

# VYZTUŽOVÁNÍ PORUCHOVÝCH OBLASTÍ ŽELEZOBETONOVÉ KONSTRUKCE: NÁVRH VÝZTUŽE ZÁKLADOVÉHO PASU



ČESKÉ  
VYSOKÉ  
UČENÍ  
TECHNICKÉ  
V PRAZE



MINISTERSTVO ŠKOLSTVÍ,  
MLÁDEŽE A TĚLOVÝCHOVY

Projekt: Vyztužování poruchových oblastí železobetonové konstrukce

Dílčí část: Návrh výztuže základové desky

Vypracovali: Ing. Jan Kos, CSc.

Ing. Alena Horská

ČVUT v Praze, Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Thákurova 7, 166 29 Praha 6 - Dejvice

Podpora: Ministerstvo školství, mládeže a tělovýchovy České republiky

Karmelitská 529/5, 118 12 Praha 1

Datum: 2017



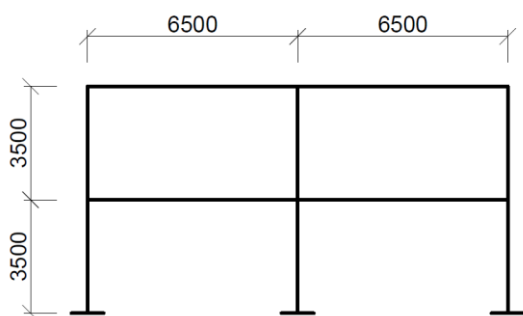
## Obsah

Obsah .....	- 1 -
1 Zadání úlohy .....	- 2 -
2 Návrh výztuže základového pasu .....	- 2 -
2.1 Stanovení zatížení konstrukce horní stavby .....	- 3 -
2.2 Tvorba výpočetního modelu horní stavby .....	- 3 -
2.3 Výpočet reakcí horní stavby .....	- 4 -
2.4 Geometrie základového pasu, materiálové charakteristiky, krycí vrstva .....	- 4 -
2.5 Tvorba výpočetního modelu základového pasu v GEO5 .....	- 6 -
2.6 Vnitřní síly základového pasu .....	- 6 -
2.7 Návrh výztuže základového pasu na ohyb v podélném směru, posouzení MSÚ na ohyb .....	- 7 -
2.8 Návrh výztuže základového pasu na ohyb v příčném směru, posouzení MSÚ na ohyb .....	- 11 -
2.9 Ověření konstrukčních zásad .....	- 15 -
2.10 Posouzení MSP na deformace .....	- 15 -
2.11 Posouzení kontaktního napětí mezi základovým pasem a zemínou .....	- 16 -
Reference .....	- 16 -

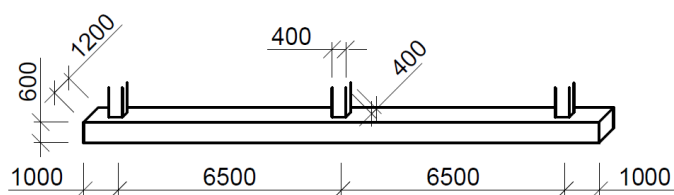


## 1 Zadání úlohy

Navrhněte výztuž základového pasu pod dvoupodlažní rámovou konstrukcí o dvou polích. Návrh konstrukcí horní stavby není předmětem této úlohy. Beton základového pasu je třídy C20/25, výztuž B500B. Předpokládá se, že konstrukce horní stavby je v rovině zobrazeného rámu ztužena proti vodorovnému zatížení – do konstrukce základového pasu tedy nejsou vnášeny žádné ohybové momenty.



Obr. 1 Schéma konstrukce horní stavby



Obr. 2 Tvar základového pasu

## 2 Návrh výztuže základového pasu

Principiálně je návrh výztuže základového pasu velmi podobný jako návrh výztuže stropního průvlatku. Na rozdíl průvlatku, kde je jednoznačně definováno zatížení konstrukce a podpory, u základových pasů je role zatížení a podpor méně rozlišitelná. K definování zatížení a podpor lze přistupovat dvěma způsoby:

- Zatížením je zemní tlak (kontaktní napětí od zeminy) a směřuje svisle vzhůru. Podporami jsou pak reakce od svislých nosných konstrukcí horní stavby, které jsou do základového pasu uloženy.
- Zatížením jsou reakce od horní konstrukce. Podloží základového pasu má potom funkci podpory, jejíž tuhost je určena právě vlastnostmi podloží.

Oba dva přístupy platí zároveň a nevylučují se. Z obou dvou pohledů je zřejmé, že zatížení a reakce (ať už k nim přistupujeme jakkoliv) jsou síly vstupující do konstrukce, které musí být v rovnováze a v konstrukci vyvozují vnitřní síly, na něž se dimenzuje vyztužení.

Dalším rozdílem v návrhu průvlatku a základového pasu je nutnost zohlednění namáhání základového pasu v příčném směru (kolmo na podélnou osu pasu). Tento rozdíl vzniká u základových pasů, které mají větší šířku než svislé nosné konstrukce do nich uložené, což je u základových pasů běžné.

Postup návrhu výztuže základového pasu se obecně provádí v těchto krocích:

- 1) Stanovení zatížení konstrukce horní stavby
- 2) Tvorba výpočetního modelu horní stavby
  - idealizace konstrukce horní stavby



- aplikace zatížení
  - definování podpor konstrukce
- 3) Výpočet reakcí horní stavby
  - 4) Definování geometrie základového pasu, stanovení materiálových charakteristik, stanovení krycí vrstvy
  - 5) Tvorba výpočetního modelu základového pasu
    - idealizace konstrukce základového pasu
    - aplikace reakcí horní stavby na základový pas
    - definování podloží základového pasu
  - 6) Výpočet vnitřních sil, deformací a kontaktních napětí
  - 7) Návrh výztuže základového pasu na ohyb v podélném i příčném směru, posouzení MSÚ na ohyb
  - 8) Ověření konstrukčních zásad
  - 9) Posouzení MSP na deformace
  - 10) Posouzení kontaktního napětí mezi základovým pasem a zeminou

Tento dokument se podrobně věnuje pouze těm krokům z výše uvedeného postupu, které bezprostředně souvisí s návrhem výztuže základových pasů. Ostatní kroky jsou popsány pouze kvalitativně.

## 2.1 Stanovení zatížení konstrukce horní stavby

Zatížení konstrukce horní stavby rozhoduje o vnitřních silách v základovém pasu. Jelikož předmětem úlohy je návrh vyztužení základového pasu, není zde postup stanovení zatížení konstrukce horní stavby dále popisován.

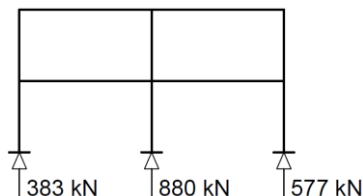
## 2.2 Tvorba výpočetního modelu horní stavby

Výpočetní model horní stavby byl vytvořen v softwaru Scia Engineer. Jelikož předmětem úlohy je návrh vyztužení základové desky, není zde postup tvorby výpočetního modelu horní stavby dále popisován.



### 2.3 Výpočet reakcí horní stavby

Reakce horní stavby byly vypočítány softwarem Scia Engineer. Hodnoty reakcí odpovídají návrhové kombinaci zatížení 6.10 dle ČSN EN 1990 [1]. Pro návrh ohybové výztuže základového pasu jsou rozhodující svislé reakce horní stavby, které vstupují do základového pasu jakožto zatížení:



Obr. 3 Reakce horní stavby

### 2.4 Geometrie základového pasu, materiálové charakteristiky, krycí vrstva

Výška základového pasu desky byla zvolena 600 mm a šířka 1200 mm s ohledem na deformaci a kontaktní napětí v zemině. Beton základového pasu je třídy C20/25, betonářská výztuž B500B. Pevnostní charakteristiky jsou:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,3 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,2 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

Velikost krycí vrstvy je stanovena následujícím postupem (pro stupeň vlivu prostředí XC2 a požadavek na trvanlivost 50 let, předpokládaný profil výztuže 14 mm):



1. V následující tabulce najdeme základní hodnotu  $c_{min,dur}$  v řádku S4 pro zadanou třídu prostředí XC2:  $c_{min,dur} = 25$  mm. (Vždy začínáme na konstrukční třídě S4)

Požadavek $c_{min,dur}$ [mm]							
K-ční třída	Stupeň prostředí						
	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

Doporučená třída konstrukce je S4 pro návrhovou životnost 50 let.

Obr. 4 Tabulka pro stanovení krycí vrstvy [3]

2. V druhé tabulce projdeme postupně všechna kritéria, a to ve sloupci s příslušným stupněm vlivu prostředí. Na základě kritérií snižujeme/zvyšujeme konstrukční třídu a zároveň s ní hodnotu  $c_{min,dur}$ .
- Požadujeme návrhovou životnost 50 let – konstrukční třída se nemění,  $c_{min,dur} = 25$  mm
  - Pevnostní třída C20/25 není vyšší než C35/45 – konstrukční třída se nemění,  $c_{min,dur} = 25$  mm
  - Nejedná se o deskovou konstrukci – konstrukční třída se nemění,  $c_{min,dur} = 25$  mm
  - U monolitické konstrukce není zajištěna zvláštní kontrola kvality výroby betonu – konstrukční třída se nemění,  $c_{min,dur} = 25$  mm

Třída konstrukce							
Kritérium	Stupeň vlivu prostředí podle tabulky 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
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
pevnostní třída <sup>1) 2)</sup>	≥ C30/37 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
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

Obr. 5 Tabulka pro stanovení krycí vrstvy [3]



3. Stanovíme  $c_{min}$ :

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm})$$

$$c_{min} = \max[14; 25; 10 \text{ mm}] = 25 \text{ mm}$$

kde  $c_{min,b}$  je profil výztuže.

4. Stanovíme  $c_{nom}$ :

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

$$c_{nom} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$$

kde  $\Delta c_{dev}$  je pro monolitickou konstrukci 10 mm.

5. Navržená krycí vrstva je tedy 35 mm.

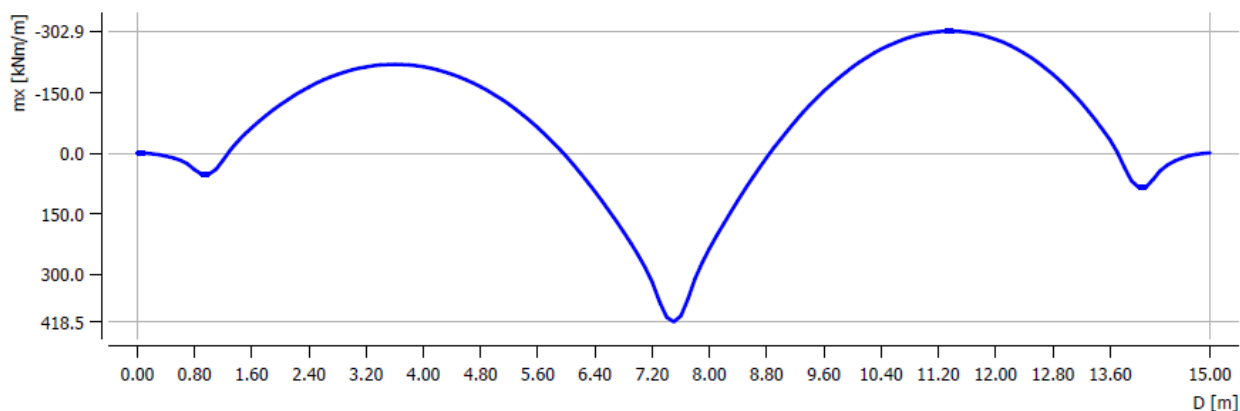
## 2.5 Tvorba výpočetního modelu základového pasu v GEO5

Výpočet vnitřních sil na základovém pasu byl proveden v programu GEO5. Základový pas byl modelován pomocí prvku deskového typu, který měl nastavenou tloušťku v hodnotě výšky základového pasu.

Zatížení reakcemi horní stavby bylo modelováno jako napětí rozložené na plochách odpovídající průřezu sloupů (400 x 400 mm). Osamělé síly byly tedy převedeny na plošné zatížení.

## 2.6 Vnitřní síly základového pasu

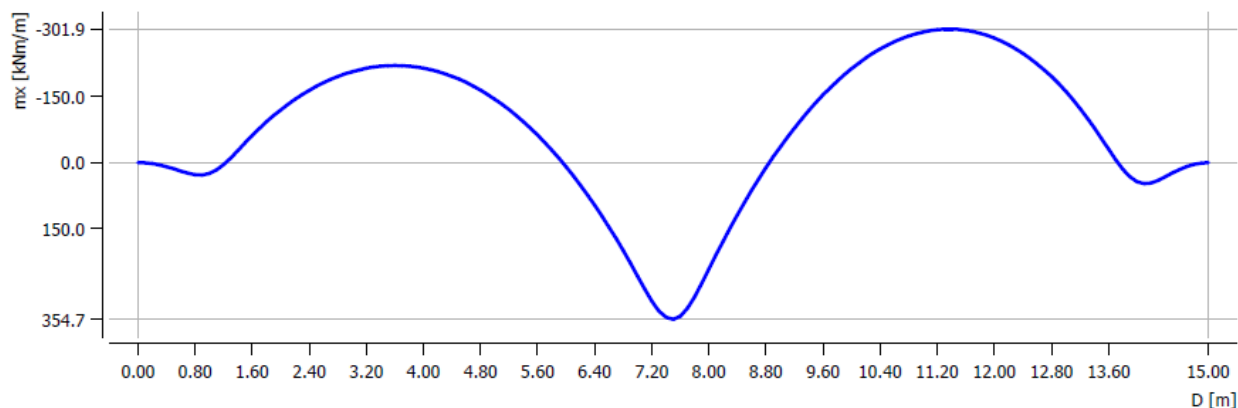
Ohybový moment ve směru podélné osy základového pasu (v místě geometrického středu pasu pod sloupy):



Obr. 6 Ohybový moment  $M_x$  [kNm] ve středu základového pasu

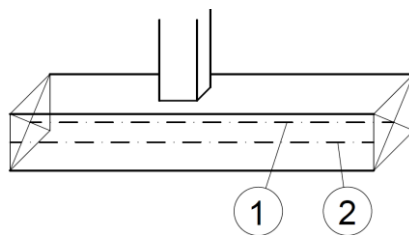


Ohybový moment ve směru podélné osy základového pasu (na okraji základového pasu; mimo sloupy):



Obr. 7 Ohybový moment  $M_x$  [kNm] na okraji základového pasu

Všimněte si, že ohybový moment v podélném směru nabývá extrémnějších hodnot v místě geometrického středu základového pasu (osa ① na obrázku níže) než na okraji základového pasu (osa ② na obrázku níže). Pro návrh podélné ohybové výztuže budou proto použity hodnoty momentů ve střednici základového pasu.



Obr. 8 Místa vykreslení ohybového momentu  $M_x$

## 2.7 Návrh výztuže základového pasu na ohyb v podélném směru, posouzení MSÚ na ohyb

Návrh ohybové výztuže se provádí na ohybové momenty z kapitoly výše. Akademický přístup, kdy výztuž je v každém bodu konstrukce navržena zvlášť, je sice výpočetně korektní, nicméně z hlediska provádění na stavbě je nepraktický. Jednoduše se totiž stane, že pro každou oblast na základovém pasu vyjde jiný počet a profil výztuže a s rostoucím počtem profilů a různých roztečí se pak konstrukce stává nepřehlednou. Je proto vhodné používat minimum profilů výztuže a počty prutů volit tak, aby bylo možné jednoduše navázat výztuž z jednoho úseku konstrukce na výztuž s úseku sousedního. K návrhu výztuže proto v této modelové úloze přistoupíme z pohledu zvyklostí v reálné praxi.





Postup bude následující:

1. Určení minimálního vyztužení v podélném směru – Každá železobetonová konstrukce musí být vyztužena alespoň konstrukční výztuží. Proto v prvním kroku stanovíme toto minimální vyztužení a výztuž umístíme po celé délce základového pasu.
2. Určení oblastí, kde postačuje minimální vyztužení – V oblastech, kde konstrukční výztuž stačí na přenesení ohybových momentů, nebude přidána další výztuž.
3. Návrh příložky – V oblastech, kde konstrukční výztuž nevykryvá celý ohybový moment, je potřeba navrhnout příložky, které přenesou zbylou část hodnoty ohybového momentu.

Jelikož zatížení základového pasu od reakcí ve sloupech bylo modelováno jako plošné zatížení rozprostřené na průřezové ploše sloupu, nevznikají na konstrukci extrémní momentové špičky, jaké by vznikly v případě zadání zatížení osamělou silou. Z tohoto důvodu není potřeba redukovat nadpodporové momenty.

### 1. Určení minimálního vyztužení

Minimální vyztužení vyplývá z konstrukčních zásad pro výztuž v základových pasech/trámech. Musí být splněna tato kritéria na minimální plochu výztuže:

$$A_{s,min,1} = 0,0013 * b * d = 0,0013 * 1200 * 550 = 858 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min,2} = 0,26 \frac{f_{ctm} b d}{f_{yk}} = 0,26 \frac{2,2 * 1200 * 550}{500} = 755 \text{ mm}^2$$

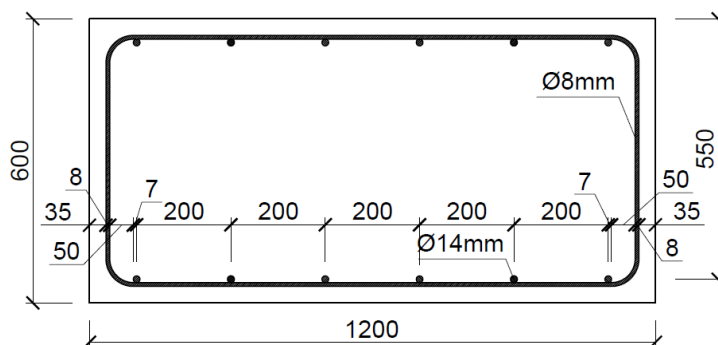
Dále musí být splněna kritéria pro minimální a maximální rozteč výztuže:

$$s_{min} = \max(1,2\emptyset; D_{max} + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}) = \max(1,2 * 14; 16 + 5; 20) = \max(17; 21; 20) = 21 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 200 \text{ mm}$$

S ohledem na výše uvedená kritéria je pro základní rastr zvolena výztuž 6 x Ø14 mm ( $A_s = 924 \text{ mm}^2$ ), která při rozložení do šířky průřezu vytvoří rastr po 200 mm při dodržení krycí vrstvy, profilu třmínku 8 mm a zakřivení třmínku s poloměrem 50 mm. Kritérium pro minimální a maximální rozteč výztuže je tedy splněno.

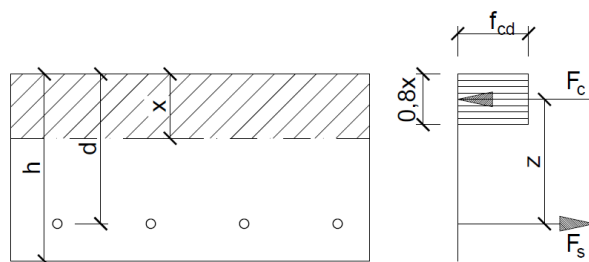




Obr. 9 Minimální vyztužení základového pasu v podélném směru, předpokládaný tvar třmínků

## 2. Určení oblastí, kde postačuje minimální výztuž

Nyní je nutné stanovit únosnost průřezu vyztuženého minimální výztuží.



Obr. 10 Řez obecným obdélníkovým průřezem a odpovídající průběh napětí po výšce na mezi únosnosti

Výška tlačené oblasti vyplývá z vodorovné podmínky rovnováhy vnitřních sil v průřezu:

$$F_c = F_s \rightarrow 0,8xbf_{cd} = A_s f_{yd}$$

$$x = \frac{A_s f_{yd}}{0,8bf_{cd}} = \frac{924 * 435}{0,8 * 1200 * 13,333} = 31 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil pak z geometrie průřezu:

$$z = d - 0,4x = 550 - 0,4 * 31 = 538 \text{ mm}$$

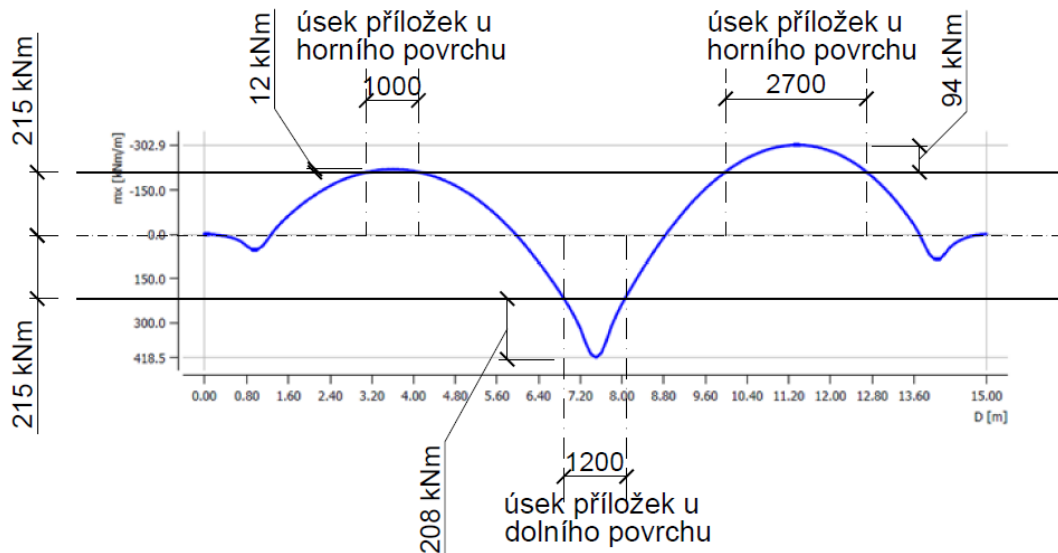
Únosnost v průřezu s minimálním vyztužením:

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} z = 924 * 435 * 538 * 10^{-6} = 215 \text{ kNm}$$

Jelikož je průřez vyztužen symetricky, tato únosnost odpovídá jak konvexnímu, tak konkávnímu způsobu ohybového namáhání.



Oblasti, kde hodnota ohybového momentu převyšuje ohybovou únosnost průřezu se základním vyztužením, je potřeba dovyztužit příložkami. Tyto oblasti lze identifikovat graficky vyznačením hranic únosnosti minimálně vyztuženého průřezu do grafu ohybového momentu:



Obr. 11 Oblasti, kde je nutné dodat příložky k základnímu rastru výztuže

Při kreslení výztuže nezapomeňte, že reálná délka prutů výztuže nekončí hranicí úseku příložek, která je vyznačena na obrázku výše. Výztuž musí hranici přesahovat o kotevní délku.

### 3. Návrh příložek

Příložky budou navrženy na hodnotu ohybového momentu, která je snížena o moment přednesený výztuží základního rastru. Snížené hodnoty ohybových momentů pro návrh příložek jsou vyznačeny v předchozím obrázku.

$$M_{h,L} = 12 \text{ kNm}$$

$$M_{h,P} = 94 \text{ kNm}$$

$$M_d = 208 \text{ kNm}$$

#### Příložky v oblasti extrémního dolního momentu

Příložky v oblasti extrémního dolního momentu (pod středovým sloupem) jsou potřeba navrhnout u spodního povrchu pasu na hodnotu ohybového momentu  $M_d = 208 \text{ kNm/m}$ .

$$M_d \leq M_{Rd} = A_s f_{yd} z \rightarrow A_s \geq \frac{M_{Ed}}{f_{yd} z} = \frac{208}{435 \cdot 0,9 \cdot 550} \cdot 10^6 = 966 \text{ mm}^2 \rightarrow 5x \text{ } \varnothing 16 \text{ mm} \quad (A_s = 1005 \text{ mm}^2)$$

Rameno vnitřních sil bylo ve fázi návrhu odhadnuto jako  $z = 0,9d$ .

Pozorného čtenáře může napadnout, proč z hlediska jednoduchosti vyztužení nebyl použit stejný profil výztuže příložek, jako je použit v základním rastru (v základním rastru profil 14 mm, příložky profilu 16 mm). V případě základového pasu jsme limitováni uspořádáním výztuže v šířce průřezu – základní rastr obsahuje 6 prutů výztuže. Příložky se obecně umísťují do poloviny rozteče mezi jednotlivé pruty základního rastru, proto máme tedy k dispozici 5 „mezer“ mezi pruty pro umístění příložek. Při použití pouze pěti prutů příložek by však profil 14 mm nebyl dostačující pro přenesení ohybového momentu. Proto byl na úkor omezeného počtu prutů příložek zvýšen jejich profil na 16 mm.

Posouzení probíhá principiálně stejně jako posouzení průřezu s výztuží základního rastru. Nyní však uvažujeme plochu výztuže jako součet plochy základního rastru a příložek.

$$x = \frac{A_s f_{yd}}{0,8 b f_{cd}} = \frac{(1005 + 924) * 435}{0,8 * 1200 * 13,333} = 65 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4x = 550 - 0,4 * 65 = 524 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} z = (1005 + 924) * 435 * 524 * 10^{-6} = 440 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 215 + 208 = 423 \text{ kNm} < M_{Rd} = 440 \text{ kNm} \dots \text{Vyhovuje.}$$

### Příložky v oblastech extrémů horního momentu

Návrh a posouzení příložek v oblastech extrémů horního momentu je analogický předchozímu návrhu. Příložky v oblasti extrémů horního momentu jsou potřeba navrhnout u horního povrchu pasu na hodnotu ohybového momentu  $M_{h,L} = 12 \text{ kNm/m}$  a  $M_{h,P} = 94 \text{ kNm/m}$ . Pro jednoduchost budeme uvažovat konstrukci symetrickou a proto obě pole budou dimenzována na větší z těchto momentů.

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = A_s f_{yd} z \rightarrow A_s \geq \frac{M_{Ed}}{f_{yd} z} = \frac{94}{435 * 0,9 * 364} * 10^6 = 660 \text{ mm}^2 \rightarrow 5x \text{ } \varnothing 14 \text{ mm} (A_s = 770 \text{ mm}^2)$$

$$x = \frac{A_s f_{yd}}{0,8 b f_{cd}} = \frac{(770 + 924) * 435}{0,8 * 1200 * 13,333} = 58 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4x = 550 - 0,4 * 58 = 527 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} z = (770 + 924) * 435 * 527 * 10^{-6} = 388 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 215 + 94 = 309 \text{ kNm} < M_{Rd} = 388 \text{ kNm} \dots \text{Vyhovuje.}$$

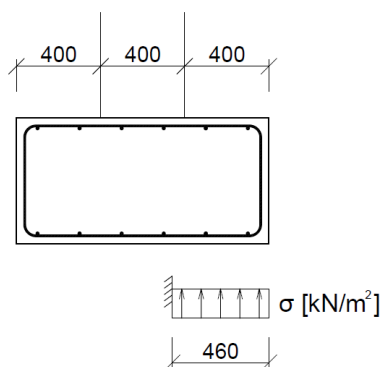
## 2.8 Návrh výztuže základového pasu na ohyb v příčném směru, posouzení MSÚ na ohyb

Jelikož je základový pas širší než sloup do něj uložený, vzniká tak v příčném směru základového pasu konzolové působení, na které je potřeba navrhnout výztuž. Funkci ohybové výztuže v příčném směru mají



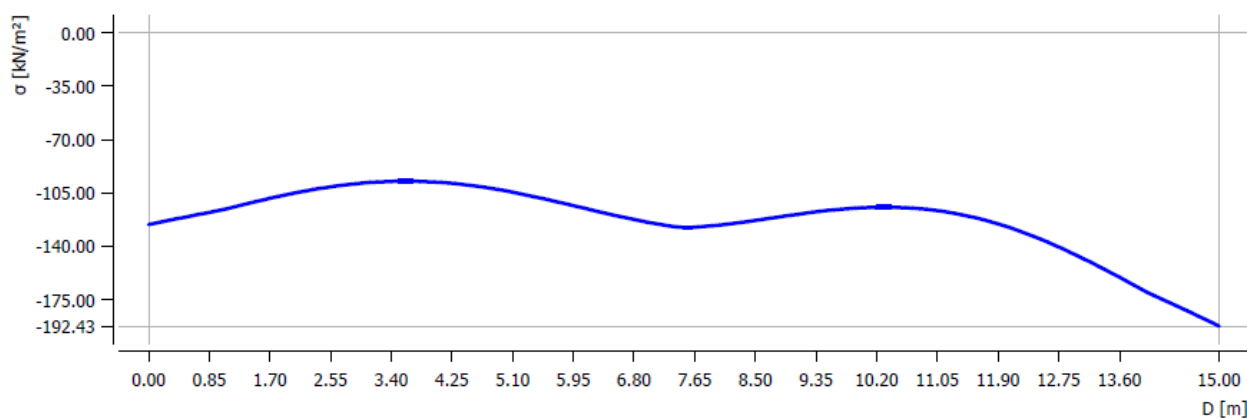
v tomto případě třmínky, jejichž profil byl v předchozích fázích návrhu zvolen 8 mm. Délka uvažované konzoly je součtem délky přesahu základového pasu za líc sloupu a 15% šířky sloupu.

$$l_k = 400 + 0,15 * 400 = 460 \text{ mm}$$



Obr. 12 Konzolové působení základového pasu v příčném směru

Konzola je zatížena tlakem zeminy směřujícím svise vzhůru. Tlak zeminy je kontaktním napětím mezi zeminou a základem. Byl spočítán v softwaru GEO5 a jeho průběh po délce základového pasu je znázorněn níže.



Obr. 13 Průběh kontaktního napětí po délce základového pasu

Posudek budeme provádět v místě největšího kontaktního tlaku, tj. v pravém konci základového pasu, kde hodnota kontaktního napětí od návrhové kombinace zatížení dosahuje hodnoty  $\sigma = 192 \text{ kPa}$ . Při výpočtu vnitřních sil na konzole je potřeba si uvědomit, že zatížení je zde aplikováno jako plošné v kPa, respektive  $\text{kN/m}^2$ . Z toho tedy vyplývá, že výpočet se bude vztahovat k jednomu běžnému metru v podélném směru základového pasu. Výsledný ohybový moment bude tedy rovněž vztažen na 1bm a bude mít jednotku



kNm/m. Počet prutů výztuže, který bude na tento ohybový moment navržen, bude tedy rozprostřen do délky 1 metru pasu.

Ohybový moment na pasu v příčném směru:

$$m_{Ed} = \frac{1}{2} \sigma * l_k = \frac{1}{2} * 192 * 0,46 = 44 \text{ kNm/m}$$

### 1. Určení minimálního vyztužení

Minimální vyztužení vyplývá z konstrukčních zásad pro výztuž v základových pasech/trámech. Musí být splněna tato kritéria na minimální plochu příčné výztuže.

Minimální stupeň vyztužení:

$$\rho_{w,min} = 0,08 * \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 * \frac{\sqrt{20}}{500} = 0,0007$$

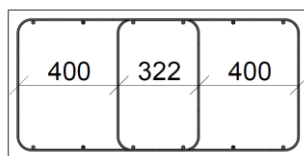
Maximální podélná vzdálenost třmíneků:

$$s_{l,max} = \min[0,75d * (1 + \cot\alpha); 400 \text{ mm}] = \min[0,75 * 550 * (1 + 0); 400] = \min[413; 400] = 400 \text{ mm}$$

Maximální příčná vzdálenost větví třmínku:

$$s_{t,max} = \min[0,75d; 600 \text{ mm}] = \min[0,75 * 550; 600] = \min[413; 600] = 413 \text{ mm}$$

S ohledem na požadavek na maximální příčnou vzdálenost větví třmínku musí být původní návrh upraven na čtyřstřížný třmínek:



Obr. 14 Střížnost třmínku po úpravě s ohledem na konstrukční zásady

S ohledem na maximální podélnou vzdálenost třmíneků byly jejich rozteče zvoleny 400 mm. Tento návrh je potřeba zkontrolovat z hlediska požadavku na minimální stupeň vyztužení:

$$\rho_w = 4 * \frac{\pi r^2}{s} / (bl) = 4 * \frac{\pi 4^2}{0,4} / (1200 * 1000) = 0,0004 < \rho_{w,min} = 0,0007$$

Při roztečích třmíneků 400 mm není splněn požadavek na minimální vyztužení. Proto je návrh upraven na rozteč 200 mm a kritérium minimálního stupně vyztužení je ověřen znovu:

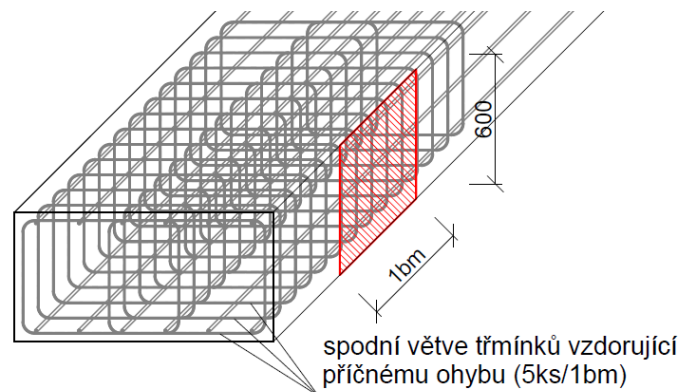


$$\rho_w = 4 * \frac{\pi r^2}{s} / (bl) = 4 * \frac{\pi 4^2}{0,2} / (1200 * 1000) = 0,0008 < \rho_{w,min} = 0,0007$$

Nyní jsou všechna kritéria na minimální vyztužení základového pasu třmínky splněna. Jako základní rastr jsou použity čtyřstržňné třmínky profilu 8 mm s roztečí 200 mm v celé délce základového pasu.

## 2. Stanovení únosnosti základního rastru třmínků v ohybu

Vyztužení třmínky z hlediska příčného ohybu je  $\varnothing 8$  mm po 200 mm ( $A_s = 251 \text{ mm}^2/\text{m}$ ). Vzduřující železobetonový průřez má výšku 600 mm a jeho šířka je uvažována 1bm. Je potřeba si uvědomit, že průřez vzduřující příčnému ohybu není totožný s průřezem základového pasu v podélném směru.



Obr. 15 Průřez vzduřující příčnému ohybu

Únosnost tohoto průřezu se stanoví obdobně jako u podélného ohybu:

$$x = \frac{A_s f_{yd}}{0,8 f_{cd}} = \frac{251 * 10^{-3} * 435}{0,8 * 13,333} = 10 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4x = 561 - 0,4 * 10 = 557 \text{ mm}$$

Únosnost v průřezu s minimálním vyztužením:

$$m_{Rd} = A_s f_{yd} z = 251 * 435 * 557 * 10^{-6} = 61 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Rd} = 61 \text{ kNm/m} > m_{Ed} = 44 \text{ kNm/m}$$

Únosnost základního rastru třmínků v příčném ohybu je dostatečná pro přenesení příčných ohybových momentů. Není tedy potřeba třmínky v žádné části konstrukce zahušťovat.



## 2.9 Ověření konstrukčních zásad

Dodržení konstrukčních zásad na minimální plochu vyztužení a maximální rozteč prutů výztuže je zaručeno pro podélnou i příčnou výztuž způsobem návrhu výztuže, protože návrh základního rastru výztuže vycházel z těchto zásad. Proto je nyní potřeba ověřit už pouze požadavek na maximální plochu výztuže.

### Podélná výztuž:

$$A_{s,max} = 0,04 * b * h = 0,04 * 1200 * 600 = 28800 \text{ mm}^2 > A_s = 1005 + 924 = 1929 \text{ mm}^2 \dots \text{Vyhovuje.}$$

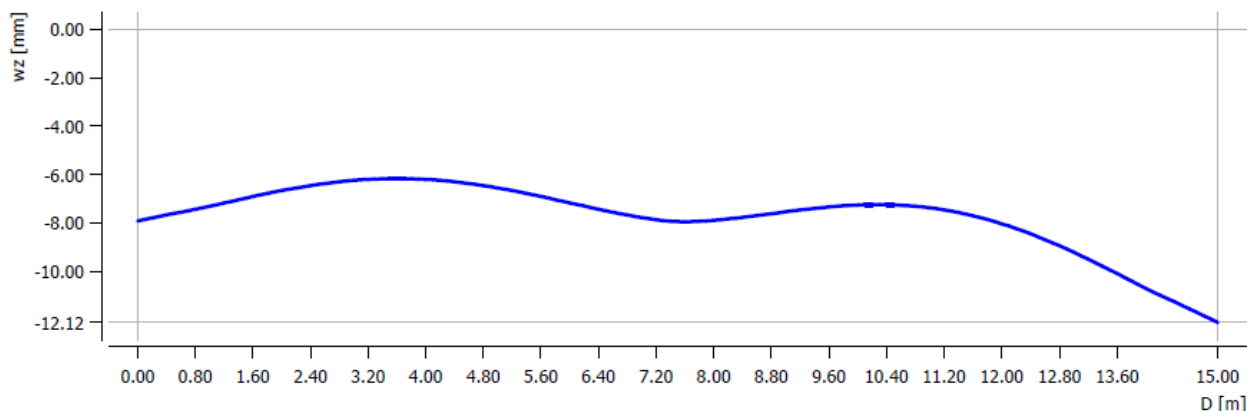
### Příčná výztuž:

$$A_{s,max} = 0,04 * b * h = 0,04 * 1000 * 600 = 24000 \text{ mm}^2 > A_s = 251 \text{ mm}^2 \dots \text{Vyhovuje.}$$

Konstrukční zásady jsou splněny.

## 2.10 Posouzení MSP na deformace

Posouzení mezního stavu použitelnosti na deformace je provedeno z hlediska sednutí základu. Posuzuje se celkové průměrné sednutí a poměrné sednutí. Deformace základového pasu je vykreslena na obrázku:



Obr. 16 Svislá deformace základového pasu

Celkové průměrné sednutí je  $s = (6+12)/2 = 9 \text{ mm}$

Limitní sednutí pro železobetonový skelet je  $s_{lim} = 60 \text{ mm}$

$s_{lim} = 60 \text{ mm} > s = 9 \text{ mm} \dots \text{Vyhovuje.}$

Poměrné sednutí je  $\Delta s/L = (12 - 6)/(15000 - 3500) = 0,0005$

Limitní poměrné sednutí pro železobetonový skelet je  $\Delta s/L = 0,0015$





$\Delta s/L_{lim} = 0,0015 > \Delta s/L = 0,0005 \dots$  Vyhovuje.

## 2.11 Posouzení kontaktního napětí mezi základovým pasem a zeminou

Hodnota maximálního kontaktního napětí mezi zeminou a základovým pasem je 192 kPa. Tabulková únosnost zeminy je stanovena dle typu zeminy na 200 kPa.

$R_{dt} = 200 \text{ kPa} > \sigma = 192 \text{ kPa} \dots$  Vyhovuje.

## Reference

- [1] ČSN EN 1992-1-1. Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [2] Bílý, P: Návrh stropní desky v programu SCIA Engineer. Výukový manuál pro předmět 133YBKC. Dostupný z www: <http://people.fsv.cvut.cz/~stefarad/vyuka/133YBKC.html>
- [3] [http://www.fce.vutbr.cz/BZK/zvolanek.l/vyuka\\_bzk/BL01\\_Kryti.pdf](http://www.fce.vutbr.cz/BZK/zvolanek.l/vyuka_bzk/BL01_Kryti.pdf)
- [4] Procházka, J.; Štemberk, P. Design Procedures for Reinforced Concrete Structures; Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2012.
- [5] Procházka, J.; Šmejkal, J. Betonové základové a opěrné konstrukce; Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2017.

