

NCCI: Návrh střešních příhradových vazníků

Tento NCCI dokument se zabývá některými speciálními případy, které se mohou vyskytnout při návrhu střešních příhradových vazníků. Jedná se například o způsob zavedení excentricity ve spojích, o mimostyčné zatížení a o zatížení působících směrem vzhůru.

Obsah

1. Obecně	2
2. Návrh horního pasu	2
3. Návrh spodního pasu	5
4. Návrh mezipásových prutů	9
5. Excentricity	10
6. Příklady přípojů vazníků na sloup a montážních spojů	11
7. Literatura	12

1. Obecně

Tradiční analýza příhradových vazníků předpokládá, že všechna zatížení působí ve styčnicích a že všechny styčníky v konstrukci jsou kloubové. Přestože toto se obecně nestává, neboť horní a dolní pásy jsou zpravidla průběžné a mezipásové pruty jsou často přivařené k pásům, jedná se stále o obvyklý a přijatelný postup pro určení osových sil v jednotlivých prutech. V případech, kdy je navržena značná dimenze horního pásu a celková výška příhradového vazníku je malá musí být vliv momentů z důvodů průběžného horního pásu uvažován. Avšak toto je poměrně vzácný případ pro střešní příhradové vazníky průmyslových staveb, který je zde zmiňován. Ohybové momenty musí být uvažovány u jiných případů, které zde budou vysvětleny.

V tomto NCCI dokumentu jsou příhradové střešní nosníky předpokládány prostě podepřené jak je vidět na Obr. 2.1, t.j. že přípoje vazníku ke sloupům nejsou pevné.

Analýza příhradového vazníku je velmi jednoduchá při použití předpokladů z předchozích odstavců a nebude zde dále zmiňována ale existují některé speciální případy, které situaci komplikují:

- Když například je střešní krytina připojena přímo na vazník nebo když použité vaznice nejsou rozmístěny pouze v místě styčniců příhradového vazníku je nutné zahrnout vliv momentů na horním pásu.
- Z důvodů excentricity ve spojích mezi pásy a mezipásovými pruty se mohou vyskytovat momenty, které je nutné zahrnout do výpočtu.
- U nízkých sklonů sedlových střešů může zatížení větrem způsobovat sání a důsledkem toho se vyskytnou tlakové síly ve spodním pásu, který musí být navržen na vzpěrný tlak.

2. Návrh horního pásu

2.1 Obecně

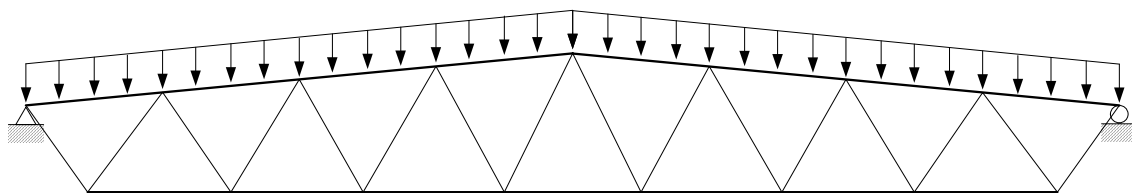
Jestliže působí všechna zatížení ve styčnicích, uvažuje se pouze vliv osových sil. Jestliže je horní pás pouze tlačný, musíme uvažovat vybočení v rovině i z roviny vazníku, pokud není pás držený na vybočení z roviny. Podle [přílohy BB z EN 1993-1-1](#) [1], je vzpěrná délka rovna teoretické vzdálenosti jednotlivých bodů styčniců pro vzpěr v rovině vazníku. Pro vybočení z roviny vazníku je vzpěrná délka rovna vzdálenosti vaznic. Jestliže je horní pás členěný prut, musí být návrh proveden podle [§6.4 z EN1993-1-1](#) pro vybočení v příčném směru.

Výše uvedené tvrzení, že vzpěrná délka horního pásu z roviny je rovna vzdálenosti vaznic vyžaduje aby vaznice vytvořily příčné podepření, což znamená že nesmí docházet k jejich posunům v podélném směru jejich os. To znamená, že vaznice musí být součástí vodorovného ztužení ve střeše doplněného svislými ztužidly ve stěnách. Místo vodorovného střešního ztužení je možné využít střešní plášť, pokud je dostatečně tuhá a splňuje požadavky pro konstrukční třídu I nebo II podle EN 1993-1-3 [2]. V [SS050](#) jsou vysvětleny a ukázány příklady zajištění stability příhradových vazníků.

Jestliže je možné považovat střešní plechy za desku uloženou přímo na střešní vazník, t.j. bez vaznic, vybočení horního pásu z roviny je tímto zabráněno. Toto ale vyžaduje dostatečnou

tuhost střešní krytiny aby ji bylo možné považovat za dostatečně tuhé diafragma. Musí být splněny požadavky pro konstrukční třídu I nebo II podle EN 1993-1-3 [2].

V ideálním případě je střešní plášť připojen na vaznice, které jsou na vazník umístěny v místech styčniců a vyvolají pouze osové síly na které se vazník navrhne a posoudí. Tento případ není jedinou možností, někdy je střešní plášť připojen přímo na střešní vazník. V takovém případě bude horní pás vystaven namáhání jednak osovými silami a jednak ohybovými momenty. Na Obr. 2.1 je znázorněn příklad s mimostyčnickovým zatížením působícím na střešní vazník.



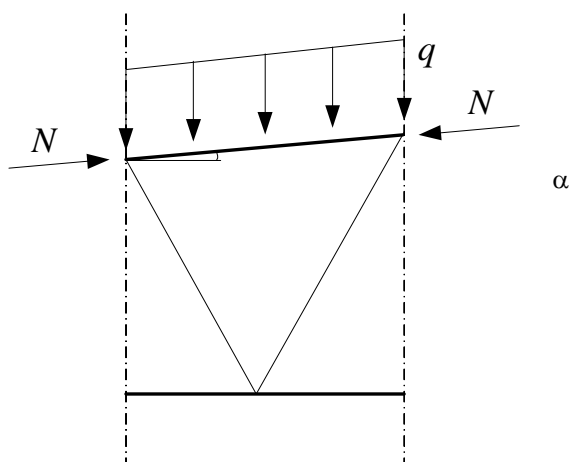
Obr. 2.1 *Příklad střešního vazníku se střešním pláštěm připojeným přímo na vazník, jež vyvolá mimostyčnickové zatížení.*

V takovém případě horní pás vazníku je považován za spojitý nosník a ohybové momenty musí být vzaty v úvahu při návrhu tohoto prvku. Krátký schématický příklad na toto téma můžete nalézt níže.

Z různých důvodů mohou vzniknout excentricity v místech napojení mezipásových prutů a horního pasu, viz Obr. 5.1. Jestliže se tato skutečnost objeví, vzniklé ohybové momenty z důvodu těchto excentricit musí být uvažovány. Toto je dále popsáno v kapitole 5.

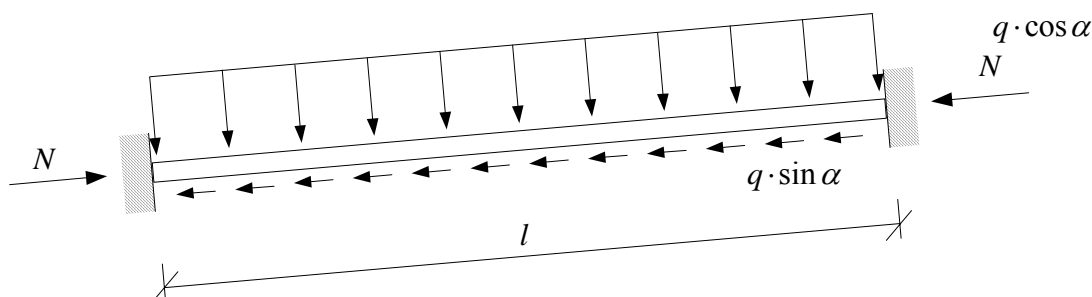
2.2 Schématický příklad mimostyčnickového zatížení působící na horní pás

Uvažujte střešní vazník z Obr. 2.1 namáhaný podélným zatížením. Pro zjednodušení je vybrán pouze vnitřní úsek spojitého nosníku horního pasu vazníku, viz Obr. 2.2.



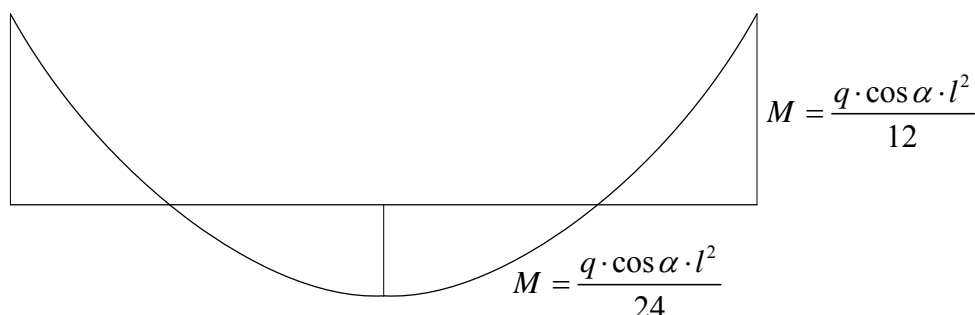
Obr. 2.2 *Výřez části příhradového vazníku uvažovaného v tomto příkladu.*

Horní pás je průběžný a může být považován za nosník upevněný na obou koncích, viz Obr. 2.3. Toto je jisté zjednodušení a zajisté by bylo přesnější provést přesnější počítačovou simulaci jejímž výsledkem by byl průběh momentů na takovémto nosníku.



Obr. 2.3 Část horního pasu vazníku považovaného za nosník vetknutý na obou koncích.

Se zjednodušením zobrazeným na Obr. 2.3 dostaneme průběh momentů zobrazený na Obr. 2.4.



Obr. 2.4 Průběh momentů na úseku horního pasu vazníku.

Horní pás musí být posouzen pro obě hodnoty ohybových momentů a osové síly. V tomto případě, kdy je střešní plášť připojen přímo na horní pás a zajišťuje podepření tohoto pásu z roviny vazníku posoudíme tento prut na vybočení v rovině vazníku podle [§6.3 of EN 1993-1-1](#) [1]. Střešní plášť musí být dostatečně tuhá a splňovat požadavky pro konstrukční třídu I nebo II dle EN 1993-1-3 [2]. Jestliže je střešní plášť konstrukční třídy III, nemůže být považován za příčnou podporu horního pásu a tento musí být též ověřen na vybočení z roviny.

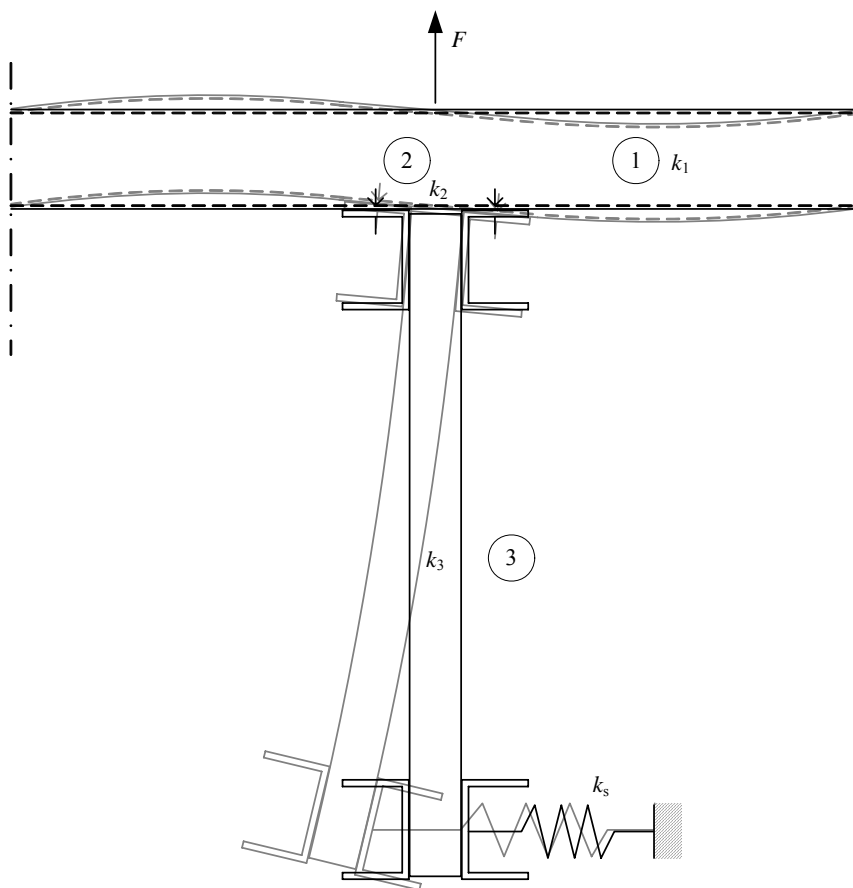
Návrhový model uvedený výše je také možné použít na případ, kdy jsou vaznice v místech mimo styčníky příhradového nosníku. Výsledné namáhání je závislé na poloze v velikosti jednotlivých reakcí od vaznic na horní pás. Pro zjednodušený návrh, který je na straně bezpečné může být ohybový moment uvažován hodnotou $wL^2/6$, kde L je vzdálenost mezi styčníky příhradového vazníku a w je suma všech bodových zatížení působících kolmo na horní pás na tomto vybraném úseku.

3. Návrh spodního pasu

Jestliže uvažujeme v návrhové kombinaci stálé a užité náhodilé zatížení dostaneme obvykle ve spodním pásu tahové síly na které pás navrhujeme.

Z různých důvodů mohou vzniknout excentricity v místech napojení mezipásových prutů a spodního pasu. Jestliže se tato skutečnost objeví, vzniklé ohybové momenty z důvodu těchto excentricit musí být uvažovány. Toto je dále popsáno v kapitole 5.

V některých případech způsobí zatížení větrem vnější sání a nebo se objeví také vnitřní přetlak uvnitř budovy a u střešních konstrukcí s malým sklonem je nutné s touto skutečností počítat při návrhu střešního vazníku. Prvky vazníku, které působí v tahu pro kombinace svislých gravitačních zatížení mohou být při působení tlakových sil přetíženy. To znamená, že obrácené síly je nutné vzít v úvahu při návrhu střešního vazníku. Jestliže je spodní pás namáhán tlakovou silou, dojde ke vzpěrnému tlaku z roviny konstrukce. Někdy je možné prokázat dostatečnou únosnost tohoto spodního pasu bez příčného ztužení započtením tuhostí připojených mezipásových prvků. Všimněte si příkladu na Obr. 3.1, kde je uvažována konstrukce podhledu vyhovující konstrukční třídě I nebo II podle EN 1993-1-3.



Legenda:

- 1 Konstrukce podhledu s tuhostí k_1 ,
- 2 Napojení konstrukce střechy s tuhostí k_2 ,
- 3 Mezipásové pruty vazníku s tuhostí k_3 .

Obr. 3.1 Příklad části konstrukce vystavené obrácenému namáhání (tlak ve spodním pásu)

Jestliže je přípoj mezipásových prutů a obou pasů navržen se styčnickovými plechy a jestliže se na tyto plechy připojují jiné další profily má být uvážena tuhost i tohoto přípoje.

Fiktivní pružina, která drží spodní pas má tuhost, kterou je možné vyjádřit následovně:

$$k_s = \frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3}} \quad (1)$$

kde

k_1 je tuhost střešní konstrukce

k_2 je tuhost připojení střešní konstrukce k vazníku, např., tuhost vrutů

k_3 je ohybová tuhost mezipásových prvků vazníku

Veškeré tuhosti jsou vyjádřeny na jednotku délky, t.j. mají rozměr síly na druhou mocninu jednotky délky.

Tuhost střešní konstrukce k_1 je možné vypočítat následovně:

$$k_1 = \frac{1}{\delta} \quad (2)$$

Předpokládejme jednotkovou sílu na jednotku délky podle Obr. 3.2, jež vyvolá moment

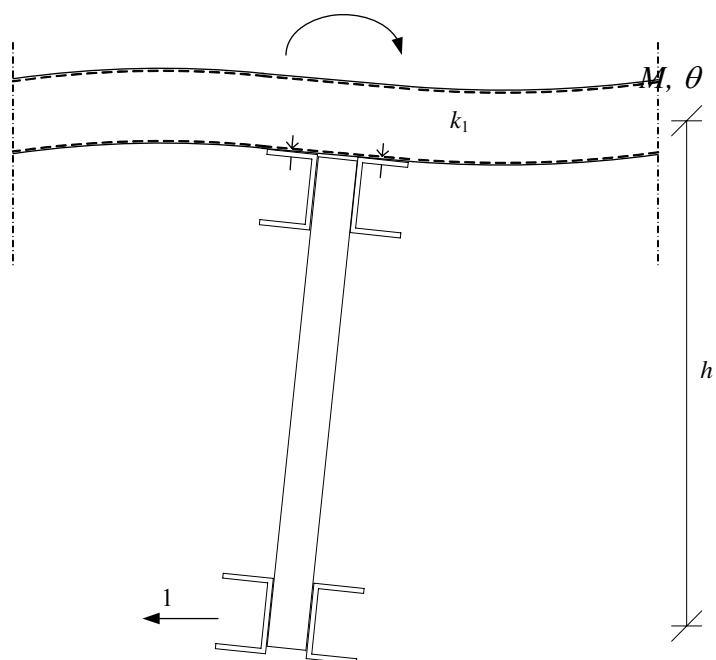
$$M = h \cdot 1 \quad (3)$$

a úhel θ ,

$$\theta = \frac{M \cdot l_{\text{roof}}}{2 \cdot EI_{\text{roof}}} = \frac{h \cdot 1 \cdot l_{\text{roof}}}{2 \cdot EI_{\text{roof}}} \quad (4)$$

Úhel natočení θ je vypočten za předpokladu, že dojde k natočení sousedních vazníků vždy v opačném směru.

Ohybová tuhost střešního pláště je uvažována z pruhu jednotkové šířky.



Obr. 3.2 Vysvětlivky k výpočtu tuhosti střešního pláště k_1 .

Posun způsobený touto jednotkovou silou je možné určit jako

$$\delta = h \cdot \theta = h \cdot \frac{h \cdot l_{\text{roof}}}{2 \cdot EI_{\text{roof}}} \quad (5)$$

a tuhost k_1 obdržíme ze vztahu

$$k_1 = \frac{2 \cdot EI_{\text{roof}}}{h^2 \cdot l_{\text{roof}}} \quad (6)$$

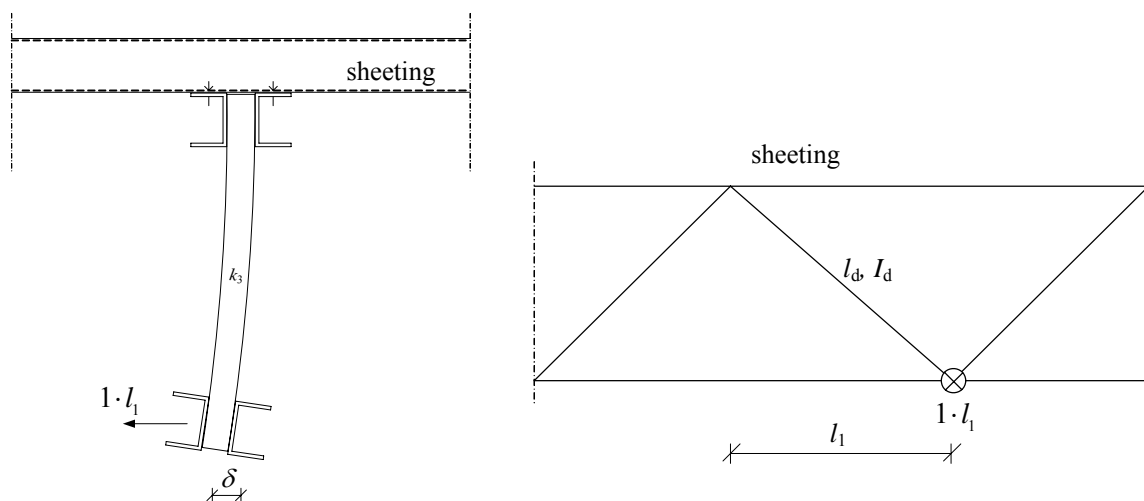
Tuhost připojení střešního pláště na vazník k_2 určíme podle [§10.1.5 of EN1993-1-3](#). Tato část přispívá nejvíce k poddajnosti. Vrutky budou zatíženy v tahu, což vyvolá poměrně veliké deformace neboť plášť je zatížen kolmo na vlastní rovinu. Abychom dostali co největší tuhost, je vhodné rozmístit vrutky vystřídaně a jestliže to nebude dostatečné, použijeme dva vrutky na vlnu což zdvojnásobí tuhost.

Ohybovou tuhost z roviny stěny vypočteme jako

$$k_3 = \frac{1}{\delta} \quad (7)$$

kde δ znamená posun od jednotkové síly dle rovnice (8), viz Obr. 3.3.

$$\delta = \frac{1 \cdot l_1 \cdot l_d^3}{3 \cdot EI_d} \quad (8)$$



Obr. 3.3 Vysvětlivky k výpočtu tuhosti mezipásových prutů k_3 .

Tuhost k_3 vypočteme následovně:

$$k_3 = \frac{3 \cdot EI_d}{l_1 \cdot l_d^3} \quad (9)$$

Kritickou sílu pro vybočení N_{cr} vypočteme podle vztahu

$$N_{cr} = 2\sqrt{EI \cdot k_s} \quad (10)$$

za předpokladu, že spodní pás se skládá pouze z jednoho profilu. Jestliže se skládá spodní pás ze dvou profilů a tvoří členěný prut, musí být uvažována redukovaná tuhost která započítává lokální deformace v místech mezi jednotlivými spojkami prutů.

Následující postup navazuje na návrhový postupu v [§6.4 of EN 1993-1-1](#) pro případ členěného prutu spodního pasu s pružným podepřením. Symboly a postup je převzatý z [§6.4](#) a zde jsou uváděny pouze změny. Je zaveden předpoklad, že jednotlivé vložky členěného prutu jsou vyvářeny mezi oba pásy svary délky nejméně dvakrát tak dlouhými, než jaká je požadována jejich minimální délka pro zanedbání jejich poddajnosti.

Vzpěrnou délku l_c , určíme podle

$$l_c = \pi^4 \sqrt{\frac{EI_{\text{eff}}}{k}} \quad (10)$$

a smykovou tuhost pro dostatečně tuhé spojky (vložky) obdržíme ze vztahu

$$S_v = \frac{2\pi^2 EI_{\text{ch}}}{a^2} \quad (11)$$

kde a je střed vzdáleností mezi jednotlivými spojkami (vložkami).

Kritickou sílu vypočteme ze vztahu:

$$N_{cr} = \sqrt{kEI_{eff}} \left[2 - \frac{\sqrt{kEI_{eff}}}{S_v} \right] \quad \text{když } S_v / \sqrt{kEI_{eff}} > 1 \quad (12)$$

$$N_{cr} = \frac{kEI_{eff}}{S_v} \quad \text{když } S_v / \sqrt{kEI_{eff}} \leq 1 \quad (13)$$

Vztah pro M_{Ed} v §6.4.1(6) z EN 1993-1-1 zaměníme rovnicí (14) pro tento případ.

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed}e_0 + M_{Ed}^I}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \quad (14)$$

kde e_0 je počáteční výchylka, $e_0 = \frac{L}{500}$, a M_{Ed}^I je návrhová hodnota maximálního momentu uprostřed členěného prutu podle teorie prvního řádu.

Od tohoto místa můžeme sledovat postup v [§6.4 of EN 1993-1-1](#).

Vzpěrnou únosnost spodního pásu můžeme stanovit podle [§6.3 of EN 1993-1-1](#) [1].

Jestliže je to nezbytné, můžeme navrhnout určité ztužení k zajištění stability spodního pásu.

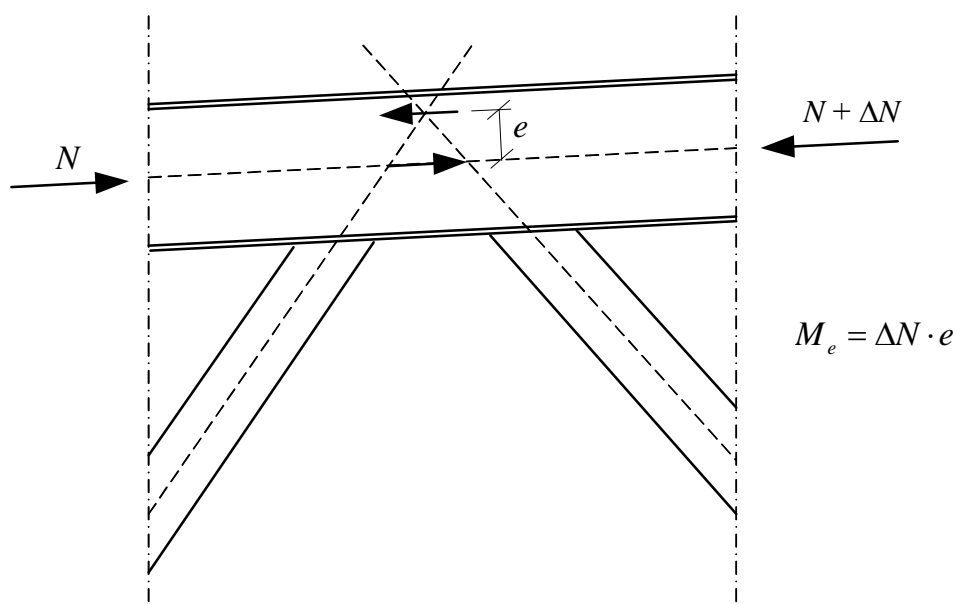
Vložky a jednotlivé části členěného prutu je potřeba ověřit dle [§6.4 of EN 1993-1-1](#). Z důvodů pružných deformací ve vložkách budou jednotlivé hlavní části členěného prutu vystaveny kombinaci namáhání od osových sil a ohybových momentů nebo posouvajících sil. Jednotlivé části členěného prutu musí být posouzeny v místech rámových spojek (vložek) a uprostřed rozpětí mezi nimi na síly stanovené dle [Obr. 6.11 v EN 1993-1-1](#).

4. Návrh mezipásových prutů

Mezipásové pruty vazníku jsou obvykle navrhovány aby odolávaly působení normálových sil pokud se nevyskytují v konstrukci excentricity, viz odstavec **Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.** níže. Tlačené prvky musí být posouzeny na vzpěr v rovině I z roviny. Pro vzpěr v rovině je možné uvažovat se vzpěrnou délkou L_{cr} rovnou 90% teoretické vzdálenosti styčnickových bodů, to znamená $0,9L$. Pro vybočení z roviny má být uvažována vzpěrná délka L_{cr} odpovídající teoretické vzdálenosti styčnickových bodů L . Toto je dále popsáno v [příloze BB v EN 1993-1-1](#) [1].

5. Excentricita

Cílem návrhu styčníků příhradových vazníků je takový spoj, kde se jednotlivé těžišťové osy protínají v jednom bodě. Ale toto není vždy možné a tak skončíme u excentrického připojení jež bude vyvozovat ohybové momenty v jednotlivých prvcích za předpokladu že přípoje přenesou i jiné síly než pouze osově (např. svařovaný přípoj). Na Obr. 5.1 je vidět příklad takového spoje.

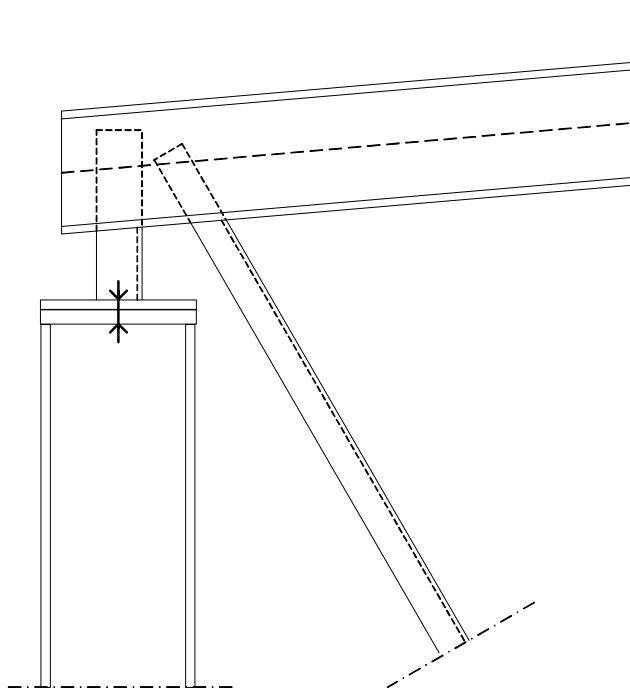


Obr. 5.1 Příklad znázorňující excentricitu, která se může objevit ve styčniku příhradového vazníku.

Pro tyto případy by měl být moment M_e rovnoměrně rozdělen na obě strany přípoje tlačného pásu, to znamená, že připojované mezipásové prvky budou přenášet pouze osové síly.

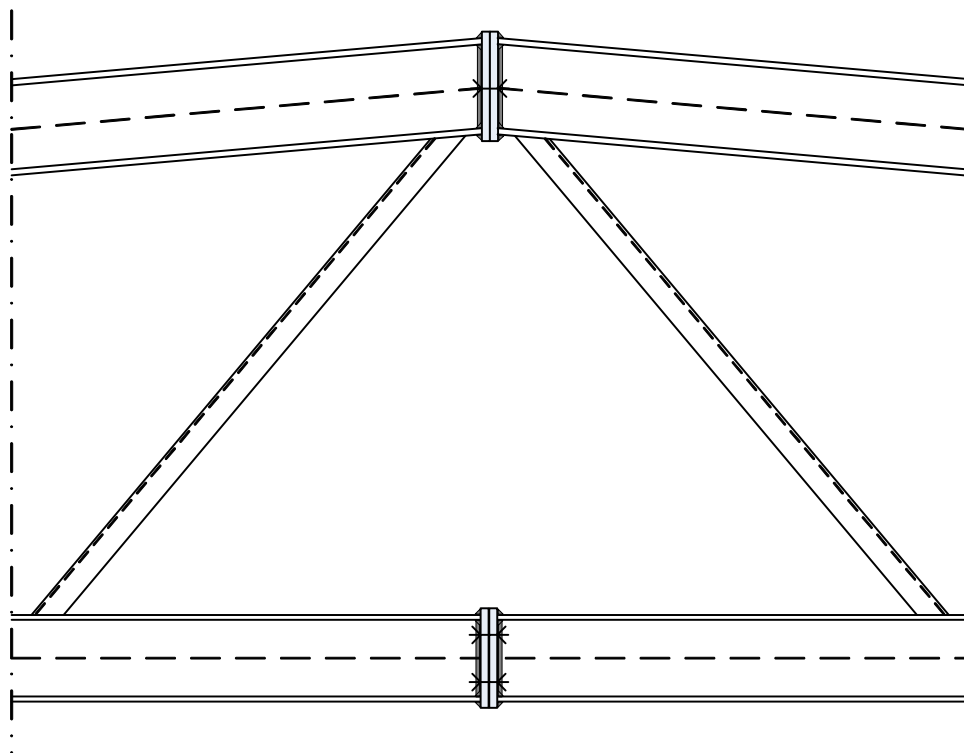
6. Příklady přípojení vazníků na sloup a montážních spojů

Nejběžnější případ jednoduchého napojení střešního vazníku na sloup. Návrh je možné provést podle příkladu na Obr. 6.1.



Obr. 6.1 *Příklad jednoduchého napojení střešního vazníku na sloup.*

Doprava vazníku na stavbu může přinést některá omezení na délku vlastního vazníku. V takových případech dělíme vazník na jednotlivé montážní části (úseky), které se spojí až na stavbě. Obr. 6.2 ukazuje návrh montážního spoje uprostřed vazníku.



Obr. 6.2 Příklad návrh montážního spoje uprostřed vazníku.

7. Literatura

- [1] EN 1993-1-1, Design of steel structures, General rules and rules for buildings
- [2] EN 1993-1-3, Design of steel structures, Supplementary rules for cold-formed members and sheeting

Quality Record

RESOURCE TITLE	NCCI: Design of roof trusses		
Reference(s)			
ORIGINAL DOCUMENT			
	Name	Company	Date
Created by	Jonas Gozzi	SBI	
Technical content checked by	Bernt Johansson	SBI	
Editorial content checked by			
Technical content endorsed by the following STEEL Partners:			
1. UK	G W Owens	SCI	23/5/06
2. France	A Bureau	CTICM	23/5/06
3. Sweden	B Uppfeldt	SBI	23/5/06
4. Germany	C Müller	RWTH	23/5/06
5. Spain	J Chica	Labein	23/5/06
Resource approved by Technical Coordinator	G W Owens	SCI	12/7/06
TRANSLATED DOCUMENT			
This Translation made and checked by:	J Dolejs	CVUT v Praze	2/6/07
Translated resource approved by:	T. Vraný	CVUT v Praze	28/7/07
National technical contact	F. Wald	CTU in Prague	