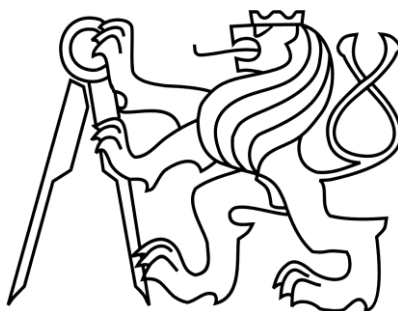


ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ
Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí (K133)



Bakalářská práce

Porovnání metod pro návrh štíhlých železobetonových sloupů
Comparison of design methods of slender reinforced concrete columns

Vypracoval: Marek Pixa

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

Studijní program: (B3651) Stavební inženýrství

Studijní obor: (3608R008) Konstrukce pozemních staveb

Praha 2022

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Pixa** Jméno: **Marek** Osobní číslo: **486243**
Fakulta/ústav: **Fakulta stavební**
Zadávající katedra/ústav: **Katedra betonových a zděných konstrukcí**
Studijní program: **Stavební inženýrství**
Studijní obor: **Konstrukce pozemních staveb**

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce:

Porovnání metod pro návrh štíhlých železobetonových sloupů

Název bakalářské práce anglicky:

Comparison of design methods of slender reinforced concrete columns.

Pokyny pro vypracování:

Přístupy a metody pro navrhování štíhlých železobetonových sloupů.
Konceptní návrh vybraného administrativního objektu se štíhlými železobetonovými sloupy.
Podrobná analýza chování a návrh štíhlých sloupů v řešeném objektu - porovnání výsledků různých návrhových metod.
Schémata vyztužení sloupů.

Seznam doporučené literatury:

ČSN EN 1990, ČSN EN 1991, ČSN EN 1992
Procházka, Kohoutková, Vašková: Navrhování železobetonových konstrukcí. Příklady a postupy. ČVUT 2021.
Archiv časopisu Beton TKS
Další vhodná samostatně vyhledaná literatura

Jméno a pracoviště vedoucí(ho) bakalářské práce:

Ing. Martin Típka, Ph.D. katedra betonových a zděných konstrukcí FSV

Jméno a pracoviště druhé(ho) vedoucí(ho) nebo konzultanta(ky) bakalářské práce:

Datum zadání bakalářské práce: **11.02.2022** Termín odevzdání bakalářské práce: **15.05.2022**

Platnost zadání bakalářské práce: _____

Ing. Martin Típka, Ph.D.
podpis vedoucí(ho) práce

podpis vedoucí(ho) ústavu/katedry

prof. Ing. Jiří Máca, CSc.
podpis děkana(ky)

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Student bere na vědomí, že je povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací.
Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je třeba uvést v bakalářské práci.

Datum převzetí zadání

Podpis studenta

Prohlášení

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

V Praze dne 15. května 2022

.....

Marek Pixa

Poděkování

Tímto bych chtěl poděkovat svému vedoucímu Ing. Martinu Típkovi Ph.D. za poskytnutí odborných konzultací a pomoc s úskalími, které jsem během psaní bakalářské práce musel překonat. Dále bych chtěl poděkovat také svojí rodině (hlavně mamince) a blízkým, kteří mě podporovali po celou dobu studia.

Abstrakt

Obsahem bakalářské práce je porovnání metod pro návrh železobetonových sloupů s ohledem na vliv druhého řádu.

V první části práce je popsáno statické působení svislých prvků a možné způsoby jejich posuzování. Dále je vysvětleno rozdělení sloupů podle štíhlosti a zároveň princip metod pro výpočet druhého řádu.

V druhé části je zpracován návrh objektu administrativní budovy se štíhlými železobetonovými sloupy. Jedná se o monolitický železobetonový skelet s lokálně podepřenými stropy, návrh se zaměřuje na řešení a posouzení vybraného štíhlého sloupu. Posouzení je provedeno paralelně třemi různými metodami. Na závěr jsou výsledky mezi sebou porovnány. Součástí práce jsou pracovní výkresy tvaru a schémata vyztužení sloupu.

Klíčová slova

Železobetonový sloup, štíhlost, interakční diagram, druhý řád, metoda jmenovité křivosti, metoda jmenovité tuhosti, nelineární výpočet.

Abstract

The content of the bachelor thesis is a comparison of methods for calculating reinforced concrete columns with regard to the second order influence.

In the first part of thesis describes statical behaviour of vertical elements and possible ways of their assesment. Futhermore, the division of columns according to slenderness is explained, as well as the principle of methods for calculating the second order.

In the second part, an administrative building with slender reinforced concrete columns is designed. It is a monolithic reinforced concrete skeleton structure with locally supported reinforced concrete flat slab, the design focuses on the solution and assessment of a selected slender column. The assessment is performed in parallel by three different method. Finally the results are compared. Part of the work are mechanical drawing of shapes and reinforcement drawings of the column.

Keywords

Reinforced concrete column, slenderness, interaction diagram, second order, nominal curvature method, nominal stiffnes method, nonlinear calculation.

1 Obsah

2	Úvod.....	7
3	Namáhání betonových prvků kombinací normálové síly a ohybového momentu....	8
3.1	Porušení prvků	8
3.2	Posouzení prvků	9
3.2.1	Posouzení pomocí výpočtu	10
3.2.2	Posouzení graficky – interakční diagram.....	11
4	Štíhlé prvky.....	16
4.1	Štíhlost a její výpočet	16
4.2	Typy železobetonových prvků z hlediska štíhlosti	20
4.3	Návrh štíhlého prvku.....	23
4.3.1	Metoda založená na jmenovité křivosti	25
4.3.2	Metoda založená na jmenovité tuhosti.....	27
4.3.3	Obecná numerická metoda.....	29
5	Řešení vybraného objektu.....	31
5.1	Popis objektu.....	31
5.2	Konstrukční systém.....	31
5.2.1	Svislé nosné konstrukce.....	31
5.2.2	Vodorovné nosné konstrukce.....	31
5.3	Namáhání sloupu se zohledněním II. řádu	32
5.4	Vyhodnocení výpočtu	33
6	Závěr	35
7	Bibliografie	36

2 Úvod

Sloupy jsou společně se stěnami hlavními prvky pro roznášení zatížení ve svislém směru. Výhodou sloupů je vytvoření volné dispozice v objektu, kde následně uživatel může prostor využívat a upravovat podle jeho vlastních preferencí. Tyto prvky se hojně využívají hlavně v rámci administrativních budov právě kvůli možnosti úpravy v interiéru. Sloupy se podle geometrie (délka prvku, rozměr a tvar průřezu) dělí do kategorií podle způsobu porušení (masivní, štíhlé a velmi štíhlé sloupy). Po správném určení štíhlostní kategorie se volí vhodný postup návrhu.

V případě masivních prvků kvůli malé výstřednosti zatížení lze podélný ohyb zanedbat. To znamená, že není třeba zohledňovat vliv druhého řádu, jelikož má minimální efekt. Únosnost takového prvku je vyčerpána dosažením mezního přetvoření, a tedy pevnosti materiálu v nejméně namáhaném průřezu.

U štíhlých prvků je nutné při vyšetřování zahrnout několik faktorů. Prvotně se musí určit typ podepření prvků, jelikož mají velký vliv na určení štíhlosti, a tím na další postup výpočtu. Při výpočtu přetvoření by měly být zohledněny především účinky vznikajících trhlin, které mění tuhost materiálu, dotvarování a geometrické nelinearity. Na rozdíl od masivních prvků je nutné počítat s vlivem druhého řádu a únosnost může být vyčerpána dosažením mezního přetvoření, či v případě velmi štíhlého prvku, ztrátou stability tvaru.

Cílem této práce je popsat metody pro návrh štíhlých železobetonových sloupů s ohledem na vliv druhého řádu a způsob jeho vyčíslení. Uvedené metody budou následně použity pro návrh štíhlých sloupů v reálném objektu a jednotlivé návrhy budou mezi sebou porovnány. Jedná se o zjednodušené ruční metody dle normy ČSN 1992-1-1 (metoda jmenovité křivosti, metoda jmenovité tuhosti) a obecnou numerickou metodu ve výpočetním softwaru.

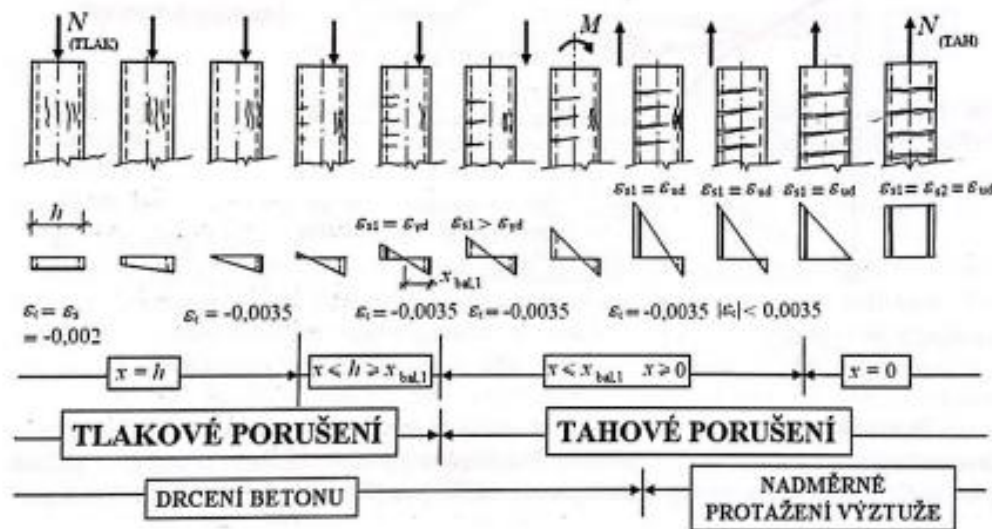
3 Namáhání betonových prvků kombinací normálové síly a ohybového momentu

Beton se využívá na přenos tlakových sil, jelikož má vysokou pevnost v tlaku. Jeho pevnost v tahu je až patnáctkrát menší oproti pevnosti v tlaku. Pokud má tedy přenášet větší tahové síly, je nutné ho vyztužit ocelovou výztuží, která zejména po vzniku trhlin přenáší tato tahová napětí. Vzhledem k těmto vlastnostem je železobeton jedním z nejlepších materiálů na svislé tlačené nosné prvky, protože tlakové zatížení přeneše zejména beton a případné tahové napětí od ohybu přenáší výztuž. [1]

Pro neekonomičtější návrh sloupu by měl být průřez namáhán pouze normálovou silou. V praxi se však takovéto průřezy skoro nevyskytují, protože i zatížení prvku dostřednou normálovou silou počítáme s tzv. náhodnou výstředností e_0 (z nepřesnosti výroby, špatného uložení výztuže apod.). Tlačené prvky, jako sloup nebo stěna, které jsou součástí nosného systému, většinou spolupůsobí s nosnými vodorovnými prvky, a tím vytváří staticky neurčitou konstrukci. Toto spolupůsobení prvků má za následek přenášení ohybového momentu, proto se konstrukce svislého prvku namáhá kromě normálové síly N i ohybovým momentem M . [2]

3.1 Porušení prvků

Jak již bylo specifikováno, ve sloupu obvykle působí normálová síla N a ohybový moment M , který je důsledkem výstřednosti normálové síly. Větší tlakové napětí v průřezu je poté u okraje sloupu, který je blíže k působení normálové síly.



Obr. 1 Typy porušení železobetonových sloupů při různé výstřednosti zatížení [3]

Tlakové porušení - případ malé výstřednosti

- K porušení dochází v důsledku překročení mezního přetvoření betonu v tlaku, dochází tedy k drcení betonu v místě tlačení průřezu bez dosažení meze kluzu v tažené výztuži.

Tahové porušení - případ velké výstřednosti

- V této situaci je na mezním stavu únosnosti v plastickém stavu jak tažená výztuž, tak tlačенý beton. Tahová výztuž dosáhne meze kluzu, a následně při plastickém přetváření vznikají tahové trhliny. Zároveň dochází k drcení betonu.

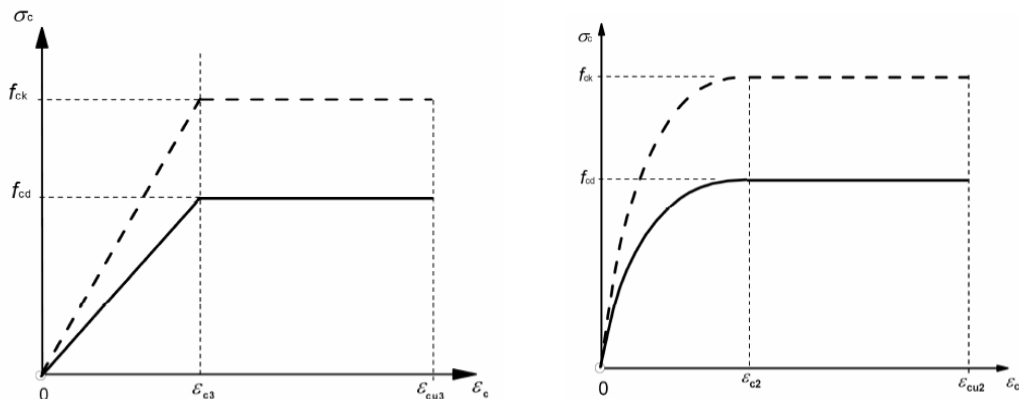
Tahové porušení bez působení betonu

- Průřez je namáhán tahovými silami s malou výstředností. Proti silám v mezním stavu únosnosti působí pouze tahová výztuž, beton je porušen trhlinami a nepřenáší žádné napětí. [3] [4]

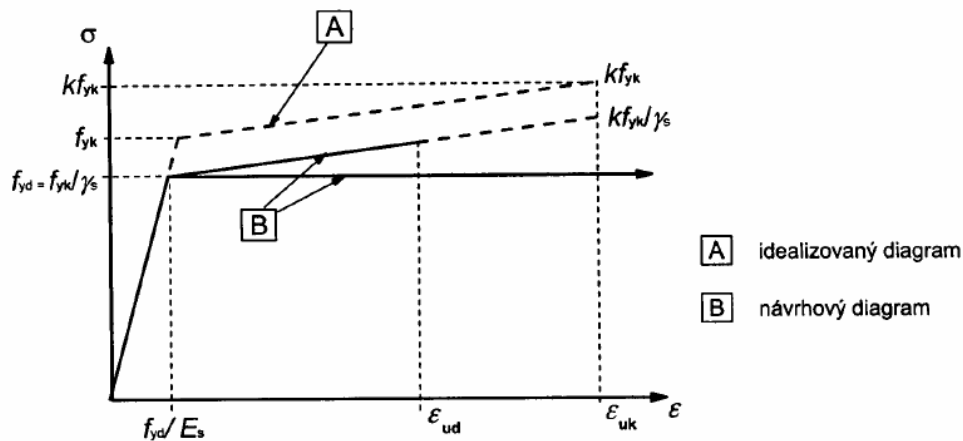
3.2 Posouzení prvků

Pro posouzení prvků namáhaných normálovou silou a ohybovým momentem můžeme použít dvě možnosti. První možností je posouzení výpočtem neboli sestavením dvou podmínek rovnováhy (součtová a momentová podmínka). Druhou možností je grafické řešení, a to sestavením interakčního diagramu. Pro určení únosnosti železobetonových prvků se vychází z těchto předpokladů: [5]

- Zachování rovinnosti průřezů – přetvoření vláken je přímo úměrné vzdálenosti od středu průřezu
- Dokonalá soudržnost – poměrné přetvoření je stejné jak ve výztuži, tak i v okolním betonu, $\varepsilon_s = \varepsilon_c$
- Pevnost betonu v tahu se zanedbává
- Napětí v tlačенém betonu se určí pomocí jednoho ze zjednodušených návrhových pracovních diagramů (Obr. 2)
- Napětí ve výztuži se určí pomocí návrhového pracovního diagramu (Obr. 3)
- Meze únosnosti je dosaženo, když je alespoň v jednom z materiálů (beton či ocel) dosaženo mezního poměrného přetvoření



Obr. 2 Pracovní diagramy betonu podle normy [6]



Obr. 3 Pracovní diagram oceli podle normy [6]

3.2.1 Posouzení pomocí výpočtu

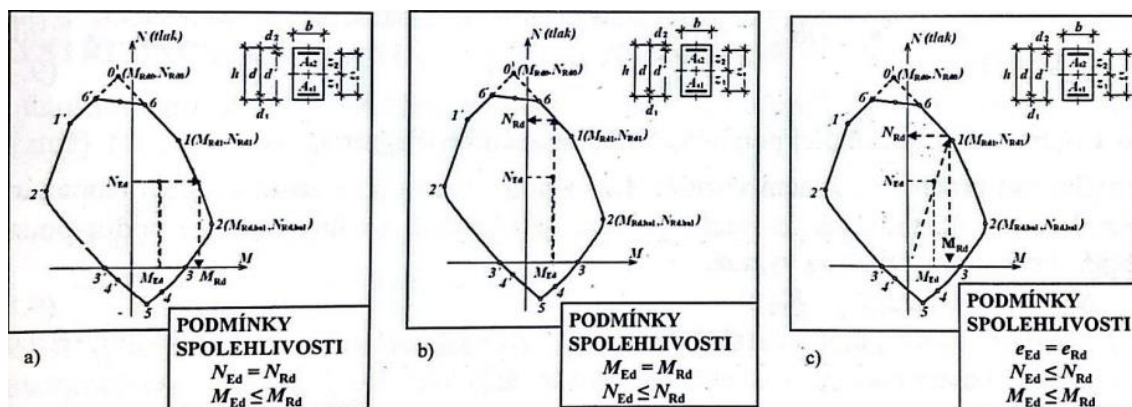
Při posouzení pomocí výpočtu se sestaví dvě podmínky rovnováhy – silová a momentová. Silová podmínka rovnováhy se stanoví ze všech normálových sil působících na průřez. Momentová podmínka rovnováhy se většinou stahuje k těžišti průřezu.

Podmínky rovnováhy pro oboustranně vyztužený průřez:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = -F_{cc} + F_{s1} - F_{s2}$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = F_{s2} (0,5h - d_2) + F_{cc} (0,5h - k_a x) + F_{s1} (0,5h - d_1)$$

Následné posouzení lze provést několika odlišnými způsoby. Podle určité působící síly $N_{Ed} = N_{Rd}$ lze najít odpovídající hodnotu momentu na mezi únosnosti M_{Rd} , případně analogií podle určitého momentu $M_{Ed} = M_{Rd}$ lze zjistit sílu na mezi únosnosti N_{Rd} . Další možností je pro danou výstřednost $e_{Ed} = e_{Rd}$ určení dané hodnoty síly a momentu na mezi únosnosti. Tyto hodnoty na mezi únosnosti jsou průsečíky daných přímk s čarou interakčního diagramu bez jeho sestavení.



Obr. 4 Způsoby posouzení průřezu pomocí výpočtu [3]

3.2.2 Posouzení graficky – interakční diagram

Mimo posouzení výpočtem se používá také posouzení pomocí tzv. **interakčního diagramu**. Svislá osa diagramu představuje silový účinek, vodorovná osa momentový účinek. Každá příslušná hodnota na mezi únosnosti ohybového momentu definuje určitou hodnotu síly na mezi únosnosti. Z těchto bodů se poté skládá křivka, která určuje mez únosnosti při namáhání normálovou silou a ohybovým momentem. Po sestavení interakčního diagramu se posoudí, zda vypočtené návrhové síly a momenty leží uvnitř interakčního diagramu. V případě, že toto nastane, můžeme vyvodit závěr, že daný průřez vyhovuje. Jelikož výpočet pro všechny možné hodnoty normálových sil a ohybových momentů by byl časově náročný, je možné sestavit při ručním řešení zjednodušený interakční diagram, který se skládá z šesti charakteristických bodů. [3] [7]

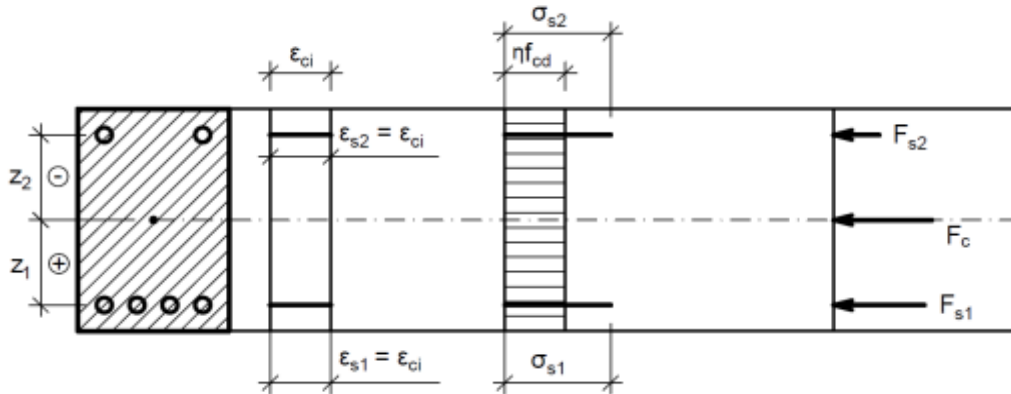
BOD 0 – Dostředný tlak

K porušení průřezu dochází při dosažení maximálního přetvoření betonu. Přetvoření výztuže je rovno přetvoření betonu a to je rovnoměrně rozděleno po celé výšce průřezu.

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{s2} = \varepsilon_c$$

$$N_{Rd0} = - (b \cdot h \cdot \eta \cdot f_{cd} + \sum A_s \cdot \sigma_s)$$

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



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

Obr. 5 Namáhání průřezu v bodě 0 [7]

Jedná se pouze o teoretický příklad, který nemůže nastat a to kvůli minimální náhodné excentricitě e_0 , která je předepsána normou. [8] Je následně nutné omezit interakční diagram podle náhodné výstřednosti, a tím se sníží únosnost proti dostřednému tlaku. (Obr. 11)

BOD 1 – Neutrální osa prochází těžištěm výztuže, většina průřezu je tlačena

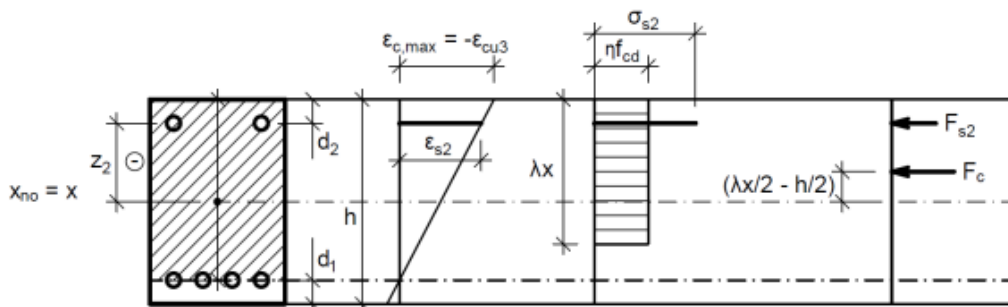
V tomto případě neutrální osa prochází těžištěm výztuže. Výztuž tedy není namáhána a na únosnosti průřezu se tedy podílí pouze tlačенý beton a tlačенá výztuž.

$$\sigma_{s1} = 0 ; \varepsilon_{s1} = 0$$

$$N_{Rd1} = - (b \cdot \lambda x \cdot \eta \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2})$$

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

$$\sigma_{s2} = - \min (f_{yd} ; |\varepsilon_{s1}| \cdot E_s)$$



Obr. 6 Namáhání průřezu v bodě 1 [7]

BOD 2 – Rozhraní mezi malou a velkou výstředností v tlaku

U tohoto způsobu namáhání k únosnosti přispívá tlačенý beton, tažená i tlačенá výztuž. Tažená výztuž je na mezi kluzu.

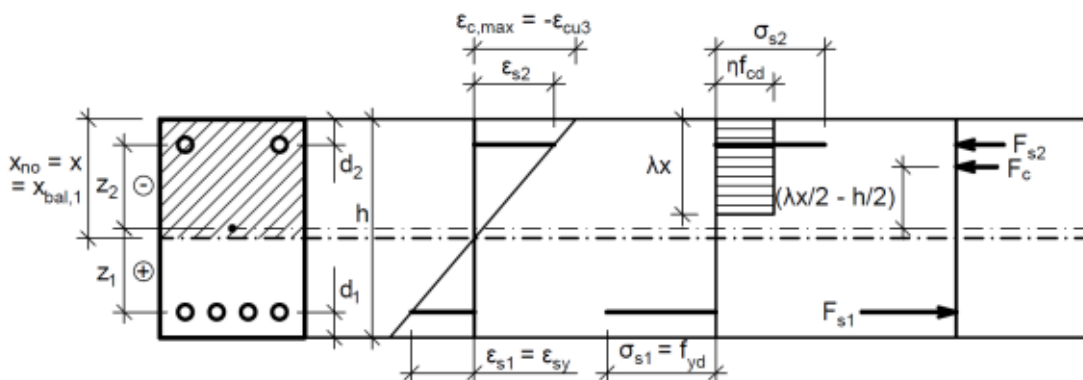
$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$$

$$\sigma_{s1} = f_{yd} ; \sigma_{s2} = - \min (f_{yd} ; |\varepsilon_{s1}| \cdot E_s)$$

$$x = x_{bal,1}$$

$$N_{Rd2} = - (b \cdot \lambda x_{bal,1} \cdot \eta \cdot f_{cd} + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2})$$

$$M_{Rd2} = b \cdot \lambda x_{bal,1} \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot (\lambda x_{bal,1} - h) + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot z_1 + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot z_2$$



Obr. 7 Namáhání průřezu v bodě 2 [7]

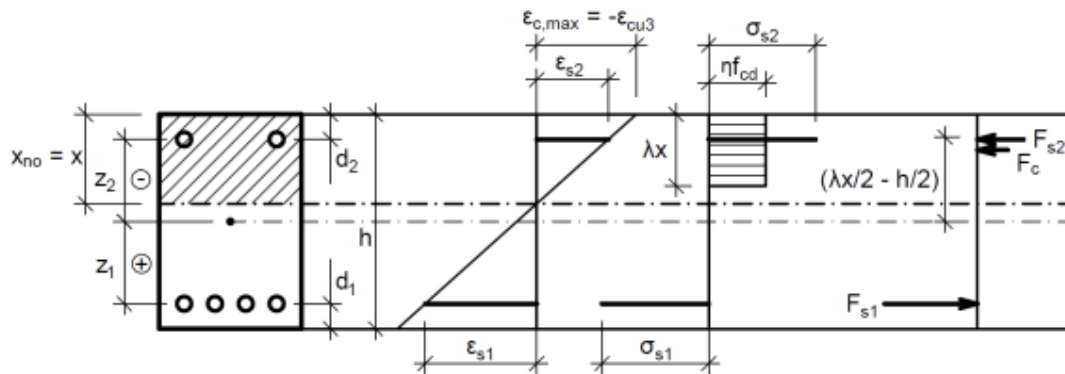
BOD 3 – Prostý ohyb

Při namáhání prostým ohybem je normálová síla v průřezu rovna nule. Součet všech sil působících na průřez se musí rovnat nule.

$$\sum F = F_c + F_{s1} + F_{s2} = 0$$

$$N_{Rd3} = 0$$

$$M_{Rd3} = b \cdot \lambda x \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot (\lambda x - h) + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot z_1 + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot z_2$$



Obr. 8 Namáhání průřezu v bodě 3 [7]

BOD 4 – Neutrální osa prochází těžištěm výztuže, většina průřezu je tažená

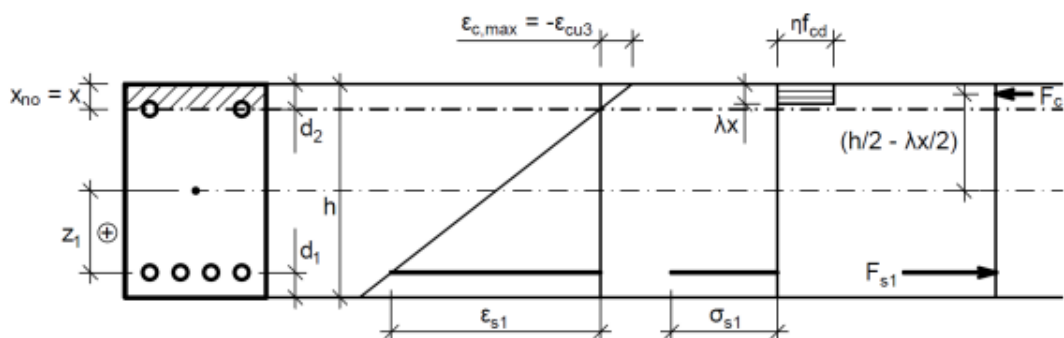
V tomto případě neutrální osa prochází těžištěm výztuže. Výztuž tedy není namáhána a na únosnosti průřezu se tedy podílí pouze tlačенý beton a tažená výztuž.

$$\sigma_{s2} = 0 ; \epsilon_{s2} = 0$$

$$\sigma_{s1} = \min (f_{yd} ; |\epsilon_{s1}| \cdot E_s)$$

$$N_{Rd4} = - (b \cdot \lambda x \cdot \eta \cdot f_{cd} + A_{s1} \cdot \sigma_{s1})$$

$$M_{Rd4} = b \cdot \lambda x \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot (\lambda x - h) + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot z_1$$



Obr. 9 Namáhání průřezu v bodě 4 [7]

BOD 5 – Pouze tah

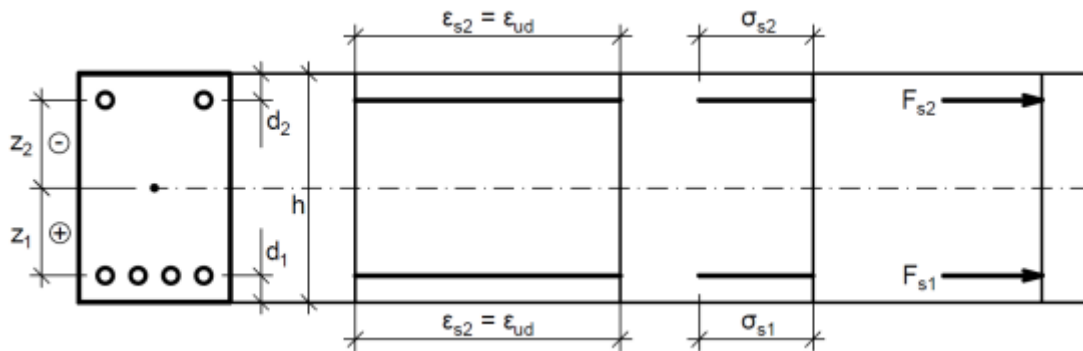
Neutrální osa prochází těžištěm výztuže A_{s1} a A_{s2} . Výztuž je rovnoměrně protažená a dosažení meze únosnosti nastává při překročení mezního poměrného přetvoření výztuže.

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{s2}$$

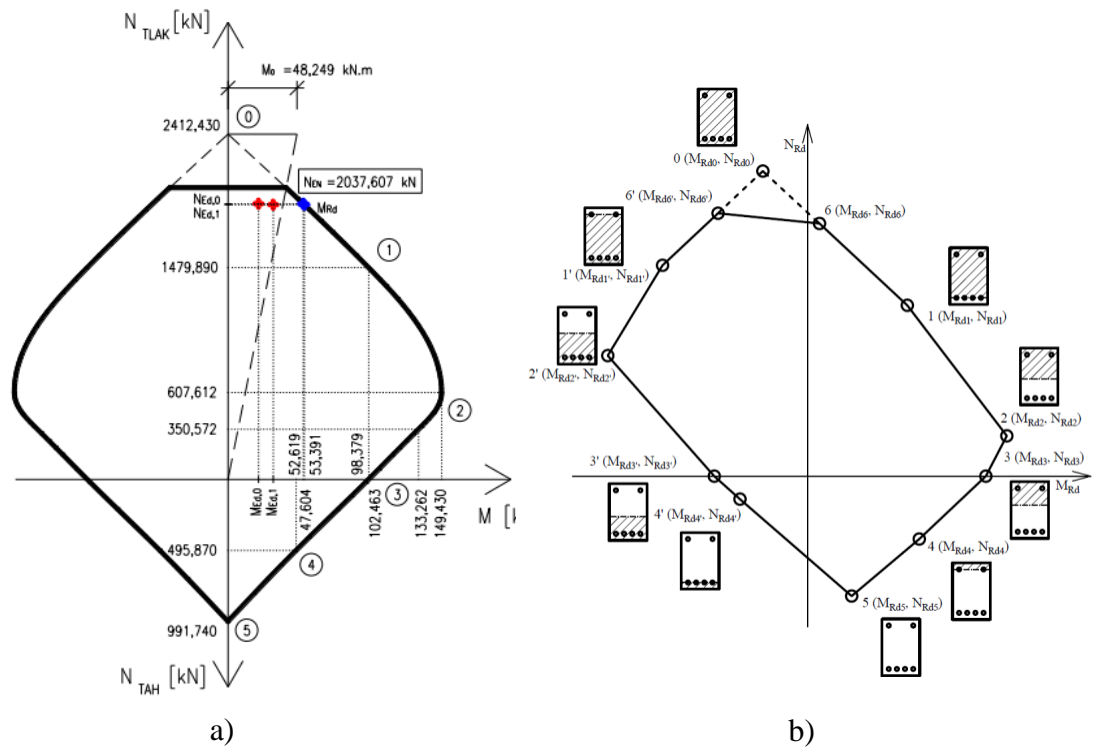
$$\sigma_{s1} = \sigma_{s2} = f_{yd}$$

$$N_{Rd5} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2}$$

$$M_{Rd5} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot z_1 + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot z_2$$

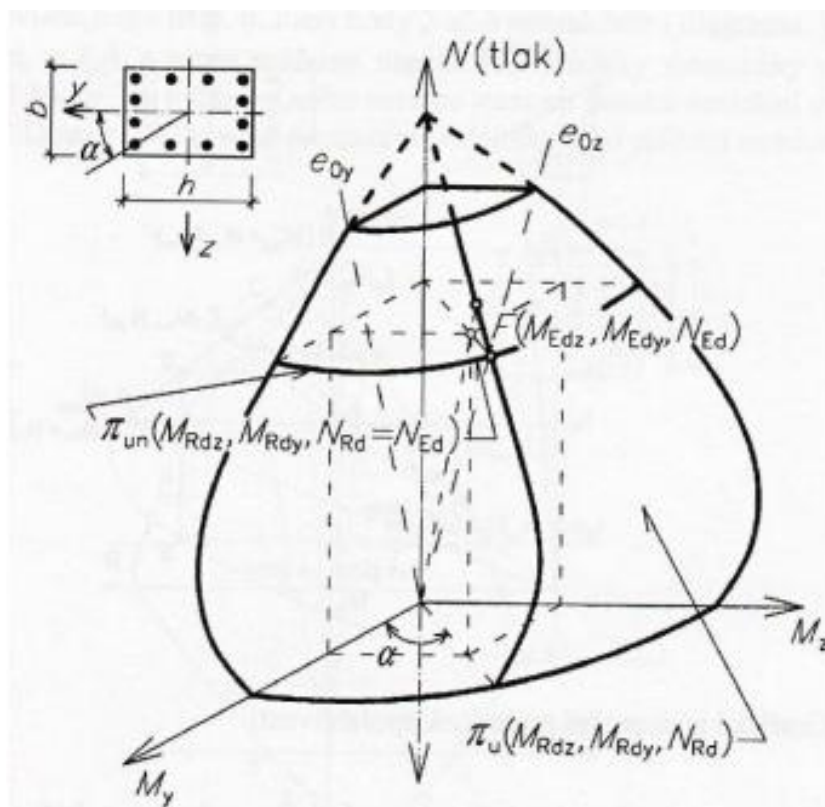


Obr. 10 Namáhání průřezu v bodě 5 [7]



Obr. 11 Interakční diagram a) pro symetricky vyztužený průřez [9]
b) pro nesymetricky vyztužený průřez [7]

Jestliže je průřez namáhán vicesložkovým zatížením (normálová síla a dva ohybové momenty ve dvou směrech), tak se pro posouzení využívá tzv. prostorový interakční diagram. Tvar tohoto diagramu závisí na výstřednosti a velikosti sil, které namáhají průřez. Posouzení je obdobné jako u dvojosého interakčního diagramu. V případě, že výsledný bod namáhání průřezu leží uvnitř plochy diagramu, tak daný průřez vyhovuje.



Obr. 12 Prostorový interakční diagram [3]

4 Štíhlé prvky

Svislé tlačené sloupy se dělí na masivní, štíhlé a velmi štíhlé. Toto rozdělení záleží na porovnání štíhlosti s limitní štíhlostí (kapitola 4.2). Při využití štíhlého svislého prvku lze dosáhnout snížení použité hmoty, hospodárnosti či zlepšení estetiky daného prvku. Při následném podrobném posouzení štíhlých prvků je nutné odlišit vliv prvního a druhého řádu.

Účinky prvního řádu vyšetřujeme na nedeformované konstrukci, ale se zavedením geometrických imperfekcí. Tyto imperfekce se musí vzít v potaz vzhledem k možným odchýlkám geometrie průřezů nebo umístění zatížení. Do výpočtu jsou zavedeny pomocí výstřednosti e_i nebo zavedením příčné síly H_i , která má účinek v místě, kde na konstrukci vytvoří největší moment.

Účinky druhého řádu jsou přídavné účinky zatížení vyvolané ohybem tlačného prvku vystaveného tlaku. Zjednodušeně řečeno se jedná o účinky zatížení způsobené deformací konstrukce. [5]

4.1 Štíhlost a její výpočet

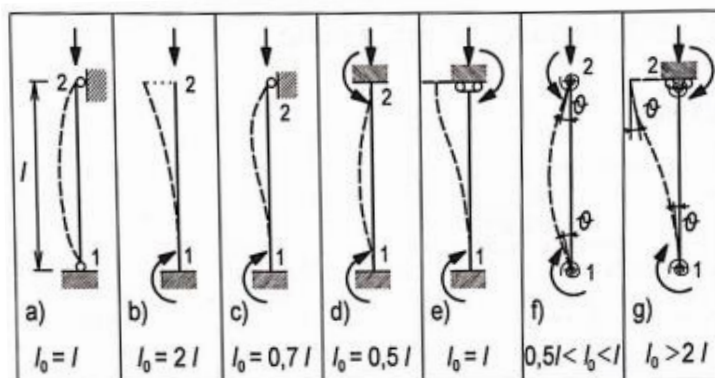
Základní charakteristika štíhlých prvků je štíhlost λ , což je poměr účinné (vzpěrné) délky sloupu l_0 k poloměru setrvačnosti i v daném směru, a je dána vztahem:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (1)$$

kde je l_0 účinná (vzpěrná) délka sloupu

i poloměr setrvačnosti v daném směru

Účinnou (vzpěrnou) délku sloupu lze stanovit z deformační křivky prutů podle typu podepření. Je definována jako vzdálenost dvou inflexních bodů deformační křivky při dostředném zatížení normálovou silou, případně ohybovým momentem, na konci prutu. Hodnoty vzpěrných délek při základních způsobech podepření udává Obr. 13.



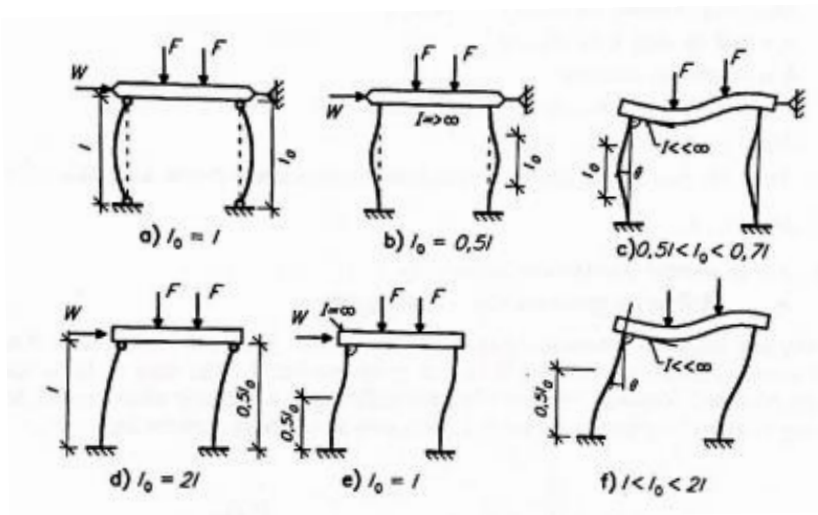
Obr. 13 Osamělé různě podepřené prvky a jejich vzpěrné délky [5]

Obecně platí, že méně tuhé uložení vede k větším vzpěrným délkám. Kromě vlastní okrajové podmínky (kloub, vetknutí, volný konec) hraje roli skutečnost, zda konstrukce je ve vodorovném směru ztužená či neztužená.

Pro **ztužené** železobetonové konstrukce jsou typické ztužující stěny a tuhá stropní deska, které zajišťují vodorovnou stabilitu konstrukce. Předpokládáme, že v hlavách sloupů nedochází k vodorovným posunům a účinná délka prutů je menší nebo maximálně rovna délce prutu ($l_0 \leq l$).

U **neztužených** konstrukcí se naopak předpokládá, že nemají prvky pro zajištění stability ve vodorovném směru, mají posuvné styčníky, a tím účinná délka prutů převyšuje jejich délku ($l_0 > l$).

Stanovení, zda se jedná o ztuženou nebo neztuženou konstrukci, je zásadní pro výpočet štíhlosti a určení, jestli musí být zaveden účinek druhého řádu.



Obr. 14 Typy rámových konstrukcí a jejich účinné délky [5]

Podle [6] lze účinnou délku u pravidelných rámců vyčíslit podle vztahů:

- Pro **ztužené** prvky (prvky u kterých nedochází k vodorovným posunům jejich konců):

$$l_0 = 0,5 \cdot l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}, \quad (2)$$

- Pro **neztužené** prvky nebo **ztužující** prvky (prvky u kterých dochází k vodorovným posunům jejich konců):

$$l_0 = \max \left\{ \left[\sqrt{1 + 10 \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}} \right]; \left[\left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right] \right\}, \quad (3)$$

kde k_1 a k_2 jsou poměrné ohebnosti omezující pootočení v koncích 1 a 2;

$$k_i = \frac{\theta_i}{M} \cdot \frac{E \cdot I}{l} \quad (4)$$

θ pootočení upnutých prvků vyvozené ohybovým momentem M

EI ohybová tuhost tlačeneho prvku

l světlá vzdálenost tlačeneho prvku mezi koncovými upnutími

U pravidelných ztužených rámových konstrukce je možné určit účinnou vzpěrnou délku pomocí součinitele β .

$$l_0 = \beta \cdot l, \quad (5)$$

kde β součinitel, který vychází z tabulky 1

l světlá vzdálenost tlačeneho prvku mezi koncovými upnutími

Tabulka 1 Hodnoty součinitele β [3]

Uložení sloupu ve vrcholu	Uložení sloupu v patě		
	1 - tuhé	2	3 - poddajné
1 - tuhé	0,75	0,80	0,90
2	0,80	0,85	0,95
3 - poddajné	0,90	0,95	1,00

Typy uložení:

- 1 - Sloup je ve styčnicku monoliticky spojen s průvlaky ležícími v obou směrech, jejichž výška je rovna nejméně rozměru sloupu v uvažované rovině. Pokud je sloup spojen se základem, pak má být navržen na moment splňující výše uvedenou podmínku.
- 2 - Sloup je ve styčnicku monoliticky spojen s průvlaky ležícími v obou směrech, jejichž výška je menší než rozměr sloupu v uvažované rovině, ne však menší než je polovina tohoto rozměru.
- 3 - Sloup je ve styčnicku spojen s prvky poskytujícími pouze malý odpor proti pootočení.

Účinná délka je tedy závislá na typu podepření daného prutu a na jeho délce. Čím je tato délka menší, tím je menší i štíhlost prvku.

Druhým parametrem, na kterém závisí štíhlost tlačeneých prvků, je **poloměr setrvačnosti průřezu**, který vychází z momentu setrvačnosti (tvaru průřezu) a průřezové plochy (rozměrech průřezu) a je dán vztahem:

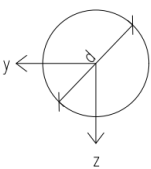
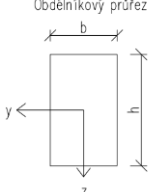
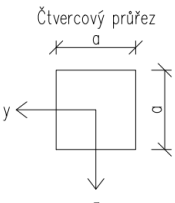
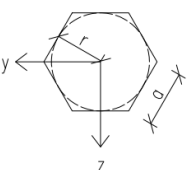
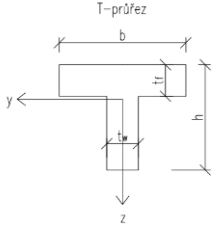
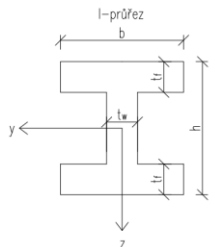
$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}, \quad (6)$$

kde I moment setrvačnosti

A plocha průřezu

U betonových konstrukcí bývají průřezy většinou pravidelné (obdélník, čtverec, kruh) a tak rozhodují hlavně rozměry průřezu. Čím menší rozměry průřezu, tím také poloměr setrvačnosti a to má vzhledem ke vztahu (1) za následek zvětšování štíhlosti. V tabulce 2 je specifikován obecný výpočet poloměru setrvačnosti obvyklých průřezů betonových sloupů.

Tabulka 2 Poloměr setrvačnosti pro obvyklé průřezy sloupu

Průřez	Obsah A	Moment setrvačnosti I	Poloměr setrvačnosti i
<p>Kruhový průřez</p> 	$\frac{\pi \cdot d^2}{4}$	$\frac{\pi \cdot d^4}{64}$	$\frac{d}{4}$
<p>Obdélníkový průřez</p> 	$b \cdot h$	$\frac{b \cdot h^3}{12}$	$\frac{\sqrt{3} \cdot h}{6}$
<p>Čtvercový průřez</p> 	a^2	$\frac{a^4}{12}$	$\frac{\sqrt{3} \cdot a}{6}$
<p>Pravidelný n-úhelník</p> 	$\frac{n \cdot a \cdot r}{2}$	$\frac{n \cdot a \cdot r}{12} \cdot (3r^2 + \frac{1}{4} a^2)$	$\sqrt{\frac{1}{2} r^2 + \frac{1}{24} a^2}$
<p>T-průřez</p> 	$bh - (b - t_w) \cdot (h - t_f)$	$\frac{1}{12} \cdot [bh^3 - (b - t_w) \cdot (h - t_f)^3]$	$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$
<p>I-průřez</p> 	$bh - (b - t_w) \cdot (h - 2t_f)$	$\frac{1}{12} \cdot [bh^3 - (b - t_w) \cdot (h - 2t_f)^3]$	$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

4.2 Typy železobetonových prvků z hlediska štíhlosti

Dle vzpěrné štíhlosti rozlišujeme tři typy tlačných železobetonových prvků: masivní, štíhlé a velmi štíhlé. Tyto typy odděluje způsob porušení daných prvků. Pro zařídění je určující hodnota štíhlosti λ a její porovnání s limitní hodnotou štíhlosti λ_{lim} , která je dána vztahem:

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}, \quad (7)$$

kde $A = 1/(1 + 0,2 \varphi_{\text{ef}})$ vliv dotvarování betonu (8)

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

$$B = \sqrt{(1 + 2\omega)} \quad \text{vliv vyztužení podélnou výztuží} \quad (9)$$

(neznáme-li ω , lze uvažovat $B = 1,1$);

$$C = 1,7 - r_m \quad \text{vliv rozdělení ohybových momentů} \quad (10)$$

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

φ_{ef} účinný součinitel dotvarování; viz. vztah

$$\varphi_{\text{ef}} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot \frac{M_{0\text{Eqp}}}{M_{0\text{Ed}}}; \quad (11)$$

$\varphi_{(\infty, t_0)}$ konečný součinitel dotvarování;

$M_{0\text{Eqp}}$ ohybový moment prvního řádu vyvozený kvazi-stálým zatížením (mezní stav použitelnosti);

$M_{0\text{Ed}}$ návrhový ohybový moment prvního řádu vyvozený uvažovanou kombinací zatížení (mezní stav únosnosti);

ω mechanický stupeň vyztužení daný vztahem:

$$\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}); \quad (12)$$

A_s průřezová plocha celkové podélné výztuže;

A_c průřezová plocha betonového průřezu;

n poměrná normálová síla daná vztahem:

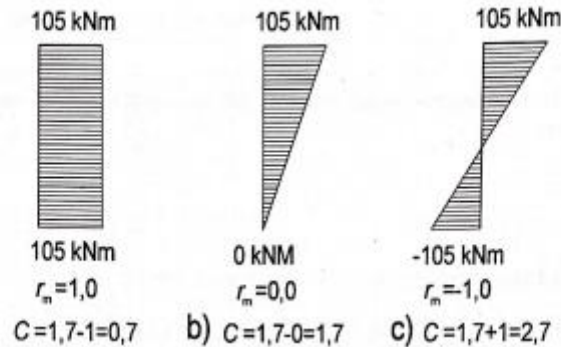
$$n = N_{\text{Ed}} / (A_c \cdot f_{cd}); \quad (13)$$

r_m poměr momentů daný vztahem:

$$r_m = M_{01} / M_{02}; \quad (14)$$

M_{01}, M_{02} koncové ohybové momenty prvního řádu, $|M_{01}| < |M_{02}|$.

Pokud momenty vyvozují tah na stejné straně, je r_m kladné ($C \leq 1,7$), jinak je r_m záporné ($C > 1,7$).



Obr. 15 Stanovení hodnoty C [5]

Pro výpočet limitní štíhlosti λ_{lim} má největší vliv součinitel C . V případě součinitelů A a B lze předběžně uvažovat doporučenou hodnotu a přesně vyčíslit součinitel C , jelikož znaménko poměru momentů r_m má výrazný vliv na velikost limitní štíhlosti λ_{lim} . Při výpočtu součinitele C je nutné použít všechny možné kombinace zatížení, jelikož by v případě použití pouze jedné (pomocí obálky momentů) mohlo dojít k výrazné nepřesnosti. [5]

Masivní tlačené prvky jsou prvky, u kterých štíhlost je menší nebo rovna limitní štíhlosti $\lambda \leq \lambda_{lim}$. U těchto prvků lze přetvoření vlivem štíhlosti zanedbat. Únosnost je vyčerpána dosažením mezního přetvoření, tedy dosažením pevnosti jednoho z materiálů v nejvíce namáhaném průřezu.



Obr. 16 Porovnání masivního a štíhlého sloupu – Národní technická knihovna v Praze

Štíhlé tlačené prvky se odlišují od masivních štíhlostí průřezu, kde štíhlost prvku je větší než limitní štíhlost $\lambda > \lambda_{lim}$. Vzhledem k tomu je nutné počítat s účinkem druhého řádu. Při zvětšující se štíhlosti rostou příčné deformace prvku, tím se zvětšuje přídatná výstřednost a narůstá moment druhého řádu. Únosnost tohoto prvku je znovu vyčerpána dosažením mezního přetvoření, tedy dosažením pevnosti jednoho z materiálů v nejvíce namáhaném průřezu.



Obr. 17 Příklad štíhlého sloupu – Sídlo Siemens, Praha 13 - Stodůlky

Velmi štíhlé tlačené prvky se odlišují od předchozích typem porušení. Norma [6] neuvádí přesnou hranici mezi štíhlým a velmi štíhlým prvkem, nicméně zavedená tradice říká, že prvek se štíhlostí $\lambda = 140\text{--}150$ lze považovat za velmi štíhlý. Velmi štíhlé prvky se deformují účinkem svislé síly, tím se zvětšují účinky ohybových momentů až do určité kritické hodnoty normálové síly N_{cr} . Při překročení maximální hodnoty kritické síly N_{cr} prvek přestává být schopen přenášet ohybové momenty – není možná rovnováha vnějších a vnitřních sil. Únosnost tohoto prvku je způsobena ztrátou stability. [3] [10]



Obr. 18 Příklad velmi štíhlého železobetonového sloupu – Paul-Löbe-Haus Berlin



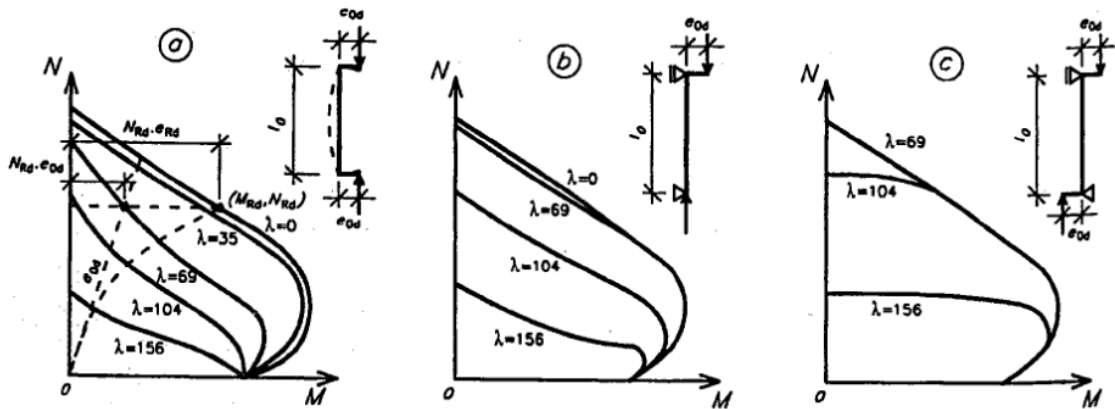
Obr. 19 Porovnání velmi štíhlého a štíhlého sloupu - Paul-Löbe-Haus Berlin

4.3 Návrh štíhlého prvku

Jak již bylo zmíněno, při návrhu štíhlého prvku je třeba zohlednit vliv druhého řádu. Vlivem druhého řádu dochází u štíhlých prvků k deformacím, které zvětšují účinek zatížení. Pro přesnou analýzu štíhlých prvků je třeba zohlednit vznik a rozvoj trhlin, materiálovou nelinearitu, dotvarování betonu a další faktory. Vzhledem k těmto vlivům je výpočet poměrně složitý. Jedná se o nelineární analýzu druhého řádu, která vyžaduje použití výpočetního softwaru. Proto byly v normě [6] zavedeny tzn. zjednodušující metody, kterými lze účinek druhého řádu do výpočtu zavést. Tyto metody ovšem nejsou tak přesné jako nelineární analýza, a proto je výpočet lehce naddimenzovaný vzhledem k bezpečnosti konstrukce. Mezi tyto metody patří metoda založená na jmenovité křivosti (kapitola 4.3.1) a metoda založená na jmenovité tuhosti (kapitola 4.3.2)

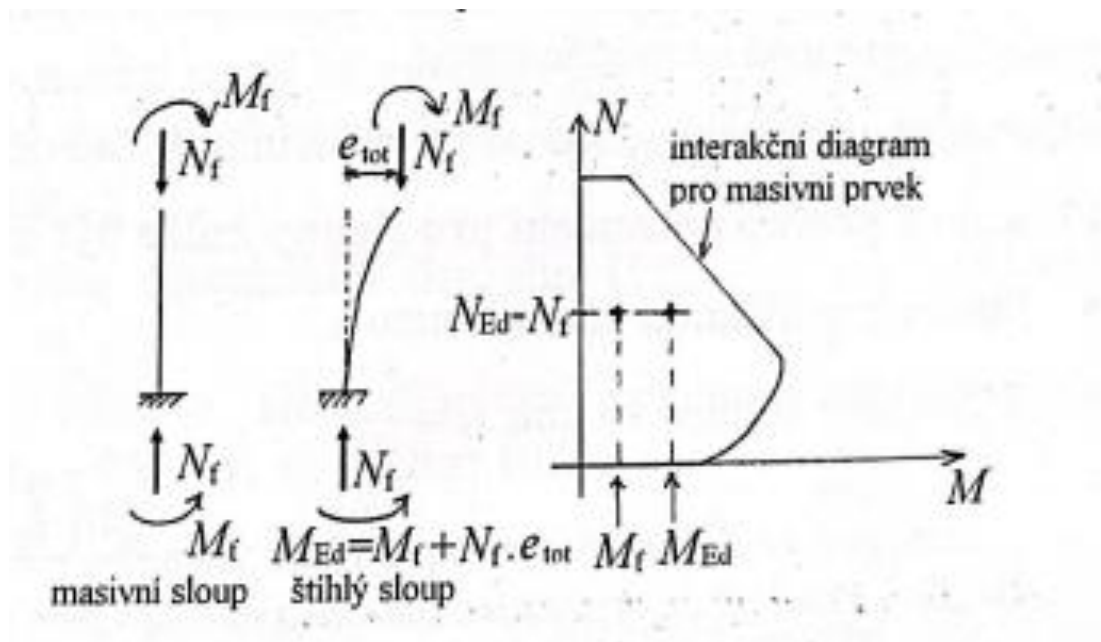
Po výpočtu účinků druhého řádu na vnitřní síly se mohou prvky posoudit pomocí interakčního diagramu (kapitola 3.2.2). K tomuto posouzení slouží dva základní postupy.

První možností je stanovení samostatného interakčního diagramu pro štíhlý prvek tzv. **redukovaný interakční diagram**. Ten má v porovnání s interakčním diagramem prvku masivního jednoznačně menší plochu (Obr. 20). Přesný tvar diagramu a míra redukce se odvíjí od konkrétní hodnoty štíhlosti řešeného prvku. Pokud jsou účinky zatížení uvnitř interakčního diagramu štíhlého prvku, pak tento prvek vyhoví. Nevýhodou tohoto postupu je časová náročnost v případě posuzování více stejných prvků (průřez, délka i okrajové podmínky), jelikož pro každý prvek je nutné navrhovat vlastní interakční diagram.



Obr. 20 Posouzení pomocí redukovaných interakčních diagramů podle štíhlosti [12]

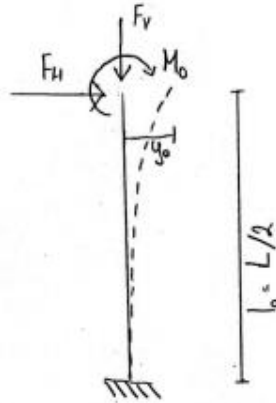
Druhou možností, která se v praxi používá mnohem častěji, je posouzení prvku zvětšením účinků zatížení pomocí celkové excentricity. K excentricitě prvního řádu je nutné přičíst náhodnou excentricitu, a také excentricitu druhého řádu. Výsledek se poté porovná s interakčním diagramem masivního prvku. Pokud jsou tyto účinky stále uvnitř plochy interakčního diagramu, tak prvek vyhoví. [3]



Obr. 21 Princip posouzení pomocí zvětšení účinků zatížení s ohledem na štíhlost prvku [3]

4.3.1 Metoda založená na jmenovité křivosti

První zjednodušenou metodou je metoda založená na jmenovité křivosti, která se také nazývá metoda náhradního štíhlého prutu. Tato metoda se používá hlavně u prvků s konstantní normálovou silou a známou účinnou délkou l_0 . Principem této metody je nahrazení štíhlého sloupu nehmotným přímým svislým prutem, jenž je vetknutý v patě a v horním konci je volný. Na volném konci je prvek zatížen svislou silou F_V , vodorovnou silou F_H a ohybovým momentem M_0 (Obr. 22). Vycházíme z předpokladu, že přetvoření na volném konci prutu y_0 je lineární funkcí křivosti $y'' = 1/r$ ve vetknutí (pata sloupu).



Obr. 22 Náhradní štíhlý prut

Jak již název této metody napovídá, zavedení vlivu druhého řádu je podle tzv. křivosti $\frac{1}{r}$, kde r je poloměr křivosti ohybové čáry. Její výpočet se určí podle vztahu:

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0}, \quad (15)$$

kde K_r opravný součinitel závislý na normálové síle

K_φ opravný součinitel zohledující dotvarování

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 \cdot d} \quad (16)$$

ε_{yd} přetvoření výztuže na mezi kluzu $\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$, kde f_{yd} je hodnota meze kluzu oceli a E_s je modul pružnosti oceli.

d účinná výška průřezu

Pro výpočet opravného součinitele K_r se vychází ze vztahu:

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}}, \quad (17)$$

kde n poměrná normálová síla viz. (13)

n_{bal} hodnota n při maximální momentové únosnosti, uvažuje se hodnota 0,4

$$n_u = 1 + \omega$$

ω mechanický stupeň vyztužení viz. (12)

Dále je nutné určit opravný součinitel K_φ , dle vztahu:

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \quad (18)$$

φ_{ef} účinný součinitel dotvarování viz. (11)

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \quad (19)$$

λ štíhlost viz. (1)

Po určení křivosti se pokračuje ve výpočtu stanovením jmenovitého momentu druhého řádu M_2 . Po výpočtu M_2 se stanoví návrhový moment, který je maximální moment na daném prutu. Určí se ze vztahu:

$$M_{Ed} = \max (M_{02}; M_{0Ed} + M_2; M_{01} + 0,5 M_2) \quad (20)$$

M_2 jmenovitý ohybový moment druhého řádu

$$M_2 = e_2 \cdot N_{Ed} \quad (21)$$

M_{0Ed} ohybový moment od prvního řádu zahrnující účinky imperfekcí

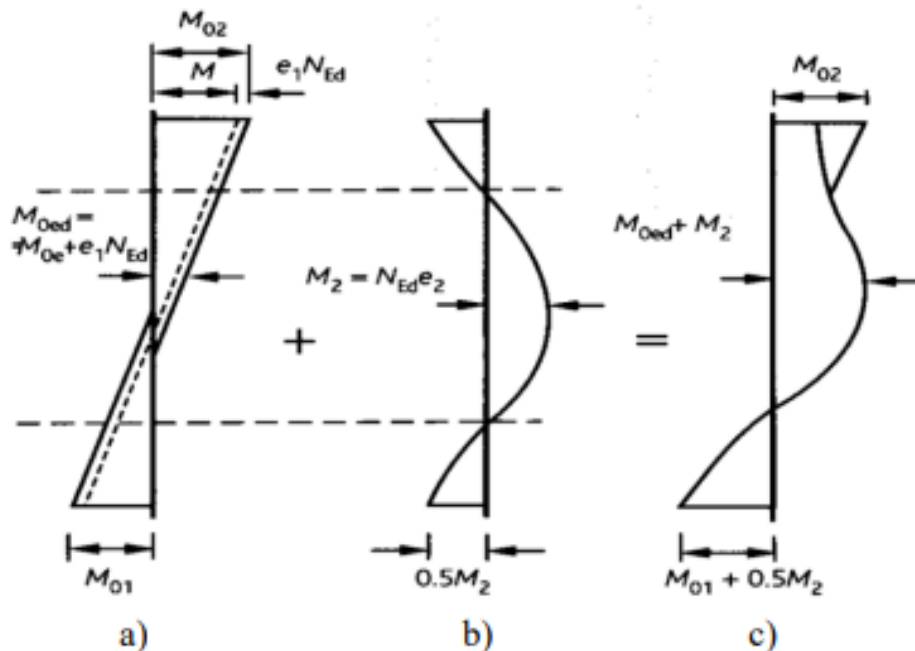
N_{Ed} návrhová normálová síla

e_2 výstřednost druhého řádu

$$e_2 = \frac{\frac{1}{r} \cdot l_0^2}{c} \quad (22)$$

l_0 účinná (vzpěrná) délka (kapitola 4.1)

c součinitel závislý na rozdělení křivosti – pro konstantní příčný průřez $c = 10$ (přesněji π^2)



Obr. 23 Stanovení maximální hodnoty návrhového momentu a) moment prvního řádu; b) moment druhého řádu; c) celkový moment sloupu [5]

4.3.2 Metoda založená na jmenovité tuhosti

Druhá zjednodušená metoda je odvozena od Eulerovy metody výpočtu štíhlých prutů. Využívá Eulerova břemena N_{cr} , avšak na rozdíl od teorie pružnosti do výpočtu zavádí vliv nepružného působení betonu a výztuže, vznik trhlin a dotvarování betonu při dlouhodobém zatížení prvku, a to pomocí tzn. jmenovité ohybové tuhosti EI . Ta se stanoví ze vztahu:

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s, \quad (23)$$

kde K_c opravný součinitel zohledňující zejména účinky trhlin a dotvarování betonu;

E_{cd} návrhová hodnota modulu pružnosti betonu;

I_c moment setrvačnosti betonového průřezu vztažený k těžišťové ose;

K_s opravný součinitel zohledňující příspěvek výztuže

E_s návrhová hodnota modulu pružnosti výztuže, u oceli $E_s = 200$ MPa;

I_s moment setrvačnosti výztuže vztažený k těžišťové ose betonového průřezu;

Pro výpočet návrhové hodnoty modulu pružnosti betonu se vychází ze vztahu

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}} \quad (24)$$

E_{cm} průměrný modul pružnosti;

γ_{cE} součinitel spolehlivosti, doporučená hodnota v normě [6] je 1,2;

Pokud je prvek porušen trhlinami se u výpočtu uvažuje místo hodnoty E_{cd} efektivní hodnota $E_{cd,eff}$, který vychází ze vztahu:

$$E_{cd,eff} = \frac{E_{cd}}{1 + \varphi_{ef}} \quad (25)$$

kde φ_{ef} efektivní součinitel dotvarování, výpočet viz. (8)

Opravné součinitele K jsou závislé na stupni vyztužení ρ

V případě, že stupeň vyztužení $\rho \geq 0,002$, poté platí:

$K_s = 1$,

$$K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}}, \quad (26)$$

kde k_1, k_2 součinitele zohledňující pevnost betonu, zatížení a štíhlost prutu

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} \quad (27)$$

$$k_2 = \frac{|N_{ed}|}{A_c \cdot f_{cd}} \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20 \quad (28)$$

Pokud je stupeň vyztužení $\rho \geq 0,01$ poté platí:

$$K_s = 0$$
$$K_c = \frac{0,3}{1+0,5 \cdot \varphi_{ef}} \quad (29)$$

Účinek dotvarování se může zanedbat, když všechny platí následující:

$$\varphi_{(\infty,t0)} \leq 2,0$$

$$\lambda \leq 75$$

$$M_{0Ed} / N_{Ed} \geq h .$$

Zároveň musí být mechanický stupeň vyztužení $\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) \geq 0,25$.

Po určení jmenovité ohybové tuhosti EI se pokračuje ve výpočtu stanovením momentu s vlivem druhého řádu M_{Ed} . K tomuto výpočtu je nutné zjistit hodnotu tzv. vzpěrného břemena N_B , a také hodnoty účinků zatížení prvního řádu M_{0Ed} a N_{Ed} .

$$M_{0E} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N_{Ed} - 1)} \right] , \quad (30)$$

kde β součinitel zohledňující rozdělení momentů prvního a druhého řádu

$$\beta = \frac{\pi^2}{c_0} \quad (31)$$

c_0 je součinitel závislý na průběhu momentů prvního řádu,

- $c_0 = 8$ pro konstantní rozdělení momentů,
 - hodnota $c_0 = 8$ se také používá pro prvky ohýbané ve dvou směrech.
- $c_0 = 9,6$ pro parabolické rozdělení momentů,
- $c_0 = 12$ pro trojúhelníkové symetrické rozdělení momentů,

N_B vzpěrné břemeno

Vzpěrné břemeno se vypočítá podle vztahu:

$$N_B = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_0^2} \quad (32)$$

EI jmenovitá ohybová tuhost

l_0 účinná délka prutu

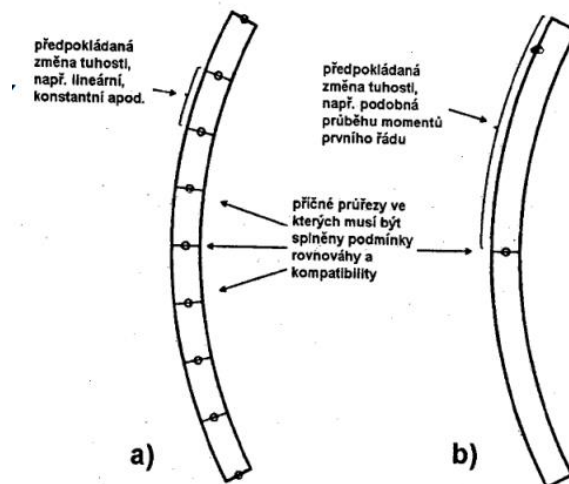
Rozhodující moment je pak maximální moment na konstrukci

$$M_{Ed} = \max [M_{02}; M_{0E}; M_{01} + 0,5 (M_{Ed} - M_{0Ed})] \quad (33)$$

Při zjednodušených výpočtech druhého řádu se doporučuje využívat spíše metodu založenou na jmenovité křivosti, u metody založené na jmenovité tuhosti nejsou při malé výstřednosti prvního řádu výsledky na straně bezpečnosti.

4.3.3 Obecná numerická metoda

Pokud by z jakéhokoliv důvodu nebyla dostatečná přesnost výpočtu zjednodušených metod, přistupuje se k výpočtu obecnou numerickou metodou, která funguje na principu geometricky a fyzikálně nelineárního výpočtu. Tento výpočet probíhá nejčastěji pomocí softwaru metodou konečných prvků MKP. Při výpočtu se obvykle předpokládá rovnováha a kompatibilita přetvoření v určitém počtu průřezů, přičemž norma [6] povoluje řešení pouze v kritickém průřezu konstrukce (Obr. 24). Dále je nutné splnit předpoklad, že dochází ke stejnému přetvoření betonu i výztuže v průřezu konstrukce a pro výpočet se vychází z pracovních diagramů betonu a oceli z normy [6] (Obr. 2, Obr. 3). [11]



Obr. 24 Určení průřezů pro nelineární analýzu a) více průřezů b) pouze kritický průřez [12]

První krok pro výpočet pomocí obecné numerické metody je určení neznámých parametrů (neznámé posuny, pootočení, okrajové podmínky, počet řezů daného prvku atd.), které se zanesou do výpočtu pomocí matice okrajových podmínek. Okrajové podmínky v koncovém bodě, které jsou zavedené v matici definují soubor algebraických rovnic pro určení neznámých parametrů. Druhým krokem je dosazení vypočítaných parametrů do stavového vektoru v počátečním bodě simulace a jejich násobení s maticemi se určí výsledný soubor vektorů, silových a deformačních složek v uzlových bodech.

Průřezová analýza v rámci výpočtu každým krokem zvyšování normálové síly působí větší a větší excentricitu. V každém řezu se poté ověří ekvivalence sil a ohybových momentů. Po správném určení ekvivalencí v každém řezu a úpravě tuhostí se určí deformace sloupu. Po určení deformací se tato deformace zahrne do následujícího výpočtu s dalším přírůstkem normálové síly. Takto se pokračuje až do ukončení výpočtu a vypočítání vlivu druhého řádu. Tato metoda je schopna zohlednit všechny možné faktory a zanést je poté do výpočtu. [13] [14]

Při výpočtu se zahrnuje vliv geometrických nelinearit (např. posun, pootočení), fyzikálních nelinearit (např. plasticita, rázové děje) a i dalších omezení v konstrukci.

Dotvarování betonu, v případě, když nejsou k dispozici přesnější modely, lze určit zjednodušeně pomocí vynásobením všech hodnot v pracovním diagramu součinitelem $(1+\varphi_{ef})$, kde φ_{ef} je součinitele dotvarování. viz. (7) Kromě dotvarování se také lze předpokládat s příznivým účinkem tahového zpevnění betonu. Toto zpevnění principu spolupůsobení taženého betonu mezi trhlinami.

Při snížení počtu průřezů až na hodnotu jednoho kritického průřezu se snižuje přesnost výpočtu, ale na druhou stranu se výpočet výrazně zjednodušuje. Je tedy nutné správně odhadnout, s kolika průřezy je třeba počítat, aby výsledky byly dostatečné a zároveň, aby výpočet nebyl pro počítač příliš náročný. [15]

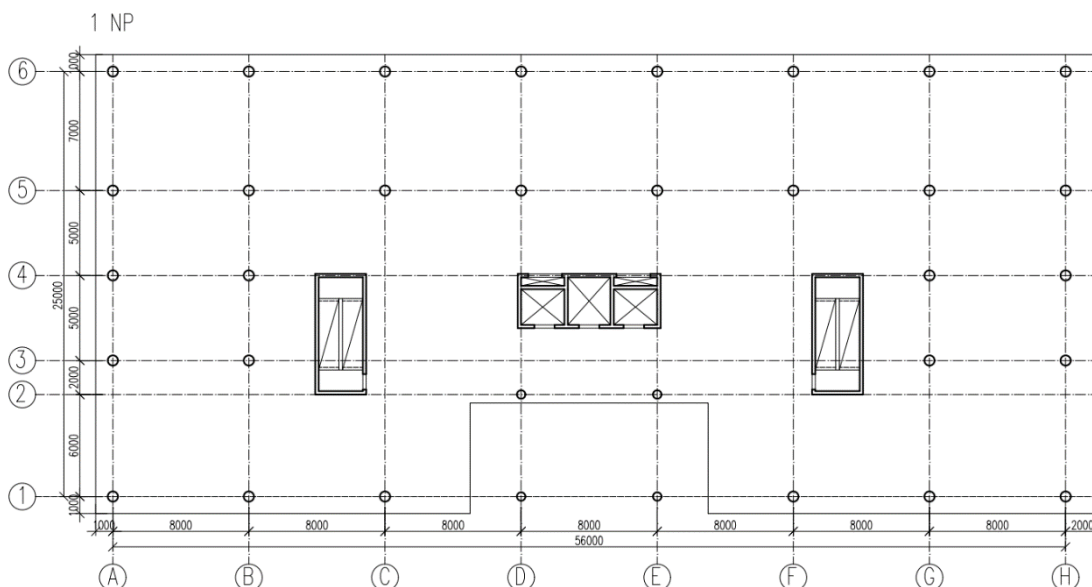
5 Řešení vybraného objektu

5.1 Popis objektu

Řešený objekt je administrativní budova. Objekt má obdélníkový půdorys o rozměrech přibližně 27 x 58 m. Administrativní budova má 6 nadzemních podlaží, kde se nacházejí kancelářské prostory.

5.2 Konstrukční systém

Konstrukční systém je monolitický železobetonový skelet se třemi železobetonovými jádry. Schodišťová ramena jsou prefabrikovaná, mezipodesty jsou monolitické, ale v rámci bakalářské práce nejsou podrobně řešena. Konstrukční výška podlaží je v každém patře 4,0 m. Pro nosné konstrukce je použit beton třídy C30/37 a výztuž je z oceli B500B.



Obr. 25 - Schéma konstrukčního systému budovy 1NP

5.2.1 Svislé nosné konstrukce

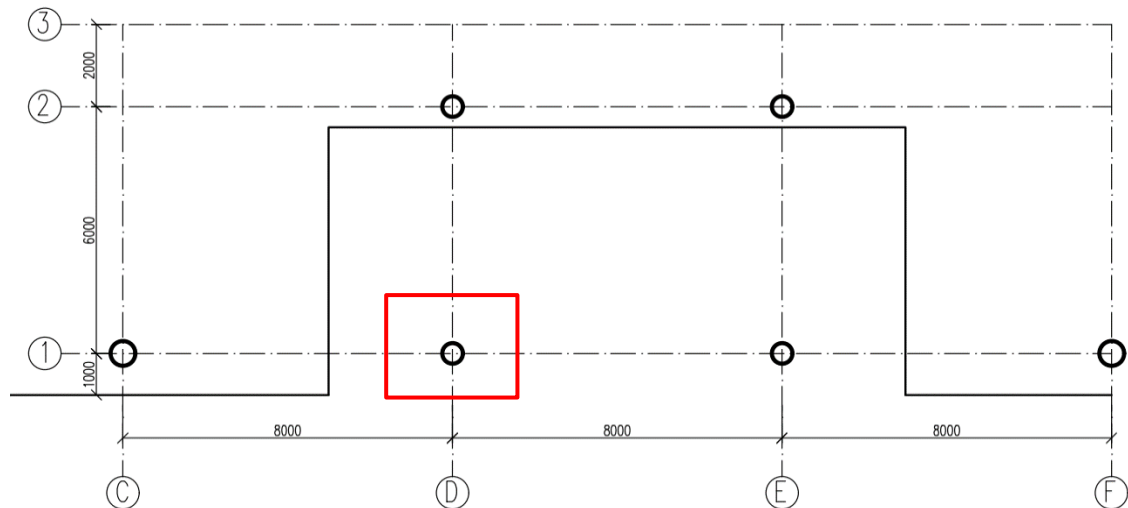
Skelet je tvořen dvěma typy průřezu sloupů. Sloupy ve vchodu (sloupy: D1, D2, E1, E2) jsou navrženy kruhového průřezu o průměru 500 mm. Ostatní sloupy jsou také kruhového průřezu, ale o průměru 600 mm. Železobetonové jádra v místě výtahových šachet a schodišť jsou tloušťky 200 mm.

5.2.2 Vodorovné nosné konstrukce

Stropní desky jsou navrženy jako lokálně podepřené s největším rozponem 8000 mm. Tloušťka stropní desky byla navržena na 300 mm, a to podle ohybové štíhlosti.

5.3 Namáhání sloupu se zohledněním II. řádu

Pro bakalářskou práci bylo analyzováno namáhání vybraného štíhlého železobetonového sloupu. V rámci podrobného výpočtu byl vybrán sloup D1 (červeně vyznačen). Jedná se o štíhlý sloup, který je veden přes dvě podlaží. Má kruhový průřez o průměru 500 mm a konstrukční výšku 8 m.



Obr. 26 - Schéma řešeného výseku objektu – červeně vyznačen řešený štíhlý sloup D1

Daný prvek je vypočítán podle různých metod se zahrnutím účinků druhého řádu a podle výsledků je následně navržena nosná výztuž sloupu. Pro výpočet zjednodušenými metodami se vstupní hodnoty vnitřních sil od prvního řádu vypočítali v programu SCIA Engineer 21 [17].

Způsoby výpočtu

- Jmenovitá křivost – ruční výpočet podle ČSN 1991-1 [6]
- Jmenovitá tuhost – ruční výpočet podle ČSN 1991-1 [6]
- Obecná numerická metoda – SCIA Engineer 21 [17]

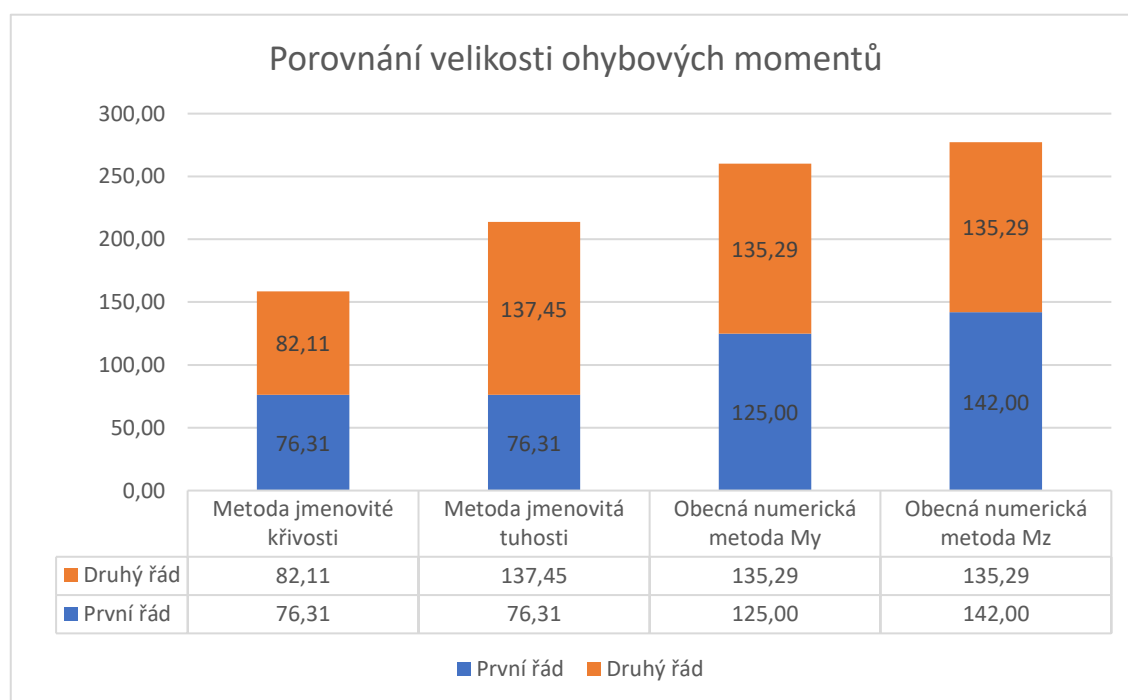
Cílem výpočetní části je porovnat tyto metody, zjistit jejich způsob výpočtu a navrhnout vyztužení sloupu pomocí těchto metod.

5.4 Vyhodnocení výpočtu

Pro jednotlivé metody jsou v tabulce 3 uvedeny maximální návrhové ohybové momenty a navržená výztuž. Mimo to je v tabulce i poměr velikostí momentů prvního a druhého řádu.

Tabulka 3 Tabulka maximálních ohybových momentů a navržené výztuže

Výsledné ohybové momenty:				
Ohybový moment	Ruční výpočet		SCIA Engineer 21	
	Metoda jmenovité křivosti	Metoda jmenovité tuhosti	Obecná numerická metoda	
	M [kNm]	M [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
M_{Ed}	158,43	213,77	260,29	277,29
První řád	76,31	76,31	125,00	142,00
Druhý řád	82,11	137,45	135,29	135,29
Navržená výztuž	$6 \times \text{Ø}18$ $A_{s,prov} = 1526,8 \text{ mm}^2$	$12 \times \text{Ø}18$ $A_{s,prov} = 3053,63 \text{ mm}^2$	$14 \times \text{Ø}20$ $A_{s,prov} = 4398,23 \text{ mm}^2$	



Obr. 27 Graf porovnání velikosti ohybových momentů

Z Obr. 27 je zřejmé, že ve všech metodách je vliv účinku druhého řádu kolem 50–70% z celkové velikosti ohybových momentů. To je velice významná část hodnoty ohybového momentu, a proto je nutné s vlivem druhého řádu počítat.

V případě zjednodušených metod je rozdíl mezi oběma metodami způsoben principem výpočtu. Zatímco u metody jmenovité křivosti hraje malou roli stupeň vyztužení prvku, jelikož jeho účinek je ve výpočtu pouze pro určení součinitele K_r , tak u metody jmenovité tuhosti je stupeň vyztužení prvku absolutně zásadní pro určení tuhosti průřezu. Tato skutečnost je velice důležitá při výpočtu velikosti

ohybových momentů, protože mezi výsledky mohou nastat velké rozdíly. V případě malého vyztužení je ohybová tuhost prvku markantně menší, a to má za následek malou velikost síly vzpěrného břemena N_B . Jakmile se velikost síly vzpěrného břemena N_B přiblíží velikosti návrhové síly N_{Ed} začne výrazně růst hodnota ohybového momentu M_{Ed} . Jakmile nastane taková situace, je nutné zvýšit ohybovou tuhost prvku použitím většího množství výztuže, zlepšením třídy betonu nebo zvětšením rozměrů průřezu. Tímto krokem lze zmenšit velikost ohybového momentu. Při zaměření na samotné množství výztuže v průřezu lze konstatovat, že při zvyšování plochy výztuže se u metody jmenovité tuhosti zmenšuje ohybový moment od druhého řádu. Naopak u metody jmenovité křivosti účinek druhého řádu roste. Celkově lze říci, že ohybové momenty při výpočtu pomocí metody jmenovité křivosti vznikají menší než u metody jmenovité tuhosti.

Při výpočtu obecnou numerickou metodou vzniká výrazně větší ohybový moment než u výpočtu pomocí zjednodušených metod. Při bližším prozkoumání výpočtu je patrné, že momenty jak prvního, tak i druhého řádu jsou větší. To je způsobeno vlivem imperfekcí a geometrické nelinearity, jelikož se pak zvětšuje excentricita zatížení. V porovnání se zjednodušenými metodami je excentricita zatížení o několik desítek milimetrů větší. To má za následek výrazný nárůst namáhání prvku ohybovým momentem. Navíc je v této metodě nutné prvek posuzovat obousměrně kvůli obousměrnému namáhání průřezu, a posouzení je poté provedeno prostorovým interakčním diagramem (kapitola 3.2.2). Při oboustranném namáhání je prvek více zatížen, a proto je nutné větší vyztužení sloupu. Zajímavé je, že maximální moment u obecné numerické metody vyšel v místě vetknutí, kdežto u zjednodušených metod to bylo v poli sloupu.

Když porovnáme navrženou výztuž pomocí všech metod, tak můžeme konstatovat, že při tomto zadání nejméně náročnou metodou na vyztužení prvku je metoda jmenovité křivosti. Tato metoda má stupeň vyztužení $\rho = 0,0077$. Metoda jmenovité tuhosti má stupeň vyztužení $\rho = 0,0155$, což je dvojnásobně více výztuže než u první zjednodušené metody. Stupeň vyztužení u obecné numerické metody je dokonce ještě větší než u metody jmenovité tuhosti, a to $\rho = 0,0224$.

6 Závěr

V první části práce (kapitola 3 a 4) bylo popsáno statické působení svislých železobetonových prvků namáhaných kombinací normálové síly a ohybového momentu. Konkrétněji se práce zaměřila na typy porušení tlačného prvku a jeho posouzení. Pro posouzení byli popsány dvě metody. Jedna využívá výpočet, druhá využívá grafické řešení. Dále byla shrnuta problematika štíhlých tlačných sloupů. Byl podrobněji vysvětlen pojem štíhlost, parametry, kterými je ovlivněna a z čeho se štíhlost počítá. Následně byly popsány možné způsoby chování se zahrnutím vlivu štíhlosti (masivní, štíhlý a velmi štíhlý prvek). Po objasnění štíhlosti bylo shrnuto chování sloupů, které jsou masivní, štíhlé nebo velmi štíhlé. V závěru této části práce byly popsány jednotlivé výpočetní metody pro stanovení účinků druhé řádu. Tyto metody byly následně využity v druhé části práce.

V druhé části práce (kapitola 5) byl zpracován předběžný statický návrh reálného objektu se štíhlými železobetonovými sloupy. Byl proveden podrobný výpočet ohybových momentů vybraného štíhlého sloupu pomocí dvou zjednodušených metod (metoda jmenovité křivosti a jmenovité tuhosti) a obecné numerické metody v softwaru SCIA Engineer 21 [17]. Na vyčíslené vnitřní síly byla navržena výztuž, která byla pro zjednodušené metody posouzena pomocí programu FIN EC 2022 [18]. Pro obecnou numerickou byla část prvku posouzena v programu SCIA Engineer 21 [17] a část v programu FIN EC 2022 [18]. Na základě výsledků lze konstatovat, že výsledky metod se mohou výrazně lišit. Při stejném vyztužení prvku vychází u jmenovité tuhosti větší moment než u jmenovité křivosti. Tento rozdíl se zvětšuje s klesajícím stupněm vyztužení a v některých případech může být i několikanásobný. Problém je, dle mého zjištění, zapříčiněn malou ohybovou tuhostí výztuže, která má výrazný vliv na velikost vzpěrného břemena N_B . Při nelineárním výpočtu vychází ohybový moment největší, a to kvůli zahrnutí geometrické a fyzikální nelinearity. Je však důležité zmínit, že pro nelineární výpočet je nutné mít velké zkušenosti v pracování s výpočetním softwarem, jelikož zadání úlohy v softwaru je složité a jakákoliv malá nepřesnost může velice změnit výsledek.

7 Bibliografie

- [1] BILČÍK, Juraj, Ľudovít FILLO a Jaroslav HALVORNÍK. *Betónové konštrukcie: Navrhovanie podľa EN 1992-1-1*. Bratislava: BETONING, 2005. ISBN 80-969422-5-5.
- [2] KOHOUTKOVÁ, Alena. *Betonové konstrukce 1*. Praha: Vydavatelství ČVUT, 2005. ISBN 80-010-3197-7.
- [3] HANZLOVÁ, Hana a Jiří ŠMEJKAL. *Betonové a zděné konstrukce 1: základy navrhování betonových konstrukcí*. V Praze: České vysoké učení technické, 2013. ISBN 978-80-01-05323-2.
- [4] PROCHÁZKA, Jaroslav a Milík TICHÝ. *Betonové konstrukce: Zásady navrhování podle mezních stavů*. 2. vydání. Praha: Ediční středisko ČVUT, Praha1, Husova 5, 1981.
- [5] 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 978-80-87438-03-9.
- [6] *ČSN EN 1992-1-1 731201: Eurokód 2: navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Český normalizační institut, 2006.
- [7] HOLAN, Jakub. *Tvorba výpočetní aplikace pro analýzu železobetonových sloupů pomocí interakčního diagramu*. V Praze, 2018. Diplomová práce. ČVUT. Vedoucí práce Ing. Radek Štefan Ph.D.
- [8] *ČSN EN 1991-1-3: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem*. Český normalizační institut, 2005.
- [9] *Výpočet interakčního diagramu: Pomůcky ke cvičení BK01 - Ing. Martin Tipka Ph.D.* [online]. [cit. 2022-03-13]. Dostupné z: https://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/vyuka_soubory/BK01/pomucky_BK01_soubory/03_vypocet%20interakcniho%20diagramu.pdf
- [10] LLUKA, Diana, Merita GURI, Veronika HAJDARI a Alketa NDOJ. *THE DESIGN OF SLENDER RC COLUMNS* [online]. 15 [cit. 2022-04-12]. Dostupné z: <https://core.ac.uk/download/pdf/152489335.pdf>
- [11] KOLÁŘ, Vladimír, Ivan NĚMEC a Viktor KANICKÝ. *FEM: principy a praxe metody konečných prvků*. Praha: Computer Press, 1997. ISBN 80-722-6021-9.

- [12] ŠIMŮNEK, Petr. VUT. *Prvky betonových konstrukcí: 10. přednáška* [online]. V Brně [cit. 2022-03-04]. Dostupné z: https://www.fce.vutbr.cz/BZK/simunek.p/BL01/BL01_10_prednaska.pdf
- [13] FILLO, Ludovít, Čuhák MAREK a Mária MINÁROVÁ. *Resistance of Concrete Slender Columns* [online]. Elsevier Ltd, 6 [cit. 2022-04-12]. Dostupné z: doi:10.1016/j.proeng.2017.06.033
- [14] *Calculations in SCIA Engineer: Types of analysis, FE mesh, Soil-In, Seismicity, Plasticity, AutoDesign, Optimisation* [online]. 2018 [cit. 2022-04-19]. Dostupné z: https://help.scia.net/download/18.0/en/Calculations_enu.pdf
- [15] HYNEK, Tomáš. *Štíhlé železobetonové sloupy*. Praha, 2020. Diplomová práce. ČVUT. Vedoucí práce Ing. Martin Típka Ph.D.

Použité programy:

- [16] AutoCAD 2020 – studentská verze
- [17] SCIA Engineer 21 – verze 21.1.2027.64 – studentská licence
- [18] FIN EC 2022 – Beton – demoverze
- [19] Microsoft Excel

Seznam příloh:

- Příloha 1 – Statický výpočet
- Příloha 2 – Pracovní výkres tvaru 1NP (1:100)
- Příloha 3 – Pracovní výkres tvaru 2NP (1:100)
- Příloha 4 – Schéma vyztužení sloupu (1:50)