


**Ministerstvo dopravy**  
ODBOR INFRASTRUKTURY

**TP 200**

## STANOVENÍ ZATÍŽITELNOSTI MOSTŮ PK navržených podle norem a předpisů platných před účinností EN

### Technické podmínky



Schváleno MD-OI čj. 1075/08-910-IPK/1  
ze dne 11.12. 2008 s účinností od 1. ledna 2009

ČVUT v Praze, fakulta stavební  
Praha, prosinec 2008



# Obsah

<b>Obsah .....</b>	<b>2</b>
<b>Všeobecně.....</b>	<b>4</b>
<b>Úvod .....</b>	<b>5</b>
<b>Předpisy pro zatížení mostů .....</b>	<b>7</b>
0.1 <i>Mostní řád c.k. ministerstva železnic : 1887.....</i>	<i>7</i>
0.2 <i>Nový mostní řád mostů železnicových, nadželeznicových, mostů silnic příjezdných se železnými nebo dřevěnými konstrukcemi nosnými : 1904.....</i>	<i>8</i>
0.3 <i>Návrh čsl. mostního řádu. Zprávy veřejné služby technické : 1923.....</i>	<i>9</i>
0.4 <i>ČSN 1230 : 1937 - Jednotný mostní řád .....</i>	<i>10</i>
0.5 <i>Zatímní směrnice pro stavby mostů : 1945.....</i>	<i>11</i>
0.6 <i>Směrnice pro navrhování mostů : 1951 (SNM 1951) .....</i>	<i>12</i>
0.7 <i>ČSN 73 6202: 1953 - Zatížení a statický výpočet mostů .....</i>	<i>14</i>
0.8 <i>ČSN 73 6203 :1968 - Zatížení mostů .....</i>	<i>15</i>
0.9 <i>ČSN 73 6203 : 1968 - Zatížení mostů, Změna a) - 1976 .....</i>	<i>16</i>
0.10 <i>ČSN 73 6203 : 1986 - Zatížení mostů .....</i>	<i>17</i>
0.11 <i>ČSN 73 6203 : 1986, Změna a – 8/1988.....</i>	<i>21</i>
0.12 <i>ČSN 73 6220 : 1986, Změna b – 11/1989.....</i>	<i>21</i>
<b>1 Předpisy pro stanovení zatížitelnosti mostů PK .....</b>	<b>22</b>
1.1 <i>Zatížitelnost mostů PK podle ON 73 6220:1964 .....</i>	<i>22</i>
1.1.1 <i>Druhy zatížitelnosti .....</i>	<i>22</i>
1.1.2 <i>Stanovení zatížitelnosti.....</i>	<i>23</i>
1.1.3 <i>Úprava zatížitelnosti s ohledem na stav konstrukce mostu .....</i>	<i>23</i>
1.1.4 <i>Stanovení zatížitelnosti mostů PK odhadem .....</i>	<i>23</i>
1.2 <i>Zatížitelnost mostů PK podle ON 73 6220:1976 .....</i>	<i>24</i>
1.2.1 <i>Druhy zatížitelností .....</i>	<i>24</i>
1.2.2 <i>Stanovení zatížitelnosti.....</i>	<i>24</i>
1.2.3 <i>Úprava zatížitelnosti s ohledem na stav konstrukce mostu .....</i>	<i>25</i>
1.2.4 <i>Stanovení zatížitelnosti mostů PK odhadem .....</i>	<i>25</i>
1.3 <i>Zatížitelnost mostů PK podle ON 73 6220, změna a) :1983 .....</i>	<i>25</i>
1.3.1 <i>Druhy zatížitelnosti .....</i>	<i>25</i>
1.3.2 <i>Stanovení zatížitelnosti.....</i>	<i>25</i>
1.3.3 <i>Úprava zatížitelnosti s ohledem na stav mostu.....</i>	<i>25</i>
1.3.4 <i>Stanovení zatížitelnosti mostů PK odhadem .....</i>	<i>25</i>
1.4 <i>Zatížitelnost mostů PK podle ON 73 6220, změna b) :1992 .....</i>	<i>27</i>
1.4.1 <i>Druhy zatížitelností .....</i>	<i>27</i>
1.4.2 <i>Stanovení zatížitelnosti.....</i>	<i>27</i>

1.4.3 Úprava zatížitelnosti s ohledem na stav konstrukce mostu .....	28
1.4.4 Stanovení zatížitelnosti mostů PK odhadem .....	28
<b>1.5 Zatížitelnost mostů PK podle ČSN 73 6220:1996.....</b>	<b>28</b>
1.5.1 Druhy zatížitelnosti .....	28
1.5.2 Způsoby stanovení zatížitelnosti .....	31
1.5.3 Úprava zatížitelnosti s ohledem na stav konstrukce mostu .....	32
1.5.4 Stanovení zatížitelnosti mostů pozemních komunikací odhadem podle odhadových tabulek .....	33
<b>2 Předpisy pro betonové mostní konstrukce.....</b>	<b>39</b>
2.1 Beton 40 .....	
2.2 Charakteristiky betonářské výztuže.....	41
2.3 Charakteristiky předpínací výztuže.....	47
2.4 Teorie dovolených namáhání – původní metodika navrhování betonových mostních konstrukcí .....	49
2.4.1 Konstrukce z prostého betonu .....	49
2.4.2 Konstrukce ze železového betonu .....	50
2.4.3 Konstrukce z předpjatého betonu .....	52
<b>3 Stanovení zatížitelnosti železobetonového mostu kombinovaným statickým výpočtem podle „ČSN 73 6222 – Zatížitelnost mostů pozemních komunikací“.....</b>	<b>57</b>
3.1 Úvod 57 .....	
3.2 Popis a uspořádání konstrukce.....	57
3.3 Kombinovaný statický výpočet.....	58
3.3.1 Návrh průřezu podle původního předpisu .....	58
3.3.1.1 Zatížení .....	58
3.3.1.2 Materiál .....	59
3.3.1.3 Spolupůsobící šířka desky s trámem .....	59
3.3.1.4 Návrh a posouzení výztuže .....	59
3.3.1.5 Moment únosnosti průřezu podle původního předpisu .....	60
3.3.2 Zatížitelnost podle ČSN 73 6222 .....	61
3.3.2.1 Materiál.....	61
3.3.2.2 Krytí .....	61
3.3.2.3 Spolupůsobící šířka .....	62
3.3.2.4 Moment odolnosti (únosnosti) průřezu .....	63
3.3.2.5 Výpočet zatížitelnosti .....	63
<b>Příloha P1 Výpočet účinků zatížení podle ČSN 1230 (1937) .....</b>	<b>65</b>
P1.1 Zatížení stálé .....	65
P1.2 Dynamický součinitel .....	65
P1.3 Vnitřní síly – podélný směr (ohybové momenty na celý příčný řez) .....	66
P1.4 Roznášení zatížení v příčném směru (Ohybové momenty na krajní trám mostu) .....	68
V pruhu 1 a části pruhu 2 : .....	69
<b>Příloha P2 Výpočet účinků zatížení podle ČSN 73 6222.....</b>	<b>71</b>
P2.1 Zatížení stálé .....	71
P2.2 Dynamický součinitel .....	71

P2.3 Vnitřní síly – podélný směr (ohybové momenty na celý příčný řez).....	71
P2.4 Roznášení zatížení v příčném směru (ohybové momenty na krajní, nejvíce zatížený, trám).....	73

<u>Související předpisy.....</u>	<u>75</u>
----------------------------------	-----------

## Všeobecně

V souvislosti s vyhlášením platnosti ČSN 73 6222 „Zatížitelnost mostů pozemních komunikací“ se s účinností těchto TP 200 ruší TP 149 „Zatížitelnost mostů pozemních komunikací v návaznosti na předběžné evropské normy“, schválené MDS-OPK č.j. 24179/01-123 ze dne 10.7.2001. ČSN 73 6220:1996 bude dále platit souběžně s ČSN 73 6222 pouze pro mosty navržené podle norem a předpisů platných před účinností ČSN EN. Po zavedení všech EN pro zatížení a navrhování mostů do soustavy ČSN, bude ČSN 73 6220, část zatížitelnost, zrušena (k 1.3.2010).

Podle ČSN 73 6222 – „Zatížitelnost mostů PK“ se zatížitelnost stanoví :

- podrobným statickým výpočtem (označení V)
- kombinovaným statickým výpočtem (označení K)
- způsoby podle zvláštních předpisů (označení Z)

*Podrobný statický výpočet* zatížitelnosti se provádí podle platných ČSN EN pro zatížení a navrhování mostů, doplněný o ustanovení ČSN 73 6222.

Vstupní veličiny pro podrobný statický výpočet se uvažují takto :

- geometrické parametry – rozměry a počty prvků (včetně výztuže) hodnotami zjištěnými diagnostickým průzkumem mostu. Pokud je k dispozici dokumentace skutečného provedení stavby a nedošlo-li v průběhu dosavadního užívání mostu ke změně rozměrů, zavádějí se do výpočtu jmenovité rozměry podle původní dokumentace, popř. upravené na základě diagnostického průzkumu mostu.
- zatížení podle ČSN 73 6222
- charakteristiky materiálů podle ČSN 73 6222

*Kombinovaný statický výpočet* zatížitelnosti se provádí podle platných ČSN EN pro zatížení a navrhování mostů, doplněný o ustanovení ČSN 73 6222 s využitím norem platných v době návrhu mostu.

Vstupní veličiny pro kombinovaný statický výpočet se uvažují takto :

- geometrické parametry a vlastnosti materiálů zjištěné odbornou (hlavní nebo mimořádnou) prohlídkou mostu, popř. též z dokumentace skutečného provedení stavby,
- zatížení podle ČSN 73 6222,
- charakteristiky materiálů podle ČSN 73 6222,
- předpisy pro zatížení a navrhování mostů, platné v době vypracování realizačního projektu mostu.

Příklad postupu při kombinovaném statickém výpočtu zatížitelnosti ŽB mostu (viz kap.4) :

- při znalosti geometrických parametrů mostu a vlastností betonu nosné konstrukce „se navrhne“ dle předpisů pro zatížení a pro navrhování mostů platných v době realizačního projektu mostu betonářská výztuž, která se považuje, po kritickém zhodnocení, za pravděpodobnou

- b) zatížitelnost mostu se stanoví podle platných ČSN EN pro zatížení a navrhování mostních konstrukcí doplněných o ustanovení ČSN 73 6222, tj. stejně jako v případě podrobného statického výpočtu.



## Úvod

Tyto TP umožňují :

- 1) zjištění předpisu, podle kterého bylo stanovena zatížení, příp. zatížitelnost, mostu, pokud to není jednoznačně a věrohodně uvedeno v jeho dokumentaci. Znalost předpisu umožní zhodnotit věrohodnost samotné uvedené zatížitelnosti a naléhavost stanovení „nové“ věrohodné zatížitelnosti mostu. Z ní pak vyplynou další kroky, jako např. omezení provozu, oprava, rekonstrukce atd. Obzvláštní pozornost je nutno věnovat mostům, jejichž zatížitelnost je stanovena odhadem nebo stanovení zatížitelnosti je neznámé. Pro odhad zatížitelnosti lze použít tabulek uvedených v 2.5.4 těchto TP. Statik musí zvážit předpoklady za jakých byly zatížitelnosti v tabulkách stanoveny (viz 2.5.4) – ty mohou být v konkrétním případě, na straně bezpečné i nebezpečné. Záleží na šířkovém uspořádání mostu, na tuhosti příčného řezu, charakteru zatížení (symetrické – nesymetrické k ose příčného řezu, síla – rovnoměrné zatížení) jak v normě „Zatížení“, podle které byl zpracován realizační projekt, tak v ČSN 73 6222.

*Poznámky :*

*Zatížitelnost převzatou z projektové dokumentace (označení P podle ČSN 73 6220:1986) lze u mostů navržených na zatížení podle ČSN 73 6203:1986 **v odůvodněných případech dočasně** použít.*

*Zatížitelnost stanovenou pomocí tabulek uvedených v „Prováděcích pokynech ke stanovení zatížitelnosti mostů na dálnicích, silnicích a místních komunikacích podle změny a) ON 73 6220“, Praha 1985 (označení T podle ČSN 73 6220:1996), lze **v odůvodněných případech dočasně** použít pro nosné konstrukce z podélných prefabrikátů (ze železobetonu nebo z předpjatého betonu) a železobetonové desky – nikoliv však pro klenbové konstrukce (pro ty platí TP199). Ostatní části těchto pokynů neplatí.*

*Zatížitelnost stanovenou odhadem podle tabulek uvedených v 2.5.4 (označení O podle ČSN 73 6220:1996) lze nadále **v odůvodněných případech dočasně** použít při splnění podmínek definovaných v 2.5.2 d) a předpokladů uvedených v 2.5.4, pokud :*

- a) není možné stanovení zatížitelnosti dle přesnějších metod uvedených v ČSN 73 6222
- b) klasifikační stupeň stavu mostu stanovený podle 2.5.3 je v rozmezí I až IV
- c) nejedná se o most nový, po opravě či rekonstrukci
- d) nejedná se o most klenbový (pro tyto platí TP 199)

*Ukončení dočasného používání jednotlivých způsobů stanovení zatížitelnosti bude oznámeno ve věstníku MD ČR.*

- 2) stanovení zatížitelnosti betonových mostů kombinovaným statickým výpočtem podle ČSN 73 6222 „Zatížitelnost mostů pozemních komunikací“.

Podrobný a kombinovaný statický výpočet železobetonového trémového mostu se liší pouze ve způsobu určení betonářské výztuže. Pokud by v případě podrobného statického výpočtu byly určeny diagnostickým průzkumem (nebo převzaty z ověřené původní dokumentace) stejné veškeré charakteristiky výztuže (značka, počet prutů a profily, vzdálenosti a krytí výztuže) jako jsou „navržený“ v kombinovaném statickém výpočtu (dle předpisů pro zatížení a navrhování mostů platných v době realizačního projektu mostu), potom zatížitelnosti mostu (všechny druhy) budou v obou případech výpočtu stejné.

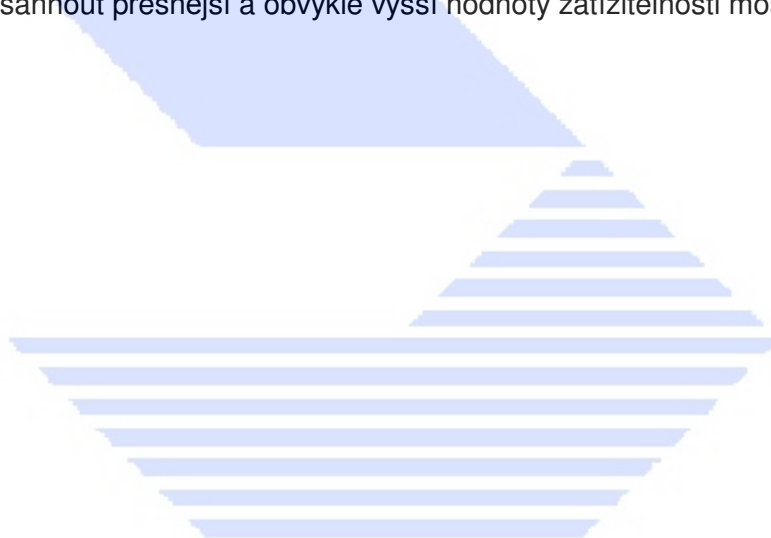
Stanovení zatížitelnosti mostu se provádí v obou případech (kombinovaný i podrobný statický výpočet) stejně, pouze podle platných ČSN EN a podle ČSN 73 6222.

Konkrétní příklad stanovení zatížitelnosti kombinovaným výpočtem je obsahem 4.kapitoly těchto TP.

U ocelových, dřevěných a zděných mostů se používá podrobný statický výpočet protože všechny údaje o nosné konstrukci je možné na dotyčné konstrukci zjistit.

V případě ocelového nebo dřevěného mostu s betonovou deskou mostovky je nutné zjistit, zda je betonová deska spřažena s některým prvkem nosné soustavy (s podélníky, s příčnicí nebo s hlavními nosníky). Za předpokladu, že se jedná o spřažený ocelobetonový nebo dřevobetonový most, se zatížitelnost mostu stanoví kombinovaným statickým výpočtem.

U ocelových mostů, u kterých není známa jakost materiálů použité oceli, lze zatížitelnost stanovit za předpokladu charakteristik materiálu odpovídajícím oceli S235. V případě, že vypočtená zatížitelnost vykazuje nízké hodnoty se doporučuje stanovit skutečnou mez kluzu oceli diagnostickým průzkumem, tzn. provést odběr vzorku ocelového materiálu z vhodného místa nosného prvku a tahovou zkouškou stanovit skutečnou mez kluzu oceli. Tímto postupem lze dosáhnout přesnější a obvykle vyšší hodnoty zatížitelnosti mostu.





## Předpisy pro zatížení mostů

- 1.1 Mostní řád c.k. ministerstva železnic, 1887
- 1.2 Nový mostní řád mostů železnicových, nadželeznicových, mostů silnic příjezdných se železnými nebo dřevěnými konstrukcemi nosnými, Praha 1904
- 1.3 Návrh čsl. mostního řádu. Zprávy veřejné služby technické, roč.V/1923, č. 21,23
- 1.4 ČSN 1230:1937 Jednotný mostní řád. Část I. Navrhování mostů
- 1.5 Zatímní směrnice pro stavby mostů, Výnos ministerstva dopravy, veřejná správa technická, č.128/4-II/7 z 15.9.1945
- 1.6 Směrnice pro navrhování mostů. Praha 1951 + Změna 1960, kapitola 9 (SNM 1951)
- 1.7 ČSN 73 6202:1953 Zatížení a statický výpočet mostů
- 1.8 ČSN 73 6203:1968 Zatížení mostů
- 1.9 ČSN 73 6203:1968 Zatížení mostů, Změna a), 1976
- 1.10 ČSN 73 6203:1986 Zatížení mostů
- 1.10.a ČSN 73 6203:1986 Zatížení mostů, Změna a), 1988
- 1.10.b ČSN 73 6203:1986 Zatížení mostů, Změna b), 1989

Staré značení		Soustava SI
1 kg, 1 kp	rovná se	10N = 0,01 kN
1 t, 1 Mp	rovná se	10 kN,
1 kg/cm <sup>2</sup> , 1 kp/cm <sup>2</sup>	rovná se	0,1 MPa = 0,1 MN/m <sup>2</sup> = 100 kN/m <sup>2</sup>
100 kg/m <sup>2</sup> , 100 kp/m <sup>2</sup>	rovná se	1 kN/m <sup>2</sup>

Tab.1.1 – Jednotky tíhy (zatížení) uváděné v textu a jejich převody do soustavy SI.

### 1.1 Mostní řád c.k. ministerstva železnic : 1887

Pohyblivé zatížení mostů I. třídy (dynamické účinky se zanedbávají). Uspořádání zatížení viz. 1.2.

#### Alternativy zatížení :

- 1) Čtyřkolové nákladní vozy po 120kN a 2 potahy po 15kN.
- 2) Tlačení lidí 4,6KNm-2.

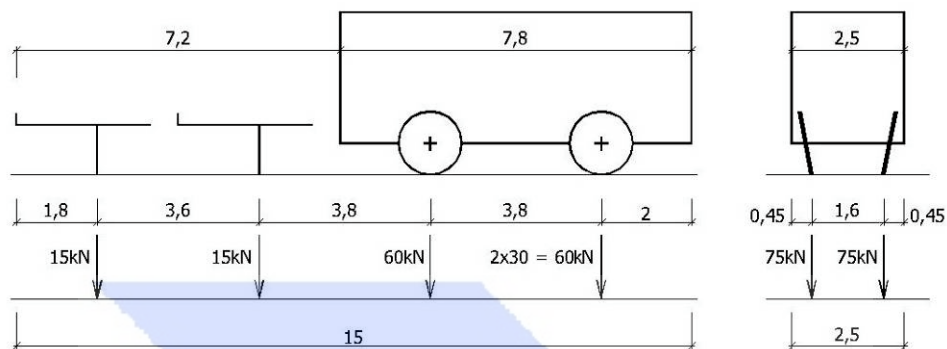
#### Kombinace zatížení :

- a) Největší možné seskupení vozů na vozovce za současné tlačení lidí na chodnících i na zbývajících částech vozovky.
- b) Tlačení lidí jak na chodnících tak na vozovce.

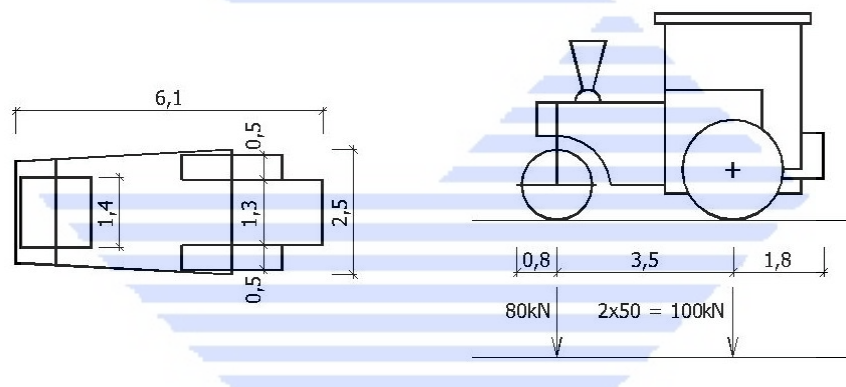
## 1.2 Nový mostní řád mostů železnicových, nadželeznicových, mostů silnic příjezdných se železnými nebo dřevěnými konstrukcemi nosnými : 1904

Alternativy zatížení pro mosty 1. první třídy<sup>1)</sup> :

1. Čtyřkolové nákladní vozy po 120 kN a 2 potahy po 15 kN (obr. 1.1.1)
2. Tlačence lidí 4,6 kN/m<sup>2</sup>
3. Silniční parní válec 180 kN - pouze předpis z roku 1904 (obr. 1.1.2).



Obr. 1.2.1 – Čtyřkolový nákladní vůz 120 kN s potahem 30 kN (r. 1887, r. 1904)



Obr. 1.2.2 – Silniční parní válec 180 kN, pouze předpis z roku 1904

Kombinace zatížení :

- a) Největší možné seskupení vozů na vozovce za současné tlačence lidí na chodnících i na zbývajících částech vozovky
- b) Tlačence lidí jak na chodnících, tak na vozovce
- c) Silniční parní válec a současné zatížení zbývajících mostní plochy podle a) – pouze předpis z roku 1904.

Dynamické účinky se neuvažují.

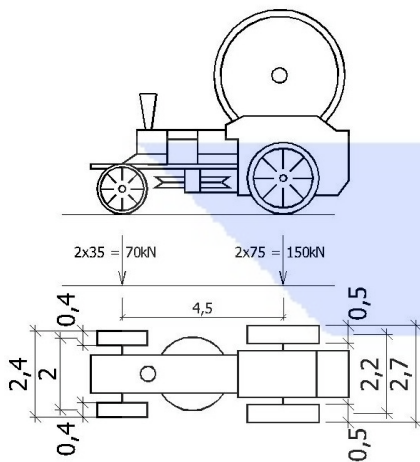
<sup>1)</sup> ) V předpisech je uvedeno zatížení i pro mosty 2. a 3. třídy. Pro stanovení zatížitelnosti se předpokládá most 1. třídy.

### 1.3 Návrh čsl. mostního rádu. Zprávy veřejné služby technické : 1923

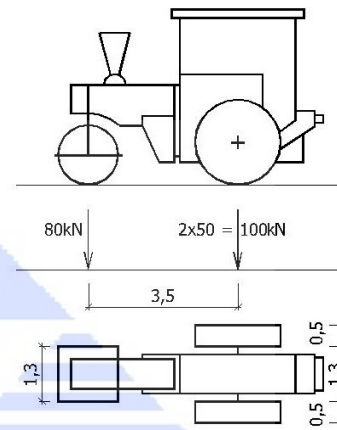
Alternativy zatížení pro mosty I. třídy<sup>1)</sup> :

1. Strojní oračka 220 kN (70 kN + 150 kN) – obr. 1.3.1
2. Silniční válec 180 kN (80 kN + 100 kN) – obr. 1.3.2
3. Dvě řady nákladních automobilů (každý 100 kN) s vlekem (každý 80 kN) – obr. 1.3.3
4. Souprava složená z nákladního automobilu (160 kN) a čtyř vleků (každý 100 kN) – obr. 1.3.4
5. Rovnoměrné zatížení 5 kN/m<sup>2</sup>

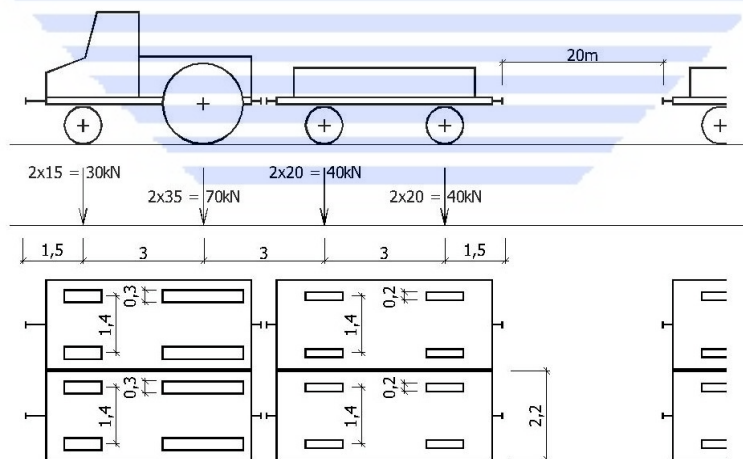
Dynamické účinky se neuvažují.



Obr. 1.3.1 – Strojní oračka 220kN

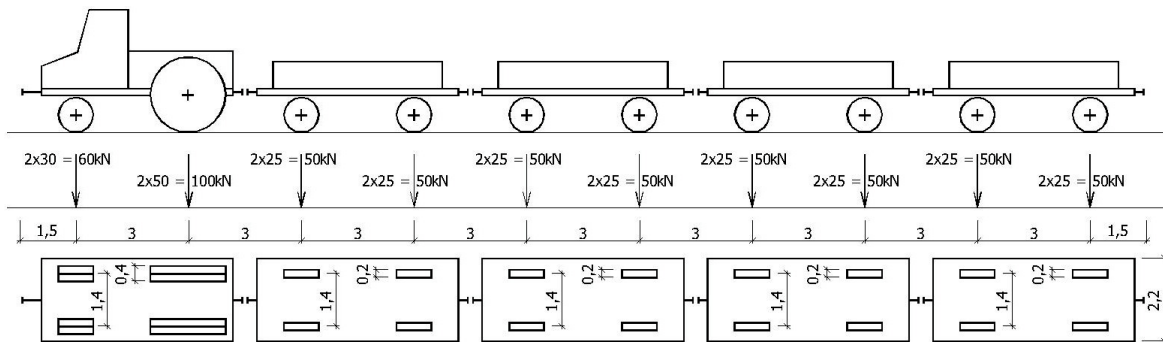


Obr. 1.3.2 – Silniční válec 180kN



Obr. 1.3.3 Dvě řady nákladních automobilů (každý 100 kN) s vlekem (každý 80 kN)

<sup>1)</sup> ) V předpisech jsou uvedena také zatížení pro II. a III. třídu. Pro stanovení zatížitelnosti se předpokládá most I. třídy.



Obr. 1.3.4 Souprava složená z nákladního automobilu (160 kN) a čtyř vleků (každý 100 kN)

### Kombinace zatížení :

Ke každé alternativě zatížení se současně uvažuje rovnoměrné zatížení chodníků širších než 0,4 m.

## 1.4 ČSN 1230 : 1937 - Jednotný mostní řád

### Alternativy sestav zatížení :

1. Strojní válec na vozovce a rovnoměrné zatížení chodníků
2. Jeden nákladní automobil v každém jízdním pruhu šířky 2,5 m a rovnoměrné zatížení zbývajících ploch vozovky a plochy chodníků
3. Rovnoměrné zatížení vozovky a chodníků.

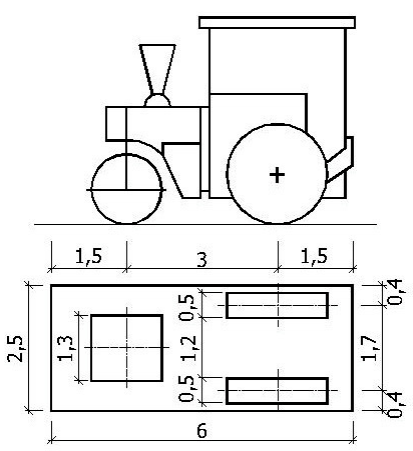
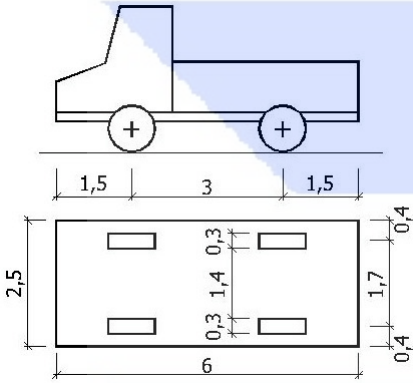
Tato ČSN je první předpis, v kterém jsou dynamické účinky pohyblivého zatížení vyjádřeny dynamickým součinitelem :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{G}{P}}, \quad \delta \leq 1,40$$

- kde  $L$  ... rozpětí vyšetřované části konstrukce (při vyšetřování spojitých částí konstrukce rozpětí největšího pole příslušné části konstrukce),  
 $G$  ... veškeré zatížení stálé pro toto rozpětí,  
 $P$  ... veškeré zatížení nahodilé, které lze umístit na vyšetřovanou část.

Rovnoměrně rozdělené zatížení v kg/m <sup>2</sup>		Pro třídu mostu		
		I.	II.	III.
Pro rozpětí $l$ hlavních nosníků	0 až 30m	500	450	400
	30 až 130m	530- $l$	480- $l$	430- $l$
	nad 130 m	400	350	300

Tab. 1.4.1 – Rovnoměrné zatížení vozovky a chodníků na mostech

Váhy připadající na kola vozidel v tunách		Pro třídu mostu		
		I.	II.	III.
	celá váha strojního válce	24	15	9
	váha předního kola	9	5	3
	váha zadního kola	7,5	5	3
	celá váha jednoho automobilu	12	7,5	4,5
	váha předního kola	2	1,25	0,75
	váha zadního kola	4	2,5	1,5

Tab. 1.4.2 – Alternativy zatížení, váhy vozidel a váhy na kola.

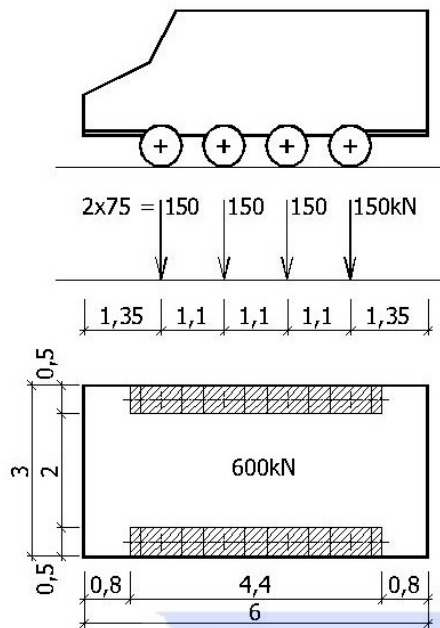
## 1.5 Zatímní směrnice pro stavby mostů : 1945

Alternativy sestav zatížení, zatěžovací třída A<sup>1)</sup> :

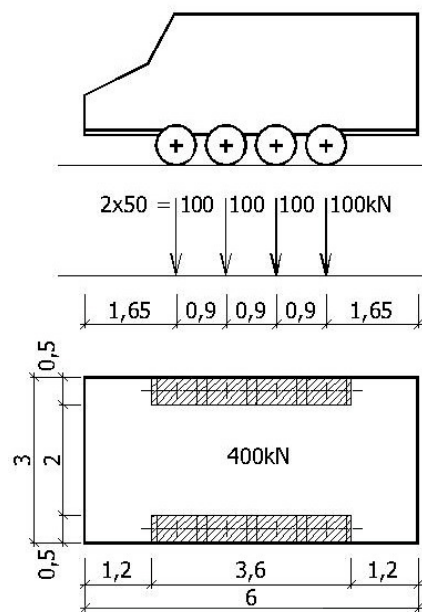
1. Vozidlo 600 kN (obr. 1.5.1) a rovnoměrné zatížení 5 kN/m<sup>2</sup> na chodnicích širších než 0,5m
2. Vozidlo 400 kN (obr. 1.5.2) a jeden nákladní automobil 120 kN (obr. 1.5.3) v každém dalším jízdním pruhu šířky 2,5 m a rovnoměrné zatížení zbyvajících plochy vozovky a chodníků šířky větší než 0,5 m
3. Pro dálniční mosty - shluk nákladních automobilů po 120 kN (vedle sebe i za sebou - nejvíce 3 řady pro každý dopravní směr).

Dynamický součinitel se uvažuje podle ČSN 1230:1937.

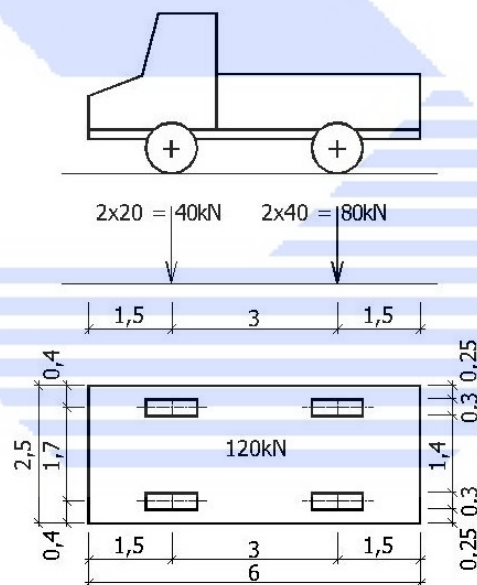
<sup>1)</sup> ) Ve směrnici je uvedena ještě zatěžovací třída B. Pro stanovení zatížitelnosti se předpokládá pouze zatěžovací třída A.



Obr. 1.5.1 Vozidlo 600 kN



Obr. 1.5.2 Vozidlo 400 kN



Obr. 1.5.3 Nákladní automobil 120 kN

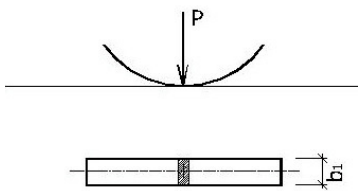
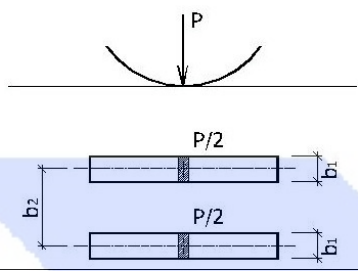
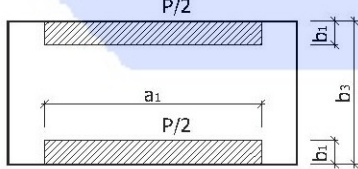
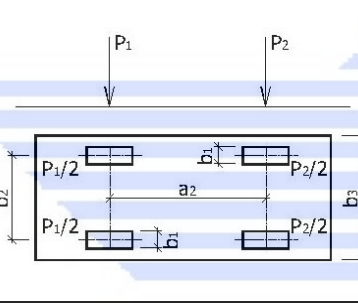
## 1.6 Směrnice pro navrhování mostů : 1951 (SNM 1951)

### Alternativy sestav zatížení :

1. Ideální kolové zatížení působící jako jediné nahodilé zatížení kdekoli mezi zvýšenými obrubami a současně rovnoměrné zatížení chodníků širších než 0,5 m.
2. Ideální nápravové zatížení působící jako jediné nahodilé zatížení mezi zvýšenými obrubami a současně rovnoměrné zatížení chodníků.
3. Ideální vozidlo působící jako jediné nahodilé zatížení mezi zvýšenými obrubami a současně rovnoměrné zatížení chodníků; u zatěžovacích tříd A, B se uvažovalo ideální vozidlo pásové a u zatěžovací třídy C ideální vozidlo dvounápravové.

4. Současně působící rovnoměrné a přímkové zatížení; rovnoměrné zatížení se uvažuje na ploše mezi zvýšenými obrubami a na chodnicích a přímkové zatížení se uvažuje mezi zvýšenými obrubami v každém podélném pruhu mostu pouze jednou.

Dynamický součinitel se uvažuje podle tabulky 1.6.2.

Sestavy zatížení		Pro třídu mostu			
		A	B	C	
Ideální kolové zatížení		P [t]	9		
		$b_1$ [m]	0,5	0,35	
Ideální nápravové zatížení		P [t]	18		
		$b_1$ [m]	0,5	0,35	
		$b_2$ [m]	≥ 1,5		
Ideální pásové vozidlo		P [t]	60	30	
		$b_1$ [m]	0,5	0,5	
		$b_3$ [m]	3,0	2,5	
		$a_1$ [m]	4,5	3,5	
Ideální dvounápravové vozidlo		$P=P_1+P_2$ [t]	-	-	15
		$P_1$ [t]	-	-	5
		$P_2$ [t]	-	-	10
		$b_1$ [m]	-	-	0,35
		$b_2$ [m]	-	-	1,7
		$b_3$ [m]	-	-	2,5
		$a_2$ [m]	-	-	3,0
Rovnoměrné zatížení [kg/m <sup>2</sup> ]	$l$	0 až 30m	600	500	400
		30 až 130m	660-2l	530-l	430-l
		nad 130 m	400		300
Přímkové zatížení [t/m kolmé šířky mostu]			3		2

Tab. 1.6.1 Pohyblivé zatížení.

Dynamický součinitel pro mostní konstrukce					
Rozpětí (m)	Ocelové, lehké ocelobetonové spřažené	Železobetonové, ocelobetonové nespřažené, z předpjatého betonu	Klenbové s nadsýpem při tloušťce násypu ve vrcholu		Dřevěné
			do 0,50 m	nad 1,50 m	
0 až 5	1,45	1,40	1,30	1,00	1,00
10	1,35	1,30	1,20		
15	1,30	1,25	1,15		
20	1,25	1,20	1,10		
25	1,20	1,15	1,05		
40	1,15	1,10	1,00		
60	1,10	1,05	1,00		
100	1,05	1,00	1,00		
150	1,00	1,00	1,00		

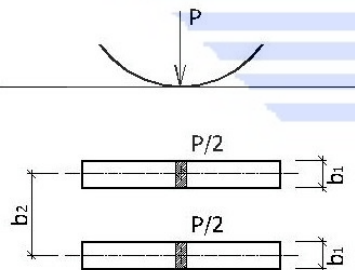
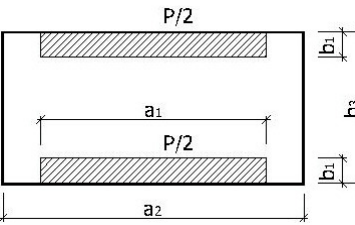
Tab. 1.6.2. Dynamický součinitel.

## 1.7 ČSN 73 6202: 1953 - Zatížení a statický výpočet mostů

Alternativy sestav zatížení :

1. Ideální náprava mezi zvýšenými obrubami a současně rovnoměrné zatížení chodníků širších než 0,5 m
2. Ideální pásové vozidlo a současně rovnoměrné zatížení chodníků
3. Rovnoměrné zatížení mezi zvýšenými obrubami a na ploše chodníků a současně přímkové zatížení mezi zvýšenými obrubami, avšak jen jednou v každém podélném pruhu mostu

Dynamický součinitel podle SNM 1951, viz tab. 1.6.2

Alternativy zatížení	Pro třídu mostu			
	A	B	C	
	P [t]	15	10	
	$b_1$ [m]	0,5	0,35	
	$b_2$ [m]	≥ 1,5	≥ 1,5	
	P [t]	60	30	15
	$b_1$ [m]	0,5	0,5	0,35
	$b_2$ [m]	3,0	2,5	2,0
	$a_1$ [m]	4,5	3,5	2,5
	$a_2$ [m]	7	6	5
Rovnoměrné zatížení [kg/m <sup>2</sup> ]	0 až 30m	600	500	400
	30 až 130m	660-2l	530-l	430-l
	nad 130 m	400	300	
Přímkové zatížení napříč mostu [t/m]	3	2		

Tab. 1.7.1. Pohyblivé zatížení.



## 1.8 ČSN 73 6203 :1968 - Zatížení mostů

### Sestava zatížení :

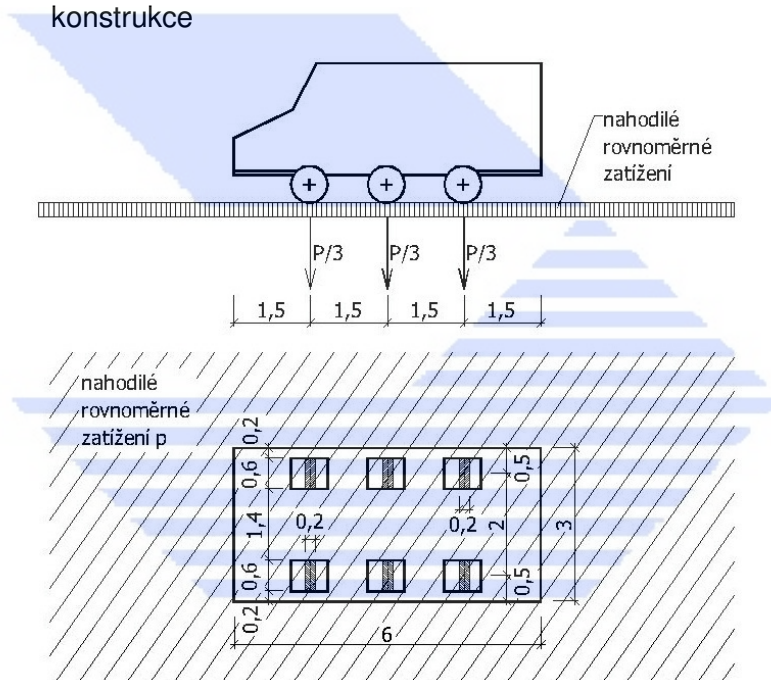
Jedno třínápravové kolové vozidlo mezi zvýšenými obrubami a současně rovnoměrné zatížení všech dopravních pásů, případně i rovnoměrné zatížení chodníků (zatížení chodníků 4 kN/m<sup>2</sup>). Rozměry vozidla jsou na obr. 1.8.1, hodnoty zatížení jsou v tabulce 1.8.1.

Hodnota rovnoměrného zatížení dopravních pásů se stanoví v závislosti na rozpětí mostů, tab. 1.8.2.

Dynamický součinitel se vypočte ze vztahu:

$$\delta = 1 + \frac{0,35}{1 + 0,2L} + \frac{0,5}{1 + 4 \cdot \frac{G}{P}}$$

kde  $L$  je rozpětí vyšetřované části konstrukce (při vyšetřování spojitých částí konstrukce rozpětí největšího pole příslušné části konstrukce)  
 $G$  celkové zatížení stálé vyšetřované části konstrukce  
 $P$  celkové zatížení nahodilé, které lze umístit na vyšetřované části konstrukce



Obr. 1.8.1 Pohyblivé zatížení – třínápravové vozidlo

Třída	Celková tíha vozidla [Mp]	Nápravový tlak [Mp]	Kolový tlak [Mp]	Tlak v dosedací ploše kola [Mp/m <sup>2</sup> ]	Náhradní rovnoměrné zatížení rozdělené na půdorysnou plochu vozidla [Mp/m <sup>2</sup> ]
A	60	20	10	83,33 (8,33 kp/cm <sup>2</sup> )	60 / 3,6 = 3,33
B	30	10	5	41,66 (4,16 kp/cm <sup>2</sup> )	30 / 3,6 = 1,66

Tab. 1.8.1 Třínápravové vozidlo

Zatěžovací třída	$L$	$p$	$L$	$p$	$L$	$p$	$L$	$p$
------------------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

	m	kp/m <sup>2</sup>	m	kp/m <sup>2</sup>	m	kp/m <sup>2</sup>	m	kp/m <sup>2</sup>
<b>A</b>	≤20	600	70	500	120	450	170	430
	30	580	80	490	130	440	180	420
	40	560	90	480	140	440	200	420
	50	540	100	470	150	430	250	410
	60	520	110	460	160	430	300	400
<b>B</b>	≤20	300	70	250	120	225	170	215
	30	290	80	245	130	220	180	210
	40	280	90	240	140	220	200	210
	50	270	100	235	150	215	250	205
	60	260	110	230	160	215	300	200

Tab. 1.8.2 Nahodilé rovnoměrné zatížení

## 1.9 ČSN 73 6203 : 1968 - Zatížení mostů, Změna a) - 1976

Alternativy sestav zatížení :

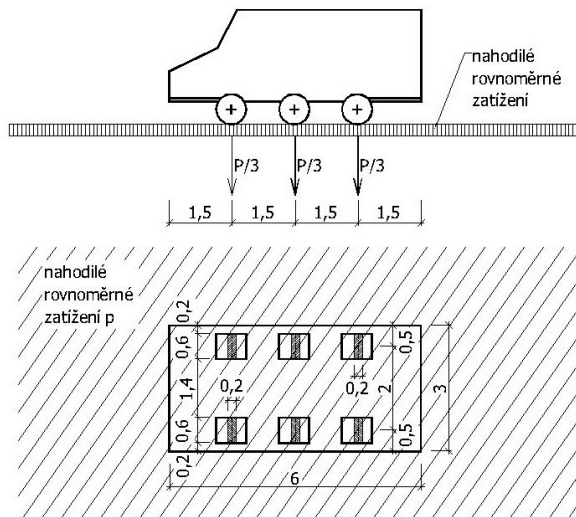
Zatěžovací třída	Sestava zatížení I	Sestava zatížení II
A	Základní rovnoměrné zatížení 400 kp/m <sup>2</sup> a současně třínápravové vozidlo o celkové tíze 60 Mp	Základní rovnoměrné zatížení 400 kp /m <sup>2</sup> a současně zatěžovací pás o šířce 3 m 400 kp/m <sup>2</sup>
B	Základní rovnoměrné zatížení 200 kp/m <sup>2</sup> a současně třínápravové vozidlo o celkové tíze 30 Mp	Základní rovnoměrné zatížení 200 kp /m <sup>2</sup> a současně zatěžovací pás o šířce 3 m 200 kp/m <sup>2</sup>

Tabulka 1.9.1 Sestavy zatížení

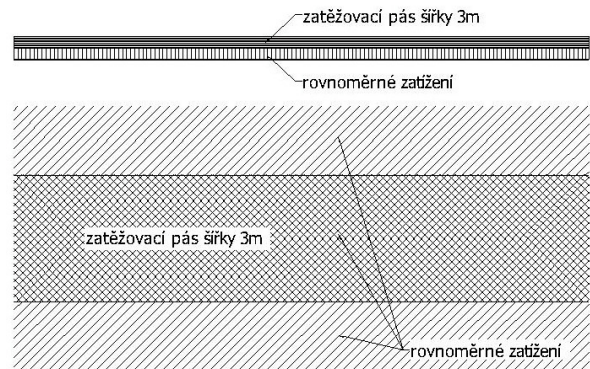
Základní rovnoměrné zatížení se redukuje podle šířky a délky zatěžovací plochy součiniteli současnosti zatížení. Součinitelé současnosti zatížení se stanoví :

a) podle šířky zatěžovací plochy :		b) podle délky zatěžovací plochy :	
do 10 m	$k_s = 1,00$	do 60 m	$k_d = 1,25$
přes 10 m	$k_s = 0,65$	přes 60 m do 100 m	$k_d = 1,00$
		přes 100 m	$k_d = 0,80$

Stanovení dynamického součinitele zůstalo nezměněno a uvažovalo se podle ČSN 73 6203 : 1968.



Obr. 1.9.1 Sestava zatížení I.



Obr. 1.9.2 Sestava zatížení II.

Třída	Celková tíha vozidla (Mp)	Nápravový tlak $P/3$ (Mp)	Kolový tlak (Mp)	Tlak na dosedací plochu kola (Mp/m <sup>2</sup> )	Náhradní rovnoměrné zatížení rozdělené na půdorysnou plochu vozidla (Mp/m <sup>2</sup> )
A	60	20	10	83,3 (8,33 kp/cm <sup>2</sup> )	$\frac{60}{3,6} = 3,3$
B	30	10	5	41,6 (4,16 kp/cm <sup>2</sup> )	$\frac{30}{3,6} = 1,6$

Tab.1.9.2 Tlaky třínápravového vozidla

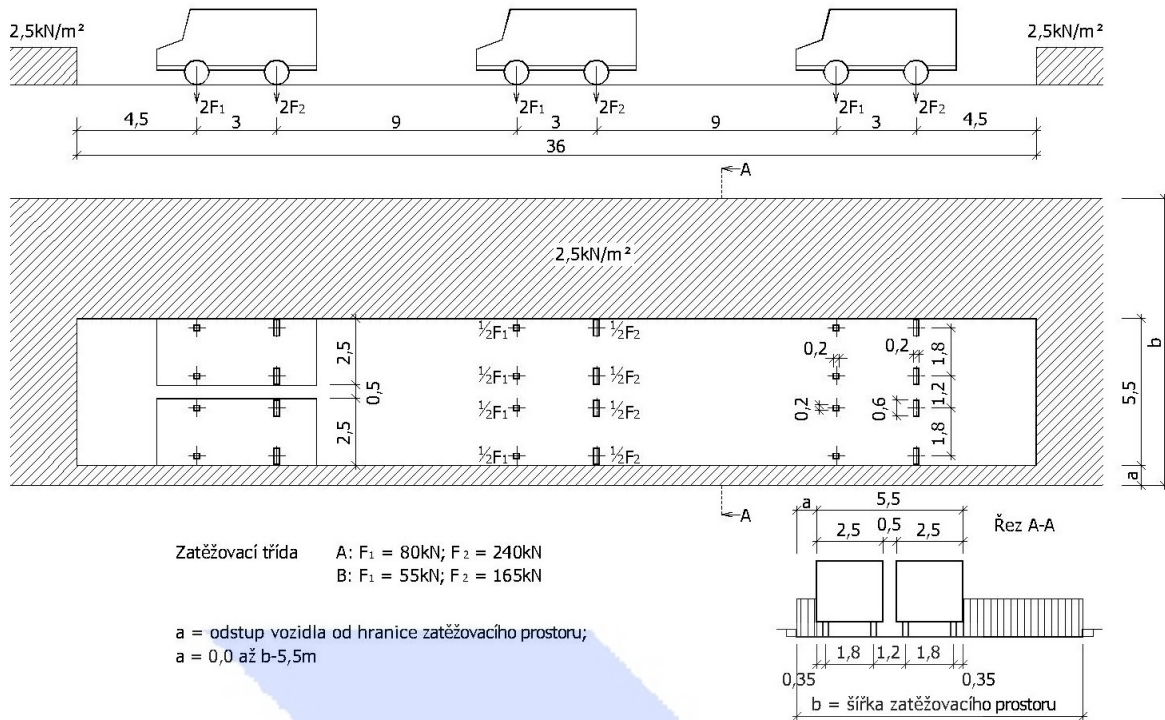
## 1.10 ČSN 73 6203 : 1986 - Zatížení mostů

Alternativy zatížení :

1. seskupení zatížení I
2. seskupení zatížení II
3. čtyřnápravové vozidlo
4. výjimečné zatížení zvláštní soupravou, která se pohybuje rychlostí 5km/hod ve vyznačené nejvýhodnější stopě s přípustnou odchylkou od vyznačené podélné osy přejezdu  $\pm 0,30\text{m}$  (nemusí to být osa mostu). Tato zatížení se uvažují jako zatížení mimořádná.

a) *Seskupení zatížení I*

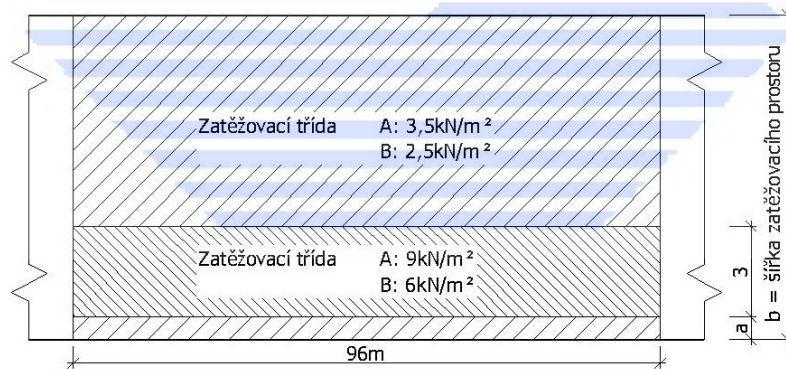
Tři dvojice dvounápravových vozidel o hmotnosti 32t (zat. tř. A), resp. 22t (zat. tř. B), při jejich vzájemné konstantní vzdálenosti umístěné v nejúčinnější poloze a základní rovnoměrné zatížení 2,5kN/m<sup>2</sup> na zbývající půdorysné ploše zatěžovacího prostoru.



Obr. 1.10.1 Zatěžovací schéma pro seskupení I

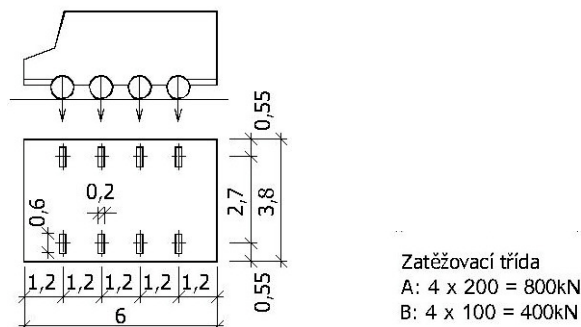
b) *Seskupení zatížení II*

Zatěžovací pás šířky 3m o zatížení  $9\text{kN/m}^2$ , resp.  $6\text{kN/m}^2$  umístěný v nejučinnější poloze a základní rovnoměrné zatížení  $3,5\text{kN/m}^2$ , resp.  $2,5\text{kN/m}^2$  na zbývající půdorysné ploše zatěžovacího prostoru; délka zatížení 96m.



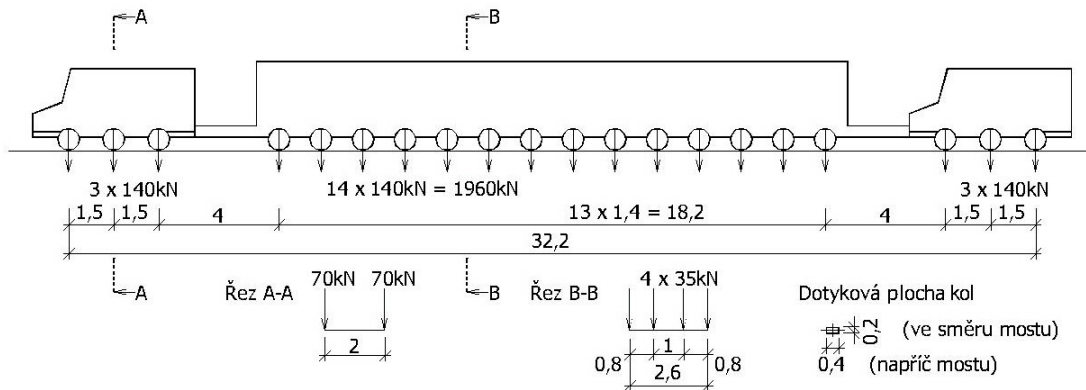
Obr. 1.10.2 Zatěžovací schéma pro seskupení II

c) *Čtyřnápravové vozidlo :*



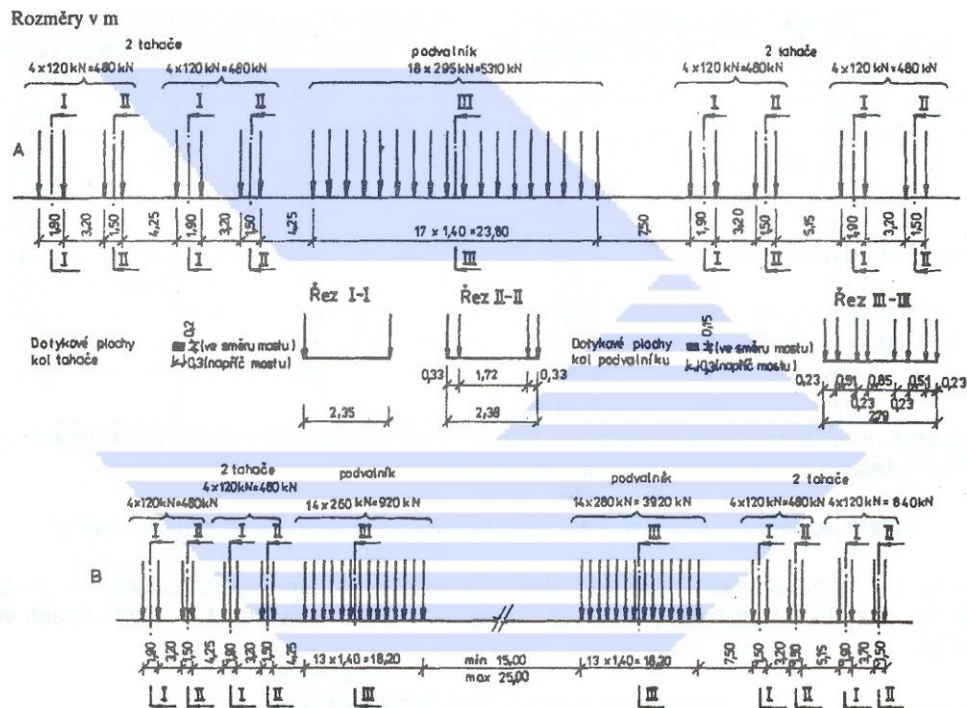
Obr. 1.10.3 Čtyřnápravové vozidlo

d) Zvláštní souprava



Obr. 1.10.4 Zatěžovací schéma pro zvláštní soupravu (14-ti nápravové vozidlo)

e) Zvláštní souprava pro vybrané trasy



Obr. 1.10.5 Zatěžovací schéma pro zvláštní soupravy pro vybrané trasy

Sestavy zatížení dopravou :

Seskupení zatížení I, seskupení zatížení II a čtyřnápravové vozidlo se kombinuje se zatížením chodníků. Hodnota rovnoměrného zatížení chodníků je 4 kN/m<sup>2</sup>.

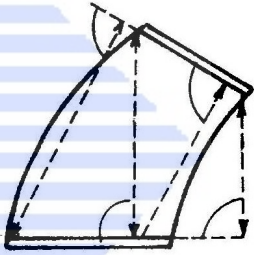
Dynamické účinky se zahrnou dynamickým součinitelem vypočteným ze vztahu :

$$\delta_r = \frac{1}{0,95 - (1,4L_d)^{-0,6}}$$

Hodnoty dynamického součinitele jsou uvedeny v následující tabulce 1.10.1. Pro masivní mosty je největší hodnotou dynamického součinitele 1,40. (Pro mimořádné zatížení se vždy uvažuje  $\delta_m = 1,05$ ).

Náhradní délka $L_d$ (m)	Dynamický součinitel $\delta_r$	Náhradní délka $L_d$ (m)	Dynamický součinitel $\delta_r$
5,8	1,50	20	1,23
6	1,49	25	1,20
7	1,44	30	1,19
8	1,40	40	1,16
9	1,37	50	1,15
10	1,34	60	1,14
12	1,31	70	1,13
14	1,28	80	1,12
15	1,27	90	1,12
16	1,26	100	1,11
18	1,24		

Tab. 1.10.1 Dynamický součinitel  $\delta_r$  pro mosty pozemních komunikací. Mezihlé hodnoty se interpolují podle přímky.

Řádek	Konstrukce, popř. její část	Náhradní délka $L_d$
1	Plech mostovky	Vzdálenost podélných výztuh; při nestejných vzdálenostech její střední hodnota
2	Prosté nosníky	Rozpětí
3	Konstrukce o jenom poli, na obou koncích uložené nebo vetknuté, kolmé i šikmé, též nepravidelného, popř. zakřiveného půdorysu (desky, trámy, rámy)	Kolmá vzdálenost uložení nebo vetknutí, popř. střední hodnota všech kolmých vzdáleností uložení nebo vetknutí 
4	Deskové konstrukce uložené nebo vetknuté po obvodě, též šikmé nebo nepravidelného půdorysu	Střední hodnota všech kolmých vzdáleností uložení nebo vetknutí, obdobně jako u řádku 3
5	Oblouky	Polovina rozpětí
6	Vetknuté konzoly	Dvojnásobná délka vyložení
7	Spojité konstrukce kloubové	Rozpětí polí (tj. vzdálenost středů podepření jak u částí s převislými konci, tak u částí vložených
8	Spojité konstrukce (deskové, trámové, rámové)	Aritmetický průměr rozpětí všech polí
9	Spojité oblouky	Aritmetický průměr polovin rozpětí všech polí
10	Konstrukce zavěšené a visuté	Individuálně (provede se dynamický výpočet)
11	Členěné podpěry, ocelové a betonové sloupy, rámové stojky, průvlaky, klouby ložiska, kotvy, úložné kvádry (lavice); oblasti pod ložisky i mezi úložnými kvádry a zdívem	$L_d$ podporovaných mostních polí

Tab. 1.10.2 Náhradní délka  $L_d$

### **1.11 ČSN 73 6203 : 1986, Změna a – 8/1988**

Doplňuje sestavu zatížení B pro zatížení kolejovými vozidly MHD.

### **1.12 ČSN 73 6220 : 1986, Změna b – 11/1989**

Zavádí součinitele kombinace pro navrhování mostů podle mezních stavů a zařazuje zvláštní soupravy do skupiny mimořádných zatížení.



## 2 Předpisy pro stanovení zatížitelnosti mostů PK

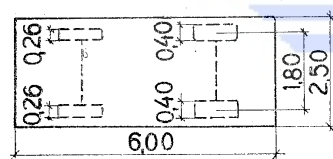
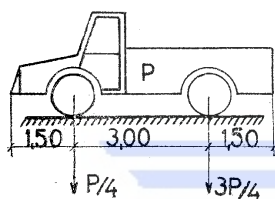
Číslo předpisu	Název předpisu
ON 73 6220	Správa a údržba mostů na dálnicích, silnicích a místních komunikacích, 1964
ON 73 6220	Evidence mostů na dálnicích, silnicích a místních komunikacích, 1976
ON 73 6220	Evidence mostů na dálnicích, silnicích a místních komunikacích, Změna a), 1983
ON 73 6220	Evidence mostů na dálnicích, silnicích a místních komunikacích, Změna b), 1992
ČSN 73 6220	Zatížitelnost a evidence mostů pozemních komunikací, 1996

### 2.1 Zatížitelnost mostů PK podle ON 73 6220:1964

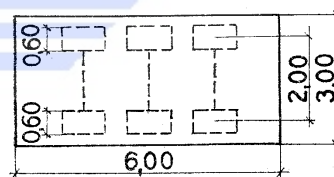
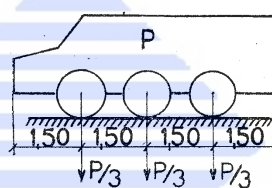
(Správa a údržba mostů na dálnicích, silnicích a místních komunikacích)

#### 2.1.1 Druhy zatížitelnosti

**Výhradní zatížení  $P_h$**  působící jako jediné pohyblivé zatížení na mostě zároveň s rovnoměrným zatížením chodníků, uvažovaným v hodnotě  $4,0 \text{ kN/m}^2$  (nebo větší, úměrné hustotě pěšího ruchu). Do výpočtu se zavádí podle schématického znázornění uvedeného v obr. 2.1.2 a umístí do nejúčinnější polohy kdekoli mezi zvýšenými obrubami nebo mezi mostními zábradlími (pokud nejsou zvýšené obruby) a kdekoli po délce mostu.



Obr. 2.1.1 Normální zatížení  $P_n$



Obr. 2.1.2 Výhradní zatížení  $P_h$

**Normální zatížení  $P_n$**  složené z vozidel stejné tíhy (hmotnosti) podle schématického znázornění v obr. 2.1.1, jedoucích za sebou ve vzájemném odstupu 3,00 m. V příčném uspořádání se uvažuje tolik řad vozidel, kolik jich lze při šířce řady 2,50 m a rozestupu řad 0,50 m umístit mezi zvýšené obruby nebo zábradlí (pokud nejsou zvýšené obruby). S přesahováním karoserie vozidla nad chodník se při tom nepočítá. Na chodnicích se zároveň předpokládá rovnoměrné pohyblivé zatížení  $4,0 \text{ kN/m}^2$ .

**Výjimečné zatížení  $P_j$**  se vypočte z výhradního zatížení, a to vynásobením jeho hodnoty součinitelem 1,82. Pro takto získané zatížení se při zachování zatěžovacího schématu podle obr. 2.1.2 přepočítá nosná konstrukce při pružném chování, za vyloučené tažené oblasti, s namáháním výztuže na mezi pružnosti.

*Poznámka: Výjimečné zatížení nemělo předepsanou stopu.*



Lze-li při stanovení výjimečné zatížitelnosti vhodnými dopravními značkami vyloučit zatížení chodníků, nemusí být ve výpočtu uvažováno. V evidenci mostů je nutné tuto okolnost výslovně poznamenat, např. chodníky nezatíženy.

### 2.1.2 Stanovení zatížitelnosti

#### a) statické posouzení u mostů, jejichž projektová dokumentace je k dispozici

Provede se podrobný statický výpočet zatížitelnosti.

#### b) posouzení podle výsledků zatěžovacích zkoušek

Nemůže-li teoretické statické posouzení mostu vystihnout dostatečně správně statické působení konstrukce (např. u mostů litinových, u staticky nejasných soustav apod.), nebo chybí-li podklady pro teoretické statické posouzení (např. u železobetonových mostů, u nichž lze obnažením výztuže zjistit jen výztuž podélnou), provede se zatěžovací zkouška.

Při posuzování mostu podle výsledků zatěžovací zkoušky má teoretický účinek (ohybový moment, posouvající síla apod.), vyvozený zvoleným klidným zatížením zkušebním, být alespoň roven teoretickému účinku, vyvozenému jak dovoleným zatížením zamyšleným, znásobeným i s jeho dynamickými účinky příslušným zatěžovacím součinitelem, tak i ostatním zatížením hlavním.

Ustanovení neplatí pro zatěžovací zkoušky, které se konají pro doplnění teoretického statického posouzení mostů a mají pouze ověřit správnost předpokladů o statickém působení mostní konstrukce.

#### c) odhad zatížitelnosti mostů

Pokud nelze zatížitelnost mostu stanovit ani statickým výpočtem, ani zatěžovací zkouškou, odhadne se podle empirického vzorce.

### 2.1.3 Úprava zatížitelnosti s ohledem na stav konstrukce mostu

Hodnota zatížitelnosti konstrukce s upravila součiniteli stavebního stavu konstrukce. Klasifikační stupně stavebního stavu konstrukce jsou stejné jako v oddíle 2.5, tab. 2.5.1. Hodnoty součinitele stavebního stavu  $s$  jsou stejné jako  $\alpha$  v oddíle 2.5, tab. 2.5.2.

### 2.1.4 Stanovení zatížitelnosti mostů PK odhadem

Zatížitelnost  $P$  se odhadnula podle empirického vzorce (jiný než v dalších předpisech popsanych v oddílech 2.2, 2.3, 2.4).

$$P = s \cdot z \cdot 10 \sqrt{L} \cdot 100 \cdot [1,0 + h(1,2 + 0,32h)]$$

kde  $P$  je výjimečná, výhradní nebo normální zatížitelnost v tunách (t),  
 $s$  je součinitel stavebního stavu mostu,  
 $z$  je druhový součinitel zatížitelnosti,  
 $v$  je výškový rozměr hlavní nosné konstrukce v m,  
 $L$  je světlost mostního otvoru v m,  
 $h$  je výška případné přesypávky v m.

Stanoví-li se normální, výhradní nebo výjimečná zatížitelnost dosavadních mostů odhadem, přibližným výpočtem a pod., uvedou se takto stanovené hodnoty v seznamech mostů a v mostních listech slovem „asi“.

Druhový součinitel  $z$  :

- pro zatížitelnost výjimečnou  $P_j$  .....  $z = 1,0$   
(stejný jako v oddíle 2.2)
- pro zatížitelnost výhradní  $P_h$  .....  $z = 0,6$

(stejný jako v oddílech 2.2 a 2.3)

- c) pro zatížitelnost normální  $P_n$  jsou hodnoty  $z$  uvedeny v tabulkách až do rozpětí 406 m a jsou jiné, než v oddílech 2.2 a 2.3. Můžeme je stanovit dle následujících vztahů :

ca) u světlostí mostního otvoru od 2,0 do 10,0 m podle vzorce :

$$z_n = 0,024 \cdot (24 - š)$$

cb) u světlostí mostního od 11,0 do 25,0 m podle vzorce :

$$z_n = 0,00056 \cdot (51 - l) \cdot (24 - š)$$

cc) u světlostí mostního otvoru od 26,0 do 60,0 m podle vzorce :

$$z_n = 0,000204 \cdot (94 - l) \cdot (24 - š)$$

cd) u světlostí mostního otvoru od 61,0 do 130,0 m podle vzorce :

$$z_n = 0,000028 \cdot (300 - l) \cdot (24 - š)$$

ce) u světlosti mostního otvoru přes 130,0 m podle vzorce :

$$z_n = 0,0000013 \cdot (3800 - l) \cdot (24 - š)$$

kde  $š$  je šířka mezi zvýšenými obrubníky v m<sup>1</sup>)  
 $l$  je světlost mostního otvoru v m

## 2.2 Zatížitelnost mostů PK podle ON 73 6220:1976

(Evidence mostů na dálnicích, silnicích a místních komunikacích)

### 2.2.1 Druhy zatížitelností

**Normální zatížitelnost  $P_n$**  je hmotnost jednoho vozidla při normálním zatížení dle obr. 2.1.1. Vozidla této hmotnosti se mohou pohybovat po mostě bez jakýchkoli omezení.

**Výhradní zatížitelnost  $P_v$**  je hmotnost jediného třínápravového vozidla dle Obr. 2.1.2 při výhradním zatížení.

**Výjimečná zatížitelnost  $P_e$**  je hmotnost jediného ideálního třínápravového vozidla.

### 2.2.2 Stanovení zatížitelnosti

Zatížitelnost se stanoví :

- a) zásadně vždy statickým výpočtem, příp. na základě zatěžovací zkoušky.

Výhradní zatížitelnost  $P_v$  se stanoví jako hmotnost jediného třínápravového vozidla.

Normální zatížitelnost  $P_n$  se stanoví jako menší z hodnot :

- $P_n = 0,45 P_v$
- $P_n = 80 \cdot p$

kde  $p$  je rovnoměrné zatížení podle čl. 26 a 27 ČSN 73 6203 : 1976 – Změna a)

Výjimečná zatížitelnost  $P_e$  se stanoví jako hmotnost ideálního třínápravového vozidla dle Obr. 2.1.2, na které se pohlíží jako na zatížení neobvyklé. Orientačně se zjistí ze vztahu :

- $P_e = 1,67 P_v$

---

<sup>1</sup> ) U mostů s více než dvěma hlavními nosíky, u mostů deskových a u mostů klenutých platí jednotně součinitel  $z_n$  pro šířku mezi zvýšenými obrubníky 3,0 m.

b) zcela výjimečně a mimořádně lze provést odhad zatížitelnosti.

### **2.2.3 Úprava zatížitelnosti s ohledem na stav konstrukce mostu**

Klasifikační stupně stavebního stavu jsou stejné jako v oddíle 2.5, v tab. 2.5.1. Hodnoty součinitele stavebního stavu  $\alpha$  jsou stejné jako v oddíle 2.5, tab. 2.5.2.

### **2.2.4 Stanovení zatížitelnosti mostů PK odhadem**

Pro hrubý odhad zatížitelnosti se použije empirický vzorec (viz. 2.3.4.1). Oproti následujícímu předpisu (ON 73 6220, změna a) : 1983) se v tomto předpisu mohla stanovit odhadem i výjimečná zatížitelnost.

Druhový součinitel výjimečné zatížitelnosti  $\beta = 1,0$ .

## **2.3 Zatížitelnost mostů PK podle ON 73 6220, změna a) :1983**

(Evidence mostů na dálnicích, silnicích a místních komunikacích)

### **2.3.1 Druhy zatížitelnosti**

**Normální zatížitelnost  $P_n$**  se stanoví na základě stejného schématu jako v oddíle 2.5, Obr. 2.5.1 a 2.5.2 avšak za použití dvounápravového vozidla (normální zatížitelnost stanovená z dvounápravového vozidla je vždy na straně bezpečné).

**Výhradní zatížitelnost  $P_h$**  se stanoví na základě stejného schématu jako v oddíle 2.5 , Obr. 2.5.3 ale pouze pro čtyřnápravové vozidlo. Tento předpis ještě neuvažuje „reálnou“ výhradní zatížitelnost stanovenou z třínápravového případně dvounápravového vozidla. Výhradní zatížitelnost (pro malá rozpětí a mosty s malou zatížitelností) stanovená pro čtyřnápravové vozidlo může být **výrazně na straně nebezpečné** (pro rozpětí menší, nebo rovné 2,4 m až 3x).

**Výjimečná zatížitelnost  $P_j$**  se stanoví na základě stejného schématu jako v oddíle 2.5, Obr. 2.5.4

### **2.3.2 Stanovení zatížitelnosti**

Zatížitelnost se stanoví :

- a) statickým výpočtem, případně se ověří zatěžovací zkouškou.
- b) u stávajících mostů lze v nezbytných případech, na základě písemného souhlasu příslušných ústředních orgánů, orientačně stanovit odhadem pouze normální a výhradní zatížitelnost.

Ke stanovení zatížitelnosti mostů z vybraných prefabrikátů (předpjatých a železobetonových), železobetonových deskových mostů a kleneb bylo možné použít tabulek uvedených v „Prováděcích pokynech ke stanovení zatížitelnosti mostů na dálnicích, silnicích a místních komunikacích podle změny a) ON 73 6220“, Praha 1985.

### **2.3.3 Úprava zatížitelnosti s ohledem na stav mostu**

Klasifikační stupně stavebního stavu konstrukce jsou stejné jako v oddíle 2.5, Tab. 2.5.1. Hodnoty součinitele stavebního stavu  $\alpha$  jsou stejné jako v oddíle 2.5, Tab. 2.5.2

### **2.3.4 Stanovení zatížitelnosti mostů PK odhadem**

*Normální a výhradní* (ne však výjimečnou) zatížitelnost mostu je možno zhruba odhadnout podle empirického vzorce :

$$m = \beta \frac{2h_i}{\sqrt{L_{op}}} \cdot 100 \cdot [1,0 + h_1(1,2 + 0,32 \cdot h_1)] ,$$

- kde
- $m$  je normální nebo výhradní zatížitelnost v t,
  - $\beta$  je druhový součinitel zatížitelnosti (viz. 2.3.4.2)
  - $h_i$  je ideální výškový rozměr nosné konstrukce mostu v m (viz. 2.3.4.3)
  - $L_{op}$  světlost mostního otvoru nebo světlá vzdálenost podpěrných konstrukcí v m
  - $h_1$  je výška od povrchu mostní konstrukce (vrcholu klenby) k niveletě mostu veskutečně naměřené hodnotě v m. Při výšce  $h_1$  menší než 0,5 m se v uvedeném vzorci člen  $[1,0 + h_1(1,2 + 0,32 h_1)]$  klade rovný jedné

Druhový součinitel zatížitelnosti  $\beta$  je stanoven těmito hodnotami :

- a) pro zatížitelnost normální podle tab. 2.3.1
- b) pro zatížitelnost výhradní je  $\beta = 0,6$

Při výpočtu u mostů s více než dvěma hlavními nosníky a u mostů klenutých plátí jednotně součinitel  $\beta_n$  pro šířku mezi zvýšenými obrubníky 3,00 až 5,99 m. Pro výpočet příčnicku se v tabulce uvažovaná šířka nahrazuje vzdáleností příčnicků.

Světlost $L_{op}$ v m	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
3,0 až 5,99 m	0,30	0,44	0,53	0,59	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,58
6,00 až 8,99 m	0,16	0,24	0,29	0,33	0,34	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,34
9,00 až 11,99 m	0,12	0,17	0,21	0,24	0,25	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,25
12,00 a více	0,09	0,13	0,15	0,17	0,18	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,18

14	15	16	17	18	19	20	22	24	26	28	30	32	35	40
0,56	0,53	0,51	0,49	0,47	0,45	0,44	0,41	0,38	0,35	0,33	0,30	0,27	0,25	0,23
0,32	0,31	0,30	0,30	0,29	0,28	0,27	0,26	0,25	0,23	0,22	0,20	0,19	0,18	0,17
0,25	0,24	0,24	0,23	0,23	0,22	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17	0,16	0,16	0,14
0,18	0,17	0,17	0,16	0,16	0,15	0,15	0,14	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11	0,11	0,10

Tab. 2.3.1 – Druhový součinitel  $\beta$  pro zatížitelnost normální.

U deskových mostů se uvažuje šířka spolupůsobící desky rovna 6,00 m.

Hodnoty  $\beta_n$  v tab. 2.3.1 lze pro mezilehlé hodnoty  $L_{op}$  interpolovat podle přímky. U příhradových ocelových mostů se druhový součinitel  $\beta_n$  zjištěný z tab. 2.3.1 vynásobí ještě koeficientem 0,5.

Ideální výškový rozměr nosné konstrukce  $h_i$  je stanoven těmito hodnotami :

- a) pro konstrukce
  - trémové s hlavními nosníky železobetonovými, spráženými, kovovými nebo dřevěnými (s výjimkou roštových nosníků)
  - deskové
  - obloukové o světlosti 2,0 až 9,0 m

$$h_i = \frac{h_{max} + h_{min}}{2} ,$$

kde  $h_{max}$  je největší výška konstrukce v m,

$h_{min}$  je nejmenší výška konstrukce v m,

b) pro konstrukce z předpjatého betonu

$$h_i = \frac{L_{op}}{10},$$

kde  $L_{op}$  je světlost konstrukce v m.

c) pro konstrukce obloukové o světlosti nad 9,0 m

$$h_i = \frac{(h_{max} + h_{min}) \cdot L_{op}}{20 \cdot (0,33 \cdot L_{op} + 0,6)},$$

kde  $h_{max}$  je největší výška konstrukce v m,

$h_{min}$  je nejmenší výška konstrukce v m,

$L_{op}$  je světlost konstrukce v m.

d) pro konstrukce dřevěných roštových nosníků

- dvoutrémových  $h_i = 0,67 h$
- třítrémových  $h_i = 0,55 h$
- čtyřtrémových  $h_i = 0,58 h$

kde  $h$  je výška nosníku v m.

e) pro konstrukce spojitě  $h_i = 1,4 h$

Hodnoty udané v bodech a) až e) se při souběhu dvou nebo více znaků v téže konstrukci (části konstrukce) vzájemně násobí.

## 2.4 Zatížitelnost mostů PK podle ON 73 6220, změna b) :1992

(Evidence mostů na dálnicích, silnicích a místních komunikacích)

### 2.4.1 Druhy zatížitelností

**Normální zatížitelnost** se stanoví na základě stejného schématu jako v oddíle 2.5 Obr. 2.5.1 a 2.5.2., včetně možnosti uvažovat třínápravové vozidlo, pokud tíha dvounápravového vozidla vyjde větší než 160 kN (zatížitelnost stanovena z třínápravového vozidla je vždy větší než zatížitelnost pro dvounápravové vozidlo).

**Výhradní zatížitelnost** se stanoví na základě stejného schématu jako v oddíle 2.5.1 Obr. 2.5.3 – ale pouze čtyřnápravové vozidlo, tedy přesně jako v oddíle 2.3.1. Jak je v 2.3.1 uvedeno, výhradní zatížitelnosti stanovené podle tohoto předpisu mohou být výrazně na straně nebezpečné (až třikrát).

**Výjimečná zatížitelnost** se stanoví na základě stejného schématu jako v oddíle 2.5 Obr. 2.5.4, stejné schéma jako v oddíle 2.3.1.

### 2.4.2 Stanovení zatížitelnosti

Způsob stanovení zatížitelnosti se označuje těmito písmeny :

- P zatížitelnost převzatá z projektové dokumentace u mostů navržených podle ČSN 73 6203 – 1986
- V zatížitelnost stanovená podrobným statickým výpočtem
- T zatížitelnost stanovená pomocí tabulek (viz Prováděcí pokyny ke stanovení zatížitelnosti mostů na dálnicích, silnicích a místních komunikacích podle změny a) ON 73 6220“, Praha 1985)
- O zatížitelnost stanovená odhadem

### 2.4.3 Úprava zatížitelnosti s ohledem na stav konstrukce mostu

Klasifikační stupně stavebního stavu jsou stejné jako v oddíle 2.5 v tab. 2.5.1, hodnoty součinitele stavu konstrukce  $\alpha$  jsou stejné jako v oddíle 2.5 v tab. 2.5.2.

### 2.4.4 Stanovení zatížitelnosti mostů PK odhadem

Pro stanovení zatížitelnosti mostů PK odhadem se použijí stejné tabulky jako v oddíle 2.5 (tabulka 2.5.4.1 až 2.5.4.5) s jediným rozdílem. Oproti tabulce 2.5.4.2 „Odhad zatížitelnosti výhradní v tunách – podélný směr“ nejsou v tomto předpisu uváženy hodnoty pro „reálnou“ výhradní zatížitelnost (od dvounápravového případně třinápravového vozidla), a proto některé výhradní zatížitelnosti pro  $L = 3 \text{ m}$ ,  $9 \text{ m}$  pro mosty projektované před r. 1945 (až na tři výjimky) jsou na straně nebezpečné (viz tab. 2.5.4.2).

## 2.5 Zatížitelnost mostů PK podle ČSN 73 6220:1996

(Zatížitelnost a evidence mostů pozemních komunikací)

### 2.5.1 Druhy zatížitelnosti

Zatížitelnost mostů je dána největší okamžitou hmotností vozidel, jejichž jízdu lze na mostě dovolit za podmínek dále určených.

Podle druhu ideálního svislého pohyblivého zatížení se u mostů na dálnicích, silnicích a místních komunikacích stanovuje zatížitelnost normální, výhradní a výjimečná.

**Normální zatížitelnost  $V_n$**  je maximální možná hmotnost jednoho vozidla při normálním svislém pohyblivém zatížení. Normální svislé pohyblivé zatížení je dáno seskupením zatížení I (obr. 2.5.1) a seskupením zatížení II (obr. 2.5.2). Při volné šířce mostu menší než  $5,0 \text{ m}$  se vedle vozidel nemusí uvažovat rovnoměrné zatížení.

Jednotlivé vozidlo  $V_n$  (vozidlo normální zatížitelnosti) se uvažuje dvounápravové (obr. 2.5.2). Při výpočtu normální zatížitelnosti je možno nahradit jednoduchou zadní nápravu dvounápravou a uvažovat třinápravové vozidlo (obr. 2.5.2), pokud tíha dvounápravového vozidla vyjde větší než  $160 \text{ kN}$ .

Rovnoměrné zatížení v seskupení I případně II o hodnotě  $v$ , příp.  $v_n$  je možno nahradit jednotlivými vozidly tíhy  $V=36.v$ , příp.  $V_n=36.v_n$  (obr. 2.5.2). Náhrada vychází z rozdělení rovnoměrného zatížení na pásy šířky  $3 \text{ m}$ . Schéma vozidel je stejné jako u vozidel seskupení I.

Normální zatížitelnost vyjadřuje největší okamžitou celkovou hmotnost vozidla. Taková vozidla mohou jezdit po mostě bez dalších dopravních omezení.

**Výhradní zatížitelnost  $V_r$**  vyjadřuje největší okamžitou celkovou hmotnost vozidla, které smí být na mostě jako jediné, přičemž řidič vozidla je povinen zajistit, aby na most nevjížděla současně ze žádného směru jiná vozidla.

Výhradní zatížitelnost se stanoví jako maximální přípustná hmotnost jediného čtyřnápravového vozidla při výhradním zatížení podle obr. 2.5.3 v případě, že

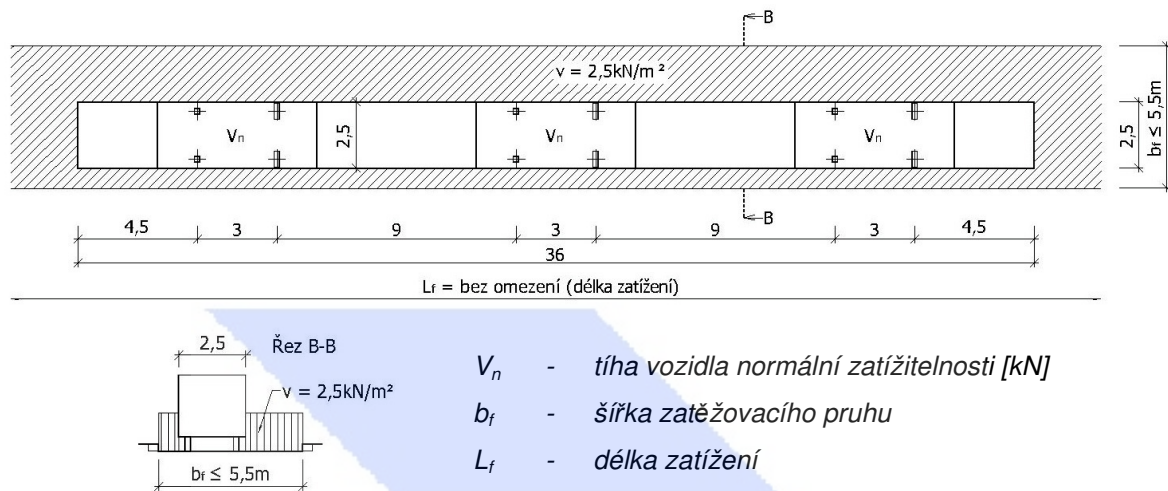
- rozpětí podélného prvku konstrukce je větší než  $10 \text{ m}$
- rozpětí podélného prvku konstrukce je  $\leq 10 \text{ m}$  a maximální (přípustná) hmotnost jediného čtyřnápravového vozidla vyšla větší než  $50 \text{ t}$

V ostatních případech se stanoví výhradní zatížitelnost jako maximální přípustná hmotnost jediného dvounápravového vozidla podle obr. 2.5.1c. Pokud vyjde hmotnost tohoto jediného dvounápravového vozidla větší než  $16 \text{ t}$ , pak se výhradní zatížitelnost stanoví jako

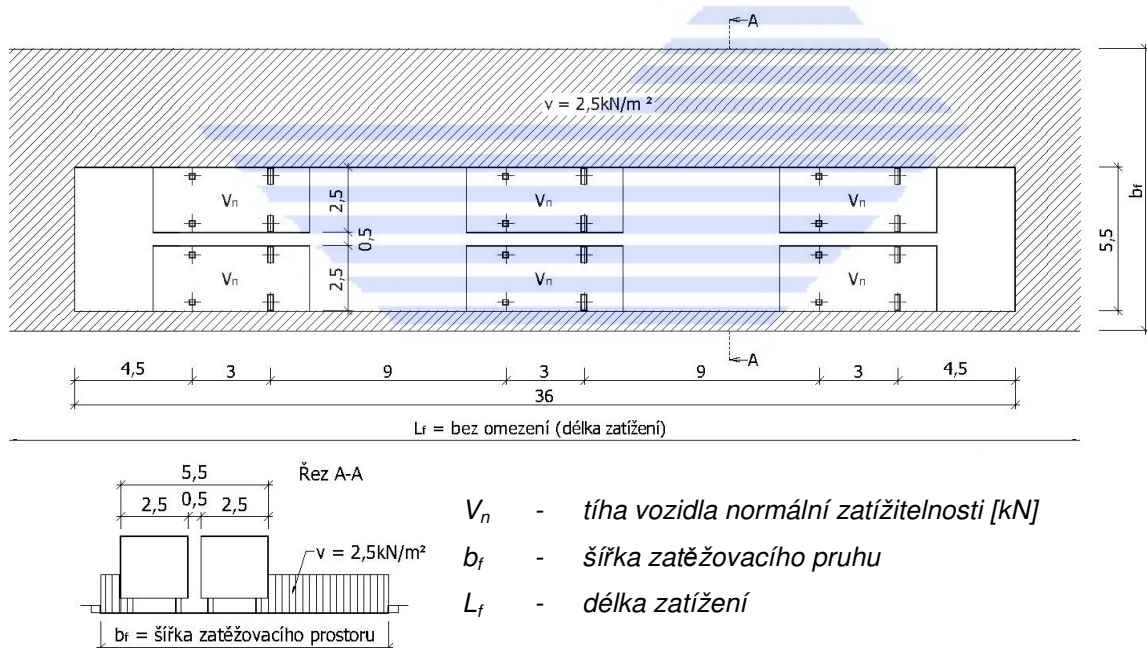
maximální přípustná hmotnost jediného třínápravového vozidla. viz obr. 2.5.1c. Výhradní zatížitelnost stanovená pro dvounápravové nebo třínápravové vozidlo je označena jako „reálná“ výhradní zatížitelnost.

Dynamický součinitel, který se uvažuje při výpočtu normální a výhradní zatížitelnosti, je uveden v oddíle 1.10.

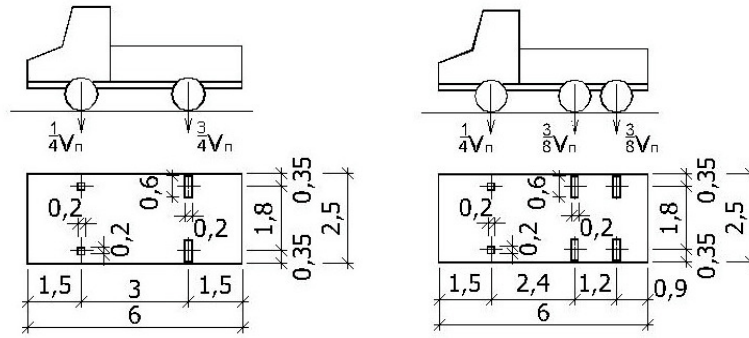
Při normální a výhradní zatížitelnosti mohou být zatíženy rovněž chodníky a cyklistické pruhy.



Obr.2.5.1 a) – Zatěžovací schéma normální zatížitelnosti, seskupení I pro  $2,5 \text{ m} \leq b_f < 5,5 \text{ m}$



Obr.2.5.1 b) – Zatěžovací schéma normální zatížitelnosti, seskupení I pro  $b_f \geq 5,5 \text{ m}$

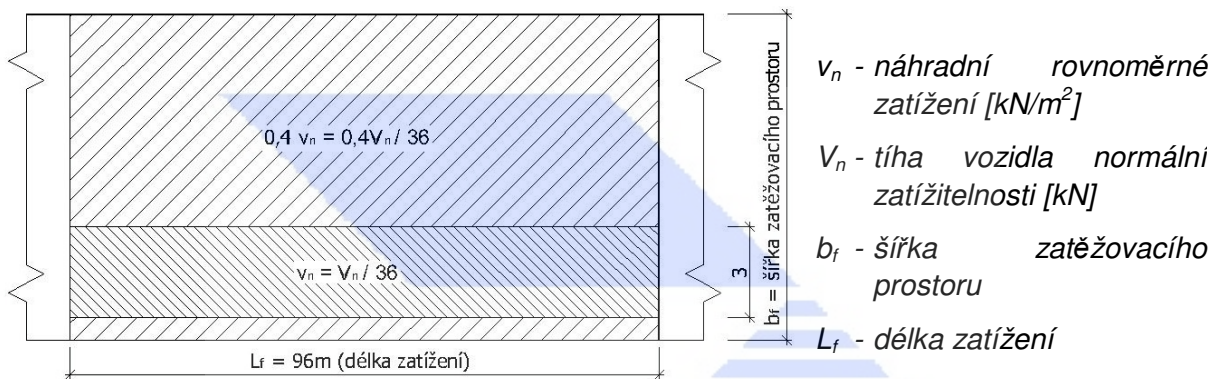


a) Dvounápravové vozidlo

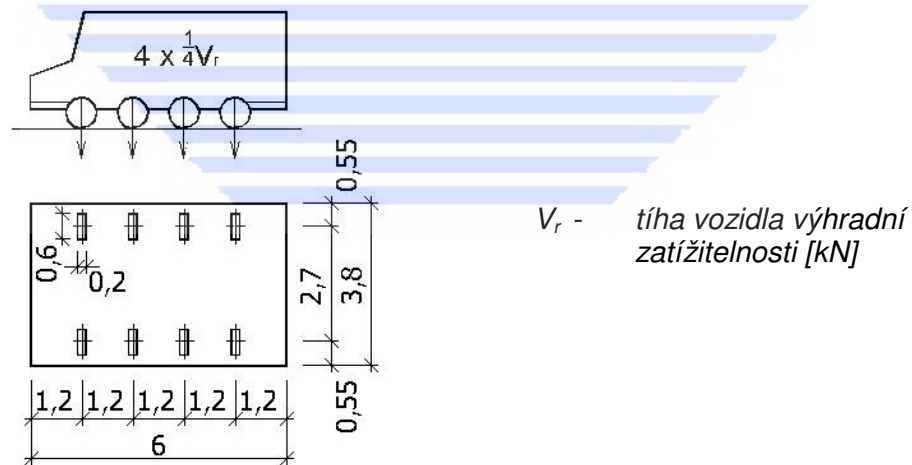
b) Třínápravové vozidlo

$V_n$  - tíha vozidla normální zatížitelnosti [kN]

Obr.2.5.1 c) – Schéma vozidel normální zatížitelnosti

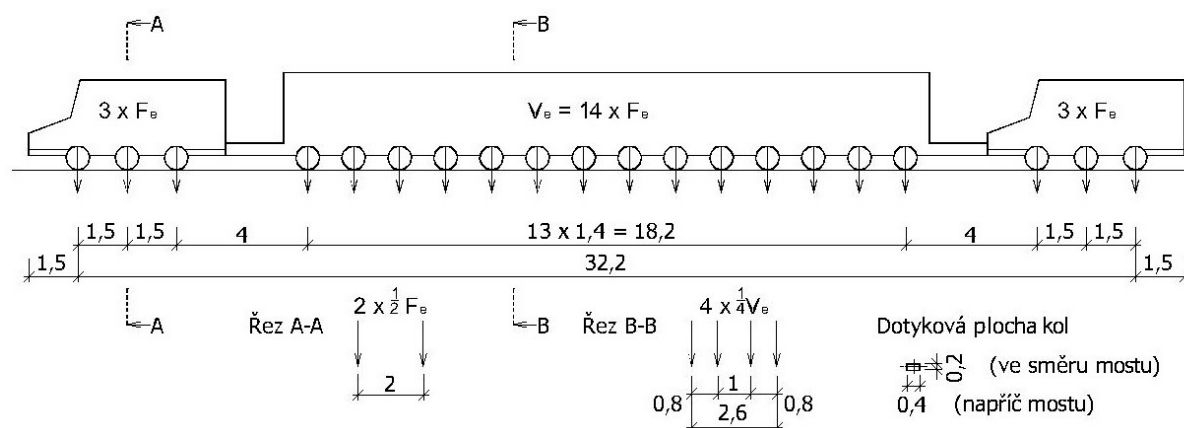


Obr.2.5.2 – Zatěžovací schéma normální zatížitelnosti, seskupení II



Obr. 2.5.3 – Zatěžovací schéma čtyřnápravového vozidla při zatížení výhradním





$F_e$  - nápravová síla [kN]

$V_e$  - celková tíha podvalníku [kN]

Obr. 2.5.4 – Zatěžovací schéma zvláštní soupravy při zatížení výjimečném

**Výjimečná zatížitelnost  $V_e$**  je maximální možná hmotnost čtrnáctinápravového podvalníku při výjimečném svislém pohyblivém zatížení.

Výjimečné svislé pohyblivé zatížení tvoří zvláštní souprava složená z jednoho čtrnáctinápravového podvalníku s jedním třinápravovým tahačem vpředu a jedním vzadu. přičemž šířka vozidel soupravy je 3.0 m a celková délka soupravy 35,2 m (obr.2.5.4). Pěší provoz je vyloučen.

Při výpočtu podle metody dovolených namáhání se výjimečné zatížení uvažuje jako mimořádné zatížení (viz přechodná ustanovení ČSN 73 6203 - 1986).

Výjimečná zatížitelnost vyjadřuje největší okamžitou celkovou hmotnost zvláštního vozidla přepravujícího mimořádně těžké náklady, které smí přejet přes most pouze předepsanou dráhou (zpravidla osa mostu) a za vyloučení veškeré ostatní dopravy. Nápravové tlaky tohoto vozidla nesmí současně překročit 1/14 výjimečné zatížitelnosti.

Všechny druhy zatížitelnosti se uvedou v evidenci mostu, přičemž se zaokrouhlí na celé tuny.

## 2.5.2 Způsoby stanovení zatížitelnosti

Způsob stanovení zatížitelnosti se v mostních listech označuje těmito písmeny:

- P zatížitelnost převzatá z projektové dokumentace (u mostů navržených podle ČSN 73 6203 - 1986)
- V zatížitelnost stanovená podrobným statickým výpočtem.
- S zatížitelnost stanovená porovnávacím statickým výpočtem.
- T zatížitelnost stanovená pomocí tabulek (viz Prováděcí pokyny ke stanovení zatížitelnosti mostů na dálnicích, silnicích a místních komunikacích podle změny a) ON 73 6220“, Praha 1985)
- O zatížitelnost stanovená odhadem,
- (E odhad podle zrušeného empirického vzorce, N – neznámý způsob)

### a) Podrobný statický výpočet

Při stanovení zatížitelnosti podrobným statickým výpočtem se postupuje podle současně platných norem pro navrhování a zatížení mostních konstrukcí, doplněných o ustanovení ON 73 6220. Dříve platné normy, popř. předpisy, slouží pouze jako informativní podklad.

Ve statickém výpočtu se zohlední skutečné materiálové charakteristiky betonu a výztuže, skutečné vyztužení (počet prutů, průřezová plocha, krytí výztuže a koroze),

skutečné rozměry konstrukce. Její skutečné statické působení a její skutečný stav.

### **b) Porovnávací statický výpočet**

Stanovení zatížitelnosti porovnávacím statickým výpočtem vychází z podmínky rovnosti rozhodující statické veličiny (včetně dynamických účinků) od zatížení podle předpisu platného v době návrhu mostní konstrukce a podle ČSN 73 6220.

Druhy porovnávacího výpočtu – porovnávají se :

- a) *účinky zatížení hlavního* (stálého a nahodilého). Dostávají se nejméně spolehlivější výsledky v rámci možností porovnávacího statického výpočtu. Tento způsob výpočtu je tím důležitější, čím větší část zatížení hlavního představuje zatížení stálé
- b) *účinky zatížení mostním svrškem a nahodilým zatížením*. Tento způsob výpočtu respektuje případnou rekonstrukci vozovky a chodníků.
- c) *účinky zatížení nahodilého*. Je nejméně věrohodný způsob výpočtu, možný tam, kde účinky zatížení nahodilého jsou rozhodující. Jinak se jedná o orientační stanovení zatížitelnosti – tímto způsobem byly v ČSN 73 6220 spočteny odhadové tabulky.

Pokud se zatížitelnost stanoví z podmínky rovnosti ohybových momentů, posoudí se konstrukce pro tuto zatížitelnost i na ostatní účinky zatížení (např. tangenciální napětí).

Porovnávací výpočet se provede pro všechny rozhodující části a prvky mostu. U trémového mostu o několika polích se porovnávací výpočet provede v každém poli pro desku a pro jednotlivé typy trámů, nebo alespoň pro nejméně zatížený trám. Jako orientační výpočet se může provést porovnávací statický výpočet pro celý příčný řez – takto byly spočteny v ČSN 73 6220 odhadové tabulky pro charakteristický příčný řez (vozovka 5,5m a dva chodníky 1,0m)

Při porovnávacím statickém výpočtu lze přihlídnout k vývoji hodnot dovolených namáhání materiálů ocelových a betonových mostů vyjádřenému součinitelem  $\beta$  dle tabulky 2.5.2.

### **c) Zatížitelnost stanovená pomocí tabulek**

Zatížitelnost se stanoví pomocí tabulek u stávajících mostů, jejichž nosnou konstrukci tvoří vybrané typy zařazené do „Prováděcích pokynů ke stanovení zatížitelnosti mostů na dálnicích, silnicích a místních komunikacích podle změny a) ON 73 6220“, Praha 1985 (nosné konstrukce z podélných prefabrikátů železobetonových nebo z předpjatého betonu a železobetonové monolitické desky).

Pozn : Ostatní části těchto Prováděcích pokynů neplatí. Pro klenbové mosty platí od 1.12.2008 TP199.

### **d) Zatížitelnost stanovená odhadem**

Zatížitelnost stávajících mostů se stanoví orientačně odhadem podle odhadových tabulek (viz 2.5.4.1 až 5), pokud není možno použít tabulek zatížitelností pro konstrukce z typizovaných prefabrikovaných prvků a železobetonové monolitické desky (viz c). Zatížitelnost stanovená odhadem má pouze omezenou platnost nejvýše 2 roky.

## **2.5.3 Úprava zatížitelnosti s ohledem na stav konstrukce mostu**

Při stanovení zatížitelnosti stávajících mostů a lávek se přihlíží ke skutečnému stavu mostní konstrukce, který se stanoví na základě prohlídek provedených pracovníkem, který vlastní „Oprávnění k výkonu hlavních a mimořádných prohlídek mostů pozemních komunikací“ od MD ČR.

Posouzení stavu mostní konstrukce z hlediska zatížitelnosti se provede buď odborným posudkem nebo povšechným odhadem.

V případě odborného posudku konstrukce se provede úprava předpokladů statického výpočtu (statického schématu konstrukce, charakteristik průřezů a materiálů).

Při povšechném odhadu stavu konstrukce se dle tab. 2.5.1 redukuje výsledná hodnota zatížitelnosti součinitelem stavu konstrukce  $\alpha$ .

U mostů s takto redukovanou zatížitelností je třeba co nejdříve ověřit vliv stavu konstrukce na její únosnost odborným posudkem na základě podrobného diagnostického průzkumu.

Povšechný odhad stavu mostní konstrukce se provede tak, že podle vad a poruch, zjištěných diagnostickým průzkumem při prohlídkách podle ČSN 73 6221, se mosty zařadí do klasifikačního stupně I až VII. Klasifikačnímu stupni odpovídá součinitel stavu konstrukce  $\alpha$  (viz tab. 2.5.1), kterým se násobí hodnota zatížitelnosti stanovená pro mostní konstrukci bez poruch.

Klasifikační stupeň	I	II	III	IV	V	VI	VII
Součinitel stavu konstrukce $\alpha$	1,0			0,8	0,6	0,4	0,2

Tab. 2.5.1 – Hodnoty součinitele stavu konstrukce  $\alpha$

Předpis	1887	1904	1923	1937	1945	1951	1953	1968	1976
Ocelové mosty	1,59		1,76	1,15		1,07		1,00	
Železobetonové mosty	1,33			1,00					

Tab. 2.5.2 – Hodnoty koeficientu  $\beta$

#### 2.5.4 Stanovení zatížitelnosti mostů pozemních komunikací odhadem podle odhadových tabulek

Odhadové tabulky jsou zpracovány pro zatížitelnost normální, výhradní, výjimečnou a zatížitelnost ekvivalentním rovnoměrným zatížením, a to pro podélný a příčný směr.

Zatížitelnosti mostů v tabulkách 2.5.4.1 až 2.5.4.5 byly stanoveny v závislosti na rozpětí, platnosti dřívějšího předpisu pro zatížení mostů a tehdejší zatěžovací třídě mostu. Tabulky platí pro rozpětí do 21 m.

Kritérium pro stanovení zatížitelnosti mostů porovnáním účinků zatížení byla rovnost ohybového momentu uprostřed rozpětí prostého nosníku od zatížení podle příslušného předpisu platného v době projektování mostu a podle ČSN 73 6220:1996.

Odhadové tabulky zatížitelností lze použít bez ohledu na materiál mostu a to pro prosté příp. i spojitě nosné konstrukce. Odhadové tabulky zatížitelností lze použít pro deskové konstrukce a pro trémové konstrukce s deskou, pokud mají v příčném řezu alespoň čtyři trámy. Hodnoty zatížitelností v tabulkách 2.5.4.1 až 2.5.4.5 je možno pro mezilehlá rozpětí interpolovat.

Předpokladem pro použití odhadových tabulek je znalost roku zpracování projektu mostu (případně jeho odvození z doby postavení mostu) a zatěžovací třídy mostu.

Pokud nejsou známy tyto údaje, je nutno uvažovat nejmenší hodnotu zatížitelnosti připadající v úvahu. Odhadové tabulky nelze použít pokud byly na původní mostní konstrukci provedeny úpravy, které ovlivňují její zatížitelnost.

Zatížitelnosti mostů pro podélný směr v tab. 2.5.4.1 až 2.5.4.3 a 2.5.4.5 (část podélný směr) byly dále stanoveny za předpokladu, že celý příčný řez se stejnoměrně podílí na přenesení zatížení.

Zatížitelnosti mostů pro příčný směr v tab. 2.5.4.4 a 2.5.4.5 (část příčný směr) se používají pro trémové konstrukce s deskou, přičemž jako zatížitelnost těchto konstrukcí je nutno uvažovat menší z hodnot pro podélný a příčný směr.

Zatížitelnosti ekvivalentním rovnoměrným zatížením v tab.2.5.4.3 a 2.5.4.4 umožňují posouzení mostní konstrukce jako lávky pro pěší, případně posouzení zatížení, které lze nahradit rovnoměrným zatížením.

Vzhledem k vývoji dovolených namáhání betonových a ocelových konstrukcí v dřívějších předpisech je možno zatížitelnosti betonových a ocelových mostů v odhadových tabulkách 2.5.4.1 až 2.5.4.5 násobit koeficientem podle tab. 2.5.2.

Číslo předpisu	Začátek platnosti předpisu	Zatěžovací třída	Rozpětí (m)			
			≤ 3	9	15	21
1.1	1887	I	6	9	12	15
		II	3	6	10	13
		III	2	5	8	11
1.2	1904	I	8	11	16	20
		II	6	10	14	17
		III	2	5	8	11
1.3	1923	I	7	10	14	17
		II	5	7	10	13
		III	2	5	8	11
1.4	1937	I	11	15	22	26
		II	7	11	15	20
		III	5	8	12	16
1.5	1945	A	29	31	35	32
		B	11	15	22	22
1.6	1951	A	14	32	34	35
		B	14	21	26	29
1.7	1953	C	10	14	18	22
1.8	1968	A	27	41	47	51
		B	9	22	25	28
1.9	1976	A	27	40	46	49
		B	8	20	23	25

Tab. 2.5.4.1- Odhad zatížitelnosti normální v tunách. Podélný směr

Číslo předpisu	Začátek platnosti předpisu	Zatěžovací třída	Rozpětí (m)			
			≤ 3	9	15	21
1.1	1887	I	12 (26)	19	26	33
		II	7 (14)	12 (14)	21	29
		III	4 (8)	10 (11)	18	25
1.2	1904	I	16 (34)	24 (25)	34	42
		II	12 (26)	21 (22)	29	38
		III	4 (8)	10 (11)	18	25
1.3	1923	I	15 (31)	22 (23)	30	36
		II	9 (19)	14 (16)	21	29
		III	4 (10)	10 (11)	18	25
1.4	1937	I	48	35	44	54
		II	15 (31)	24 (25)	33	42
		III	9 (20)	16 (18)	26	35
1.5	1945	A	73	65	71	67
		B	48	35	44	45
1.6	1951	A	62	66	70	73
		B	59	44	52	61
1.7	1953	C	41	31 (32)	39	47
1.8	1968	A	70	86	97	107
		B	28 (36)	45	52	58
1.9	1976	A	68	83	94	103
		B	27 (34)	42	47	51

Tab. 2.5.4.2 - Odhad zatížitelnosti výhradní v tunách. Podélný směr

Poznámka :

Hodnoty zatížitelností v závorkách jsou uvedeny v ON 73 6220, změna b) : 1992 (uvažováno je vždy čtyřnápravové vozidlo). Ostatní hodnoty jsou v ČSN 73 6220 (1996) a ON 73 6220 (1992) stejné.

Číslo předpisu	Začátek platnosti předpisu	Zatěžovací třída	Rozpětí (m)			
			≤ 3	9	15	21
1.1	1887	I	1,2	0,6	0,5	0,5
		II	0,7	0,4	0,4	0,4
		III	0,4	0,3	0,3	0,3
1.2	1904	I	1,6	0,7	0,6	0,6
		II	1,2	0,7	0,6	0,5
		III	0,4	0,3	0,3	0,3
1.3	1923	I	1,5	0,7	0,6	0,5
		II	0,9	0,5	0,4	0,4
		III	0,4	0,3	0,3	0,3
1.4	1937	I	2,2	1,1	0,8	0,7
		II	1,5	0,7	0,6	0,6
		III	0,9	0,5	0,5	0,5
1.5	1945	A	2,4	1,5	1,1	0,9
		B	1,6	0,8	0,7	0,6
1.6	1951	A	2,9	2,0	1,3	1,0
		B	2,8	1,3	1,0	0,8
1.7	1953	C	1,9	1,0	0,7	0,6
1.8	1968	A	3,3	2,6	1,8	1,5
		B	1,7	1,3	1,0	0,8
1.9	1976	A	3,2	2,5	1,8	1,4
		B	1,6	1,2	0,9	0,7

Tab. 2.5.4.3 - Odhad zatížitelnosti rovnoměrným zatížením v t/m<sup>2</sup>. Podélný směr

Číslo předpisu	Začátek platnosti předpisu	Zatěžovací třída	Zatížitelnost					
			Normální (t)		Výhradní (t)		Rovnom. zatížením (t/m <sup>2</sup> )	
			Rozpětí (m)					
			≤ 1,5	3	≤ 1,5	3	≤ 1,5	3
1.1	1887	I	5	6	5	7	3,6	1,6
		II	3	3	3	4	1,8	0,8
		III	1	2	1	2	0,9	0,4
1.2	1904	I	9	11	9	13	6,1	2,8
		II	7	8	7	10	4,8	2,1
		III	1	2	1	2	0,9	0,4
1.3	1923	I	13	11	13	13	9,1	2,8
		II	7	6	7	7	4,8	1,5
		III	2	2	2	2	1,2	0,5
1.4	1937	I	37	26	56	56	12,7	3,9
		II	12	10	12	12	8,5	2,6
		III	7	6	7	7	5,1	1,6
1.5	1945	A	37	42	56	56	12,7	6,4
		B	37	42	56	56	12,7	6,4
1.6	1951	A	45	31	67	67	15,3	4,7
		B	45	31	67	67	15,3	4,7
		C	15	12	15	15	10,2	3,1
1.7	1953	A	37	26	56	56	12,7	3,9
		B	37	26	56	56	12,7	3,9
		C	12	10	12	12	8,5	2,6
1.8	1968	A	53	47	80	85	18,1	7,1
		B	13	12	13	14	9,1	3,5
1.9	1976	A	53	46	79	83	17,9	6,9
		B	12	12	13	14	9,0	3,5

Tabulka 2.5.4.4 - Odhad zatížitelnosti normální, výhradní a rovnoměrným zatížením. Příčný směr

Číslo předpisu	Začátek platnosti předpisu	Zatěžovací třída	Výjimečná zatížitelnost (t)					
			Podélný směr			Příčný směr		
			Rozpětí (m)					
			≤ 3	9	15	21	≤ 1,5	3
1.1	1887	I	161	80	69	65	80	87
		II	88	56	56	56	40	44
		III	50	47	47	48	20	22
1.2	1904	I	208	102	89	81	118	156
		II	159	90	78	73	107	116
		III	50	47	47	48	20	22
1.3	1923	I	194	95	78	70	200	156
		II	120	64	56	56	107	83
		III	59	47	47	48	27	29
1.4	1937	I	294	144	116	104	280	218
		II	193	102	87	81	187	145
		III	124	73	69	67	112	87
1.5	1945	A	323	203	150	130	280	356
		B	210	109	93	87	280	356
1.6	1951	A	383	272	185	141	336	261
		B	364	180	138	119	336	261
		C	255	132	103	90	224	174
1.7	1953	A	383	272	185	141	280	218
		B	364	180	138	119	280	218
		C	255	132	103	90	187	145
1.8	1968	A	430	351	255	207	398	396
		B	225	185	137	112	199	198
1.9	1976	A	422	342	247	199	394	387
		B	211	171	124	99	197	194

Tabulka 2.5.4.5 - Odhad zatížitelnosti výjimečné. Podélný a příčný směr



### **3 Předpisy pro betonové mostní konstrukce**

Přehled návrhových norem pro navrhování mostů :

- 1 Nový mostní řád mostů železnicových, nadželeznicových, mostů silnic příjezdných se železnými nebo dřevěnými konstrukcemi nosnými. Praha 1904
- 2 Výnos c.k. Ministerstva veřejných prací číslo 26954. Praha 1914
- 3 Předpis ze dne 15.6.1911 a Dodatek ze dne 15.9.1918 o zřizování nosných konstrukcí ze železového a prostého betonu při mostech silnicových. Praha 1919
- 4 Návrh čsl. mostního řádu. Zprávy veřejné služby technické, roč.V/1923, č. 21,23
- 5 ČSN 1090:1931 Navrhování betonových staveb
- 6 ČSN 1230:1937 Jednotný mostní řád. Část I. Navrhování mostů
- 7 Výnos ministerstva dopravy, veřejná správa technická, č.128/4-II/7 z 15.9.1945
- 8 Směrnice pro navrhování mostů. Praha 1951 + Změna 1960, kapitola 9 (SNM 1951)
- 9 ČSN 73 6202:1953 Zatížení a statický výpočet mostů
- 10 Směrnice Ministerstva stavebnictví ze 6.4.1954
- 11 Směrnice Ministerstva stavebnictví, 1964
- 12 Výnos Ministerstva dopravy, 1968
- 13 73 6206:1971 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí + Změna a - 10/1989 + Změna 2 - 1994 + Změna 3 - 2005

Přehled návrhových norem pro navrhování předpjatých betonových mostů :

- 14 Směrnice pro navrhování mostů. Praha 1951
- 15 ČSN 73 2004:1963 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu
- 16 ČSN 73 1251:1969 Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu
- 17 ČSN 73 6207:1993 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu + Změna 1/1998 + Změna 2 - 2006

### 3.1 Beton

Pokud v dokumentaci mostu je uveden druh betonu nebo značka, stanoví se jeho třída, odpovídající ČSN EN 206-1 podle tabulky 3.1.1.

Druh	Značka	Třída	Třída
ČSN 1230-1937 až (SNM 1951)	SNM 1951 až ČSN 73 6206	ČSN 73 2400 :1986	ČSN EN 206-1
a	60	(B3)	-
b	80	B5	-
c	105	B7,5	-
d	135	B10	C 8/10
-	(160)	B12,5	-
e	170	(B13,5)	(C-/13,5)
-	(200)	B15	C12/15
f	250	B20	C16/20
-	(300)	B25	C20/25
g	330	(B28)	(C-/28)
-	(350)	B30	C25/30
-	400	B35	(C-/35)
-	(425)	(B37)	C30/37
-	(450)	B40	(C-/40)
-	500	B45	C35/45
-	(550)	B50	C40/50
-	600	B55	C45/55
-	(650)	B60	C50/60

Třída nebo značka betonu uvedená v ( ) není v příslušné normě zavedena.  
 Vlastnosti betonů uvedených v ( ) je dovoleno odvodit lineární interpolací z hodnot pro betony zavedené v příslušné normě.  
 Vyšší pevnostní třídy betonu (C55/67 až C100/115) dle ČSN EN 206-1, popř. ČSN EN 1992-1-1 nejsou v této tabulce zahrnuty.

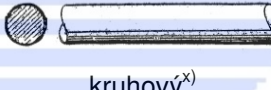
Tab. 3.1.1 - Přehled druhů, značek a tříd betonu

### 3.2 Charakteristiky betonářské výztuže



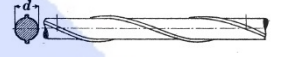

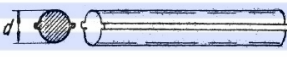
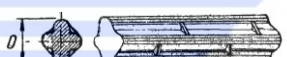
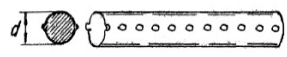

Druh výztuže se určí některým z těchto způsobů:

- z dokumentace skutečného provedení stavby, ze zápisu o skutečném provedení stavby ve stavebním deníku nebo jiné dokumentace o stavbě,
- vizuálně podle tvaru průřezu prutu, povrchu prutu a znalosti doby stavby mostu,
- na základě mechanických vlastností zjištěných zkouškami na odebraných vzorcích.

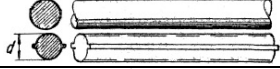
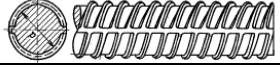
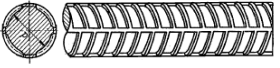

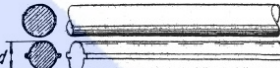
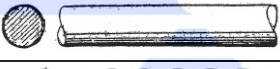

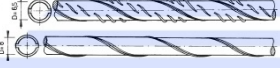
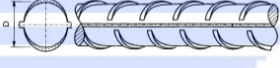

Druhy betonářské výztuže a její charakteristiky podle dříve platných předpisů jsou uvedeny v tabulce 3.2.1., jejich charakteristiky podle ČSN ISO 13822 jsou uvedeny v tabulce 3.2.2a – 3.2.2c. Viz též TP 193.

Název předpisu	Charakteristiky betonářské výztuže				
	Druh	Označení	Tvar	Průměrná mez kluzu mez 0,2 <sup>7)</sup> [MPa]	Dovolené namáhání <sup>1)</sup> [MPa]
Nový mostní řád 1904 až Návrh čs. Mostního řádu z roku 1923	Svářkové železo	-	nenormován	-	105 <sup>2)</sup>
	Plávkové železo	-	nenormován	-	115 <sup>2)</sup>
ČSN 1016-1926	C 34	-		-	120
ČSN 1090-1931	Cc	-		-	120
	C 38	-		-	120
	Jakostní	-		340	150
	Beton - special	-		340	150
ČSN 1091-1935	Cb	-	-	120	
ČSN 1230-1937	C 37	-	230	140	
	C 52	-	360	150	
Výnos z 27.7.1946	Roxor		400	190	
	Isteg		360	170	
	Toros		400	190	

Tab. 3.2.1 - Přehled vlastností betonářské výztuže vyráběné od roku 1923 dle teorie dovolených namáhání

Název předpisu	Charakteristiky betonářské výztuže				
	Druh	Označení	Tvar	Průměrná mez kluzu mez 0,2 <sup>7)</sup> [MPa]	Dovolené namáhání <sup>1)</sup> [MPa]
ČSN 1090-1948 Směrnice pro navrhování mostů - 1951	10 002	A		Pouze jako konstrukční výztuž	
	10 372	B		230	140
	10 373	Bs	D ≤ 30mm	230	140
			D > 30mm	210	120
	10 452	C		270	155
	10 472	I (Isteg)		360	180
	10 492	T (Toros)		400	200
	10 512 <sup>3)</sup>	R (Roxor)		380	200
10 513	Rs (Roxor)				
Změna Směrnic pro navrhování mostů z roku 1960	10 002	A		210	125
	10 452	C		270	155
	10 453	Cs			
	10 512	R (Roxor)		380	200
	10 513	Rs (Roxor)			
Změna Směrnic pro navrhování mostů z roku 1960	10 512	L (Laxor)		380	200
	10 513	Ls (Laxor)			
	R 40	III A		400	210

Tab. 3.2.1 - Přehled vlastností betonářské výztuže vyráběné od roku 1923 dle dříve platných předpisů (pokračování)

Název předpisu	Charakteristiky betonářské výztuže				
	Druh	Označení	Tvar	Průměrná mez kluzu mez 0,2 <sup>7)</sup> [MPa]	Dovolené namáhání <sup>1)</sup> [MPa]
Směrnice ministerstva stavebnictví z roku 1964	200	A – 0		210	125
	10 300	A – II		300	155
	125	As – III		400	210
	10 400 B	As – III			
	10 512	R		380	200
	10 513	Rs			
Výnos ministerstva dopravy z roku 1968. ČSN 73 6206 Výnos ministerstva dopravy z roku 1968. ČSN 73 6206	10 216 <sup>4)</sup>	E		210	110 <sup>5)</sup>
					120 <sup>6)</sup>
	11 373	EZ		230	120
	10 335	J		330	180
	III A	T		330	180
	10 425	V		420	235
	10 426	W			
	10 505	R		500	280
	KARI		490	260	

**POZNÁMKY:**  
 Uvedené dovolené namáhání pro hlavní zatížení při výpočtu podle CSN 73 6206.  
 Hodnoty dovoleného namáhání lze uvažovat i pro výztuž konstrukcí navržených před rokem 1923.  
 Výztuž 10512 (Roxor) se používala i před rokem 1951 (přibližně od roku 1933).  
 Pouze konstrukční a zajišťující výztuž.  
 Průměr 5,5 mm až 8 mm.  
 Průměr 10 mm až 32 mm.  
 V dřívějších normových předpisech byla uváděna normová mez pružnosti.  
 x) nejčastěji kruhový.

Tab. 3.2.1 - Přehled vlastností betonářské výztuže vyráběné od roku 1923 dle dříve platných předpisů (dokončení)

Druh výztuže	Vlastnosti výztužných ocelí [MPa] <sup>1)</sup>
--------------	---

	Návrhové hodnoty pevností oceli pro betony pevnostní třídy C12/15 a vyšší		Charakteristické hodnoty oceli		Svařitelnost
	Tah	Tlak	Mez kluzu <sup>3)</sup> (mez 0,2)	Mez pevnosti	
Cc, C 34	180	180	-	Min.340	-
Cb	180	180	-	Min.350	-
C37, C38	180	180	-	Min.370	-
C52 <sup>2)</sup>	250 <sup>4)</sup>	250	Min.340	Min.520	-
10 002	180	180	210	320 ÷ 500	-
10 370	180	180	210	370 ÷ 450	Dobrá
10 372	190	190	230	370 ÷ 450	Dobrá
10 452	230	230	270	-	Obtížná
10 472 (Isteg)	320	0	360	Min.400	Nesvařitelná
10 492 (Toros)	340	340	400	Min.440	Nesvařitelná
10 512 (Roxor)	340	340	400	Min.500	Dobrá
<sup>1)</sup> Výztužné oceli byly uvedeny v následujících předpisech : ČSN 1090:1931 Navrhování betonových staveb ČSN 1090:1948 Navrhování betonových staveb ČSN 1090:1948 Navrhování staveb ze železového betonu podle stupně bezpečnosti ČSN 42 0132:1957 Tyče pro výztuž do betonu ČSN 73 2001:1956 Projektování betonových staveb Pozn. : Uvedené normy v současné době již neplatí <sup>2)</sup> Také tzv. ocel Jakostní a ocel Beton Speciál <sup>3)</sup> Dříve mez průtažnosti <sup>4)</sup> Vyšší hodnoty je nutné odvodit na základě zkoušek					

Tab. 3.2.2a - Přehled vlastností betonářské výztuže vyráběné v období 1920 – 1965 dle ČSN ISO 13822

Druh výztuže	Vlastnosti výztužných ocelí [MPa] <sup>1)</sup>					Svařitelnost
	Označení	Návrhové hodnoty pevností oceli pro betony pevnostní třídy C12/15 a vyšší		Charakteristické hodnoty oceli		
		Tah	Tah	Mez kluzu <sup>3)</sup> (mez 0,2)	Mez pevnosti	
10 210	E	190	190	210	500	Dobrá
10 216		190	190	210	500	
10 300 10 307	H, R30	250	250	300	450	Dobrá
10 302 10 308	K, TOR30	250	250	300	400	Nesvařitelná
10 400	Rs40	330	330	400	550	Zaručená
10 401	R40	330	330	400	550	Obtížná
10 402	RK40	330	330	400	550	Nesvařitelná
Svař.sítě	S	270	240	500	600	Nesvařitelná

<sup>1)</sup> Výztužné oceli jsou uvedeny v těchto normách :

- ČSN 41 0210 : 1962 Ocel 10 210
- ČSN 41 0300 : 1962 Ocel 10 300
- ČSN 41 0302 : 1962 Ocel 10 302
- ČSN 41 0400 : 1962 Ocel 10 400
- ČSN 41 0401 : 1962 Ocel 10 401
- ČSN 41 0402 : 1962 Ocel 10 402
- ČSN 41 0139 : 1962 Tyče pro výztuž do betonu

Poznámka : V současné době již některé z těchto norem nejsou platné

Tab. 3.2.2b - Přehled vlastností betonářské výztuže vyráběné v období 1960 – 1970 dle ČSN ISO 13822

Druh výztuže		Vlastnosti výztužných ocelí <sup>1)</sup> [MPa]							
		Označení	Návrhová hodnoty pevnosti oceli				Charakteristická hodnota oceli		Svařitelnost
			Tah		Tlak		Mez kluzu, mez 0,2	Mez pevnosti	
			C12/15	C16/20 a vyšší	C12/15	C16/20 a vyšší			
10 216		E	190				206		Dobrá
11 373		EZ	215 pro $d_s \leq 16$ mm				235	340	Vhodná ke svařování
			205 pro $d_s > 16$ mm				226		
10 245		K	220				245	363	Zaručená
10 335		J	300		300		325	471	Zaručená
10 338		T	300		270		325	390	Podmíněná
10 425		V	340	375	340	375	410	569	Zaručená
10 505		R	340	425	340	420	490	720	Zaručená
Svařované sítě z drátů	Hladkých	S	270	300	240	270	490	539	Nesvařitelná
	S vtisky	Sv	320	375	290	340	441	530	
	KARI	Sz	340	425	290	380	490	539	

<sup>1)</sup> Výztužné oceli jsou uvedeny v těchto normách a předpisech :

- ČSN 41 0216 : 1979 Ocel 10 216
- ČSN 41 0335 : 1979 Ocel 10 335
- ČSN 41 0338 : 1979 Ocel 10 338
- ČSN 41 0425 : 1979 Ocel 10 425
- ČSN 41 0505 : 1979 Ocel 10 505
- ČSN 41 0139 : 1979 Tyče pro výztuž do betonu. Technické dodací podmínky
- ČSN 41 0159 : 1979 Tyče válcované za tepla pro výztuž do betonu
- Metodické pokyny pro používání ocelí v betonových konstrukcích, Výzkumný ústav pozemních staveb, Praha 1967
- Změny a doplňky Metodických pokynů z 21.6.1967 pro používání výztužných ocelí v betonových konstrukcích, Výzkumný ústav pozemních staveb, Praha 1969
- Metodické pokyny pro používání ocelí v betonových konstrukcích navrhovaných podle ČSN 73 1201 : 1667

Tab. 3.2.2c - Přehled vlastností betonářské výztuže vyráběné po roce 1970 dle ČSN ISO 13822



### 3.3 Charakteristiky předpínací výztuže

Druh výztuže	Označení ve výkresech	Jmenovitý průměr d [mm]	Pevnost výztuže [MPa]		Norma
			normová	návrhová	
Patentovaný drát nepopouštěný	PD	2.0	2000	1495	ČSN 42 6441
		2.2	1900	1400	
		2.5	1900	1400	
		2.8	1750	1310	
		3.0	1750	1310	
		3.5	1650	1215	
		4.0		1120	
		4.5		1120	
		5.0	1500	1025	
		5.5	1450	980	
		6.0	1450	980	
7.0	1400	935			
Patentovaný drát popouštěný	PP	4.0	1800	1430	PN-DH 85-001-82
		4.5	1720	1365	
		5.0	1750	1390	
		5.5	1700	1350	
		6.0	1570	1245	
Ocelový drát s nízkou relaxací	PH	3.0	1860	1490	PN 22-285-82
		4.0	1820	1455	
		4.5	1800	1440	
		5.0	1800	1440	
		6.0	1720	1375	
Ocelový drát s nízkou relaxací s vtisky	PV	3.0	1830	1465	PN 22-290-82
		4.0	1790	1430	
		4.5	1770	1415	
		5.0	1740	1390	
		6.0	1690	1350	
Ocelový drát stabilizovaný	PN	4.0	1760	1315	PN 22-178-76
		4.5	1720	1280	
		5.0	1670	1240	
		6.0	1570	1165	
Ocelový drát stabilizovaný s vtisky	PNV	4.0	1670	1245	PN 22-178-76
		4.5	1620	1210	
		5.0	1570	1170	
		6.0	1470	1100	

Tab. 3.3.1 – Charakteristiky předpínací výztuže – dráty (podle ČSN 73 1201:1986).  
Návrhová pevnost je  $0,935 \cdot \sigma_{0,2}$

Druh výztuže	Označení ve výkresech	Jmenovitý průměr d [mm]	Pevnost výztuže [MPa]		Norma	
			normová	návrhová		
Sedmidrátová lana popouštěná	LA	12.5	1620	1210	TP-DH 47-006-82	
		15.2		1285	TP 22-194-82	
		15.5		1285	TP 22-194-82 TP-DH 47-007-82	
	LB	12.5	1720	1365	TP 22-197-82	
	LC	12.7	1765	1400	TP-DH 47-001-82	
		7.8				
	LD	12.5	1800	1430	TP-DH 47-003-82	
		15.5			TP-DH 47-002-80	
Sedmidrátová lana s nízkou relaxací	LSA	12.5	1800	1440	PN-DH 47-008-83	
		15.5				
	LSB	12.5	1900	1520		
		15.5				
Spletenice	dvojdrát	SPA	5	1765	1320	PN-DH 47-005-82
		SPB	5.4			
	6					
	trojdrátové	SPC	5.4	1860	1390	
			6			
		SPD	6.6	1720	1285	
		SPE	6.6	1800	1345	
	SPI	7.6	1670	1250		

Tab. 3.3.2 – Charakteristiky předpínací výztuže – lana (podle ČSN 73 1201:1986).  
Návrhová pevnost je  $0,935 \sigma_{0,2}$

Druh výztuže	Označení ve výkresech	Jmenovitý průměr d [mm]	Pevnost výztuže [MPa]		Norma
			normová	návrhová	
Ocel tyčová žebírková 10 607	YZ	10.5	850	510	ČSN 41 0607
		12			
		14			
		16			
Ocel tyčová hladká 10 567	YH	25	850	480	TP 202-111-79
		28			
		32			

Tab. 3.3.3 – Charakteristiky předpínací výztuže – tyče (podle ČSN 73 1201:1986).  
Návrhová pevnost je 0,935 meze kluzu.

### 3.4 Teorie dovolených namáhání – původní metodika navrhování betonových mostních konstrukcí

Pro zatížení hlavní jsou dovolená namáhání materiálů stanovena konkrétními tabulkovými hodnotami v příslušných normách nebo předpisech (příklad. viz tab. 3.4.1). Pro ostatní kombinace zatížení se tyto tabulkové hodnoty násobily :

- součinitelem 1,15 pro zatížení celkové
- součinitelem 1,22 pro kombinaci zatížení hlavního s mimořádným
- součinitelem 1,40 pro kombinaci jako za b) s uvažováním vedlejších zatížení a vlivů.

#### 3.4.1 Konstrukce z prostého betonu

Třída betonu	Značka betonu	Modul pružnosti (MPa)	Dovolená namáhání prostého betonu při zatížení hlavním (MPa)			
			V tlaku		V tahu	
			Prostý tlak	Ohyb a mimostředný tlak	V hlavním tahu (smyku, kroucení)	za ohybu a mimostředném tlaku
-	105	17500	1,6	2,0	0,20	0,40
C 8/10	135	20000	2,0	2,5	0,25	0,50
C -/13,5	170	23000	2,5	3,5	0,30	0,60
C 16/20	250	26500	3,5	4,5	0,35	0,70

Tabulka 3.4.1 – Charakteristiky prostého betonu podle ČSN 73 6206 : 1972

Pevnostní třída betonu	Dovolená namáhání prostého betonu pro hlavní zatížení [MPa]			
	V tlaku		V tahu	
	Dostředném	Za ohybu a mimostředného tlaku	Dostředném a hlavním <sup>1)</sup>	Za ohybu a mimostředného tlaku
C8/10	2,0	2,5	0,25	0,50
C12/15	2,8	3,6	0,30	0,60
C16/20	3,5	4,5	0,35	0,70
C20/25 a vyšší	4,0	5,0	0,40	0,80

<sup>1)</sup> □ Napětí v hlavním tahu je dáno napětím ve smyku od posouvajících sil a kroucení.

POZNÁMKA □ Pro třídy betonu neuvedené v tabulce lze dovolená namáhání stanovit lineární interpolací. Při volbě pevnostní třídy betonu je třeba přihlédnout k požadavkům trvanlivosti.

Tabulka 3.4.1b Charakteristiky prostého betonu podle ČSN 73 6206 Změna Z3 : 2005

### 3.4.2 Konstrukce ze železového betonu

Při návrhu železobetonového průřezu se předpokládá pružné působení prvku. Při výpočtu napětí se pro ideální průřez uvažuje pracovní součinitel  $n = 15$ . Předpokládá se, že beton v tahu nepůsobí.

Podrobnosti navrhování jsou např. v Technickém průvodci, svazek 24 Železový beton, SNTL Praha 1959.

	Třída betonu		C -/13,5	C 16/20	C -/28	C -/35	C 35/45		
1	Značka betonu		170	250	330	400 <sup>x</sup>	500		
2	Dovolené namáhání při hlavní m zatížení (MPa)	V tlaku dostředném	$k_{bc}$	3,5	5,0	6,6	7,8	10,0	
3		V tlaku za ohybu a za mimostředného tlaku	$k_{bd}$	5,1	7,5	9,9	11,5	14,5	
4		V tlaku za ohybu a za mimostředného tlaku obdélníkových průřezů tloušťky alespoň 200 mm	$k_{bd}$	6,8	10,0	13,2	15,5	20,0	
5		V tahu za mimostředného tlaku	$k_{bt}$	0,9	1,1	1,3	1,5	1,8	
6		V hlavním tahu, ve smyku	$k_{bht}$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	
7		V soudržnosti	10 216, 11 373, 11 375	$k_{bsd}$	0,5	0,6	0,7	-	-
			10 338, 10 425, 10 505, kari síť, 10 245, 10 335		-	1,1	1,4	1,6	1,8
8	Modul pružnosti betonu $E_b$ (MPa)		23000	26500	30500	33000	37500		

<sup>x)</sup> obvykle pro konstrukce z předpjatého betonu ve směrech, ve kterých nepůsobí předpětí, popř. úložné prahy

Tabulka 3.4.2 Charakteristiky železového betonu podle ČSN 73 6206 : 1972

Pevnostní třída betonu	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85
Modul pružnosti *) [MPa] podle ČSN EN 1992-1-1	27000	29000	30000	31000	33000	34000	35000	36000	37000	38000	39000	41000
Objemová hmotnost [kg/m <sup>3</sup> ]	2500				2 600							

\*) Modul pružnosti se stanoví podle ČSN ISO 6784 (73 1319)

Tabulka 3.4.3a Charakteristiky železového betonu podle ČSN 73 6206 Změna Z3 : 2005

Řádek	Druh námáhání	Dovolená namáhání při hlavním zatížení [MPa] pro beton pevnostní třídy											
		C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85 <sup>1)</sup>
1	v tlaku dostředném	4,0	5,0	6,0	7,2	8,5	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0	14,7	16,0
2	v tlaku za ohybu a za mimostředného tlaku/tahu <sup>2)</sup>	8,0	10,0	12,0	14,5	17,0	20	22	24	26	28	29,5	32
3	v tahu za mimostředného tlaku	1,0	1,1	1,2	1,35	1,6	1,8	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
4	v hlav. tahu <sup>3)</sup>	0,55	0,6	0,65	0,7	0,8	0,9	1,0	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25
5	v soudržnosti pro ocele druhu	10 216 11 373 11 375	0,55	0,6	0,65	nepoužívá se							
		10 425 10 505 10 555	<sup>4)</sup>	1,1	1,3	1,5	1,7	1,8	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4

<sup>1)</sup>  Pokud se použije beton vyšší pevnostní třídy, je třeba jeho dovolená namáhání odvodit z charakteristických vlastností betonu, získaných průkaznými zkouškami, ověřenými autorizovanou osobou

<sup>2)</sup>  Počítá-li se s tímto dovoleným namáháním u konstrukcí namáhaných ohybem nebo tlakem/tahem a velkou výstředností, nedbá se tlakové výztuže.

<sup>3)</sup>  Napětí v hlavním tahu je dáno napětím ve smyku od posouvajících sil a kroucení.

<sup>4)</sup> Nepoužívá se.

Tabulka 3.4.3b Charakteristiky železového betonu podle ČSN 73 6206 Změna Z3 : 2005

Jakostní značka oceli	Vyztužení v %	
	Min	Max
10 216		
11 373	0,30	3,00
11 375		
10 425	0,29	2,80
10 335	0,25	2,30
10 338		
10 425	0,20	1,80
10 426		
Kari síť		
10 505	0,18	1,60

Tabulka 3.4.4 Procenta vyztužení ohýbaných prvků podle ČSN 73 6206 : 1972

### 3.4.3 Konstrukce z předpjatého betonu

Dříve platné směrnice a normy jsou uvedeny v úvodu této kapitoly. Z ČSN 73 6207:1993 a jejich změn se uvádějí:

#### 1) dovolená namáhání betonu:

Obor platnosti			Dovolené namáhání v tlaku [MPa] pro beton značky - třídy					Řádek
			250 C16/20	330 C-/28	400 C-/35	500 C35/45	600 C45/55	
V tlačené oblasti při hlavním zatížení	za dostředného tlaku	$k_{bc}$	7,5	9,5	11,0	13,0	15,0	1
	za rovinného ohybu nebo mimostředného tlaku či tahu	$k_{bd}$	9,0	11,0	13,5	<b>16,0</b>	<b>18,0</b>	2
V tažené oblasti při hlavním zatížení	za dostředného tlaku	$k_{bc}$	8,0	11,0	13,5	16,0	18,0	3
	za rovinného ohybu nebo mimostředného tlaku či tahu	$k_{bd}$	9,5	12,5	15,0	<b>18,0</b>	<b>20,0</b>	4

Tab. 3.4.5a Dovolená namáhání v tlaku - ČSN 73 6207:1993

Dovolená namáhání v tlaku v MPa pro beton pevnostní třídy											Řádek
C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	
7,5	9,0	10,0	11,5	13,0	14,0	15,0	16,0	17,0	18,5	20,5	1
9,0	10,5	12,0	14,0	16,0	17,0	18,0	19,0	20,5	22,0	23,5	2
8,0	10,5	12,0	14,0	16,0	17,0	18,0	19,0	20,5	22,0	23,5	3
9,5	11,5	13,0	15,5	18,0	19,0	20,0	21,0	22,0	24,0	26,0	4

Tab. 3.4.5b Dovolená namáhání v tlaku - ČSN 73 6207 Změna Z2 : 2006

**Poznámka:** U segmentových konstrukcí musí být v celé spáře dodržen za provozu nejmenší tlak 1,0 MPa, a alespoň tlak 0,15 MPa ve stavebním stadiu.

Obor platnosti			Dovolené namáhání v tahu [MPa] pro beton značky					Řádek	
			250	330	400	500	600		
V tlačené oblasti při hlavním zatížení	za rovinného ohybu nebo mimostředného tahu či tlaku	před a po zavedení předpětí	0,7	0,8	0,9	1,05	1,2	1	
		po zavedení veškerých stálých zatížení	0					2	
V tažené oblasti při hlavním zatížení	při plném předpětí	za dostředného tahu	0					3	
		za rovinného ohybu nebo mimostředného tahu či tlaku	0					4	
	při částečném předpětí	za dostředného tahu	0,7	0,8	0,9	1,05	1,2	5	
		za rovinného ohybu nebo mimostředného tahu či tlaku	tažená oblast v dolní části průřezu	1,5	2,0	2,3	2,6	2,9	6
			taž. obl. v hor. části průřezu	s izolací	1,5	2,0	2,3	2,6	2,9
bez izolace	0,9	1,0		1,1	1,3	1,5	8		

Tab. 3.4.6a Dovolená namáhání betonu v tahu ČSN 73 6207:1993

Dovolená namáhání v tahu v MPa pro beton pevnostní třídy										Řádek
C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	
0,75	0,8	0,9	1,05	1,1	1,2	1,25	1,3	1,35	1,45	1
0 <sup>9)</sup>										2
0										3
0										4
0,75	0,8	0,9	1,05	1,1	1,2	1,25	1,3	1,35	1,45	5
1,75	2,05	2,35	2,6	2,8	2,9	3,1	3,35	3,65	4,0	6
1,75	2,05	2,35	2,6	2,8	2,9	3,1	3,35	3,65	4,0	7
0,95	1,05	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,85	2,05	8
2,2	2,45	2,75	3,1	3,3	3,5	3,75	4,0	4,2	4,6	9
3,35	3,7	4,25	4,7	5,0	5,3	5,6	6,0	6,55	7,05	10

Tab. 3.4.6b Dovolená namáhání betonu v tahu ČSN 73 6207 Změna Z2 : 2006

Obor platnosti			Dovolené namáhání v hlavním tahu [MPa] pro beton značky					Řádek
			250	330	400	500	600	
Při plném předpětí	Hlavní zatížení působí	smykem za ohybu nebo kroucením	0,75	0,85	1,0	1,1	1,2	1
		smykem za ohybu s kroucením	0,8	0,95	1,1	1,25	1,4	2
	Celkové zatížení působí	smykem za ohybu nebo kroucením	0,8	0,95	1,1	1,25	1,4	3
		smykem za ohybu s kroucením	0,95	1,15	1,3	1,5	1,65	4
Při částečném předpětí	hlavní zatížení působí	smykem za ohybu nebo kroucením	1,5	1,7	2,0	2,2	2,4	5
		smykem za ohybu s kroucením	1,6	1,9	2,2	2,5	2,8	6
	celkové zatížení působí	smykem za ohybu nebo kroucením	1,6	1,9	2,2	2,5	2,8	7
		smykem za ohybu s kroucením	1,9	2,3	2,6	3,0	3,3	8

Tab.3.4.7a Dovolená namáhání betonu v hlavním tahu ČSN 73 6207:1993

Dovolená namáhání v hlavním tahu v MPa pro beton pevnostní třídy											Řádek
C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C55/60	C55/67	C60/75	C70/85	
0,75	0,8	0,9	1,0	1,1	1,15	1,2	1,25	1,3	1,4	1,5	1
0,8	0,9	1,0	1,1	1,25	1,3	1,4	1,45	1,5	1,6	1,7	2
0,8	0,9	1,0	1,1	1,25	1,3	1,4	1,45	1,5	1,6	1,7	3
0,95	1,05	1,2	1,35	1,5	1,6	1,65	1,7	1,8	1,9	2,05	4
1,5	1,65	1,85	2,05	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,75	2,85	5
1,6	1,8	2,0	2,25	2,5	2,65	2,8	2,9	3,1	3,25	3,4	6
1,6	1,8	2,0	2,25	2,5	2,65	2,8	2,9	3,1	3,25	3,4	7
1,9	2,1	2,35	2,65	3,0	3,15	3,3	3,45	3,6	3,8	4,05	8

Tab.3.4.7b Dovolená namáhání betonu v hlavním tahu ČSN 73 6207 Změna Z2 : 2006

Obor platnosti	Dovolené namáhání v soudržnosti v [MPa] pro beton značky					Řádek
	250	330	400	500	600	
Při hlavním zatížení	0,55	0,65	0,70	0,80	0,90	1
Při celkovém zatížení	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	2

Tab. 3.4.8a Dovolená namáhání betonu v soudržnosti ČSN 73 6207:1993



Dovolená namáhání v soudržnosti v MPa pro beton pevnostní třídy											Řádek
C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	
0,55	0,6	0,65	0,7	0,8	0,85	0,9	0,95	1,0	1,1	1,2	1
0,65	0,7	0,75	0,85	0,95	1,0	1,05	1,1	1,15	1,25	1,35	2

Tab. 3.4.8b Dovolená namáhání betonu v soudržnosti ČSN 73 6207 Změna Z2 : 2006

Dovolená namáhání betonu v otláčení nesmí být překročena přimyká-li se předpínací výztuž k povrchu betonu při změně jejího směru, např. v zakřiveném kabelovém kanálku, který je tvořen betonem (trubky, vytvářející kabelový kanálek, byly vytaženy), ve smyčce apod.

Obor platnosti	Dovolené namáhání v otláčení [MPa] pro beton značky					Řádek
	250	330	400	500	600	
Při hlavním zatížení nebo celkovém zatížení	10,0	12,5	15,0	18,0	20,0	1

Tab. 3.4.9a Dovolená namáhání betonu v otláčení ČSN 73 6207:1993

Dovolená namáhání v otláčení v MPa pro beton pevnostní třídy											Řádek
C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C55/60	C55/67	C60/75	C70/85	
10,0	11,5	13,0	15,0	17,5	19,0	20,0	21,0	22,0	23,5	24,5	1

Tab. 3.4.9b Dovolená namáhání betonu v otláčení ČSN 73 6207 Změna Z2 : 2006

Veličiny		Značka betonu -třída betonu					Řádek
		250 C16/20	330 C-/28	400 C-/35	500 C35/45	600 C45/55	
Mezní napětí betonu [MPa]	v dostředném tlaku	17,5	21,5	26,0	31,0	35,0	1
	v tlaku za ohybu nebo mimostředného tlaku či tahu	20,7	25,5	30,5	36,5	41,0	2
	v tahu nebo hlavním tahu	2,0	2,4	2,7	3,1	3,5	3
	v soudržnosti	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	4
Modul pružnosti betonu v MPa $E_b$		28500	33000	36000	38500	40500	5
Součinitel příčného roztažení $\mu$		Předpokládá se hodnota 0,15					6

Tab.3.4.10a Mezní napětí betonu na mezi únosnosti, moduly pružnosti ČSN 73 6207:1993

Mezní napětí v tlaku v MPa pro beton pevnostní třídy											Ř á d
C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	
17,5	20,5	23,0	27,5	31,0	33,0	35,0	37,0	38,5	41,0	43,5	1
20,7	24,0	27,5	32,0	36,5	39,0	41,0	43,0	45,0	47,5	49,5	2
2,0	2,2	2,4	2,75	3,1	3,3	3,5	3,7	3,9	4,1	4,4	3
1,4	1,5	1,6	1,8	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	4

Tab.3.4.10b Mezní napětí betonu na mezi únosnosti ČSN 73 6207 Změna Z2 : 2006

Moduly pružnosti betonu v GPa pro beton pevnostní třídy										
C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85
28,5	31,5	34,0	36,5	38,5	39,5	40,5	41,5	42,5	43,5	44,5

Tab.3.4.11 Moduly pružnosti betonu ČSN 73 6207 Změna Z2 : 2006

2) dovolená namáhání předpínací výztuže:

- a) pro největší napětí dosažené při napínání výztuže 0,935 násobkem nejmenší nebo smluvní meze 0,2
- b) pro napětí při zatížení hlavním, celkovém a neobvyklém i při kombinaci hlavního zatížení s mimořádným 0,85 násobkem nejmenší nebo smluvní meze 0,2

Tato napětí lze zvýšit (pro omezení ztrát třením a pokluzem) na 1,05 násobek, ale jen v té části konstrukce, kde ohybový moment od nahodilého zatížení nepřesahuje 0,75-násobek největšího ohybového momentu od téhož zatížení na témž poli konstrukce.

- c) pro nejvyšší napětí dosažené při napínání výztuže nejvýše 0,80 násobek nejmenší pevnosti v tahu nebo jmenovité pevnosti
- d) při zatížení hlavním, celkovém a neobvyklém i při kombinaci hlavního zatížení s mimořádným 0,85 násobkem nejvýše 0,70 násobek nejmenší pevnosti v tahu nebo jmenovité pevnosti.

## **4 Stanovení zatížitelnosti železobetonového mostu kombinovaným statickým výpočtem podle „ČSN 73 6222 – Zatížitelnost mostů pozemních komunikací“**

### **4.1 Úvod**

Stanovení zatížitelnosti kombinovaným statickým výpočtem je uvedeno ve 4.3.

Výpočty účinků zatížení podle původního předpisu (v tomto případě ČSN 1230:1937) a podle ČSN 73 6222 jsou obsahem příloh P1 a P2.

Tyto účinky lze stanovit obvyklými způsoby projektové praxe. Zde je zvolen „ruční výpočet“ pomocí příčinkových čar, a to pro vysvětlení zatěžování konstrukce, především podle ČSN 73 6222. Nejdříve jsou vypočteny momenty v podélném směru (na celý příčný řez – konstrukce je nahrazena prutem). Potom jsou určeny momenty s uvažováním roznášení zatížení v příčném směru na nejvíce zatížený trám – v tomto případě krajní trám.

Výpočtu na celý příčný řez lze použít podle ČSN 73 6220 k „porovnávacímu“ výpočtu zatížitelnosti (v uvedeném příkladě ČSN 1230:1937 a ČSN 73 6220:1996). Srovnáním vypočtených hodnot s hodnotami zatížitelnosti v odhadových tabulkách podle ČSN 73 6220 lze ověřit pravděpodobnost správnosti původního předpisu/normy, podle kterého byl vypracován realizační projekt stavby.

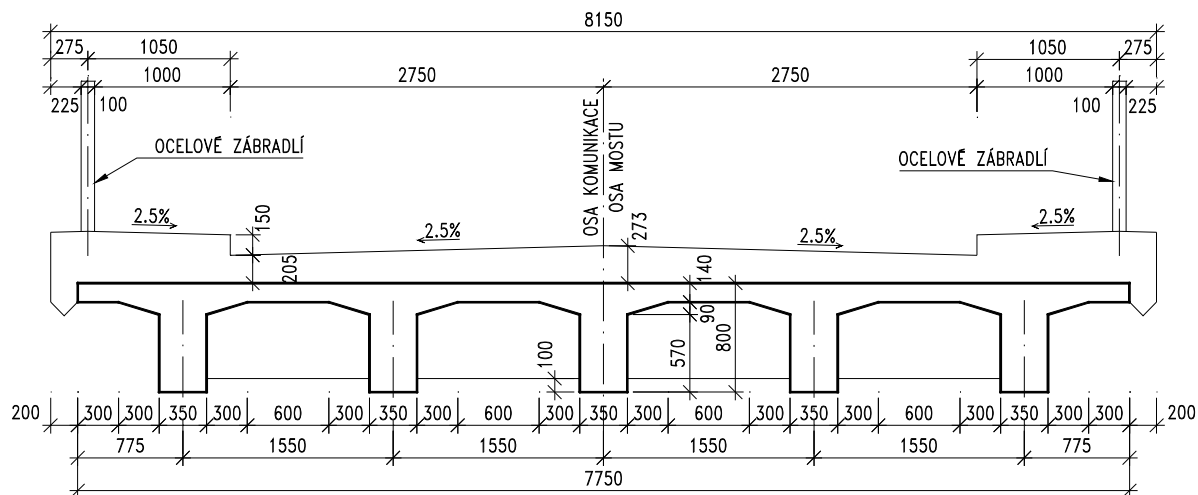
**Hodnoty zatížitelnosti konstrukce se vždy stanoví v souladu s ČSN 73 6222.**

### **4.2 Popis a uspořádání konstrukce**

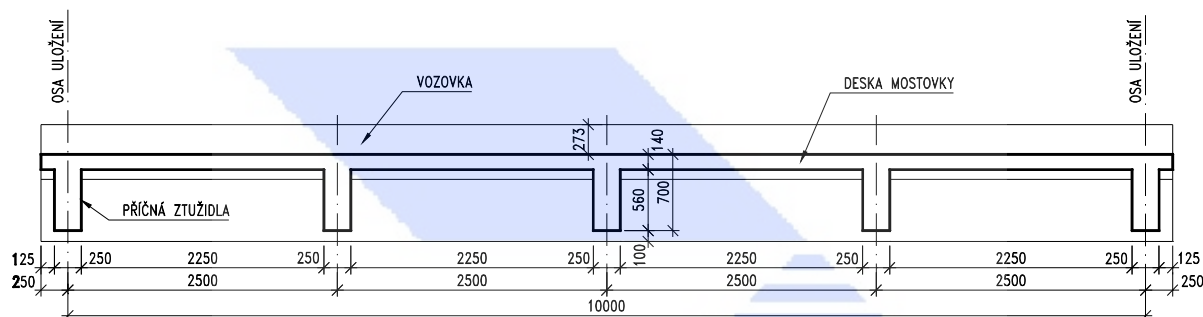
Most pochází z roku 1939. Most má jedno pole o rozpětí 10 m uložené na ocelových ložiscích osazených na úložných prazích masivních opěr. Na mostě je vozovka šířky 5,5 m a oboustranné chodníky šířky 2 x 1,0 m. Příčný řez se skládá z pěti trámů výšky 0,8 m spojených monolitickou železobetonovou deskou mostovky tloušťky 0,14 m s náběhy výšky 90 mm. Příčný řez je ztužen pěti příčníky výšky 0,7 m. Římsy jsou betonové monolitické se zábradlím výšky 1,1 m. Dispozice mostu je patrná z Obr.4.1.

Beton použitý při stavbě mostu je značky 250 (druh f), betonářská výztuž je třídy C37.

Předpokládáme, že skladba vozovky i prostorové uspořádání na mostě je původní a nebude se měnit. Na základě odborné prohlídky mostu byly zjištěny pouze závady neovlivňující zatížitelnost (klasifikační stupeň stavu mostu je III), a proto nebude zatížitelnost redukována.



Příčný řez



Podélný řez

Obr. 4.1 – Uspořádání konstrukce

### 4.3 Kombinovaný statický výpočet

Ve výpočtu se předpokládá, že z prvků nosné konstrukce rozhoduje o zatížitelnosti zatížitelnost nejvíce zatíženého trámu.

#### 4.3.1 Návrh průřezu podle původního předpisu

„Návrh“ výztuže průřezu se provede pro zatížení podle ČSN 1230 (1937), tj. podle teorie dovolených namáhání. Účinky zatížení se určí podle použitého návrhového předpisu/normy.

##### 4.3.1.1 Zatížení

Za dimenzační moment se považuje maximální moment na nejvíce zatížený trám od veškerého zatížení, získaný pro průřez uprostřed rozpětí (viz P1.4). Moment dle původní normy na první, nejvíce zatížený, trám od zatížení dopravou včetně dynamického součinitele :

$$M_{PN,1p} = \underline{263,6 \text{ kNm}}$$

Moment od stálého zatížení mostu (viz. P1.4) :

$$M_{g,1} \approx \underline{284,6 \text{ kNm}}$$

Moment od zatížení hlavního podle původní normy na jeden trám mostu je tedy :

$$M_{PN,1} = 263,6 + 284,6 = \underline{548,2 \text{ kNm}}$$

#### 4.3.1.2 Materiál

Materiály použité pro stavbu mostu jsou uvedeny v kap.4.2. Nejdůležitější charakteristiky materiálů podle ČSN 1230 (1937) jsou uvedeny v následující tabulce (Tab. 4.3.1.) :

Beton (zn.250)	$k_{bd} = 7,5 \text{ MPa}$
Ocel (C37)	$k_a = 140 \text{ MPa}$

Tab.4.3.1. – Návrhové charakteristiky použitých materiálů

#### 4.3.1.3 Spolupůsobící šířka desky s trámem

Geometrie příčného řezu je daná příčným uspořádáním mostní konstrukce (viz 4.2 a obr.4.1). Spolupůsobící šířku desky je do výpočtu možné zahrnout, pokud platí :

$$d_0 \geq 0,1d \quad (d_0 - \text{tloušťka desky, } d - \text{vzdálenost trámů v příčném směru)}$$

$$d_0 = \mathbf{0,14 \text{ m}} \geq 0,1d = 0,1 \cdot 0,8 = \mathbf{0,08 \text{ m}} - \text{Splněno}$$

Spolupůsobící šířka  $b$  se potom určí z následujících podmínek :

- 1)  $b \leq B = \mathbf{1,55 \text{ m}}$  ( $B$  – vzdálenost trámů v příčném směru)
- 2)  $b \leq b_t + 12d_0 = \mathbf{2,03 \text{ m}}$  ( $b_t$  – šířka trámu)
- 3)  $b \leq 1/3 l_d = 10/3 = \mathbf{3,333 \text{ m}}$  ( $l_d$  – rozpětí nosné konstrukce)

Rozhoduje podmínka 1) →  $\mathbf{b = 1,55 \text{ m}}$

#### 4.3.1.4 Návrh a posouzení výztuže

Výztuž se navrhne na základě odhadu ramene vnitřních sil a následně se posoudí. Vzhledem k velikosti vnitřních sil je výztuž umístěna ve dvou řadách. Pro hlavní nosnou výztuž se předpokládá Ø28, krytí výztuže se uvažuje hodnotou  $\max(1,5D; 30\text{mm})$  a svislá vzdálenost mezi jednotlivými řadami výztuže 45 mm. Ve výpočtu se předpokládá, že neutrální osa bude procházet žebrem T-průřezu se šířkou  $b$ .

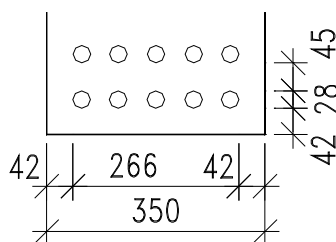
Odhad ramene vnitřních sil :

$$z_b \approx 0,9h = 0,9 \cdot (800 - 42 - 28 - 45/2) = 0,9 \cdot 708 = \mathbf{637 \text{ mm}}$$

Návrh výztuže :

$$A_{a,n} = \frac{M}{z_b \cdot k_a} = \frac{548,2}{0,637 \cdot 140 \cdot 10^3} = \mathbf{6147 \text{ mm}^2} \rightarrow \mathbf{10 \text{ } \varnothing 28 (6157 \text{ mm}^2)}$$

Ověření minimální vzdálenosti mezi výztuží :



Minimální vzdálenost mezi výztuží v příčném směru je dána vztahem :

$$t_{min} = \max ( D ; 30\text{mm})$$

Na vzdálenost mezi pruty připadá :

$$350 - 2 \cdot 42 - 5 \cdot 28 = 126 \text{ mm}$$

$$\mathbf{t = 126 / 4 = 31,5 \text{ mm} > 30 \text{ mm}}$$

Posouzení průřezu se provede metodikou dovolených namáhání. Nejprve se určí poloha těžiště výztuže. Výztuž je umístěna ve dvou řadách, symetricky ke svislé ose průřezu. Poloha těžiště výztuže se určí vzhledem ke spodním vláknům průřezu :

$$e = 1/10 \cdot (5 \cdot (42 + 28/2) + 5 \cdot (42 + 28 + 45 + 28/2)) = \mathbf{92,5 \text{ mm}}$$

Účinná výška průřezu je potom :

$$h = 800 - 92,5 = \underline{707,5 \text{ mm}}$$

Poloha neutrálné osy se určí za předpokladu, že neutrálná osa prochází žebrem T-průřezu, spolupůsobící šířka  $b$  viz. 4.3.1.3. Tedy:

$$x = \frac{0,5 \cdot b \cdot d_0^2 + n \cdot A_a \cdot h}{b \cdot d_0 + n \cdot A_a} = \frac{0,5 \cdot 1,55 \cdot 0,14^2 + 15 \cdot 6,157 \cdot 10^{-3} \cdot 0,7075}{1,55 \cdot 0,14 + 15 \cdot 6,157 \cdot 10^{-3}} = \underline{260,3 \text{ mm}} > 140 \text{ mm}$$

Předpoklad je splněn, neutrálná osa prochází žebrem. Rameno vnitřních sil se stanoví ze vztahu :

$$z_b = h - 0,5d_0 + \frac{d_0^2}{6(2x - d_0)} = 0,7075 - 0,5 \cdot 0,14 + \frac{0,14^2}{6 \cdot (2 \cdot 0,2603 - 0,14)} = \underline{646,1 \text{ mm}}$$

Posoudí se napětí :

V betonářské výztuži : 
$$\sigma_a = \frac{M}{z_b \cdot A_a} = \frac{548,2}{0,6461 \cdot 6,157 \cdot 10^{-3}} = \underline{137,9 \text{ MPa}} < 140 \text{ MPa}$$
**Vyhovuje**

V betonu : 
$$\sigma_b = \frac{\sigma_a \cdot x}{n \cdot (h - x)} = \frac{137,9}{15} \cdot \frac{0,2603}{0,7075 - 0,2603} = \underline{5,35 \text{ MPa}} < 7,5 \text{ MPa}$$
**Vyhovuje**

#### 4.3.1.5 Moment únosnosti průřezu podle původního předpisu

V rámci kombinovaného statického výpočtu se předpokládá, že v trámu byla navržena a provedena výztuž navržena v 4.3.1.4. Za tohoto předpokladu se určí moment únosnosti průřezu.

Pro výpočet momentu únosnosti průřezu se předpokládá, ve shodě s předchozími výsledky výpočtu, že slabším prvkem konstrukce je výztuž. Přisoudí se jí tedy maximální možné namáhání, posoudí se namáhání betonu a vyčíslí moment únosnosti.

Napětí ve výztuži : 
$$\sigma_a = k_a = \underline{140 \text{ MPa}}$$

Napětí v betonu : 
$$\sigma_b = \frac{\sigma_a \cdot x}{n \cdot (h - x)} = \frac{140,0}{15} \cdot \frac{0,2603}{0,7075 - 0,2603} = \underline{5,43 \text{ MPa}} < 7,5 \text{ MPa}$$
**Vyhovuje**

**Předpoklad je splněn, rozhoduje výztuž.**

Moment únosnosti pro zatížení hlavní (podle ČSN 73 6206) na jeden trám je potom :

$$M_{ú,hl,1} = A_a \cdot k_a \cdot z_b = 6,157 \cdot 10^{-3} \cdot 140 \cdot 10^3 \cdot 0,6461 = \underline{557,0 \text{ kNm}}$$

### 4.3.2 Zatížitelnost podle ČSN 73 6222

Zatížitelnost podle ČSN 73 6222 se stanoví z rovnosti momentu odolnosti (únosnosti)  $M_{Rd}$  původního průřezu (navrženého podle 4.3.1) stanoveného podle ČSN EN 1992-2 a momentu od zatížení  $M_{Ed}$  stanoveného podle ČSN 73 6222.

$$M_{Ed} = M_{Rd}$$

Jednotlivé momenty se určí výpočtem, např. podle Přílohy P2.

#### 4.3.2.1 Materiál

Materiály použité pro stavbu mostu je třeba zatřídit podle příslušných normových předpisů a určit jejich návrhové charakteristiky.

Stanovení informativní zbytkové životnosti lze provést v závislosti na zjištěném stupni vlivu prostředí, hodnotě krycí vrstvy výztuže a pevnostní třídě betonu mostu podle tabulek 4.3.2 a 4.3.4. Přitom tabulka 4.3.4 vychází z indikativních pevností betonu pro třídu konstrukce S4 (tabulka E.1CZ ČSN EN 1992-1-1) a minimálních hodnot krycích vrstev betonářské a předpínací výztuže (tabulky 4.4N a 4.5N ČSN EN 1992-1-1).

Třída konstrukce	Informativní zbytková životnost v letech
S1	10
S2	10-25
S3	15-30
S4	50
S5	80
S6	100

Tab.4.3.2 – Informativní zbytkové životnosti konstrukce v závislosti na třídě konstrukce

Pro beton a betonářskou výztuž použitou v posuzované konstrukci platí charakteristiky materiálů podle tabulky 4.3.3.

Beton	<p><b>Značka betonu 250 (druh f) → pevnostní třída C 16/20</b>                      (ČSN EN 206-1; ČSN ISO 13822; ČSN EN 1992-1-1; ČSN EN 1992-2)                      Pro tento beton (pevnostní třída horší než C20/25 viz tabulka 4.3.4) je nutné z důvodu očekávané snížené životnosti mostu snížit i kategorii návrhové životnosti na S3, tj. informativní zbytkovou životnost mostu na 15-30 let (viz tabulka 4.2).</p> $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma} = \frac{16}{1,5} = \underline{\underline{10,67 \text{ MPa}}}$
Ocel	C37 → $f_{yd} = \underline{\underline{180 \text{ MPa}}}$

Tab.4.3.3 – Charakteristiky použitých materiálů podle ČSN EN 1992-1-1 a ČSN ISO 13882

#### 4.3.2.2 Krytí

Z hlediska požadavku na trvanlivost konstrukce (ČSN EN 1992-1-1) je nutné se zabývat velikostí krytí výztuže. Posuzovaná konstrukce se nachází v prostředí XF2.

Nejprve se určí skutečné, resp. předpokládané, krytí výztuže. Předpokládají se třmínky Ø12mm. Krytí nosné podélné výztuže Ø28 je  $c_d = 42 \text{ mm}$  (viz 4.3.1.4) a krytí třmínků Ø12 :

$$c_{d,s} = 42 - 12 = \underline{\underline{30 \text{ mm}}}$$

Minimální indikativní pevnostní třída betonu podle třídy konstrukce a krycí vrstvy								
Třída konstrukce	Stupeň vlivu prostředí podle tabulky 4.1 ČSN EN 1992-1-1							Požadovaná min. hodnota krycí vrstvy $c_{min,dur}$ podle tabulky 4.4N ČSN EN 1992-1-1
	X0	XC1	XC2	XC3, XF1-XF3, XA1	XC4, XF4, XA2	XD1-XD2	XD3, XA3	
S1	C8/10	C10/12,5	C12/15	C16/20	C20/25	C20/25	C25/30	S3
	C10/12,5	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C25/30	C30/37	S2
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C35/45	S1
S2	C10/12,5	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C25/30	C30/37	S3
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C35/45	S2
S3	C10/12,5	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C25/30	C30/37	S4
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C35/45	S3
S4	C12/15	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C25/30	C30/37	S4
S5	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C35/45	S5
S6	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C35/45	S6

POZNÁMKA : Pokud konstrukce nevyhoví třídě konstrukce S1 je třeba provést odborné posouzení informativní zbytkové životnosti

Tab.4.3.4 – Minimální indikativní pevnostní třídy betonu v závislosti na třídě konstrukce, stupni vlivu prostředí a hodnotě krycí vrstvy (tabulka platí pro betonářskou i předpínací výztuž).

Z hlediska soudržnosti hlavní nosné výztuže s betonem je požadované krytí (viz tabulku 4.2 ČSN EN 1992-1-1) :

$$c_{min,b} = 28 \text{ mm}$$

Minimální nominální hodnota krycí vrstvy hlavní nosné výztuže posuzované konstrukce (viz 4.4.1 ČSN EN 1992-1-1) :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 28 + 10 = 38 \text{ mm} < c_d = 42 \text{ mm}$$

Minimální hodnota krycí vrstvy  $c_{min,dur}$  v konstrukci se stanoví analogicky k předchozímu vztahu, z hodnot předpokládaného krytí výztuže :

$$c_{min,dur} = c_{d,s} - \Delta c_{dev} = 30 - 10 = 20 \text{ mm}$$

Zjištěná minimální hodnota krycí vrstvy  $c_{min,dur} = 20 \text{ mm}$  odpovídá, pro stupeň vlivu prostředí XF2, třídě konstrukce S3 (viz tabulku 4.4N ČSN EN 1992-1-1).

Při uvážení předpokládané pevnostní třídy použitého betonu (C16/20) a minimální hodnoty krycí vrstvy pro dané prostředí (odpovídající třídě konstrukce S3) je třída posuzované konstrukce S1. Z tabulky 4.3.2 pak plyne, že informativní zbytková životnost posuzované konstrukce je 10 let.

#### 4.3.2.3 Spolupůsobící šířka

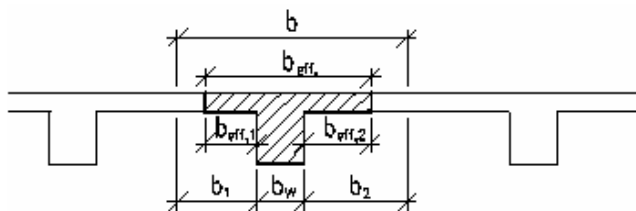
Spolupůsobící šířka desky se určí ze vztahu :

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$$

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0 \leq b_i ,$$

kde  $l_0$  je vzdálenost inflexních bodů ohybové čáry  
význam jednotlivých rozměrů  $b$  viz. Obr.4.2.





Obr.4.2 – Spolupůsobící šířka desky dle ČSN EN 1992-1-1 ( čl.5.3.2.1(3) )

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot 0,6 + 0,1 \cdot 10,0 = 1,12 \text{ m} \leq 0,2 \cdot 10,0 = 2,0 \text{ m} \leq 6,0 \text{ m} \rightarrow \mathbf{b_{eff,i} = 0,6 \text{ m}}$$

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w = 2 \cdot 0,6 + 0,35 = 1,55 \leq 1,55 \rightarrow \mathbf{b_{eff} = 1,55 \text{ m}}$$

#### 4.3.2.4 Moment odolnosti (únosnosti) průřezu

Moment odolnosti (únosnosti) průřezu  $M_{Rd}$  se určí dle ČSN EN 1992-1-1. Výslednice působení betonářské výztuže se uvažuje v jejím těžišti.

Předpoklad :  $x \leq d_0$ . Výška tlačené oblasti je tak :

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot \alpha \cdot f_{cd}} = \frac{6157 \cdot 10^{-6} \cdot 180 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 1,55 \cdot 0,85 \cdot 10,67 \cdot 10^6} = \mathbf{0,0985 \text{ m}} < d_0 = 0,14 \text{ m}$$

Neutrální osa tedy prochází deskou a předpoklad je splněn. Rameno vnitřních sil :

$$z = d - 0,4x = 0,8 - 0,4 \cdot 0,0985 = 0,6681 \text{ m}$$

Moment odolnosti (únosnosti) průřezu :

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 6157 \cdot 10^{-6} \cdot 180 \cdot 10^6 \cdot 0,6681 = \mathbf{740,55 \text{ kNm}}$$

Podle ČSN 73 6222, pro mosty navržené podle dříve platných norem a předpisů, se použijí dva vztahy pro určení  $E_{da}$  a  $E_{db}$  (viz ČSN EN 1990, vč. Změny A1), v tomto případě momentů  $M_{Eda}$  a  $M_{Edb}$ . Zatížitelnost vyšetřovaného prvku mostu se stanoví z minima vypočtených hodnot  $\delta \cdot M_{q,a}$  a  $\delta \cdot M_{q,b}$ . Tedy :

$$E_d = M_{Ed} = M_{Rd}$$

a)  $\mathbf{E_{da} = \gamma_{G,sup} \cdot G_k + \psi_{01} \cdot \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}}$

Po dosazení  $\gamma_{G,sup} = \gamma_{Q1} = 1,35$  a  $\psi_{01} = 0,75$  vychází pro ohybové momenty :

$$M_{Rd} = 740,55 \text{ kNm} = M_{Eda} = 1,35(M_g + 0,75 \cdot \delta \cdot M_{q,a}) = 1,35(284,6 + 0,75 \cdot \delta \cdot M_{q,a})$$

$$\rightarrow \delta \cdot M_{q,a} = \mathbf{351,7 \text{ kNm}}$$

b)  $\mathbf{E_{db} = \xi \cdot \gamma_{G,sup} \cdot G_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}}$

Po dosazení  $\gamma_{G,sup} = \gamma_{Q1} = 1,35$  a  $\xi = 0,85$  vychází pro ohybové momenty :

$$M_{Rd} = 740,55 \text{ kNm} = M_{Edb} = 1,35(0,85 \cdot M_g + \delta \cdot M_{q,b}) = 1,35(0,85 \cdot 284,6 + \delta \cdot M_{q,b})$$

$$\rightarrow \delta \cdot M_{q,b} = \mathbf{306,5 \text{ kNm}}$$

**Rozhoduje vztah b).**

#### 4.3.2.5 Výpočet zatížitelnosti

Zatížitelnost se stanoví z rovnosti části momentu únosnosti průřezu  $\delta \cdot M_{q,b}$  připadající na zatížení pohyblivé dle 4.3.2.4., s momentovými účinky zatížení konstrukce vozidly (viz. P2.4).

### 1. Normální zatížitelnost

$$\delta \cdot M_{q,b} = \delta \cdot M_{qp,1} + \delta \cdot M_{qv,1} + M_{ch,1}$$

$$306,5 = 44,75 v_n + 119,66 v_n + 19,36 \rightarrow \underline{v_n = 1,746 \text{ kN/m}^2}$$

$$V_a = 100 v_n = 174,6 \text{ kN}$$

$$V_{nw} = \frac{4}{3} \cdot V_a = 232,8 \text{ kN} \rightarrow \underline{V_n = 23,3 \text{ t}}$$

Pozn. : Pro normální zatížitelnost se uvažují třínápravová vozidla (3NV) dle varianty a) (viz.P2.4), protože hmotnost dvounápravového vozidla (2NV) podle varianty b) (viz.P2.4) vyjde 21,2 t, což je více než 16 t.

### 2. Výhradní zatížitelnost

Čtyřnápravové vozidlo (4NV) :

$$\delta \cdot M_{q,b} = \delta \cdot M_{4NV,1} + M_{ch,1}$$

$$306,5 = 0,735 \cdot V_{rw} + 19,36 \rightarrow V_{rw} = 390,6 \text{ kN}$$

$$\underline{V_{r,4NV} = 39,1 \text{ t}}$$

Třínápravové vozidlo (3NV) :

$$\delta \cdot M_{q,b} = \delta \cdot M_{3NV,1} + M_{ch,1}$$

$$306,5 = 0,972 \cdot V_{rw} + 19,36 \rightarrow V_{rw} = 295,4 \text{ kN}$$

$$\underline{V_{r,3NV} = 29,5 \text{ t}}$$

Výhradní zatížitelnost  $V_r$  musíme uvažovat hodnotou 29,5t, protože hmotnost 3NV vyšla menší než 32t.

### 3. Výjimečná zatížitelnost

$$\delta \cdot M_{q,b} = \delta \cdot M_{ZVLS,1}$$

$$306,5 = 0,1628 \cdot V_{ew} \rightarrow V_{ew} = 1882,7 \text{ kN}$$

$$\underline{V_e = 188,3 \text{ t}}$$

## Příloha P1 Výpočet účinků zatížení podle ČSN 1230 (1937)

### P1.1 Zatížení stálé

Zatížení stálé je představováno jednak zatížením vlastní tíhou konstrukce a jednak zatížením ostatním stálým (tíhou mostního svršku a vybavení mostu).

Zatížení vlastní tíhou mostu ( $g_0$ ) :

Deska mostovky	$0,14 \cdot 7,75 \cdot 25 = 27,1 \text{ kN/m}$
Náběhy	$5 \cdot 0,3 \cdot 0,09 \cdot 25 = 3,4 \text{ kN/m}$
Trámy	$5 \cdot 0,35 \cdot 0,66 \cdot 25 = 28,9 \text{ kN/m}$
Celkem	<b>59,4 kN/m</b>

Zatížení ostatní stálé ( $g-g_0$ ) :

Zatížení	Velikost [ $\text{kN/m}^2$ ]	Velikost [ $\text{kN/m}$ ]
Žulová dlažba	$0,1 \cdot 26 = 2,60$	$2,60 \cdot 5,5 = 14,3$
Pískový podsyp	$0,04 \cdot 18 = 0,72$	$0,72 \cdot 5,5 = 4,0$
Izolace + cem.potěr	$0,03 \cdot 23 = 0,69$	$0,69 \cdot 5,5 = 3,8$
Vyrovnávací beton	$0,075 \cdot 23 = 1,73$	$1,73 \cdot 5,5 = 9,5$
Celkem vozovka	<b>5,74 <math>\text{kN/m}^2</math></b>	<b>31,6 kN/m</b>
Chodník + římsa	$0,36 \cdot 24 = 8,64 \text{ kN/m}^2$	$2 \cdot 8,64 \cdot 1,325 = 22,9 \text{ kN/m}$

$$g-g_0 = 31,6 + 22,9 = 54,5 \text{ kN/m} \quad g = 59,4 + 54,5 = 113,9 \text{ kN/m}$$

### P1.2 Dynamický součinitel

Dynamický součinitel byl dán vztahem :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{Q}}$$

kde  $L$  je rozpětí konstrukce  
 $G$  je součet veškerého stálého zatížení na mostě  
 $Q$  je součet veškerého zatížení dopravou na mostě

Ke zjištění dynamického součinitele je třeba určit celkovou tíhu jak mostní konstrukce, tak nahodilého zatížení :

Zatížení vlastní tíhou mostu :
$59,4 \cdot 10 = 594,0 \text{ kN}$

Zatížení ostatní stálé :
$(31,6 + 22,9) \cdot 10 = 54,5 \cdot 10 = 545,0 \text{ kN}$

Celkem zatížení stálé :

$$594,0 + 545,0 = \underline{\underline{1139,0 \text{ kN}}}$$

Zatížení nahodilé (viz.Obr.P1.2) :

$$\text{Alt. a) } 240 + 2 \cdot 5,0 \cdot 1,0 \cdot 10 = 240 + 100 = \underline{\underline{340 \text{ kN}}}$$

$$\text{Alt. b) } 240 + 2 \cdot 37,5 \cdot 0,5 + 2 \cdot 25 \cdot 3 + 12,5 \cdot 3 = 240 + 225 = \underline{\underline{465 \text{ kN}}}$$

$$\text{Alt. c) } (5,5 + 2 \cdot 1) \cdot 10 \cdot 5,0 = \underline{\underline{375 \text{ kN}}}$$

Rozhoduje tedy Alt.b), jeden nákladní automobil v každém zatěžovacím pruhu a rovnoměrné zatížení na zbytku plochy mostu.

Hodnota dynamického součinitele :

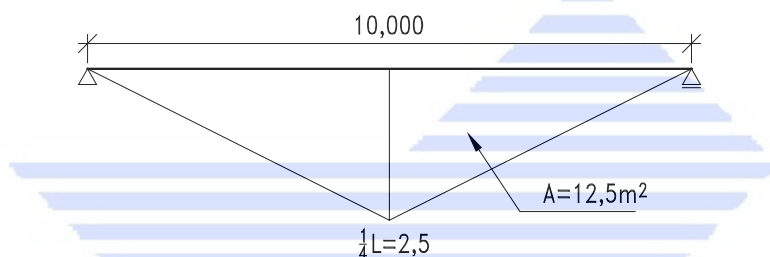
$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{Q}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \cdot 10} + \frac{0,6}{1+4\frac{1139}{465}} = 1 + 0,133 + 0,056 = \underline{\underline{1,189}}$$

### P1.3 Vnitřní síly – podélný směr (ohybové momenty na celý příčný řez)

Zatížení stálé :

$$M_g = \frac{1}{8} \cdot 113,9 \cdot 10^2 = \underline{\underline{1423,7 \text{ kNm}}}$$

Určí se momenty od nahodilého zatížení v polovině rozpětí konstrukce. Při výpočtu se nedbá odlehčujících účinků zatížení. Zatížení se na konstrukci umístí do nejúčinnější polohy. Přepokládáme most třídy I dle ČSN 1230.



Obr.P1.1 - Příčinková čára momentu uprostřed rozpětí na prostém nosníku (souřadnice a pořadnice v m plochy v m<sup>2</sup>)

#### ÚČINKY ZATÍŽENÍ V PODÉLNÉM SMĚRU

a) ***Strojní válec 24t + rovnoměrné zatížení chodníků 5 kN/m<sup>2</sup> (pro rozpětí hlavních nosníků l ≤ 30m).***

$$q_{\text{Chodn.}} = 5 \cdot 2 \cdot 1,0 = \underline{\underline{10 \text{ kN/m}}}$$

$$M_{\text{Ch}} = 10 \cdot 12,5 = \underline{\underline{125 \text{ kNm}}}$$

$$M_V = 150 \cdot 2,5 + 90 \cdot 1,0 = \underline{\underline{465 \text{ kNm}}}$$

$$M_a = M_V + M_{\text{Ch}} = 465 + 125 = \underline{\underline{590 \text{ kNm}}}$$

b) ***Jeden nákladní automobil (12t) v každém jízdním pruhu šířky 2,5m a rovnoměrné zatížení 5 kN/m<sup>2</sup> na zbývající ploše vozovky a chodnicích.***

Zatížení nákladními automobily :

$$M_{\text{NA}} = 40 \cdot 1,0 + 160 \cdot 2,5 + 40 \cdot 1,0 = \underline{\underline{480 \text{ kNm}}}$$

Rovnoměrné zatížení  $5\text{ kN/m}^2$  :

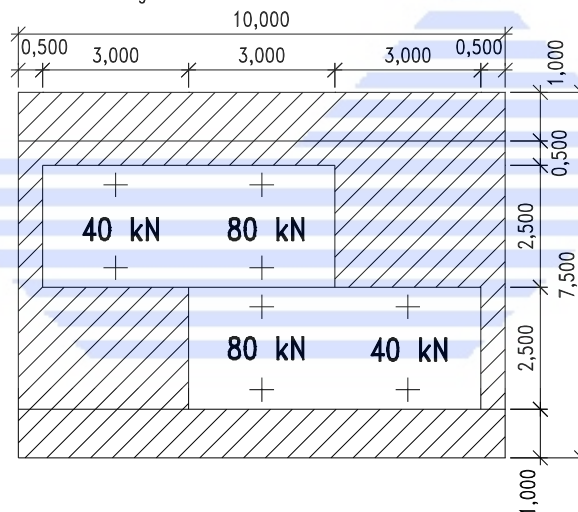
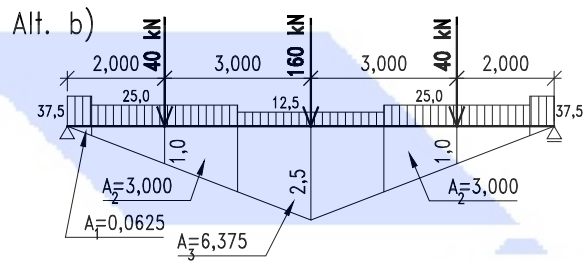
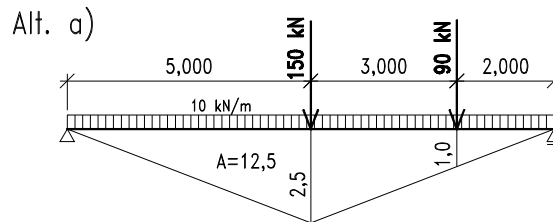
$$q_1 = 5,0 \cdot 7,5 = \underline{37,5 \text{ kN/m}} \quad M_{RZ,1} = 2 \cdot 37,5 \cdot 0,0625 = \underline{4,7 \text{ kNm}}$$

$$q_2 = 5,0 \cdot 5,0 = \underline{25,0 \text{ kN/m}} \quad M_{RZ,2} = 2 \cdot 25,0 \cdot 3,0 = \underline{150,0 \text{ kNm}}$$

$$q_3 = 5,0 \cdot 2,5 = \underline{12,5 \text{ kN/m}} \quad M_{RZ,3} = 12,5 \cdot 6,375 = \underline{79,7 \text{ kNm}}$$

**Celkem** **234,4 kNm**

$$M_b = M_{NA} + M_{RZ} = 480 + 234,4 = \underline{714,4 \text{ kNm}}$$



Obr.P1.2 – Nahodilé zatížení mostu dle ČSN 1230 (kN, kN/m)

**c) Rovnoměrné zatížení  $5 \text{ kN/m}^2$  vozovky i chodníků na mostě.**

$$q_1 = 5,0 \cdot 7,5 = \underline{37,5 \text{ kN/m}}$$

$$M_c = 37,5 \cdot 12,5 = \underline{468,8 \text{ kNm}}$$

### **MAXIMÁLNÍ MOMENT V L/2 NA CELOU ŠÍŘKU MOSTU**

Pro maximální moment uprostřed rozpětí rozhoduje alternativa b)

$$M_{PN,p} = \delta \cdot M_b = 1,189 \cdot 714,4 = \underline{849,4 \text{ kNm}}$$

## P1.4 Roznášení zatížení v příčném směru (Ohybové momenty na krajní trám mostu)

Pomocí příčinkové čáry příčného roznášení (pokud se předpokládá dokonale tuhé ztužidlo) se určí podíl zatížení připadající na jednotlivé nosníky v příčném řezu. Pro možnost použití této metody je třeba prokázat dostatečnou tuhost nosníkového roštu, která musí být větší než 30. Tuhost nosníkového roštu určíme z následujícího vztahu :

$$z = \frac{L^3}{8 \cdot a^3} \cdot \frac{i \cdot I_p}{I_t},$$

kde  $L$  - rozpětí konstrukce v podélném směru  
 $a$  - vzdálenost nosných trámů v příčném směru  
 $i$  - součinitel počtu ztužidel (příčníků), přičemž se neuvažují ztužidla umístěná nad podporami.

**Chyba! Záložka není definována.**

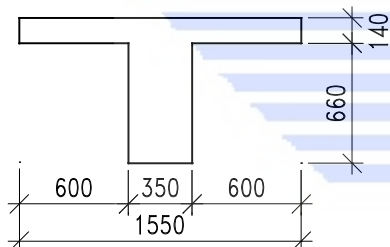
$I_p$  - Moment setrvačnosti ztužidla (příčníku)

$I_t$  - Moment setrvačnosti hlavního nosného trámu

### PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY :

V rámci zjednodušení výpočtu průřezových charakteristik zanedbáme příspěvek náběhů desky.

#### NOSNÉ TRÁMY



Spolupůsobící šířka : Zanedbáme náběhy desky

$$b_s = b_t + 12 \cdot d_0 = 350 + 12 \cdot 140 = \underline{2030 \text{ mm}}$$

$$b_s \leq a = 1550 \text{ mm}$$

Poloha těžiště :  $t = \underline{524 \text{ mm}}$  od spodní hrany

Moment setrvačnosti :  $I_t = \underline{26,64 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4}$

#### ZTUŽIDLA (PŘÍČNÍKY)

Spolupůsobící šířka : Pro příčníky platí

$$b_s = b_t + 12 \cdot d_0 = 250 + 12 \cdot 140 = \underline{1930 \text{ mm}}$$

$$b_s \leq 2/3 a = 1667 \text{ mm}$$

Poloha těžiště :  $t = \underline{499 \text{ mm}}$  od spodní hrany

Moment setrvačnosti :  $I_p = \underline{14,76 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4}$

### TUHOST NOSNÍKOVÉHO ROŠTU

$$z = \frac{10^3}{8 \cdot 1,55^3} \cdot \frac{1,66 \cdot 14,76 \cdot 10^{-3}}{26,64 \cdot 10^{-3}} = 30,87 > 30,0$$

Protože je  $z > 30$ , můžeme uvažovat roznos dle dokonale tuhého příčníku.

### ROZNOS ZATÍŽENÍ PODLE DOKONALE TUHÉHO ZTUŽIDLA

Pořadnice příčinkové čáry příčného roznášení jsou pro jednotlivé trámy mostu a polohy zatížení uspořádány v následující tabulce :

Trám	Břemeno nad trámem				
	1	2	3	4	5
1	0,6	0,4	0,2	0,0	-0,2
2	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0
3	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2

Ve výpočtu se uvažuje jen nejvíce zatížený trám mostu. Jednotlivá seskupení zatížení, resp. zatěžovací soustavy, se v příčném řezu umístí tak, aby vyvozovaly co největší silové účinky. Krajní polohu vozidla určuje šířkové uspořádání mostu, resp. poloha obrubníku příp. svodidla.

Stálé zatížení :

$$M_{g,1} \approx 0,2 \cdot M_g = 0,2 \cdot 1423,7 = \underline{\underline{284,6 \text{ kNm}}}$$

Každé zatěžovací schéma rozdělíme na :

- Vozidla podle typů (osamělé síly)
- Rovnoměrné zatížení

Pro každou část zatížení určíme koeficient  $k$  příčného roznášení, tj. část zatížení, kterou přenáší krajní trám mostu.

### ROZNÁŠENÍ ZATÍŽENÍ V PŘÍČNÉM SMĚRU

- a) **Silniční válec 24t + rovnoměrné zatížení chodníků 5 kN/m<sup>2</sup> (pro rozpětí hlavních nosníků  $l \leq 30m$ ).**

Zatížení	Na krajní nosník připadá $k$
Přední „kolo“ – válec	0,3935
Zadní kola	$0,5 \cdot (0,503 + 0,284) = 0,3935$
Chodník	0,619

$$M_{Ch} = 0,5 \cdot 125 \cdot 0,619 = \underline{\underline{38,7 \text{ kNm}}}$$

$$M_V = 0,3935 \cdot 465 = \underline{\underline{183,0 \text{ kNm}}}$$

$$M_a = M_V + M_{Ch} = 183 + 38,7 = \underline{\underline{221,7 \text{ kNm}}}$$

- b) **Jeden nákladní automobil (12t) v každém jízdním pruhu šířky 2,5m a rovnoměrné zatížení 5 kN/m<sup>2</sup> na zbývající ploše vozovky a chodnicích.**

Zatížení	Na krajní nosník připadá
Přední a zadní kola	$0,25 \cdot (0,503 + 0,284 + 0,181 + 0,0) = 0,242$

$$M_{NA} = 0,242 \cdot 480 = \underline{\underline{116,0 \text{ kNm}}}$$

Chodník :  $M_{Ch} = 5 \cdot 12,5 \cdot 0,619 = \underline{\underline{38,7 \text{ kNm}}}$

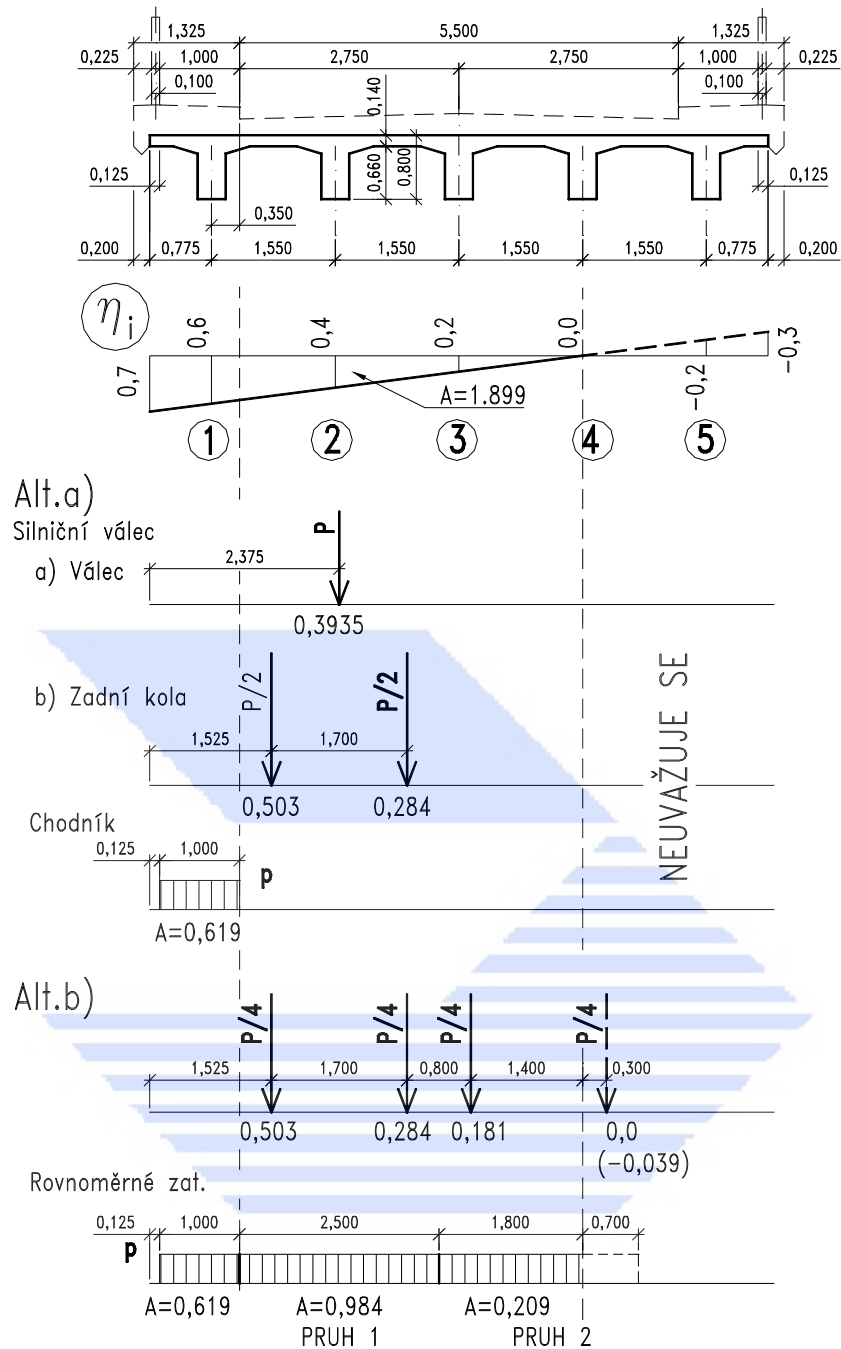
V pruhu 1 a části pruhu 2 :  $M_c = 5 \cdot 2 \cdot 0,0625 \cdot (0,984 + 0,209) = \underline{\underline{0,8 \text{ kNm}}}$

V pruhu 1 :  $M_1 = 5 \cdot 3 \cdot 0,984 = \underline{\underline{14,8 \text{ kNm}}}$

V části pruhu 2 :  $M_2 = 5 \cdot 3 \cdot 0,209 = \underline{\underline{3,1 \text{ kNm}}}$

Celkem :  $M_{RZ} = \underline{\underline{57,4 \text{ kNm}}}$

$$M_b = M_{NA} + M_{RZ} = 116,0 + 57,4 = 173,4 \text{ kNm}$$



Obr.P.1.3 – Příčné roznášení nahodilého zatížení mostu dle ČSN 1230 pro krajní levý trám (pořadnice bezrozměrné, rozměry a plochy v m)

**c) Rovnoměrné zatížení 5 kN/m<sup>2</sup> vozovky i chodníků.**

Uvažuje se pouze zatížení na kladné části čáry příčného roznášení, a to jak v příčném, tak v podélném směru.

$$M_c = 5 \cdot 12,5 \cdot (0,619 + 0,984 + 0,209) = \underline{\underline{113,3 \text{ kNm}}}$$

**MAXIMÁLNÍ MOMENT V L/2 NA LEVÝ KRAJNÍ TRÁM**

Pro maximální moment uprostřed rozpětí krajního trámu rozhoduje alt.a).

$$M_{PN,1,p} = \delta \cdot M_a = 1,189 \cdot 221,7 = \underline{\underline{263,6 \text{ kNm}}}$$



## Příloha P2 Výpočet účinků zatížení podle ČSN 73 6222

### P2.1 Zatížení stálé

Předpokládáme, že zatížení stálé se nezměnilo. Jeho určení je stejné jako v příloze P1.

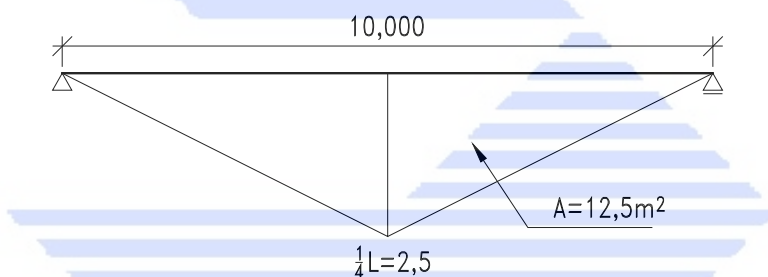
### P2.2 Dynamický součinitel

Podle ČSN 73 6222 se dynamický součinitel určí v závislosti na náhradní délce (v tomto případě rozpětí). Pro  $L_d = 10\text{m}$  :

- normální zatížitelnost, zatíženy 2 pruhy  $\delta = \delta_2 = 1,20$
- výhradní zatížitelnost, jediné vozidlo  $\delta = \delta_1 = 1,25$
- výjimečná zatížitelnost  $\delta = 1,05$
- zatížení chodníků  $\delta = 1,00$

### P2.3 Vnitřní síly – podélný směr (ohybové momenty na celý příčný řez)

Určí se momenty od nahodilého zatížení v polovině rozpětí konstrukce. Při výpočtu se nedbá odlehčujících účinků zatížení.



Obr.P2.1 - Příčinková čára momentu uprostřed rozpětí na prostém nosníku (souřadnice a pořadnice v m plochy v  $\text{m}^2$ )

#### **PRO STANOVENÍ NORMÁLNÍ ZATÍŽITELNOSTI**

##### **a) Rovnoměrné zatížení vozovky ( $2,5 v_n$ ) :**

$$\delta \cdot M_{qp.} = 1,2 \cdot 13,75 v_n \cdot 12,5 = \underline{\underline{206,25 v_n \text{ kNm}}}$$

##### **b) Vozidla :**

$$\text{Varianta a) – 3NV : } \delta \cdot M_a = 100 v_n \cdot (2,5 + 1,9) \cdot 1,2 = \underline{\underline{528,0 v_n \text{ kNm}}}$$

$$\text{Varianta b) – 2NV : } \delta \cdot M_b = 200 v_n \cdot 2,5 \cdot 1,2 = \underline{\underline{600,0 v_n \text{ kNm}}}$$

##### **c) Chodníky na mostě (pro kombinaci se zatížením vozovky) :**

Podle ČSN 73 6222 je  $q_{ch} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ , tedy pro jeden zatížený chodník :

$$M_{ch.} = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 12,5 = \underline{\underline{31,25 \text{ kNm}}}$$

##### **d) Rovnoměrné zatížení vozovky ( $2,5 v_n$ ) :**

$$\delta \cdot M_{qp.} = 1,2 \cdot 13,75 v_n \cdot 12,5 = \underline{\underline{206,25 v_n \text{ kNm}}}$$

##### **e) Vozidla :**

$$\text{Varianta a) – 3NV : } \delta \cdot M_a = 100 v_n \cdot (2,5 + 1,9) \cdot 1,2 = \underline{\underline{528,0 v_n \text{ kNm}}}$$

$$\text{Varianta b) – 2NV : } \delta \cdot M_b = 200 v_n \cdot 2,5 \cdot 1,2 = \underline{\underline{600,0 v_n \text{ kNm}}}$$

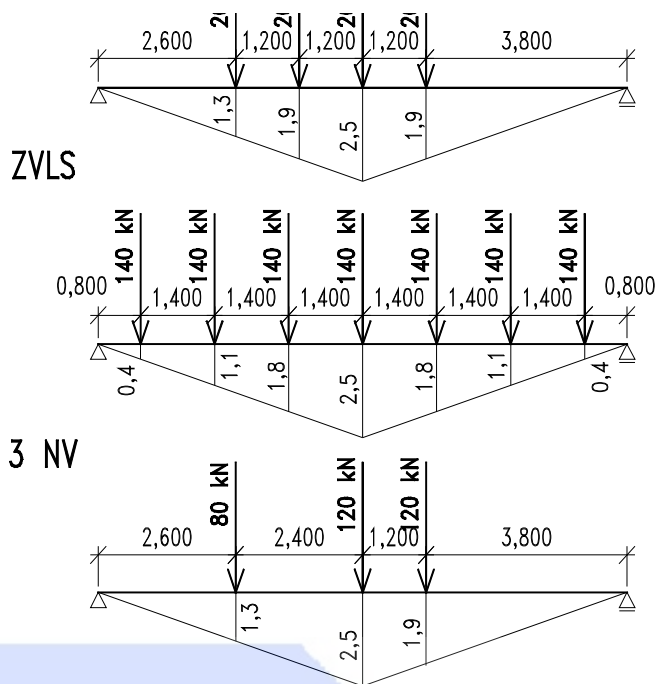
**f) Chodníky na mostě (pro kombinaci se zatížením vozovky) :**

Podle ČSN 73 6222 je  $q_{ch} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ , tedy pro jeden zatížený chodník :

$$M_{ch.} = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 12,5 = \underline{\underline{31,25 \text{ kNm}}}$$







Obr.P2.2 – Nahodilé zatížení mostu podle ČSN 73 6222

### **PRO STANOVENÍ VÝHRADNÍ ZATÍŽITELNOSTI**

(Stejná schémata zatížení jako v ČSN 73 6220, jiný součinitel  $\delta$ .)

#### **a) Čtyřnápravové vozidlo (4NV)**

$$\delta \cdot M_{4NV} = 1,25 \cdot 200 \cdot (1,3 + 1,9 + 2,5 + 1,9) = 1,25 \cdot 1520 = \underline{\underline{1900,0 \text{ kNm}}}$$

#### **b) Třínápravové vozidlo (3NV)**

$$\delta \cdot M_{3NV} = 1,25 \cdot (80 \cdot 1,3 + 120 \cdot 2,5 + 120 \cdot 1,9) = 1,25 \cdot 632 = \underline{\underline{790,0 \text{ kNm}}}$$

### **PRO STANOVENÍ VÝJIMEČNÉ ZATÍŽITELNOSTI**

(Stejné schéma zatížení a dynamický součinitel  $\delta$  jako v ČSN 73 6220.)

$$\delta \cdot M_{ZVLS} = 1,05 \cdot 140 \cdot (0,4 + 1,1 + 1,8 + 2,5 + 1,8 + 1,1 + 0,4) = 1,05 \cdot 1274 = \\ = \underline{\underline{1337,7 \text{ kNm}}}$$

## **P2.4 Roznášení zatížení v příčném směru (ohybové momenty na krajní, nejvíce zatížený, trám)**

Posouzení tuhosti nosíkového roštu viz. P1.4.

### **PRO STANOVENÍ NORMÁLNÍ ZATÍŽITELNOSTI**

#### **a) Rovnoměrné zatížení vozovky**

Dynamický součinitel je  $\delta = 1,20$ .

$$\delta \cdot M_{qv,1} = 1,2 \cdot 2,5 v_n \cdot 1,193 \cdot 12,5 = \underline{\underline{44,75 v_n \text{ kNm}}}$$

#### **b) Vozidla**

Dynamický součinitel je  $\delta = 1,20$ .

Varianta a) – 3NV :

$$\delta \cdot M_{qv,1} = 1,2 \cdot 25 v_n \cdot (0,506 + 0,248 + 0,152) \cdot (2,5 + 1,9) = \underline{\underline{119,66 v_n \text{ kNm}}}$$

Varianta b) – 2NV :

$$\delta \cdot M_{qv,1} = 1,2 \cdot 50 v_n \cdot (0,506 + 0,248 + 0,152) \cdot 2,5 = \underline{\underline{135,98 v_n \text{ kNm}}}$$

#### **c) Chodník**

$$M_{Ch,1} = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 0,619 \cdot 12,5 = \underline{\underline{19,36 \text{ kNm}}}$$

### **PRO STANOVENÍ VÝHRADNÍ ZATÍŽITELNOSTI**

(Stejná schémata zatížení jako v ČSN 73 6220, jiný součinitel  $\delta$ .)

#### **a) Čtyřnápravové vozidlo (4NV)**

$$\delta \cdot M_{4NV,1} = 0,3095 \cdot 1,25 \cdot 1520,0 / 800,0 = \underline{\underline{0,735 V_{r,w}}}$$

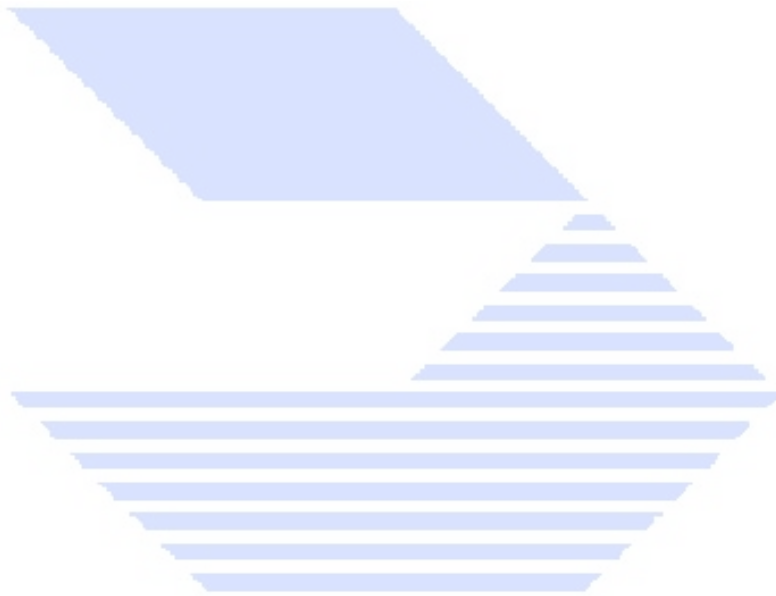
#### **b) Třínápravové vozidlo (3NV)**

$$\delta \cdot M_{3NV,1} = 0,3935 \cdot 1,25 \cdot 632,0 / 320,0 = \underline{\underline{0,972 V_{r,w}}}$$

### **PRO STANOVENÍ VÝJIMEČNÉ ZATÍŽITELNOSTI**

(Stejná schémata zatížení jako v ČSN 73 6220 a stejný součinitel  $\delta$ .)

$$\delta \cdot M_{ZVLS,1} = 0,2385 \cdot 1,05 \cdot 1274,0 / 1960,0 = \underline{\underline{0,1628 V_{e,w}}}$$





Obr.P.2.3 - Nahodilé zatížení mostu podle ČSN 73 6222 v příčném směru  
(pořadnice bezrozměrné, rozměry a plochy v m)





## **Související předpisy**

ČSN EN 1990 (73 0002) □ Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991 (73 0035) □ Eurokód 1: Zatížení konstrukcí

ČSN EN 1991-2 (73 6203) □ Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou

ČSN EN 1992-1-1 (73 1201) □ Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN EN 1992-2 (73 6208) □ Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - □ Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady

ČSN EN 1993-2 (73 6205) □ Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2: Ocelové mosty

ČSN EN 1994-2 (73 6210) □ Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty

ČSN EN 1995-2 (73 6212) □ Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí - Část 2: Mosty

ČSN EN 1996-2 (73 1101) □ Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 2: Volba materiálu, konstruování a provádění zdiva

ČSN ISO 13822 □ Zásady navrhování konstrukcí - Hodnocení existujících konstrukcí □

ČSN 73 6200 □ Mostní názvosloví

ČSN 73 6201 □ Projektování mostních objektů

ČSN 73 6203 □ Zatížení mostů

ČSN 73 6209 □ Zatěžovací zkoušky mostů

ČSN 73 6220 □ Zatížitelnost a evidence mostů pozemních komunikací

ČSN 73 6221 □ Prohlídky mostů pozemních komunikací

ČSN 73 6222 □ Zatížitelnost mostů pozemních komunikací

TP 193 Svařování betonářské výztuže a jiné druhy spojů, 2008, MD

TP 199 Zatížitelnost zděných klenbových mostů, 2008, Pragoprojekt

SŽDC (ČD) SR5 (S) – Určování zatížitelnosti železničních mostů



Název	Technické podmínky TP 200 Stanovení zatížitelnosti mostů PK navržených podle norem a předpisů platných před účinností EN
Vydal Zpracovatel	ČVUT v Praze, Fakulta stavební Katedra betonových a zděných konstrukcí (Doc.Ing.Vlastimil Kukaň, CSc., Doc.Ing. Jiří Krátký, CSc., Doc.Ing.Vladislav Hrdoušek, CSc., Ing. Michal Drahorád Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí (Doc.Ing.Tomáš Rotter, CSc.)
Náklad	100 ks
Počet stran	76
Formát	A4
Tisk a distribuce	PRAGOPROJEKT, a.s., K Ryšánce 16, 147 54 Praha 4 ( <a href="http://www.pragoprojekt/předpisy.cz">www.pragoprojekt/předpisy.cz</a> )

