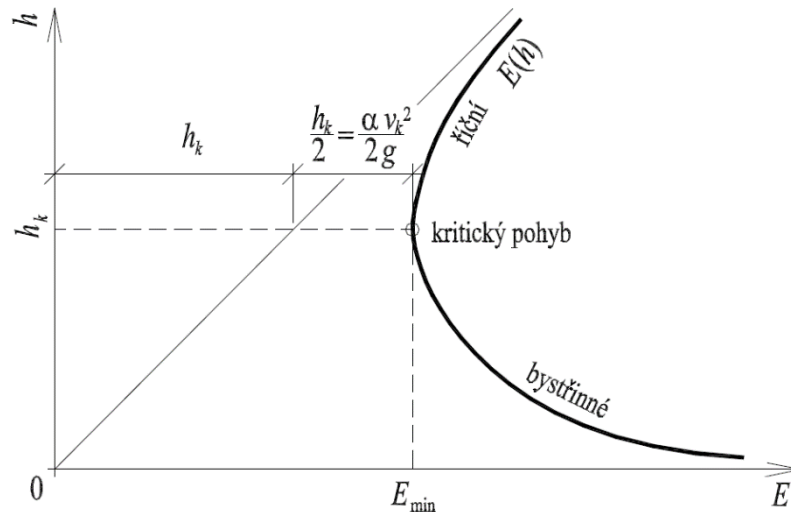
$$\frac{p_c}{\rho g} = h - z_c \quad (18)$$

Energetická výška průřezu E je množství mechanické energie, které přísluší jednotce tíhy průtoku určitým průřezem, která se vztahuje k úrovni nejnižšího bodu tohoto průřezu [6].

Dosažením do Bernoulliho rovnic dostaneme vztah:

$$E = h + \frac{\alpha v^2}{2g}. \quad (19)$$

Při proudění v otevřených korytech rozlišujeme proudění bystrinné, kritické a říční. Při kritickém proudění je měrná energie průřezu minimální. Tedy součet rychlostní a tlakové výšky je minimální. Kritického proudění je dosaženo při tzv. kritické hloubce h_k , a tvoří rozmezí, mezi říčním a bystrinným prouděním. Rychlost při kritickém proudění se nazývá kritická rychlost v_k a přibližně je rovna rychlosti šíření translačních vln na hladině.



Obr. 7 Energetická výška průřezu [6]

Při přechodu do proudění říčního, se rychlostní výška zmenšuje a naopak tlaková výška se zvětšuje. Rychlost vody je menší než kritická, proto mohou vlny postupovat po proudu i proti němu. Hladina říčního proudu je nerovná a zvlněná [6]. Naopak při bystrinném proudění je rychlost proudění větší, než rychlost kritická a vlna nemůže postupovat proti proudu. Povrch bystrinného proudu je hladký a lesklý [6].

2.3.6. Hydraulika mostů

Jak vyplývá z definice podle [6], je most z hydraulického hlediska objekt, u něhož můžeme zanedbat tlakové ztráty třením, oproti ztrátám místním. U propustku, kde je délka větší, než průřezové rozměry, ztráty třením zanedbat nelze. Dále se však v této práci budu zabývat pouze mosty. Zasahuje-li mostní konstrukce nebo propustek do průtočného profilu přemostěného toku, dochází ke zúžení průtočné plochy koryta. Zúžením koryta obvykle dojde ke zvýšení vodní hladiny, tzv. vzduť před mostem a k zvětšeným rychlostem proudění v mostním profilu. Z hydraulického hlediska je mostní profil místo, kde dochází ke změně tvaru příčného profilu toku, který způsobuje vzduť hladiny [6].

2.3.6.1. Mosty na tocích s říčním prouděním

V režimu říčního proudění je vtok do mostního objektu zpravidla zatopen spodní vodou. V tomto případě platí, že

$$y_d > \kappa E, \quad (20)$$

kde y_d je hloubka vody v korytě za mostem, κ se značí součinitel pro výpočet mostu a E je energetická výška průřezu před mostem. Proudění mostem se řeší použitím Bernoulliho rovnice. Pro profil před mostem má tvar dle [6]

$$E = h + \frac{\alpha v^2}{2g}. \quad (21)$$

Pro profil za vtokem

$$E = h + \frac{\alpha v_\sigma^2}{2g} + \xi \frac{v_\sigma^2}{2g}, \quad (22)$$

kde v_0 je přítoková rychlost, v_s rychlost za vtokem, ξ součinitel vyjadřující místní ztráty na vtoku. Často je možné vliv přítokové rychlosti oproti hodnotě energetické výšky zanedbat, a potom platí $h \approx E$. [6]

Vlivem zúžení průtočného profilu dochází před mostem zpravidla ke vzduť. Výška tohoto vzduť se vypočítá podle vztahu

$$\Delta H = h - h_h = E - \frac{\alpha v_0^2}{2g} - h_h. \quad (23)$$

kde h_h je původní nevzduť hloubka před mostem (většinou $h_h = h_d$). Průtok mostem pro zadanou vzduť hloubku vypočteme podle vztahu pro nedokonalý přepad přes širokou korunu:

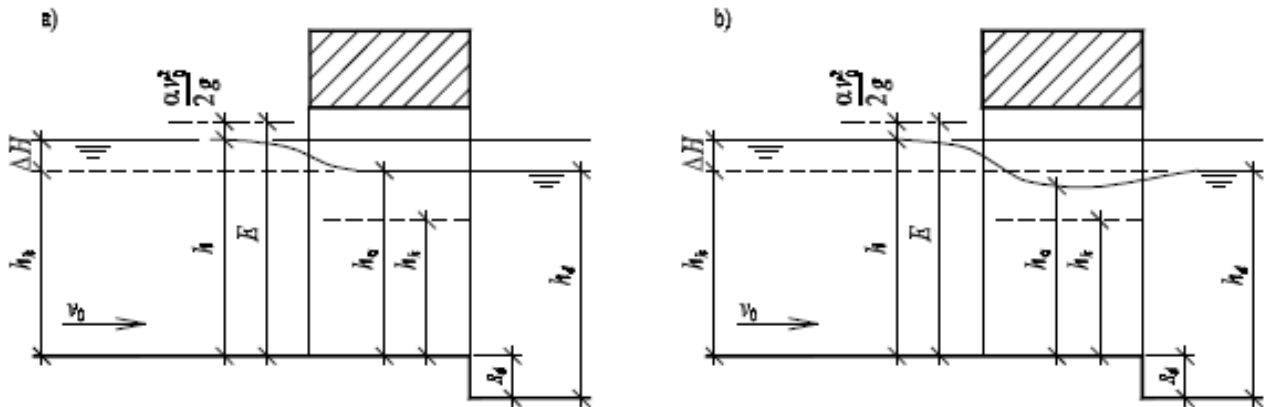
$$Q = \varphi S_\sigma \sqrt{2g(E - h_\sigma)}, \quad (24)$$

kde φ je rychlostní součinitel a S_σ je plocha mostního profilu.

Pokud není vtok do mostního profilu zatopen spodní vodou, to znamená, že neplatí podmínka (20), používá se pro výpočet průtoku mostním profilem vztah pro dokonalý přepad přes širokou korunu:

$$Q = mb\sqrt{2g} E^{3/2}, \quad (25)$$

kde m je součinitel přepadu.



Obr. 8. Říční proudění pod mostem se a) zatopeným, b) nezatopeným vtokem

2.3.6.2. Tlakové proudění mostním otvorem

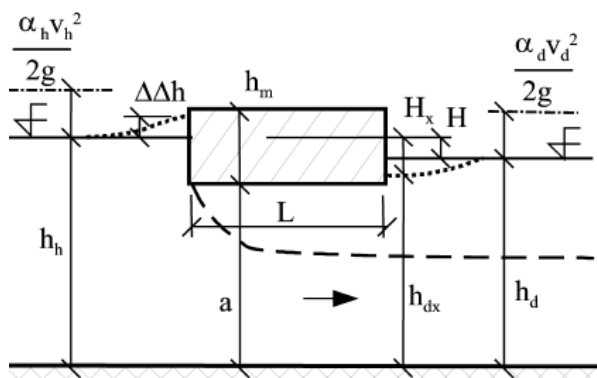
Při zvýšených průtocích může zejména na menších vodních tocích, kde kapacitnost mostů často nebývá dostatečná, docházet v mostním otvoru k tlakovému proudění či dokonce k přelévání mostovky.

Způsob výpočtu přelévajícího mostu použitý v [8] spočívá v rozdělení průtoku na dolní proud procházející mostním otvorem a proud přepadající přes mostovku – schéma viz Obr. 9.

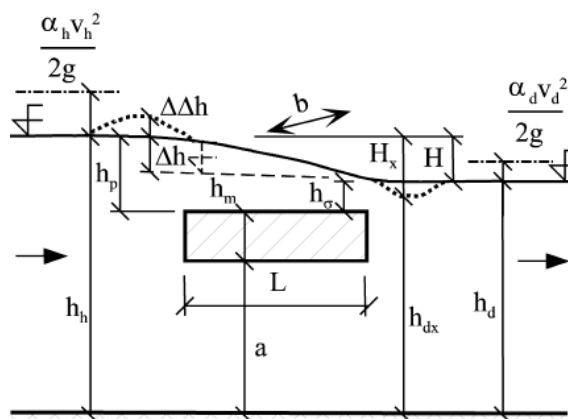
Pro proud protékající pod mostovkou je použita rovnice zatopeného výtoku otvorem.

$$Q = C_d S_a \sqrt{2g \left(H + \frac{\alpha_h v_h^2}{2g} \right)}. \quad (26)$$

Rozpětí výtokového součinitele C_d je zde uvedeno od 0,7 do 0,9, jako typická hodnota



Obr. 10. Schéma tlakového proudění – nepřeléváná mostovka. [9]



Obr. 9. Schéma přeléváné mostovky. [9]

pro mostní otvory je doporučena $C_d = 0,8$. Vztah (28) je v matematických modelech proudění [8] též použit u tlakového proudění mostním otvorem bez přeléváné mostovky (obr. 10 – hladina znázorněna plnou čarou)

Průtok přepadající přes mostovku je v [8] vyjádřen pomocí rovnice přepadu ve tvaru:

$$Q = \sigma_z C b \left(h_p + \frac{\alpha_h v_h^2}{2g} \right)^{3/2}, \quad (27)$$

$$\sigma_z = f \left(\frac{h_\sigma}{h_p + \frac{\alpha_h v_h^2}{2g}}; C \right), \quad (28)$$

kde C je součinitel přepadu pro širokou korunu a σ_z je součinitel zatopení. Součinitel C je uvažován podle *Kinga* (1939).

Situace, kdy je tlakové proudění pouze ve vstupním profilu mostu, od kterého je hladina dále volná plně odpovídá schématu výtoku pod stavidlem [9].

Lokální zvýšení hladiny $\Delta\Delta h$ před objektem se dává do souvislosti s rychlostní výškou na přítoku. Dle [9] lze lokální navýšení před mostovkou vztahem

$$\Delta\Delta h = 0,88 \frac{v_h^2}{2g}. \quad (29)$$

Znalost výskytu tohoto zvýšení hladiny před mostovkou má význam, protože díky němu dojde také k nárazu vodou neseného předmětu do mostovky v jiném místě. Dále také dojde k přelítí mostovky dříve, než odpovídá vzduté hloubce bez uvažování tohoto jevu.

2.3.6.3. Mosty na tocích s bystřinným prouděním

Zúžení průtočného průřezu koryta mostem způsobí pod mostem zvýšení hloubky z původní hodnoty h_h na hodnotu h_m . Energetická výška průřezu v profilu mostu se vypočte podle vztahu dle [6]

$$E_m = h_m + \frac{\alpha Q^2}{2g(h_m b)^2}. \quad (30)$$

Při velkém zúžení průřezu pod mostem, může před mostem vzniknout říční proudění. V tomto případě vznikne před profilem mostu vodní skok. Tento jev je potřeba brát

v úvahu pro návrh rozměrů mostu a výšky mostní konstrukce nad vodní hladinou. V dalších kapitolách se práce zabývá především zatížením mostů v říčním proudění

2.4. Hydrodynamické zatížení

Jedním z nebezpečných zatížení pro mostní konstrukce při velkých povodňových stavech je účinek hydrodynamického tlaku od proudící vody. Ten představuje nebezpečí především v případě, kdy je NH překročena a hladina dosahuje výšky mostovky, nebo je mostovka přelévána. Potom může dojít vlivem tlakové síly k jejímu nadzdvížení z ložisek a následnému posunutí, nebo převrácení. Velikost hydrodynamického zatížení závisí především na tvaru konstrukce, drsnosti povrchu a rychlosti proudění. Jak je vidět na Obr. 11 je působiště výslednic zatížení v těžišti průřezu mostovky a celkové zatížení je rozděleno do 3 složek: $F_{hd,x}$, $F_{hd,z}$ a M_{hd} . Velikost těchto hydrodynamických sil je dána vztahy: [10]

$$F_{hd,x} = C_D \frac{1}{2} \rho_w v^2 b h_m \text{ pro } h^* \geq 1, \quad (31)$$

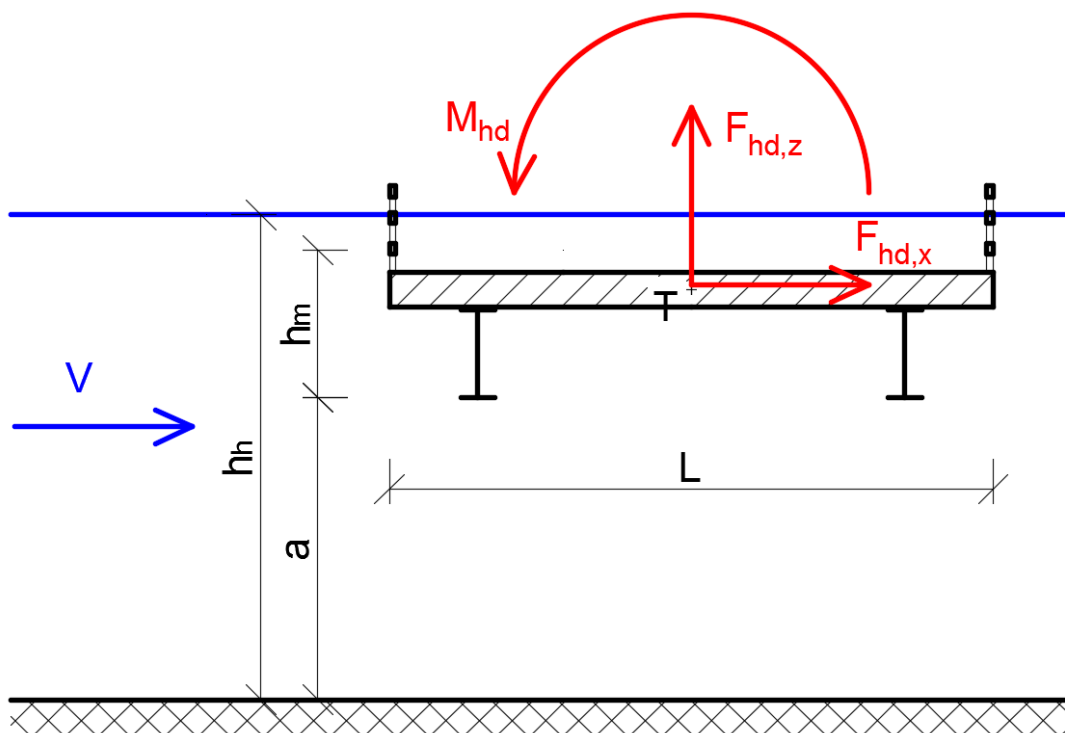
$$F_{hd,x} = C_D \frac{1}{2} \rho_w v^2 b (h_h - a) \text{ pro } h^* < 1, \quad (32)$$

$$F_{hd,z} = C_L \frac{1}{2} \rho_w v^2 b L, \quad (33)$$

$$M_{hd} = C_M \frac{1}{2} \rho_w v^2 b L^2, \quad (34)$$

$$h^* = \frac{h_u - a}{h_m}, \quad (35)$$

kde $F_{hd,x}$ je horizontální složka hydrodynamické síly $F_{hd,z}$ vertikální složka hydrodynamické síly, M_{hd} moment od hydrodynamické síly kolem těžiště mostovky, C_D , C_L , C_M tvarové součinitele horizontální, respektive vertikální a momentové složky hydrodynamického zatížení, ρ_w hustota vody, v střední průřezová rychlost před mostem, h_u hloubka vody před mostem, a výška spodní hrany mostovky nade dnem, h_m výška mostovky, b délka přemostění resp. Délka, na které působí hydrodynamické zatížení, L šířka mostovky, h^* relativní zaplavení mostovky. Hodnoty tvarových součinitelů jsou závislé na tvaru příčného řezu mostovky, Reynoldsově kritériu a Freudově kritériu a doporučuje se je stanovit experimentálně. Výsledné hydrodynamické zatížení jen silně ovlivněno výskytem vodou nesených předmětů (splávi), které mohou být zachyceny na konstrukci mostu.



Obr. 11. Hydrodynamické zatížení nosné konstrukce s vyznačením kladné konvence sil a momentu.

2.5. Zatížení od vodou nesených předmětů

Náraz je interakcí mezi pohybujícím se tělesem a konstrukcí, při které dochází k náhlé přeměně kinetické energie tělesa v energii deformační. Pro určení dynamických

interakčních sil se mají stanovit mechanické vlastnosti tělesa i konstrukce. Při návrhu se obvykle používají ekvivalentní statické síly [11].

Zdokonalené navrhování konstrukcí na zatížení nárazem může výslovně zahrnovat alespoň jedno z těchto hledisek: dynamické účinky, nelineární chování materiálů.

2.5.1. Dynamika nárazu

Princip nárazu lze demonstrovat na základě zákona zachování hybnosti. Ten říká, že hybnost izolované soustavy těles se nemění. Zanedbáme-li tedy dodatečné působení tlakové síly vody na narážející těleso, lze soustavu narážející předmět - most považovat za izolovanou soustavu. V této soustavě je celková hybnost v nějakém časovém okamžiku t_0 určena vektorovým součtem hybností jednotlivých těles. V případě dvou těles je to

$$H = H_1 + H_2, \quad (36)$$

kde $H_{1,2}$ jsou hybnosti těles. V takovém případě se po uplynutí času Δt hybnost prvního tělesa vlivem síly F_1 změní o ΔH_1 a hybnosti druhého tělesa se působením síly F_2 změní o ΔH_2 . Protože se jedná o síly vzájemného působení, je podle zákona akce a reakce

$$F_1 = -F_2, \quad (37)$$

potom celková změna hybnosti bude

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = 0. \quad (38)$$

Platnost zákona zachování hybnosti nezáleží na splnění zákona akce a reakce. Jestliže je vnější síla F nulová, pak podle zákona síly platí

$$F = \frac{dH}{dt} = 0. \quad (39)$$

Z toho po integraci plyne, že

$$H = konst.$$

Protože v klasické mechanice je hybnost dána vztahem

$$H = mv, \quad (40)$$

kde m je hmotnost pohybujícího se tělesa, která se v čase nemění a v je rychlost tělesa. Velikost nárazové síly se vypočte jako derivace hybnosti podle času.

$$F = \frac{dH}{dt} = m \frac{dv}{dt}, \quad (41)$$

Protože zrychlení je derivací rychlosti a druhou derivací dráhy, lze sílu vyjádřit

$$F = m \frac{d^2s}{dt^2} = m \frac{dv}{dt} = ma,$$

kde a je zrychlení, v případě nárazu záporné zrychlení narážejícího tělesa a s je dráha (délka), na které se síla disipuje. Délka s odpovídá celkové deformaci narážejícího tělesa a mostu.

Pokud je změna rychlosti narážejícího tělesa Δv , a doba potřebná k jeho zastavení Δt zapíše se jeho síla

$$F = m \frac{\Delta v}{\Delta t}. \quad (42)$$

Změna hybnosti narážejícího tělesa je rovna jeho impulzu síly I a vypočte se ze vztahu

$$\Delta H = I = F \Delta t = m \Delta v. \quad (43)$$

V případě, kdy v_2 je rychlost narážejícího tělesa a v_1 je rychlost mostu, který je statický, tedy

$$v_1 = 0. \quad (44)$$

Změna rychlosti tělesa při nárazu je rovna přibližně rychlosti narážejícího tělesa v_2 ,

$$\Delta v = v_2 \quad (45)$$

Náraz se dle [11] rozlišuje na tvrdý, kdy je energie převážně disipována narážejícím tělesem a měkký, kdy je konstrukce navržena za účelem pohlcení nárazové energie svou vlastní deformací.

2.5.1.1. Tvrdý náraz

U tvrdého nárazu se předpokládá, že konstrukce je tuhá a nepohyblivá a narážející těleso se během nárazu lineárně deformuje.

Výsledná maximální dynamická nárazová síla je dána výrazem [11]:

$$F = v_r \sqrt{k m}, \quad (46)$$

kde v_r je rychlost tělesa při nárazu, k je ekvivalentní tuhost pružného tělesa (podíl síly F a celkové deformace) a m je hmotnost narážejícího tělesa.

Předpokládáme-li, že narážející těleso nemá vlastní pohon a zanedbáme-li vliv větru, je jeho rychlost rovna přibližně rychlosti proudění vody u hladiny. Výraz (28) představuje maximální hodnotu síly působící na vnější povrch konstrukce. Uvnitř konstrukce mohou tyto síly vyvolat dynamické účinky. Horní mez těchto účinků lze stanovit, jestliže se u konstrukce bude předpokládat pružná odezva a zatížení prostřednictvím skokové funkce. To znamená, že funkce vzroste ihned ke své konečné hodnotě a zůstane dále konstantní [11].

Pokud se zatížení od nárazu působící na povrch konstrukce uvažuje jako impuls s obdélníkovým tvarem pulsu, vyplývá doba trvání pulsu ze vztahu:

$$F \Delta t = m v, \quad (47)$$

nebo

$$\Delta t = \sqrt{\frac{m}{k}}, \quad (48)$$

kde Δt je doba potřebná k zastavení předmětu při nárazu, m je hmotnost předmětu a k je jeho tuhost.

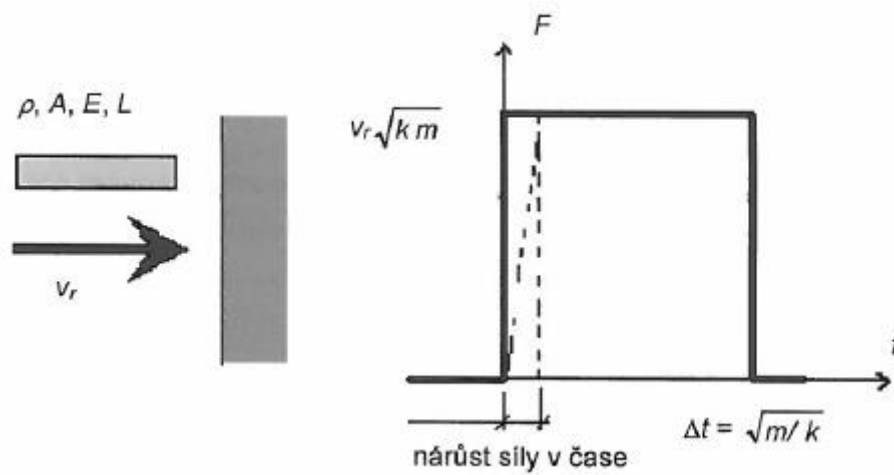
Pokud je narážející předmět modelován jako ekvivalentní těleso o pravidelném průřezu, viz obrázek Obr. 12, doporučuje ČSN EN 1991-1-7 vztahy

$$k = E_d A / L, \quad (49)$$

$$m = \rho S L, \quad (50)$$

kde L je délka narážejícího tělesa, S průřezová plocha, E_d modul pružnosti a ρ objemová hmotnost narážejícího tělesa.

Vzorce (46) až (50) je možné aplikovat na nárazy jakýchkoliv vodou nesených předmětů, např. klád.



Obr. 12 - Model nárazu, F = dynamická interakční síla [11]

2.5.1.2. Měkký náraz

Tento typ nárazu se používá za předpokladu, že je narážející těleso tuhé a celou nárazovou energii pohlcuje konstrukce svojí deformací, která je buď pružná, nebo plastická. Vychází se z kinetické energie narážejícího tělesa:

$$E_k = \frac{1}{2} m v_r^2 \quad (51)$$

Jestliže se předpokládá, že konstrukce je pružná a narázející těleso tuhé, je potřeba použít výrazy podle 2.5.1.1, v nichž k značí tuhost konstrukce [11].

Pokud je konstrukce navržena tak, aby absorbovala nárazovou energii prostřednictvím svých plastických deformací, mají být podle ČSN provedena opatření pro zajištění její dostatečné deformační kapacity, která by celou kinetickou energii od narázejícího tělesa umožňovala absorbovat [11].

V krajním případě, je-li odezva konstrukce tuhoplastická, je výše uvedený požadavek zajištěn podmínkou [11]:

$$\frac{1}{2} m v_r^2 \leq F_0 y_0, \quad (52)$$

kde F_0 představuje plastickou únosnost konstrukce a y_0 je deformační kapacita, ta vyjadřuje posunutí v místě nárazu, které je konstrukce schopna v mezním případě přenést.

2.5.2. Mimořádná zatížení způsobená splaveninami

Náraz jednotlivými vodou nesenými předměty mimo lodí a ledových ker není v českých technických normách podrobně rozebrán. Pro potřeby výpočtu nárazové síly od těchto předmětů je potřeba se spolehnout na zahraniční literaturu. Podle Národní asociace australských státních orgánů silničního provozu (The National Association of Australian State Road Authorities) dojde k úplnému zastavení narázejícího vodou neseného předmětu o hmotnosti 2 tun po uražení vzdálenosti 75 mm – 150 mm v závislosti na typu mostního pilíře. Tato vzdálenost se rovná velikosti deformace předmětu ve směru proudu. Podle anglické Highway Agency, která je zodpovědná za řízení tamější hlavní silniční sítě byly zjištěny i předměty o hmotnosti 3 t pohybující se rychlostí 4,5 m/s [12] [13]. Někteří britští inženýři však předpokládají zastavení i předmětů o hmotnosti až 10 t na vzdálenosti 0,075 m [14]. Nárazová síla se vypočítá z rovnosti deformační a kinetické energie.

$$F s = \frac{1}{2000} m v_r^2, \quad (53)$$

$$F = \frac{mv_r^2}{2000s}, \quad (54)$$

kde m je hmotnost narážejícího předmětu, v_r je rychlost vodou neseného předmětu před nárazem a s je vzdálenost, na které se disipuje nárazová síla.

Kromě samotného nárazu bývá problémem také nahromadění splavenin před mostem. Ty se zachytí buď před pilířem, nebo při velkých povodních také před mostovkou (v závislosti na průtoku) a způsobují ucpávání průtočného profilu, díky čemuž dochází ke zvýšení hladiny před mostním objektem. Velkou roli hraje také síla vyvolaná proudem při obtékání naplavených předmětů, kterými je přenášena na konstrukci. Tu doporučuje [13] stanovit jako:

$$F = 517v^2 S, \quad (55)$$

kde v je střední průřezová rychlost v korytě a S je vodorovný průmět plochy zachycených splavenin kolmo na směr proudu.

Pokud je značné množství dřevěného materiálu natlačeno pod mostovku, může docházet vlivem proudu také k jejímu nadzvedávání a v kombinaci s účinkem proudu na čelo mostovky také k jejímu posunutí, či převrácení.

U přelévané mostovky bývá velký problém se zachytáváním splavenin na zábradlí, které v mnoha případech funguje jako česle a zachytí téměř všechny plovoucí předměty. V důsledku toho dojde ke značnému vzduť hladiny před mostem a výsledné síly jsou pak skutečnou hrozbou a mohou způsobit destrukci celého mostu.

2.5.3. Mimořádná zatížení způsobená vodní dopravou

Podle ČSN EN 1991-1-7 se mají nárazy od plavidel do pevných konstrukcí na vnitrozemských vodních cestách obvykle považovat za tvrdé nárazy, kdy příslušná kinetická energie je pohlcena pružnou a plastickou deformací samotného plavidla. Konstrukce mostního objektu se tedy předpokládá tuhá a nepohyblivá. Nárazová síla se má vyjádřit na základě dvou vzájemně oddělených dynamických účinků čelní síly F_{dx} a příčné síly F_{dy} . Ty se určí z dynamické analýzy, nebo z tabulkových hodnot pro plavidla

2015/2016

vnitrozemských vodních cest zatříděných podle CEMT (European Conference of Ministers of Transport) (Tab. 4.). Tyto síly zahrnují hydrodynamické účinky a jsou podloženy výpočty na základě předpokladů vhodných pro všechny třídy vodních cest. [11]

Tab. 4. Informativní hodnoty dynamických sil od nárazů plavidel na vnitrozemských vodních cestách. [11]

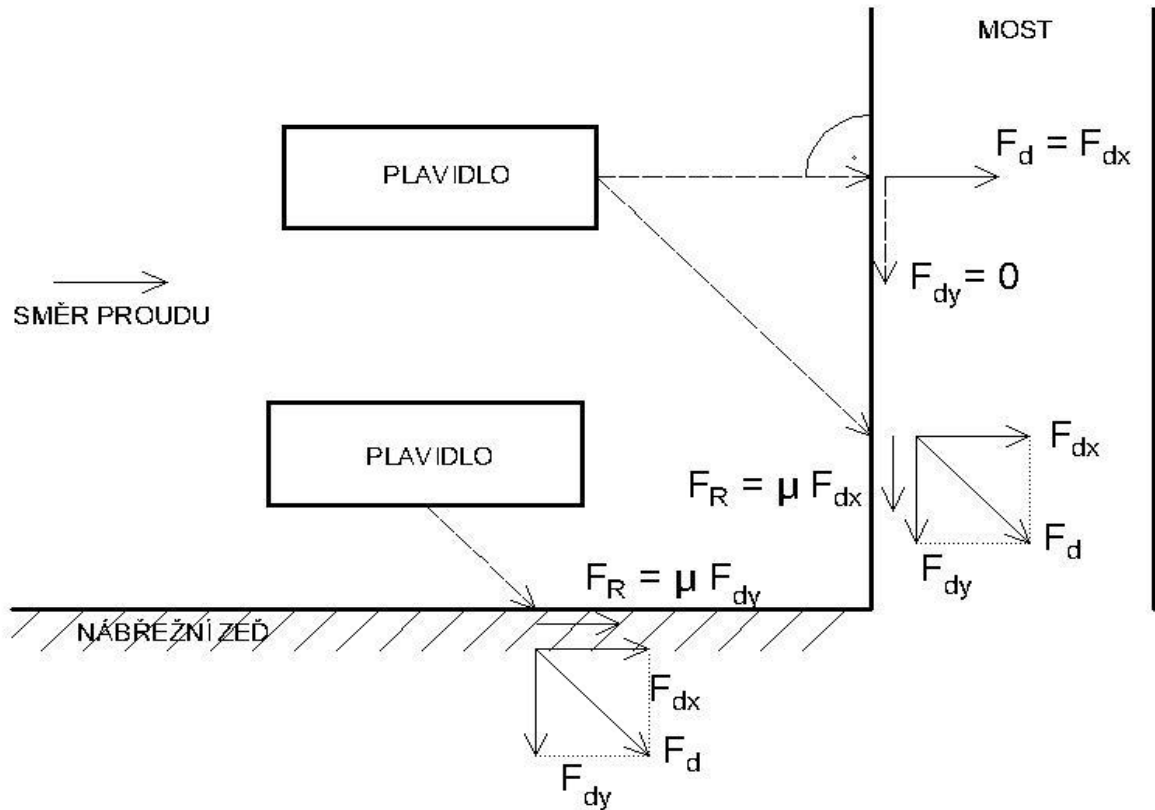
Třída podle CEMT	Referenční typ plavidla	Délka l [m]	Hmotnost m [t] ^{b)}	Síla F_{dx} [kN]	Síla F_{dy} [kN]
I		30 - 50	200 - 400	2 000	1 000
II		50 - 60	400 - 650	3 000	1 500
III	"Gustav König"	60 - 80	650 - 1 000	4 000	2 000
IV	třída "Evropa"	80 - 90	1 000 - 1 500	5 000	2 500
Va	velké plavidlo	90 - 110	1 500 - 3 000	8 000	3 500
Vb	remorkér + 2 nákladní čluny	110 - 180	3 000 - 6 000	10 000	4 000
Via	remorkér + 2 nákladní čluny	110 - 180	3 000 - 6 000	10 000	4 000
VIb	remorkér + 4 nákladní čluny	110 - 190	6 000 - 12 000	14 000	5 000
VIc	remorkér + 6 nákladních člunů	190 - 280	10 000 - 18 000	17 000	8 000
VII	remorkér + 9 nákladních člunů	300	14 000 - 27 000	20 000	10 000

^{b)} Hmotnost v tunách zahrnuje celkovou hmotnost plavidla včetně konstrukce lodi, nákladu a pohonných hmot, často bývá označena jako výtlač plavidla.

Současně s příčnou nárazovou silou působí i složka tření F_R , která je rovnoběžná s F_{dx} a stanoví se ze vztahu podle [11].

$$F_R = \mu F_{dy}, \quad (56)$$

kde μ je součinitel tření. Doporučená hodnota je $\mu = 0,4$.



Obr. 13 - Dynamické síly při nárazu lodi

Nárazové síly mají působit v určité výšce nad maximální plavební hladinou, která závisí na ponoru lodi (s nákladem nebo se zátěží). Stanoví se výška působiště nárazové síly a kontaktní plocha $b \cdot h$. [11] Rovnici (56) a rozložení sil podle obrázku Obr. 13 je možné použít i v případě výpočtu nárazové síly od vodou neseného předmětu například klády, shluku klád, střechy domu, zahradního domku a podobně. Z analogie také vyplývá, že poloha nárazové síly a plocha, na které působí, závisí na velikosti, geometrii vodou neseného tělesa a jeho objemové hmotnosti. Působící síla na nosnou konstrukci mostu

bude obecně omezena hodnotou meze kluzu nebo meze pevnosti materiálu narážejícího předmětu.

V případě čelního nárazu se rovná deformační energie E_{def} celkové kinetické energii E_k . V případě příčného nárazu pod úhlem $\alpha < 45^\circ$ lze předpokládat posuvný náraz o deformační energii [11]

$$E_{def} = E_k (1 - \cos \alpha). \quad (57)$$

V případě dynamického vyšetřování konstrukcí by měly být nárazové síly modelovány jako impulzy a to v případě, že platí [11]

$$F \leq F_0, \quad (58)$$

kde F_{dyn} je dynamická nárazová síla a F_0 je síla na mezi únosnosti (pro loď je stanovena na 5 MN), potom jde o pružný náraz s pulzem ve tvaru poloviční sinusoidy. Pokud vztah (58) neplatí, jde o plastický náraz s pulsem ve tvaru lichoběžníku. V tomto případě se nárazová síla vypočte [11]:

$$F = (F_0 + F_{dyn}) / 2. \quad (59)$$

2.5.3.1. Zpřesněná analýza nárazu plavidel na vnitrozemských vodních cestách

V tomto případě se doporučuje použít pro příslušnou třídu plavidel průměrnou hodnotu hmotnosti podle tabulky Tab. 4. a uvažovat jako návrhovou rychlost v_{rd} hodnotu 3 m/s zvětšenou o rychlost proudění vody.

Pokud se musí uvažovat hydrodynamické síly, doporučuje se počítat s hodnotou 10% hmotnosti vytlačené vody při nárazu na příď a s hodnotou 40% hmotnosti při bočním nárazu.

V případě pružných deformací (kdy $E_{def} < 0,21$ MNm) lze návrhovou hodnotu dynamické nárazové síly vypočítat ze vztahu (60) jako

$$F_{dyn,el} = 10,95 \cdot \sqrt{E_{def}}. \quad (60)$$

V případě plastických deformací (kdy $E_{def} > 0,21 \text{ MNm}$) lze návrhovou hodnotu dynamické nárazové síly určit ze vztahu (61) jako:

$$F_{dyn,pl} = 5,0 \sqrt{1 + 0,128 E_{def}}. \quad (61)$$

Pro výpočet nárazů jiných vodou nesených předmětů, než lodí lze použít modifikované rovnice (60) a (61). Pro každý předmět, například pro kládu je potřeba odvodit neznámé koeficienty A , B a C . Rovnice pro výpočet dynamických nárazových sil mají potom tvar:

$$F_{dyn,el} = A \cdot \sqrt{E_{def}}, \quad (62)$$

respektive

$$F_{dyn,pl} = B \sqrt{1 + C \cdot E_{def}}. \quad (63)$$

ČSN EN 1991-7 doporučuje pro dynamickou analýzu napětí a přetvoření při elastickém nárazu tvary impulzu síly jako půlku sinusoidy a při plastickém nárazu tvar lichoběžníku.

2.5.4. Náraz od jednotlivě plujících ledových ker

Podle ČSN 75 0250 lze kolmou složku charakteristické síly F , působící na svislou stěnu od nárazu jednotlivě plovoucích ker při směru pohybu pod úhlem δ ke konstrukci určit podle vztahu:

$$F_x = \gamma_j \cdot v_l \cdot h \cdot \sqrt{A_i \cdot f_{ic}} \cdot \sin \delta \quad . \quad (64)$$

Složka rovnoběžná s povrchem stěny se určí ze vztahu

$$F_y = F_x \cdot \mu, \quad (65)$$

kde γ_j je součinitel závislý na charakteru překážky. Pro jednotlivé pilíře se uvažuje hodnotou $\gamma_j = 1,35$, pro stěny $\gamma_j = 2,20$. v_l představuje rychlost pohybu kry a bývá 1,1 až 1,3krát větší, než rychlost vody při hladině a klesá s rostoucí hloubkou a zmenšující se plochou kry, h je tloušťka ledu kry, A_i je plocha kry, f_{ic} pevnost ledu při drcení (N/m^2),

nejsou-li k dispozici přesnější experimentální údaje, uvažuje se charakteristická hodnota pevnosti ledu $f_{ic,k} = 750 \text{ kN/m}^2$, při nejvyšší hladině za chodu ledu pak hodnota $f_{ic} = 450 \text{ kN/m}^2$. δ úhel mezi svislou konstrukcí a směrem pohybu ker, μ součinitel tření mezi krou a objektem, pro beton se doporučuje použít hodnotu $\mu = 0,11$ a pro kamenný obklad $\mu = 0,14$.

2.5.5. Náraz ledového pole

Náraz shluku objektů lze odvodit z analogie pro náraz ledového pole. Norma doporučuje stanovit zatížení tuhých konstrukcí od mimořádné nárazové síly ledového pole na základě analýzy směru pohybu pole, jeho velikosti a rychlosti a rovněž v závislosti na pevnosti ledu podle zásad ČSN EN 1990 a ČSN 75 0250.

Charakteristická hodnota zatížení pilíře silou F_x působící ve směru jeho osy od nárazu ledového pole hnaného větrem po hladině při odchylce směru pohybu pole od osy pilíře o úhel δ se podle ČSN 75 0250 určí podle vztahu

$$F_x = \gamma_j \cdot v_{if} \cdot \sqrt{A_{if} \cdot f_{ic} \cdot \gamma_L \cdot \text{tg} \varepsilon} \cdot \cos \delta, \quad (67)$$

kde je v_{if} rychlost pohybu ledového pole. Je-li ledové pole unášeno proudem, je rychlost v_{if} při úplném pokrytí hladiny ledem rovna 0,8 až 0,9 násobku rychlosti vody při hladině. A_{if} je plocha ledového pole podle pozorování v dané lokalitě. Pro výpočet pilířů nemá být menší, než $A_{if} = 1,75 L^2$, kde L je největší rozpětí mostu nebo přelivného otvoru přiléhajícího k pilíři. Součinitel γ_L je závislý na délce ledové celiny podle Tab. 5, ε je polovina úhlu sevřeného náběžnými hranami pilíře a δ je úhel mezi směrem pohybu ledového pole a osou pilíře [15].

Tab. 5 – Hodnoty součinitele γ_L

L [m]	do 50	75	100	125	nad 150
γ_L	1	0.9	0.8	0.7	0.6

Odchyluje-li se směr pohybu ledového pole významně od osy pilíře ($\delta \geq 10^\circ$), počítá se i s příčným zatížením svislé hrany pilíře silou F_r , která se určuje podle vztahu:

$$F_r = F \cdot \operatorname{tg} \delta. \quad (68)$$

Charakteristickou hodnotu zatížení od statického ledového pole, které je v kontaktu s objektem a v důsledku vodního proudu působí na povrch stavby silou F [kN], lze jí určit podle vztahu:

$$F = (p_1 + p_2 + p_3) \cdot A_{if} + p_4 \cdot A_{ff} \text{ [kN]}. \quad (69)$$

Kde p_1 je intenzita síly od tření proudu o spodní povrch ledového pole, vztažená k jednotce jeho plochy, p_2 je složka tíhy ledového pole rovnoběžná s vodní hladinou při jejím sklonu, vztažená k jednotce plochy pole, p_3 je intenzita síly od tření mezi vzduchem a horním povrchem ledového pole na jednotku plochy, p_4 je intenzita síly od hydrodynamického tlaku vyvolaného proudem na čelo ledového pole vztažená k jednotce plochy čela. A_{if} je plocha ledového pole a A_{ff} plocha čela ledového pole.

Intenzitu sil p_i je potřeba určit podle vzorců:

$$p_1 = k_1 \cdot v_w^2, \quad (70)$$

$$p_2 = k_2 \cdot \rho_i \cdot g \cdot h_f \cdot i \cdot 10^{-3}, \quad (71)$$

$$p_3 = k_3 \cdot v_b^2, \quad (72)$$

$$p_4 = k_4 \cdot v_w^2, \quad (73)$$

kde k_1 je součinitel vyjadřující tření mezi proudící vodou a ledem uvažovaný hodnotou $5 \cdot 10^{-3}$ pro souvislé ledové pole a $20 \cdot 10^{-3}$ pro nakupení nápěchu; k_2 součinitel nehomogenity ledu, pro ledovou celinu se uvažuje hodnotou 1,0, pro pole tvořené krami hodnotou 0,9 a pro nápěch hodnotou 0,75; k_3 součinitel vyjadřující tření mezi proudícím vzduchem a ledem uvažovaný hodnotou $2 \cdot 10^{-5}$; k_4 součinitel hydrodynamického tlaku uvažovaný hodnotou 0,50, v_w rychlost vody pod ledem, v_b maximální rychlost větru, h_f tloušťka ledového pole, ρ_i objemová tíha ledu, i sklon hladiny.

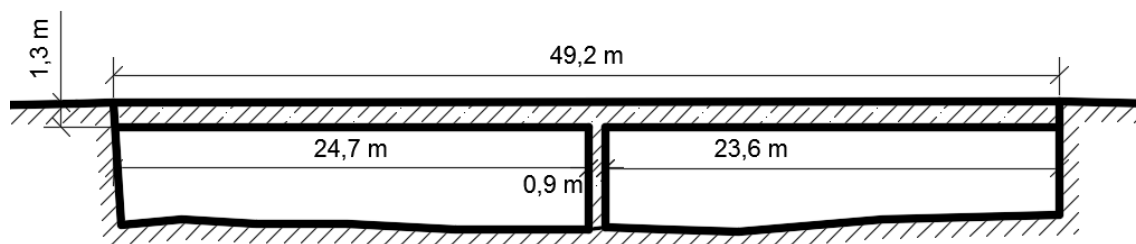
Normy EN a ČSN se zabývají silovým působením nárazů plavidel a ledu. Nárazy od jiných vodou nesených předmětů jako jsou klády, nebo jejich shluky nejsou popsány, lze

na ně ale aplikovat rovnice pro výpočet nárazů od plavidel a ledu s určitými mírami nejistot.

3. VZOROVÉ VÝPOČTY

Jedním z nejčastějších a zároveň také nejnebezpečnějších typů vodou nesených předmětů jsou klády, jelikož při případném nárazu nemají téměř žádnou deformační kapacitu ve srovnání například s celými stromy. Výpočty byly provedeny pro stanovení zatížení od nárazu klád a jejich shluků.

Pro vzorové výpočty byl použit Jánský most v Břeclavi. Jedná se o betonový silniční most o dvou polích s podpěrou přibližně uprostřed délky přemostění. Délka přemostění je 49,2 m, šířka mostních otvorů otvoru je 23,6 m, respektive 24,7 m a šířka podpěry je 0,9 m. Při výpočtu se vycházelo z předpokladu, že most je kolmý k ose koryta.



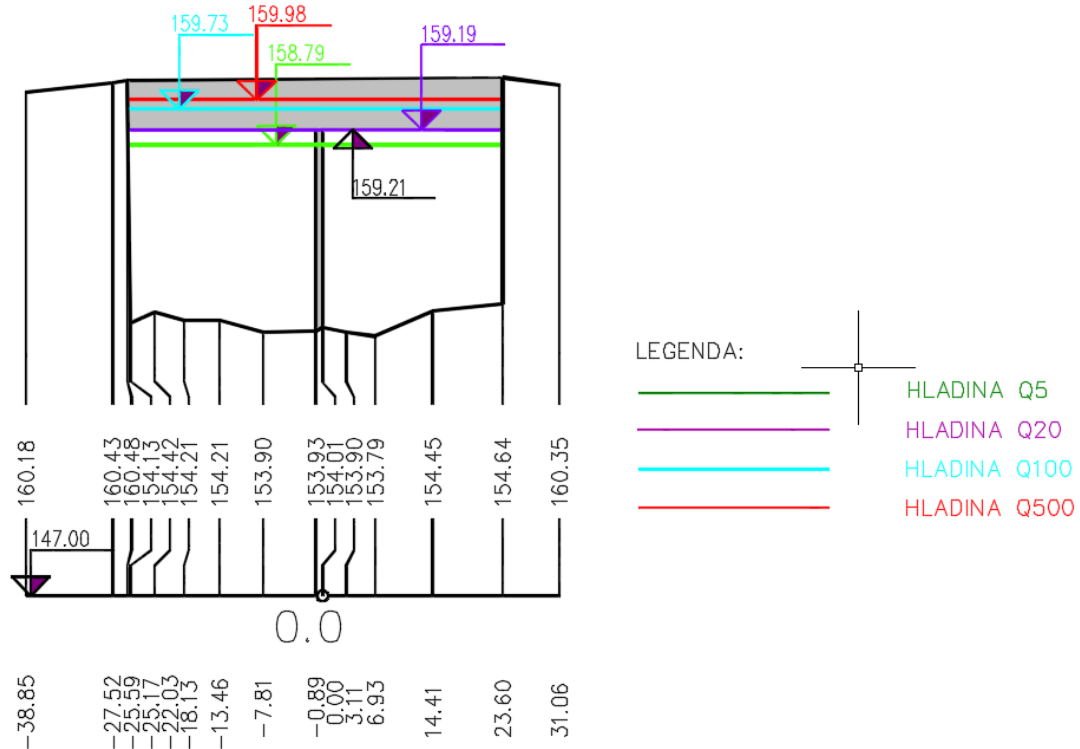
Obr. 14 – Schéma Jánského mostu v Břeclavi

Tab. 6 – Hydrologická data ČHMÚ Brno pro řeku Dyji profil Břeclav vodočet, 15. 3. 2013

Dyje, Břeclav - vodočet, HČP: 4-17-01-0462, třída přesnosti II					
N	1	5	20	100	500
Q_N [m ³ /s]	160	341,4	540,8	820	1 154,8

Podle současných hydrologických dat most nespĺňuje požadovanou kapacitu na převedení stoleté povodně Q_{100} , spodní hrana mostovky leží pouze o 2 cm výše, než je hladina dvacetileté povodně Q_{20} , což je podle současných norem výrazně nedostačující. V Tab. 6 jsou uvedeny N -leté průtoky zájmového profilu podle ČHMÚ.

SILNIČNÍ MOST , KM 22,662



Obr. 15 - Příčný řez Dyjí v místě Jánského mostu

Vzorové výpočty se zabývají především zatížením od klád, které jsou zpravidla lehčí než voda a tudíž plují na hladině. U klád z těžkého dřeva, které byly dlouho ponořené ve vodě, může dojít vlivem nasáknutí ke zvýšení jejich objemové hmotnosti nad objemovou hmotnost vody, tj. 1000 kg/m^3 , potom by došlo k tomu, že by se takové předměty pohybovaly při dně koryta stejně jako např. balvany. V případě povodně, která má trvání zpravidla jen několik dnů se ale nepředpokládá, že by byly klády ponořeny ve vodě dostatečně dlouho na to, aby stoupla jejich objemová hmotnost nad objemovou hmotnost vody a proto je s nimi počítáno, jako s plovoucími předměty.

V závislosti na vodním stavu jsou potom dvě možnosti, kam může být most zasažen. Jednou z nich je náraz do pilíře a druhou do mostovky. Pro první případ byl vybrán průtok Q_5 , při kterém se nachází hladina 42 cm pod úrovní dolní hrany mostovky a i v případě unášení klády o velkém průměru se nepředpokládá náraz do mostovky. Oproti tomu pro

výpočet nárazu do mostovky byl použit průtok Q_{500} , kdy se nachází hladina v úrovni mostovky a to 77cm nad její spodní hranou.

Rychlosti proudění u hladiny byly vypočteny podle Bazina, podle rovnic (12) a (13). Předpokládá se, že místo nárazu je uprostřed mostu a zároveň v proudnici, tedy v místě s nejvyšší rychlostí v proudu $u_{p,p}$. Rychlost narážejícího předmětu je tedy rovna rychlosti proudění u hladiny v proudnici.

$$v_r = u_{p,p}, \quad (75)$$

kde v_r představuje rychlost vodou neseného předmětu v okamžiku nárazu. Velikosti rychlostí jsou uvedeny v Tab.7. Použité N-leté průtoky platí pro profil Břeclav vodočet. V místě výpočtu protéká korytem však jen část uvedeného průtoku, protože před vtokem do intravilánu města se Dyje rozděluje na dvě koryta- Dyji a Starou Dyji. K jejich soutoku dojde zase až za Břeclaví. Protože skutečný průtok v zájmovém profilu bude pravděpodobně menší, než uvedené Q_N , budou menší také skutečné rychlosti vypočtené ze známých úrovní hladin N-letých průtoků a průtoků Q_N z rovnice kontinuity (4). Je to také důvod, proč ani v případě 500-letého průtoku nedojde k přelítí mostovky. Vypočtené rychlosti jsou tedy na straně bezpečnosti a mohly by být realizovány například při přehrazení koryta Staré Dyje. Jako podklady pro výpočet byly použity data ČHMÚ a Povodí Moravy.

Tab. 7 – Střední hloubka koryta, N-letý průtok, střední průřezová rychlost, bazinův součinitel A a rychlost v proudnici u hladiny

N [roky]	h [m]	Q [m ³ /s]	v [m/s]	A _{bazin} [-]	u _{p,p} [m/s]
500	5.85	1 155	4.03	0.585	6.88
100	5.60	820	2.99	0.515	5.79
20	5.06	541	2.18	0.447	4.87
5	4.66	341	1.49	0.364	4.09

3.1. Výpočet zatížení od nárazu jednotlivých klád

Pro výpočet byla zvolena kláda buku, který reprezentuje tvrdá a těžká dřeva. Jeho pevnost v tlaku ve směru vláken je zhruba šestkrát větší než ve směru kolmo k vláknům. Pro výpočet nárazu jednotlivých klád byl uvažován pohyb klády ve směru vláken, tzn. náraz byl realizován ve směru její největší tuhosti. Ve výpočtech byly postupně porovnány výsledné síly od nárazu podle 3 různých přístupů.

Tab. 8 – Vybrané mechanické vlastnosti bukového dřeva

buk	ρ kg/m ³	$f_{c,0,k}$ MPa	$f_{c,90,k}$ MPa	$E_{0,mean}$ Mpa	$E_{90,mean}$ Mpa
	920	46	7.9	12 000	830

Nejprve byl proveden výpočet podle rovnic (46), (49) a (50). Je tedy předpokládán tvrdý náraz, dokonale pružné chování klády, to znamená, že její délka nemá na výslednou nárazovou sílu žádný vliv a lineární závislost mezi její hmotností a nárazovou silou. Z těchto předpokladů také pramení nejistota tohoto přístupu.

V dalším případě byl na náraz klády aplikován výpočet pro náraz plavidel na vnitrozemských vodních cestách. Protože u dřevěných předmětů nelze očekávat plastické deformace, bylo uvažováno pouze s výpočtem pro případ elastické deformace podle (60). Tento přístup již uvažuje nelineární chování předmětu. Uvažuje náraz jako pulz s časovým průběhem ve tvaru poloviční sinusoidy. Nárazová síla je tu vypočtena z koeficientu A a z deformační energie, která se rovná kinetické energii. Hlavní nejistota tohoto přístupu je ve stanovení součinitele A , který je pro loď v normě uveden jako 10,95. Pro klády byl zvolen tak, aby se výsledná síla F_x podle přístupu (60) shodovala s výpočtem podle přístupu (54).

Poslední způsob výpočtu (54) vychází z rovnosti deformační a kinetické energie. V tomto případě je také uvažována lineární závislost hmotnosti klády a nárazové síly, ale oproti případu (46) je v něm uvažováno s konstantní vzdáleností pro zastavení předmětu s . Tento způsob je vhodný pro obecnější výpočet nárazu od různých dřevěných předmětů,

jako jsou celé stromy, větve, pařezy a podobně. V zahraniční literatuře je nejčastěji doporučována hodnota $s = 0,075$ m. Zásadní nejistotou v tomto případě je právě stanovení vzdálenosti s . Ta se bude v případě nárazu klád pohybovat v rozmezí od několika milimetrů do maximálně několika centimetrů. Jako nejvhodnější se jeví přibližně hodnota $s = 0,008$ m, kdy se výsledné velikosti sil blíží výsledkům podle (46).

Jelikož se v těchto případech nijak neliší náraz do mostovky od nárazu do pilíře, byl pro potřeby výpočtu použit průtok Q_{500} . Nejprve byly výpočty provedeny pro délku klády 8 m a postupně se zvětšující její průměr od 0,1 m do 1 m v krocích po 0,05 m. Z toho zjistíme závislost nárazové síly na hmotnosti klády. V Tab. 9 až 11 jsou vypočteny výsledné nárazové síly F_x v závislosti na vstupních hodnotách. V grafu v Obr. 16 potom jejich grafické porovnání.

Tab. 9 – Výpočet nárazové síly F_x podle vztahu (46), rovnoběžně s vlákny

D [m]	S [m ²]	L [m]	$E_{0,mean}$ [Mpa]	ρ_d [kg/m ³]	k [MPa/m]	m [kg]	v_r [m/s]	F_x [N]
0.10	0.008	8	12 000	920	11.8	57.8	6.88	180
0.15	0.018	8	12 000	920	26.5	130	6.88	404
0.20	0.031	8	12 000	920	47.1	231	6.88	718
0.25	0.049	8	12 000	920	73.6	361	6.88	1 122
0.30	0.071	8	12 000	920	106	520	6.88	1 616
0.35	0.096	8	12 000	920	144	708	6.88	2 199
0.40	0.126	8	12 000	920	188	925	6.88	2 873
0.45	0.159	8	12 000	920	239	1 171	6.88	3 636
0.50	0.196	8	12 000	920	295	1 445	6.88	4 489
0.55	0.238	8	12 000	920	356	1 749	6.88	5 431
0.60	0.283	8	12 000	920	424	2 081	6.88	6 463
0.65	0.332	8	12 000	920	498	2 442	6.88	7 586
0.70	0.385	8	12 000	920	577	2 832	6.88	8 797
0.75	0.442	8	12 000	920	663	3 252	6.88	10 099
0.80	0.503	8	12 000	920	754	3 700	6.88	11 491
0.85	0.567	8	12 000	920	851	4 176	6.88	12 972

2015/2016

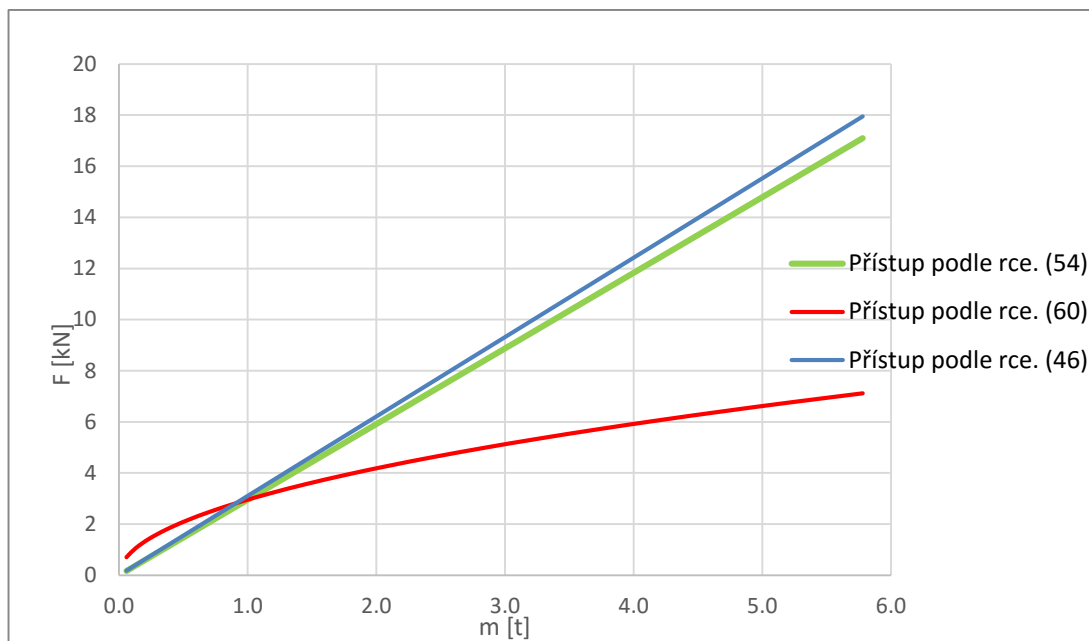
D [m]	S [m ²]	L [m]	E _{0,mean} [Mpa]	ρ _d [kg/m ³]	k [MPa/m]	m [kg]	v _r [m/s]	F _x [N]
0.90	0.636	8	12 000	920	954	4 682	6.88	14 543
0.95	0.709	8	12 000	920	1 063	5 217	6.88	16 204
1.00	0.785	8	12 000	920	1 178	5 781	6.88	17 954

Tab. 10 - Výpočet nárazové síly F_x podle vztahu (60), rovnoběžně s vlákny

L [m]	D [m]	V [m ³]	ρ [kg/m]	m [kg]	v [m/s]	E _{def} [Nm]	A [-]	F _x [N]
8	0.10	0.063	920	57.8	6.88	1 368	19.23	711
8	0.15	0.141	920	130	6.88	3 078	19.23	1 067
8	0.20	0.251	920	231	6.88	5 472	19.23	1 423
8	0.25	0.393	920	361	6.88	8 551	19.23	1 778
8	0.30	0.565	920	520	6.88	12 313	19.23	2 134
8	0.35	0.770	920	708	6.88	16 759	19.23	2 489
8	0.40	1.01	920	925	6.88	21 889	19.23	2 845
8	0.45	1.27	920	1 171	6.88	27 704	19.23	3 201
8	0.50	1.57	920	1 445	6.88	34 202	19.23	3 556
8	0.55	1.90	920	1 749	6.88	41 385	19.23	3 912
8	0.60	2.26	920	2 081	6.88	49 251	19.23	4 268
8	0.65	2.65	920	2 442	6.88	57 802	19.23	4 623
8	0.70	3.08	920	2 832	6.88	67 036	19.23	4 979
8	0.75	3.53	920	3 252	6.88	76 955	19.23	5 335
8	0.80	4.02	920	3 700	6.88	87 558	19.23	5 690
8	0.85	4.54	920	4 176	6.88	98 844	19.23	6 046
8	0.90	5.09	920	4 682	6.88	110 815	19.23	6 401
8	0.95	5.67	920	5 217	6.88	123 470	19.23	6 757
8	1.00	6.28	920	5 781	6.88	136 809	19.23	7 113

Tab. 11- Výpočet nárazové síly F_x podle vztahu (54), rovnoběžně s vlákny

L [m]	D [m]	V [m ³]	ρ [kg/m]	m [kg]	v_r [m/s]	s [m]	F [N]
8	0.10	0.06	920	57.8	6.88	0.008	171
8	0.15	0.14	920	130	6.88	0.008	385
8	0.20	0.25	920	231	6.88	0.008	684
8	0.25	0.39	920	361	6.88	0.008	1 069
8	0.30	0.57	920	520	6.88	0.008	1 539
8	0.35	0.77	920	708	6.88	0.008	2 095
8	0.40	1.01	920	925	6.88	0.008	2 736
8	0.45	1.27	920	1 171	6.88	0.008	3 463
8	0.50	1.57	920	1 445	6.88	0.008	4 275
8	0.55	1.90	920	1 749	6.88	0.008	5 173
8	0.60	2.26	920	2 081	6.88	0.008	6 156
8	0.65	2.65	920	2 442	6.88	0.008	7 225
8	0.70	3.08	920	2 832	6.88	0.008	8 380
8	0.75	3.53	920	3 252	6.88	0.008	9 619
8	0.80	4.02	920	3 700	6.88	0.008	10 945
8	0.85	4.54	920	4 176	6.88	0.008	12 356
8	0.90	5.09	920	4 682	6.88	0.008	13 852
8	0.95	5.67	920	5 217	6.88	0.008	15 434
8	1.00	6.28	920	5 781	6.88	0.008	17 101



Obr. 16 Graf závislosti síly F_x na hmotnosti m , rovnoběžně s vlákny pro všechny návrhové přístupy

Následně byl výpočet proveden pro jednotný průměr $D = 0,4$ m a postupně se zvyšující délku klády od 1 m do 16 m v krocích po 1 m. Z toho zjistíme závislost nárazové síly na délce klády.

Tab. 12– Výpočet nárazové síly F_x podle vztahu (46), rovnoběžně s vlákny

D [m]	S [m ²]	L [m]	$E_{0,mean}$ [Mpa]	ρ_k [kg/m ³]	k [MPa/m]	m [kg]	vr [m/s]	F [N]
0.4	0.126	1	12 000	920	1 508	116	6.88	2 873
0.4	0.126	2	12 000	920	754	231	6.88	2 873
0.4	0.126	3	12 000	920	503	347	6.88	2 873
0.4	0.126	4	12 000	920	377	462	6.88	2 873
0.4	0.126	5	12 000	920	302	578	6.88	2 873
0.4	0.126	6	12 000	920	251	694	6.88	2 873
0.4	0.126	7	12 000	920	215	809	6.88	2 873
0.4	0.126	8	12 000	920	188	925	6.88	2 873
0.4	0.126	9	12 000	920	168	1 040	6.88	2 873
0.4	0.126	10	12 000	920	151	1 156	6.88	2 873
0.4	0.126	11	12 000	920	137	1 272	6.88	2 873

2015/2016

d	S	L	$E_{0,mean}$	ρ_k	k	m	vr	F
[m]	[m ²]	[m]	[Mpa]	[kg/m ³]	[MPa/m]	[kg]	[m/s]	[N]
0.4	0.126	12	12 000	920	126	1 387	6.88	2 873
0.4	0.126	13	12 000	920	116	1 503	6.88	2 873
0.4	0.126	14	12 000	920	108	1 619	6.88	2 873
0.4	0.126	15	12 000	920	101	1 734	6.88	2 873
0.4	0.126	16	12 000	920	94.2	1 850	6.88	2 873

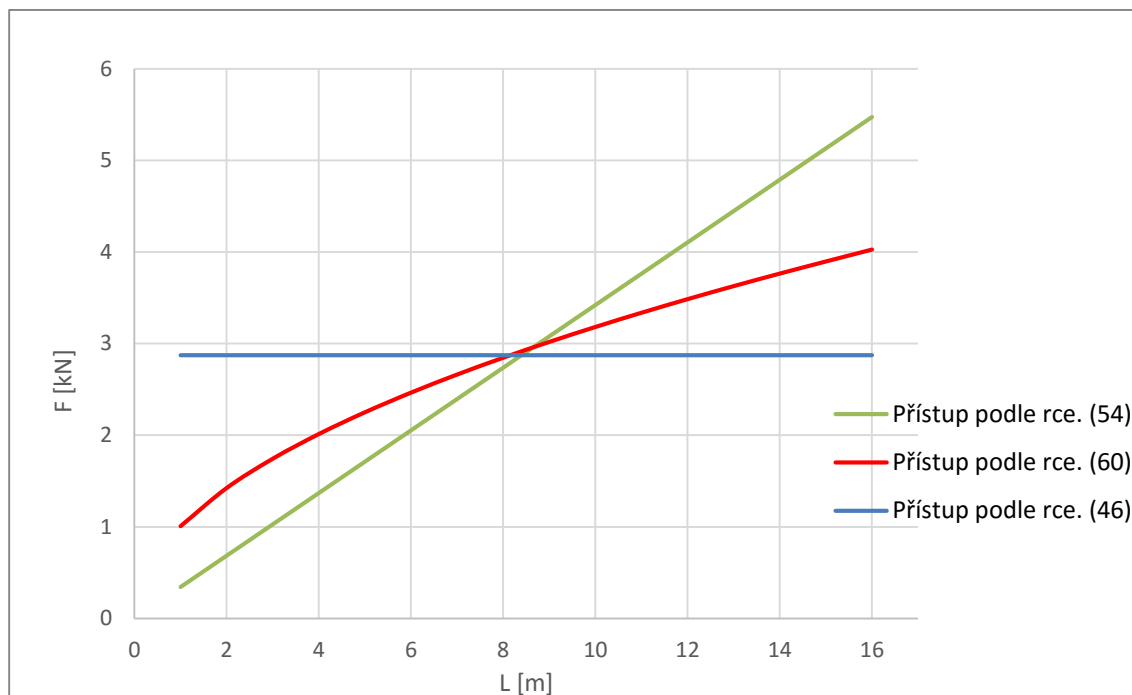
Tab. 13– Výpočet nárazové síly F_x podle vztahu (60), rovnoběžně s vlákny

L	D	V	ρ	m	v	E_{def}	A	F_x
[m]	[m]	[m ³]	[kg/m]	[kg]	[m/s]	[Nm]	[-]	[N]
1	0.4	0.126	920	116	6.88	2 736	19.23	1 006
2	0.4	0.251	920	231	6.88	5 472	19.23	1 423
3	0.4	0.377	920	347	6.88	8 209	19.23	1 742
4	0.4	0.503	920	462	6.88	10 945	19.23	2 012
5	0.4	0.628	920	578	6.88	13 681	19.23	2 249
6	0.4	0.754	920	694	6.88	16 417	19.23	2 464
7	0.4	0.880	920	809	6.88	19 153	19.23	2 661
8	0.4	1.01	920	925	6.88	21 889	19.23	2 845
9	0.4	1.13	920	1 040	6.88	24 626	19.23	3 018
10	0.4	1.26	920	1 156	6.88	27 362	19.23	3 181
11	0.4	1.38	920	1 272	6.88	30 098	19.23	3 336
12	0.4	1.51	920	1 387	6.88	32 834	19.23	3 485
13	0.4	1.63	920	1 503	6.88	35 570	19.23	3 627
14	0.4	1.76	920	1 619	6.88	38 307	19.23	3 764
15	0.4	1.88	920	1 734	6.88	41 043	19.23	3 896
16	0.4	2.01	921	1 852	6.88	43 826	19.23	4 026

Tab. 14– Výpočet nárazové síly F_x podle vztahu (6), rovnoběžně s vlákny

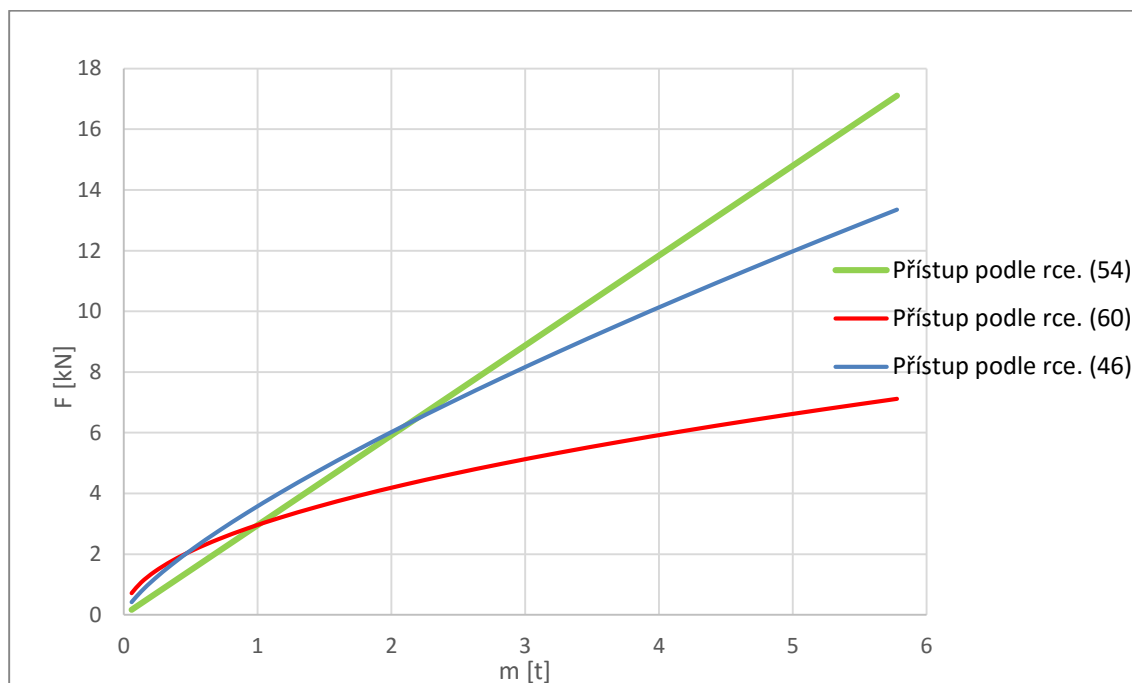
L [m]	D [m]	V [m ³]	ρ [kg/m]	m [kg]	v_r [m/s]	s [m]	F [N]
1	0.40	0.126	920	116	6.88	0.008	342
2	0.40	0.251	920	231	6.88	0.008	684
3	0.40	0.377	920	347	6.88	0.008	1 026
4	0.40	0.503	920	462	6.88	0.008	1 368
5	0.40	0.628	920	578	6.88	0.008	1 710
6	0.40	0.754	920	694	6.88	0.008	2 052
7	0.40	0.880	920	809	6.88	0.008	2 394
8	0.40	1.01	920	925	6.88	0.008	2 736
9	0.40	1.13	920	1 040	6.88	0.008	3 078
10	0.40	1.26	920	1 156	6.88	0.008	3 420
11	0.40	1.38	920	1 272	6.88	0.008	3 762
12	0.40	1.51	920	1 387	6.88	0.008	4 104
13	0.40	1.63	920	1 503	6.88	0.008	4 446
14	0.40	1.76	920	1 619	6.88	0.008	4 788
15	0.40	1.88	920	1 734	6.88	0.008	5 130
16	0.40	2.01	920	1 850	6.88	0.008	5 472

2015/2016



Obr. 17 Graf závislosti síly F_x na délce klády L , rovnoběžně s vlákny pro všechny návrhové přístupy

Graf v Obr. 18 ukazuje náraz kolmo ke směřům vláken, tedy ve směru s nejnižší pevností.



Obr. 18 Graf závislosti síly F_x na hmotnosti m , kolmo k vláknům pro všechny návrhové přístupy

Z grafů 15 až 17 nelze jednoznačně určit nejlepší způsob výpočtu nárazové síly od klád. Všechny tři způsoby jsou zatíženy značnými nejistotami. V obou případech (46) a (54) je závislost síly F_x na hmotnosti m lineární, avšak závislost F_x na délce L je v případě (46) konstantní, tudíž délka nemá na výslednou sílu žádný vliv a v případě (54) lineární, totiž že se zvětšující délkou roste i velikost nárazové síly. Přístup (54) svým chováním nejlépe vystihuje náraz klády. Jedinou nejistotou je určit vzdálenost na zastavení s , která by se pro různé druhy dřeva stanovila experimentálně. Naopak v případě (60) je závislost F_x na hmotnosti i na délce klády nelineární. Síla je tady počítána jako impuls. Největší nejistota je v tomto případě u stanovení koeficientu A , případně rozšíření výrazu o další konstanty, aby bylo možné lépe popsat tvar pulzu u nárazu klády.

3.2. Výpočet zatížení od shluku klád

Pro výpočet nárazu od shluku klád, nebo i jakýchkoliv jiných dřevěných předmětů velmi omezený počet přístupů, ze kterých se dá vycházet. Jedním z takových je výpočet z analogie pro náraz ledového pole podle ČSN 75 0250. Bohužel je i tento výpočet zatížen značnými nejistotami a to především u součinitele γ_j , který u ledové celiny nabývá hodnot 1,35 pro náraz do pilíře a 2,2 pro náraz do svislé stěny, za kterou může být v tomto případě mostovka považována. Jakých hodnot by tyto výrazy nabývaly u shluku klád, není známo. Pro případ vzorového výpočtu byly ponechány hodnoty pro ledové pole. Další nejistotou je stanovení charakteristické pevnosti dřeva v tlaku, která je závislá především na směru nárazu. Poslední značnou nejistotou je součinitel γ_L , který má vystihovat spolupůsobení klád mezi sebou. To znamená především způsob, jakým jsou klády ve shluku uspořádány. Pro vzorové výpočty byly vybrány dva extrémní případy, oba při nárazu do mostovky při Q_{500} a při nárazu do pilíře při Q_5 . V prvním případě je uvažováno s dokonalým uspořádáním klád, z nichž všechny plují ve směru jejich vláken, charakteristická pevnost je uvažována $f_{c,0,k}$, tedy ve směru vláken. Součinitel spolupůsobení bude největší a bude se i pro velkou délku shluku blížit hodnotě 1. Naopak ve druhém případě je uvažováno velice chaotické uspořádání klád s tím, že většina klád naráží ve směru kolmém k vláknům, charakteristická pevnost je uvažována tedy $f_{c,90,k}$.

2015/2016

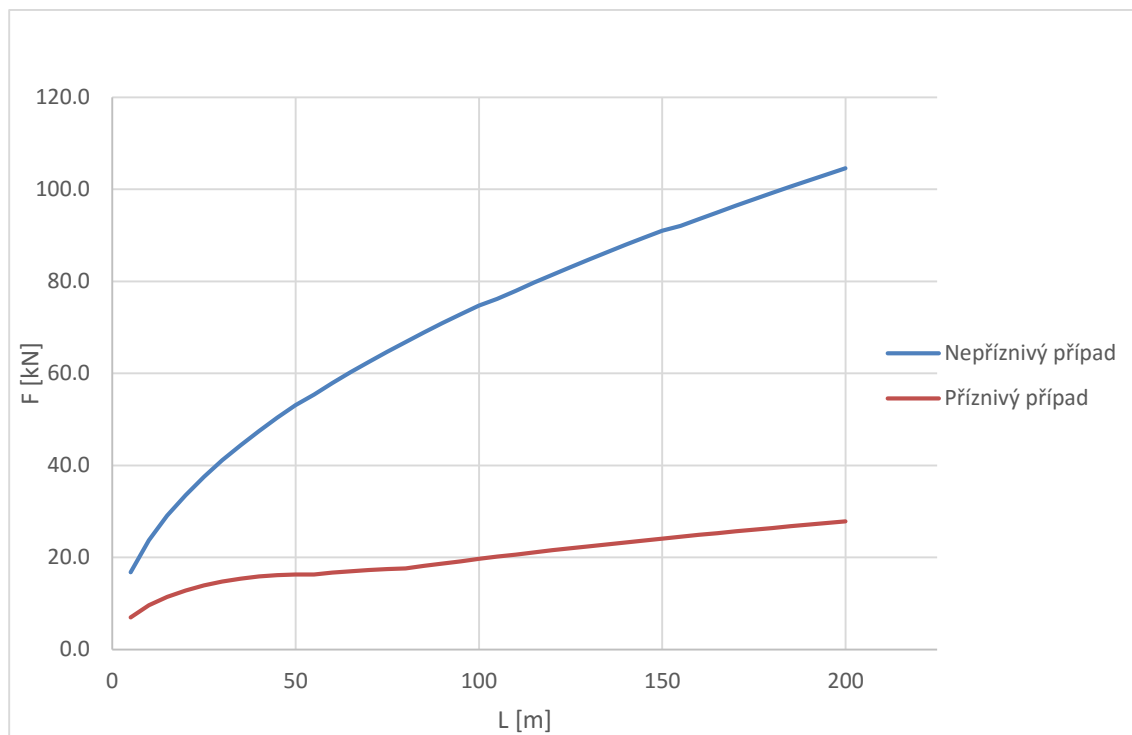
V Tab. 15 jsou zobrazeny vypočtené nárazové síly F_x do pilíře i se všemi vstupními hodnotami.

Tab. 15 Výpočet nárazové síly F_x do pilíře včetně všech vstupních hodnot pro nepříznivý případ uspořádání klád.

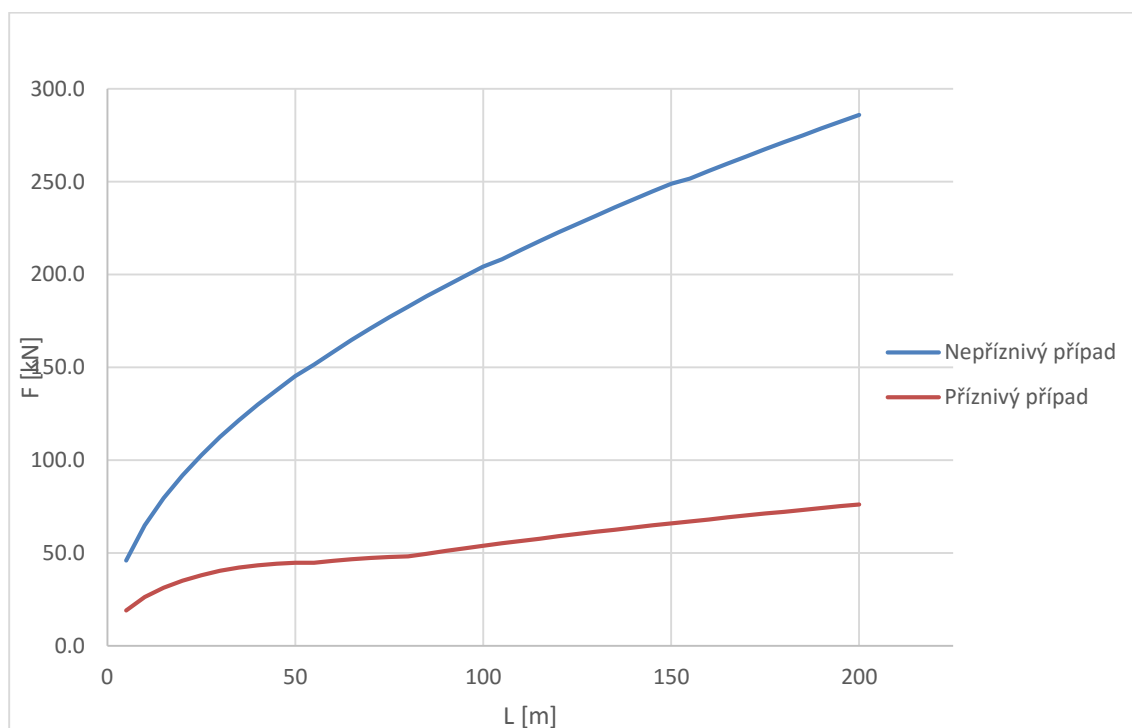
γ_j (pilíř) [-]	v_{if} [m/s]	A_{if} [m ²]	Š [m]	L [m]	f_{ic} [kN/m ²]	γ_L [-]	ε [°]	F_x [kN]
1.35	4.1	200	40	5	46 000	1.00	45	16.8
1.35	4.1	400	40	10	46 000	1.00	45	23.7
1.35	4.1	600	40	15	46 000	1.00	45	29.1
1.35	4.1	800	40	20	46 000	1.00	45	33.6
1.35	4.1	1 000	40	25	46 000	1.00	45	37.5
1.35	4.1	1 200	40	30	46 000	1.00	45	41.1
1.35	4.1	1 400	40	35	46 000	1.00	45	44.4
1.35	4.1	1 600	40	40	46 000	1.00	45	47.5
1.35	4.1	1 800	40	45	46 000	1.00	45	50.4
1.35	4.1	2 000	40	50	46 000	1.00	45	53.1
1.35	4.1	2 200	40	55	46 000	0.99	45	55.4
1.35	4.1	2 400	40	60	46 000	0.99	45	57.9
1.35	4.1	2 600	40	65	46 000	0.99	45	60.2
1.35	4.1	2 800	40	70	46 000	0.99	45	62.5
1.35	4.1	3 000	40	75	46 000	0.99	45	64.7
1.35	4.1	3 200	40	80	46 000	0.99	45	66.8
1.35	4.1	3 400	40	85	46 000	0.99	45	68.9
1.35	4.1	3 600	40	90	46 000	0.99	45	70.9
1.35	4.1	3 800	40	95	46 000	0.99	45	72.8
1.35	4.1	4 000	40	100	46 000	0.99	45	74.7
1.35	4.1	4 200	40	105	46 000	0.98	45	76.2
1.35	4.1	4 400	40	110	46 000	0.98	45	78.0
1.35	4.1	4 600	40	115	46 000	0.98	45	79.7
1.35	4.1	4 800	40	120	46 000	0.98	45	81.4

2015/2016

γ_j (pilíř) [-]	v_{if} [m/s]	A_{if} [m ²]	Š [m]	L [m]	f_{ic} [kN/m ²]	γ_L [-]	ε [°]	F_x [kN]
1.35	4.1	5 000	40	125	46 000	0.98	45	83.1
1.35	4.1	5 200	40	130	46 000	0.98	45	84.7
1.35	4.1	5 400	40	135	46 000	0.98	45	86.4
1.35	4.1	5 600	40	140	46 000	0.98	45	87.9
1.35	4.1	5 800	40	145	46 000	0.98	45	89.5
1.35	4.1	6 000	40	150	46 000	0.98	45	91.0
1.35	4.1	6 200	40	155	46 000	0.97	45	92.1
1.35	4.1	6 400	40	160	46 000	0.97	45	93.5
1.35	4.1	6 600	40	165	46 000	0.97	45	95.0
1.35	4.1	6 800	40	170	46 000	0.97	45	96.4
1.35	4.1	7 000	40	175	46 000	0.97	45	97.8
1.35	4.1	7 200	40	180	46 000	0.97	45	99.2
1.35	4.1	7 400	40	185	46 000	0.97	45	101
1.35	4.1	7 600	40	190	46 000	0.97	45	102
1.35	4.1	7 800	40	195	46 000	0.97	45	103
1.35	4.1	8 000	40	200	46 000	0.97	45	105



Obr. 19 Graf závislosti Nárazové síly F_x na délce shluku klád pro případ nárazu do piliře



Obr. 20 Graf závislosti Nárazové síly F_x na délce shluku klád pro případ nárazu do mostovky.

Z grafů v Obr. 19 a 20 je patrné, že při tomto způsobu se liší náraz do pilíře a do mostovky pouze velikostí nárazové síly, která je přímo úměrná součiniteli γ_j . Naopak nárazová síla do obou dvou prvků má při stejné délce shluku velice široké rozpětí v závislosti především na koeficientu spolupůsobení γ_L a pevnosti dřeva v tlaku. Vypočtená hodnota nárazové síly se tedy při různých výpočetních parametrech může lišit i čtyřnásobně.

4. ZÁVĚR

Zatížení na mosty od nárazu dřevěných vodou nesených předmětů nejsou dosud důkladně prozkoumány. Zahraniční literatura uvádí pro jeho výpočet jediný vzorec zatížený značnou mírou nejistoty. Norma *ČSN EN 1991-1-7* uvádí způsoby výpočtu zatížení od nárazu lodí, *ČSN 75 0250* zase od nárazu ledové kry nebo ledové celiny. Tyto přístupy je možné s určitými měrami nejistot aplikovat i na vodou nesené předměty.

Praktickou součástí této práce je rozbor a zhodnocení metod použitelných pro výpočet zatížení od nárazu klád a jejich shluků. Jako model byl použit Jánský most v Břeclavi. V současnosti není v normě uvedena metoda, která by náraz klád detailně popisovala a to především kvůli velkému množství nejistot, které musí být při výpočtech uvažovány. Po aplikaci jednotlivých přístupů bylo vyhodnoceno, že se nedá určit jednoznačně nejpřesnější metoda. V zájmu vyšší bezpečnosti je výpočet podle rovnice (46), protože neuvažuje plastické deformace, ve skutečnosti ale nelze očekávat dokonale pružné chování dřeva a konstantní hodnotu poměrného přetvoření dřevěných předmětů. Výpočet podle rovnice (60) je uzpůsoben pro výpočet nárazu od lodí a pro náraz od jiných předmětů je potřeba experimentálně zjistit koeficient A . Jako nejvíce vypovídající se jeví výpočet z rovnosti kinetické a deformační energie, u kterého je ovšem potřeba poupravit hodnotu vzdálenosti s , na které se nárazová síla disipuje. Pro kládu o délce 8 m se jeví jako vhodná hodnota $s = 8$ mm.

Při stanovení síly od nárazu shluku klád existuje tak velké množství nejistot, že se skutečná hodnota může lišit od vypočtené i o 400%. V zájmu vyšší bezpečnosti je tedy potřeba počítat vždy s tou nejnepříznivější variantou.

Výzkum by se měl v budoucnu ubírat stanovením vhodnějších metod pro náraz dřevěných vodou nesených předmětů a zjištěním vhodnějších vstupních hodnot u současných metod.

5. BIBLIOGRAFICKÉ CITACE

- [1] F. Struhár a V. Tomica, „Poruchy Mostů po Povodních,“ *Stavební Obzor*, Červen 2004.
- [2] F. Kuda a M. Mihola, „Ohrožení Železničních Staveb Povoňovými průtoky,“ *Stavební Obzor*, Srpen 2004.
- [3] ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů, Praha: ČNI, 2008.
- [4] ČSN 75 1400 Hydrologické údaje povrchových vod, Praha: ÚNM, 1990.
- [5] ČSN 73 6200 Mosty - Terminologie a třídění, Praha: ÚNMZ, 2011.
- [6] J. Šulc a J. Jandora, M01 - Hydraulika, Studijní opora, Brno: VUT FAST, 2011.
- [7] B. Boor, J. Kunštátský a C. Patočka, Hydraulika pro vodohospodářské stavby, Praha: SNTL/ALFA, 1968.
- [8] U. A. C. o. Engineers, HEC-RAS River Analysis System. Hydraulic Reference Manual - Version 3.0, Davis, 2001.
- [9] T. Pícek, A. Havlík a D. Mattas, Tlakové Proudění Mostním Otvorem a Přelévané Mosty, Praha: ČVUT v Praze, Fakulta stavební, 2004.
- [10] L. Hrdlička, P. Simon, O. Plášek, A. Dráb a M. Špano, Metodika návrhu železničních mostů s rozpětím do 24m s konstrukčním prostorem výrazně

omezeným podcházející komunikací, dráhou nebo chováním vodního toku za povodňových situací, Brno: Vladimír Fišer, Mlýnská 68, 602 00 Brno.

[11] ČSN EN 1991-1-7 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-7: Obecná zatížení - Mimořádná zatížení, Praha: ČNI, 2007.

[12] L. Hamill, Bridge Hydraulics, London: Taylor & Francis e-Library, 2004.

[13] Great Britain Highways Agency Great Britain Scottish Office Industry Department Great Britain Welsh Office, „Design of Highway Bridges for Hydraulic Action,“ v *Design Manual for Roads and Bridges*, HMSO, 1994.

[14] R. V. Farraday a F. G. Charlton, Hydraulic Factors in Bridge Design, England: Hydraulics Research, 1983.

[15] ČSN 75 0250 Zásady navrhování a zatížení konstrukcí vodohospodářských staveb, Praha: ÚNMZ, 2012.

[16] K. cz, „Praha levně,“ 2016. [Online]. Available: <http://www.praha-levne.cz>. [Přístup získán 5 březem 2016].

[17] P. H. s.r.o., „Prefa Hubenov s.r.o.,“ 2016. [Online]. Available: <http://www.prefahubenov.cz>. [Přístup získán 5 březem 2016].

6. SEZMAN POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

NH – návrhová hladina

KNH - kontrolní návrhová hladina

NP – návrhový průtok

KNP – kontrolní návrhový průtok

ČHMÚ – Český hydrometeorologický ústav

CEMT – Evropská konference ministrů dopravy

7. SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 1. Karlův most v Praze [16]	14
Obr. 2. Betonový propustek [17].....	14
Obr. 3 – Rozdělení zatížení na mosty od působení vody a vodou nesených předmětů ..	15
Obr. 4: Kontinuita neustáleného proudu - 1D [6]	16
Obr. 5 Grafické znázornění Bernoulliho věty pro vlákno skutečné kapaliny [6]	18
Obr. 6. Izotachy v průtočném průřezu koryta a přibližný průběh rychlostí na hladině ..	20
Obr. 7 Energetická výška průřezu [6]	23
Obr. 8. Říční proudění pod mostem se a) zatopeným, b) nezatopeným vtokem	25
Obr. 9. Schéma přelévané mostovky. [9]	26
Obr. 10. Schéma tlakového proudění – nepřelévaná mostovka. [9]	26
Obr. 11. Hydrodynamické zatížení nosné konstrukce s vyznačením kladné konvence sil a momentu	29
Obr. 12 - Model nárazu, $F =$ dynamická interakční síla [11]	33
Obr. 13 - Dynamické síly při nárazu lodi.....	37
Obr. 14 – Schéma Jánského mostu v Břeclavi	42
Obr. 15 - Příčný řez Dyjí v místě Jánského mostu.....	43
Obr. 16 Graf závislosti síly F_x na hmotnosti m , rovnoběžně s vlákny pro všechny návrhové přístupy.....	49
Obr. 17 Graf závislosti síly F_x na délce klády L , rovnoběžně s vlákny pro všechny návrhové přístupy.....	52
Obr. 18 Graf závislosti síly F_x na hmotnosti m , kolmo k vláknům pro všechny návrhové přístupy.....	52

Obr. 19 Graf závislosti Nárazové síly F_x na délce shluku klád pro případ nárazu do pilíře	56
Obr. 20 Graf závislosti Nárazové síly F_x na délce shluku klád pro případ nárazu do mostovky.....	56

8. SEZNAM TABULEK

Tab. 1. Porovnání poškození železničních mostů [%]	10
Tab. 2. Nejmenší přípustné NP, KNP a minimální volné výšky nad návrhovými hladinami	11
Tab. 3. Orientační hodnoty směrodatné chyby	13
Tab. 4. Informativní hodnoty dynamických sil od nárazů plavidel na vnitrozemských vodních cestách. [11].....	36
Tab. 5 – Hodnoty součinitele γ_L	40
Tab. 6 – Hydrologická data ČHMÚ Brno pro řeku Dyji profil Břeclav vodočet, 15. 3. 2013	42
Tab. 7 – Střední hloubka koryta, N-letý průtok, střední průřezová rychlost, bazinův součinitel A a rychlost v proudnici u hladiny	44
Tab. 8 – Vybrané mechanické vlastnosti bukového dřeva	45
Tab. 9 – Výpočet nárazové síly F_x podle vztahu (46), rovnoběžně s vlákny	46
Tab. 10 - Výpočet nárazové síly F_x podle vztahu (60), rovnoběžně s vlákny.....	47
Tab. 11- Výpočet nárazové síly F_x podle vztahu (54),rovnoběžně s vlákny.....	48
Tab. 12– Výpočet nárazové síly F_x podle vztahu (46), rovnoběžně s vlákny	49
Tab. 13– Výpočet nárazové síly F_x podle vztahu (60), rovnoběžně s vlákny	50
Tab. 14– Výpočet nárazové síly F_x podle vztahu (6), rovnoběžně s vlákny	51
Tab. 15 Výpočet nárazové síly F_x do pilíře včetně všech vstupních hodnot pro nepříznivý případ uspořádání klád.	54