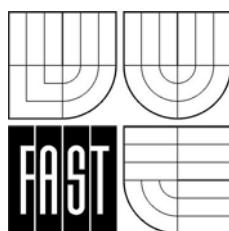


VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
FAKULTA STAVEBNÍ

KOVOVÉ KONSTRUKCE I

MODUL B004-M04
SLOUPY A VĚTROVÉ ZTUŽIDLO



STUDIJNÍ OPORY
PRO STUDIJNÍ PROGRAMY S KOMBINOVANOU FORMOU STUDIA



© Prof. Ing. Jindřich Melcher, DrSc.

Ing. Milan Pilgr

Obsah

1	Úvod.....	5
1.1	Cíle	5
1.2	Požadované znalosti	5
1.3	Doba potřebná ke studiu.....	5
2	Skladebné a konstrukční uspořádání sloupů.....	7
2.1	Výškové uspořádání	7
2.2	Horizontální uspořádání	8
2.3	Předběžný návrh rozměrů a osově schéma	9
2.4	Konstrukční řešení.....	10
3	Sloupy jako součásti příčné vazby	12
3.1	Výpočet příčné vazby	12
3.2	Zatížení sloupů v příčné vazbě.....	15
3.2.1	Zatížení stálé	15
3.2.2	Zatížení nahodilé krátkodobé	17
3.3	Stanovení účinků zatížení.....	19
4	Dimenzování sloupů	24
5	Návrh nosného kotvení	32
5.1	Stanovení účinků zatížení.....	32
5.2	Posouzení napětí v betonu.....	35
5.3	Návrh kotevních šroubů	35
5.4	Přenos posouvající síly	38
6	Patka sloupu.....	39
6.1	Návrh patního plechu	39
6.2	Posouzení průřezu patky	41
6.3	Návrh kotevního příčníku.....	43
6.4	Konstrukční a montážní záležitosti	44
7	Větrové ztužidlo.....	45
8	Závěr.....	47
8.1	Kontrolní otázky.....	47
8.2	Shrnutí	47
9	Studijní prameny.....	48
9.1	Doporučená literatura	48
9.2	Doplňková literatura.....	48

1 Úvod

1.1 Cíle

V předloženém učebním textu je zpracována problematika návrhu hlavních sloupů budovy, jakož i příčného větrového ztužidla, a to v rámci tématické oblasti zahrnující navrhování jednopodlažních ocelových průmyslových budov. Tento modul bezprostředně navazuje na moduly č. 1 až 3 studijní opory Kované konstrukce 1.



Výklad obecných zásad platných pro skladbu, výpočet a konstruování průmyslových budov byl předmětem modulu č. 1. Náplní tohoto učebního textu je tedy uplatnění těchto zásad při návrhu a statickém řešení konkrétního zadaného objektu. Číselným příkladům je věnován velký prostor zejména z toho důvodu, že teprve při bezprostřední aplikaci základních zásad se projeví řada problémů, jež často při obecném výkladu unikají.

Učební text je určen pro studijní programy s kombinovanou formou studia, přičemž komplexní obraz o zpracované problematice získá čtenář studiem doporučené literatury.

1.2 Požadované znalosti

Při zpracování látky vycházeli autoři z předpokladu, že čtenář v potřebném rozsahu ovládá problematiku řešení prvků kovových konstrukcí a základy teorie stavebních konstrukcí.



1.3 Doba potřebná ke studiu

Předpokládá se, že k osvojení problematiky zpracované v této studijní opoře je zapotřebí, aby čtenář věnoval intenzivnímu studiu dobu přibližně 16 hodin.

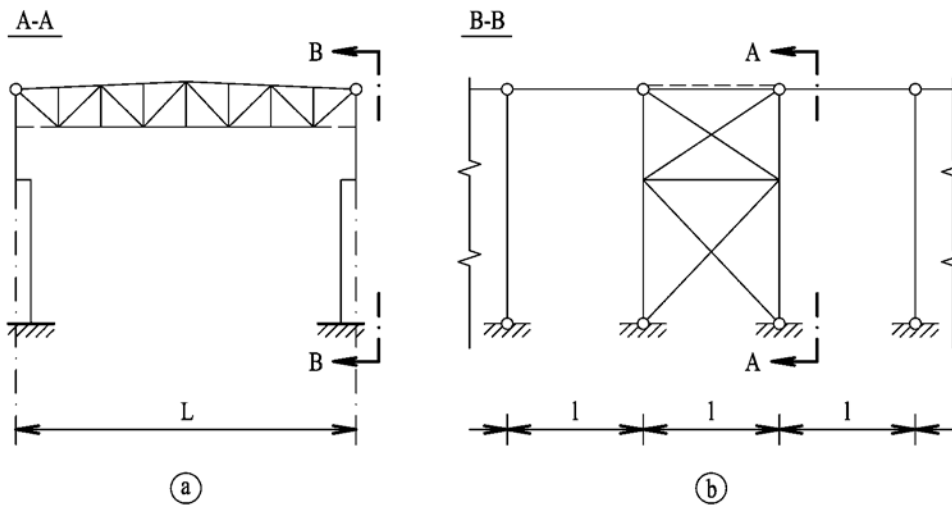


2 Skladebné a konstrukční uspořádání sloupů

Konstrukce halového objektu tvoří jako celek prostorový nosný systém, který obvykle neřešíme podle teorie prostorových prutových soustav, ale rozkládáme jej na jednotlivé rovinné systémy a přisuzujeme jim ty složky zatížení, jež leží v jejich rovinách, popřípadě akce, jimiž jednotlivé rovinné části na sebe působí.



Základní nosný systém v rovině příčného řezu haly tvoří příčná rámová vazba sestávající z vetknutých sloupů a kloubově připojené příčle (vazníku), viz obr. 2.1a. Ve směru podélné osy budovy idealizujeme uložení sloupů jako kloubové, tvarovou tuhost budovy ve směru podélném je tedy třeba zajistit ztužením, viz obr. 2.1b.



Obr. 2.1

Hlavní funkcí sloupů je podepření střešní konstrukce a jeřábové dráhy a tedy zajištění přenosu příslušných účinků zatížení do základové konstrukce. Na obr. 2.2 jsou schematicky znázorněny základní části sloupu. Horní část (špička) bývá obvykle plnostěnná, dolní část (dřík) se navrhuje v provedení plnostěnném nebo příhradovém. K uložení nosníků jeřábové dráhy slouží konzola (hlavice), prostřednictvím patky se pak sloupy ukotví do základové konstrukce.

2.1 Výškové uspořádání

Výškové rozměry vztahujeme k úrovni podlahy, kterou považujeme za srovnávací rovinu na úrovni $\pm 0,00$ m, přičemž hloubku založení ocelové patky pod úroveň podlahy volíme zpravidla 750 až 1000 mm.



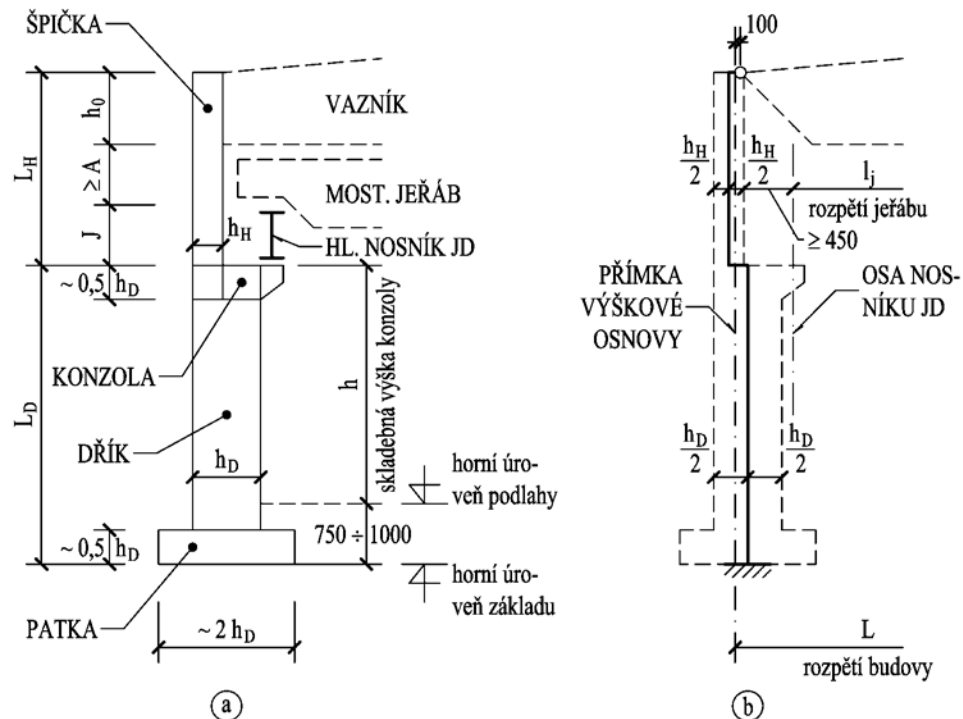
Výchozím parametrem při řešení výškového uspořádání sloupu je největší výška zdvihu jeřábového háku nad základní rovinou. Tato se obvykle stanovuje s ohledem na požadavek svislé vůle mezi největší výškou pojížděných předmětů a zavěšeným břemenem při pracovní výšce háku, jež se uvažuje alespoň 100 mm. Potom skladebná výška jeřábové dráhy je dána jako součet největší výšky zdvihu a výšky R (jmenovitý rozdíl mezi výškou jeřábové dráhy a největší výškou zdvihu). Odečteme-li od skladebné výšky JD výšku nosníku JD

včetně kolejnic, podkladnic a ložisek (označme např. J), dostáváme skladebnou výšku konzoly h .

Teoretickou výšku dříku L_D uvažujeme jako součet skladebné výšky konzoly h a hloubky založení patky pod úroveň podlahy. S ohledem na požadavky ČSN 73 0005 se tato hodnota zaokrouhluje na násobek 300 mm, a to směrem nahoru.

Dalším krokem při řešení výškového uspořádání je určení výšky uložení příhradového vazníku na špičku sloupu. Jestliže je vazník na sloupech uložen v horním styčnicku, započítává se do celkové výšky sloupu též výška vazníku v místě podepření h_0 . S ohledem na požadavek zachování průjezdného profilu všech pojezdějících jeřábů je třeba uvažovat s výškou A (jmenovitá výška průjezdného profilu jeřábu).

Teoretickou výšku špičky sloupu L_H uvažujeme jako součet výšky nosníku jeřábové dráhy J , výšky průjezdného profilu jeřábu A a výšky vazníku v místě podepření h_0 . S ohledem na požadavky ČSN 73 0005 se tato hodnota opět zaokrouhluje nahoru na násobek 300 mm.



Obr. 2.2

2.2 Horizontální uspořádání



Horizontální rozměry vztahujeme k přímkám výškové osnovy objektu, které udávají teoretické rozpětí budovy L .

Východím parametrem při řešení uspořádání sloupu v příčném řezu je rozpětí jeřábového mostu l_j , jež upravuje ČSN 27 0200 (nebo v případě netypizovaných jeřábů jejich technická dokumentace). Poloha špičky sloupu vychází z požadavku zachování průjezdné šířky jeřábu – vzdálenost osy nosníku JD a vnitřního obrysu špičky má být alespoň 450 mm. Vnější obrys špičky zpravidla lí-

cuje s vnějším obrysem dříku, takže ze zvolených rozměrů průřezu špičky h_H i dříku h_D (viz odst. 2.3) dostáváme též polohu vnitřního obrysu dříku – je třeba dbát na to, aby osa nosníku JD nezasahovala do oblasti šířky dříku sloupu (osu JD umístíme do osy vnitřní pásnice (pásu) sloupu nebo na konzolu vyloženou do prostoru lodě).

2.3 Předběžný návrh rozměrů a osově schéma

Šířku horní části (špičky) sloupu h_H volíme zpravidla v rozmezí $1/8$ až $1/12$ její výšky L_H . Špičku sloupu navrhujeme plnostěnnou, a to i v případě příhradového dříku (dolní části) sloupu. Při malých šířkách špičky (obvykle do 600 až 800 mm) nelze totiž v úzkém pruhu mezi pásy vhodně konstrukčně uspořádat mezipásové pruty.



Dolní část (dřík) sloupu navrhujeme zpravidla do šířky 1000 mm jako plnostěnnou. Při větší šířce je hospodárnější navrhovat dřík příhradový. Šířku plnostěnného dříku h_D volíme zpravidla v rozmezí $1/12$ až $1/16$ jeho výšky L_D , šířku příhradového dříku h_D v rozmezí $1/10$ až $1/14$ výšky L_D . V případě lehkých průmyslových budov s jeřáby malé nosnosti (do 5 až 10 t) je někdy používáno sloupů konstantního průřezu s jeřábovými drahami umístěnými na vyložených konzolách. Šířka takových sloupů má být nejméně $1/25$ jejich výšky.

Šířku patky volíme obvykle jako dvojnásobek šířky dříku sloupu. Výšku patky i výšku hlavice (konzoly) obvykle volíme rovnou nejméně polovině šířky dolní části sloupu.

Sloup představuje (z hlediska stavebně-mechanického) prutový prvek s náhlou změnou průřezu a zalomenou osou, viz obr. 2.2. S přibližností přijatelnou pro praktický výpočet předpokládáme, že osa špičky i osa dříku procházejí polovinou šířky příslušného profilu. Na obr. 2.2 je kromě osově schématu vyznačena rovněž poloha přímkové výškové osy objektu, ke které se vztahují působíště sil od střešní konstrukce a jeřábové dráhy. Jak bude později podrobně uvažováno, akce hlavního střešního nosníku leží ve vzdálenosti 100 mm, akce nosníku jeřábové dráhy leží ve vzdálenosti 600 mm.

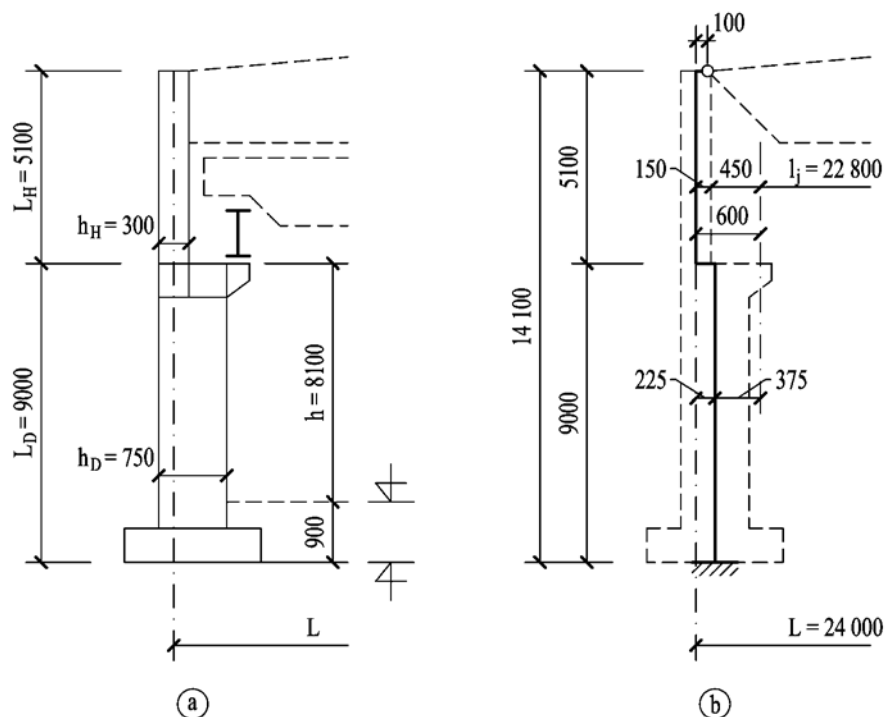
Příklad 2.1

Řešení geometrického uspořádání sloupu ukážeme na konkrétním zadání v rámci prezentovaného halového objektu pro strojírenskou výrobu.



Jak bylo uvedeno v odst. 2.1, výchozím podkladem je největší výška zdvihu háku – v zadání se uvádí 7,0 m. Parametry jeřábů nosnosti 12,5 t a 20/5 t přebíráme od výrobce (viz modul č. 3). Rozdíl mezi výškou jeřábové dráhy a největší výškou zdvihu je $R = 1210$ mm pro jeřáb 12,5 t a $R = 1220$ mm pro jeřáb 20/5 t – bereme vždy větší z hodnot; výška průjezdného profilu se pro oba jeřáby bere $A = 2100$ mm. Dalším parametrem je výška hlavního střešního nosníku (vazníku) v místě podepření, v našem případě $h_0 = 1,8$ m. Výškové uspořádání je pak zřejmé z obr. 2.3.

Předběžný návrh rozměrů provedeme podle geometrických poměrů podle odst. 2.3. Rovněž horizontální uspořádání je zřejmé z obr. 2.3.



Obr. 2.3

2.4 Konstrukční řešení

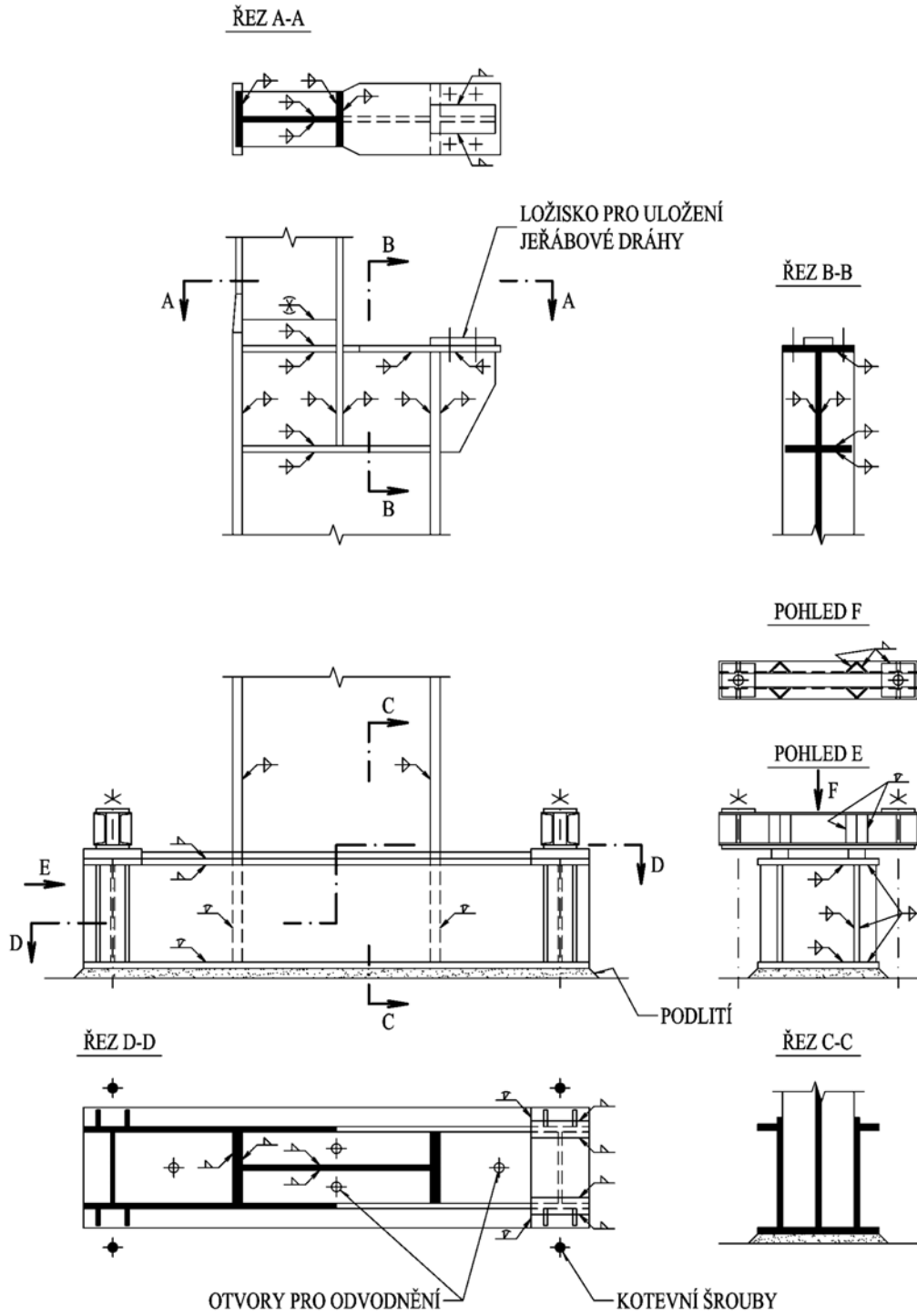


Plnostěnné sloupy se navrhují obvykle jako válcované či svařované I profily, u hal s těžkými jeřáby též jako svařované uzavřené profily.

Příhradové sloupy sestávají z dílčích (pásových) prutů z I profilů či U profilů a z mezipásových prutů tvořených úhelníky. Mezipásová (výplňová) pruty se navrhují zpravidla ve dvou rovinách a připojují se na pásnice dílčích prutů buď přímo nebo prostřednictvím styčnickových plechů.

Horní část (špičku) sloupu navrhujeme plnostěnnou, a to i v případě příhradového dřívku (dolní části) sloupu. Při malých šířkách špičky nelze totiž v úzkém pruhu mezi pásy špičky vhodně konstrukčně uspořádat mazipásová pruta a zejména oblast jejich přípojů na styčnickové plechy.

Příklad konstrukčního řešení plnostěnných sloupů je uveden na obr. 2.4; další příklady nalezne čtenář v literatuře, viz např. [1], [2], [3].



Obr. 2.4

3 Sloupy jako součásti příčné vazby



Příčnou vazbou rozumíme základní nosný systém v rovině příčného řezu, který se rozlišuje jako sloupový, rámový či obloukový. V rámci této studijní opory se omezíme na příčnou vazbu sloupovou, jež sestává z hlavních střešních nosníků (vazníků) kloubově podepřených na nosných sloupech. Sloupy v daném případě tvoří samostatný konstrukční dílec (na rozdíl od typicky příčné rámové vazby, u které střešní nosník tvoří celek s částí podporující). Tuhost sloupových příčných vazeb v rovině systému zajišťují vetknuté sloupy.

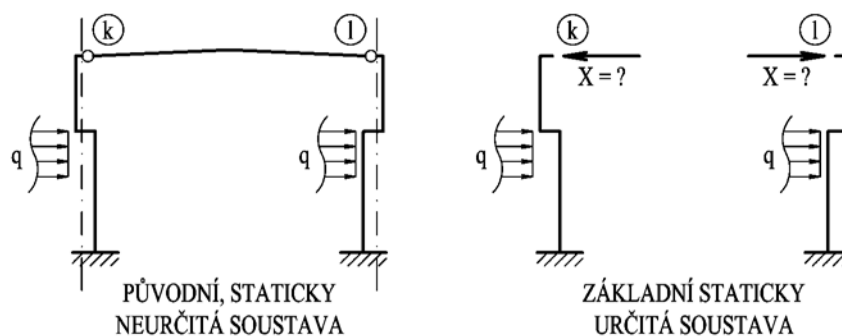
3.1 Výpočet příčné vazby



Statické schéma příčné vazby tvoří rám s vetknutými stojkami a kloubově připojenou příčlí (vazníkem). Lze snadno ověřit, že uvedený systém je 1x staticky neurčitý. K jeho řešení se často využívá výpočetní techniky; k ručnímu výpočtu je výhodné použít silovou metodu, jež bude rozebrána dále.

Soustavu řešíme zpravidla na základě těchto předpokladů: a) příčel (vazník) je v podélném směru nestlačitelný (a tedy i neprotahitelný); b) sloupy jsou v patkách dokonale vetknuty.

Nejprve vytvoříme základní staticky určitou soustavu tím, že odstraníme „přebytečné“ vazby a nahradíme je odpovídajícími složkami staticky neurčitých veličin. Připomeňme, že počet „přebytečných“ vazeb odpovídá statické neurčitosti, takže v případě sloupového systému odebereme jedinou vazbu, a to příčel (vazník). Základní staticky určitou soustavu tedy tvoří dvě samostatné vetknuté konzoly (sloupy) zatížené vnějšími účinky a staticky neurčitou silou X – reakcí mezi vazníkem a sloupem (viz obr. 3.1).



Obr. 3.1

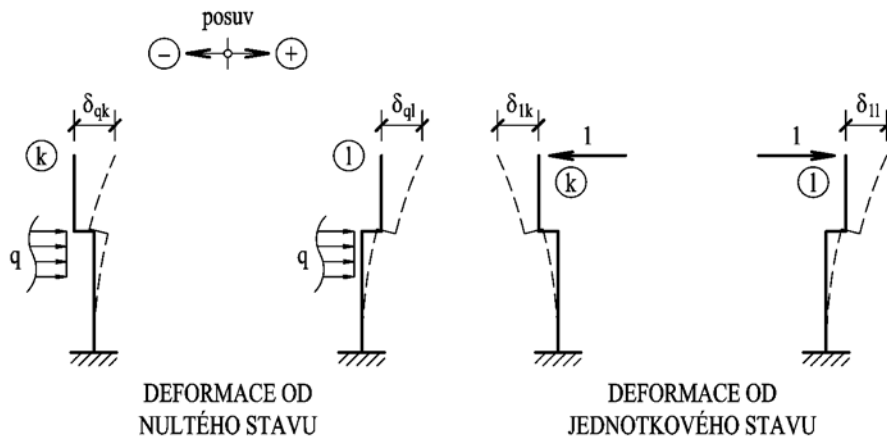
Deformace základní soustavy musí být shodná s deformací původní staticky neurčité konstrukce, předepíšeme tedy základní soustavě přetvárnou (deformační) podmínku definovanou v místě každé odebrané vazby. Staticky neurčitou sílu X určíme v daném případě na základě deformační podmínky vyjadřující nutnost stejného vodorovného posuvu vrcholů obou sloupů, jež má tvar

$$\delta_k = \delta_l. \quad (3.1)$$

Na základě principu superpozice získáme výsledný posuv součtem deformace od nultého stavu (kdy na základní soustavu působí jen dané vnější zatížení) a

hledaným násobkem deformace od jednotkového stavu (kdy na základní soustavu působí jednotková síla o stejném působišti a směru jako síla X):

$$\delta_{qk} - \delta_{lk} X = \delta_{ql} + \delta_{ll} X. \quad (3.2)$$



Obr. 3.2

Po úpravě dostáváme obecný výraz pro určení staticky neurčité veličiny ve tvaru:

$$X = \frac{\delta_{qk} - \delta_{ql}}{\delta_{lk} + \delta_{ll}}. \quad (3.3)$$

Pro výpočet hledaných neznámých veličin X je tedy potřeba stanovit přetvoření (posuvy) volného konce konzoly pro všechny uvažované typy zatížení sloupů. Průhyby špičky sloupu ve směru působící síly X uvádí tab. 3.1.

Poznámka – Při výpočtu síly X není nutné znát konkrétní hodnoty tuhosti špičky a dříku sloupu, postačí odhadnout předběžně poměr I_D / I_H , jenž volíme obvykle v rozmezí 8 až 10 (po nadimenzování sloupu je třeba tento předpoklad ověřit).

Tab. 3.1 Vzorce pro výpočet průhybu špičky sloupu

1		$EI_D \cdot \delta = \frac{L^3}{3} \cdot \left[1 + k \cdot \left(\frac{L_H}{L} \right)^3 \right],$ <p>kde $k = \frac{I_D}{I_H} - 1$</p>
2		$EI_D \cdot \delta = \frac{I_D}{I_H} \cdot \frac{e_H \cdot L_H^2}{2} + e_D \cdot L_D \cdot \left(L - \frac{L_D}{2} \right)$ <p>Pozn.: e_H, e_D dosazovat se znaménkem (napravo od těžištní osy sloupu příslušného úseku „+“, nalevo „-“)</p>
3		$EI_D \cdot \delta = \frac{L^3}{6} \cdot \left\{ \left(\frac{d}{L} \right)^2 \cdot \left(3 - \frac{d}{L} \right) + k \cdot \left(\frac{c}{L} \right)^2 \cdot \left(3 \cdot \left(1 - \frac{d}{L} \right) + 2 \cdot \frac{c}{L} \right) \right\},$ <p>kde $k = \frac{I_D}{I_H} - 1$</p>
4		$EI_D \cdot \delta = e_D \cdot L_D \cdot \left(L - \frac{L_D}{2} \right)$
5		$EI_D \cdot \delta = \frac{L^4}{8} \cdot \left[1 + k \cdot \left(\frac{L_H}{L} \right)^4 \right],$ <p>kde $k = \frac{I_D}{I_H} - 1$</p>

3.2 Zatížení sloupů v příčné vazbě

Veškerá zatížení i jejich působišťe je třeba stanovit ve vztahu k idealizovanému statickému schématu určenému těžištními osami jednotlivých částí spolupůsobících v nosném systému příčné vazby. Přehled jednotlivých dílčích složek vnějších zatížení a jejich působišťe sledujeme dále přímo na příkladě řešené průmyslové budovy.



Zatížení stálá:

- vlastní tíha sloupu,
- vlastní tíha střešní konstrukce (akce vazníku od stálého zatížení),
- vlastní tíha jeřábové dráhy.

Zatížení nahodilá krátkodobá:

- zatížení sněhem,
- zatížení větrem,
- zatížení jeřábovou dráhou.

3.2.1 Zatížení stálé

Příklad 3.1 – Vlastní tíha sloupu

(viz obr. 3.3):

tíha špičky odhadem $g_{SH} = 2 \text{ kN m}^{-1}$,

tíha dříku odhadem $g_{SD} = 3 \text{ kN m}^{-1}$.

Pro součinitele zatížení $\gamma_{f,sup} = 1,1$ a $\gamma_{f,inf} = 0,9$ jsou tedy výsledné výpočtové síly

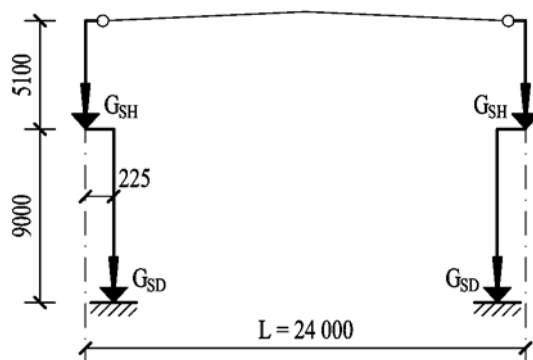
$$G_{SH} = 1,1 \cdot 2 \cdot 5,1 = 11,22 \text{ kN}$$

$$= 0,9 \cdot 2 \cdot 5,1 = 9,18 \text{ kN},$$

a dále

$$G_{SD} = 1,1 \cdot 3 \cdot 9,0 = 29,70 \text{ kN}$$

$$= 0,9 \cdot 3 \cdot 9,0 = 24,30 \text{ kN}.$$



Obr. 3.3

Příklad 3.2 – Stálé zatížení střechou

(akce vazniku od stálého zatížení a tíha zaatikového žlabu, viz obr. 3.4).

Tíha střešní konstrukce (tj. vaznic, vazníků a ztužidel) činí odhadem (podle provedených konstrukcí) $0,27 \text{ kN m}^{-2}$; tíhu střešního pláště (podle modulu č. 2) uvažujeme $0,154 \text{ kN m}^{-2}$. Výpočtovou reakci vazniku získáme vynásobením plošného zatížení zatěžovací plochou $6 \times 12 \text{ m}$. Pro součinitele zatížení $\gamma_{f,sup} = 1,1$ a $\gamma_{f,inf} = 0,9$ jsou tedy výsledné výpočtové síly

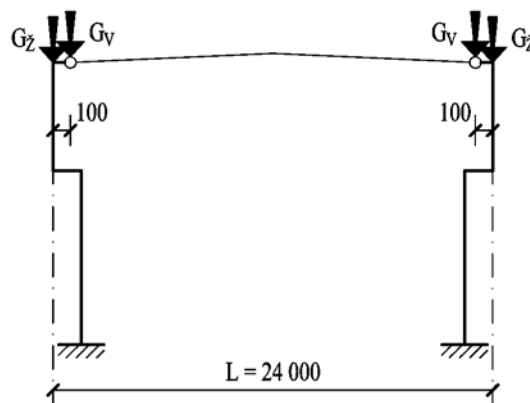
$$G_V = 1,1 \cdot (0,27 + 0,154) \cdot 6 \cdot 12 = 33,58 \text{ kN}$$

$$= 0,9 \cdot (0,27 + 0,154) \cdot 6 \cdot 12 = 27,48 \text{ kN}.$$

Zatížení žlabem činí odhadem $1,70 \text{ kN m}^{-1}$. Na hlavní sloup připadá zatížení z délky $6,0 \text{ m}$ a příslušné akce jsou tedy

$$G_Z = 1,2 \cdot 1,7 \cdot 6,0 = 12,24 \text{ kN}$$

$$= 0,9 \cdot 1,7 \cdot 6,0 = 9,18 \text{ kN}.$$



Obr. 3.4

Příklad 3.3 – Vlastní tíha jeřábové dráhy

(akce hlavního nosníku jeřábové dráhy, jež zahrnuje tíhu hlavního nosníku, tíhu kolejnice a tíhu vodorovného výztužného nosníku včetně revizní lávky).

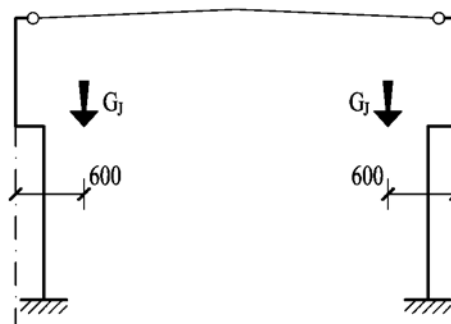
Hodnotu liniového zatížení stanovíme podle údajů z modulu č. 3

$$g_j = 1,13 + 0,19 + 1,0 = 2,32 \text{ kN m}^{-1}.$$

Na sloup připadá zatížení z délky $6,0 \text{ m}$, pro součinitele zatížení $\gamma_{f,sup} = 1,1$ a $\gamma_{f,inf} = 0,9$ jsou tedy příslušné akce

$$G_J = 1,1 \cdot 2,32 \cdot 6,0 = 15,31 \text{ kN}$$

$$= 0,9 \cdot 2,32 \cdot 6,0 = 12,53 \text{ kN}.$$

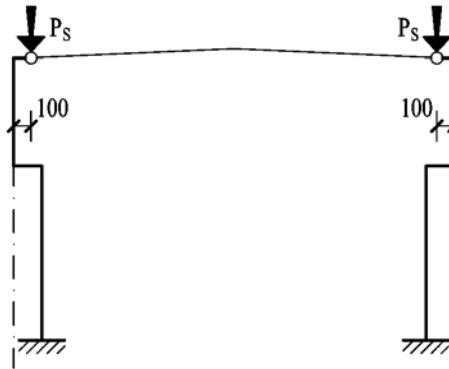


Obr. 3.5

3.2.2 Zatížení nahodilé krátkodobé

Příklad 3.4 – Zatížení sněhem

Pro zatížení plným sněhem (rozhoduje pro dimenzování sloupu i patky) je podle údajů v modulu č. 2 příslušná výpočtová síla $P_S = 135 \text{ kN}$.



Obr. 3.6

Příklad 3.5 – Zatížení větrem

Hodnoty plošného rovnoměrného zatížení stanovíme podle vztahu

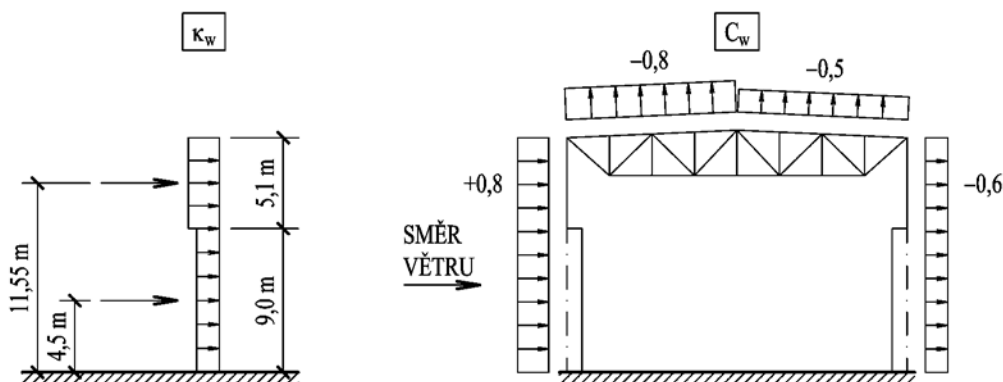
$$w_n = w_0 \cdot \kappa_w \cdot C_w$$

Základní tlak větru pro větrovou oblast č. IV činí $w_0 = 0,55 \text{ kN m}^{-2}$. Součinitel výšky pro terén typu A určíme pro střed příslušného pásma (viz obr. 3.7)

$$\kappa_{w,D} = \left(\frac{z}{10}\right)^{0,26} = \left(\frac{4,5}{10}\right)^{0,26} = 0,81 < 1,0 \Rightarrow \kappa_{w,D} = 1,0$$

$$\kappa_{w,H} = \left(\frac{11,55}{10}\right)^{0,26} = 1,04$$

Tvarový součinitel C_w pro vítr působící v příčném směru je vyznačen na obr. 3.7.



Obr. 3.7

Na sloup připadá zatížení ze zatěžovací šířky 6,0 m, pro součinitel zatížení $\gamma_f = 1,2$ jsou tedy příslušné intenzity liniového zatížení

$$w_{l,D} = 1,2 \cdot 0,55 \cdot 1,00 \cdot 0,8 \cdot 6,0 = 3,17 \text{ kN m}^{-1},$$

$$w_{l,H} = 1,2 \cdot 0,55 \cdot 1,04 \cdot 0,8 \cdot 6,0 = 3,29 \text{ kN m}^{-1},$$

$$w_{p,D} = 1,2 \cdot 0,55 \cdot 1,00 \cdot 0,6 \cdot 6,0 = 2,38 \text{ kN m}^{-1},$$

$$w_{p,H} = 1,2 \cdot 0,55 \cdot 1,04 \cdot 0,6 \cdot 6,0 = 2,47 \text{ kN m}^{-1}.$$

Na příčnou vazbu působí dále výslednice zatížení větrem ze střešní plochy. Vzhledem k malému sklonu střechy považujeme toto zatížení přibližně za svislé. Intenzita normového plošného zatížení na střeše

$$w_{l,s} = 0,55 \cdot 1,04 \cdot 0,8 = 0,46 \text{ kN m}^{-2},$$

$$w_{p,s} = 0,55 \cdot 1,04 \cdot 0,5 = 0,29 \text{ kN m}^{-2}.$$

Na sloup opět připadá zatížení ze zat. šířky 6,0 m, jež se přenáší po zákonu prostého nosníku. Pro součinitel zatížení $\gamma_f = 1,2$ jsou tedy výsledné výpočtové síly

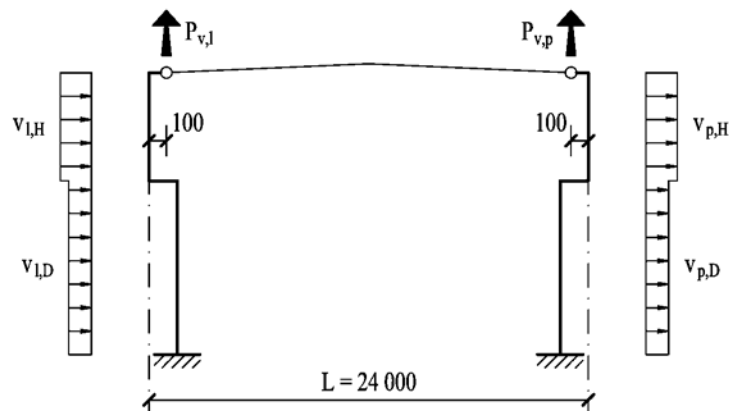
$$P_{v,l} = 1,2 \cdot (0,375 w_{l,s} + 0,125 w_{p,s}) \cdot 24 \cdot 6,0 =$$

$$= 1,2 \cdot (0,375 \cdot 0,46 + 0,125 \cdot 0,29) \cdot 24 \cdot 6,0 = 36,07 \text{ kN},$$

$$P_{v,p} = 1,2 \cdot (0,125 w_{l,s} + 0,375 w_{p,s}) \cdot 24 \cdot 6,0 =$$

$$= 1,2 \cdot (0,125 \cdot 0,46 + 0,375 \cdot 0,29) \cdot 24 \cdot 6,0 = 28,73 \text{ kN}.$$

Výsledné zatížení větrem je přehledně shrnuto na obr. 3.8.



Obr. 3.8

Příklad 3.5 – Zatížení jeřábovou dráhou



Minimální a maximální tlak na sloup od svislých akcí jeřábů je s použitím příčinkové čáry podle obr. 3.9 a hodnot podle modulu č. 3:

$$P_{j,max} = \delta \cdot \gamma_f \cdot \sum P_{i,max} \eta_i =$$

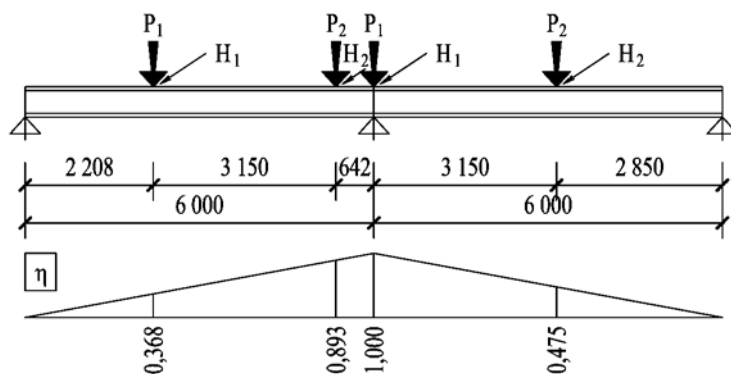
$$= 1,05 \cdot 1,25 \cdot (130,97 \cdot (0,368 + 1,0) + 129,99 \cdot (0,893 + 0,475)) = 469 \text{ kN}$$

$$P_{j,min} = 1,05 \cdot 1,25 \cdot (30,16 \cdot (0,368 + 1,0) + 30,76 \cdot (0,893 + 0,475)) = 109 \text{ kN}$$

Výsledná akce vodorovných sil příčných (bočních rázů) působící na sloup je obdobně

$$V_{max} = 0,1 P_{j,max} = 51,5 \text{ kN},$$

$$V_{min} = 0,1 P_{j,min} = 12,0 \text{ kN}.$$

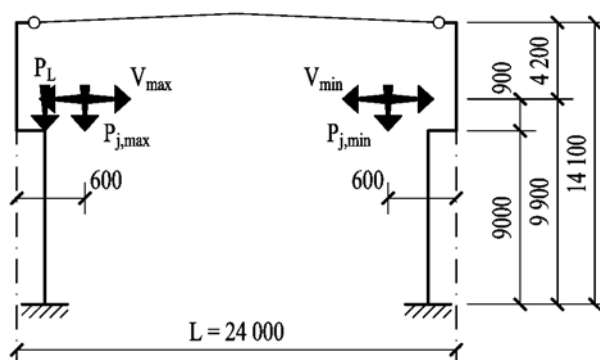


Obr. 3.9

Svislé zatížení od nahodilých účinků průchozí lávky lidmi a materiálem pro údržbu odhadem

$$P_L = \gamma_f \cdot 6,0 \cdot q_n = 1,4 \cdot 0,75 \cdot 6,0 = 6,30 \text{ kN.}$$

Souhrn zatížení jeřábovou dráhou je vyznačen na obr. 3.10



Obr. 3.10

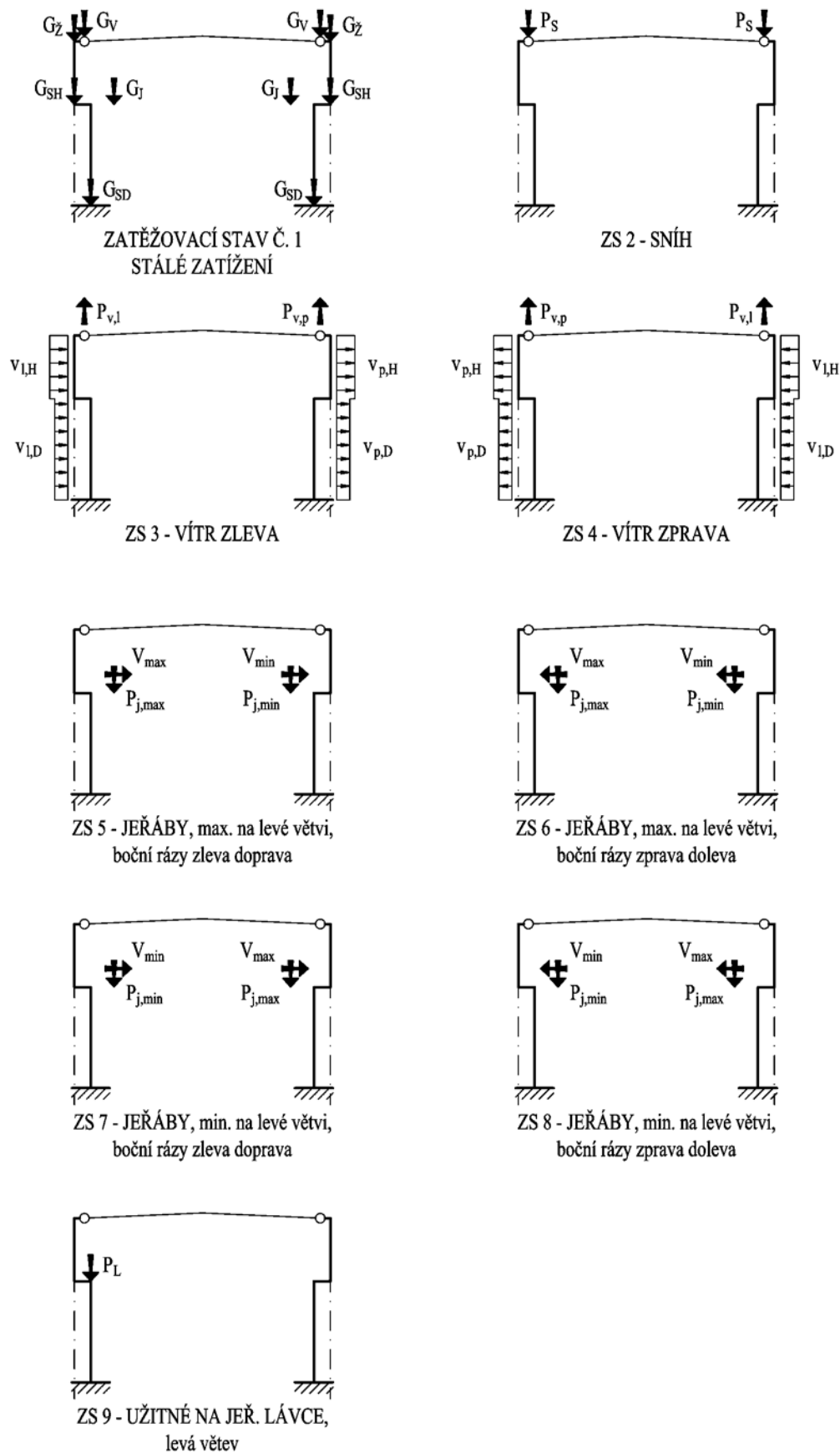
Zatížení maximální a minimální je třeba při kombinaci zatížení uvažovat též na opačných stranách příčné vazby (na levé větvi minimální složky při současném působení maximálních složek na pravé větvi).

3.3 Stanovení účinků zatížení

Při stanovení nejnepříznivějších účinků zatížení obvykle postupujeme následovně – nejprve vypočteme odezvu konstrukce, a to zvláště pro každý zatěžovací stav; dále určíme vnitřní síly v charakteristických řezech sloupu, jež sestavíme do přehledné tabulky; následně provedeme součet těchto účinků podle pravidel pro základní kombinace zatížení ve smyslu příslušných ustanovení ČSN 73 0035.



Je tedy nutné definovat jednotlivé zatěžovací stavy, viz obr. 3.11.



Obr. 3.11

Příklad 3.6 – Výpočet příčné vazby

Výpočet odezvy ukážeme na zatěžovacím stavu č. 1.



Jak bylo uvedeno v odst. 3.1, podstatou výpočtu je stanovení staticky neurčité síly X (reakce mezi vazníkem a sloupem). K tomu je zapotřebí určit vodorovný posuv vrcholů sloupů v základní staticky určité soustavě. Užijeme tedy vzorců z tab. 3.1, přičemž poměr I_D / I_H volíme 20.

Posuvy od vnějšího zatížení:

$$\begin{aligned} \delta_{qk} = -\delta_{ql} = \frac{1}{EI_D} & \cdot \left[G_V \cdot \left(20 \cdot \frac{100 \cdot 5100^2}{2} - 125 \cdot 9000 \cdot \left(14100 - \frac{9000}{2} \right) \right) + \right. \\ & + G_Z \cdot \left(20 \cdot \frac{0 \cdot 5100^2}{2} - 225 \cdot 9000 \cdot \left(14100 - \frac{9000}{2} \right) \right) + \\ & + G_{SH} \cdot \left(-225 \cdot 9000 \cdot \left(14100 - \frac{9000}{2} \right) \right) + \\ & \left. + G_J \cdot \left(375 \cdot 9000 \cdot \left(14100 - \frac{9000}{2} \right) \right) \right] = \frac{5,51 \cdot 10^{11} \text{ kNmm}^3}{EI_D}. \end{aligned}$$

Posuvy od jednotkové síly:

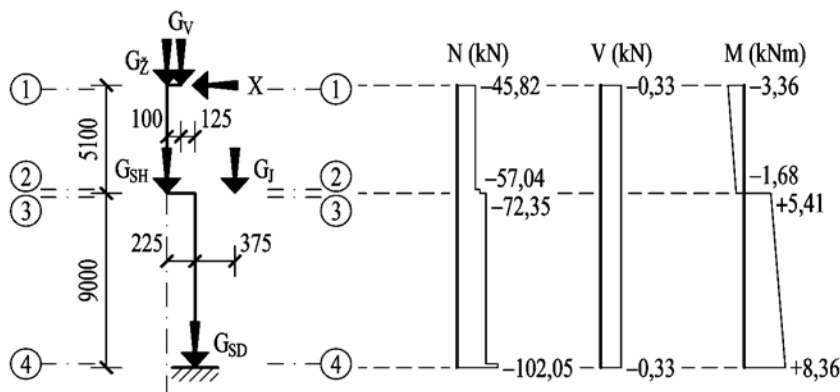
$$\delta_{lk} = \delta_{ll} = \frac{1}{EI_D} \cdot \left[\frac{14100^3}{3} \cdot \left(1 + 19 \cdot \left(\frac{5100}{14100} \right)^3 \right) \right] = \frac{1,77 \cdot 10^{12} \text{ mm}^3}{EI_D}.$$

Dosazením do (3.3) pak získáváme staticky neurčitou veličinu

$$X = \frac{\delta_{qk} - \delta_{ql}}{\delta_{lk} + \delta_{ll}} = \frac{(5,51 + 5,51) \cdot 10^{11}}{(1,77 + 1,77) \cdot 10^{12}} = 0,33 \text{ kN}.$$

Příklad 3.7 – Průběh vnitřních sil

Sloup řešíme jako samostatnou konzolu zatíženou vnějšími účinky a příslušnou silou X . Obrazec vnitřních sil (tj. normálových sil, posouvajících sil a ohybových momentů) ukážeme pro levý sloup v zatěžovacím stavu č. 1 – obr. 3.12.



Obr. 3.12

Pro potřeby dimenzování stanovujeme vnitřní síly v charakteristických řezech 1–1, 2–2, 3–3 a 4–4 podle obr. 3.12, viz tab. 3.2.

Příklad 3.8 – Kombinace



Kombinace zatížení, resp. účinků zatížení sestavíme podle příslušných pravidel v ČSN 73 0035. Tzn. 2 a více nahodilých zatížení násobíme součinitelem kombinace $\psi_c < 1$.

Kombinace (1) až (5) sestávají ze všech zatížení stálých a jednoho nahodilého. Kombinace (6) až (19) sestávají ze stálých zatížení a dvou nahodilých, přičemž dvojice spolupůsobících nahodilých zatížení jsou následující: v kombinaci č. (6) sníh a vítr, v (7), (8) sníh a jeřáby, v (9) sníh a užité na lávce, v (10)–(13) vítr a jeřáby, v (14), (15) vítr a užité na lávce a v (16)–(19) jeřáby a užité na lávce. Dále kombinace (20) až (33) sestávají ze stálých zatížení a tří nahodilých, přičemž trojice spolupůsobících nahodilých zatížení jsou následující: v kombinacích (20)–(23) sníh, vítr a jeřáby, v (24), (25) sníh, vítr a užité na lávce a v (26)–(33) vítr, jeřáby a užité na lávce. Konečně kombinace (34) až (41) sestávají ze stálých zatížení a (všech) čtyř nahodilých, tzn. sníh, vítr, jeřáby i užité na lávce.

(1)	$1 + 2$	(22)	$1 + 0,9 (2 + 3 + 7)$
(2)	$1 + 3$	(23)	$1 + 0,9 (2 + 3 + 8)$
(3)	$1 + 5$	(24)	$1 + 0,9 (2 + 3 + 9)$
(4)	$1 + 6$	(25)	$1 + 0,9 (2 + 4 + 9)$
(5)	$1 + 9$	(26)	$1 + 0,9 (3 + 5 + 9)$
(6)	$1 + 0,9 (2 + 3)$	(27)	$1 + 0,9 (3 + 6 + 9)$
(7)	$1 + 0,9 (2 + 5)$	(28)	$1 + 0,9 (3 + 7 + 9)$
(8)	$1 + 0,9 (2 + 6)$	(29)	$1 + 0,9 (3 + 8 + 9)$
(9)	$1 + 0,9 (2 + 9)$	(30)	$1 + 0,9 (4 + 5 + 9)$
(10)	$1 + 0,9 (3 + 5)$	(31)	$1 + 0,9 (4 + 6 + 9)$
(11)	$1 + 0,9 (3 + 6)$	(32)	$1 + 0,9 (4 + 7 + 9)$
(12)	$1 + 0,9 (3 + 7)$	(33)	$1 + 0,9 (4 + 8 + 9)$
(13)	$1 + 0,9 (3 + 8)$	(34)	$1 + 0,8 (2 + 3 + 5 + 9)$
(14)	$1 + 0,9 (3 + 9)$	(35)	$1 + 0,8 (2 + 3 + 6 + 9)$
(15)	$1 + 0,9 (4 + 9)$	(36)	$1 + 0,8 (2 + 3 + 7 + 9)$
(16)	$1 + 0,9 (5 + 9)$	(37)	$1 + 0,8 (2 + 3 + 8 + 9)$
(17)	$1 + 0,9 (6 + 9)$	(38)	$1 + 0,8 (2 + 4 + 5 + 9)$
(18)	$1 + 0,9 (7 + 9)$	(39)	$1 + 0,8 (2 + 4 + 6 + 9)$
(19)	$1 + 0,9 (8 + 9)$	(40)	$1 + 0,8 (2 + 4 + 7 + 9)$
(20)	$1 + 0,9 (2 + 3 + 5)$	(41)	$1 + 0,8 (2 + 4 + 8 + 9)$
(21)	$1 + 0,9 (2 + 3 + 6)$		

V tab. 3.2 uvádíme číselné hodnoty vnitřních sil pro rozhodující kombinaci zatížení, jež budou použity pro dimenzování špičky a dříku sloupu.

Tab. 3.2 Přehled silových účinků v charakteristických řezech sloupu

(kN, kNm)	ZS 1 STALÉ		ZS 2 SNÍH		ZS 3 VÍTR		ZS 5 JEŘÁBY		KOMB. 20 1 + 0,9 (2 + 3 + 5)		...	
	levý	pravý	levý	pravý	levý	pravý	levý	pravý	levý	pravý		
1-1	N	-45,82	-45,82	-135,00	-135,00	+36,07	+28,73	0	0	-134,86	-141,46	...
	V	-0,33	+0,33	-1,24	+1,24	-1,18	+1,18	-11,12	+11,12	-12,52	+12,52	...
	M	-3,36	+3,36	-13,50	+13,50	+3,61	-2,87	0	0	-12,26	+12,92	...
2-2	N	-57,04	-57,04	-135,00	-135,00	+36,07	+28,73	0	0	-146,08	-152,68	...
	V	-0,33	+0,33	-1,24	+1,24	+15,60	+13,78	+40,38	+23,12	+48,93	+34,65	...
	M	-1,68	+1,68	-7,17	+13,50	-33,15	-41,03	+10,36	-67,51	-28,65	-89,54	...
3-3	N	-72,35	-72,35	-135,00	-135,00	+36,07	+28,73	-469,00	-109,00	-583,49	-266,09	...
	V	-0,33	+0,33	-1,24	+1,24	+15,60	+13,78	+40,38	+23,12	+48,93	+34,65	...
	M	+5,41	-5,41	+23,20	-23,20	-41,26	-34,56	-165,52	-26,63	-159,81	-81,37	...
4-4	N	-102,05	-102,05	-135,00	-135,00	+36,07	+28,73	-469,00	-109,00	-613,19	-295,79	...
	V	-0,33	+0,33	-1,24	+1,24	+44,13	+35,20	+40,38	+23,12	+74,61	+53,93	...
	M	+8,36	-8,36	+34,36	-34,36	-310,01	-254,97	-528,94	-234,71	-715,77	-480,00	...

4 Dimenzování sloupů



Sloupky se dimenzují na vzpěrnou únosnost při namáhání tlakem a ohybem podle čl. 6.8.4 v ČSN 73 1401. Základním předpokladem návrhu a posouzení sloupky je stanovení příslušné vzpěrné délky pro každý ze způsobů vybočení.

Vybočení v rovině příčné vazby (kolmo k ose y) – Pro stanovení vzpěrných délek je třeba uvažovat rámový systém jako celek. Podklady pro výpočet jsou uvedeny v ČSN 73 1401 – čl. C.7.2.

Pro horní úsek (špičku) $L_{cr,y} = \beta_{y,H} \cdot L_H$, kde $\beta_{y,H} = 3,0$,

pro dolní úsek (dřík) $L_{cr,y} = \beta_{y,D} \cdot L_D$, kde $\beta_{y,D} = 3,0$ (pro $0,050 \leq I_H / I_D \leq 0,1$),

Vybočení z roviny příčné vazby (kolmo k ose z) – Vzpěrná délka je dána vzdáleností bodů konstrukčně zabezpečených proti vybočení, a to polohou mezispásových prutů příčného (větrového) ztužidla. Pro účely číselných příkladů předpokládáme, že sloup je proti vybočení zajištěn na horním konci špičky, v úrovni hlavičky sloupky a v patce.

Pro horní úsek (špičku) $L_{cr,z} = L_H$, pro dolní úsek (dřík) $L_{cr,z} = L_D$.

Vybočení zkroucením – Předpokládáme volnou deplanaci na horním konci špičky a nulovou deplanaci (vetknutí v kroucení) v hlavičce i v patce.

Pro horní úsek (špičku) $L_{cr,\omega} = \beta_{\omega,H} \cdot L_H$, kde $\beta_{\omega,H} = 0,7$,

pro dolní úsek (dřík) $L_{cr,\omega} = \beta_{\omega,D} \cdot L_D$, kde $\beta_{\omega,D} = 0,5$.

Vybočení klopením – Obdobně jako při vybočení z roviny vazby uvažujeme vzpěrné délky bezpečně pro kloubové uložení na obou koncích špičky i dříku sloupky.

Pro horní úsek (špičku) $L_z = L_H$. pro dolní úsek (dřík) $L_z = L_D$.

Příklad 4.1 – Špička



Pro dimenze špičky je rozhodující kombinace č. 20 podle tab. 3.2. Vnitřní síly v řezu 2–2 pravého sloupky tedy označme jako návrhové:

$$N_{Sd} = 152,68 \text{ kN},$$

$$M_{Sd} = 89,54 \text{ kNm}.$$

Navrhujeme průřez podle obr. 4.1, jehož statické charakteristiky jsou:

$$A = 8,16 \cdot 10^3 \text{ mm}^2,$$

$$I_y = 1,35 \cdot 10^8 \text{ mm}^4,$$

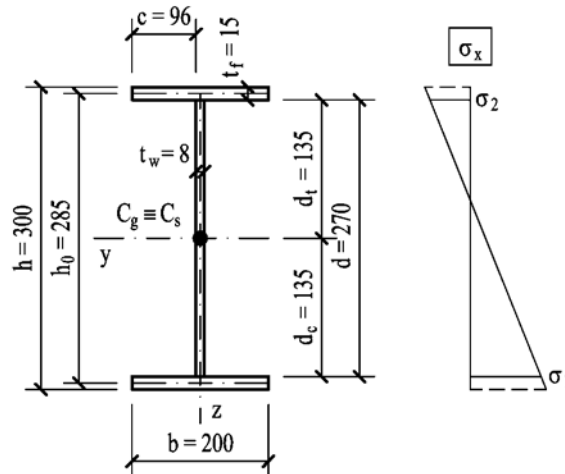
$$I_z = 2,00 \cdot 10^7 \text{ mm}^4,$$

$$I_p = 1,55 \cdot 10^8 \text{ mm}^4,$$

$$I_t = 4,99 \cdot 10^5 \text{ mm}^4,$$

$$I_\omega = 4,09 \cdot 10^{11} \text{ mm}^6,$$

$$W_{el,y} = 9,00 \cdot 10^5 \text{ mm}^3.$$



Obr. 4.1

A) Zatřídění průřezu – pásnice:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{96}{15} = 6,4 \leq 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 9 \Rightarrow \text{třída 1,}$$

– stojina:

$$\sigma_1 = -\frac{N_{Sd}}{A} - \frac{M_{Sd}}{I_y} \cdot d_c = -\frac{152,68 \cdot 10^3}{8,16 \cdot 10^3} - \frac{89,54 \cdot 10^6}{1,35 \cdot 10^8} \cdot 135 = -108,3 \text{ MPa,}$$

$$\sigma_2 = -\frac{N_{Sd}}{A} + \frac{M_{Sd}}{I_y} \cdot d_t = -\frac{152,68 \cdot 10^3}{8,16 \cdot 10^3} + \frac{89,54 \cdot 10^6}{1,35 \cdot 10^8} \cdot 135 = +70,8 \text{ MPa,}$$

$$\psi_\sigma = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{70,8}{-108,3} = -0,65,$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{270}{8} = 33,75 \leq \frac{42}{0,67 + 0,33 \psi_\sigma} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \frac{42}{0,67 - 0,33 \cdot 0,65} = 92,2 \Rightarrow$$

\Rightarrow třída 3,

– celý průřez je tedy třídy 3.

B) Vzpěrné délky:

$$L_{cr,y} = 3 L_H = 3 \cdot 5100 = 15\,300 \text{ mm,}$$

$$L_{cr,z} = 1 L_H = 1 \cdot 5100 = 5100 \text{ mm,}$$

$$L_{cr,\omega} = 0,7 L_H = 0,7 \cdot 5100 = 3570 \text{ mm,}$$

$$L_z = 1 L_H = 1 \cdot 5100 = 5100 \text{ mm.}$$

C) Poměrné štíhlosti při vzpěrném tlaku – ohyb v rovině vazby:

$$\lambda_y = L_{cr,y} \cdot \sqrt{\frac{A}{I_y}} = 15300 \cdot \sqrt{\frac{8,16 \cdot 10^3}{1,35 \cdot 10^8}} = 119,0,$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A} = \frac{119,0}{93,9} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{235}} \cdot \sqrt{\beta_A} = 1,27,$$

– ohyb z roviny vazby:

$$\lambda_z = L_{cr,z} \cdot \sqrt{\frac{A}{I_z}} = 5100 \cdot \sqrt{\frac{8,16 \cdot 10^3}{2,00 \cdot 10^7}} = 103,0,$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A} = \frac{103,0}{93,9} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{235}} \cdot \sqrt{\beta_A} = 1,10,$$

– kroucení:

$$\lambda_\omega = \sqrt{\frac{I_p}{\frac{I_\omega}{L_{cr,\omega}^2} + \frac{I_t}{25}}} = \sqrt{\frac{1,55 \cdot 10^8}{\frac{4,09 \cdot 10^{11}}{3570^2} + \frac{4,99 \cdot 10^5}{25}}} = 54,6,$$

$$\bar{\lambda}_\omega = \frac{\lambda_\omega}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A} = \frac{54,6}{93,9} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{235}} \cdot \sqrt{\beta_A} = 0,58.$$

D) Poměrná štíhlost při klopení – podle čl. G.6 v ČSN 73 1401:

– geometrické charakteristiky průřezu

$$h_0 = 285 \text{ mm}, a_i = z_1 = 142,5 \text{ mm}, a_c = e_z = 0,$$

– parametr kroucení

$$\alpha_t = 0,62 \cdot \frac{L_z}{h_0} \cdot \sqrt{\frac{I_t}{I_z}} = 0,62 \cdot \frac{5100}{285} \cdot \sqrt{\frac{4,99 \cdot 10^5}{2,00 \cdot 10^7}} = 1,75,$$

$$\begin{aligned} C &= \frac{h_0}{2} \cdot \sqrt{\frac{I_\omega}{I_z} \left(\frac{2}{h_0}\right)^2 \left(\frac{L_z}{L_{cr,\omega}}\right)^2 + \left(\frac{2\alpha_t}{\pi}\right)^2} = \\ &= \frac{285}{2} \cdot \sqrt{\frac{4,09 \cdot 10^{11}}{2,00 \cdot 10^7} \cdot \left(\frac{2}{285}\right)^2 \cdot \left(\frac{5100}{3570}\right)^2 + \left(\frac{2 \cdot 1,75}{\pi}\right)^2} = 259 \text{ mm}, \end{aligned}$$

– součinitel štíhlosti při ztrátě stability prutu při ohybu

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{1}{\sqrt{\kappa \cdot \frac{a_c + e_z}{a_i} + \sqrt{\left(\kappa \cdot \frac{a_c + e_z}{a_i}\right)^2 + \left(\frac{C}{a_i}\right)^2}}} = \\ &= \frac{1}{\sqrt{0,5 \cdot \frac{0+0}{142,5} + \sqrt{\left(0,5 \cdot \frac{0+0}{142,5}\right)^2 + \left(\frac{259}{142,5}\right)^2}}} = 0,74, \end{aligned}$$

kde $\kappa = 0,5$ pro prut příčně zatížený,

– poloměr setrvačnosti tlačенého pásu

$$i_{z1} = \sqrt{\frac{I_z}{I_y} \cdot z_1 \cdot a_i} = \sqrt{\frac{2,00 \cdot 10^7}{1,35 \cdot 10^8} \cdot 142,5 \cdot 142,5} = 54,8 \text{ mm},$$

– součinitel vzpěrné délky

$$\kappa_M = \frac{1}{\sqrt{1,88 - 1,4 \psi_M + 0,52 \psi_M^2}} = \frac{1}{\sqrt{1,88 + 1,4 \cdot 0,14 + 0,52 \cdot 0,14^2}} = 0,69,$$

kde $\psi_M = \frac{M_2}{M_1} = \frac{+12,92}{-89,54} = -0,14$ (M_1, M_2 dle tab. 3.2, přičemž $|M_1| \geq |M_2|$),

– kritická štíhlost při klopení

$$\lambda = \gamma \cdot \frac{\kappa_M \cdot L_z}{i_{z1}} = 0,74 \cdot \frac{0,69 \cdot 5100}{54,8} = 47,5,$$

– poměrná štíhlost při klopení

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{47,5}{93,9} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 0,51.$$

Poznámka – Ve výše uvedených vztazích $\beta_A = 1$ (pro průřez třídy 3), $f_y = 235$ MPa (pro ocel S 235).

E) Křivky vzpěrné pevnosti a součinitele vzpěrnosti:

- k ose y křivka b, $\chi_y = 0,442$,
- k ose z křivka c, $\chi_z = 0,484$,
- kroucení křivka b, $\chi_\omega = 0,847$,
- klopení křivka c, $\chi_{LT} = 0,837$.

F) Součinitele k_y a k_{LT} :

– součinitel ekvivalentního konstantního momentu

$$\beta_M = 1,8 - 0,7 \psi_M = 1,8 + 0,7 \cdot 0,14 = 1,9,$$

$$- \mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta_M - 4) = 1,27 \cdot (2 \cdot 1,9 - 4) = -0,25,$$

$$- k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y} = 1 - \frac{(-0,25) \cdot 152,68 \cdot 10^3}{0,442 \cdot 8,16 \cdot 10^3 \cdot 235} = 1,05,$$

$$- \mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \beta_M - 0,15 = 0,15 \cdot 1,10 \cdot 1,9 - 0,15 = 0,16,$$

$$- k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{Sd}}{\chi_z A f_y} = 1 - \frac{0,16 \cdot 152,68 \cdot 10^3}{0,484 \cdot 8,16 \cdot 10^3 \cdot 235} = 0,97.$$

G) Podmínka spolehlivosti pro vzpěrný tlak a prostý ohyb:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y M_{Sd}}{\frac{W_{el,y} f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{152,68 \cdot 10^3}{0,442 \cdot \frac{8,16 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,15}} + \frac{1,05 \cdot 89,54 \cdot 10^6}{\frac{9,00 \cdot 10^5 \cdot 235}{1,15}} =$$

$$= 0,21 + 0,51 = 0,72 \leq 1,0 \Rightarrow \text{vyhovuje.}$$

H) Podmínka spolehlivosti pro vzpěrný tlak a klopení:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} M_{Sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{el,y} f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{152,68 \cdot 10^3}{0,484 \cdot \frac{8,16 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,15}} + \frac{0,97 \cdot 89,54 \cdot 10^6}{0,837 \cdot \frac{9,00 \cdot 10^5 \cdot 235}{1,15}} =$$

$$= 0,19 + 0,56 = 0,75 \leq 1,0 \Rightarrow \text{vyhovuje.}$$

Příklad 4.2 – Dřík



Pro dimenze dříku je rozhodující kombinace č. 20 podle tab. 3.2. Vnitřní síly v řezu 4–4 levého sloupu tedy označme jako návrhové:

$$N_{Sd} = 613,19 \text{ kN,}$$

$$M_{Sd} = 715,77 \text{ kNm.}$$

Navrheme průřez podle obr. 4.2, jehož statické charakteristiky jsou:

$$A = 2,70 \cdot 10^4 \text{ mm}^2,$$

$$I_y = 2,92 \cdot 10^9 \text{ mm}^4,$$

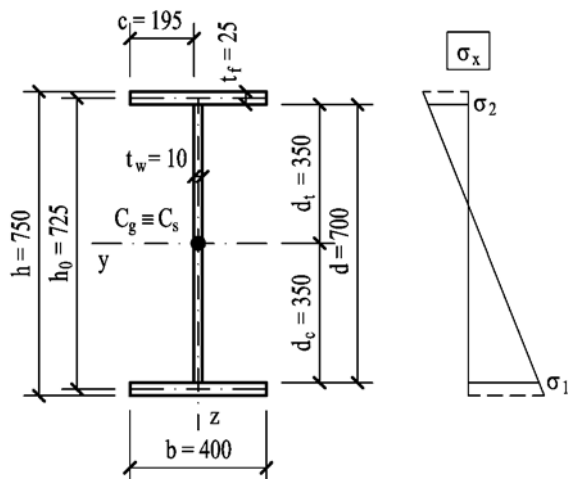
$$I_z = 2,67 \cdot 10^8 \text{ mm}^4,$$

$$I_p = 3,19 \cdot 10^9 \text{ mm}^4,$$

$$I_t = 4,41 \cdot 10^6 \text{ mm}^4,$$

$$I_\omega = 3,54 \cdot 10^{13} \text{ mm}^6,$$

$$W_{el,y} = 7,77 \cdot 10^6 \text{ mm}^3.$$



Obr. 4.2

A) Zatřídění průřezu – pásnice:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{195}{25} = 7,8 \leq 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 9 \Rightarrow \text{třída 1,}$$

– stojina:

$$\sigma_1 = -\frac{N_{Sd}}{A} - \frac{M_{Sd}}{I_y} \cdot d_c = -\frac{613,19 \cdot 10^3}{2,70 \cdot 10^4} - \frac{715,77 \cdot 10^6}{2,92 \cdot 10^9} \cdot 350 = -108,5 \text{ MPa},$$

$$\sigma_2 = -\frac{N_{Sd}}{A} + \frac{M_{Sd}}{I_y} \cdot d_t = -\frac{613,19 \cdot 10^3}{2,70 \cdot 10^4} + \frac{715,77 \cdot 10^6}{2,92 \cdot 10^9} \cdot 350 = +63,1 \text{ MPa},$$

$$\psi_\sigma = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{63,1}{-108,5} = -0,58,$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{700}{10} = 70 \leq \frac{42}{0,67 + 0,33 \psi_\sigma} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \frac{42}{0,67 - 0,33 \cdot 0,58} = 87,8 \Rightarrow$$

\Rightarrow třída 3,

– celý průřez je tedy třídy 3.

B) Vzpěrné délky:

$$L_{cr,y} = 3 L_D = 3 \cdot 9000 = 27\,000 \text{ mm},$$

$$L_{cr,z} = 1 L_D = 1 \cdot 9000 = 9000 \text{ mm},$$

$$L_{cr,\omega} = 0,5 L_D = 0,5 \cdot 9000 = 4500 \text{ mm},$$

$$L_z = 1 L_D = 1 \cdot 9000 = 9000 \text{ mm}.$$

C) Poměrné štíhlosti při vzpěrném tlaku – ohyb v rovině vazby:

$$\lambda_y = L_{cr,y} \cdot \sqrt{\frac{A}{I_y}} = 27000 \cdot \sqrt{\frac{2,70 \cdot 10^4}{2,92 \cdot 10^9}} = 82,1,$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A} = \frac{82,1}{93,9} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{235}} \cdot \sqrt{\beta_A} = 0,87,$$

– ohyb z roviny vazby:

$$\lambda_z = L_{cr,z} \cdot \sqrt{\frac{A}{I_z}} = 9000 \cdot \sqrt{\frac{2,70 \cdot 10^4}{2,67 \cdot 10^8}} = 90,5,$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A} = \frac{90,5}{93,9} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{235}} \cdot \sqrt{\beta_A} = 0,96,$$

– kroucení:

$$\lambda_\omega = \sqrt{\frac{I_p}{\frac{I_\omega}{L_{cr,\omega}^2} + \frac{I_t}{25}}} = \sqrt{\frac{3,19 \cdot 10^9}{\frac{3,54 \cdot 10^{13}}{4500^2} + \frac{4,41 \cdot 10^6}{25}}} = 40,7,$$

$$\bar{\lambda}_\omega = \frac{\lambda_\omega}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A} = \frac{40,7}{93,9} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{235}} \cdot \sqrt{\beta_A} = 0,43.$$

D) Poměrná štíhlost při klopení – podle čl. G.6 v ČSN 73 1401:

– geometrické charakteristiky průřezu

$$h_0 = 725 \text{ mm}, a_i = z_1 = 362,5 \text{ mm}, a_c = e_z = 0,$$

– parametr kroucení

$$\alpha_t = 0,62 \cdot \frac{L_z}{h_0} \cdot \sqrt{\frac{I_t}{I_z}} = 0,62 \cdot \frac{9000}{725} \cdot \sqrt{\frac{4,41 \cdot 10^6}{2,67 \cdot 10^8}} = 0,99,$$

$$\begin{aligned} - C &= \frac{h_0}{2} \cdot \sqrt{\frac{I_\omega}{I_z} \left(\frac{2}{h_0}\right)^2 \left(\frac{L_z}{L_{cr,\omega}}\right)^2 + \left(\frac{2\alpha_t}{\pi}\right)^2} = \\ &= \frac{725}{2} \cdot \sqrt{\frac{3,54 \cdot 10^{13}}{2,67 \cdot 10^8} \cdot \left(\frac{2}{725}\right)^2 \cdot \left(\frac{9000}{4500}\right)^2 + \left(\frac{2 \cdot 0,99}{\pi}\right)^2} = 783 \text{ mm}, \end{aligned}$$

– součinitel štíhlosti při ztrátě stability prutu při ohybu

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{1}{\sqrt{\kappa \cdot \frac{a_c + e_z}{a_i} + \sqrt{\left(\kappa \cdot \frac{a_c + e_z}{a_i}\right)^2 + \left(\frac{C}{a_i}\right)^2}}} = \\ &= \frac{1}{\sqrt{0,5 \cdot \frac{0+0}{362,5} + \sqrt{\left(0,5 \cdot \frac{0+0}{362,5}\right)^2 + \left(\frac{783}{362,5}\right)^2}}} = 0,68, \end{aligned}$$

kde $\kappa = 0,5$ pro prut příčně zatížený,

– poloměr setrvačnosti tlačeneho pásu

$$i_{z1} = \sqrt{\frac{I_z}{I_y} \cdot z_1 \cdot a_i} = \sqrt{\frac{2,67 \cdot 10^8}{2,92 \cdot 10^9} \cdot 362,5 \cdot 362,5} = 109,6 \text{ mm},$$

– součinitel vzpěrné délky

$$\kappa_M = \frac{1}{\sqrt{1,88 - 1,4\psi_M + 0,52\psi_M^2}} = \frac{1}{\sqrt{1,88 - 1,4 \cdot 0,22 + 0,52 \cdot 0,22^2}} = 0,79,$$

$$\text{kde } \psi_M = \frac{M_2}{M_1} = \frac{-159,81}{-715,77} = 0,22 \quad (M_1, M_2 \text{ dle tab. 3.2, přičemž } |M_1| \geq |M_2|),$$

– kritická štíhlost při klopení

$$\lambda = \gamma \cdot \frac{\kappa_M \cdot L_z}{i_{z1}} = 0,68 \cdot \frac{0,79 \cdot 9000}{109,6} = 44,1,$$

– poměrná štíhlost při klopení

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{44,1}{93,9} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 0,47.$$

Poznámka – Ve výše uvedených vztazích $\beta_A = 1$ (pro průřez třídy 3), $f_y = 235 \text{ MPa}$ (pro ocel S 235).

E) Křivky vzpěrné pevnosti a součinitele vzpěrnosti:

– k ose y	křivka b,	$\chi_y = 0,680,$
– k ose z	křivka c,	$\chi_z = 0,563,$
– kroucení	křivka b,	$\chi_\omega = 0,914,$
– klopení	křivka c,	$\chi_{LT} = 0,860.$

F) Součinitele k_y a k_{LT} :

– součinitel ekvivalentního konstantního momentu

$$\beta_M = 1,8 - 0,7 \psi_M = 1,8 - 0,7 \cdot 0,22 = 1,65,$$

$$- \mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta_M - 4) = 0,87 \cdot (2 \cdot 1,65 - 4) = -0,61,$$

$$- k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y} = 1 - \frac{(-0,61) \cdot 613,19 \cdot 10^3}{0,680 \cdot 2,70 \cdot 10^4 \cdot 235} = 1,09,$$

$$- \mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \beta_M - 0,15 = 0,15 \cdot 0,96 \cdot 1,65 - 0,15 = 0,09,$$

$$- k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{Sd}}{\chi_z A f_y} = 1 - \frac{0,09 \cdot 613,19 \cdot 10^3}{0,563 \cdot 2,70 \cdot 10^4 \cdot 235} = 0,98.$$

G) Podmínka spolehlivosti pro vzpěrný tlak a prostý ohyb:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A f_y}{\gamma_{MI}}} + \frac{k_y M_{Sd}}{\frac{W_{el,y} f_y}{\gamma_{MI}}} = \frac{613,19 \cdot 10^3}{0,563 \cdot \frac{2,70 \cdot 10^4 \cdot 235}{1,15}} + \frac{1,09 \cdot 715,77 \cdot 10^6}{\frac{7,77 \cdot 10^6 \cdot 235}{1,15}} =$$

$$= 0,20 + 0,49 = 0,69 \leq 1,0 \Rightarrow \text{vyhovuje.}$$

H) Podmínka spolehlivosti pro vzpěrný tlak a klopení:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot \frac{A f_y}{\gamma_{MI}}} + \frac{k_{LT} M_{Sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{el,y} f_y}{\gamma_{MI}}} = \frac{613,19 \cdot 10^3}{0,563 \cdot \frac{2,70 \cdot 10^4 \cdot 235}{1,15}} + \frac{0,98 \cdot 715,77 \cdot 10^6}{0,860 \cdot \frac{7,77 \cdot 10^6 \cdot 235}{1,15}} =$$

$$= 0,20 + 0,51 = 0,71 \leq 1,0 \Rightarrow \text{vyhovuje.}$$

Příklad 4.3 – Details

A) Příčné výtzuhy se doporučují pro štíhlost stěny

$$\frac{d}{t_w} > 70 \sqrt{\frac{235}{f_y}},$$

zpravidla ve vzdálenostech ne větších než je dvojnásobek výšky stěny. Jak u špičky, tak u dříku není v našem případě nutné výtzuhy navrhovat.

B) Krční svary navrhujeme způsobem obvyklým u ohýbaných nosníků.



5 Návrh nosného kotvení



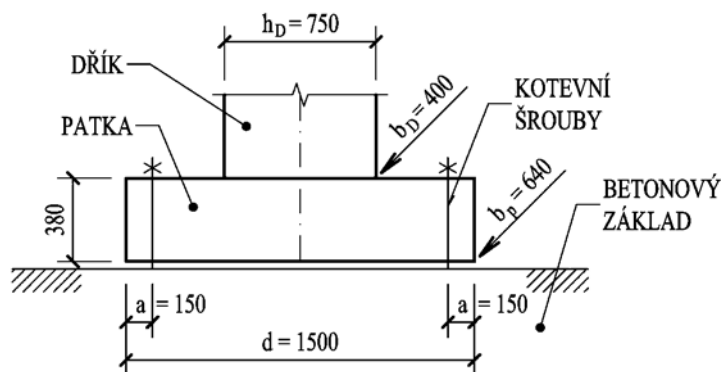
Přechod mezi ocelovým sloupem a betonovým základem řešíme návrhem ocelové patky, jež tvoří obvykle jeden celek s dříkem sloupu (viz kap. 6). Patka tedy zabezpečuje roznesení účinků zatížení soustředěných v ocelovém průřezu na větší plochu odpovídající únosnosti základu.

Vlastní upnutí patky do základu je zabezpečeno dvojicí příčnicků s kotevními šrouby, umístěnými obvykle mimo půdorys úložné desky (obr. 2.4). Výpočet nosného kotvení potom zahrnuje návrh kotevních šroubů a kontrolu namáhání betonu v patní spáře.

Příklad 5.1 – Předběžný návrh rozměrů patky



Předběžný návrh rozměrů provedeme podle geometrických poměrů podle odst. 2.3. Schématické uspořádání patky a kotvení je pak zřejmé z obr. 5.1.



Obr. 5.1

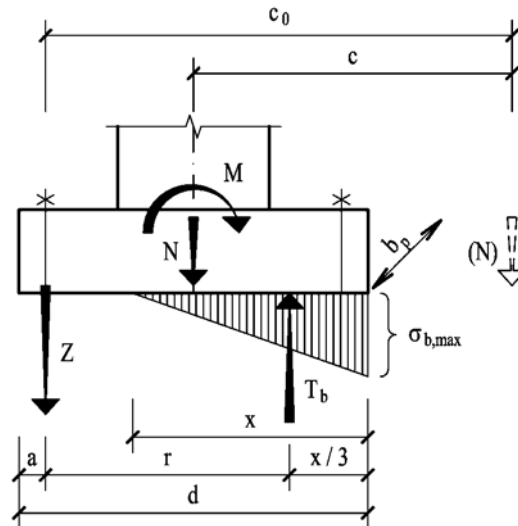
5.1 Stanovení účinků zatížení



V patní spáře určíme silové veličiny pro nejnepříznivější kombinaci zatížení. Pro namáhání kotevních šroubů rozhoduje zpravidla maximální ohybový moment při minimální tlaku; pro maximální napětí v betonu v patní spáře rozhoduje zpravidla maximální ohybový moment s největší současně působící tlakovou silou. Stanovení tahové síly ve šroubech a ověření napětí v betonu v patní spáře je složitou úlohou, jejíž řešení závisí na výstižnosti modelu kontaktního problému kotvení ocelové patky a betonového podkladu při mimostředním zatížení, který vychází z různých předpokladů:

- výpočet za předpokladu styčné spáry oceli a betonu jako homogenního průřezu,
- styčná spára jako vyztužený železobetonový průřez,
- výpočet podle teorie tuhé desky na pružném podkladě,
- řešení určující rozsah tlačené oblasti železobetonu na základě fotoelastometrických měření (podle Tesaře-Milbauera), jež bude rozebráno dále.

Pro rozhodující účinky zatížení a zvolené uspořádání patky je třeba stanovit sílu v kotevních šroubech Z a výslednici tlakového napětí v betonu T_b (obr. 5.2). Úloha je jednoduše řešitelná za předpokladu známých působišť těchto sil. Problémem je určení šířky x náhradního trojúhelníka tlakového napětí v betonu. Její velikost můžeme stanovit s použitím diagramu na obr. 5.3 – pro poměr c/d (značí-li $c = M/N$ excentricitu normálové síly) určíme parametr $\xi = x/d$ a můžeme tedy stanovit délku tlačené oblasti betonu $x = \xi d$.



Obr. 5.2

Příklad 5.2

Výpočet silových veličin ukážeme pro kombinaci zatížení č. 26 (podle příkladu 3.8); v patní spáře předpokládejme následující hodnoty vnitřních sil (v tab. 3.2 neuvedené):

$$N_{Sd} = 497,36 \text{ kN},$$

$$M_{Sd} = 746,70 \text{ kNm}.$$

Pro excentricitu normálové síly

$$c = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} = \frac{746,70 \cdot 10^6}{497,36 \cdot 10^3} = 1500 \text{ mm}$$

stanovíme poměr

$$\frac{c}{d} = \frac{1500}{1500} = 1,0,$$

pro něž odečteme z grafu (obr. 5.3) parametr $\xi = 0,333$.

Stanovíme délku tlačené oblasti betonu

$$x = \xi d = 0,333 \cdot 1500 = 500 \text{ mm},$$

potom ramena c_0 , r (viz obr. 5.2):

$$c_0 = c + \frac{d}{2} - a = 1500 + \frac{1500}{2} - 150 = 2100 \text{ mm},$$

$$r = d - a - \frac{x}{3} = 1500 - 150 - \frac{500}{3} = 1183 \text{ mm}.$$

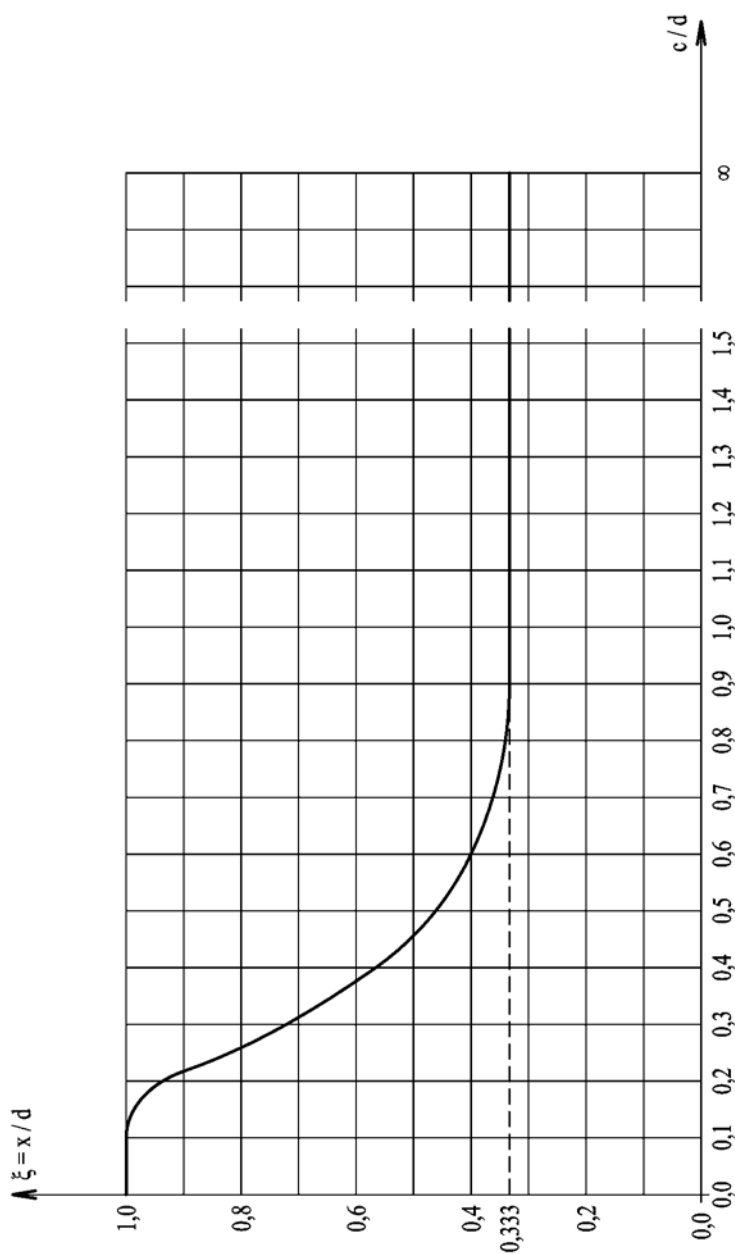


Z rovnovážných podmínek rovnoběžných sil vyplývá:

$$T_b = \frac{N_{sd} c_0}{r} = \frac{497,36 \cdot 10^3 \cdot 2100}{1183} = 883 \text{ kN},$$

$$Z = T_b - N_{sd} = 883 - 497,36 = 386 \text{ kN}.$$

(pokračování na následující straně)



Obr. 5.3

(dokončení příkladu 5.2)

Maximální napětí v betonu za předpokladu lineárního rozdělení je tedy

$$\sigma_{b,max} = \frac{2 T_b}{x b_p} = \frac{2 \cdot 883 \cdot 10^3}{500 \cdot 640} = 5,8 \text{ MPa}.$$

Kotevní tahová síla Z je přenášena dvěma šrouby. S ohledem na předepsanou toleranci kotvení sloupu ± 50 mm může být umístění předem zabetonovaných kotevních šroubů nesymetrické vzhledem k průřezu patky. Případné zvětšení kotevní síly jednoho šroubu vyplývající z možné excentricity uvažujeme zvýšením složky připadající na jeden kotevní šroub o 20 %:

$$F_{t,sd} = \frac{Z}{2} \cdot 1,20 = \frac{386}{2} \cdot 1,20 = 232 \text{ kN}.$$

5.2 Posouzení napětí v betonu

Namáhání betonu v patní spáře musí ve smyslu ČSN 73 1201 vyhovět podmínce



$$\sigma_{b,max} \leq \gamma_b R_{bd}, \quad (5.1)$$

kde R_{bd} výpočtová pevnost betonu v tlaku,
 γ_b součinitel podmínek působení betonu.

Příklad 5.3

Uvažujeme napětí v betonu podle příkladu 5.2 $\sigma_{b,max} = 5,8 \text{ MPa}$. Pro beton třídy B 10 bereme $R_{bd} = 6,0 \text{ MPa}$, $\gamma_b = 1,0$.



Podmínka (5.1) $\sigma_{b,max} = 5,8 \text{ MPa} \leq \gamma_b R_{bd} = 1,0 \cdot 6,0 = 6,0 \text{ MPa}$ vyhovuje.

5.3 Návrh kotevních šroubů

Přenos tahových sil do základové konstrukce lze realizovat několika způsoby:

- zabetonované šrouby, opatřené hákem, hlavou nebo jinými prvky,
- šrouby osazované do vrtaných kanálek a zalitých lepidlem,
- šrouby uchycené do závlačí nebo roštů.



Únosnost kotevního šroubu se uvažuje pro tyto případy porušení:

- přetržení šroubu,
- porušení soudržnosti mezi šroubem a betonem (uvolnění šroubu),
- vytržení šroubu ze základu,
- porušení základu nebo roštu.

Výchozími parametry pro určení únosnosti kotevních šroubů jsou pevnosti oceli podle ČSN 73 1401 a betonu podle ČSN 73 1201. Příslušné hodnoty uvádí VN 73 2615 Směrnice pro kotvení ocelových konstrukcí.

V dalším textu se pro účely číselných příkladů omezíme na zabetonované šrouby s kotevní hlavou (viz tab. 5.2).

Únosnost šroubu při přetržení je síla

$$F_{t,Rd} = \frac{0,8 A_s f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (5.2)$$

kde A_s plocha jádra šroubu podle tab. 5.1,
 f_y mez kluzu,
 γ_{M0} dílčí součinitel spolehlivosti materiálu.

Tab. 5.1 Plocha jádra šroubu

Závit	M 30	M 36x3	M 42x3	M 48x3	M 56x4
A_s (mm ²)	561	865	1 206	1 604	2 144
Závit	M 64x4	M 72x4	M 80x4	M 90x4	M 100x4
A_s (mm ²)	2 851	3 658	4 566	5 842	7 276

Únosnost při porušení soudržnosti mezi šroubem a betonem je pro zabetonovaný šroub dána výrazem

$$F_{s,Rd} = \pi D (h + \Delta h) R_{bz}, \quad (5.3)$$

kde D průměr dřívku šroubu,
 R_{bz} výpočtová pevnost v soudržnosti mezi ocelí a betonem,
 h hloubka zabetonování,
 Δh účinná hloubka hlavy šroubu, kterou lze brát

$$\Delta h = \left(\frac{4 A}{\pi D^2} - 1 \right) \cdot \frac{R_{bo}}{R_{bz}} \cdot D, \quad (5.4)$$

kde R_{bo} výpočtová pevnost betonu v otláčení,
 A plocha kotevní hlavy, kterou se doporučuje počítat nejvýše

$$A_{max} = 0,8 A_s \cdot \frac{0,8 f_y}{R_{bo} \gamma_{M0}} + \frac{\pi D^2}{4}. \quad (5.5)$$

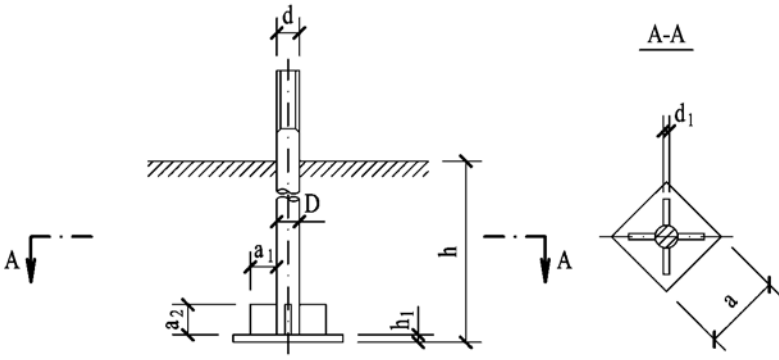
Únosnost šroubu ve vytržení ze základu se uvažuje

$$F_{v,Rd} = 2,1 h^2 R_{bz} \quad (5.6)$$

(platí pro poruchovou plochu pláště kužele o vrcholovém úhlu $2\alpha = 60^\circ$).

Návrhové únosnosti zabetonovaných šroubů, potřebné hloubky kotvení a typické řešení kotevní hlavy jsou pro ocel S 235 a beton B 10 uvedeny v tab. 5.2.

Tab. 5.2 Zabetonované šrouby s kotevní hlavou



Závit d	Průměr dříku D (mm)	Únosnost F_{Rd} (kN)	Minimální hloubka h (mm)	Kotevní hlava				
				a (mm)	h_1 (mm)	a_1 (mm)	a_2 (mm)	d_1 (mm)
M 30	32	87,56	360	95	10	40	50	6
M 36x3	40	134,25	440	115	12	40	50	8
M 42x3	45	187,76	550	135	15	40	50	
M 48x3	50	250,02	660	155	15	50	60	
M 56x4	60	333,69	730	180	20	60	70	
M 64x4	70	421,25	790	200	20	70	80	
M 72x4	80	540,91	890	230	25	90	110	
M 80x4	90	675,16	990	255	30	90	110	10
M 90x4	100	863,90	1 140	290	30	110	130	
M 100x4	110	1 079,87	1 290	320	35	120	140	12

Příklad 5.4

Uvažujeme tahovou sílu ve šroubu podle příkladu 5.2 $F_{t,Sd} = 232$ kN. Použijeme kotevních šroubů s přivařenou kotevní hlavou předem zabetonovaných do základu ve smyslu VN 73 2615.



Navrhne dimenzi kotevního šroubu M 56x4 podle tab. 5.2.

Podmínka spolehlivosti $F_{t,Sd} = 232$ kN $\leq F_{Rd} = 333,69$ kN vyhovuje.

5.4 Přenos posouvající síly



Síly působící v úložné ploše (posouvající síly sloupu) se přenáší do základu třením nebo prvky patky (zarážkami), jež zasahují do základu.

Návrhovou únosnost tření lze brát

$$V_{Rd} = \frac{\mu T_b}{\gamma}, \quad (5.7)$$

kde T_b výslednice tlakového napětí v betonu (uvažuje se minimální, tj. se součiniteli stálého zatížení $\gamma_f < 1$),

μ součinitel tření mezi ocelí a betonem, který se bere $\mu = 0,4$,

γ dílčí součinitel spolehlivosti materiálu, který se bere $\gamma = 1,5$.

6 Patka sloupu

Patka tvoří přechod mezi ocelovým sloupem a betonovým základem a zabezpečuje roznesení účinků zatížení soustředěných v ocelovém průřezu na větší plochu odpovídající únosnosti základu. V současné době navrhujeme patky svařované, které zpravidla tvoří jeden celek s dříkem sloupu. Vodorovný úložný plech je vyztužen dvěma podélnými svislými patečními plechy, přesahujícími šířku průřezu sloupu, a vlastní upnutí patky do základu je zabezpečeno dvojicí příčnicků s kotevními šrouby, umístěnými obvykle mimo půdorys úložné desky.



Příklad konstrukčního uspořádání celistvé patky je uveden na obr. 2.4; další příklady nalezne čtenář v literatuře, viz např. [1], [2], [3]. Výpočet patky potom zahrnuje posouzení tloušťky patní desky a průřezu patky a návrh kotevního příčnicku.

6.1 Návrh patního plechu

Patní plech tvoří z hlediska namáhání desku zatíženou tlakem (vztlakem) betonu, podepřenou svislými patečními plechy, vhodně rozmístěnými výztuhami a průřezem sloupu (obr. 6.1).



Z hlediska podepření jednotlivých oblastí patního plechu tloušťky t_p můžeme rozlišit tři základní typy uložení:

- 1 – volný přečnívající okraj (konzolu) patního plechu,
- 2 – desku podepřenou po celém obvodu a
- 3 – desku podepřenou po třech stranách obvodu.

Pro volný přečnívající okraj (1) uvažujeme pruh jednotkové šířky namáhaný jako konzola rovnoměrným zatížením p_{Sd} . Příslušný ohybový moment ve vetknutí pro vyložení konzoly e

$$m_{Sd} = \frac{1}{2} p_{Sd} e^2 \leq m_{Rd} = \frac{t_p^2 f_y}{6 \gamma_{M0}}, \quad (6.1)$$

odkud je potřebná tloušťka patního plechu

$$t_p \geq e \sqrt{\frac{3 \gamma_{M0} p_{Sd}}{f_y}}. \quad (6.2)$$

Pro desku podepřenou po obvodě (2) jsou ohybové momenty ve směru kratšího rozpětí a

$$m_{a,Sd} = \alpha_1 p_{Sd} a^2 \quad (6.3)$$

a ve směru většího rozpětí $b \geq a$

$$m_{b,Sd} = \alpha_2 p_{Sd} a^2. \quad (6.4)$$

Součinitele α_1 , α_2 v návaznosti na Galerkinovo řešení jsou uvedeny v tab. 6.1.

Pro desku podepřenou po třech stranách obvodu (3) rozhoduje ohybový moment uprostřed volného okraje

$$m_{sd} = \beta p_{sd} c^2, \quad (6.5)$$

kde c je délka volného okraje a koeficient β závislý na poměru $m = d / c$, je uveden opět v tab. 6.1. Uvedený výraz platí v rozsahu parametru $0,5 \leq m \leq 1,0$, v ostatních případech je již deskový účinek malý a při výpočtu uvažujeme jednotkový pruh jako nosníkovou desku působící jen ve směru kratšího rozpětí.

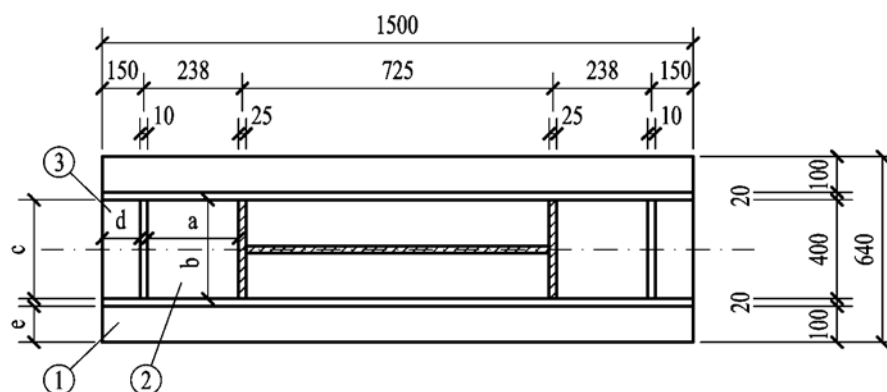
Tab. 6.1 Součinitele pro výpočet desek

Deska podepřená po obvodě							
$n = b / a$	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	∞
α_1	0,048	0,063	0,075	0,086	0,094	0,100	0,125
α_2	0,048	0,050	0,050	0,049	0,048	0,046	0,037
Deska podepřená po třech stranách							
$m = d / c$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
β	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	

Příklad 6.1



Základní případ horizontálního uspořádání patky aplikovaný na řešeném ocelovém sloupu je uveden na obr. 6.1.



Obr. 6.1

V našem případě rozhoduje namáhání v oblasti č. 3 (deska podepřená po třech stranách), pro kterou parametr

$$m = \frac{d}{c} = \frac{145}{400} = 0,36 < 0,5.$$

Deskový účinek je tedy malý, takže patní plech posoudíme jako konzolu jednotkové šířky podle vztahů (6.1), (6.2), do kterých za rovnoměrné zatížení p_{Sd} dosadíme tlak betonu v patní spáře (podle př. 5.2) $\sigma_{b,max} = 5,8 \text{ MPa}$.

Potřebná tloušťka patního plechu

$$t_p \geq e \sqrt{\frac{3 \gamma_{M0} p_{Sd}}{f_y}} = 145 \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot 1,15 \cdot 5,8}{235}} = 42,3 \text{ mm},$$

navrhne tedy $t_p = 44 \text{ mm}$.

Podmínka spolehlivosti

$$\begin{aligned} m_{Sd} &= \frac{1}{2} p_{Sd} e^2 = \frac{1}{2} \cdot 5,8 \cdot 145^2 = 61,0 \text{ kNm/m} \leq \\ &\leq m_{Rd} = \frac{t_p^2 f_y}{6 \gamma_{M0}} = \frac{44^2 \cdot 235}{6 \cdot 1,15} = 65,9 \text{ kNm/m} \quad \text{vyhovuje.} \end{aligned}$$

Poznámka – Velikost tloušťky lze ovlivnit vhodným rozmístěním doplňkových svislých výztuh patky. S ohledem na ilustrativnost rozboru základních případů uspořádání patky nebudeme patku dále členit výztuhami na menší pole a ponecháme vypočtenou tloušťku. V běžných případech je účelné členění výztuh upravit tak, abychom tloušťku snížili na 20–40 mm.

6.2 Posouzení průřezu patky

Průřez patky je třeba posoudit v charakteristických řezech jednak pro zatížení tlakem betonu, jednak pro zatížení tahem kotevních šroubů. Průřez posuzujeme jako krátkou konzolu, u které vedle ohybových momentů hrají velkou roli též posouvající síly. Přípoj svislých patních plechů k vodorovné patní desce navrhujeme analogicky jako krční svary ohýbaných nosníků.

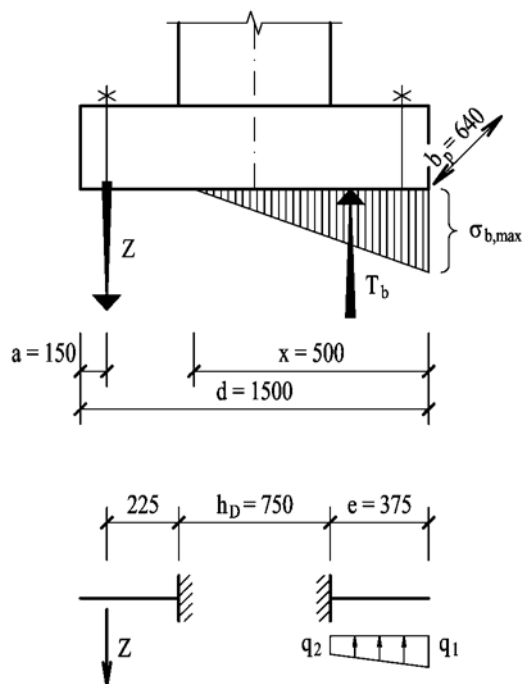


Příklad 6.2

Obvyklé konstruktivní uspořádání patky idealizujeme statickým schématem podle obr. 6.2.



Silové veličiny kotvení přebíráme z příkladu 5.2: napětí v betonu $\sigma_{b,max} = 5,8 \text{ MPa}$, $x = 500 \text{ mm}$, síla v kotevních šroubech $Z = 386 \text{ kN}$.



Obr. 6.2

Pro vyložení konzoly

$$e = \frac{1}{2}(d - h_D) = \frac{1}{2} \cdot (1500 - 750) = 375 \text{ mm}$$

a šířku patního plechu

$$b_p = 640 \text{ mm}$$

jsou intenzity rovnoměrného zatížení

$$q_1 = \sigma_{b,max} b_p = 5,8 \cdot 640 = 3712 \text{ N/mm},$$

$$q_2 = q_1 \frac{x - e}{x} = 3712 \cdot \frac{500 - 375}{500} = 928 \text{ N/mm}.$$

Vnitřní síly od tlaku betonu (v našem případě rozhodují):

$$M_{sd} = M_b = \frac{1}{3} q_1 e^2 + \frac{1}{6} q_2 e^2 = \frac{1}{3} \cdot 3712 \cdot 375^2 + \frac{1}{6} \cdot 928 \cdot 375^2 = 195,8 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = V_b = \frac{1}{2} q_1 e + \frac{1}{2} q_2 e = \frac{1}{2} \cdot 3712 \cdot 375 + \frac{1}{2} \cdot 928 \cdot 375 = 870,0 \text{ kN}.$$

Vnitřní síly od tahu kotevních šroubů:

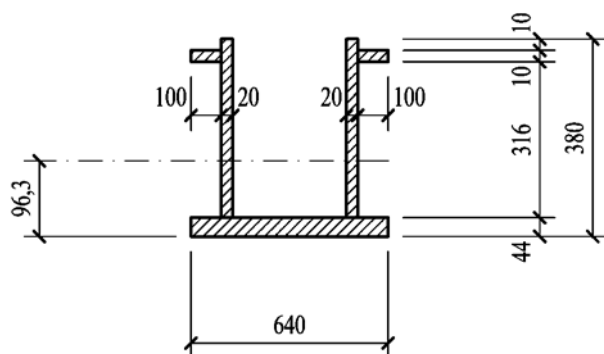
$$M_Z = Z(e - a) = 386 \cdot (225) = 86,9 \text{ kNm},$$

$$V_Z = Z = 386 \text{ kN}.$$

Navrhne průřez patky podle obr. 6.3, jehož statické charakteristiky jsou:

$$W_{el} = 2,15 \cdot 10^6 \text{ mm}^3,$$

$$A_v = 1,34 \cdot 10^4 \text{ mm}^3.$$



Obr. 6.3

Podmínky spolehlivosti

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2,15 \cdot 10^6 \cdot 235}{1,15} = 439,3 \text{ kNm} \geq M_{Sd} = 195,8 \text{ kNm},$$

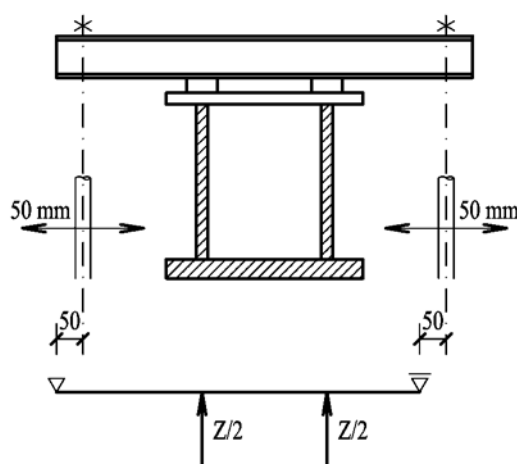
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{1,34 \cdot 10^4 \cdot 235}{1,15 \cdot \sqrt{3}} = 1581 \text{ kN} \geq V_{Sd} = 870 \text{ kN} \text{ vyhovují.}$$

6.3 Návrh kotevního příčniku

Kotevní šrouby jsou umístěny vně půdorysu patky a jejich minimální vzdálenost od pateční desky je dána požadavkem maximálního posuvu 50 mm. S ohledem na uvedenou toleranci dimenzujeme kotevní příčník jako prostý nosník podepřený kotevními šrouby zatížený akcemi svislých patečních plechů, viz obr. 6.4.



Kotevní příčník se navrhuje obvykle jako dvojice U profilů spojených spojkami, má tedy průřez příčniku jako celek charakter uzavřeného průřezu, jenž dimenzujeme na prostý ohyb.



Obr. 6.4

6.4 Konstrukční a montážní záležitosti



Poloha zabetonovaných kotevních šroubů a konstrukce patky musí být navrženy tak, aby bylo možné osadit patku do projektované polohy i při úchylných zabetonování kotevních šroubů podle ČSN 73 2611, nejvýše však ± 50 mm od projektované polohy (viz obr. 6.4).

Podlití patky (v rozsahu 30 až 90 mm pro šířky patky 300 až 1500 mm) se musí provést tak, aby patka ocelové konstrukce dosedala celou plochou na podlití. Pro rozměrné patky se doporučuje provádět podlití pod tlakem a patku za tím účelem opatřit otvory.

Po montáži ocelové konstrukce a zatvrdnutí podlití se kotevní šrouby utahují. Kotevní šrouby mají být utaheny na předpětí rovné 60 až 70 % únosnosti kotvení, popř. může být vědomě využito plné předpětí kotevních šroubů. Kontroluje-li se utahení kotevních šroubů, lze příznivý vliv předpětí na zvětšení třecí síly ve spáře využít při zpřesnění vztahu (5.7).

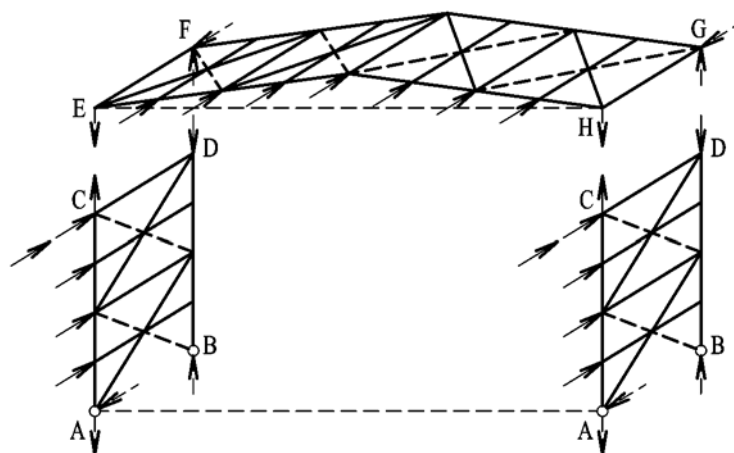
7 Větrové ztužidlo

Při navrhování konstrukcí všech typů je třeba velmi pozorně dbát na prostorovou tuhost konstrukce jako celku a nestačí tedy pouze posuzovat samostatně jednotlivé rovinné nosné části či prvky.



Příčné vazby halových staveb navrhujeme obvykle jako tuhé v jejich rovině. V podélném směru považujeme reálné provedení uložení konstrukce za bližší uložení kloubovému, a proto je nutné k zabezpečení stability polohy konstrukce a přenášení vodorovných podélných sil (tlaku a sání větru, brzdné síly od jeřábů apod.) navrhnout zvláštní nosníky, zpravidla příhradové, zvané ztužidla. Ztužidla zabezpečují přenesení všech silových účinků až do základů.

Z hlediska zabezpečení tvarové tuhosti budovy v podélném směru jako celku je rozhodující příčné (větrové) ztužidlo (obr. 7.1), tvořené částí střešní ($EFGH$) a částmi stěnovými ($ABCD$). Z hlediska statického tvoří větrové ztužidlo balkónový příhradový nosník probíhající napříč po celém obvodu budovy s podporamaми v uzlech A, B .



Obr. 7.1

Při praktickém výpočtu řešíme zpravidla odděleně střešní část (s podporamaми v místě podpor vazníků) a dále příslušnými akcemi zatížíme část stěnovou podepřenou v základech. Ze složené soustavy uvažujeme obvykle pouze tažené diagonální pruty, jak je již naznačeno na obr. 7.1. Poznamenáváme, že při výpočtu lomené střešní části příčného ztužidla je třeba uvážit též excentricitu podélného zatížení k úrovni úložných styčníků příhradoviny.

Podélné síly vyplývající ze zatížení větrem působí v obou směrech, k čemuž je třeba přihlídnout při posuzování všech částí příčného (větrového) ztužidla.

Větrové ztužidlo nemusí být vždy umístěno pouze ve středním poli halového objektu. S ohledem na požadavky provozní (např. předepsaný volný průjezd ve stěně) či statické (zmenšení osového namáhání vaznic přenášejících zatížení z čelní stěny do ztužidla) může být navrženo uspořádání např. se dvěma příčnými větrovými ztužidly při čelních stěnách haly.

Umístění ztužidel v rámci jednoho dilatačního úseku je třeba řešit v souladu s požadavky ČSN 73 1401 na mezní rozměry dilatačních úseků, při jejichž dodržení nemusí být uvažovány účinky zatížení klimatickými teplotami.

8 Závěr

8.1 Kontrolní otázky

1. Vysvětlete funkci hlavních sloupů průmyslové budovy.
2. Vysvětlete, jak je zabezpečena tvarová tuhost budovy v příčném a podélném směru.
3. Nakreslete schématicky a pojmenujte základní části sloupu.
4. Vysvětlete pojem příčné vazby; nakreslete statický model příčné vazby.
5. Vysvětlete princip výpočtu příčné vazby silovou metodou.
6. Vyjmenujte zatížení sloupů průmyslové budovy.
7. Vysvětlete, na co dimenzujeme hlavní sloupy budovy.
8. Nakreslete účinky zatížení a vysvětlete rovnováhu sil v nosném kotvení celistvé patky.
9. Vyjmenujte druhy kotevních šroubů.
10. Vysvětlete namáhání patního plechu a průřezu celistvé patky.
11. Vysvětlete funkci příčného větrového ztužidla.
12. Vysvětlete princip přenosu silových účinků větrového ztužidla do základové konstrukce.



8.2 Shrnutí

Modul, který jste prostudovali, prezentuje pouze základní případ konstrukčního řešení sloupů a jejich kotvení v soustavě příčné vazby průmyslové budovy. Předložený text však ilustruje obecný princip výpočetního postupu platného i pro řadu jiných konstrukčních řešení zadaného problému. Komplexní obraz o dané problematice získá čtenář studiem doporučené literatury.



9 Studijní prameny

9.1 Doporučená literatura



- [1] Melcher, J., Straka, B. *Kovové konstrukce. Konstrukce průmyslových budov*. Praha: SNTL. 1985, 217 s.
- [2] Ferjenčík, P., Schun, J., Melcher, J., Voříšek, V., Chladný, E. *Navrhovanie ocelových konštrukcií. 1. časť*. Bratislava: Alfa, Praha: SNTL. 1986, 616 s.
- [3] Marek, P. a kol. *Kovové konstrukce pozemních staveb*. Praha: SNTL. Bratislava: Alfa, 1985, 656 s.

9.2 Doplnková literatura



- [4] ČSN 27 0200 *Elektrické mostové jeřáby nosnosti 5 - 50 t*. Praha: ÚNM, 1978, 20 s.
- [5] ČSN 73 0005 *Modulová koordinace rozměrů ve výstavbě. Základní ustanovení*. Praha: ÚNM, 1990, 24 s.
- [6] ČSN 73 0035 *Zatížení stavebních konstrukcí*. Praha: ÚNM, 1988, 168 s.
- [7] ČSN 73 1201 *Navrhování betonových konstrukcí*. Praha: ÚNM, 1988, 284 s.
- [8] ČSN 73 1401 *Navrhování ocelových konstrukcí*. Praha: ČSNI, 1998, 136 s.
- [9] ČSN 73 2611 *Úchylky rozměrů a tvarů ocelových konstrukcí*. Praha: ÚNM, 1981, 64 s.
- [10] VN 73 2615 *Směrnice pro kotvení ocelových konstrukcí*. Ostrava: Vítkovice, 1994, 35 s.