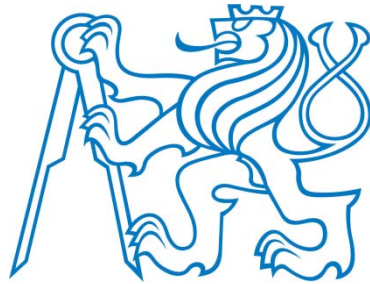


FAKULTA STAVEBNÍ, ČVUT V PRAZE



Teoretický podklad pro návrh prefamonolitického stropu

Výuková pomůcka

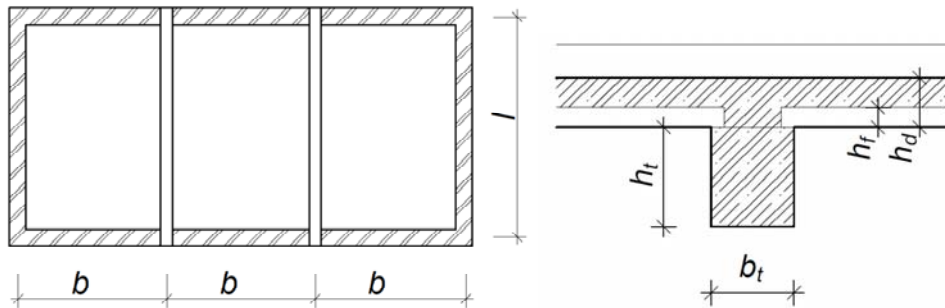
Ing. Josef Fládr, Ing. Petr Bílý

1.12.2012

Tento dokument vznikl za finanční podpory projektu FRVŠ 239/2012/G1 „Navrhování betonových a zděných prvků při dočasných návrhových situacích“.

1. Zadání

Tento manuál má za úkol seznámit studenty Fakulty stavební, ČVUT v Praze s návrhem prefamonolitické stropní konstrukce. Návrh obou nosných prvků je proveden i s ohledem na montážní stádia jednotlivých prefabrikovaných dílů stropní konstrukce.

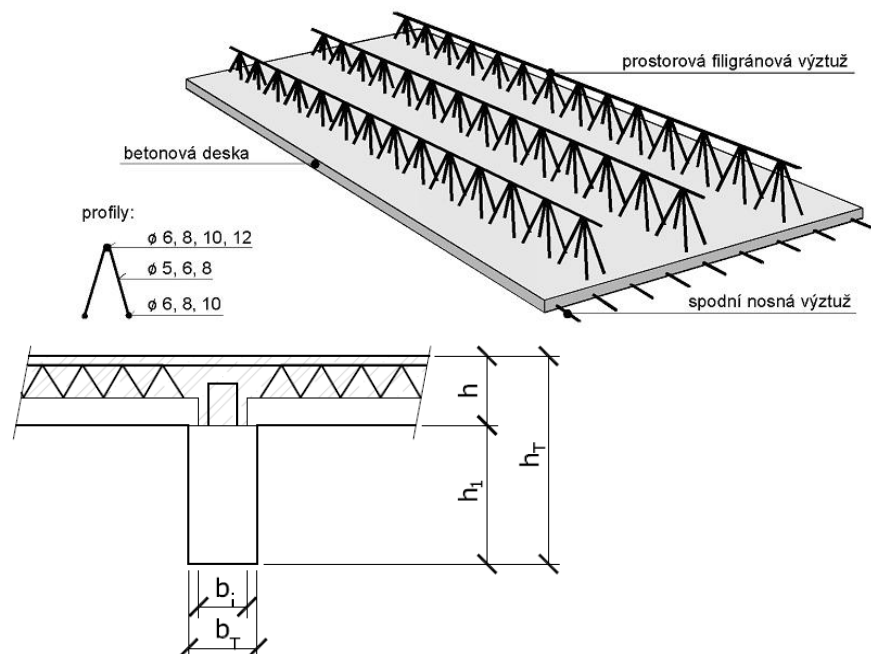


Obr. 1 Zadání konstrukce

Železobetonová trémová prefamonolitická konstrukce je uložena na zděných stěnách. Při návrhu tohoto stropu bude kontrolována statická funkce stropu ve finálním stavu působení, tak i v jednotlivých montážních stavech obou základních prvků (filigránový stropní panel a prefabrikovaný trám se spřahovací výztuží).

Postup montáže bude proveden podle následujících bodů:

- Uložení trámů do kapes v zděné stěně.
- Osazení filigránových panelů.
- Montážní podepření filigránových panelů, případně i trámu.
- Zmonolitnění celé stropní konstrukce.
- Demontáž montážních podpor.



Obr. 2 Ilustrační obrázky navrhovaných prvků

2. Návrh konstrukce v hlavní fázi životnosti

Konstrukce bude nejprve navržena na konečnou fázi životnosti, protože v této fázi působí dominantní zatížení. Při stanovování rozměrů jednotlivých prvků je nutné počítat s přepravními a výrobními možnostmi jednotlivých dílů. U stropních panelů se jedná hlavně o přepravní šířku jednotlivých panelů. Při návrhu geometrie stropních trámů je nutné zohlednit tíhu trámu k tíze panelu a obě hmotnosti optimalizovat pro návrh zvedacího zařízení na staveništi.

2.1. Zatížení stropní konstrukce

Do hodnoty zatížení je nutné kromě hodnot stálého zatížení (vlastní tíha stropní konstrukce) uvažovat i hodnoty proměnných zatížení. V případě této stropní konstrukce se hodnota proměnného zatížení skládá z užitečného zatížení, které je stanovené normou ČSN EN 1991-1, a hodnoty zatížení, která zohledňuje vliv přemístitelných přiček. Budou-li přičky uvažovány jako tzv. „těžké“, je nutné jejich zatížení uvažovat podle skutečné skladby přičky a její polohu zohlednit ve statickém schématu konstrukce.

Tab. 1 Tabulka užitných zatížení

Kat.	Stanovené použití	Příklad	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	
A	plochy pro domácí a obytné činnosti	místnosti obytných budov a domů; místnosti a čekárny v nemocnicích; ložnice hotelů a ubytoven, kuchyně a toalety	stropní konstr.	1,5	2,0
			schodiště	3,0	2,0
			balkóny	3,0	2,0
B	kancelářské plochy		2,5	4,0	
C	plochy, kde dochází ke shromažďování lidí (kromě ploch uvedených v kategoriích A, B a D)	C1: plochy se stoly atd., např. plochy ve školách, kavárnách, restauracích, jídelnách, čítárnách, recepcích.		3,0	3,0
		C2: plochy se zabudovanými sedadly, např. plochy v kostelech, divadlech nebo kinech, v konferenčních sálech, přednáškových nebo zasedacích místnostech, nádražních a jiných čekárnách		4,0	4,0
		C3: plochy bez překážek pro pohyb osob, např. plochy v muzeích, ve výstavních sálích a přístupové plochy ve veřejných a administrativních budovách, hotelích, nemocnicích, železničních nádražních halách.		5,0	4,0
		C4: plochy určené k pohybovým aktivitám, např. taneční sály, tělocvičny, scény atd.		5,0	7,0
		C5: plochy, kde může dojít ke koncentraci lidí, např. budovy pro veřejné akce jako koncertní a sportovní haly, včetně tribun, teras a přístupových ploch, železniční nástupiště atd.		5,0	4,5

D	obchodní prostory	D1: plochy v malých obchodech	5,0	5,0
		D2: plochy v obchodních domech	5,0	7,0
E	skladovací prostory, včetně přístupových, kde může dojít k nahromadění zboží	E1: plochy pro skladovací účely, včetně knihoven a archivů	7,5	7,0
		E2: plochy pro průmyslové využití	individuálně	individuálně
F	dopravní a parkovací plochy pro lehká vozidla (≤ 30 kN tíhy)	garáže; parkovací místa, parkovací haly	1,5 ÷ <u>2,5</u>	10 ÷ <u>20</u>
G	dopravní a parkovací plochy pro středně těžká vozidla (> 30 kN, ≤ 160 kN tíhy)	přístupové cesty; zásobovací oblasti; oblasti přístupné protipožární technice (vozidla tíhy ≤ 160 kN)	5,0	40 ÷ <u>90</u>
H	nepřístupné střechy s výjimkou běžné údržby, oprav		0,0 ÷ 1,0 (<u>0,4</u>)	0,9 ÷ 1,5 (<u>1,0</u>)
I	přístupné střechy v souladu s kategorií A až D		dle A ÷ D	dle A ÷ D

Tab. 2 Tabulka zatížených přemístitelných příček

Druh příčky	q_k [kN/m ²]
Přemístitelné příčky s hmotností < 1,0 kN/m	0,5
Přemístitelné příčky s hmotností < 2,0 kN/m	0,8
Přemístitelné příčky s hmotností < 3,0 kN/m	1,2

2.2. Stanovení krytí panelu

Pro stanovení krytí konstrukce je nutné stanovit chemický vliv prostředí, které na stropní konstrukci působí. Pro běžné obytné místnosti je běžný vliv agresivity XC1, maximálně XC2. Dalším požadavkem je životnost konstrukce, která se pro pozemní stavby běžně uvažuje 50 let.

Výpočet krytí:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

kde:

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\}$$

$c_{min,b}$ => předpokládaný profil výztuže

$c_{min,dur}$ => vychází z tabulky Tab. 3

$\Delta c_{dur,\gamma}$; $\Delta c_{dur,st}$; $\Delta c_{dur,add}$ zohledňují speciální úpravu výztuže a z bezpečnostních důvodů se uvažují rovny nule.

Tab. 3 Tabulka pro stanovení $c_{min,dur}$

Požadavek prostředí pro $c_{min,dur}$ [mm]							
Konstrukční třída	Stupeň prostředí podle						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Tab. 4 Tabulka redukce konstrukční třídy

Třída konstrukce								
Kritérium	Stupeň vlivu prostředí podle tab.6.1							
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3
návrhová životnost 80 let	zvětšit třídu o 1	zvětšit třídu o 1	zvětšit třídu o 1	zvětšit třídu o 1	zvětšit třídu o 1	zvětšit třídu o 1	zvětšit třídu o 1	zvětšit třídu o 1
návrhová životnost 100 let	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2
pevnostní třída ¹⁾	≥ C20/25 zmenšit třídu o 1	≥ C25/30 zmenšit třídu o 1	≥ C30/37 zmenšit třídu o 1	≥ C35/45 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C45/55 zmenšit třídu o 1
deskové konstrukce (poloha výztuže není ovlivněna výrobním postupem)	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1
zajištěna zvláštní kontrola kvality výroby betonu	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1

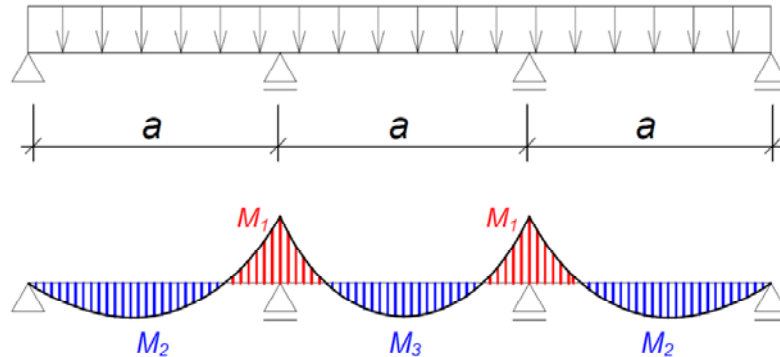
¹⁾ Pevnostní třída a poměr w/c se považují za související hodnoty; pro výrobu málo propustného betonu lze použít zvláštní složení (druh cementu, hodnota w/c , jemné plnivo) – viz ČSN EN 261-1 [11].

$\Delta c_{dev} \Rightarrow$ zohledňuje vliv kontroly výztuže

- pro konstrukce zhotovené na stavbě se uvažuje 10 mm
- pro konstrukce zhotovené v prefách se uvažuje 5 mm
- pro konstrukce zhotovené v prefách při speciální kontrole polohy výztuže se uvažuje 0 mm

2.3. Průběh vnitřních sil na panelu

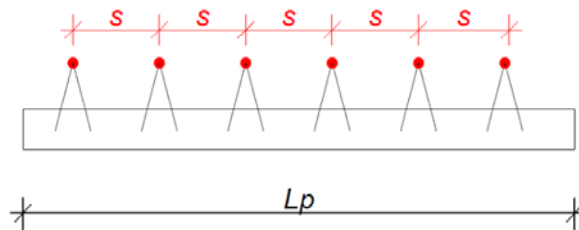
Při finálním působení, kdy jsou jednotlivé panely zmonolitněny nadbetonávkou, působí jednotlivé nosníky jako spojitý nosník.



Obr. 3 Průběh momentů na spojitém nosníku

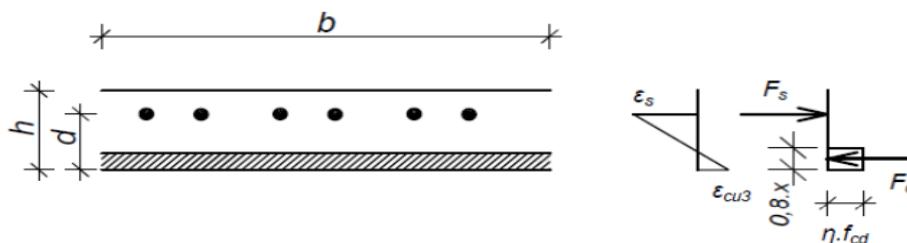
2.4. Návrh výztuže stropního panelu

Jak je patrné z Obr. 3, při spojitém působení vznikají nad trámy záporné momenty. Proto je nutné v těchto místech doplnit do nadbetonávky výztuže, která by proti těmto momentům působila. Přidaná výztuž je osazována až na staveništi. Odpovídá-li výztuž, navržená na záporný moment, horní výztuži stropních panelů typu filigrán, je možné horní výztuž nahradit pouze příložkami mezi jednotlivými žebry prostorové výztuže.



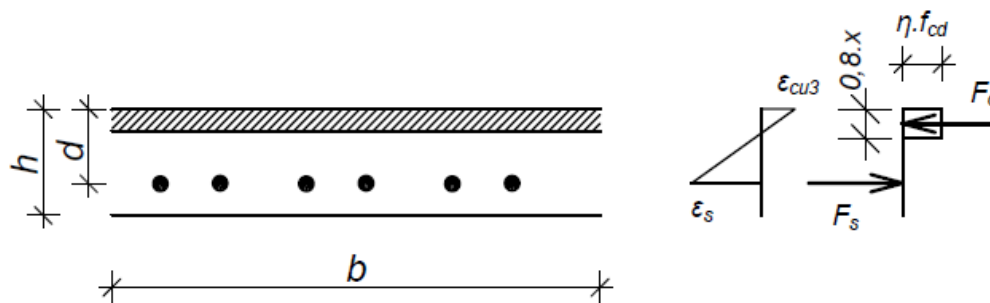
Obr. 4 Pruty horní výztuže stropního panelu typu filigrán. Obvykle se jedná o pruty o 1 nebo 2 třídy vyššího průměru než spodní výztuž.

Při navrhování horní výztuže je nutné uvažovat působení prvku podle Obr. 5. V tomto případě je tlačena část betonu při spodním povrchu panelu, který byl zhotoven ve výrobě a může být tedy z betonu vyšší třídy, než je beton monolitické nadbetonávky.



Obr. 5 Statické působení horní výztuže

Návrh spodní výztuže probíhá podle běžných zvyklostí. Statické působení průřezu je zobrazeno na Obr. 6.



Obr. 6 Statické působení dolní výztuže

- Při posouzení stropního panelu je nutné také zohlednit posudek na druhý mezní stav (použitelnost). Výhodně lze využít zjednodušující posudek ohybovou štíhlostí. Při nesplnění je potřeba provést podrobný výpočet průhybů konstrukce. Musí platit, že:

$$\lambda = \frac{l}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}$$

kde: λ je ohybová štíhlost posuzovaného prvku,

l je osové rozpětí prvku,

d je výška staticky účinné části průřezu,

λ_d je vymežující ohybová štíhlost,

κ_{c1} je součinitel tvaru průřezu, pro T-průřez s poměrem šířky příruby k šířce žebra větším než 3 je $\kappa_{c1} = 0,8$, jinak $\kappa_{c1} = 1,0$,

κ_{c2} je součinitel rozpětí, pro $l \leq 7$ m je $\kappa_{c2} = 1,0$, jinak $\kappa_{c2} = 7/l$,

κ_{c3} je součinitel napětí tahové výztuže, obecně $\kappa_{c3} = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}}$,

$\lambda_{d,tab}$ je tabulková hodnota vymežující ohybové štíhlosti, získá se z tabulky podle typu prvku (uvažovat krajní pole spojitého nosníku), třídy betonu a stupně vyztužení.

Tab. 5 Hodnoty $\lambda_{d,tab}$ pro krajní pole spojitého nosníku

ρ %	Pevnostní třída betonu						
	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	40/50	50/60
0,5	19,0	20,5	22,1	24,1	26	33,5	41,5
1,5	15,9	16,4	16,9	17,6	18	19,5	20,8

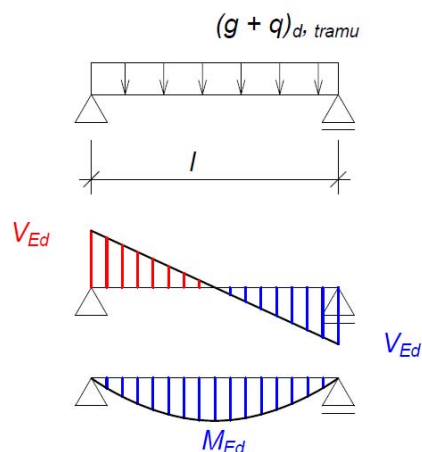
2.5. Návrh výztuže stropního trámu

Nejprve je nutné znovu stanovit krytí, protože trám již není desková konstrukce (redukce třídy) a v trámu jsou obsaženy třmínky. Proto je nutné stanovit krytí pro třmínky i hlavní výztuž zvlášť a vybrat z obou variant tu méně příznivou.

2.6. Návrh hlavní ohybové výztuže v poli

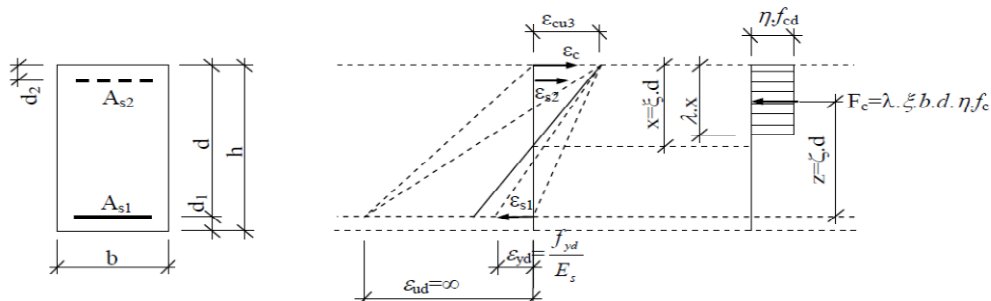
Zatížení vychází ze zatížení desky $(g + q)_{d, desky}$. Zatížení $(g + q)_{d, desky}$ je nutné vynásobit zatěžovací šířkou, která v případě rovnoměrného rozdělení trámů odpovídá osové vzdálenosti trámů (v našem případě b). K tomuto zatížení je nutné přičíst vlastní tíhu prefabrikovaného trámu (část pod deskou), doplněnou o povrchovou úpravu trámu.

Stropní trám, který je uložen v cihelném zdivu se chová jako prostý nosník.



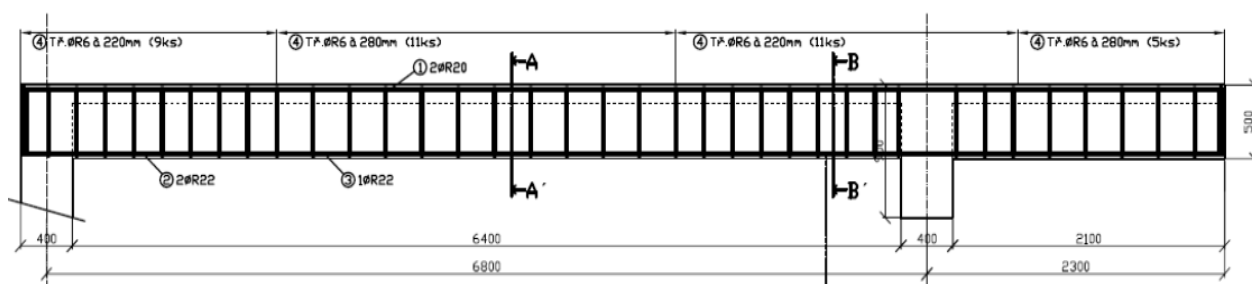
Obr. 7 Průběh vnitřních sil na stropním trámu

Statické působení trámu bude podle Obr. 8. Návrh spodní výztuže a třmínek bude proveden podle běžných předpokladů.



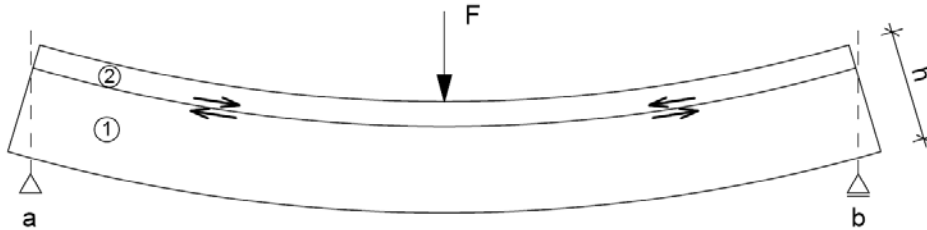
Obr. 8 Rozložení sil v trámu při kladném momentu

Vzhledem k průběhu posouvající síly na prostém nosníku by samozřejmě bylo možné ve střední části trámu provést třmínky řidší (odstupňovat různé rozteče třmínek po vzdálenosti $z \cdot \cot \theta$ – příklad viz níže).

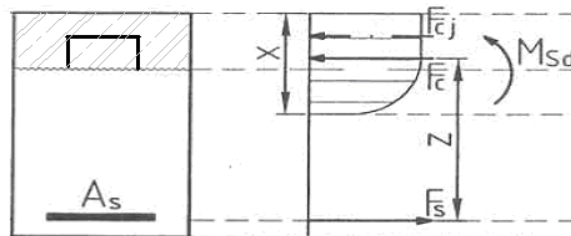


2.7. Spřažení

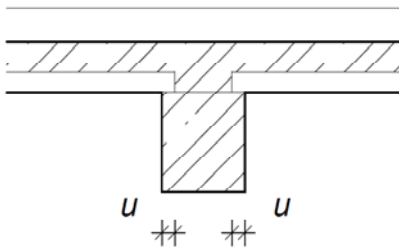
Jedná-li se o prvek plně spřažený, pak v rozhodujícím průřezu je přetvoření zpočátku spojité, a to až do dosažení meze pružného chování průřezu. Tuto mez lze nejjednodušeji vyjádřit z předpokladu, že je to stav, při kterém je v tahové výztuži právě dosaženo meze kluzu při poměrném přetvoření ε_{sy} . Únosnost takového průřezu je dána dvojicí sil N_c a N_{sy} , které na rameni z tvoří vnitřní moment vzdorující vnějšímu zatížení.



Obr. 9 Chování dvou ohýbaných prvků při plném spřažení



Obr. 10 Rozložení sil v trámu mezi prefabrikovanou a monolitickou částí



Minimální hodnota uložení filigránového panelu na trám je 35 mm. Z technologického hlediska je samozřejmě možné realizovat i hodnoty menší, ale pak je nutné hned vedle trámu umístit liniovou podporu podélně s trámem. Tato varianta vyžaduje jiný způsob podepření, než je ukázán v tomto přehledu.

Návrhová únosnost ve smyku styčné plochy je dána vztahem:

$$v_{Rd} = cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5v f_{cd}$$

kde: c, μ jsou součinitele závislé na drsnosti styčné plochy,

f_{ctd} je návrhová pevnost betonu v tahu, spočte se z charakteristické pevnosti $f_{ctk,0.05}$

σ_n je normálové napětí působící kolmo na styčnou plochu, uvažujeme $\sigma_n = 0$,

ρ je stupeň vyztužení styčné plochy spřahovací výztuží,

α je úhel mezi prutem spřahovací výztuže a smykovou plochou, pruty budou kolmé na povrch betonu, takže $\alpha = 90^\circ$,

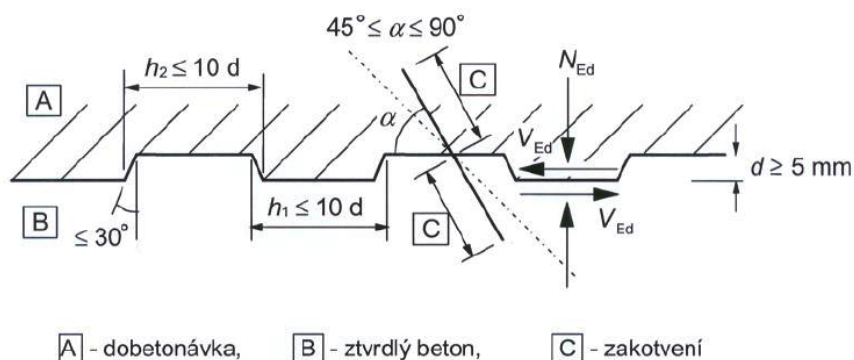
v je redukční součinitel

Tab. 6 Koeficienty drsnosti styku

	c	μ
Velmi hladký	0,25	0,5
Hladký	0,35	0,6
Drsný	0,45	0,7
Zazubený	0,5	0,9

Pro jednotlivé drsnosti jsou stanoveny i normové požadavky na povrch:

velmi hladká	vznikne na styku s ocelovým, plastovým nebo speciálně upraveným dřevěným bedněním
hladká	vytvořeno posuvným bedněním, nebo vytlačováním, nebo vibrací bez dalších úprav
drsná	povrch je záměrně zdrsňen (tak, že se vytvoří nerovnosti o rozměru nejméně 3 mm ve vzdálenosti přibližně 40 mm), nebo kamenivo z betonu vyčnívá
zazubená	odpovídá obrázku



Obr. 11 Tvar zazubené stáry podle normy ČSN EN 1992-1.

Po osazení stropních panelů se doporučuje před betonáží omýt styčnou plochu mezi prefabrikovaným a monolitickým betonem tlakovou vodou. Toto omytí má dva pozitivní přínosy. Dojde k vyčištění povrchu od prachu a nečistot, které se zde usadily během skladování a dopravy, protože tato vrstva působí jako separace a omezuje spojení obou vrstev betonu. Následkem těchto nečistot může dojít ke změně zatřídění z drsné na hladkou. Druhý efekt je namočení podkladního betonu, který již nebude odebírat vodu z nově betonované vrstvy.

3. Dočasné návrhové situace

3.1. Návrh manipulačních úchytů

Oba prefabrikované prvky je nutné horizontálně i vertikálně přemísťovat a proto na nich musí být osazeny manipulační úchyty.

Výpočet manipulační síly N_d , vychází z vlastní tíhy panelu a vlivu adheze dílce k bedněni.

$$F_p = V \cdot \rho \Rightarrow \text{vlastní tíha panelu}$$

$$F_{adh} = A \cdot q \Rightarrow \text{vliv adheze dílce k bedněni, kde:}$$

- A styčná plocha mezi dílcem a bedněním, zde je důležité zohlednit postup výroby
- q součinitel přilnavosti

Tab. 7 Součinitele přilnavosti k bedněni

Součinitel přilnavosti k bedněni	
Hladké, naolejované bedněni	$q = 1 \text{ kN/m}^2$
Hladké, neolejované bedněni	$q = 2 \text{ kN/m}^2$
Hrubé bedněni	$q = 3 \text{ kN/m}^2$

Výpočtová manipulační síla se stanoví jako maximum ze sil $N_{d,1}$ a $N_{d,2}$. Síla $N_{d,1}$ je síla při odbedňování a síla $N_{d,2}$ je síla při ostatní manipulaci.

$$N_{d,1} = \delta \cdot \frac{\gamma_{go}}{n \cdot \cos \beta} \cdot (F_p + F_{adh})$$

$$N_{d,2} = \delta \cdot \frac{\gamma_{go}}{n \cdot \cos \beta} \cdot F_p$$

kde:

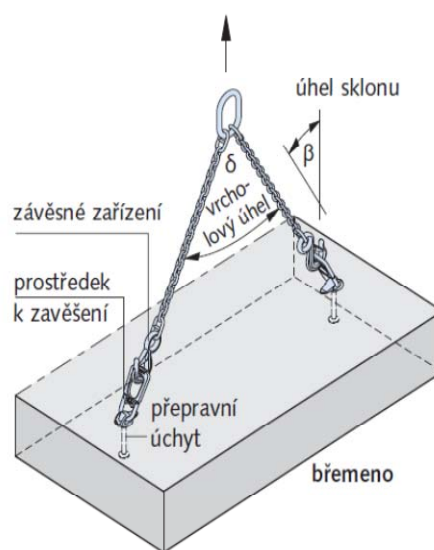
δ je dynamický součinitel, stanovený podle

Tab. 8,

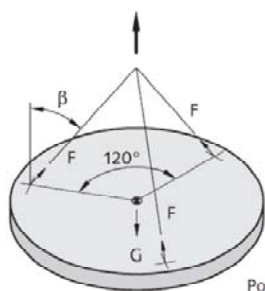
- γ_{go} součinitel bezpečnosti 1,35,
- n počet aktivních úchytů,
- $\cos \beta$ úhel svírající úchyt,

Tab. 8 Hodnoty dynamického součinitele

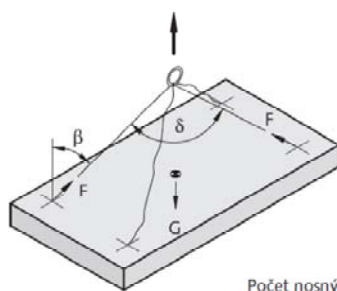
Doporučené hodnoty dynamického součinitele	
Nepohyblivý jeřáb, kolejový jeřáb < 90m/min	1,0 – 1,2
Nepohyblivý jeřáb, kolejový jeřáb > 90m/min	1,3 – 1,4
Zvedání a doprava na rovném terénu	1,5 – 1,65
Zvedání a doprava na nerovném terénu (staveniště)	> 2,0



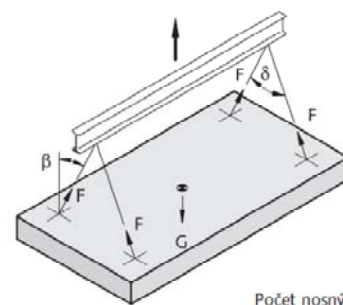
Obr. 12 Způsob zvedání prvku



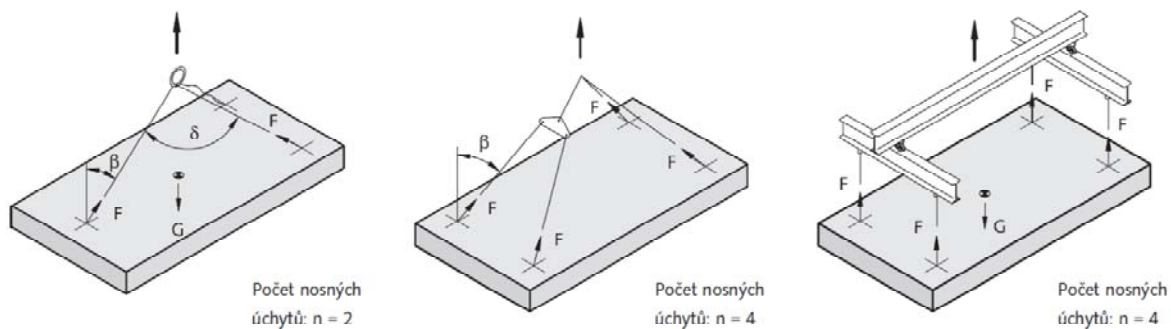
Počet nosných úchytů: $n = 3$



Počet nosných úchytů: $n = 2$

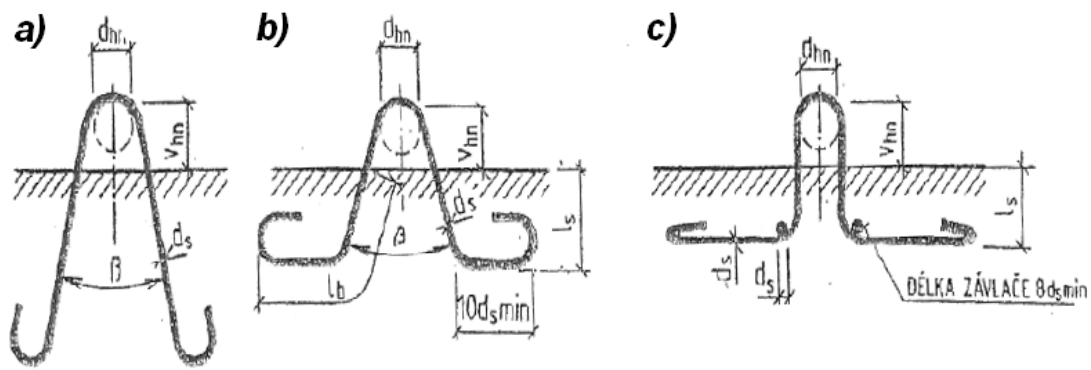


Počet nosných úchytů: $n = 4$



Obr. 13 Ukázka příkladu stanovení aktivních úchyťových bodů

Po stanovení montážní síly na úchyt je nutné nadimenzovat vlastní úchyt. Úchyt může být vytvořen z výztuže nebo může být použit standardně vyráběný úchyt od různých dodavatelů např. http://www.halfen.cz/t/19_8155.html



Obr. 14 Ukázka vlastního tvaru úchyty



Obr. 15 Ukázka manipulačního úchyty “Trn s kulovou hlavou”



Obr. 16 Ukázka manipulačního úchytu se závitovým pouzdrům



Obr. 17 Detail obou úchytů



Obr. 18 Ukázka uložení manipulačního trnu



Obr. 19 Ukázka osazení klasického úchytu



Obr. 20 Ukázka osazení "Trn s kulovou hlavou"



Obr. 21 Finální podoba úchytu "Trn s kulovou hlavou" + zvedací oko



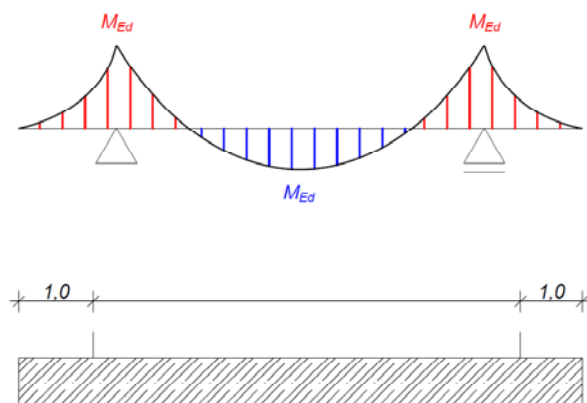
Obr. 22 Finální podoba úchytu se závitovým pouzdrém

3.2. Posouzení prvku při přepravě

Je nutné si uvědomit, že manipulační úchyty nelze usadit na kraj prvku, protože by snadno došlo k jejich vytržení. Pokud dojde k uložení úchytu např. 1,0 m od kraje trámu, chová se trám při zvedání jako prostý nosník s převislými konci. Zatížení nosníku je způsobeno pouze vlastní tíhou zvětšenou o dynamický součinitel.

Při tomto schématu vznikají záporné momenty, jak je vidět na následujícím obrázku. Stropní trám je však z konečného působení, kde se chová jako prostý nosník, vyztužen jen spodní výztuží, a proto je nutné doplnit i výztuž na záporné momenty během přepravy.

Stejný princip se uplatní i u stropního panelu.



Obr. 23 Průběh vnitřních sil na prostém nosníku s převislými konci

3.3. Skladování prvků

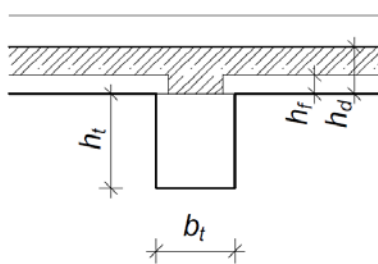
Prvky se z důvodu omezeného prostoru skladují naskládané na sebe, jak je patrné v následujícím obrázku. Protože se prvky na sebe ukládají relativně mladé (stáří je několik dní), neproběhl v betonu proces dotvarování, proto jsou mezi jednotlivé prvky vloženy proklady, které zabraňují nárůstu deformace prvku vlivem dotvarování. Tyto proklady jsou zpravidla dřevěné, aby byly poddajnější, než je betonový prvek, a ukládají se podle běžných zvyklostí ve vzdálenostech cca 1,5 m. Proto během skladování nedochází v prvcích k žádnému výraznému namáhání.



Obr. 24 Uložení panelů typu filigrán

3.4. Zmonolitnění stropní konstrukce

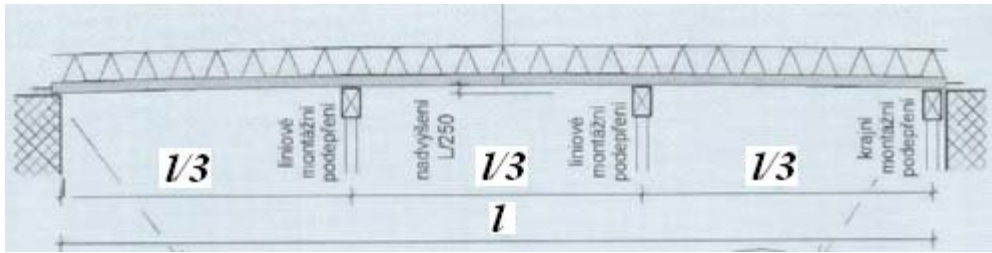
Jedná se významný dočasný zatěžovací stav. Je třeba si uvědomit, že při zmonolitnění stropní konstrukce jsou všechny prvky zatíženy výrazněji, než byly dosud. Nejčastěji jsou prvky při dočasných zatěžovacích stavech zatíženy pouze vlastní tíhou konstrukce. Při zmonolitnění je nutné uvažovat tíhu čerstvého betonu (2600 kg/m^3) a hodnotu montážního užitečného zatížení, která je stanovena normou ČSN EN 1991-1 na hodnotu $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$. Zároveň rozměry nosné konstrukce odpovídají jen rozměrům prefabrikovaných částí. Výška trámu je jen pod deskou.



Obr. 25 Příčný řez konstrukcí

Stropní panely mají tloušťku stále jen h_f nikoliv h_d . Stropní panely jsou v konečné fázi navrhovány jako spojitý nosník, před zmonolitněním působí jako prostý nosník. To opět vede v neprospěch konstrukce. Dále je nutné během betonáže eliminovat průhyb bednicí konstrukce, protože tato deformace by po vytvrdnutí betonu byla nevratná. V některých případech se proto vytváří podepření stropní konstrukce s nadvýšením.

Z těchto důvodů je podepření konstrukce nevyhnutelné.



Obr. 26 Ukázka způsobu podepření stropního panelu s nadvýšením.

Při podepření je nutné si uvědomit, že došlo ke vzniku opět spojitého nosníku o třech polích, což razantně změní průběh vnitřních sil a zapříčiní vznik záporných momentů.

4. Závěr

Cílem tohoto textu nebylo detailně ukázat způsob posouzení a návrhu prefamolitické stropní konstrukce, ale upozornit na změny chování konstrukce během její životnosti s dopadem, jaké tyto změny mají na vedení výztuže.