

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



## **ŠTÍHLÉ ŽELEZOBETONOVÉ SLOUPY**

Diplomová práce

Studijní program: (N3607) Stavební inženýrství

Studijní obor: (3608T008) Konstrukce pozemních staveb

Autor práce: **Bc. Tomáš Hynek**

Vedoucí práce: Ing. Martin Tipka, Ph.D.

Praha 2020

## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Hynek Jméno: Tomáš Osobní číslo: 439140  
Zadávací katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí  
Studijní program: Stavební inženýrství  
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

### II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Štíhlé železobetonové sloupy

Název diplomové práce anglicky: Reinforced concrete slender columns

Pokyny pro vypracování:

Základní aspekty navrhování štíhlých železobetonových sloupů.

Statické působení štíhlých sloupů, způsoby namáhání a porušení.

Metody výpočtů štíhlých sloupů a jejich porovnání.

Návrh vybrané části zadaného objektu se štíhlými sloupy.

Seznam doporučené literatury:

ČSN EN 1990, ČSN EN 1991, ČSN EN 1992

Kohoutková, Procházka, Šmejkal: Navrhování železobetonových konstrukcí. Příklady a postupy. ČVUT 2014.

Archiv časopisu Beton TKS

Další vhodná samostatně vyhledaná literatura

Jméno vedoucího diplomové práce: Ing. Martin Tipka, Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: 23. 9. 2019

Termín odevzdání diplomové práce: 5. 1. 2020

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

*Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.*

30. 9. 2019  
Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

## **Prohlášení**

Prohlašuji, že diplomovou práci jsem vypracoval samostatně s použitím uvedené literatury a na základě konzultací s vedoucím mé diplomové práce. Současně čestně prohlašuji, že tištěná verze práce se shoduje s elektronickou verzí, která byla vložena do IS KOS.

V Praze dne 5. ledna 2020

.....

Bc. Tomáš Hynek

## **Poděkování**

Rád bych poděkoval vedoucímu diplomové práce Ing. Martinu Típkovi, Ph.D. za odborné vedení, cenné rady, připomínky a trpělivost při zpracování mé diplomové práce. Dále bych rád poděkoval své rodině, která je mi po celou dobu mého studia oporou.

## **Abstrakt**

Obsahem diplomové práce je analýza štíhlých železobetonových sloupů s ohledem na účinky druhého řádu.

V první části práce je zpracován základní přehled problematiky navrhování štíhlých železobetonových sloupů. Dále jsou popsány výpočetní metody, které jsou používány pro analýzu účinků druhého řádu.

V druhé části je zpracován předběžný návrh nosné konstrukce reálného objektu se štíhlými železobetonovými sloupy. Na vybraný štíhlý sloup jsou aplikovány dvě výpočetní metody v rámci ručního i softwarového výpočtu. Výsledné hodnoty jsou porovnány a je zhodnocena výstižnost jejich použití.

Ve třetí části je zpracována parametrická studie štíhlých železobetonových sloupů. Sloupy jsou porovnávány z hlediska velikosti ohybových momentů získaných pomocí výpočetních metod popsaných v první části.

## **Klíčová slova**

Železobetonová konstrukce, štíhlost, štíhlé sloupy, účinek druhého řádu, metoda jmenovité křivosti, metoda jmenovité tuhosti, interakční diagram, šikmý ohyb.

## **Abstract**

This diploma thesis focuses on the analysis of reinforced concrete slender columns with second order effects included.

The first part of the thesis deals with the basic overview of reinforced concrete slender columns design. Moreover, there are described design methods, which are used for second order effects analysis.

Supporting elements of the real structure with reinforced concrete slender columns is projected in the second part of the thesis. Two design methods are applied on selected slender column using both manual and software calculations. The results are compared to each other and the relevance of their use is evaluated.

The third part of the thesis deals with the parametric study of reinforced concrete slender columns. The columns are compared in terms of bending moments calculated with the design methods described in the first part of this thesis.

## **Keywords**

Steel reinforced concrete, slenderness, slender columns, second order effects, nominal curvature method, nominal stiffness method, interaction diagram, biaxial bending.

# Obsah

<b>1</b>	<b>Úvod.....</b>	<b>8</b>
<b>2</b>	<b>Skeletové systémy .....</b>	<b>9</b>
<b>3</b>	<b>Prvky namáhané M+N .....</b>	<b>11</b>
3.1	Způsoby porušení sloupů .....	11
3.2	Únosnost prvků namáhaných M+N .....	12
3.2.1	Posouzení šikmého ohybu.....	16
<b>4</b>	<b>Štíhlé tlačené prvky a konstrukce.....</b>	<b>19</b>
4.1	Štíhlost tlačných prvků.....	19
4.2	Železobetonové štíhlé tlačené prvky.....	21
4.3	Způsoby stanovení účinků druhého řádu .....	25
4.3.1	Nelineární analýza.....	25
4.3.2	Metoda jmenovité tuhosti.....	26
4.3.3	Metoda jmenovité křivosti .....	29
4.3.4	Alternativní návrhové metody .....	31
<b>5</b>	<b>Řešení vybrané části objektu .....</b>	<b>35</b>
5.1	Popis objektu.....	35
5.2	Konstrukční systém.....	37
5.2.1	Svislé nosné konstrukce .....	38
5.2.2	Vodorovné nosné konstrukce.....	38
5.2.3	Ztužení objektu ve vodorovném směru.....	38
5.3	Namáhání sloupů se zohledněním účinků II. řádu .....	39
5.4	Vyhodnocení .....	41
<b>6</b>	<b>Parametrická studie zjednodušených metod.....</b>	<b>44</b>
6.1	Vliv tvaru průřezu .....	45
6.1.1	Výsledky studie – tvar průřezu .....	45
6.2	Vliv třídy betonu .....	47
6.2.1	Výsledky studie – třída betonu.....	48
<b>7</b>	<b>Závěr .....</b>	<b>50</b>
	<b>Použitá literatura .....</b>	<b>52</b>
	<b>Příloha 1: Statický výpočet</b>	
	<b>Příloha 2: Výstup z geotechnického programu GEO5 – Pilota</b>	

# 1 Úvod

Sloupy spolu se stěnami představují dva základní typy svislých nosných prvků, používané při navrhování nosných konstrukcí. Společně s vodorovnými konstrukcemi vytvářejí základní nosný systém objektu. V dnešní době jsou sloupové prvky velmi často využívány, a to především v administrativní výstavbě. Jejich hlavní výhodou je získání volné dispozice uvnitř objektu, kterou si následně mohou její uživatelé přizpůsobit svému účelu. V případě kombinace sloupových prvků a bezprůvlakových stropních desek je další nespornou výhodou možnost snazšího vedení technických rozvodů v objektu. V závislosti na geometrii (délka sloupu, tvar a rozměry) lze sloupy rozdělovat do patřičných (štíhlostních) kategorií, na základě kterých se volí vhodný návrhový postup.

Cílem práce je popsat statické působení štíhlých železobetonových sloupů z hlediska vlivu účinků druhého řádu na velikost ohybových momentů. Diplomovou práci lze rozdělit do tří základních částí. V první části diplomové práce je popsáno statické působení štíhlých železobetonových prvků. Dále jsou zde podrobně popsány výpočetní metody, které jsou využívány pro stanovení účinků druhého řádu.

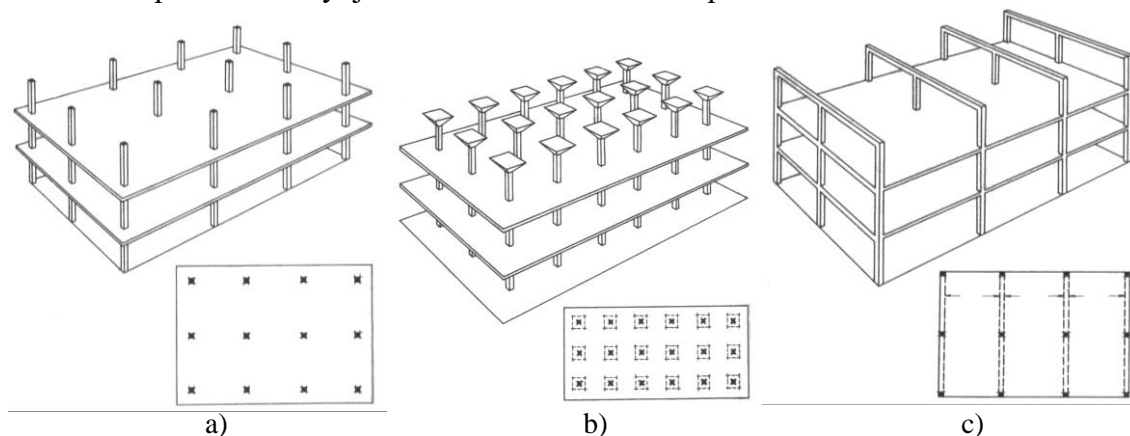
V druhé části je zpracován návrh reálného objektu se štíhlými železobetonovými sloupy. Pro tento objekt jsou předběžně navrženy rozměry základních vodorovných a svislých prvků. Hlavním cílem této části je analýza chování vybraného štíhlého sloupu vedeného přes tři podlaží objektu. Tento sloup je řešen pomocí zjednodušených výpočetních metod. Pro stanovení návrhových ohybových momentů včetně vlivu druhého řádu je využito ručního a softwarového výpočtu. Výsledné hodnoty jsou následně porovnány a pro jednotlivé metody a způsoby výpočtu je zhodnocena jejich výstižnost a použitelnost.

Ve třetí části práce je zpracována parametrická studie navazující na řešení štíhlého sloupu v druhé části práce. V rámci této studie jsou vytvořeny alternativní návrhy sloupu z hlediska tvaru průřezu a použité třídy betonu. Cílem této části je sledovat chování zjednodušených výpočetních metod při změně daných parametrů a vyhodnotit vhodnost jejich použití.



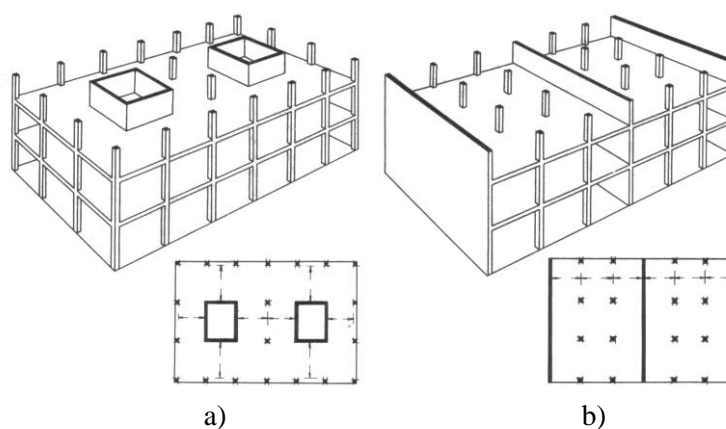
## 2 Skeletové systémy

Sloupové neboli skeletové systémy můžeme zjednodušeně rozdělit do tří základních kategorií, kterými jsou skelety deskové, hlavicové a rámové (Obr. 2.1). Deskové a hlavicové skelety ze statického hlediska představují lokálně podepřené desky. Rámové konstrukce pak mohou být jednosměrně i obousměrně pnuté.



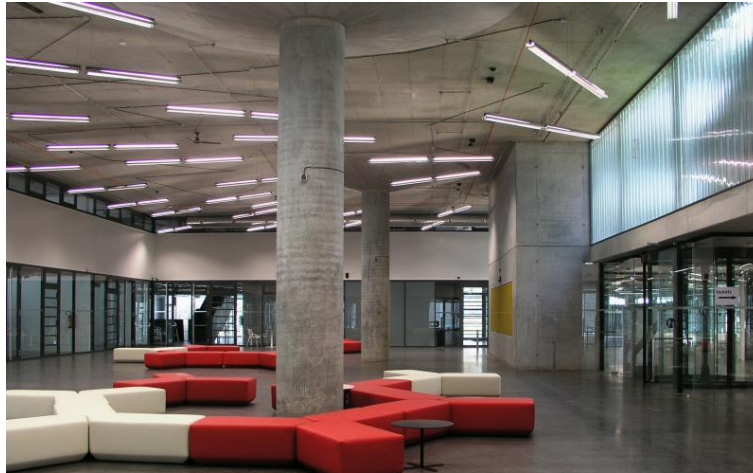
Obr. 2.1 Schéma skeletových konstrukčních systémů:  
a) deskový; b) hlavicový; c) rámový [28]

Skeletový konstrukční systém bývá z důvodu nedostatečné vodorovné tuhosti zpravidla doplněn ztužujícími stěnami. Nejčastěji se tyto stěny umísťují do skupin, které označujeme jako ztužující jádra (Obr. 2.2a). Tyto stěny obvykle uzavírají schodiště objektu nebo tvoří výtahové šachty. Stěny tak vytváří tuhé celky, které přenášejí účinky od vodorovného zatížení (např. zatížení od větru). Dalším případem zajištění dostatečné vodorovné tuhosti objektu jsou příčné ztužující stěny (Obr. 2.2b). Tento způsob ztužení je nejčastěji využíván u bytové výstavby, kde mohou sloužit rovněž jako dělicí mezibytové stěny díky svým dobrým akustickým vlastnostem.



Obr. 2.2 Schéma kombinovaných konstrukčních systémů:  
a) se ztužujícími jádry; b) se ztužujícími příčnými stěnami [28]

Sloupy jsou často využívány jako výrazný architektonický prvek v atriích či vstupních halách (Obr. 2.3). Tyto místnosti mají obvykle světlou výšku přes více podlaží.



Obr. 2.3 Příklad sloupu ve vstupní hale Národní technické knihovny [21]

V případě zachování rozměrů sloupů v návaznosti na sloupy mezi jednotlivými podlažími konstrukce může docházet k situaci, kdy daný sloup je subtilní vzhledem ke své výšce. V tom případě se jedná o takzvaný *štíhlý sloup*. Štíhlé prvky mají odlišné statické působení oproti takzvaným prvkům masivním, a to především z hlediska vlivu deformace na velikosti vnitřních sil.



Obr. 2.4 Příklad skeletového konstrukčního systému [26]

### 3 Prvky namáhané M+N

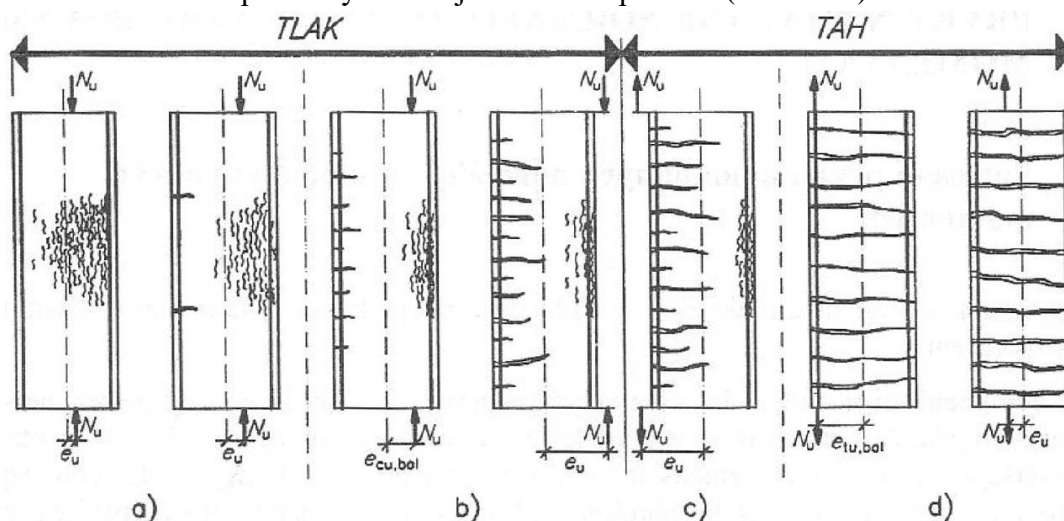
Sloupy představují liniové prvky namáhané normálovou silou (N), případně kombinací ohybového momentu a normálové síly (M+N). Mohou být použity jako samostatné nosné prvky, či jako součást rámových konstrukcí. V případě masivnějších průřezů se také používá označení pilíř. Z výše uvedeného statického namáhání vychází základní způsoby jejich porušení s ohledem na jejich praktické použití.

#### 3.1 Způsoby porušení sloupů

Pokud je v MSÚ celý průřez tlačенý, či je tlačena jeho část, přičemž výztuž v tažené části průřezu nedosáhne meze kluzu oceli, pak toto porušení označujeme jako **tlakové**. V tomto případě dochází k porušení v důsledku dosažení mezního přetvoření betonu v tlaku, tj. dochází k drcení tlačенého betonu (Obr. 3.1a).

Jiným možným způsobem porušení je případ, kdy je část průřezu rovněž tlačенá, ovšem výztuž v tažené části dosáhne mezi kluzu oceli. V takovémto případě je tato výztuž označována jako plně využitá. Dochází k jejímu plastickému přetvoření, které pokračuje až do dosažení mezního přetvoření tlačенého betonu. Vzhledem ke skutečnosti, že primárně dochází k porušení prvku v tažené části průřezu, je tento případ označován jako **tahové porušení s působícím tlačným betonem** (Obr. 3.1b, c).

Poslední základní případ bývá označován jako **tahové porušení s vyloučeným působením betonu**, při kterém je celý průřez tažený a silové účinky, vzhledem k nízké tahové pevnosti betonu, přenáší pouze tažená výztuž. V důsledku mimostředného tahu dosáhne meze kluzu pouze výztuž na jedné straně průřezu (Obr. 3.1d).

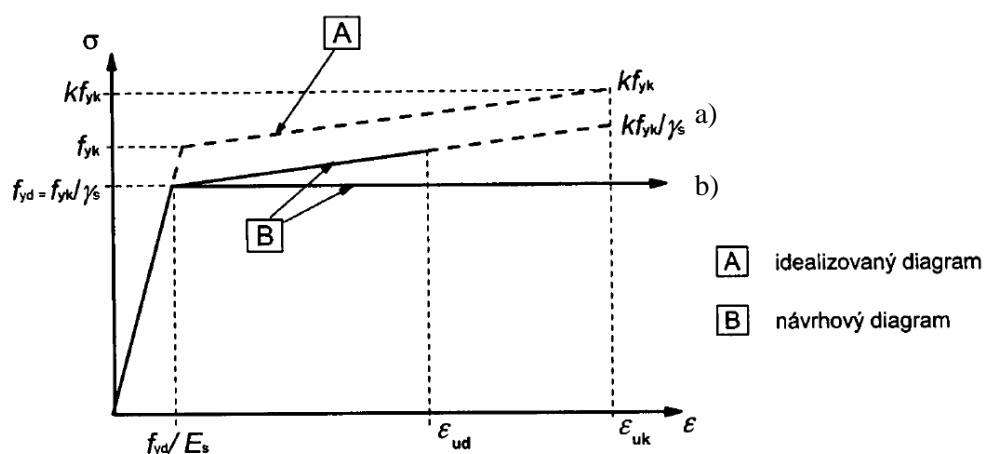


Obr. 3.1 Způsoby porušení mimostředně namáhaného průřezu [12]

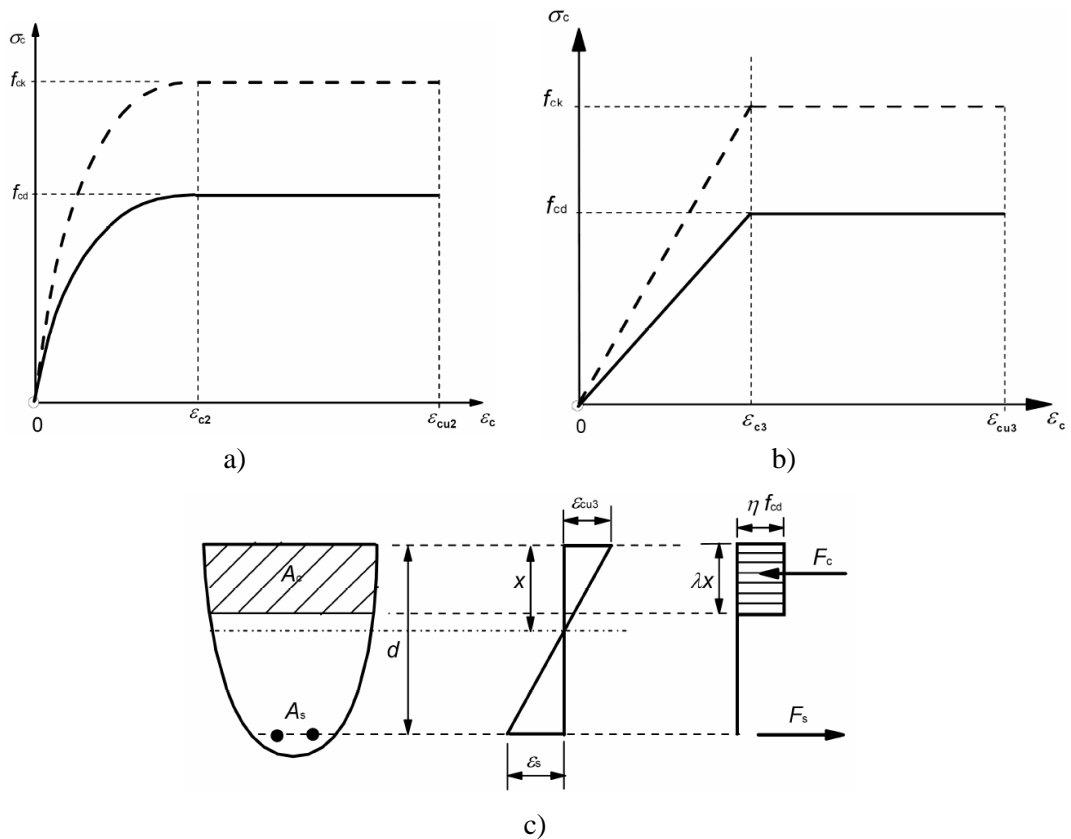
## 3.2 Únosnost prvků namáhaných M+N

Pro stanovení únosnosti průřezu namáhaného normálovou silou i ohybovým momentem se sestavuje interakční diagram. Interakční diagram se využívá v místě tzv. B oblastí (bezporuchové oblasti) u kterých se předpokládá zachování rovinnosti průřezu i po deformaci konstrukce. V případě, že není tento předpoklad splněn, jsou tyto části konstrukce označovány jako D oblasti a jejich řešení se provádí použitím pokročilejších výpočetních metod, například pomocí analogických příhradových modelů. Při stanovení únosnosti železobetonových průřezů namáhaných kombinací M+N se vychází z těchto předpokladů:

- Zachování rovinnosti průřezu – lineární přetvoření průřezu až do vyčerpání únosnosti
- Dokonalá soudržnost – rovnost poměrného přetvoření výztuže a betonu  $\varepsilon_s = \varepsilon_c$
- Pevnost betonu v tahu se zanedbává –  $f_{ct} = 0$
- Napětí v tlačeném betonu je určeno z idealizovaného návrhového pracovního diagramu – parabolicko-rektangulární, bilineární, konstantní napětí v příslušné části průřezu (Obr. 3.3)
- Napětí v betonářské výztuži je určeno z návrhového pracovního diagramu – bilineární s vodorovnou/stoupající větví (Obr. 3.2)
- Za mez únosnosti se považuje dosažení mezního přetvoření alespoň v jednom z materiálů –  $\varepsilon_{su}$  nebo  $\varepsilon_{cu}$



Obr. 3.2 Pracovní diagram oceli: a) se stoupající větví; b) s vodorovnou větví [5]



Obr. 3.3 Pracovní diagram betonu: a) parabolicko-rektangulární; b) bilineární; c) rovnoměrné rozdělení napětí v tlačené části betonu [5]

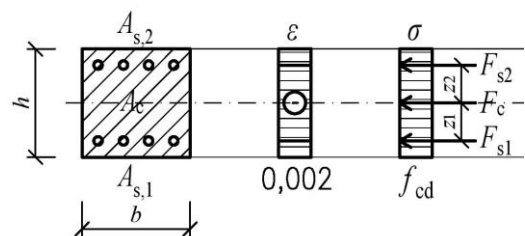
Interakční diagram má podobu křivky, která ohraničuje oblast únosnosti daného průřezu namáhaného normálovou silou a ohybovým momentem v jednom směru. Svislá osa diagramu představuje účinek normálové síly, vodorovná osa účinek ohybového momentu. Interakční diagram lze sestavit postupným výpočtem pomocí posouvání neutrální osy průřezem a výpočtem příslušných hodnot  $M_{Rd,i}$ ,  $N_{Rd,i}$ . Zjednodušeně lze interakční diagram sestavit pomocí charakteristických bodů představujících specifický způsob namáhání průřezu [8].

- Bod 0 – dostředný tlak

$$N_{Rd0} = -(b h \eta f_{cd} + (A_{s1} + A_{s2}) \sigma_s)$$

$$M_{Rd0} = (A_{s2} z_2 - A_{s1} z_1) \sigma_s$$

$$\sigma_s = \varepsilon_{s2} E_s \leq f_{yd}$$

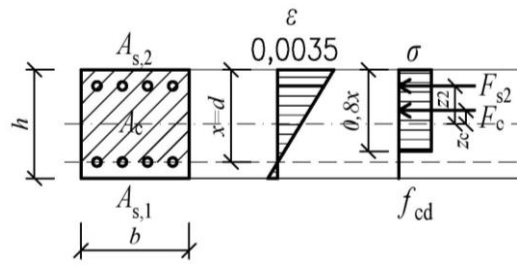


- Bod 1 – nulové přetvoření tažené výztuže  $\varepsilon_{s1} = 0$

$$N_{Rd1} = -(\lambda b d \eta f_{cd} + A_{s2} f_{yd})$$

$$M_{Rd1} = \lambda b d \eta f_{cd} 0,5(h - \lambda d) + A_{s2} z_2 f_{yd}$$

$$d \geq \xi_{bal,2} d_2 \Rightarrow \sigma_{s2} = f_{yd}$$

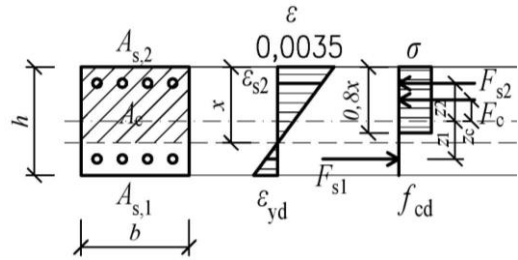


- Bod 2 –  $\xi = \xi_{bal}$

$$N_{Rd,bal} = -(\lambda \xi_{bal,1} b d \eta f_{cd} + A_{s2} f_{yd} - A_{s1} f_{yd})$$

$$M_{Rd,bal} = \lambda \xi_{bal,1} b d \eta f_{cd} 0,5(h - \lambda \xi_{bal,1} d) + A_{s1} f_{yd} z_1 + A_{s2} f_{yd} z_2$$

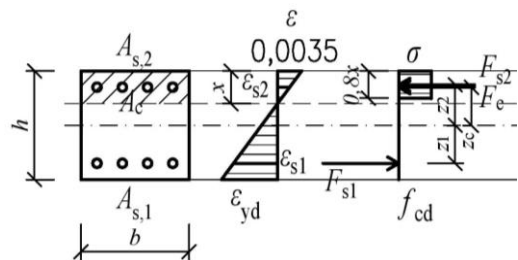
$$\xi_{bal,1} d \geq \xi_{bal,2} d_2 \Rightarrow \sigma_{s1} = \sigma_{s2} = f_{yd}$$



- Bod 3 – prostý ohyb

$$N_{Rd,3} = 0$$

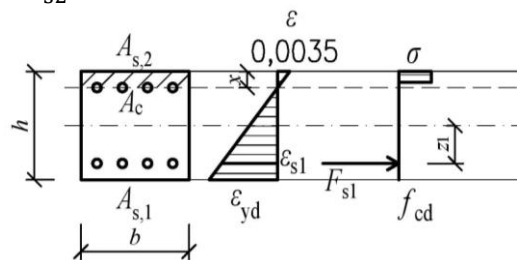
$$M_{Rd,3} = \lambda b x f_{cd} 0,5(h - \lambda x) + A_{s2} \sigma_{s2} z_2 + A_{s1} f_{yd} z_1$$



- Bod 4 – nulové přetvoření tlačené výztuže  $\varepsilon_{s2} = 0$

$$N_{Rd,4} = A_{s1} f_{yd}$$

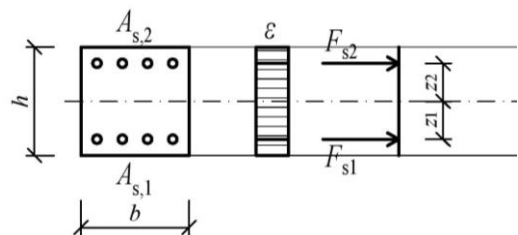
$$M_{Rd,4} = A_{s1} f_{yd} z_1$$



- Bod 5 – dostředný tah

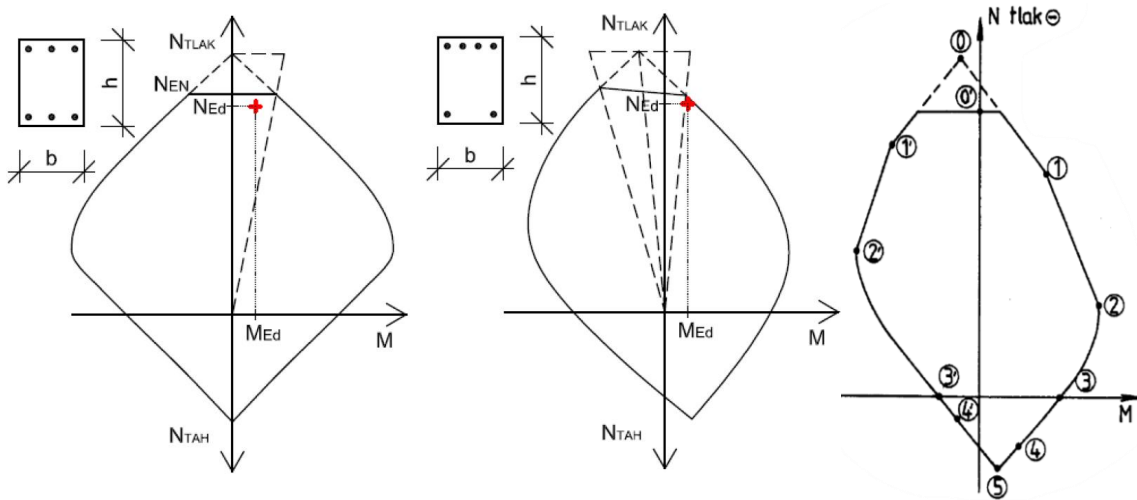
$$N_{Rd,5} = (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd}$$

$$M_{Rd,5} = A_{s1} f_{yd} z_1 - A_{s2} f_{yd} z_2$$



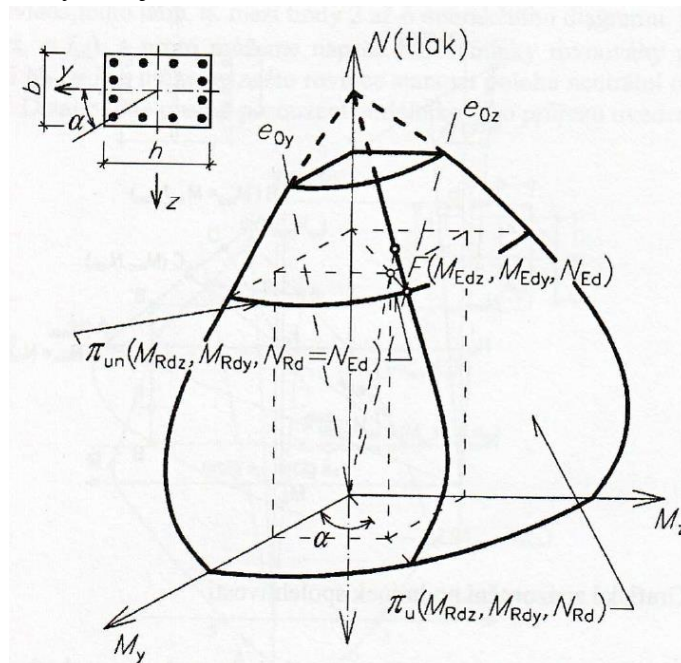
Pozn.: Pro  $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \Rightarrow \eta = 1,0; \lambda = 0,8$ .

Vrchol interakčního diagramu (bod 0) představuje teoretický dostředný tlak. Na základě hodnoty geometrické imperfekce se stanovuje minimální ohybový moment, pomocí kterého je interakční diagram opraven a dostředná únosnost je snížena (Obr. 3.4).



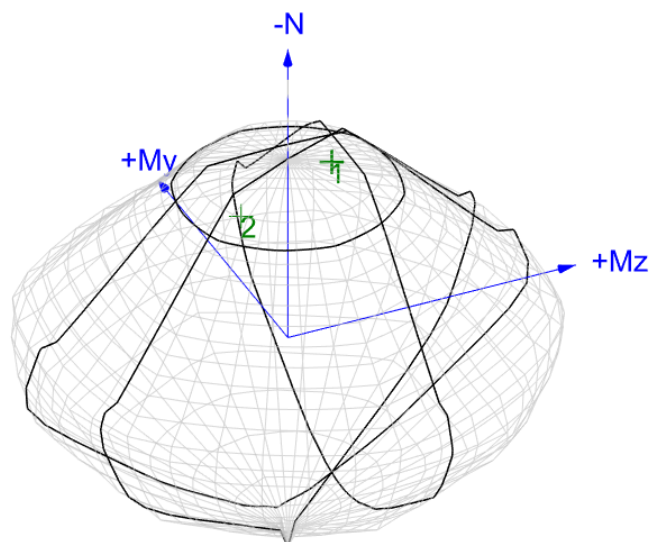
Obr. 3.4 Interakční diagram pro symetricky a nesymetricky vyztužený průřez [19]

V případě namáhání průřezu ohybovým momentem ve dvou směrech přechází dvouosý interakční diagram v interakční plochu porušení (Obr. 3.5), rovněž označovanou jako prostorový interakční diagram. Její tvar závisí na tvaru průřezu a množství výztuže umístěné u jednotlivých povrchů. Pokud výsledný bod namáhání průřezu leží uvnitř této plochy, daný průřez vyhovuje.



Obr. 3.5 Interakční plocha porušení [12]

Samotné sestavení prostorového interakčního diagramu bez výpočetní techniky je velmi obtížné. Ruční sestavení diagramu by vyžadovalo sestavení dílčích 2D interakčních diagramů při postupném natáčení průřezu kolem těžišťové osy (Obr. 3.7). Z tohoto důvodu se využívá zjednodušené metody posouzení daného průřezu (rovnice 3.1). V praxi se pro posouzení sloupu namáhaného ohybovým momentem ve dvou směrech nejčastěji používají dostupné programy jako jsou například FIN EC – Beton (Obr. 3.6), SCIA Engineer, Dlubal Software a další.



Obr. 3.6 Příklad prostorového interakčního diagramu z programu FIN EC – Beton [24]

### 3.2.1 Posouzení šikmého ohybu

Posouzení průřezu namáhaného šikmým ohybem lze provést pomocí zjednodušené metody. Při této metodě je prostorovým diagramem veden horizontální řez rovnoběžný s rovinou tvořenou osami  $M_y$  a  $M_z$ . Řez se nachází v úrovni návrhové normálové síly  $N_{Ed}$  (Obr. 3.5). Průřez vyhoví, pokud splní následující podmínku kompatibility:

$$\left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a \leq 1,0, \quad (3.1)$$

kde  $M_{Edy}, M_{Edz}$  je návrhová hodnota ohybového momentu od zatížení,

$M_{Rdy}, M_{Rdz}$  návrhová hodnota momentu na mezi únosnosti,

$a$  součinitel tvaru průřezu a poměru normálové síly  $N_{Ed}/N_{Rd0}$ ;

pro kruhové průřezy:  $a = 2$

pro pravoúhlé průřezy:  $N_{Ed}/N_{Rd}$  0,1 0,7 1,0

(lze interpolovat)  $a =$  1,0 1,5 2,0

$N_{Ed}$  návrhová hodnota normálové síly od zatížení,



$N_{Rd0}$  návrhová hodnota normálové síly na mezi únosnosti,  

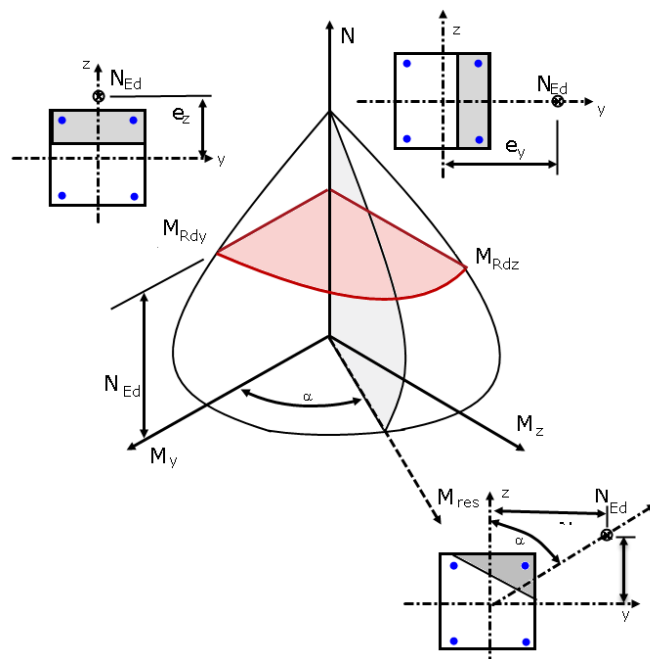
$$N_{Rd0} = A_c \eta f_{cd} + A_s f_{yd} \quad (3.1a)$$

$A_c, A_s$  plocha betonového průřezu, podélné výztuže,

$\eta$  součinitel rovnoměrného rozdělení tlakového napětí.

Výhodou této zjednodušené metody je, že není potřeba sestavovat složité rovnice pro prostorové působení průřezu, nýbrž stačí pouze sestavit 2D interakční diagramy pro hlavní směry průřezu (ve směru os  $y$  a  $z$ ) a z těchto diagramů následně odečíst příslušné hodnoty  $M_{Rdy}$  a  $M_{Rdz}$ .

Alternativní variantou je vytvoření interakčního diagramu ve směru hlavního ohybového momentu. Tento způsob je ovšem výrazně složitější, jelikož v takovém případě je obtížné vyjádřit velikost tlačené části průřezu, ramene vnitřních sil, a tedy stanovit únosnost průřezu v daném směru ohybového momentu (Obr. 3.7). Výjimkou je případ, kdy je průřez sloupu kruhový a tlačená oblast má tedy ve všech směrech stejný tvar (kruhová úseč).



Obr. 3.7 Příklad posouzení průřezu namáhaného šikmým ohybem [23]

Z Obr. 3.7 je rovněž patrné, že může nastat i případ, kdy ohybový moment v jednom směru výrazněji převyšuje moment ve směru druhém.

Pokud působí síla leží poblíž některé z hlavních os souměrnosti (Obr. 3.8), můžeme posoudit namáhání v jednotlivých směrech nezávisle na sobě. Oddělené posouzení smí být použito, pokud je splněna jedna z následujících podmínek:

$$\frac{e_y/h}{e_z/b} \leq 0,2 \text{ nebo } \frac{e_z/b}{e_y/h} \leq 0,2, \quad (3.2)$$

kde  $b, h$  jsou náhradní rozměry průřezu (Obr. 3.8),

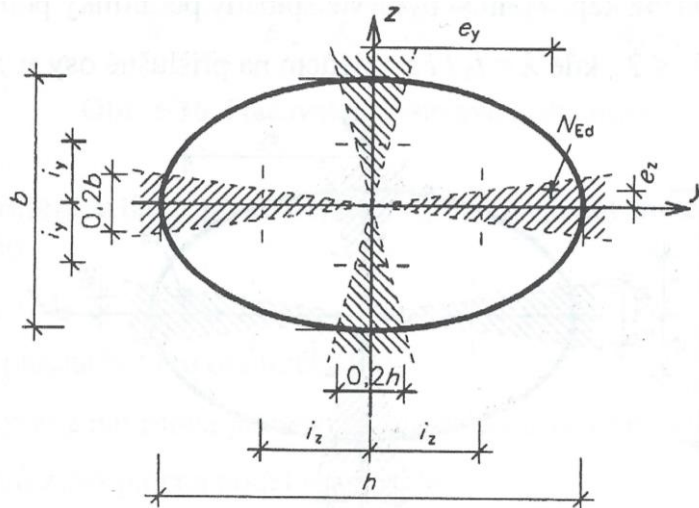
$$b = i_y \sqrt{12}, \quad h = i_z \sqrt{12} \quad (3.2a)$$

$i_y, i_z$  poloměry setrvačnosti průřezu,

$e_y, e_z$  výstřednost ve směru os  $y$  a  $z$ ,

$$e_y = M_{Edz}/N_{Ed}, \quad (3.2b)$$

$$e_z = M_{Edy}/N_{Ed}. \quad (3.2c)$$

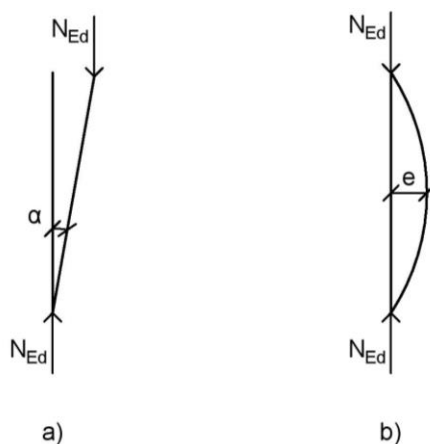


Obr. 3.8 Podmínka pro posouzení v hlavních osách souměrnosti průřezu [12]

## 4 Štíhlé tlačené prvky a konstrukce

Štíhlé tlačené prvky a konstrukce jsou nedílnou součástí dnešních staveb. Mezi základní příklady těchto prvků se řadí sloupy, stěny, piloty, rovněž oblouky či skořepiny. Při analýze statického působení štíhlých prvků je důležité rozlišit **účinky prvního a druhého řádu**.

V případě **účinků prvního řádu** jsou silové účinky vyšetřovány na nedeformované konstrukci se zavedenými geometrickými imperfekcemi. Jednotlivé imperfekce se zavádí pomocí sklonění střednice nebo zavedením výstřednosti prvku (Obr. 4.1). **Účinky druhého řádu** představují přídavné silové účinky, ke kterým dochází v důsledku deformace konstrukce od zatížení [14].



Obr. 4.1 Příklad zavedení geometrické imperfekce:  
a) sklonění střednice prvku; b) výstřednost prvku

### 4.1 Štíhlost tlačných prvků

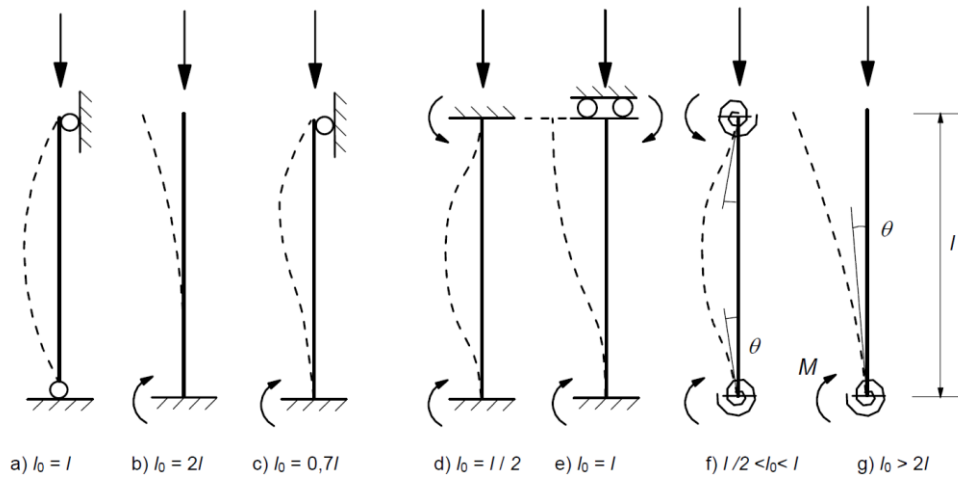
Štíhlost představuje základní parametr při popisu chování tlačných prvků. Její hodnota se stanovuje v závislosti na **účinné délce** prvku a **poloměru setrvačnosti průřezu**. Pomocí štíhlosti charakterizujeme náchylnost tlačného prvku ke ztrátě únosnosti vlivem stability. Čím větší je štíhlost  $\lambda$ , tím větší jsou výsledné účinky druhého řádu na daný prvek [7].

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (4.1)$$

kde  $l_0$  je účinná délka prvku,

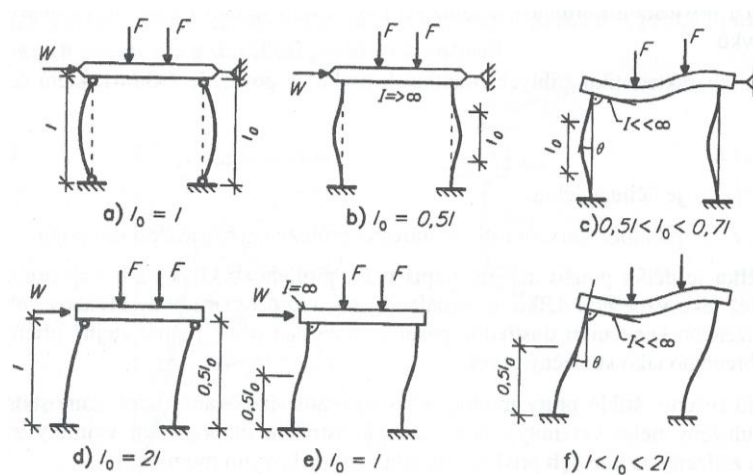
$i$  poloměr setrvačnosti betonového průřezu neporušeného trhlinami.

**Účinná délka** představuje vzdálenost inflexních bodů na křivce deformace prvku. Rovněž se pro ni používá označení vzpěrná délka. Základní případy účinné délky definují její hodnotu pro výpočet (Obr. 4.2) [11].



Obr. 4.2 Příklady účinných délek dle typu uložení prutů [12]

Příklady uvedené na Obr. 4.2 představují základní možnosti vzpěrných délek. Na hodnotu účinné délky mají však vliv i parametry jako celkové ztužení konstrukce (vodorovné deformace prvků), dokonalost uložení sloupu, možnost pootočení styčniců či tuhost přilehlých prvků (Obr. 4.3). Z těchto důvodů lze dle [5] stanovit účinnou délku výpočtem s ohledem na uvedené parametry [13].



Obr. 4.3 Příklady způsobů vybočení jednoduchého rámu [12]

Zjednodušeně lze říct, že čím menší bude průřez, tím menší bude jeho poloměr setrvačnosti, a tedy větší štíhlost. Poloměr setrvačnosti ovlivňuje kromě rozměrů průřezu také jeho tvar. Nicméně toho se využívá především u ocelových konstrukcí (více typů průřezů). V případě běžné výstavby jsou nejčastěji používány železobetonové sloupy kruhového, čtvercového (obdélníkového) či oválného průřezu.

## 4.2 Železobetonové štíhlé tlačené prvky

Na základě štíhlosti dělíme železobetonové tlačené prvky do tří základních kategorií: sloupy **masivní**, **štíhlé** a **velmi štíhlé**. Toto rozdělení určuje způsob porušení i způsob posouzení MSÚ. Rozdělení se provádí právě na základě hodnoty štíhlosti  $\lambda$ , která se porovnává s tzv. limitní štíhlostí  $\lambda_{lim}$ . Limitní štíhlost je definována vztahem:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 A B C}{\sqrt{n}} \leq 75, \quad (4.2)$$

kde  $A = 1/(1 + 0,2\varphi_{ef})$  vliv dotvarování betonu (4.2a)

(neznáme-li  $\varphi_{ef}$ , lze uvažovat  $A = 0,7$ )

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$  vliv vyztužení podélnou výztuží (4.2b)

(neznáme-li  $\omega$ , lze uvažovat  $B = 1,1$ )

$C = 1,7 - r_m$  vliv rozložení ohybových momentů (4.2c)

(neznáme-li  $r_m$ , lze uvažovat  $C = 0,7$ )

$\varphi_{ef}$  účinný součinitel dotvarování (viz 4.3),

$\omega$  mechanický stupeň vyztužení,  $\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$ , (4.2d)

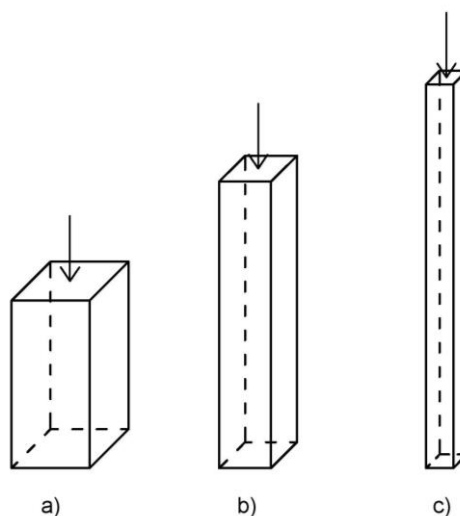
$A_s$  průřezová plocha podélné výztuže,

$A_c$  plocha betonového průřezu,

$n$  poměrná normálová síla,  $n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$ , (4.2e)

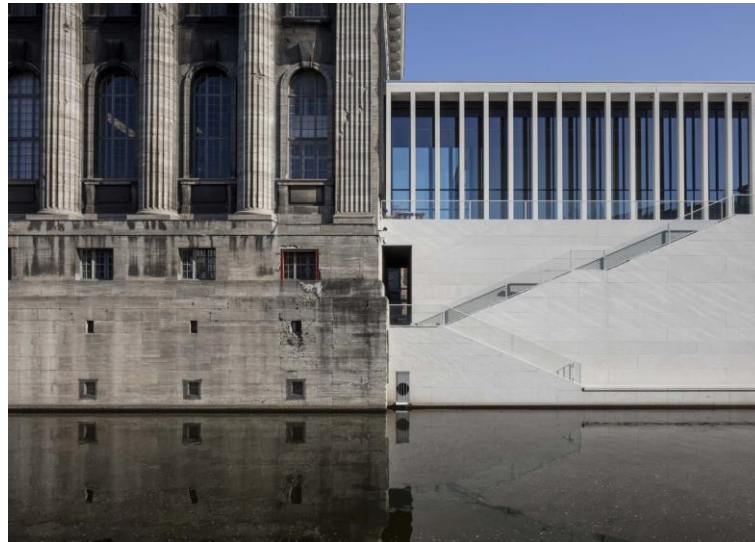
$r_m$  poměr koncových ohybových momentů prvního řádu,

$r_m = M_{01} / M_{02}$ ,  $|M_{02}| \geq |M_{01}|$ . (4.2f)



Obr. 4.4 Kategorie železobetonových sloupů dle štíhlosti:  
a) masivní b) štíhlý c) velmi štíhlý

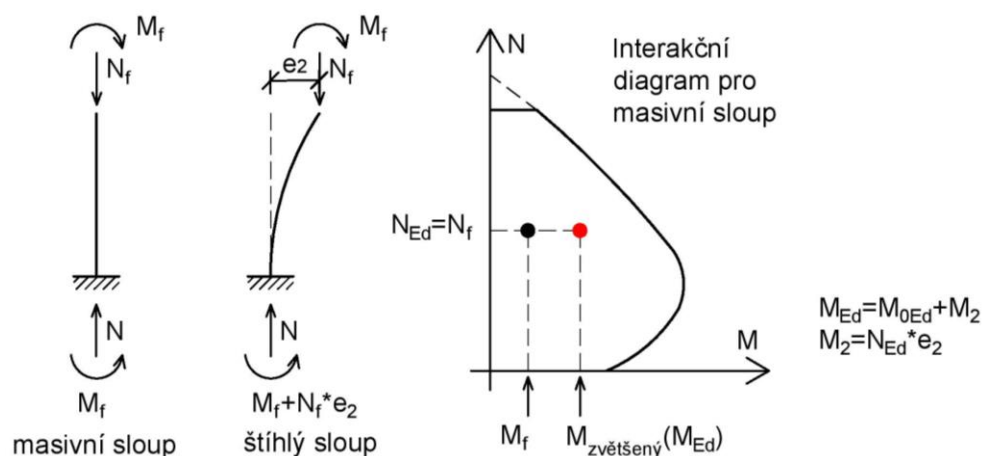
**Masivní** tlačené prvky ( $\lambda < \lambda_{lim}$ ) se projevují pouze malým zvýšením excentricity v důsledku působícího zatížení. Z tohoto důvodu je vliv druhého řádu na jejich únosnost minimální. U těchto prvků se zavádí pouze náhodná excentricita (resp. k působícímu zatížení se přičítá pouze vliv geometrické imperfekce). K porušení masivních prvků dochází dosažením mezního přetvoření materiálu v nejvíce namáhaném průřezu (kritický průřez).



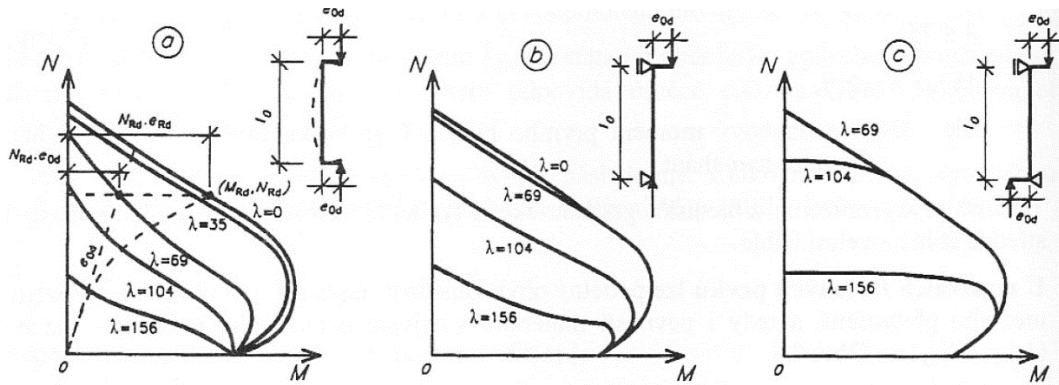
Obr. 4.5 Příklad masivních a štíhlých sloupů [20]

K porušení **štíhlých** tlačených prvků ( $\lambda \geq \lambda_{lim}$ ) dochází rovněž vyčerpáním únosnosti kritického průřezu, ovšem na velikost namáhání má výrazný vliv tvar a hodnota deformace, a tudíž roste namáhání přídatnými ohybovými momenty. Posouzení prvku lze provést dvojím způsobem [28]:

- běžný interakční diagram + zvýšení namáhání o účinky druhého řádu (Obr. 4.6),
- použití redukovaného interakčního diagramu pomocí štíhlosti (Obr. 4.7).

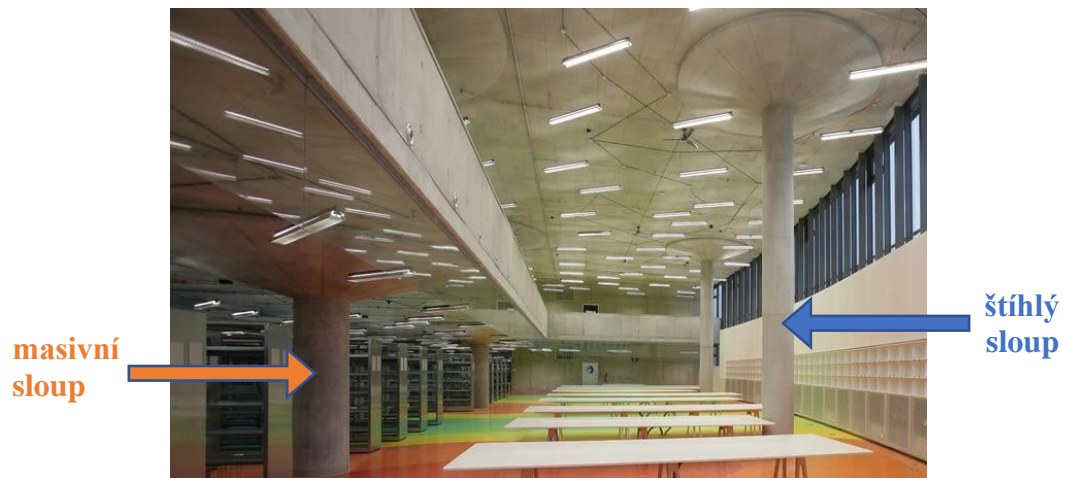


Obr. 4.6 Posouzení pomocí zvýšení účinků o druhý řád



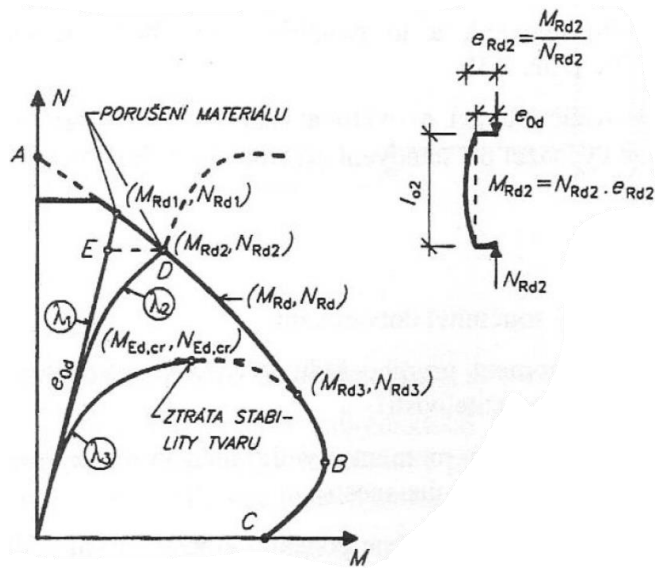
Obr. 4.7 Redukované interakční diagramy pomocí štíhlosti [12]

**Velmi štíhlé** tlačené prvky ( $\lambda > \sim 140 - 150$ ) se svým chováním výrazně liší od masivních a štíhlých. Zatímco u prvních dvou výše popsaných dochází k porušení v důsledku dosažení pevnosti materiálu, u velmi štíhlých prvků jde o stabilitní problém únosnosti (Obr. 4.9). Při postupném nárůstu normálové síly je do určité chvíle tlačný prvek schopný přenášet namáhání včetně rostoucích ohybových momentů od přetvoření. V určité chvíli však dojde k překročení kritické hodnoty normálové síly (vzperné břemeno  $N_{Ed,cr}$ ) jehož důsledkem je ztráta stability prvku (vybočení) [18].



Obr. 4.8 Příklad masivního a štíhlého sloupu v Národní technické knihovně [25]

Při splnění podmínky  $\lambda < \lambda_{lim}$  (masivní prvek) mohou být účinky druhého řádu na konstrukci zanedbány. Dále mohou být zanedbány v případě, kdy je ohybový moment druhého řádu je menší než 10 % hodnoty ohybového momentu získaného prvním řádem.



Obr. 4.9 Interakční diagram s vlivem štíhlosti:  
 $\lambda_1$  masivní,  $\lambda_2$  štíhlý,  $\lambda_3$  velmi štíhlý [12]

Při popisu statického působení štíhlých železobetonových prvků je důležité zahrnout kromě **geometrické** nelinearity i **fyzikální** nelinearitu. **Geometrická** nelinearita zohledňuje účinek vnějších sil na excentricky zatíženém štíhlém železobetonovém prvku. Fyzikální nelinearita popisuje reálné materiálové chování železobetonového prvku. Především se jedná o vznik trhlin (oslabení průřezu) a vliv dotvarování betonu při dlouhodobém zatížení. Dále pak také o případné nehomogenity materiálu (různé mechanické vlastnosti v různých bodech průřezu). Trhlinami oslabený průřez se popisuje pomocí tzv. jmenovité tuhosti, která je dále popsána v kapitole 4.3.2. Při výpočtu jmenovité tuhosti je uplatněn i vliv dotvarování, a to pomocí efektivního součinitele dotvarování, který lze stanovit ze vztahu:

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}, \quad (4.3)$$

kde  $M_{0Ed}$  je ohybový moment prvního řádu od návrhové kombinace (MSÚ),  
 $M_{0Eqp}$  ohybový moment prvního řádu od kvazi-stálé kombinace zatížení (MSP),  
 $\varphi_{(\infty, t_0)}$  konečný součinitel dotvarování.

lze zanedbat ( $\varphi_{ef} = 0$ ), pokud jsou splněny následující 3 podmínky:

- $\varphi_{(\infty, t_0)} \leq 2$ ,
- $\lambda \leq 75$ ,
- $M_{0Ed}/N_{Ed} \geq h$ ,  $h$  je výška průřezu ve směru namáhání. (4.3a)



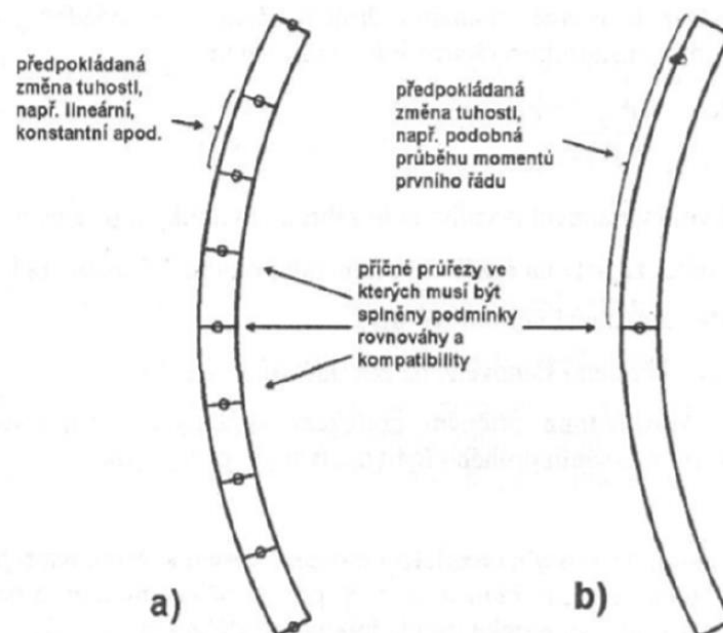
### 4.3 Způsoby stanovení účinků druhého řádu

Při vyšetřování účinků druhého řádu je nutné vzít v úvahu nelineární vlastnosti materiálu, účinky trhlin a dotvarování. Vzhledem k tomu, že tyto vlastnosti závisí na míře namáhání konstrukce, je výpočet se zahrnutím fyzikální i geometrické nelinearity značně složitý. Dále musí být rovněž respektována rovnováha na přetvořeném prvku, popř. konstrukci. Z těchto důvodů norma připouští při řešení účinků druhého řádu tyto tři základní metody výpočtu:

- Nelineární analýza
- Metoda jmenovité tuhosti (zjednodušená metoda)
- Metoda jmenovité křivosti (zjednodušená metoda)

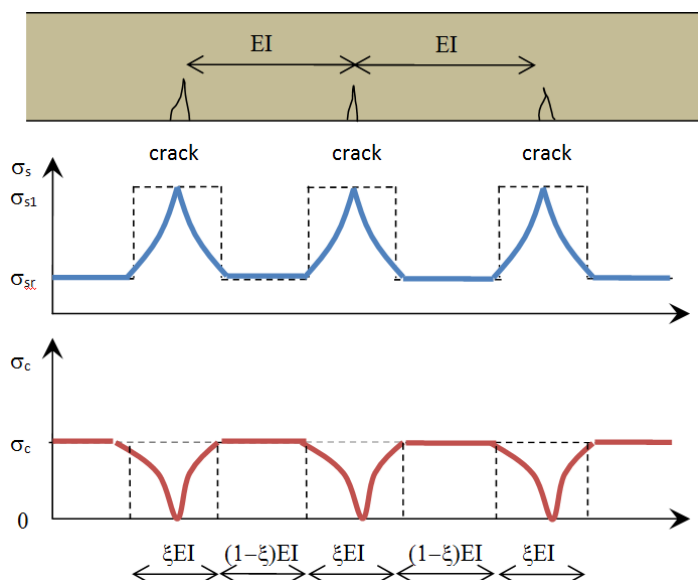
#### 4.3.1 Nelineární analýza

**Nelineární analýza** je výpočetní metoda zahrnující fyzikální i geometrickou nelinearitu konstrukce. Výpočet je založen na splnění podmínek rovnováhy a kompatibility přetvoření v určitém počtu průřezů prvku (Obr. 4.10). Norma [5] případně připouští zjednodušení v podobě řešení prvku pouze v kritickém průřezu (průřezech). Přetvoření je stanoveno pomocí dvojité integrace křivosti prvku, která je mezi průřezy proměnná ( $u = \iint \frac{M}{EI} dx^2$ ). Do výpočtu je nutné rovněž zahrnout vliv dotvarování betonu, který se zavádí pomocí účinného součinitele dotvarování  $\varphi_{ef}$  (vtaž 4.3).



Obr. 4.10 Ilustrace počtu vyšetřovaných průřezů při nelineární analýze:  
a) více řešených průřezů na jednom prvku; b) řešení pouze v kritickém průřezu [12]

Dále lze uvažovat vliv tahového zpevnění betonu, který je příznivý pro celkovou únosnost. Tahové zpevnění se uplatňuje v oblasti betonu mezi vzniklými trhlinami, ve které stále dochází ke spolupůsobení výztuže a betonu v tahu (Obr. 4.11). Obvykle je však tento účinek z důvodu zjednodušení výpočtu zanedbáván. Pokud při výpočtu budeme vycházet z návrhových hodnot pracovních diagramů, je výsledkem výpočtu přímo mezní zatížení prvku.



Obr. 4.11 Princip tahového zpevnění betonu [27]

Metodu lze aplikovat na obecný tvar průřezu i prvky s proměnným průřezem po délce. Úloha může obsahovat různé okrajové podmínky, způsoby zatížení či pracovní diagramy betonu a výztuže. Pro výpočet pomocí nelineární analýzy se nejčastěji využívá metody konečných prvků. Limitujícím faktorem této metody je tedy výpočetní kapacita počítače. Zjednodušené metody jsou založeny na předpokladech zachování rovinnosti přetvoření, stejné hodnoty přetvoření betonu a výztuže v daném místě ( $\varepsilon_s = \varepsilon_c$ ) a použití idealizovaných pracovních diagramů betonu a výztuže při výpočtu.

### 4.3.2 Metoda jmenovité tuhosti

**Metoda jmenovité tuhosti** zahrnuje při popisu chování prvku účinky trhlin, materiálové nelinearity a dotvarování. Při výpočtu ohybových momentů jsou zohledněny i tuhosti přilehlých prvků (trámy, desky či základové konstrukce). Tyto výše popsané vlivy jsou zahrnuty pomocí jmenovité tuhosti.

Pro stanovení jmenovitých tuhostí štíhlých tlačných prvků se využívá vztah:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s, \quad (4.4)$$

kde  $E_{cd}$  je návrhová hodnota modulu pružnosti betonu,

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{cE}, \quad (4.4a)$$

$\gamma_{cE}$  je součinitel spolehlivosti dle Národní přílohy v [5],  $\gamma_{cE} = 1,2$ ,

$I_c$  moment setrvačnosti betonového průřezu vztažený k jeho těžišťové ose,

$E_s$  návrhová hodnota modulu pružnosti výztuže,

$I_s$  moment setrvačnosti výztuže vztažený k těžišti betonového průřezu,

$K_c$  opravný součinitel zohledňující účinky trhlin, dotvarování betonu atd.,

$K_s$  opravný součinitel zohledňující příspěvek výztuže.

Pokud je splněn předpoklad stupně vyztužení  $\rho \geq 0,002$ , lze uvažovat:

$$K_s = 1,0,$$

$$K_c = k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef}), \quad (4.4b)$$

kde  $\rho$  je geometrický stupeň vyztužení  $\rho = A_s / A_c$ , (4.4c)

$A_s$  celková plocha výztuže,

$A_c$  průřezová plocha betonového průřezu,

$\varphi_{ef}$  účinný součinitel dotvarování (viz 4.3)

$k_1$  součinitel závisící na charakteristické pevnosti betonu,

$$k_1 = \sqrt{(f_{ck}/20)}, f_{ck} \text{ v [MPa]}, \quad (4.4d)$$

$k_2$  součinitel závisící na normálové síle a štíhlosti,

$k_2 = n \lambda / 170 \leq 0,20$ , v případě, že není známa hodnota  $\lambda$ , lze použít

$$\text{alternativní vzorec } k_2 = n \cdot 0,30 \leq 0,20 \quad (4.4e)$$

$n$  poměrná normálová síla  $n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$ , (4.4f)

$\lambda$  ohybová štíhlost  $l_0 / i$ ,

$l_0$  účinná délka,

$i$  poloměr setrvačnosti betonového průřezu.

Norma dále umožňuje při splnění podmínky  $\rho \geq 0,01$  zjednodušeně použít:

$$K_s = 0,0,$$

$$K_c = 0,3 / (1 + \varphi_{ef}). \quad (4.4g)$$

Ze vztahu (4.4c) je patrné, že použitá výztuž v prvku je proměnná veličina a jedná se tedy o iterační výpočet. Z této skutečnosti vyplývá fakt, že pro prvotní výpočet, či zjednodušené ověření je výhodné použít zjednodušený vztah (4.4g). Je nutné ovšem dodržet základní podmínku jeho použití, a to geometrický stupeň vyztužení průřezu  $\rho$ .

U staticky neurčitých konstrukcí mají na rozdělní namáhání rovněž vliv tuhosti jednotlivých připojených prvků. Je tedy důležité zahrnout i vliv trhlin právě na těchto prvcích. Z tohoto důvodu se při jejich výpočtu zjednodušeně uvažuje průřez plně porušený trhlinami. Při výpočtu se tedy používá tzv. efektivní modul pružnosti  $E_{cd,ef}$ , kdy  $E_{cd,eff} = E_{cd}/(1 + \varphi_{ef})$ ,

$$(4.5)$$

kde  $E_{cd}$  je návrhová hodnota modulu pružnosti betonu viz (4.4a),

$\varphi_{ef}$  účinný součinitel dotvarování viz (4.3).

Výsledný návrhový moment včetně účinků druhého řádu se určí jako zvětšený moment prvního řádu pomocí vztahu:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left[ 1 + \frac{\beta}{(N_B / N_{Ed}) - 1} \right] \quad (4.6)$$

kde  $M_{0Ed}$  je ohybový moment prvního řádu včetně vlivu imperfekcí,

$$M_{0Ed} = M_{0e} + e_i \cdot N_{Ed} \quad (4.6a)$$

$M_{0e}$  ekvivalentní ohybový moment (Obr. 4.12),

$$M_{0e} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4M_{02} \quad (4.6b)$$

$M_{02}, M_{01}$  koncové ohybové momenty prvního řádu,  $|M_{02}| \geq |M_{01}|$ ,

$e_i$  počáteční imperfekce prutu,

$N_{Ed}$  návrhová hodnota normálové síly,

$N_B$  vzpěrné břemeno stanovené pomocí jmenovité tuhosti,

$$N_B = \pi^2 \cdot \frac{EI}{l_0^2}, \quad (4.6c)$$

$\beta$  součinitel závislý na rozdělení momentů prvního a druhého řádu,

$$\beta = \pi^2 / c_0 \quad (4.6d)$$

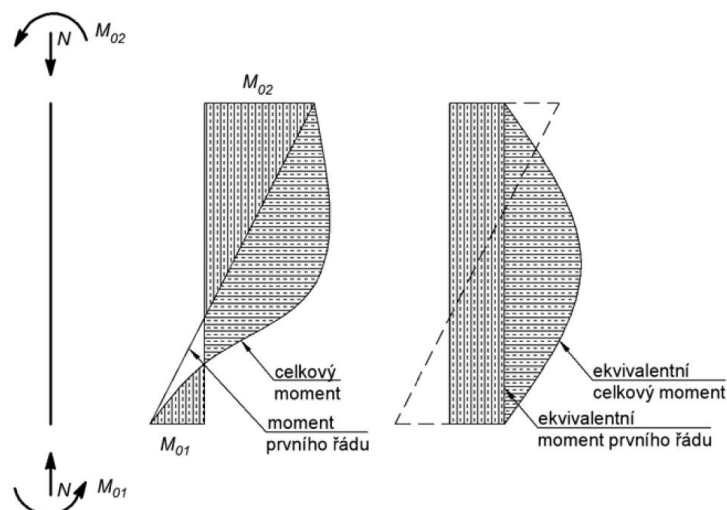
$c_0$  je součinitel závislý na rozdělení momentů prvního řádu,

$c_0 = 8$  pro konstantní rozdělení momentu,

$c_0 = 9,6$  pro parabolické rozdělení momentu,

$c_0 = 12$  pro trojúhelníkové symetrické rozdělení momentu,

hodnota  $c_0 = 8$  se dále používá pro prvky ohýbané ve dvou směrech.



Obr. 4.12 Ekvivalentní ohybový moment [15]

Výsledný ohybový moment je použit pro návrh výztuže a posouzení štíhlého prvku.

### 4.3.3 Metoda jmenovité křivosti

Její uplatnění je vhodné především pro osamělé prvky ztužených systémů, na které působí konstantní normálová síla. Při analýze štíhlých prvků pomocí metody jmenovité křivosti vychází výpočet ohybového momentu druhého řádu z analýzy náhradního nehmotného prutu. Náhradní prut je zatížen skutečnými okrajovými podmínkami včetně účinné délky a na základě odhadnuté maximální křivosti prvku se stanoví jmenovitý ohybový moment druhého řádu. V případě rozdílných koncových momentů u staticky neurčitých konstrukcí je použit ekvivalentní ohybový moment (4.6b). Pro jmenovitý ohybový moment druhého řádu platí vzorec:

$$M_2 = N_{Ed} e_2 \quad (4.7)$$

kde  $N_{Ed}$  je návrhová normálová síla,

$e_2$  excentricita (průhyb) náhradního prutu,

$$e_2 = (1/r) l_0^2 / c \quad (4.7a)$$

$(1/r)$  křivost,

$l_0^2$  účinná délka,

$c$  součinitel závislý na rozdělení křivosti,

$c = 10$  pro konstantní příčný průřez prvku,

$c = 8$  dolní mez pro konstantní celkový moment.

Výpočet excentricity  $e_2$  vychází z průběhu křivosti a její maximální hodnoty. Jelikož hodnotu křivosti ( $1/r$ ) před samotným výpočtem neznáme, stanovuje se pomocí součinitelů v závislosti na normálové síle, dotvarování a účinné výšce průřezu:

$$1/r = K_r K_\varphi 1/r_0 \quad (4.8)$$

kde  $K_r$  je opravný součinitel závislý na normálové síle,

$K_\varphi$  součinitel zohledňující dotvarování,

$$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0,45d) \quad (4.8a)$$

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s, \quad (4.8b)$$

$f_{yd}$  návrhová mez kluzu výztuže,

$E_s$  modul pružnosti výztuže,

$d$  účinná výška,

(když není výztuž soustředěna u protilehlých okrajů, ale je rozmístěna

i ve směru ohybu pak:  $d = (h/2) + i_s$ ). (4.8c)

Jednotlivé součinitele  $K_r$  a  $K_\varphi$  lze stanovit pomocí vztahů:

$$K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) \leq 1 \quad (4.9)$$

kde  $n$  je poměrná normálová síla  $n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$  (viz 4.2e),

$$n_u = 1 + \omega \quad (4.9a)$$

$\omega$  mechanický stupeň vyztužení,  $\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$  (viz 4.2d),

$n_{bal}$  hodnota  $n$  při maximální momentové únosnosti, lze uvažovat hodnotu 0,4.

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1 \quad (4.10)$$

kde  $\varphi_{ef}$  je účinný součinitel dotvarování (viz 4.3),

$$\beta = 0,35 + f_{ck}/200 - \lambda/150, \quad (4.10a)$$

$f_{ck}$  charakteristická pevnost betonu v tlaku,

$\lambda$  štíhlost.

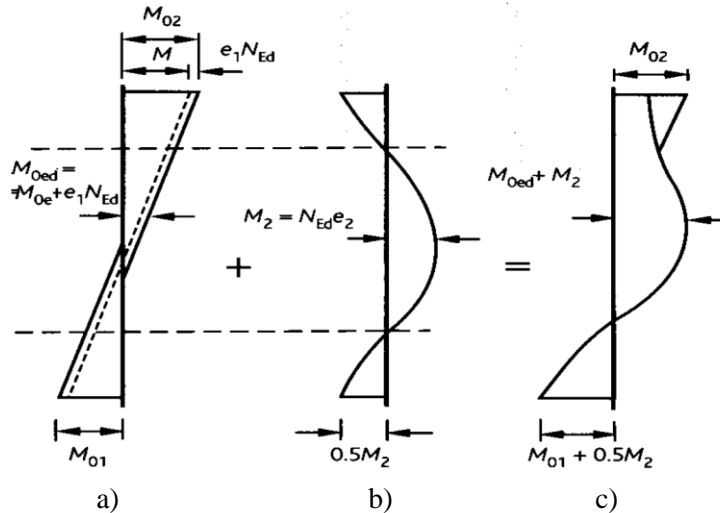
Jak nemusí být z výpočtu excentricity  $e_2$  na první pohled patrné, jedná se o iterační výpočet, jelikož je zde neznámá veličina plocha výztuže  $A_s$  při výpočtu součinitele  $K_r$ . Praktický postup je odhadnout množství výztuže v prvním kroku jako poměr  $A_s/A_c$ , tento předpoklad následně ověřit ve výpočtu a případně postup opakovat, dokud není dosaženo dostatečné shody.

Výsledný návrhový moment štíhlých sloupů se pak určí pomocí vztahů dle typu ztužení konstrukce:

- pro ztužené rámy:

(jako rozhodující průřez viz Obr. 4.13)

$$M_{Ed} = \max(M_{0Ed} + M_2; M_{02}; M_{01} + 0,5M_2) \quad (4.11)$$



Obr. 4.13 Návrhové momenty štíhlých sloupů pro ztužené rámy:

- a) momenty 1.řádu pro „masivní“ sloup b) přidavné momenty 2.řádu pro štíhlý sloup  
 c) celkový moment štíhlého sloupu [12]

- pro neztužené rámy:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (4.12)$$

kde  $M_{0Ed}$  je ohybový moment prvního řádu zahrnující účinky imperfekcí,

$M_2$  jmenovitý ohybový moment druhého řádu.

#### 4.3.4 Alternativní návrhové metody

Pro návrh a posouzení štíhlých tlacených prvků lze mimo výše popsané výpočetní metody dále použít i různé alternativní metody. Tyto metody mohou být využity v kombinaci s metodami zjednodušenými a mohou vést ke zpřesnění návrhu a zvýšení jeho ekonomičnosti při zachování bezpečnosti. Zde je stručně popsána **metoda globálního součinitele a metoda náhradního sloupu**.

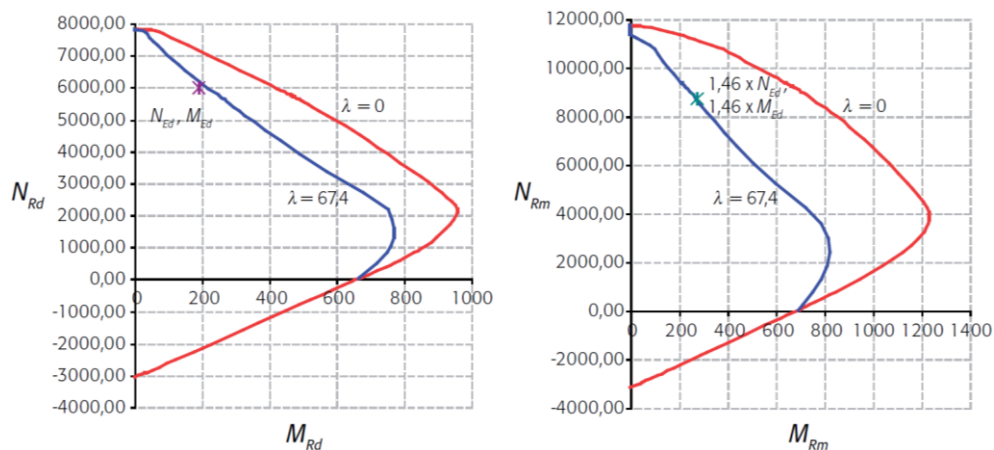
**Metoda globálního součinitele** (alternativní metoda dle ČSN EN 1992-2) poukazuje na přílišnou konzervativnost výše popsaných metod v důsledku redukce pevnosti a tuhosti dílčími součiniteli. Takový návrh poté nedosahuje požadované úrovně spolehlivosti. Při nelineárním výpočtu pomocí metody globálního součinitele se stanoví únosnost prvku s reálnými (průměrnými) materiálovými vlastnostmi, zatímco zatížení je stanoveno

standardně metodou dílčích součinitelů. Hodnota únosnosti je dále redukovávána globálním součinitelem.

$$\gamma_{Sd}\gamma_{Rd}E(\gamma_g G + \gamma_q Q) \leq R \left( \frac{q_{ud}}{\gamma_M} \right) \quad (4.13)$$

kde  $\gamma_{Sd}$  je součinitel modelových nejistot pro účinky zatížení,  
 $\gamma_{Rd}$  součinitel modelové nejistoty pro únosnost,  
 $\gamma_M$  globální součinitel,  
 $q_{ud}$  mezní zatížení, při kterém dojde meznímu přetvoření materiálů.

Tato metoda je dále popsána v disertační práci („*Spolehlivost štíhlých tlačných konstrukcí*“ – autor Ing. Pavel Marek, Ph.D.), ve které je podrobně řešena pomocí stavební mechaniky a pravděpodobnostních metod teorie spolehlivosti. V práci je dále ukázána možnost použití globálního součinitele v rámci zjednodušené **metody jmenovité křivosti**. Jsou zde vytvořeny diagramy pro určení hodnoty globálního součinitele v závislosti na stupni vyztužení, třídě použitého betonu a indexu spolehlivosti. Na základě získaných dat lze při použití globálního součinitele stanovit návrhové únosnosti prvků, u kterých byl druhý řád vyšetřován zjednodušeně jmenovitou křivostí. Norma [5] tuto možnost kombinace nepřipouští, zmíněná práce ji ovšem na základě svých výsledků nabízí [10].



Obr. 4.14 Příklad posouzení prvku s využitím interakčního diagramu pomocí:  
a) metody dílčích součinitelů; b) metody globálního součinitele [10]

Z **metody náhradního sloupu** vychází metoda jmenovité křivosti (kap. 4.3.3) uvedená v [5]. Metoda náhradního sloupu je založena na nahrazení skutečného prvku přímým nehmotným svislým prutem vetknutým v patě. Horní konec prutu je volný, zatížený svislou silou  $F_V$ , vodorovnou silou  $F_H$  a ohybovým momentem  $M_0$  (Obr. 4.15a).

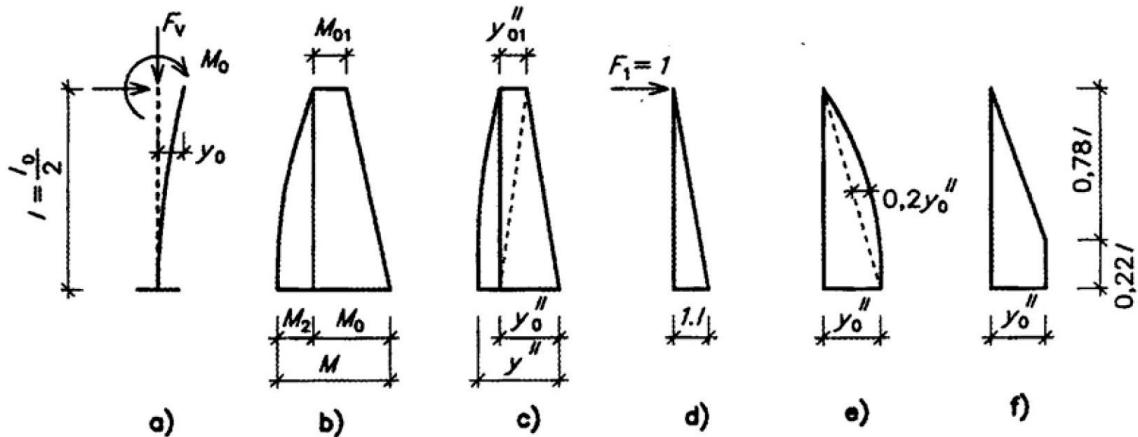


Základním předpokladem metody je lineární závislost přetvoření konstrukce ve vrcholu  $y_0$  prvku na jeho křivosti ve vetknutí  $y''$ . Přetvoření lze pak vyjádřit pomocí vztahu:

$$y_0 = \int_0^l y''(x) M_1(x) l \, x = \int_0^l \left[ \frac{5}{12} (y'' - y''_0) + \frac{1}{3} y''_0 + \frac{1}{6} y''_{01} \right] l \, x = \quad (4.14)$$

$$= l^2 (0,416 y'' - 0,083 y''_0 + 0,166 y''_{01})''$$

$$y_0 \cong \frac{l^2}{10} (4y'' - y''_0 + 2y''_{01}) \quad (4.15)$$

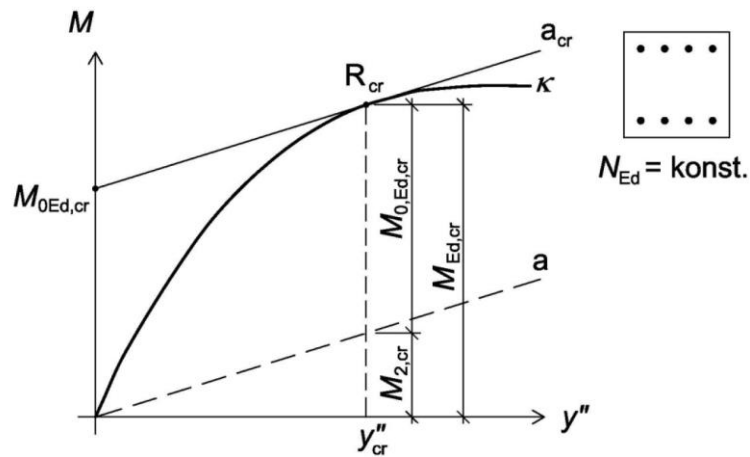


Obr. 4.15 Náhradní štíhlý prut [12]

Při zavedení předpokladu, že hodnota křivosti ve vrcholu prvku je rovna polovině křivosti ve vetknutí vyvolané ohybovým momentem prvního řádu ( $y''_{01} = 0,5y''_0$ ), pak lze vztah 4.15 upravit na tvar:

$$y_0 = y'' \frac{l_0^2}{10} \quad (4.16)$$

Základní princip posouzení metodou náhradního štíhlého sloupu je založen na stanovení závislosti ohybového momentu a křivosti. Vzájemná závislost těchto veličin je popsána pomocí diagramu pro definovanou konstantní hodnotu normálové síly (Obr. 4.16). Na základě hodnot křivosti je sestrojena křivka  $\kappa$ , která je ukončena, pokud je v některém z materiálů dosaženo mezního přetvoření.



Obr. 4.16 Diagram závislosti ohybového momentu na křivosti [15]

Metoda náhradního sloupu je podrobněji popsána v rámci disertační práce [15] („*Analýza štíhlých betonových prvků vystavených extrémnímu teplotnímu namáhání*“ – Ing. Josef Sura, Ph.D.). Autorem je zde popsán a vytvořen výpočetní algoritmus pro analýzu chování štíhlých tlačených prvků pomocí této metody. V praxi tato metoda není příliš využívána, jelikož vyžaduje relativně složitý iterativní výpočet. Z tohoto důvodu je používána její zjednodušená verze (kap. 4.3.3) [16].

## 5 Řešení vybrané části objektu

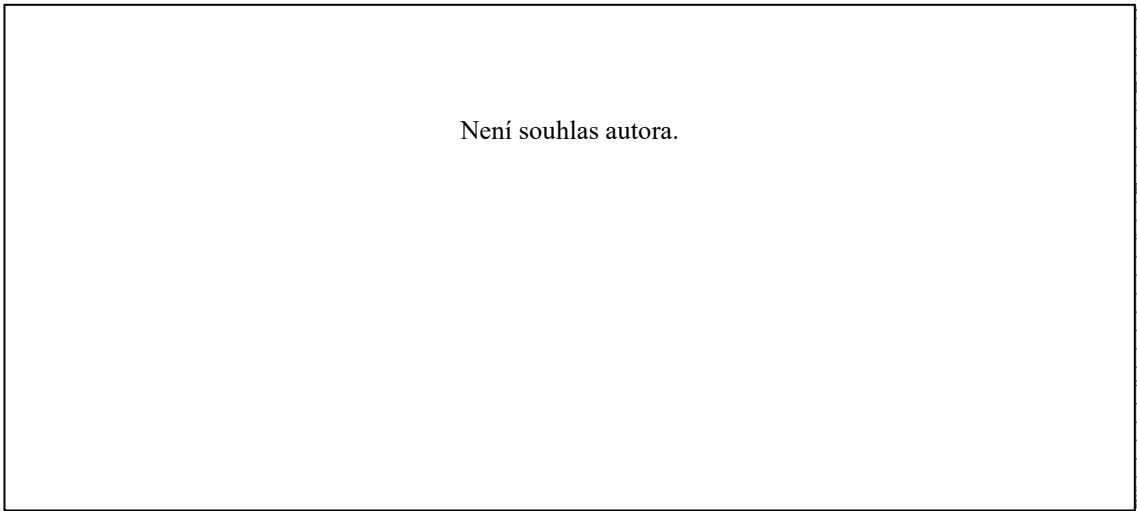
### 5.1 Popis objektu

Jedná se o administrativní budovu realizovanou v letech 2012-2014, která slouží jako zázemí pro firmu Vodafone. Objekt se nachází na náměstí Junkových v městské části Praha – Stodůlky. K objektu ze severní strany přiléhá další administrativní budova. Oba objekty tvoří samostatné dilatační celky. Hlavní vstup do objektu se nachází na jižní straně v úrovni druhého podzemního podlaží.

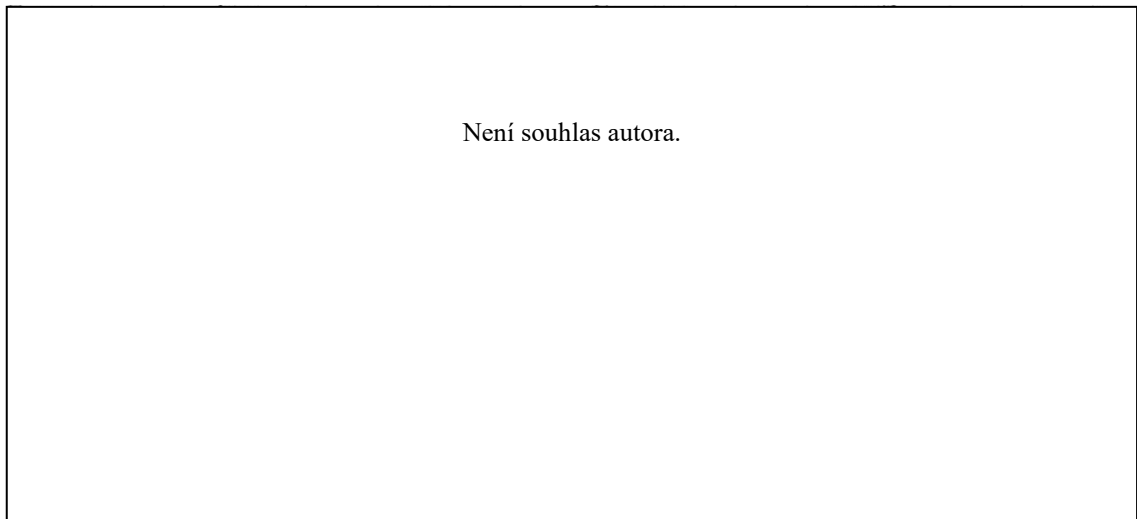


Obr. 5.1 Administrativní budova Vodafone [22]

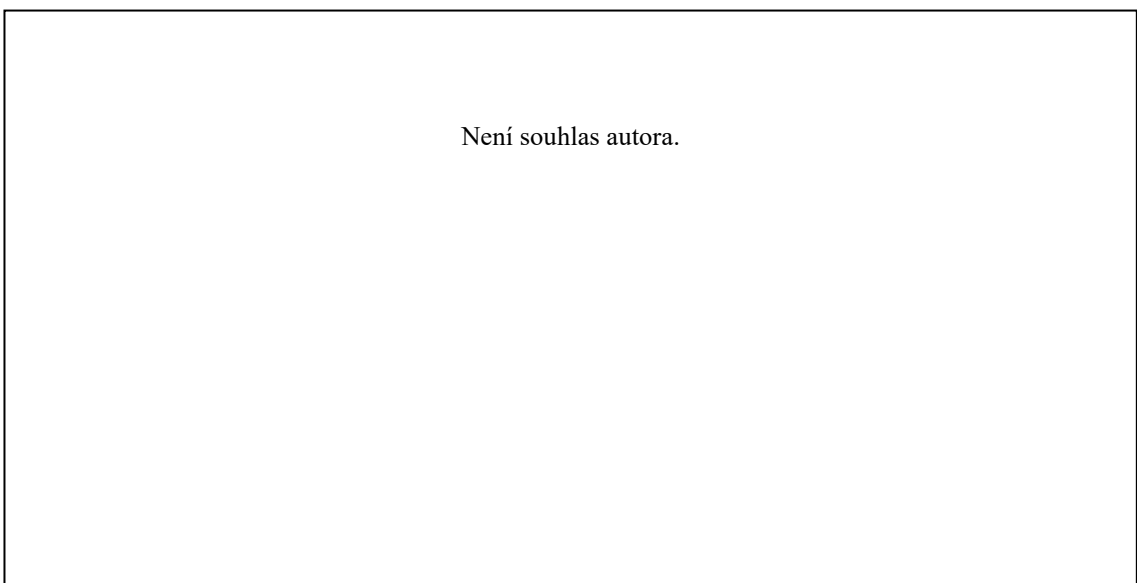
Řešený objekt má půdorys ve tvaru písmene E (Obr. 5.2 a 5.3) s celkovými rozměry přibližně 85 x 38 m. Administrativní budova se skládá ze tří podzemních a šesti nadzemních podlaží. V objektu se nachází kancelářské prostory firmy, zasedací místnosti, sociální zařízení, zázemí pro zaměstnance a restaurace. V podzemních podlažích se nachází garáže.



Obr. 5.2 Půdorys podzemního podlaží



Obr. 5.3 Půdorys nadzemního podlaží



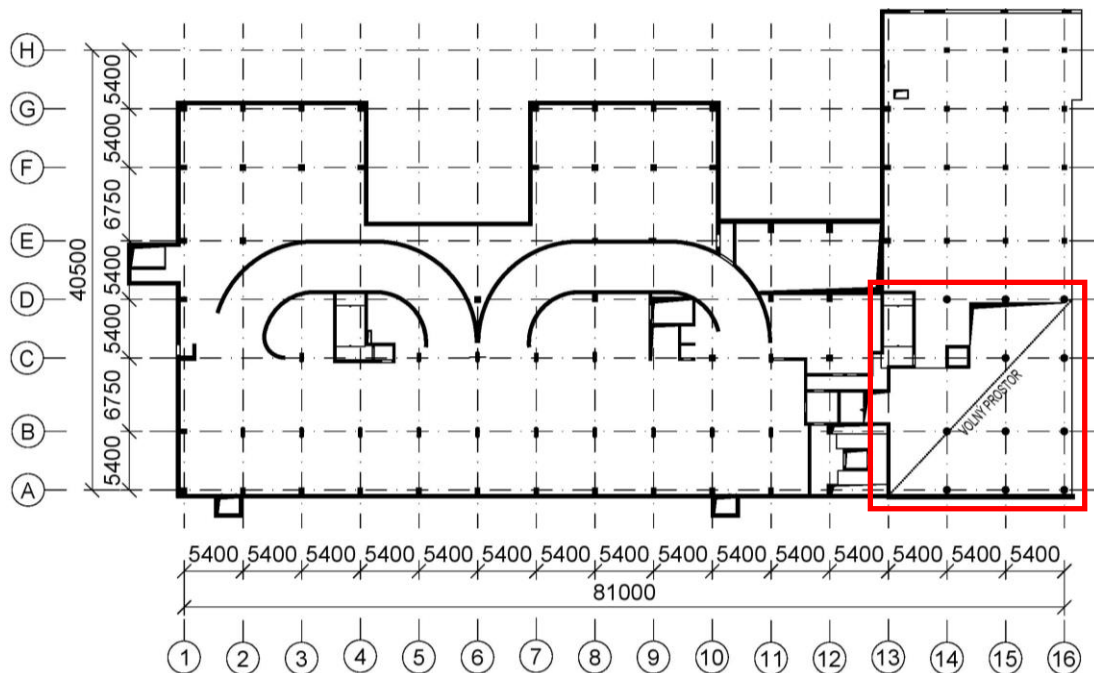
Obr. 5.4 Podélný řez objektem

## 5.2 Konstrukční systém

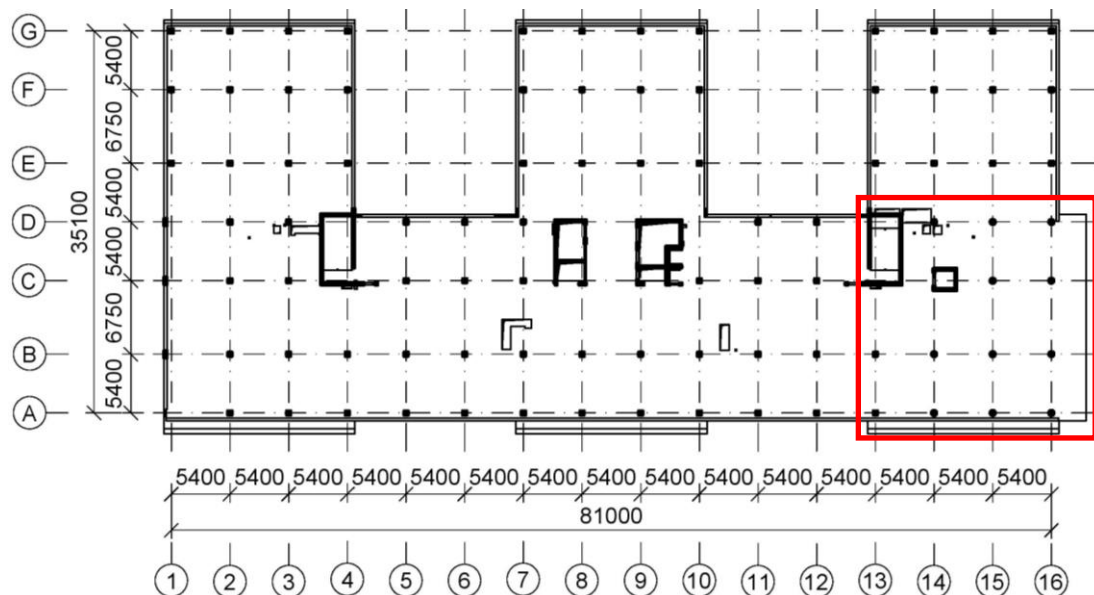
V rámci diplomové práce byl navržen konstrukční systém řešené části objektu se štíhlými železobetonovými sloupy (Obr. 5.5 a 5.6 – červeně vyznačeno). Konstrukční systém je tvořen monolitickým železobetonovým skeletem s pravidelným rastrem 5,4 x 5,4 m (v případě traktu B-C 5,4 x 6,75 m). Schodišťová ramena jsou prefabrikovaná, mezipodesty monolitické. V rámci diplomové práce není schodiště podrobně řešeno.

Konstrukční výšky podlaží jsou v rozmezí pro podzemní podlaží 3,10-3,34 m a pro nadzemní podlaží 4,03-4,10 m. Pro nosné konstrukce je použit beton třídy C 30/37.

Vyztužení je provedeno z oceli B500B.



Obr. 5.5 Konstrukční systém podzemních podlaží – červeně řešená část objektu



Obr. 5.6 Konstrukční systém nadzemních podlaží – červeně řešená část objektu

### 5.2.1 Svislé nosné konstrukce

Rastr skeletu řešené části objektu je tvořen dvěma typy průřezu sloupu. Sloupy v atriu vedené volně přes více podlaží jsou navrženy kruhového průřezu o průměru 600 mm. Sloupy monoliticky spojené se stropní deskou v každém podlaží jsou čtvercového průřezu 400 x 400 mm. Navržené železobetonové stěny v místě schodišť a výtahových šachet v řešené části objektu jsou tloušťky 200 mm.

### 5.2.2 Vodorovné nosné konstrukce

Stropní desky jsou navrženy jako lokálně podepřené doplněné plochými průvlaky. Pro 3.PP až 4.NP je navržena tloušťka stropní desky 250 mm, pro 5.NP 300 mm a pro 6.NP 280 mm. Stropní desky 1.-6.NP jsou z důvodu splnění podmínek limitních průhybů doplněny plochými průvlaky. Průvlaky jsou navrženy šířky 2000 mm. Výška průvlaku se liší dle jednotlivých podlaží. Pro 1.-4.NP je tato výška navržena 400 mm (včetně stropní desky), pro 5.NP 500 mm a pro 6.NP je navržena hodnota 450 mm.

### 5.2.3 Ztužení objektu ve vodorovném směru

Vodorovné ztužení objektu je zajištěno železobetonovými schodišťovými jádry rozmístěnými pravidelně v rámci objektu. Zatížení je do stěn přenášeno přímo z monolitických stropních desek.

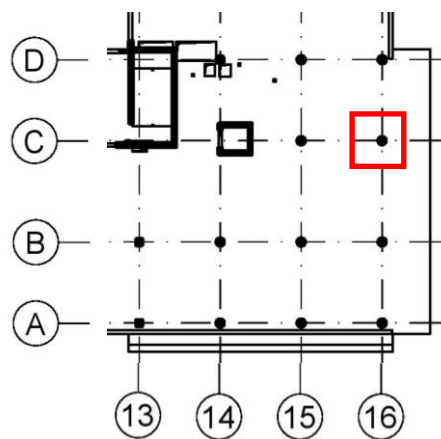


Obr. 5.7 Fotografie z realizace objektu [22]

### 5.3 Namáhání sloupů se zohledněním účinků II. řádu

Pro účely diplomové práce bylo v řešeném výseku objektu (Obr. 5.5 a 5.6 – červeně vyznačeno) analyzováno namáhání vybraného štíhlého železobetonového sloupu se zahrnutím účinků druhého řádu. V rámci podrobného výpočtu byl vybrán krajní sloup v místě vstupu do objektu (Obr. 5.8 – sloup C16).

Pro daný štíhlý sloup jsou pomocí zjednodušených metod vyčísleny návrhové hodnoty ohybových momentů se zahrnutím účinků druhého řádu a je navržena nosná výztuž sloupu. Zjednodušené metody jsou na řešený sloup aplikovány pomocí ručního i softwarového výpočtu. Pro výpočet vstupních hodnot vnitřních sil na řešené části objektu je použit výpočetní program SCIA Engineer (verze 17.1.3035).



Obr. 5.8 Řešený výsek objektu – červeně vyznačen vybraný štíhlý sloup

Výpočet je proveden těmito způsoby:

- Metoda jmenovité křivosti
  - Ruční výpočet dle ČSN EN 1992-1-1 [5]
  - FIN EC – Beton (verze 2020)
  - SCIA Engineer (verze 18.1.3035)
- Metoda jmenovité tuhosti
  - Ruční výpočet dle ČSN EN 1992-1-1 [5]
  - FIN EC – Beton (verze 2020)

Cílem výpočtu je popsat chování zjednodušených výpočetních metod pro stanovení účinků druhého řádu, zjistit jejich výstižnost a použitelnost pro daný štíhlý sloup. Dále je cílem porovnat jednotlivé způsoby výpočtu, které jsou v praxi běžně dostupné a posoudit jejich vhodnost použití.

Řešený štíhlý sloup je veden přes tři podlaží, má kruhový průřez průměru 600 mm a konstrukční výšku přibližně 11,75 m (Obr. 5.9). Daný sloup je vybrán, jelikož v lineárním výpočtu dosahuje nejvyšších hodnot z hlediska normálové síly a ohybových momentů.



Obr. 5.9 Štíhlé sloupy v místě vstupu do objektu [29]



## 5.4 Vyhodnocení

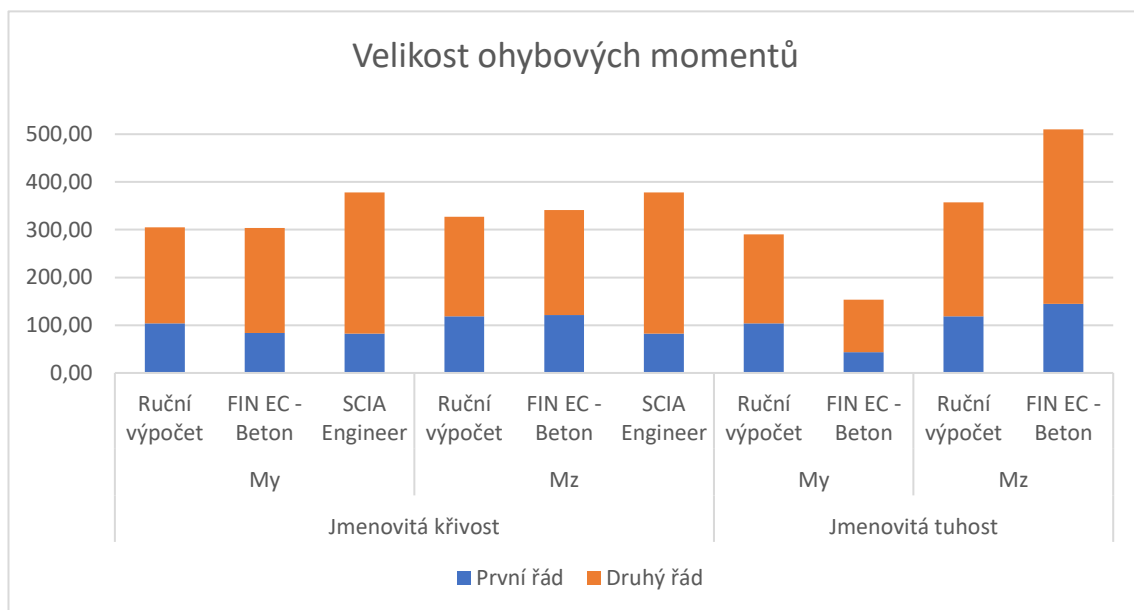
Pro jednotlivé metody jsou v tabulce (Tab. 5.1) uvedeny návrhové hodnoty ohybových momentů pro jednotlivé směry získané pomocí popsaných výpočetních metod a způsobů výpočtu. Dále je zde uvedena velikost ohybových momentů od prvního a druhého řádu (Obr. 5.10). Výsledné hodnoty jsou spočteny pro tuto navrženou výztuž:

- Metoda jmenovité křivosti – 14xØ20 mm
- Metoda jmenovité tuhosti – 18xØ20 mm

Tab. 5.1 Výsledné hodnoty ohybových momentů

**Výsledné ohybové momenty:**

Ohybový moment [kNm]		$M_{Ed}$	První řád	Druhý řád	
Ruční výpočet	Jmenovitá křivost	$M_y$	<b>305,21</b>	103,82	201,39
		$M_z$	<b>327,28</b>	118,93	208,35
	Jmenovitá tuhost	$M_y$	<b>290,42</b>	103,82	186,60
		$M_z$	<b>357,17</b>	118,93	238,24
FIN EC – Beton	Jmenovitá křivost	$M_y$	<b>303,80</b>	83,49	220,31
		$M_z$	<b>341,50</b>	121,30	220,20
	Jmenovitá tuhost	$M_y$	<b>153,70</b>	43,69	110,01
		$M_z$	<b>510,40</b>	145,10	365,30
SCIA Engineer	Jmenovitá křivost	$M_y$	<b>377,90</b>	82,50	295,40
		$M_z$	<b>377,90</b>	82,50	295,40



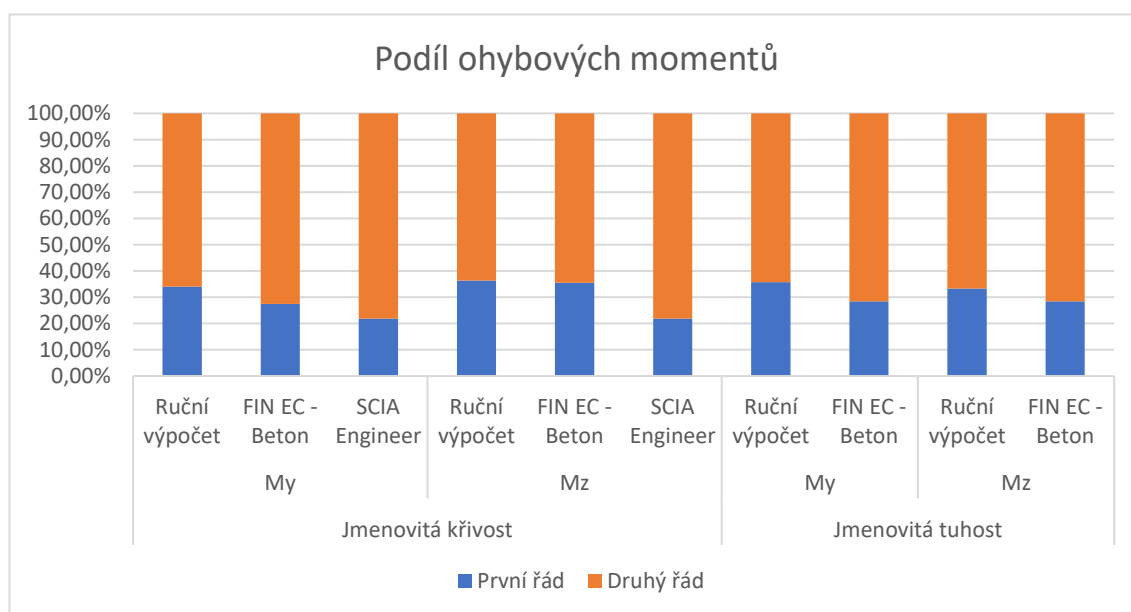
Obr. 5.10 Porovnání velikosti ohybových momentů

V případě způsobu výpočtu pomocí FIN EC v porovnání s ručním výpočtem je velikost ohybových momentů druhého řádu ovlivněna rozdílným stanovením efektivního součinitele dotvarování ( $\varphi_{ef}$ ) a účinné délky ( $l_0$ ) prvku. V rámci ručního výpočtu je efektivní součinitel dotvarování stanoven pomocí vztahu 4.3 (str. 24) a účinná délka je uvažována jako  $0,7l$ . V případě účinné délky je tento rozdíl způsoben skutečností, že použitý program využívá pro stejné statické schéma účinné délky (vetknutí-kloub) hodnotu  $0,71l$ . Program dále neuvažuje zadanou hodnotu ohybového momentu od kvazistálé kombinace, a tak je hodnota efektivního součinitele dotvarování ( $\varphi_{ef}$ ) shodná s hodnotou součinitele dotvarování ( $\varphi$ ). Posledním hlavním rozdílem je stanovení ekvivalentního ohybového momentu prvního řádu. Program FIN EC hodnotu normálové síly násobí konkrétním číselným součinitelem, jehož velikost není nikde specifikována. Tato hodnota je pravděpodobně ovlivněna velikostí ohybových momentů v jednotlivých směrech. Na základě těchto rozdílů vznikají odlišné výsledky, a to především u metody jmenovité tuhosti.

Pro stanovení účinků druhého řádu využívá program SCIA Engineer metodu jmenovité křivosti. Stejně jako v případě FIN EC, tak i program SCIA Engineer uvažuje hodnotu  $\varphi_{ef} = \varphi$ . V ostatních krocích výpočtu se hodnoty téměř shodují s ručním výpočtem. Konečná hodnota ohybového momentu je pro oba směry vyšší (přibližně o 15-20 %) a není uveden její konkrétní výpočet. Můžeme tedy konstatovat, že tento způsob výpočtu je více na straně bezpečné oproti ručnímu výpočtu.

Na základě výsledných hodnot ručního výpočtu lze konstatovat, že obě výpočetní metody mohou být použity pro návrh vybraného sloupu řešeného objektu. Z hlediska způsobu výpočtu může být rovněž uplatněna metoda jmenovité křivosti, která je implementovaná v obou použitých programech. Metoda jmenovité tuhosti použitá v rámci programu FIN EC není na základě výsledných hodnot pro řešený sloup vhodná, jelikož se od hodnoty ručního výpočtu výrazněji liší (40-90 %).

Z obr. 5.10 je patrné, že v případě metody jmenovité křivosti se výsledné hodnoty u jednotlivých způsobů výpočtu ohybových momentů více shodují než u metody jmenovité tuhosti. Dále můžeme pozorovat výrazný podíl účinků druhého řádu, které tvoří 60-80 % z celkové hodnoty momentů (Obr. 5.11). Z těchto výsledků je patrné, že vliv druhého řádu na řešený sloup je výrazný a nesmí být při návrhu zanedbán. Dále můžeme pozorovat, že podíl druhého řádu je nejmenší u ručních výpočtů. Tato skutečnost je způsobena přesným výpočtem ekvivalentních momentů a efektivního součinitele dotvarování, jak již bylo zmíněno výše.



Obr. 5.11 Podíl ohybových momentů

Při výpočtech bylo dále pozorováno chování obou zjednodušených metod. V případě obou metod je základní vstupní veličinou navržená plocha výztuže sloupu ( $A_s$ ) a její rozmístění. Během výpočtu bylo zjištěno, že v případě metody jmenovité tuhosti, vede zvyšování plochy výztuže ke snižování podílu ohybového momentu od druhého řádu. Naopak v metodě jmenovité křivosti je tento účinek opačný.

Dále bylo zjištěno, že u metody jmenovité tuhosti může docházet k výrazným rozdílům mezi jednotlivými výsledky. Tyto výkyvy nastanou, pokud se vzájemně přibližují hodnoty návrhové normálové síly ( $N_{Ed}$ ) a vzpěrného břemene ( $N_B$ ), v důsledku čehož se jmenovatel zlomku (vztah 4.6, str. 28) přibližuje nule a výsledky pak dosahují nepřiměřených hodnot (viz Tab. 6.1). V takovém případě je nutné zvýšit jmenovitou tuhost prvku pomocí zvětšení rozměrů průřezu, většího množství výztuže nebo použitím vyšší třídy betonu.

## 6 Parametrická studie zjednodušených metod

V rámci diplomové práce je v návaznosti na návrh vybraného štíhlého sloupu objektu provedena parametrická studie. Postupně jsou upravovány vybrané parametry daného sloupu, pro který jsou následně vyčísleny hodnoty ohybových momentů (včetně zahrnutí účinků druhého řádu) pomocí zjednodušených výpočetních metod jmenovité křivosti a jmenovité tuhosti (ruční výpočet dle [5]). Cílem studie je popsat chování výpočetních metod při změně vybraných parametrů a ukázat vhodnost použití možných alternativních návrhů.

Pro zpracování studie řešeného sloupu jsou vybrány tyto parametry:

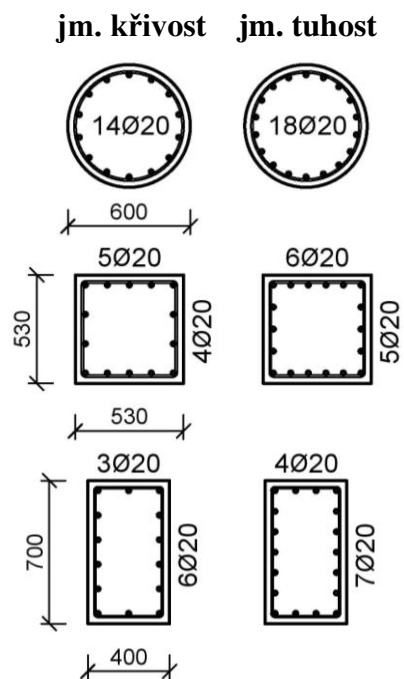
- Tvar průřezu
  - kruhový (původní návrh)
  - čtvercový
  - obdélníkový
- Třída betonu
  - C 20/25
  - C 30/37 (původní návrh)
  - C 50/60

Jednotlivé parametry jsou upraveny ve výpočetním modelu a přepočtené hodnoty vnitřních sil (I. řádu) jsou použity při ručním výpočtu. Pro stanovení hodnot vnitřních sil je použit výpočetní program SCIA Engineer (verze 18.1.3035). Při řešení jednotlivých variant je zachována plocha navržené výztuže vycházející z podrobného výpočtu.

## 6.1 Vliv tvaru průřezu

Z hlediska tvaru průřezu jsou ke stávající variantě (kruhový průřez,  $d = 600$  mm) navrženy další dvě varianty průřezu sloupu. Pro účely studie jsou rozměry variant zvoleny tak, aby se plocha betonového průřezu co nejvíce blížila původní (kruhové) variantě. Z toho důvodu jsou navrženy tyto rozměry sloupů:

- Kruhový průřez (původní návrh)
  - $d = 600$  mm
  - $A_c = 282743,3$  mm<sup>2</sup>
- Čtvercový průřez
  - $a = 530$  mm
  - $A_c = 280900,0$  mm<sup>2</sup>
- Obdélníkový průřez
  - $b = 400$  mm;  $h = 700$  mm
  - $A_c = 280000,0$  mm<sup>2</sup>



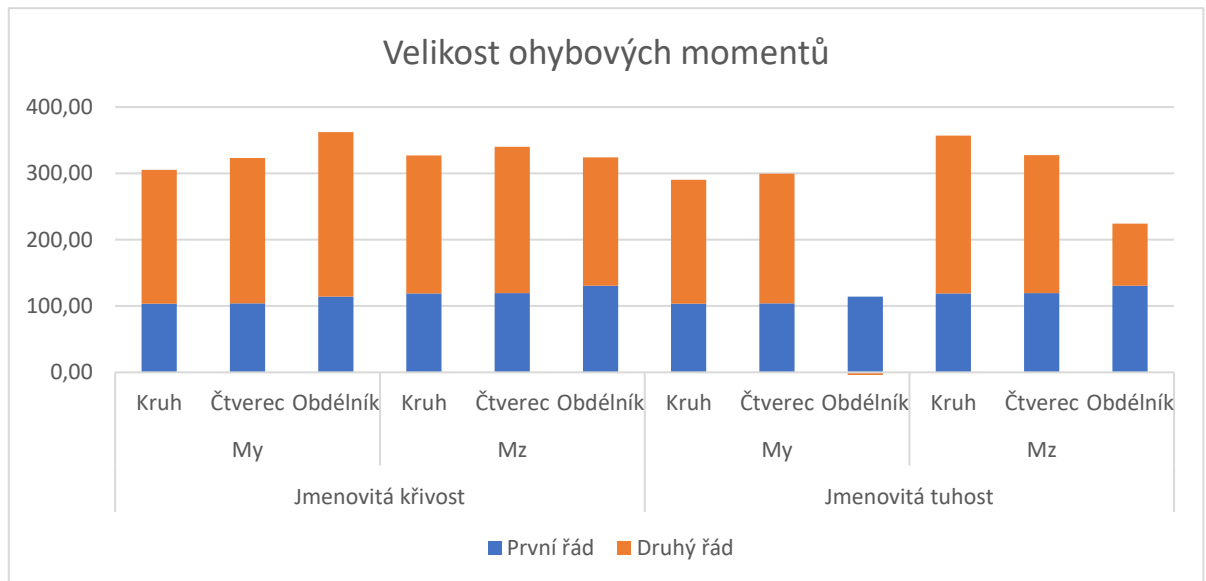
### 6.1.1 Výsledky studie – tvar průřezu

V této části jsou uvedeny (Tab. 6.1) výsledné hodnoty ohybových momentů (celkové, první i druhý řád) pro jednotlivé směry získané pomocí ručního výpočtu dle ČSN [5].

Tab. 6.1 Výsledné hodnoty ohybových momentů

#### Výsledné ohybové momenty:

Ohybový moment [kNm]		$M_{Ed}$	První řád	Druhý řád	
Jmenovitá křivost	$M_y$	Kruh	<b>305,21</b>	103,82	201,39
		Čtverec	<b>323,26</b>	103,97	219,29
		Obdélník	<b>362,33</b>	114,42	247,91
	$M_z$	Kruh	<b>327,28</b>	118,93	208,35
		Čtverec	<b>339,99</b>	119,49	220,50
		Obdélník	<b>324,18</b>	130,69	193,49
Jmenovitá tuhost	$M_y$	Kruh	<b>290,42</b>	103,82	186,60
		Čtverec	<b>299,47</b>	103,97	195,50
		Obdélník	<b>7489,38</b>	114,42	7374,96
	$M_z$	Kruh	<b>357,17</b>	118,93	238,24
		Čtverec	<b>327,48</b>	119,49	207,99
		Obdélník	<b>224,44</b>	130,69	93,75

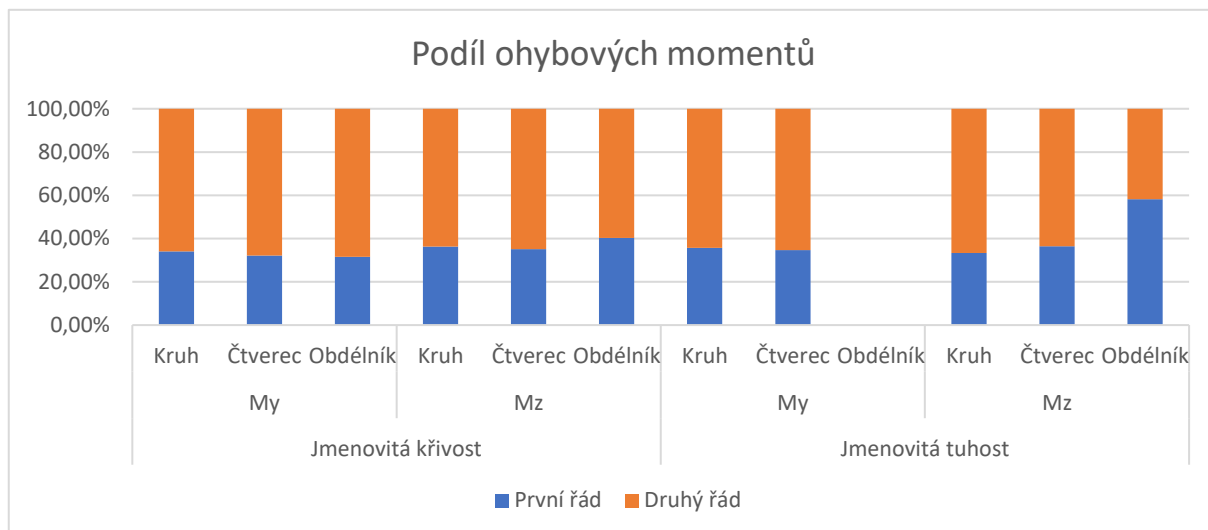


Obr. 6.1 Porovnání velikosti ohybových momentů

Z výsledků lze pozorovat, že čtvercový průřez dosahuje podobných hodnot ohybových momentů jako průřez kruhový. V rámci obou zjednodušených metod se výsledky liší přibližně o 5-10 %. Pro řešený sloup reálného objektu v kapitole 5 lze čtvercový průřez využít.

U obdélníkového průřezu můžeme pozorovat v rámci metody jmenovité tuhosti výrazné snížení ohybového momentu  $M_z$  (Obr. 6.1). To je způsobeno zvýšením jmenovité tuhosti průřezu v daném směru ohybu. Naopak v druhém směru ( $M_y$ ) dochází, vlivem tvaru průřezu, k velkému snížení této tuhosti. V důsledku toho se hodnota kritického břemene ( $N_B$ ) blíží hodnotě normálové síly ( $N_{Ed}$ ) a výsledný moment druhého řádu je příliš veliký (Tab. 6.1).

V rámci metody jmenovité křivosti jsou již výsledné hodnoty ohybových momentů reálné, ovšem nastává zde problém z hlediska posouzení. Rameno vnitřních sil při posouzení ve směru  $M_y$  je příliš malé a průřez tak nelze vyztužit. Na základě těchto výsledků lze konstatovat, že navržený obdélníkový průřez nelze pro daný sloup využít. Dále můžeme pozorovat, že je obecně vhodnější navrhovat průřezy štíhlých sloupů jako dvouose symetrické (kruh, čtverec).



Obr. 6.2 Podíl ohybových momentů

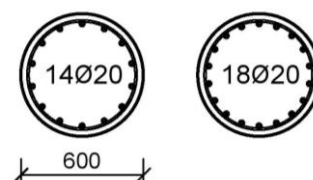
## 6.2 Vliv třídy betonu

V této části vystupuje jako proměnlivý parametr použitá třída betonu. Pro účely studie byly zvoleny výrazně odlišné třídy betonu, aby bylo dosaženo větších rozdílů ve výsledných hodnotách. Ostatní vlastnosti průřezu (rozměry průřezu, navržená výztuž) jsou opět shodné s výchozí variantou.

V rámci studie byly použity tyto třídy betonu:

- C 20/25
- C 30/37 (původní návrh)
- C 50/60

jm. křivost    jm. tuhost



Tab. 6.2 Přehled základních vlastností použitých tříd betonu

třída betonu	$f_{ck}$	$f_{cd}$	$E_{cm}$
	[MPa]	[MPa]	[GPa]
C 20/25	20,0	13,3	30,0
C 30/37	30,0	20,0	33,0
C 50/60	50,0	33,3	37,0

## 6.2.1 Výsledky studie – třída betonu

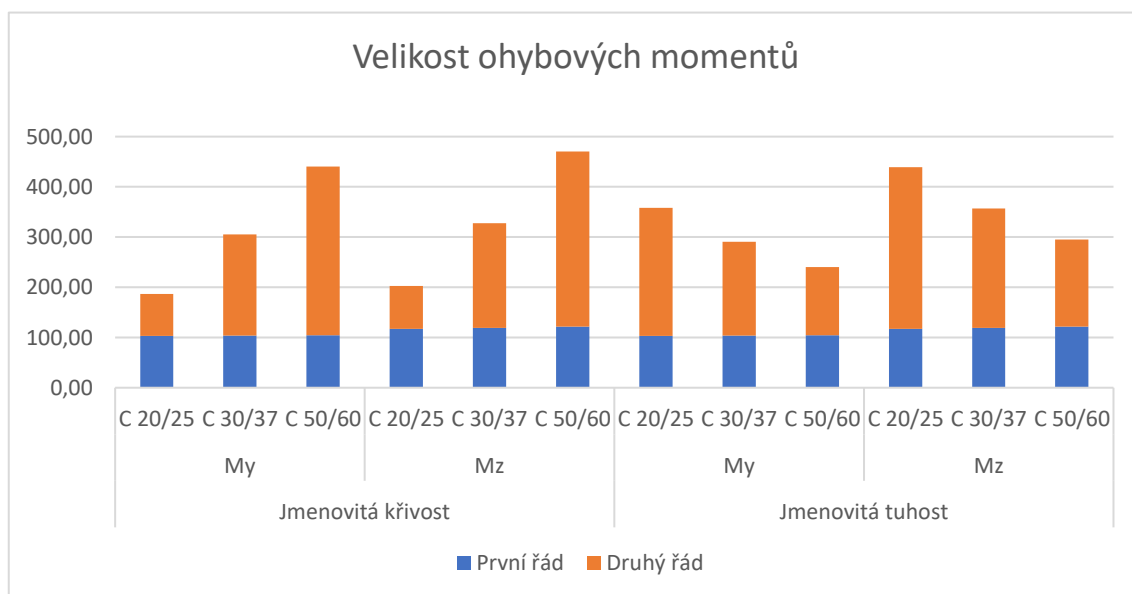
Výsledné hodnoty z ručního výpočtu dle ČSN [5] jsou přehledně uvedeny v tabulce (Tab. 6.3) podle jednotlivých tříd betonu.

Tab. 6.3 Výsledné hodnoty ohybových momentů

**Výsledné ohybové momenty:**

Ohybový moment [kNm]		$M_{Ed}$	První řád	Druhý řád	
Jmenovitá křivost	$M_y$	C 20/25	186,76	103,26	83,50
		C 30/37	305,21	103,82	201,39
		C 50/60	440,57	104,59	335,98
	$M_z$	C 20/25	202,84	117,13	85,71
		C 30/37	327,28	118,93	208,35
		C 50/60	470,56	121,63	348,93
Jmenovitá tuhost	$M_y$	C 20/25	358,21	103,26	254,95
		C 30/37	290,42	103,82	186,60
		C 50/60	240,55	104,59	0,00
	$M_z$	C 20/25	439,16	117,13	322,03
		C 30/37	357,17	118,93	238,24
		C 50/60	295,19	121,63	173,56

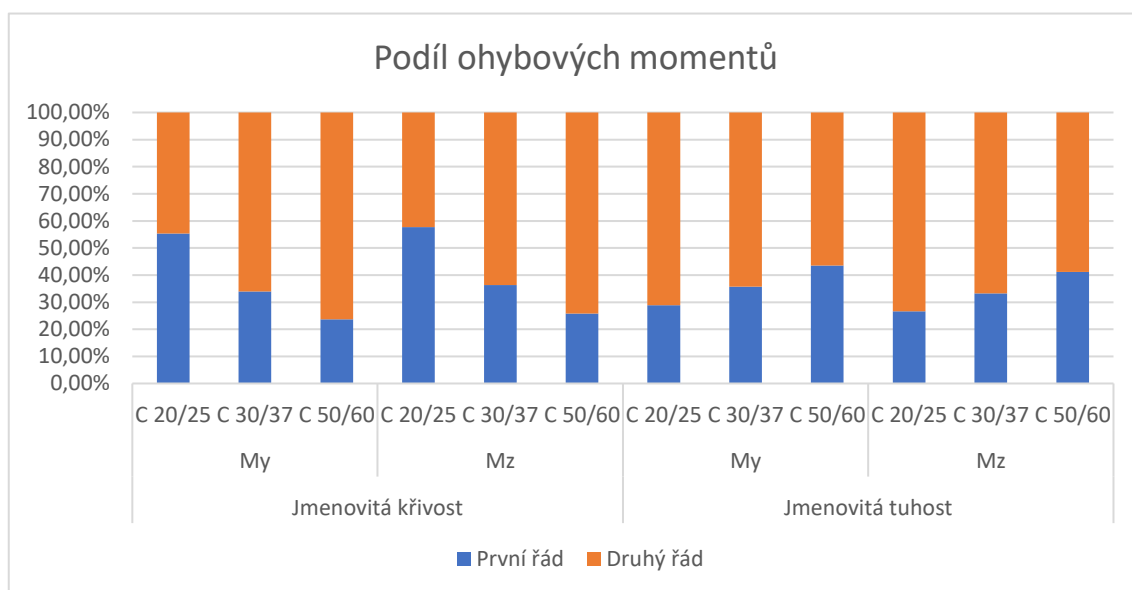
Na tomto příkladu jsou velice patrné rozdíly ve výsledcích mezi jednotlivými metodami. Je patrné, že podíl ohybového momentu druhého řádu se pohybuje v závislosti na třídě betonu mezi 45-75 % (Obr. 6.4).



Obr. 6.3 Porovnání velikosti ohybových momentů



Na obrázku lze vidět, že podle metody jmenovité křivosti se podíl ohybového momentu druhého řádu zvyšuje se zvyšující se třídou betonu, zatímco u metody jmenovité tuhosti je tento účinek přesně opačný. Tato skutečnost je zapříčiněna tím, že při výpočtu ohybového momentu druhého řádu se v metodě jmenovité tuhosti společně se zvyšující se třídou betonu zvyšuje i vzpěrné břemeno (stanovené podle jmenovité tuhosti). V důsledku toho dojde ke snížení hodnoty v závorce ve vztahu 4.6 (str. 28) a tím ke snížení momentu. V případě metody jmenovité křivosti vede zvýšení třídy betonu ke zvětšení poměrné normálové síly a tím ke zvětšení opravného součinitele, pomocí kterého se stanoví křivost a excentricita druhého řádu.



Obr. 6.4 Podíl ohybových momentů

Změna třídy betonu rovněž ovlivňuje součinitel dotvarování. Tato část studie může tedy popsat i variantu, ve které by proměnným parametrem byla rozdílná doba vnesení zatížení. Snížení doby vnesení zatížení by vedlo k nárůstu součinitele dotvarování, k čemuž dochází i v případě použití nižší třídy betonu. U metody jmenovité tuhosti by proto bylo důsledkem snížení modulu pružnosti, vzpěrného břemene, a tedy zvýšení momentu druhého řádu. V rámci metody jmenovité křivosti by došlo ke snížení součinitele  $K_{\phi}$  (str. 30) a tak ke snížení momentu druhého řádu. V případě této metody ovšem součinitel dotvarování nehraje tak výraznou roli jako u stanovení jmenovité tuhosti. Výsledné hodnoty by tedy při změně součinitele dotvarování nebyly natolik rozdílné.

## 7 Závěr

V rámci první části diplomové práce (kapitola 3 a 4) bylo shrnuto statické působení železobetonových prvků namáhaných kombinací normálové síly a ohybových momentů. Byl popsán způsob jejich posouzení z hlediska namáhání při jednoduchém i šikmém ohybu. V práci byla rovněž shrnuta problematika štíhlých železobetonových tlačných sloupů a jak se jejich chování liší od sloupů masivních a velmi štíhlých. Dále byly představeny jednotlivé výpočetní metody, které se využívají při stanovení účinků druhého řádu u těchto prvků. Vybrané metody byly použity při výpočtu v rámci kapitol 5 a 6.

V druhé části práce (kapitola 5) byl zpracován předběžný návrh nosných prvků reálného objektu se štíhlými železobetonovými sloupy. Pomocí dvou výpočetních metod a tří způsobů výpočtu byly zjištěny hodnoty ohybových momentů se zahrnutými účinky druhého řádu. Na tyto momenty byla navržena a posouzena nosná výztuž sloupu. Výpočtem byla zjišťována výstižnost a použitelnost jednotlivých výpočetních metod při různých způsobech výpočtu. Ze získaných hodnot lze konstatovat, že použité způsoby výpočtu obou zjednodušených metod lze využít při návrhu daného štíhlého sloupu. Dále bylo prokázáno, že při shodných vstupních parametrech průřezu je metoda jmenovité tuhosti konzervativnější, tedy návrhové hodnoty ohybových momentů jsou vyšší než u metody jmenovité křivosti.

Ve třetí části (kapitola 6) byla provedena parametrická studie, která porovnává chování zjednodušených výpočetních metod jmenovité křivosti a jmenovité tuhosti při změně vybraných vlastností řešeného štíhlého sloupu (kapitola 5). Pro účely studie byly porovnány tři varianty průřezu (kruh, čtverec, obdélník) a tři pevnostní třídy betonu (C 20/25, C 30/37, C 50/60). Studií bylo analyzováno chování výpočetních metod a byly sledovány výsledné hodnoty ohybových momentů.

V diplomové práci byly podrobně analyzovány zjednodušené výpočetní metody (jmenovité křivosti a jmenovité tuhosti) pro stanovení návrhových hodnot ohybových momentů se zahrnutím vlivu druhého řádu. Z hlediska použitelnosti lze konstatovat, že metoda jmenovité křivosti je vhodnější pro použití při výpočtu řešeného sloupu i jeho upravených variant v rámci studie. Tato metoda vykazuje větší shodu výsledných hodnot při jednotlivých způsobech výpočtu. Dále rovněž vykazuje větší stálost výsledků při změně vybraných parametrů oproti metodě jmenovité tuhosti, která při určité kombinaci vstupních parametrů vykazuje velké, někdy skoro až nereálné rozdíly ve výsledcích.

Norma také doporučuje k výpočtu využít spíše metodu jmenovité křivosti, což se v rámci druhé a třetí části práce potvrdilo.

Vypracování diplomové práce mělo velký osobní přínos, jelikož bylo zapotřebí podrobně prostudovat postup výpočtu účinků druhého řádu pomocí uvedených metod, které obsahují velké množství vstupních parametrů. Tyto parametry bylo nutné dopočítat na základě údajů o geometrii konstrukce, použitých materiálech, množství i rozmístění výztuže a hodnotách vnitřních sil při různých kombinacích zatížení. Bylo nutné podrobně pracovat s postupy uvedenými v normě a odborné literatuře, přičemž se ukázalo, že popis některých částí postupu výpočtu může být složitý na interpretaci a řešitel si musí sám zvolit některé okrajové podmínky. Rovněž u použitých zjednodušených metod je v rámci výuky na fakultě řešen především jejich princip. Ovšem až při samotném výpočtu v diplomové práci byly zjištěny jednotlivá úskalí a omezení daných metod, způsobů jejich výpočtu a jejich uplatnění.

## Použitá literatura

### Normy:

- [1] ČSN EN 1990: *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*, ČSNI 03/2004.
- [2] ČSN EN 1991-1-1: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*, ČSNI 03/2004.
- [3] ČSN EN 1991-1-1: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem*, ČSNI 06/2005.
- [4] ČSN EN 1991-1-1: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*, ČSNI 04/2007.
- [5] ČSN EN 1992-1-1: *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*, ČSNI 11/2006.
- [6] ČSN 73 0540-2: *Tepelná ochrana budov – Část 2: Požadavky*, ČSNI 10/2011.

### Odborná literatura:

- [7] BILČÍK, Juraj. *Betónové konštrukcie: navrhovanie podľa EN 1992-1-1*. 2. vyd. Bratislava: Vydavateľstvo STU, 2008. ISBN 978-802-2729-406
- [8] KOHOUTKOVÁ, Alena. *Betonové konstrukce 1*. Praha: Vydavatelství ČVUT, 2005. ISBN 80-010-3197-7.
- [9] KOHOUTKOVÁ A., PROCHÁZKA J., VAŠKOVÁ J. *Navrhování železobetonových konstrukcí: příklady a postupy*. Vydavatelství ČVUT, Praha 2014. ISBN 978-80-01-05587-8.
- [10] MAREK Pavel. *Návrh štíhlého sloupu metodou globálního součinitele*. Beton – technologie, konstrukce, sanace, 2009, roč. 9, č. 6, s. 54-57. ISSN 1213-3116.
- [11] NILSON, Arthur H., David DARWIN a Charles W. DOLAN. *Design of concrete structures*. 14th ed. Boston: McGraw-Hill Higher Education, c2010. ISBN 978-007-3293-493.
- [12] PROCHÁZKA, Jaroslav. *Navrhování betonových konstrukcí 1*. Praha: ČBS Servis, 2005. ISBN 80-903-5020-8.

- [13] PROCHÁZKA, Jaroslav. *Navrhování betonových konstrukcí: příručka k ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-1-2*. Praha: Pro Ministerstvo pro místní rozvoj a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2010. Technická knižnice (ČKAIT). ISBN 978-808-7438-039.
- [14] PROCHÁZKA, Jaroslav, ŠMEJKAL Jiří. *Betonové vícepodlažní a halové konstrukce*. V Praze: České vysoké učení technické, 2018. ISBN 978-800-1065-181.
- [15] SURA Josef. *Analýza štíhlých betonových prvků vystavených extrémnímu teplotnímu namáhání*. Praha, 2018. Disertační práce (Ph.D.). České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební, Katedra betonových a zděných konstrukcí, 2018-06-05.
- [16] SURA J., ŠTEFAN R., PROCHÁZKA J. *Analýza štíhlých železobetonových sloupů metodou založenou na jmenovité křivosti*. Stavební obzor, 2012, roč. 21, č. 10, s. 294-298. ISSN 1805-2576.
- [17] VAŠKOVÁ Jitka. *Betonové a zděné konstrukce 1, 5. přednáška* [elektronická přednáška]. Fakulta stavební ČVUT v Praze. Dostupné z: [http://people.fsv.cvut.cz/~vaskova/BK01\\_prednasky.html](http://people.fsv.cvut.cz/~vaskova/BK01_prednasky.html)
- [18] VRÁBLÍK Lukáš. *Betonové konstrukce 3C, 1. přednáška* [elektronická přednáška]. Fakulta stavební ČVUT v Praze. Dostupné z: <http://people.fsv.cvut.cz/~vrabluk/>
- [19] VRÁTNÝ O., TIPKA M., VAŠKOVÁ J. *Základní typy betonových konstrukcí pozemních staveb se vzorovými příklady – projekt FRVŠ 294/2015/G1*. *people.fsv.cvut.cz* [online]. Praha: ČVUT, 2015 [cit. 5.11.2019]. Dostupné z: [http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/granty\\_soubory/FRVS\\_2012/zaklad\\_typy\\_bet\\_konstr.pdf](http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/granty_soubory/FRVS_2012/zaklad_typy_bet_konstr.pdf)

#### **Webové stránky:**

- [20] MENGES, Simon. *archdaily.com* [online]. [cit. 20.11.2019]. Dostupné z: [https://www.archdaily.com/926033/james-simon-galerie-david-chipperfield-architects?ad\\_source=search&ad\\_medium=search\\_result\\_all&fbclid=IwAR09gwkfok2wAPStIX2F6X\\_K4gPhS-UdXFDJrff6XTIb8K0x7PdtzEJDzTY](https://www.archdaily.com/926033/james-simon-galerie-david-chipperfield-architects?ad_source=search&ad_medium=search_result_all&fbclid=IwAR09gwkfok2wAPStIX2F6X_K4gPhS-UdXFDJrff6XTIb8K0x7PdtzEJDzTY)

- [21] NÁDĚJOVÁ, Tereza. *old.techlib.cz* [online]. [cit. 7.10.2019]. Dostupné z: <https://old.techlib.cz/cs/838-2010-interier-ntk/>
- [22] Autor neveden. *building-sro.cz* [online]. [cit. 28.10.2019]. Dostupné z: <https://www.building-sro.cz/administrativni-budova-vodafone>
- [23] Autor neveden. *dlubal.com* [online]. [cit. 14.10.2019]. Dostupné z: <https://www.dlubal.com/cs/podpora-a-skoleni/podpora/databaze-znalosti/001577>
- [24] Autor neveden. *fine.cz* [online]. [cit. 14.10.2019]. Dostupné z: <https://www.fine.cz/vypocty-statiky/beton/>
- [25] Autor neveden. *firemniakce.cz* [online]. [cit. 10.10.2019]. Dostupné z: <https://www.firemniakce.cz/narodni-technicka-knihovna>
- [26] Autor neveden. *griton.cz* [online]. [cit. 4.10.2019]. Dostupné z: <https://www.griton.cz/realizace/bb-centrum-administrativni-budova-filadelfie>
- [27] Autor neveden. *help.scia.net* [online]. [cit. 14.10.2019]. Dostupné z: [https://help.scia.net/15.2/cs/dlo/concrete15/stiffness/stiffness\\_01\\_introduction.htm](https://help.scia.net/15.2/cs/dlo/concrete15/stiffness/stiffness_01_introduction.htm)
- [28] Autor neveden. *hgf10.vsb.cz* [online]. [cit. 4.10.2019]. Dostupné z: <http://hgf10.vsb.cz/546/VHZ1/vyuka/systemy/ramove.html>
- [29] Autor neveden. *mapy.cz* [online]. [cit. 5.11.2019]. Dostupné z: <https://mapy.cz/zakladni?x=14.3046204&y=50.0464634&z=19&pano=1&pid=7718406&yaw=0.464&fov=1.257&pitch=-0.173>

#### **Použité programy:**

- [30] Allplan 2018 – studentská verze
- [31] AutoCAD 2017 – studentská verze
- [32] FIN EC 2020 – Beton – demoverze
- [33] GEO5 – Pilota – výuková verze
- [34] SCIA Engineer, verze 18.1.3035 – studentská verze