

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných staveb



PRŮHYBY ŽELEZOBETONOVÝCH LOKÁLNĚ PODEPŘENÝCH DESEK

Deflection of steel reinforced concrete flat slabs

Bakalářská práce

Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb
Autor práce: Radek Moucha
Vedoucí práce: Ing. Martin Tipka, Ph.D.

Praha 2022

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

**ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE****I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE**

Příjmení: Moucha	Jméno: Radek	Osobní číslo: 484036
Zadávající katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí		
Studijní program: Stavební inženýrství		
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb		

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Průhyby železobetonových lokálně podepřených desek	
Název bakalářské práce anglicky: Deflection of steel reinforced concrete flat slabs	
Pokyny pro vypracování: Metody vyšetřování průhybů železobetonových lokálně podepřených desek. Studie závislosti průhybů lokálně podepřených desek na rozpětí a geometrickém uspořádání podpor. Konstrukční návrh vybraného objektu s lokálně podepřenými deskami se zaměřením na posouzení MSP. Vybrané výkresy tvaru a výztuže.	
Seznam doporučené literatury: ČSN EN 1990, ČSN EN 1991, ČSN EN 1992 Procházka, Šmejkal: Betonové stropní a schodišťové konstrukce. ČVUT 2017 Archiv časopisu Beton TKS Další vhodná samostatně vyhledaná literatura	
Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Martin Típka, Ph.D.	
Datum zadání bakalářské práce: 17.2.2022	Termín odevzdání bakalářské práce: 15.5.2022 <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
..... Podpis vedoucího práce Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

<i>Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské 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“.</i>	
..... Datum převzetí zadání Podpis studenta(ky)

Abstrakt

Bakalářská práce se zabývá vyšetřováním průhybů lokálně podepřených železobetonových desek a jejich posuzováním z hlediska mezního stavu použitelnosti (MSP). Práce je rozdělena do 3 částí.

První část je rešeršní, ve které jsou uvedené různé metody vyšetřování a posuzování průhybů lokálně podepřených desek. Druhá část obsahuje studii představující vlivy konkrétních vstupních parametrů na průhyb lokálně podepřených železobetonových desek. Náplní třetí části je konstrukční návrh železobetonového monolitického skeletu dvoupodlažní administrativní budovy, se zaměřením na posouzení průhybů stropní desky 1. nadzemního podlaží. Pro řešení druhé a třetí části byl použit výpočetní software SCIA Engineer 21.1.

Součástí práce jsou výkresy tvaru a výkresy výztuže řešené stropní desky 1.NP.

Klíčová slova

Lokálně podepřená deska, železobeton, výztuž, MSP, průhyb, trhliny, dotvarování

Abstract

The bachelor thesis deals with the investigation of deflections of reinforced concrete flat slabs and their assessment in terms of the serviceability limit state (SLS). The work is divided into 3 parts.

The first part represents a search, in which various methods of investigation and assessment of deflections of flat slabs are presented. The second part contains a study presenting the effects of specific input parameters on the deflection of reinforced concrete flat slabs. The content of the third part is the structural design of the reinforced concrete monolithic skeleton of the two-storey administrative building, focusing on the assessment of deflections of the ceiling slab of the 1st floor. The SCIA Engineer 21.1 computational software was used for the solution of the second and third part of the thesis.

The work includes drawings of the shape and reinforcement of the ceiling slab of the first floor.

Keywords

Flat slab, reinforced concrete, reinforcement, SLS, deflection, cracks, concrete creep

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci vypracoval samostatně na základě konzultací s vedoucím mé práce Ing. Martinem Típkou, Ph.D. a že jsem uvedl veškeré použité zdroje. Dále prohlašuji, že tištěná verze práce se shoduje s elektronickou verzí, která byla vložena do IS KOS.

V Praze dne 15.5.2022

.....

Radek Moucha

Poděkování

Rád bych poděkoval vedoucímu mé bakalářské práce Ing. Martinu Típkovi, Ph.D. za odborné vedení, cenné rady, připomínky a trpělivost při jejím vypracovávání. Dále bych chtěl poděkovat mým nejbližším za jejich podporu a zejména mé přítelkyni Karolíně Cikánkové.

Obsah

1	Úvod	9
2	Chování ŽB lok. podepřených desek	10
2.1	Zjednodušené posouzení ŽB desek pomocí ohyb. štíhlosti	10
2.2	Posouzení průhybů výpočtem	12
2.2.1	Základní parametry desek pro výpočet	12
2.2.2	Zjednodušený výpočet dlouhodobého průhybu dle ČSN 73 1201	15
2.2.3	Interpolace průhybů konstrukce s průřezy bez trhlin a s trhlinami	16
2.2.4	Skládání průhybů lokálně podepřené desky	18
2.2.5	Přibližný výpočet průhybu lokálně podepřené desky s využitím teorie desek . . .	18
2.3	Metoda konečných prvků (MKP)	20
3	Studie závislostí průhybů ŽB lok. podepřených desek	21
3.1	Vstupní hodnoty studie	22
3.2	Vliv rozpětí a zatížení při stejné tloušťce desky	22
3.2.1	Lineární průhyb	22
3.2.2	Normově závislý průhyb (NZP)	24
3.3	Tloušťka desky navržená dle vymežující ohybové štíhlosti	26
3.3.1	Posouzení dle ČSN EN 1992-1-1	26
3.3.2	Porovnání lineárního průhybu s NZP	27
3.3.3	Vliv vykonzolování okrajů desky	29
3.4	Vliv obdélníkového pole	31
3.5	Shrnutí výsledků studie v tabulkách	33
4	Konstrukční návrh vybrané admin. budovy	35
4.1	Schéma a popis konstrukce	36
4.1.1	Konstrukční schémata	36
4.1.2	Použité materiály	37
4.2	Přehled zatížení	37
4.2.1	Stálé zatížení	37
4.2.2	Proměnné zatížení	39
4.3	Předběžný návrh nosných prvků	39
4.3.1	Svislé nosné konstrukce	39
4.3.2	Vodorovné nosné konstrukce	40
4.3.3	Schodiště	40
4.3.4	Prostorová tuhost objektu	41
4.4	Celkový výpočetní model objektu	41
4.4.1	Zatížení celkového výpočetního modelu	41
4.5	Posouzení nosných prvků konstrukce 1. NP	46
4.5.1	Svislé nosné konstrukce	46
4.5.2	Vodorovné nosné konstrukce	50
5	Závěr	58

1 Úvod

Nejpoužívanějším stavebním materiálem dnešní doby je železobeton, tedy kompozitní materiál, jehož základními složkami jsou beton a ocelové pruty betonářské výztuže. Základní vlastnosti železobetonu, a tedy i postupy návrhu železobetonových konstrukcí jsou známé již dlouho. S postupem času se však mění požadavky na výsledné vlastnosti navržených konstrukcí, jde například o odolnost, životnost (fyzickou, morální i estetickou), ekonomičnost a ekologičnost výstavby, využitelnost a vzhled. S těmito rostoucími požadavky roste i tlak na přesnější návrhové metody, které se co nejvíce přibližují reálnému chování a u většího množství běžných objektů rozhodují při návrhu mezní stavy použitelnosti (MSP).

V současnosti jedním z nejvyužívanějších konstrukčních systémů budov ze železobetonu jsou lokálně podepřené desky. Jak už z názvu vyplývá, jedná se o deskovou konstrukci, která je podporována pouze bodovými podporami, tedy sloupy nebo krátkými stěnami. Lokálně podepřené desky jsou speciální případ křížem pnutých desek, které mají své výhody, ale i nevýhody. Pravděpodobně největší výhodou železobetonových lokálně podepřených desek v objektech je variabilita uspořádání vnitřních prostor budovy, a s tím související možnost jednoduché změny účelu využití budovy v průběhu její životnosti. Vnitřní dělicí konstrukce nemají nosnou funkci a dají se tak jednoduše přemístit a uspořádat dle požadavků nového účelu využívání budovy. Naopak pravděpodobně největší nevýhodou této konstrukce je její návrh, protože desková konstrukce podporována bodovými podporami má složitější redistribuci vnitřních sil než železobetonová deska ve stěnovém systému.

U základních bezhlavicových lokálně podepřených desek je jedním z klíčových parametrů celkového návrhu únosnost stropní desky v protlačení, kterou řadíme mezi mezní stavy únosnosti (MSÚ). Z mezních stavů použitelnosti je výpočetně nejkomplikovanější návrh konstrukce z hlediska limitních průhybů. Průhyby železobetonových desek jsou jedním z nejsložitějších problémů železobetonových konstrukcí, co se vyčíslování týče. Do výpočtu průhybu vstupuje velké množství parametrů. Obecně průhyby železobetonových konstrukcí můžeme rozdělit na pružný průhyb od přímého zatížení, průhyb od smrštění, průhyb dotvarováním a předpokládaný dlouhodobý průhyb, který zahrnuje předešlé 3 typy průhybů. Průhyby lokálně podepřených desek do této problematiky navíc vnášejí 2 na sebe kolmé směry průhybů, a ještě faktor sloupových pruhů (tedy pruhů mezi podporami) a středních pruhů, kdy musíme určitým způsobem určit průhyby těchto jednotlivých částí, abychom určili celkový maximální průhyb.

Cílem této práce je shrnout postupy vyšetřování průhybů železobetonových lokálně podepřených desek z dostupné literatury a legislativy a závislost průhybů na různých vstupních parametrech.

2 Chování železobetonových lokálně podepřených desek

Základním nedostatkem železobetonu je malá pevnost betonu v tahu, kdy nám po jejím dosažení vznikají trhliny a vnitřní síly v tomto místě následně přenáší jen výztuž. Vznik trhlín a jejich rozvinutí je hlavní faktor ovlivňující dlouhodobý průhyb konstrukce.

Posuzování průhybů železobetonových konstrukcí se provádí hlavně z důvodu možného poškození navazujících konstrukcí (zejména nenosných dělicích příček) a také z důvodu příjemného využívání objektu. Lidé v objektu nesmí pozorovat nadměrné průhyby stropních konstrukcí a musí se cítit bezpečně. Z toho vyplývá, že pro návrh konstrukce není důležitá absolutní číselná hodnota průhybu, ale porovnání průhybu s limitní hodnotou, která se určuje z rozpětí konstrukce.

Přídavný průhyb pro prvky po zabudování je dle normy ČSN EN 1992-1-1 [4] omezen hodnotou 1/500 rozpětí stropní desky. Celkový dlouhodobý průhyb pak nesmí překročit hodnotu 1/250 rozpětí.

2.1 Zjednodušené posouzení průhybů železobetonových desek pomocí podmínky ohybové štíhlosti

Nejjednodušší způsob návrhu železobetonové desky je tak zvaný návrh dle ohybové štíhlosti [5]. Jedná se o návrh tloušťky desky pomocí omezení poměru rozpětí k účinné výšce průřezu. Tento postup je zakotven v čl. 7.4.2 ČSN EN 1992-1-1 [4]. Způsob návrhu je však značně zjednodušený a nejběžněji se používá k prvotnímu odhadu tloušťky desky.

Pokud je železobetonová deska navržena tak, že její ohybová štíhlost λ , nebo-li poměr rozpětí l k účinné výšce d , je menší než hodnota vymezující štíhlosti λ_d , pak není nutné provádět další podrobný výpočet průhybu. Výjimka samozřejmě nastává v případě, že je deska posuzována k jiným limitním průhybům, než jsou uvedené v [4] ($w_{tot,lim} = l/250$, $w_{add,lim} = l/500$).

Posouzení ohybové štíhlosti:

$$\lambda = \frac{l}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} \quad (2.1)$$

kde:

κ_{c1} je součinitel závislý na tvaru průřezu:

$\kappa_{c1} = 0,8$ pro T průřezy u nichž je poměr šířky desky k šířce žebra větší než 3,

$\kappa_{c1} = 1,0$ pro ostatní případy.

κ_{c2} je součinitel závislý na rozpětí:

$\kappa_{c2} = 1,0$ pro nosníky a desky (s výjimkou lokálně podepřených desek), kde $l \leq 7,0$ m,

$\kappa_{c2} = 1,0$ pro lokálně podepřené desky, kde $l \leq 8,5$ m,

$\kappa_{c2} = 7,0/l$ pro nosníky a desky (s výjimkou lokálně podepřených desek), kde $l > 7,0$ m,

$\kappa_{c2} = 8,5/l$ pro lokálně podepřené desky, kde $l > 8,5$ m,

κ_{c3} je součinitel napětí tahové výztuže σ_s v extrémně namáhaném průřezu při návrhové kombinaci v mezním stavu použitelnosti:

$$\kappa_{c3} = \frac{310}{\sigma_s} \approx \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}}$$

kde:

f_{yk} charakteristická mez kluzu výztuže

$A_{s,req}$ skutečná plocha výztuže v průřezu

$A_{s,prov}$ požadovaná plocha výztuže v průřezu v mezním stavu použitelnosti

* Pozn.: U lokálně podepřených desek je posuzovaný extrémně namáhaný průřez průřez nad podporou, kde je největší absolutní hodnota ohybového momentu.

Přesné hodnoty $\lambda_{d,tab}$ se vypočítají dle vztahů 2.2 a 2.3, které jsou definovány v čl. 7.4.2 ČSN EN 1992-1-1 [4]:

Pro $\rho \leq \rho_0$:

$$\lambda_{d,tab} = K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad (2.2)$$

Pro $\rho > \rho_0$:

$$\lambda_{d,tab} = K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad (2.3)$$

kde:

$\frac{l}{d}$ je mezní poměr rozpětí k účinné výšce průřezu

K součinitel zohledňující různé nosné systémy ($K = 1, 2$ pro lokálně podepřenou desku)

ρ_0 referenční stupeň vyztužení ($\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$)

ρ požadovaný stupeň vyztužení tahovou výztuží ve středu rozpětí (u konzoly ve vetknutí)* na ohybový moment vyvozený návrhovým zatížením

ρ' požadovaný stupeň vyztužení tlakovou výztuží ve středu rozpětí (u konzoly ve vetknutí)* na ohybový moment vyvozený návrhovým zatížením

f_{ck} charakteristická pevnost betonu v MPa

* Pozn.: U lokálně podepřených desek je posuzovaný extrémně namáhaný průřez průřez nad podporou, kde je největší absolutní hodnota ohybového momentu.

Základní hodnoty $\lambda_{d,tab}$ pro lokálně podepřené desky jsou v tabulce 2.1. Pro ostatní případy konstrukcí můžeme hodnoty $\lambda_{d,tab}$ najít například v tabulce 2.3 v [5].

Tabulka 2.1: Hotnoty $\lambda_{d,tab}$ pro **lokálně podepřené desky**

ρ [%]	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C40/50	C50/60
0,5	19,0	20,4	22,2	24,6	30,9	38,4
1,5	15,1	15,6	16,2	16,8	18,0	19,2

Při přebírání hodnot z tabulky 2.1 je nutné vždy zohlednit vhodnost pro danou konstrukci a okrajové podmínky návrhu. Omezení ohybové štíhlosti je určeno především pro konstrukce pozemních staveb v zatěžovací kategorii A a B s běžným rovnoměrným zatížením dle ČSN EN 1991-1-1 [6]. Hodnoty v tabulce jsou vypočítány pro $A_{s,prov} \approx A_{s,req}$. Dále je nutné omezit posouzení pomocí ohybové štíhlosti dolní hranicí vyztuženosti konstrukce hodnotou 0,5%, u méně vyztužených konstrukcí progresivně vzrůstá hodnota omezující ohybové štíhlosti, a je tak nutné ověřit průhyb konstrukce výpočtem.

2.2 Posouzení průhybů výpočtem

V této kapitole jsou představeny základní charakteristiky železobetonu, které ovlivňují jeho chování vzhledem k průhybům konstrukce. Dále jsou zde uvedeny zjednodušené postupy ověření průhybů konstrukce, které najdeme zakotvené v normách [4] a [7] nebo jsou publikovány v odborné literatuře.

2.2.1 Základní parametry desek pro výpočet

Při posouzení průhybů lokálně podepřených desek je nutné znát tyto veličiny:

- zatížení působící na konstrukci
- osová vzdálenost podpor, neboli rozpětí desky v obou směrech
- charakteristiky použitého železobetonu:
 - pevnost betonu v tlaku a v tahu a jeho modul pružnosti
 - mez kluzu betonářské výztuže a její modul pružnosti
- průřezové charakteristiky všech řezů desky (myšlena je hlavně tloušťka desky a rozmístění spodní i horní výztuže)

Pro výpočet dotvarování a smrštění ještě potřebujeme znát:

- čas, ve kterém je konstrukce zatížena
- dobu, po kterou je beton ošetřován
- vlhkost prostředí, ve kterém se konstrukce nachází

Pokud jsou tyto veličiny známy, musí se dále prozkoumat konstrukce a vyvodit závěry, zda je v konstrukci v některém průřezu překročeno tahové napětí betonu a vznikají zde trhliny. U převážně ohybných prvků, jako je lokálně podepřená deska, se vznik trhlín posuzuje výpočtem ohybového momentu na mezi vzniku trhlín M_{cr} . Pokud je návrhový ohybový moment M_{Ed} pro danou vyšetřovanou kombinaci zatížení větší než M_{cr} , pak v průřezu vznikají trhliny a musí se dále uvažovat s menší ohybovou tuhostí průřezu.

$$M_{cr,i} = f_{ctm} \cdot \frac{I_i}{h - x_i} \quad (2.4)$$

kde:

- f_{ctm} je pevnost betonu v tahu
- I_i moment setrvačnosti ideálního průřezu
- h výška průřezu
- x_i vzdálenost těžiště ideálního průřezu od tlačeného okraje

U lokálně podepřených desek bychom měli posuzovat M_{cr} pro jednotlivé směry pnutí x a y a pro průřezy v poli a nad podporou, abychom dále věděli, kde a v jakých směrech je průřez oslaben trhlínami.

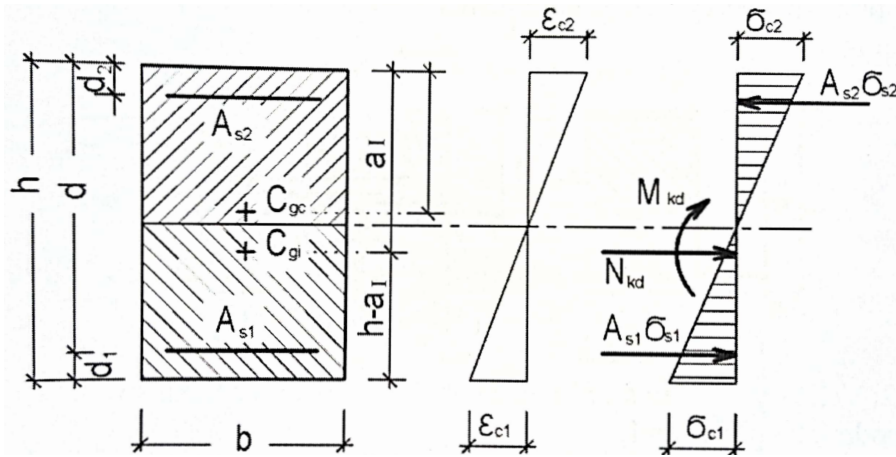
Charakteristiky průřezů bez trhlín

Účinný poměr modulů pružnosti [8]:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (2.5)$$

kde:

- E_s je modul pružnosti betonářské výztuže ($E_s = 200$ GPa)
- E_{cm} střední hodnota sečnového modulu pružnosti betonu



Obrázek 2.1: Průřezové charakteristiky ŽB průřezu bez trhliny [8]

Pro zjednodušení výpočtu se zavádí plocha ideálního průřezu A_I , která díky účinnému poměru modulů pružnosti zohledňuje plochu výztuže v průřezu:

$$A_I = A_c + \alpha_e \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \quad (2.6)$$

Dále se vypočítá vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje:

$$a_i = [A_c \cdot a_c + \alpha_e \cdot (A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2)] / A_I \quad (2.7)$$

Modul setrvačnosti ideálního průřezu k jeho těžišti:

$$I_I = I_c + A_c \cdot (a_I - a_c)^2 + \alpha_e \cdot [A_{s1} \cdot (d - a_I)^2 + A_{s2} \cdot (a_I - d_2)^2] \quad (2.8)$$

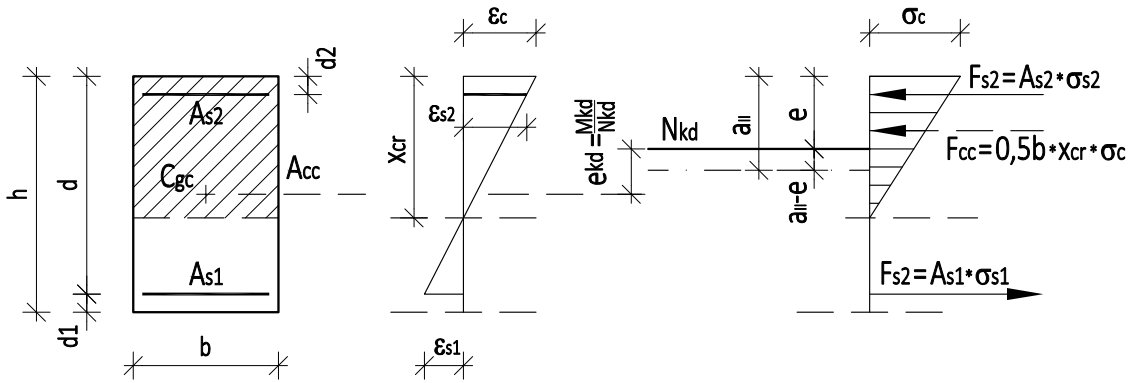
kde:

- A_c je plocha betonové části průřezu
- A_{s1} průřezová plocha tažené výztuže
- A_{s2} průřezová plocha tlačené výztuže
- a_c vzdálenost těžiště betonové části průřezu od tlačného okraje průřezu

Úprava charakteristik pro průřez s trhlinou

Po vzniku trhlin dochází k posunu neutrální osy průřezu. První krok, který je nutné udělat, je vypočítat vzdálenost neutrální osy od tlačného okraje pro průřez s trhlinou, zjednodušeně výšku tlačené oblasti tohoto průřezu. Z podmínky přetvoření, podmínky rovnováhy osových sil a momentové podmínky k hornímu okraji průřezu dle obrázku 2.2 získáme po úpravě kubickou rovnicí pro výpočet výšky tlačené oblasti x_{cr} :

$$x_{cr}^3 - 3ex_{cr}^2 - \frac{6\alpha_e}{b}[A_{s1}(e-d) + A_{s2}(e-d_2)]x_{cr} - \frac{6\alpha_e}{b}[A_{s1}d(d-e) + A_{s2}d_2(d_2-e)] = 0 \quad (2.9)$$



Obrázek 2.2: Průřezové charakteristiky průřezu s trhlinou [8]

Vztah 2.9 platí obecně pro průřezy namáhané kombinací ohybového momentu a normálové síly (tlakové/tahové). Pokud je uvažován obdélníkový průřez namáhaný pouze ohybovým momentem nebo převážně ohybovým momentem se zanedbatelnou normálovou silou, vztah 2.9 se zjednoduší na kvadratickou rovnici jejímž řešením je vztah 2.10, který je běžně používán pro výpočet výšky tlačené oblasti pro průřez s trhlinou.

$$x_{cr} = \frac{\alpha_e}{b} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b}{\alpha_e} \cdot \frac{A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2}{A_{s1} + A_{s2}}} \right] \quad (2.10)$$

kde:

α_e je účinný poměr modulů pružnosti $\alpha_e = E_s/E_{c,eff}$

$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$, kde $\varphi(\infty, t_0)$ je součinitel dotvarování

b šířka průřezu (pro desky = 1 m')

A_{s1} průřezová plocha tažené výztuže

A_{s2} průřezová plocha tlačené výztuže

d účinná výška průřezu

d_2 vzdálenost tlačeného okraje k ose tlačené výztuže

Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou se pak stanoví za předpokladu, že osa těžiště průřezu namáhaného ohybem leží ve vzdálenosti x_{cr} od horního (tlačeného) okraje průřezu s trhlinou, ze vztahu 2.11.

$$I_{ir} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{cr}^3 + \alpha_e \cdot [A_s \cdot (d - x_{cr})^2] \quad (2.11)$$

Spolupůsobení průřezu bez trhliny a s trhlinou

Při navrhování železobetonových prvků se uvažuje po vzniku trhlin se spolupůsobením průřezů s trhlinami a bez trhlin. Míra tohoto spolupůsobení se zohledňuje pomocí součinitele ζ . Tento součinitel se určuje ze vztahu 2.12:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_p} \right)^2 \quad (2.12)$$

kde:

β je součinitel zohledňující vliv doby trvání nebo opakování zatížení a uvažuje se:

$\beta = 1,0$ pro jednorázové krátkodobě působící zatížení,

$\beta = 0,5$ pro dlouhodobé nebo mnohonásobně se opakující zatížení

M_{cr} hodnota ohybového momentu při vzniku trhlin

M_p hodnota ohybového momentu od kombinace zatížení, při které vznikají trhliny

2.2.2 Zjednodušený výpočet dlouhodobého průhybu dle ČSN 73 1201

Dle ČSN 73 1201:2010 [7] se přibližná hodnota největšího průhybu lokálně podepřených desek, se zahrnutím vlivů dlouhodobých účinků zatížení, dá vypočítat podle následujícího vztahu 2.13.

$$f = f_{el} \cdot \frac{B_{el}}{B_e \cdot (G_k + Q_k)} \cdot [(1 - \psi_2) \cdot Q_k + (\psi_2 \cdot Q_k + G_k) \cdot (1 + 1,7 \cdot \beta_{r,l})] \quad (2.13)$$

kde:

- f_{el} je hodnota průhybu dané konstrukce získána lineárním pružným výpočtem
- B_{el} ohybová tuhost desky použitá při lineárním pružném výpočtu
- B_e náhradní tuhost železobetonového průřezu desky
- G_k charakteristická hodnota stálého zatížení
- Q_k charakteristická hodnota proměnného zatížení
- ψ_2 součinitel kvazi-stálé kombinace zatížení
- $\beta_{r,l}$ součinitel dlouhodobého přetvoření dle tabulky 2.2

Tabulka 2.2: Střední hodnota součinitele $\beta_{r,l}$, dle prostředí

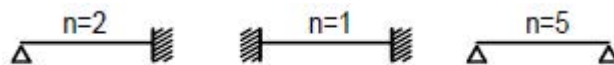
	mokré	vlhké	běžné	suché
$\beta_{r,l}$	0,4	0,5	0,8	1,2

Náhradní tuhost železobetonové desky B_e se vypočítá ze vztahu:

$$B_e = \frac{1 + \frac{n_1 \cdot \lambda^4}{n_2}}{B_{1r} + \frac{n_1 \cdot \lambda^4 \cdot B_{2r}}{n_2}} \cdot B_{1r} \cdot B_{2r} \quad (2.14)$$

kde:

- n_i je součinitel charakterizující uvolnění desky v příslušném směru podle obrázku 2.3
- λ součinitel poměru rozpětí $\lambda = \frac{l_1}{l_2}$
- l_1, l_2 rozpětí pole stropní desky podle obrázku 2.4
- B_{1r}, B_{2r} ohybové tuhosti úseků průřezů s různým vyztužením pro každý ze směru 1 a 2 podle obrázku 2.4. Při spojitosti desky v řezu A-A a B-B se B_{2r} stanoví ze vztahu 2.15



Obrázek 2.3: Součinitel charakterizující uvolnění desky v příslušném směru [7]

Výpočet ohybové tuhosti úseků průřezu:

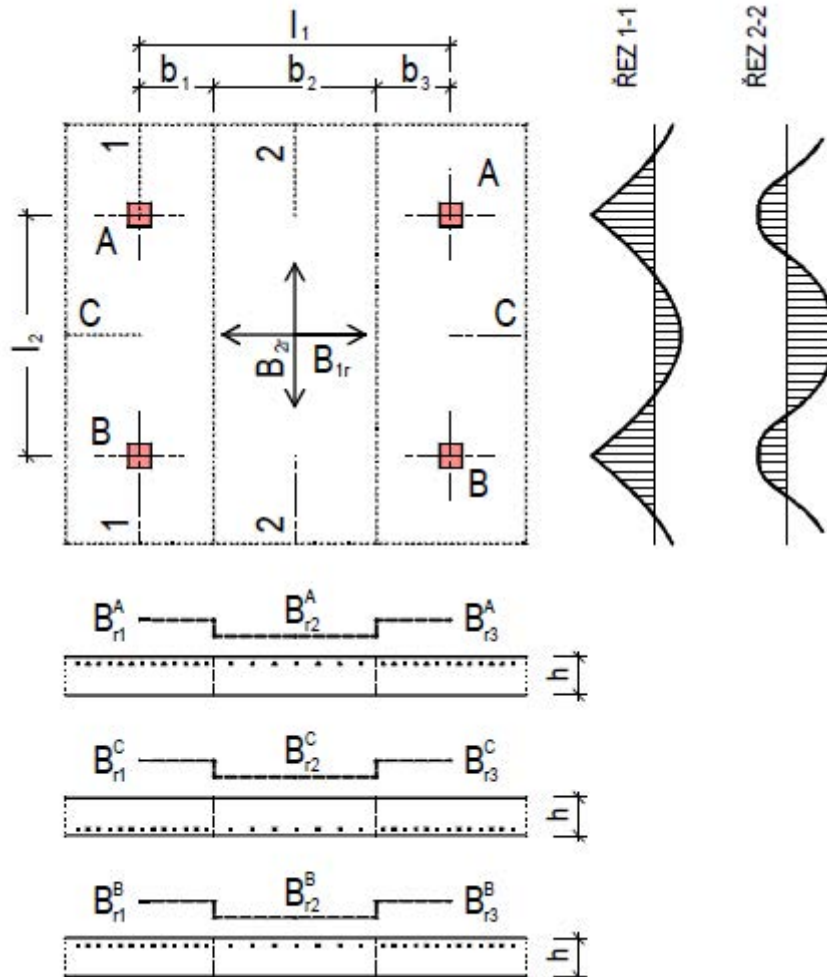
$$B_{2r} = 0,25 \cdot (B_{1rA} + 2 \cdot B_{1rC} + B_{1rB}) \quad (2.15)$$

kde:

- B_{1rA} je průměrná tuhost na jednotku délky v řezu A-A a vypočítá se ze vztahu 2.16.

$$B_{1rA} = 1,2 \cdot \frac{B_{1r1}^A + B_{1r3}^A}{b_1 + b_3} + 0,8 \cdot \frac{B_{1r2}^A}{b_2} \quad (2.16)$$

Hodnoty B_{1rB} , B_{1rC} se vypočítají obdobně v řezech B-B a C-C. Označení jednotlivých ohybových tuhostí jsou znázorněny na obrázku 2.4.



Obrázek 2.4: Půdorys deskového pole – ohybové tuhosti úseků řezů s různým vyztužením pro každý ze směru 1 a 2 [7]

2.2.3 Interpolace průhybů konstrukce s průřezy bez trhlin a s trhlinami

O součiniteli ζ bylo zmíněno na straně 14 (rovnice 2.12) v rámci představení základních charakteristik pro posuzování spolupůsobení železobetonových průřezů bez trhlin a s trhlinami. V této podkapitole je obecně představeno používání součinitele ζ a rozšířený pohled z hlediska posuzování průhybů lokálně podepřených desek se zahrnutím nových poznatků a experimentálních zkušek [16].

Vztah zakotven v čl. 7.4.3 normy ČSN EN 1992-1-1 [4] pro posuzování spolupůsobení průřezu bez trhlin a s trhlinami u železobetonových prvků namáhaných převážně ohybovým momentem je vztah 2.17.

$$\alpha = \zeta \cdot \alpha_{II} + (1 - \zeta) \cdot \alpha_I \quad (2.17)$$

kde:

- α je uvažovaná přetvárná veličina, např. poměrné přetvoření, křivost nebo pootočení, (zjednodušeně lze za α považovat i průhyb)
 α_I parametr vypočtený pro stav bez trhlin
 α_{II} parametr vypočtený pro stav s plně rozvinutými trhlinami
 ζ rozdělovací součinitel, kterým se umožňuje zohlednit tahové zpevnění průřezu

Podle "bilineární" metody [9] je pro lokálně podepřené desky, jakožto jeden z typů obousměrně pnutých desek, vhodné rozdělovací součinitel ζ počítat s geometrickým průměrem M_{cr} a M , tedy podle rovnice 2.18. Tato úprava je vhodná pro obousměrně pnuté desky z důvodu jejich lepší vlastnosti redistribuce vnitřních sil po vytvoření prvotních trhlin oproti jednosměrně pnutým deskám.

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \frac{M_{cr}}{M} \quad (2.18)$$

kde:

- β je součinitel zohledňující vliv doby trvání nebo opakování zatížení a uvažuje se:
 $\beta = 1,0$ pro jednorázové krátkodobě působící zatížení,
 $\beta = 0,5$ pro dlouhodobé nebo mnohonásobně se opakující zatížení
 M_{cr} hodnota ohybového momentu při vzniku trhlin
 M hodnota ohybového momentu od kombinace zatížení, při které vznikají trhliny

Dále je dle [16] u lokálně podepřených desek kvůli jejich vlastnostem doporučeno rozdělovací součinitel ζ počítat zvlášť pro dva na sebe kolmé směry, tedy například směr x a směr y. V takovém případě dostáváme vztahy 2.19 a 2.20:

$$\zeta_x = 1 - \beta \cdot \frac{M_{cr}}{M_x} \quad (2.19)$$

$$\zeta_y = 1 - \beta \cdot \frac{M_{cr}}{M_y} \quad (2.20)$$

V ideálním případě se pomocí součinitelů ζ_x a ζ_y spočítají průhyby v jednotlivých směrech a následně se skládají například podle vztahu 2.23 dle ČSN 73 1201 [7]. Pokud stačí méně přesný výsledek, součinitele ζ_x a ζ_y lze zprůměrovat a získat tak dle rovnice 2.21 součinitel ζ_{mod} (pro obousměrně pnuté desky), který se ovšem omezí dolní limitní hodnotou z důvodu zajištění výsledků blížící se skutečnosti. Pokud by toto omezení nebylo zavedeno a rozpětí l_x a l_y se výrazně lišila ($l_x \approx 2 \cdot l_y$), blížila by se konstrukce k chování jednosměrně pnutých desek a už by nesměly být používány zavedené předpoklady výše.

$$\zeta_{mod} = \frac{\zeta_x + \zeta_y}{2} \geq 0,75 \cdot \max(\zeta_x; \zeta_y) \quad (2.21)$$

Pro výpočet celkového dlouhodobého průhybu použijeme vztah 2.22.

$$w = (1 - \zeta_{mod}) \cdot w_I + \zeta_{mod} \cdot w_{II} \quad (2.22)$$

kde:

- w je konečný dlouhodobý průhyb
 w_I dlouhodobý průhyb vypočtený pro stav bez trhlin
 w_{II} dlouhodobý průhyb vypočtený pro stav s plně rozvinutými trhlinami

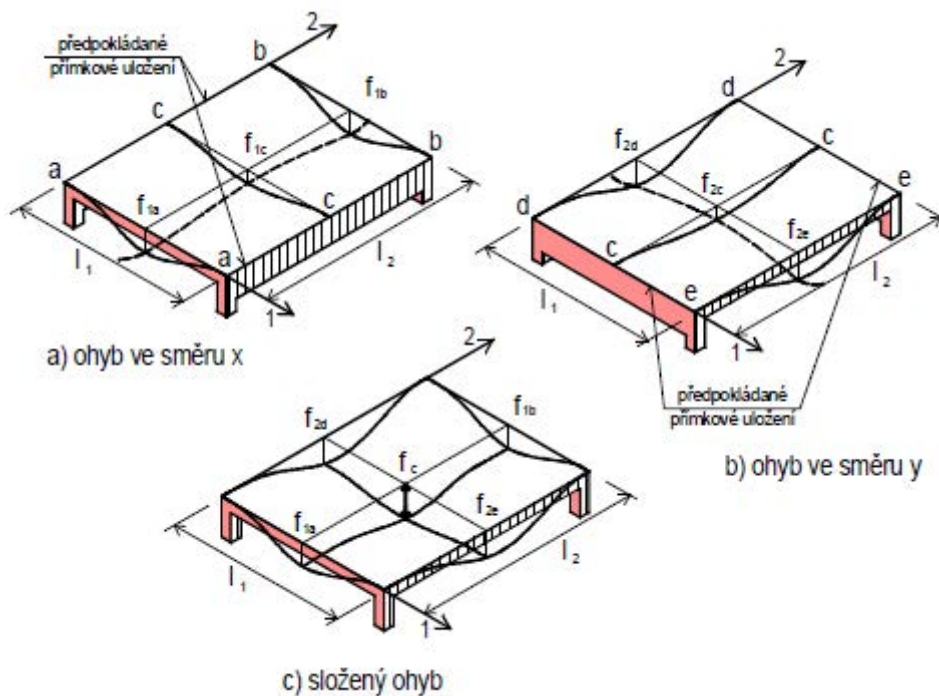
2.2.4 Skládání průhybů lokálně podepřené desky

Článek 8.4.4 normy ČSN 73 1201 [7] uvádí vztah pro skládání průhybů lokálně podepřených desek, pokud se průhyby vyšetřují zvlášť pro sloupový a střední pruh v obou směrech. Tento vztah vychází z předpokladu přímkového uložení okrajů vyšetřovaného pole. Přímkové uložení se uvažuje vždy u okrajů rovnoběžných s vyšetřovaným směrem průhybu. Výsledný průhyb se vypočítá ze vztahu 2.23:

$$f_c = 0,5 \cdot (f_{1a} + f_{1b}) + f_{2c} \text{ nebo } f_c = 0,5 \cdot (f_{2d} + f_{2e}) + f_{1c} \quad (2.23)$$

kde:

- f_{1a}, f_{1b} je největší průhyb sloupového pruhu ležícího ve směru 1 ve sloupové řadě A,B
 f_{1c} největší průhyb středního pruhu ležícího ve směru 1 mezi sloupovými řadami A,B
 f_{2d}, f_{2e} největší průhyb sloupového pruhu ležícího ve směru 1 ve sloupové řadě D,E
 f_{2c} největší průhyb středního pruhu ležícího ve směru 1 mezi sloupovými řadami D,E



Obrázek 2.5: Stanovení průhybů stropní desky superpozicí deformací vzájemně se křížících širokých nosníků [7]

2.2.5 Přibližný výpočet průhybu lokálně podepřené desky s využitím teorie desek

Z deskové rovnice odvozené z Kirchhoffovy teorie tenkých desek se dále dají odvodit vztahy pro přibližný výpočet průhybů sloupových pruhů a maximálního průhybu ve středu pole za předpokladů [5]:

- pravidelné uspořádání podpor lokálně podepřené desky
- vnitřní obdélníkové pole lok. pod. desky (s rozpětím $l_x \geq l_y$)
- stejná hodnota charakteristického rovnoměrného zatížení f_k na všech polích

Pokud konstrukce splňuje tyto předpoklady, přibližné průhyby s uvažováním pružného působení betonu se dají stanovit ze vztahů 2.24, 2.25 a 2.26.

Průhyb ve sloupovém pruhu, směr x:

$$w_x = \frac{f_k \cdot l_x^4}{20 \cdot E_{cm} \cdot h^3} \cdot \sqrt{\frac{l_y}{l_x}} \quad (2.24)$$

Průhyb ve sloupovém pruhu, směr y:

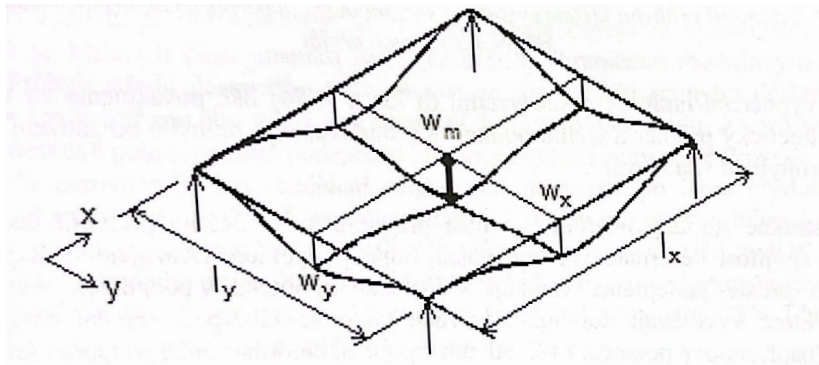
$$w_y = \frac{f_k \cdot l_y^4}{20 \cdot E_{cm} \cdot h^3} \cdot \frac{l_x}{l_y} = \frac{f_k \cdot l_x \cdot l_y^3}{20 \cdot E_{cm} \cdot h^3} \quad (2.25)$$

Průhyb ve středu pole:

$$w_m \approx \frac{1,1 \cdot f_k \cdot (l_x^4 + l_y^4)}{32 \cdot E_{cm} \cdot h^3} \quad (2.26)$$

kde:

- h je tloušťka desky
 E_{cm} modul pružnosti betonu
 l_x, l_y rozpětí ve směru x a y



Obrázek 2.6: Průhyb středního pole lokálně podepřené desky při rovnoměrném zatížení f_k [5]

Dle publikace profesora Procházky [5] se z vypočítaných pružných průhybů z rovnic 2.24, 2.25 a 2.26 dají odvodit dlouhodobé průhyby s přihlédnutím k trhlinám, smršťování a dotvarování vynásobením součinitelem K_f , který dostaneme ze vztahu 2.28:

$$w = K_f \cdot w_{el} \quad (2.27)$$

$$K_f = \frac{K_{csh} \cdot (1 + \varphi_\infty)}{K_{EI}} \quad (2.28)$$

kde:

- K_{csh} je součinitel vyjadřující přibližně vliv smršťování betonu; lze uvažovat hodnotou 1,2-1,5
 φ_∞ součinitel dotvarování pro dlouhodobé zatížení
 K_{EI} součinitel vyjadřující snížení tuhosti následkem vzniku trhlin; jeho hodnota závisí na vyztužení, zatížení vztaženém k zatížení při vzniku trhlin a geometrii desky; lze uvažovat hodnotou 0,6

2.3 Metoda konečných prvků (MKP)

Samotnou kapitolou posuzování železobetonových konstrukcí je pak Metoda konečných prvků. Jedná se o nejvyužívanější metodu vyhodnocování celkového chování konstrukcí všech možných materiálů.

MKP zjednodušeně řečeno pracuje s konstrukcí tak, že se model rozdělí na konečný počet elementárních prvků, nejběžněji se jedná o obecné čtyřúhelníky v rovině a šestistěny v prostoru. Tyto prvky mají ve svých vrcholech tak zvané uzlové body, ve kterých se určují neznámé funkce vstupující do soustav rovnic samotného výpočtu.

Nejběžnější varianta MKP je deformační, kdy základní neznámé funkce jsou deformační posuny jednotlivých uzlových bodů. Základní princip výpočtu je doformačně-napjeťová analýza pružných těles, která počítá s energií, která je spotřebovaná na deformaci prvku a určuje tak deformovaný tvar prvku při nejmenší spotřebě energie. Jednoduše řečeno tato metoda vezme vstupní hodnoty zatížení a materiálové vlastnosti elementárních prvků a určí jejich posuny a tak výsledný deformovaný tvar konstrukce, na který bylo spotřebováno nejméně energie.

Metoda konečných prvků je základní metodou pro většinu dnešních výpočetních programů, kdy v současnosti není problém s řešením mnoha a mnoha soustav rovnic, které nám dnešní počítače dokáží vyřešit v řádech minut nebo dokonce i sekund. Díky moderním výpočetním strojům se dá vyšetřovat i nelineární chování konstrukcí, kdy se soustavy rovnic mnohonásobně rozšíří. Výpočetní programy nelineární chování řeší postupným zatěžováním konstrukce a tedy sítě konečných prvků a každý další přírůstek zatížení již působí na zdeformovanou popřípadě poškozenou konstrukci (například pokud se u železobetonu dosáhne napětí na mezi vzniku trhlin).[10]

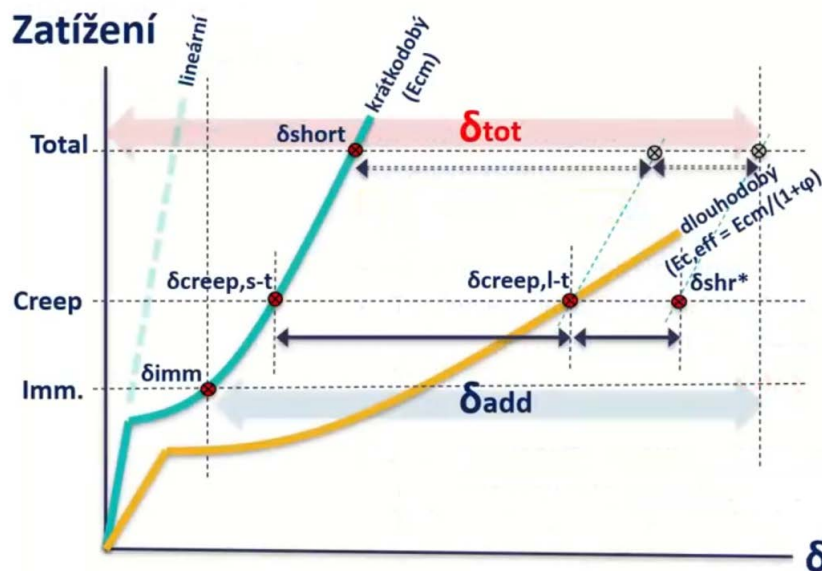
3 Studie závislostí průhybů železobetonových lokálně podepřených desek

Studie je prováděna ve výpočetním programu SCIA Engineer 21.1. Tento software pracuje s Metodou konečných prvků.

V rámci studie jsou porovnávány, kromě základních geometrických parametrů také dva hlavní druhy průhybů. Prvním je lineární, neboli pružný průhyb konstrukce, u kterého se neuvažuje se vznikem trhlin a následného oslabení průřezu. Druhým typem průhybu je dlouhodobý průhyb s vlivem vzniku trhlin, smršťováním a dotvarováním konstrukce. V programu se tento průhyb označován jako *Normově závislý průhyb (NZP)*.

Na obrázku 3.1 je znázorněna závislost zatížení a průhybu. Pro NZP jsou zde uvedeny jeho složky.

- δ_{short} – krátkodobý průhyb
- δ_{shr} – průhyb od smršťování
- δ_{creep} – průhyb od dotvarování
- δ_{tot} – celkový dlouhodobý průhyb s vlivem smršťování a dotvarování.
- δ_{add} – přídavný průhyb pro posouzení zabodovaných prvků
- δ_{imm} – okamžitý průhyb



Obrázek 3.1: Normově závislý průhyb – SCIA Engineer 21.0

Pro dlouhodobý průhyb (NZP) byly v programu uvažovány hodnoty dle obrázku 3.2, které vychází z normy ČSN EN 1992-1-1 [4].

3.1.4 Dotvarování a smršťování						
Stáří betonu v okamžiku uvažování momentu	t	18250,00	18250,00	den	3.1.4.B.1-2	EN 1992-1-1
Relativní vlhkost	RH	50	50	%	3.1.4.B.1-2	EN 1992-1-1
Způsob zadání součinitele dotvarování	Typ $\varphi(t,t_0)$	Auto	Auto		3.1.4(2)	EN 1992-1-1
Stáří betonu při zatížení	t_0	28,00	28,00	den	3.1.4(2),B1	EN 1992-1-1
Uvažovat vysychání a autogenní smršťování	Typ $\epsilon_{cs}(t,t_s)$	Auto	Auto		3.1.4(6)	EN 1992-1-1
Stáří betonu na počátku smršťování od vysychání	t_s	7,00	7,00	den	3.1.4(6),B2	EN 1992-1-1

Obrázek 3.2: Vstupní hodnoty pro NZP – SCIA Engineer 21.1

3.1 Vstupní hodnoty studie

Dvě lokálně podepřené desky s rozsahem 3x3 pole, umístěné přímo na pevné podpory místo sloupů, toto zjednodušení je z důvodu přímého porovnávání výsledků průhybů pro různé rozpětí, kde by sloupy svou ohybovou tuhostí výsledný průhyb ovlivňovaly, absolutní hodnoty průhybů jsou tímto zjednodušením značně zkreslené a nedoporučuji je využívat jako průhyby běžných lokálně podepřených desek. V prvním případě je rozpětí jednoho pole 4 metry a v druhém 8 metrů, tedy dvojnásobek pro názorné porovnávání výsledků.

Předpoklady návrhu desek pro studii:

$$\rho = 0,5\%; \lambda_{d,tab} = 24,6; \kappa_{c1} = 1,0; \kappa_{c2} = 1,0; \kappa_{c3} = 1,2; c = 30 \text{ mm}; \emptyset = 12 \text{ mm}$$

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 24,6 = 29,52$$

$$d_1 = \frac{l}{\lambda_d} = \frac{4000}{29,52} = 136 \text{ mm} \rightarrow h_{d1} = d_1 + c + \emptyset = 136 + 30 + 12 = \mathbf{178 \text{ mm}}$$

$$d_2 = \frac{l}{\lambda_d} = \frac{8000}{29,52} = 271 \text{ mm} \rightarrow h_{d2} = d_2 + c + \emptyset = 271 + 30 + 12 = \mathbf{313 \text{ mm}}$$

Tloušťka desky (aritmetický průměr hodnot tlouštěk desek vypočítaných z ohybové štíhlosti):

$$h_d = \frac{h_{d1} + h_{d2}}{2} = \frac{178 + 313}{2} = \mathbf{246 \text{ mm}}$$

Vlastní tíha ŽB desky: $g_0 = \gamma_c \cdot t = 25 \cdot 0,246 = 6,15 \text{ kN/m}^2$

Ostatní stálé: $(g - g_0) = 3 \text{ kN/m}^2$

Proměnné: $q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

3.2 Vliv rozpětí a zatížení při stejné tloušťce desky

3.2.1 Lineární průhyb

Do výpočtu lineárního průhybu vstupuje velikost rozpětí ve čtvrté mocnině, například vztah pro průhyb rovnoměrně zatíženého oboustranně vetknutého nosníku je vztah 3.1, to znamená, že pokud mají dvě konstrukce se stejným rovnoměrným zatížením (vlastní tíha (= stejná tloušťka desky) + ostatní stálé + proměnné) a mají stejnou ohybovou tuhost EI (stejný materiál a stejný průřez) s různým rozpětím, konkrétně například s dvojnásobným rozpětím (v tomto případě 4 a 8 metrů), pak je pružný průhyb w_2 pro větší rozpětí (8 metrů) 16 násobek průhybu w_1 polovičního rozpětí (4 metry) (vztah 3.2 a jeho odvození). Tato základní myšlenka platí pro pružné průhyby i ostatních statických schémat konstrukcí, kde jediný proměnný parametr je rozpětí konstrukce.

$$w = \frac{q \cdot l^4}{384 \cdot EI} \quad (3.1)$$

$$w_1 = \frac{q \cdot l_1^4}{384 \cdot EI}$$

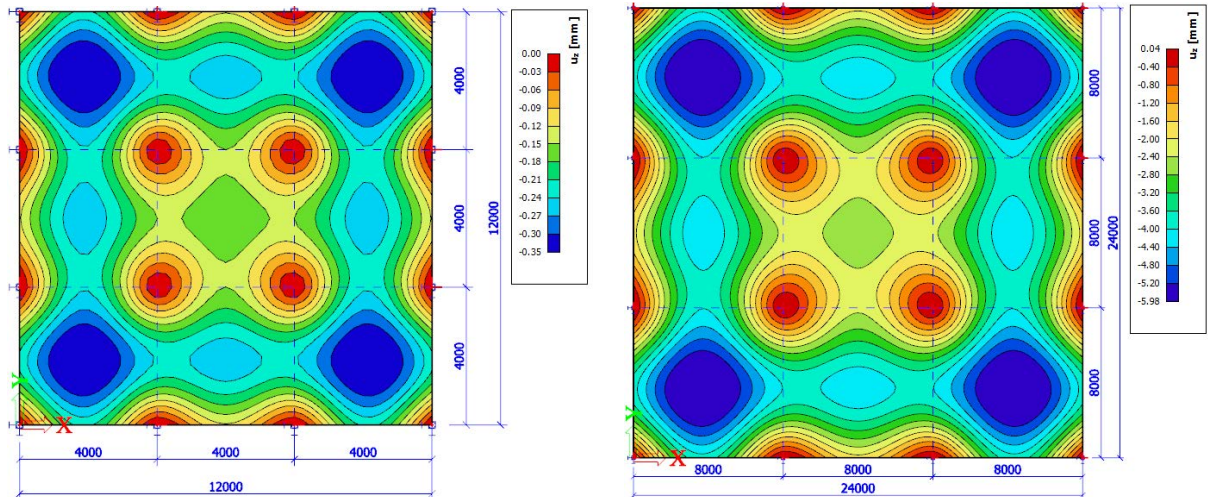
$$w_2 = \frac{q \cdot l_2^4}{384 \cdot EI}, \quad l_2 = 2 \cdot l_1$$

$$w_2 = \frac{q \cdot (2 \cdot l_1)^4}{384 \cdot EI} = \frac{q \cdot 16 \cdot l_1^4}{384 \cdot EI} = 16 \cdot \frac{q \cdot l_1^4}{384 \cdot EI}$$

$$w_2 = \mathbf{16 \cdot w_1} \quad (3.2)$$

Pokud máme dvě varianty lokálně podepřené desky s rastrem polí 3x3, o rozpětí jednoho pole v první variantě 4x4 metry a v druhé 8x8 metrů, pak získáme tyto výsledky:

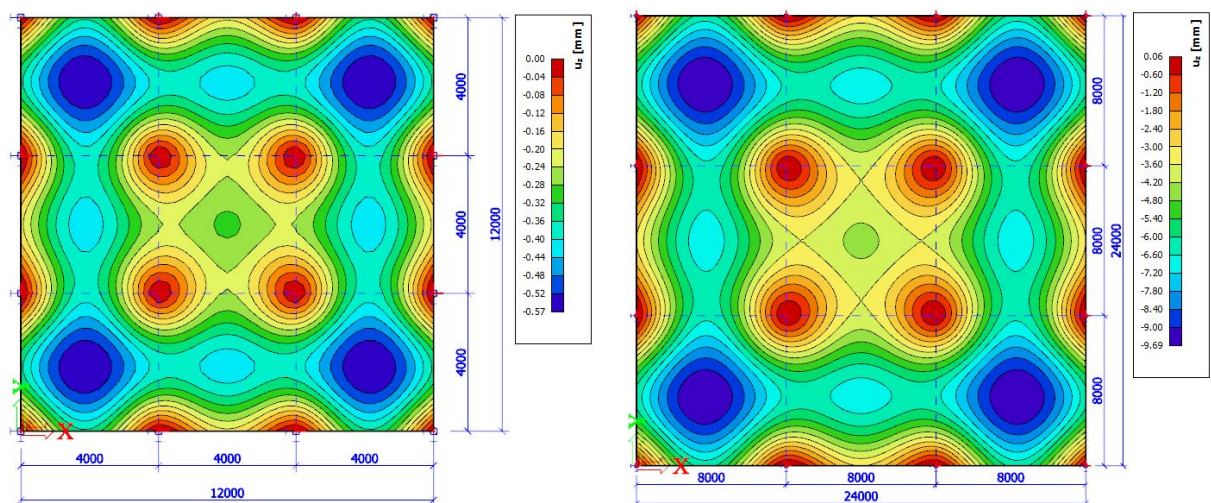
Lineární průhyb od vlastní tíhy pro variantu 1 vyšel pro vnitřní pole 0,18 mm a maximální průhyb rohového pole je 0,35 mm. Pro druhou variantu konstrukce jsou tyto hodnoty 2,68 mm pro vnitřní a 5,98 mm pro rohové pole, obrázek 3.3. Poměr hodnot průhybu polí s rozpětím 8x8 metrů (varianta 2) ku průhybu polí s rozpětím 4x4 metry (varianta 1) jsou 14,9, respektive 17,1. Tyto hodnoty odpovídají předpokládané hodnotě 16, viz odvození rovnice 3.2.



Obrázek 3.3: Lineární průhyb od vlastní tíhy

Poměr hodnot průhybu varianty 1 ku průhybu varianty 2 vyšel téměř totožně i pro zatížení konstrukce kvazi-stálou kombinací zatížení, hodnoty poměru jsou 15 pro vnitřní pole a 17 pro rohové pole. Hodnoty průhybů první varianty jsou 0,57 mm v rohovém poli a 0,29 mm ve vnitřním poli. U druhé varianty jsou tyto hodnoty 9,69 mm a 4,34 mm (obrázek 3.4).

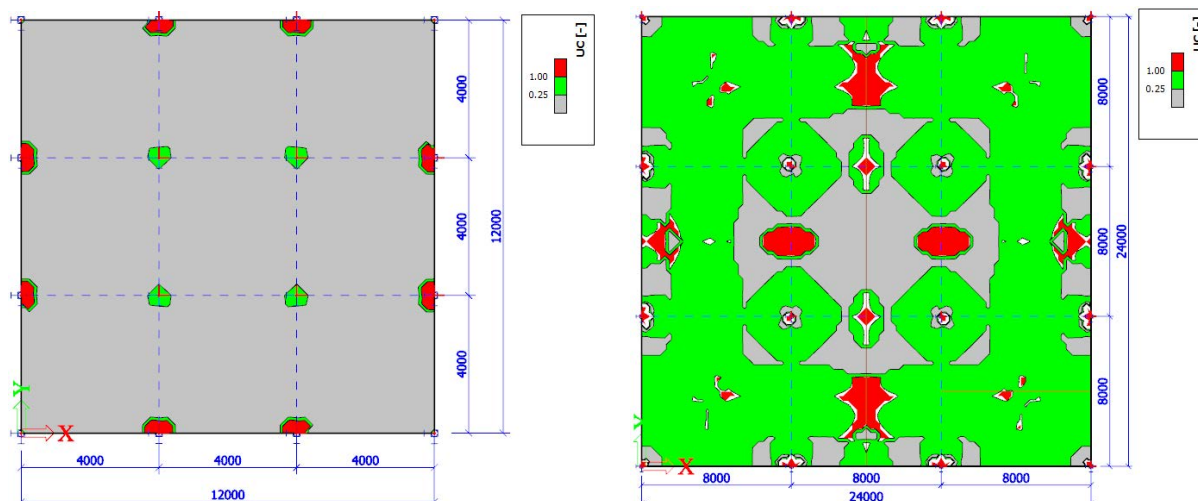
Průhyb od kvazi-stálé kombinaci zatížení je vždy přibližně o 62% větší než průhyb od vlastní tíhy. Protože se jedná o lineární průhyb, toto zvětšení přesně odpovídá vyšší hodnotě zatížení kvazi-stálou kombinací o přibližně 61% vlastní tíhy. Nepřesnost jednoho procenta je způsobena zaokrouhlováním.



Obrázek 3.4: Lineární průhyb od kvazi-stálé kombinace zatížení

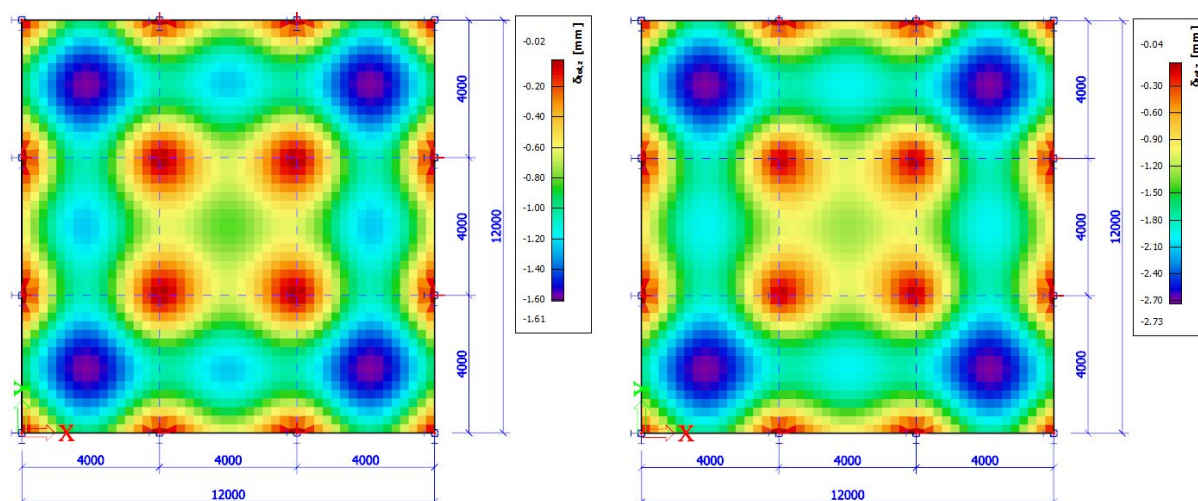
3.2.2 Normově závislý průhyb (NZP)

V případě dlouhodobého průhybu s vlivem trhlin, smšřování a dotvarování již základní poměry průhybů varianty 2 ku variantě 1 samozřejmě neplatí. V tomto případě, kdy mají obě varianty stejnou tloušťku desky, kvůli názornosti, u varianty 2 vznikají a plně se rozvinou trhliny téměř v celé konstrukci. Naopak u varianty 1 trhliny vznikají jen v místech singularit, tedy přímo nad podporami, viz obrázek 3.5 jednotkového posudku šířky trhlin. Posudek je v tomto případě použit jen pro znázornění, kde trhliny vznikají.



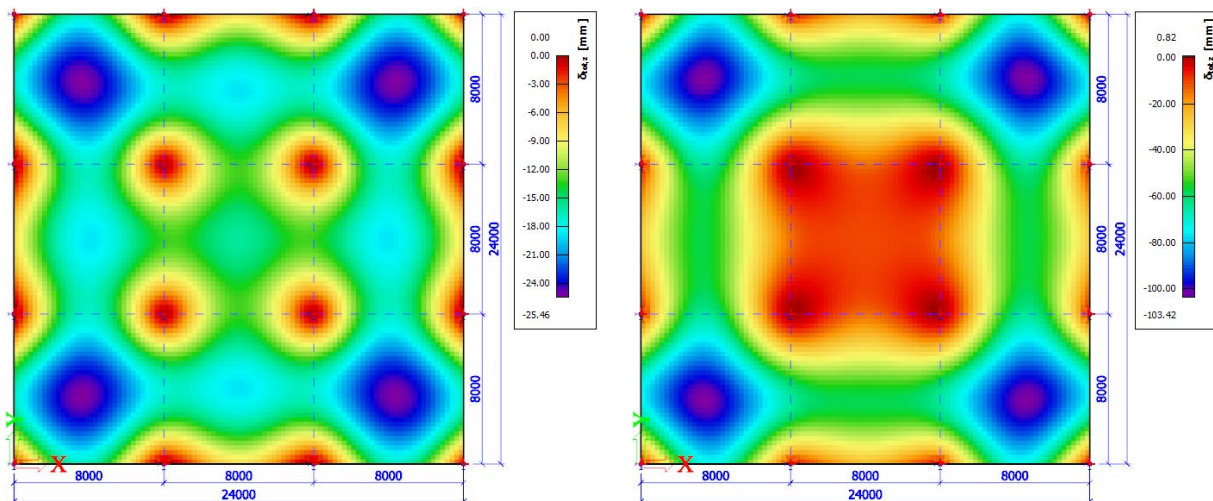
Obrázek 3.5: Jednotkový posudek šířky trhlin – kvazi-stálá kombinace zatížení

Dlouhodobý průhyb u varianty 1 se u rohového pole zvětšil o 70% z hodnoty průhybu 1,61 mm od vlastní tíhy na hodnotu 2,73 mm od kvazi-stálé kombinace zatížení. U vnitřního pole se ovšem průhyb zvětšil jen o 54% z hodnoty 0,83 mm na 1,28 mm, a to v důsledku redistribuce zatížení a vnitřních sil po vzniku trhlin, obrázek 3.6.



Obrázek 3.6: NZP – varianta 1 – od vlastní tíhy (vlevo), od kvazi-stálé kombinace zatížení (vpravo)

V tomto případě s tloušťkou desky 246 mm u varianty 2, lok. pod. deska s rozpětím pole 8x8 m, je dlouhodobý průhyb (NZP) velmi nadměrný z důvodu plně rozvinutých trhlin, kdy konstrukce i podle obrázku 3.5 přestává fungovat jako klasická lokálně podepřená deska. Tomu odpovídají i hodnoty průhybů konstrukce zatížené kvazi-stálou kombinací zatížení: 103,42 mm pro rohové pole, 58,81 mm pro krajní pole a 10,81 mm pro vnitřní pole, zvětšení průhybů oproti zatížení vlastní tíhou je 306% pro rohové a 206% pro krajní pole, u vnitřního pole z důvodu kolapsu konstrukce software hodnotu průhybu vnitřního pole dokonce o 33% snížil z hodnoty průhybu 16,11 mm od vlastní tíhy na uvedených 10,81 mm, obrázek 3.7



Obrázek 3.7: NZP – varianta 2 – od vlastní tíhy (vlevo), od kvazi-stálé kombinace zatížení (vpravo)

3.3 Tloušťka desky navržená dle vymežující ohybové štíhlosti

V tomto případě, kdy jsou tloušťky desek navrženy dle vymežující ohybové štíhlosti je zajímavé porovnávat konstrukce z hlediska limitních průhybů udávaných čl. 7.4.1 normy ČSN EN 1992-1-1 [4].

Limitní průhyby:

$$\text{– Varianta 1: } l_1 = 4000 \text{ mm} \Rightarrow w_{lim1} = \frac{l}{250} = \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{– Varianta 2: } l_2 = 8000 \text{ mm} \Rightarrow w_{lim2} = \frac{l}{250} = \frac{8000}{250} = 32 \text{ mm}$$

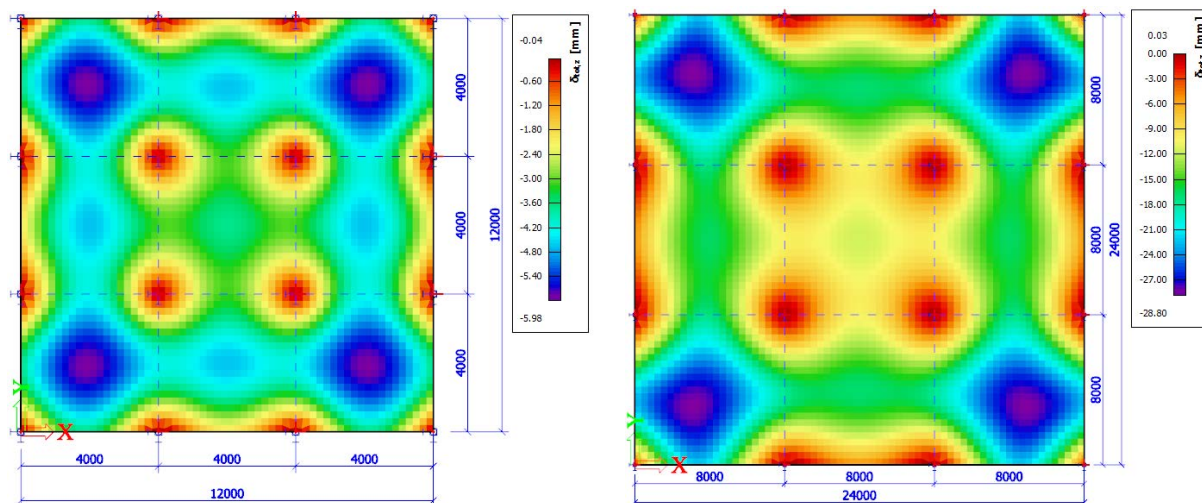
Vlastní tíha ŽB desky:

$$\text{– Varianta 1: } h_{d1} = 178 \text{ mm} \Rightarrow g_0 = \gamma_c \cdot t = 25 \cdot 0,178 = 4,45 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{– Varianta 2: } h_{d2} = 313 \text{ mm} \Rightarrow g_0 = \gamma_c \cdot t = 25 \cdot 0,313 = 7,825 \text{ kN/m}^2$$

3.3.1 Posouzení dle ČSN EN 1992-1-1

Maximální hodnota normově závislého průhybu od kvazi-stálé kombinace zatížení pro variantu 1 je 5,98 mm, což je 37% limitní hodnoty 16 mm. Maximální hodnota NZP pro variantu 2 je 28,80 mm a to je 90% limitní hodnoty 32 mm. Tyto výpočetní modely obou varianty dle Eurokódu 2 [4] vyhovují. Na tomto "posouzení" bych rád ukázal důležitost vhodného výpočetního modelu a vstupních hodnot pro posuzování desek dle vymežující ohybové štíhlosti hlavně v případě konstrukcí, které nemají běžná rozpětí nebo celkové konstrukční řešení. U využití 90% u varianty 2 musím upozornit, že model nepočítá s ohybovou tuhostí sloupů, které by reálná deska měla jako podpory, a tudíž by výsledné průhyby byly ještě větší a pravděpodobně by limitní průhyb nebyl splněn.

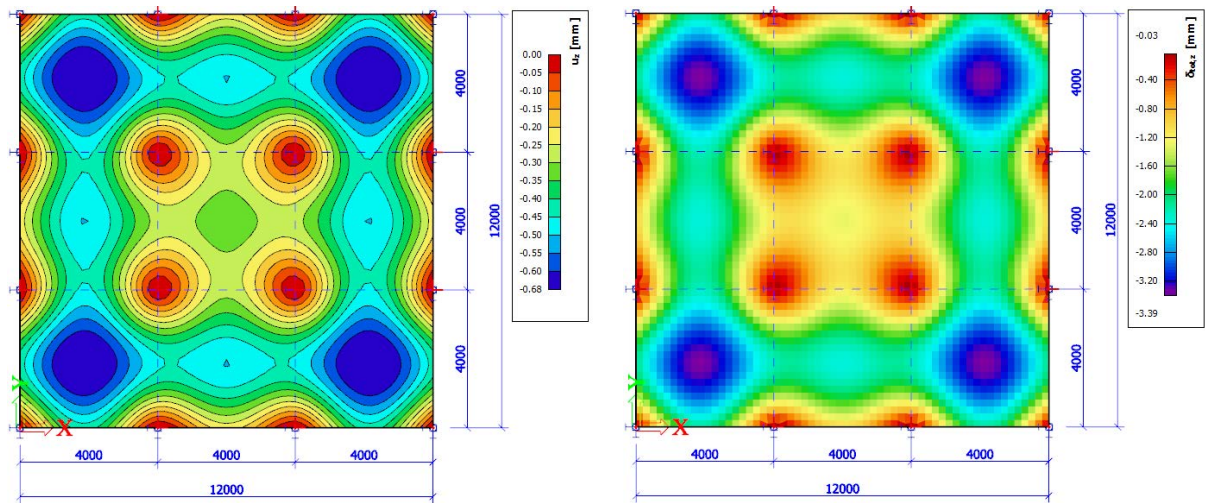


Obrázek 3.8: NZP od kvazi-stálé kombinace zatížení (varianta 1 – vlevo, varianta 2 – vpravo)

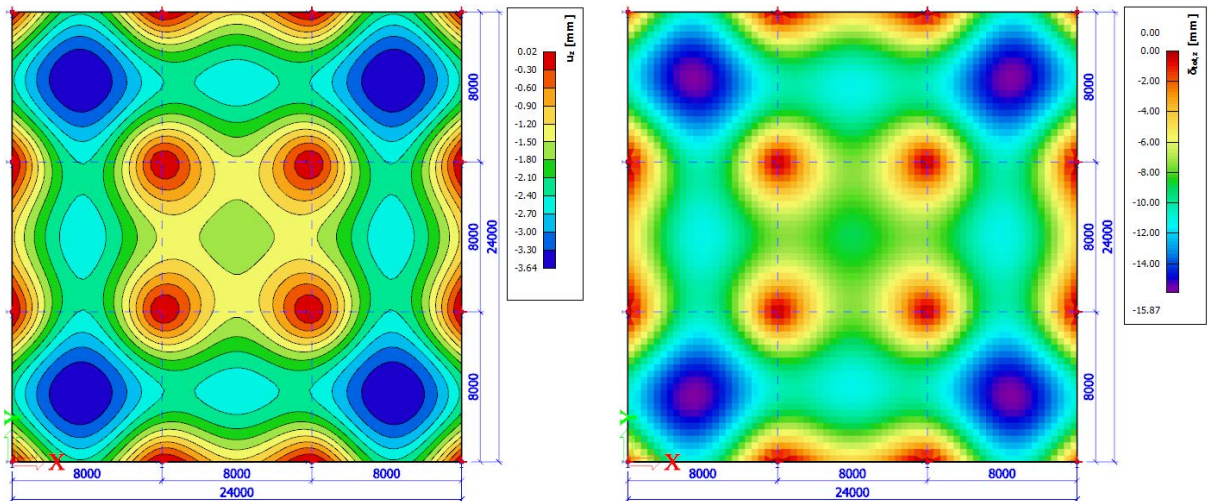
3.3.2 Porovnání lineárního průhybu s normově závislým průhybem dle SCIA Engineer 21.1

V praxi je často užitečné mít aspoň základní odhad, jak se chová reálná konstrukce již podle prvotních výsledků a předběžných výpočtů. Obecně je lineární výpočet jednoduchý a rychlý, a proto se často využívá pro prvotní odhady při navrhování. Je ale důležité znát jeho limity a vědět k čemu a jak jej využívat. Vztah mezi lineárním průhybem a dlouhodobým průhybem s vlivem trhlin, smršťování a dotvarování je v literatuře často uváděn tak, že dlouhodobý průhyb je 4-6 násobek lineárního průhybu. Toto tvrzení by se ovšem mělo vždy ověřit a mělo by být využíváno pouze pro předběžný odhad dlouhodobého průhybu. Na následujících obrázcích 3.9 až 3.12 jsou porovnány lineární průhyby s normově závislými průhyby pro danou variantu a zatížení.

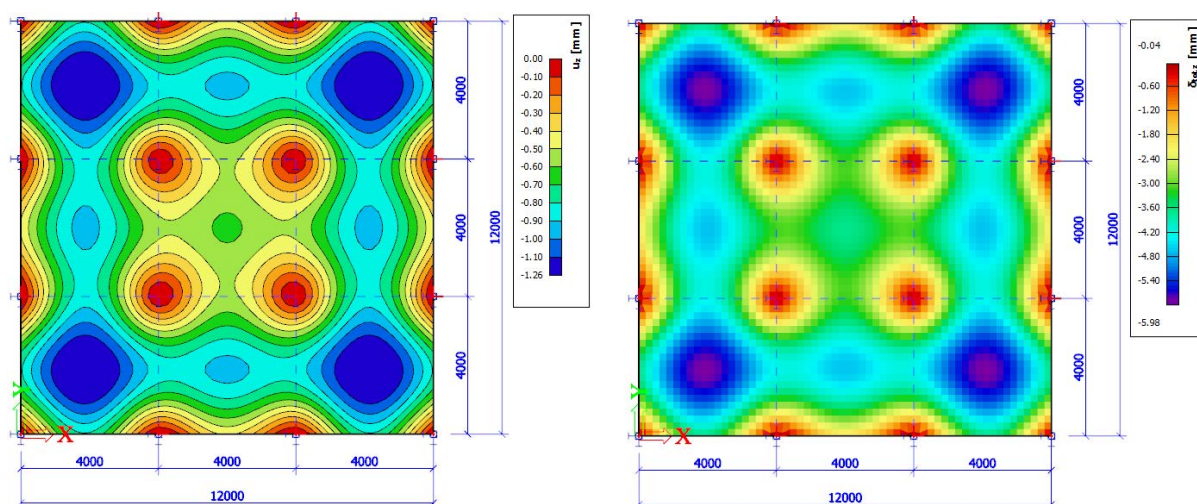
Hodnoty pro varianty na obrázcích 3.9 až 3.12 jsou shrnuty v tabulce 3.1, všechny hodnoty jsou shrnuty v tabulce 3.5.



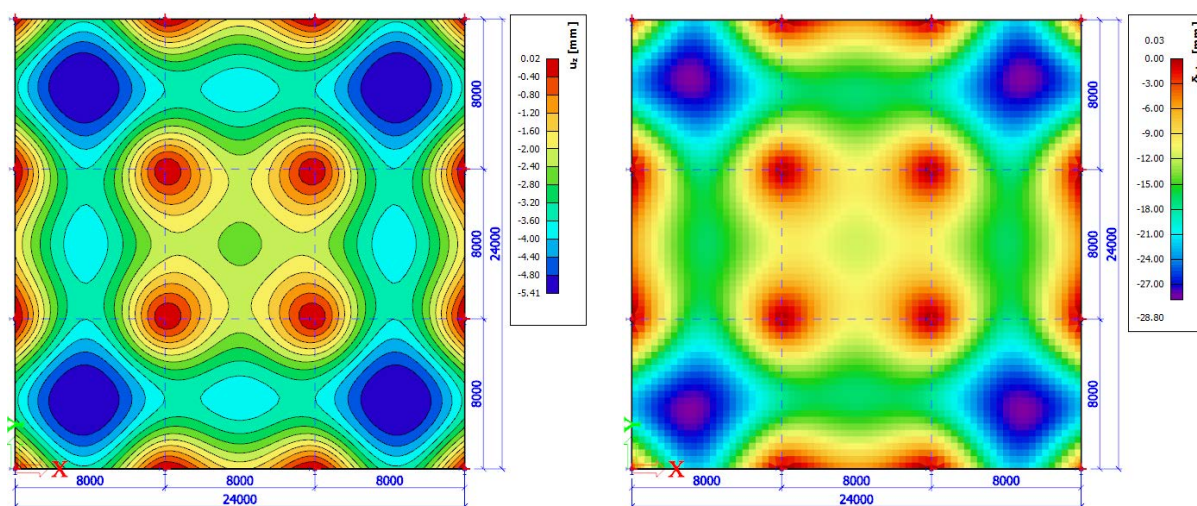
Obrázek 3.9: Varianta 1 – vlastní tíha (lineární průhyb vlevo, NZP vpravo)



Obrázek 3.10: Varianta 2 – vlastní tíha (lineární průhyb vlevo, NZP vpravo)



Obrázek 3.11: Varianta 1 – kvazi-stálá kombinace zatížení (lineární průhyb vlevo, NZP vpravo)



Obrázek 3.12: Varianta 2 – kvazi-stálá kombinace zatížení (lineární průhyb vlevo, NZP vpravo)

Tabulka 3.1: Vztah mezi lineárním průhybem a dlouhodobým průhybem (NZP)

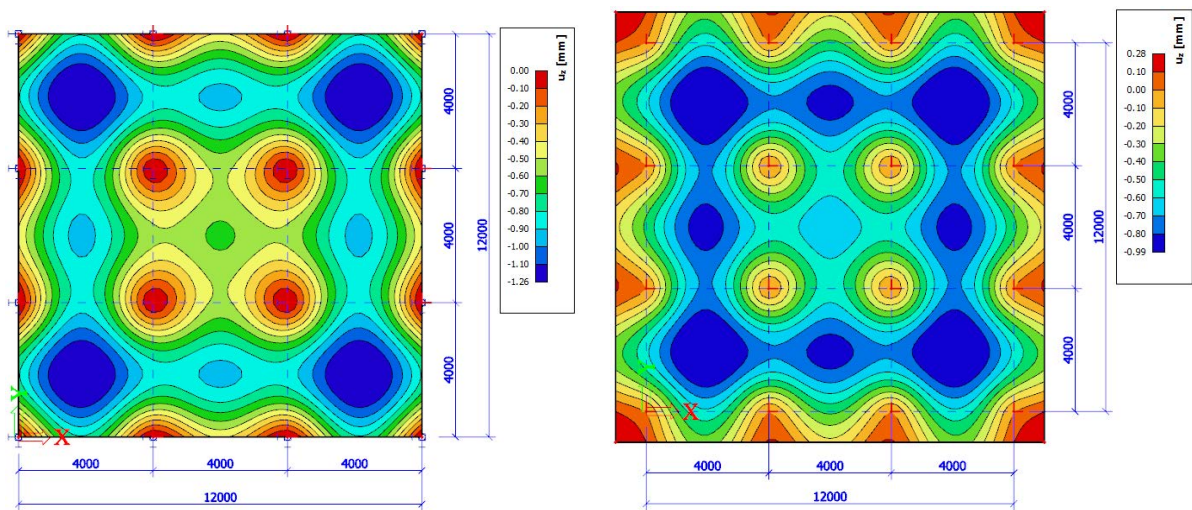
Varianta	Pole	Lineární průhyb w_{el}		Normově závislý průhyb w_{lt}		w_{lt} / w_{el}	
		Vl. tíha	Kvazistálá komb.	Vl. tíha	Kvazistálá komb.	Vl. tíha	Kvazistálá komb.
Varianta 1 4 x 4 m $h_d = 178$ mm	rohové	-0,68	-1,26	-3,39	-5,98	5,0	4,7
	krajní	-0,50	-0,93	-2,37	-4,70	4,7	5,1
	vnitřní	-0,33	-0,62	-1,32	-3,72	4,0	6,0
Varianta 2 8 x 8 m $h_d = 313$ mm	rohové	-3,64	-5,41	-15,87	-28,80	4,4	5,3
	krajní	-2,60	-3,87	-11,38	-17,06	4,4	4,4
	vnitřní	-1,69	-2,51	-9,08	-11,81	5,4	4,7

3.3.3 Vliv vykonzolování okrajů desky

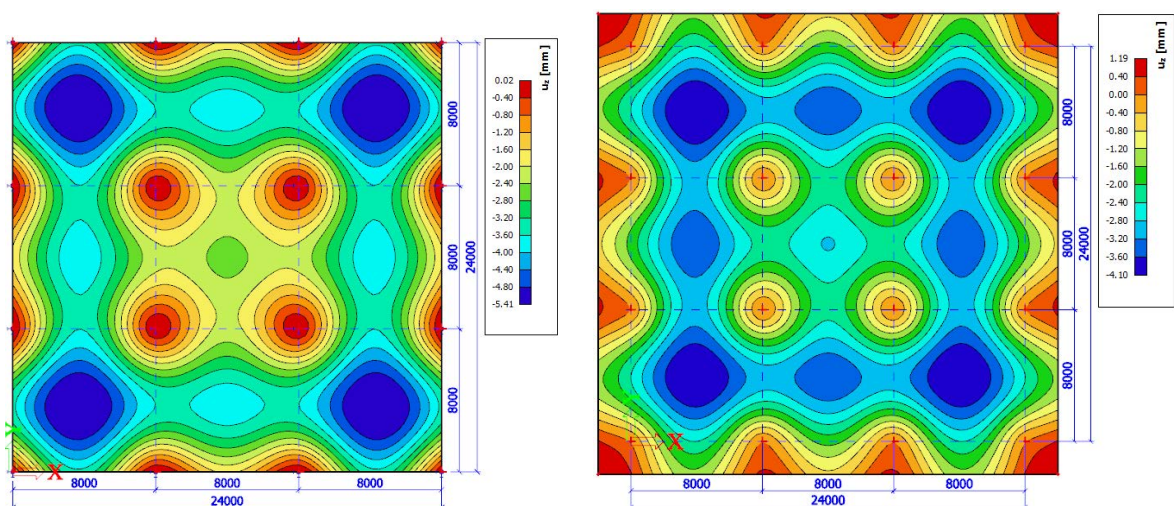
U lokálně podepřených desek se často využívá lepšího statického působení konstrukce tím, že je deska vykonzolována přes krajní sloupy základního rastru podpor. Taková konstrukce je výhodná z více důvodů. Na vykonzolované okraje se jednodušeji dá umístit obvodový plášť budovy, ať už se jedná o lehký obvodový plášť (LOP) nebo například o zdivo. Dále jsou u takovéto konstrukce obvodové sloupy méně namáhané ohybem a v neposlední řadě vykonzolovaná část desky svým statickým působením snižuje průhyb v přilehlých polích. Pro modelový příklad jsem míru vykonzolování desky určil na 1/4 rozpětí pole. Pro variantu 1 je tedy vykonzolování 1 metr a pro variantu 2 jsou to 2 metry.

V tomto případě je deska stále zatížena jen rovnoměrným zatížením a průhyby jsou vykreslovány pro kvazi-stálou kombinaci zatížení.

Lineární průhyb rohových polí se u obou variant snížil o více než 20% původního průhybu bez vykonzolování desky. V krajním poli se pak díky vykonzolování lineární průhyb snížil o 9%. U vnitřního pole se však lin. průhyb naopak zvětšil o 10-12%, obrázky 3.13 a 3.14.

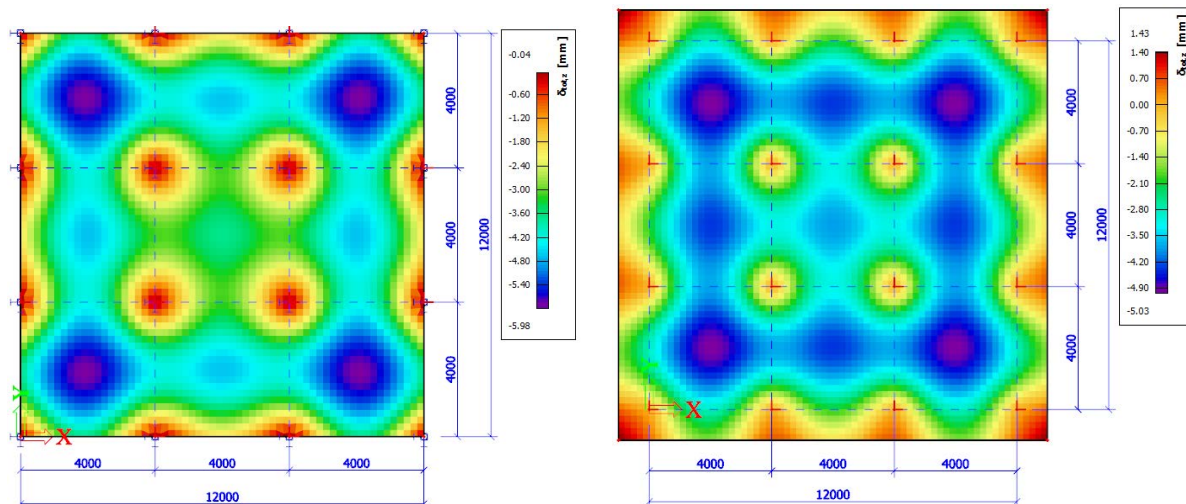


Obrázek 3.13: Lineární p. – varianta 1 – kvazi-stálá kombinace zatížení (vykonzolovaná deska vpravo)

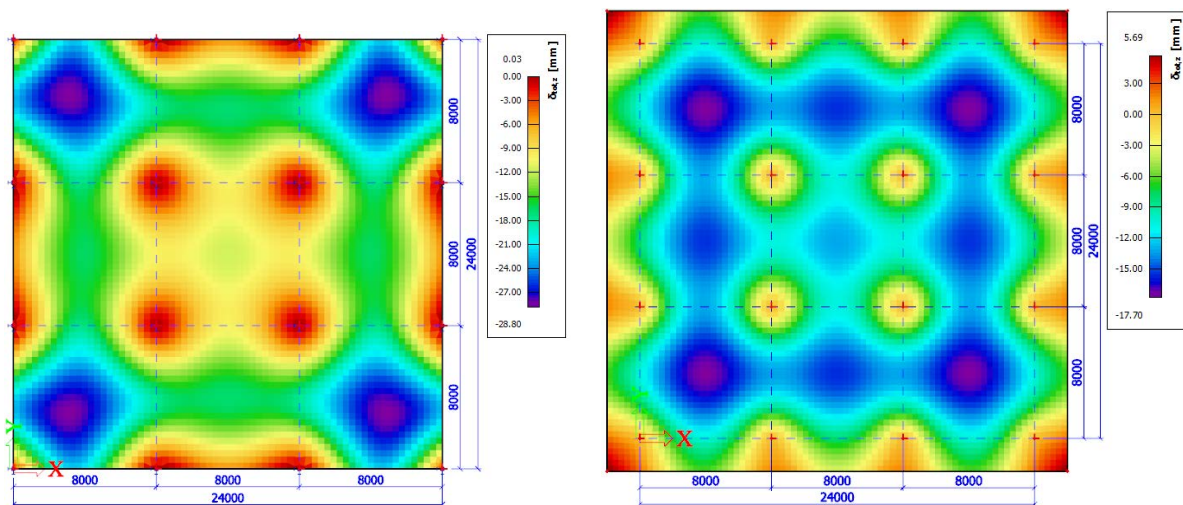


Obrázek 3.14: Lineární p. – varianta 2 – kvazi-stálá kombinace zatížení (vykonzolovaná deska vpravo)

U dlouhodobého průhybu (NZZ) jsou rozdíly mezi variantami logicky větší. Záleží, kde v konstrukci vznikají trhliny, a jakým způsobem jsou pak redistribuované vnitřní síly. U varianty 1 se u vykonzolované desky hodnota NZZ v rohovém poli snížila o 16% a u variant 2 dokonce o 39%. U krajních polí se hodnoty NZZ snížily o 5% a o 8%. U vnitřních polí se naopak hodnoty průhybů zvětšily, u varianty 1 o 5% a u varianty 2 o 13% původního dlouhodobého průhybu. Konkrétní hodnoty pro lineární i dlouhodobý průhyb obou variant jsou v tabulkách 3.2 a 3.3.



Obrázek 3.15: NPZ – varianta 1 – kvazi-stálá kombinace zatížení (vykonzolovaná deska vpravo)



Obrázek 3.16: NPZ – varianta 2 – kvazi-stálá kombinace zatížení (vykonzolovaná deska vpravo)

Tabulka 3.2: Varianta 1 – změna průhybů polí vykonzolováním okraje desky

	Pole	4 x 4 m $h_d = 178 \text{ mm}$	4 x 4 m Vykonzol. 1 m $h_d = 178 \text{ mm}$	Změna průhybu
Lineární průhyb	rohové	-1,26	-0,99	-21%
	krajní	-0,93	-0,85	-9%
	vnitřní	-0,62	-0,68	10%
Normově závislý průhyb	rohové	-5,98	-5,03	-16%
	krajní	-4,70	-4,45	-5%
	vnitřní	-3,72	-3,89	5%

Tabulka 3.3: Varianta 2 – změna průhybů polí vykonzolováním okraje desky

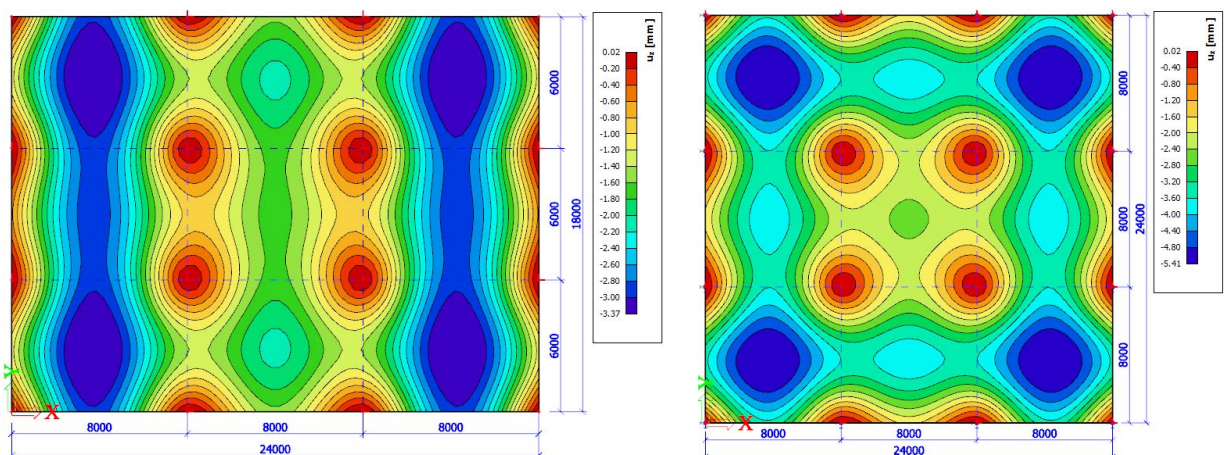
	Pole	8 x 8 m $h_d = 313 \text{ mm}$	8 x 8 m Vykonzol. 2 m $h_d = 313 \text{ mm}$	Změna průhybu
Lineární průhyb	rohové	-5,41	-4,10	-24%
	krajní	-3,87	-3,53	-9%
	vnitřní	-2,51	-2,82	12%
Normově závislý průhyb	rohové	-28,80	-17,70	-39%
	krajní	-17,06	-15,75	-8%
	vnitřní	-11,81	-13,37	13%

3.4 Vliv obdélníkového pole – h_d dle vymezení ohybové štíhlosti

Do teď jsem se zabýval pouze čtvercovými rastry podpor lokálně podepřených desek, v reálném životě jsou však často zbytečné a je možné udělat obdélníková pole desek, kdy jeden rozměr kvůli dispozici musí být větší, ale v druhém směru můžeme rozpětí zmenšit, tím i snížit celkové namáhání desky a získat tak například ekonomičtější návrh.

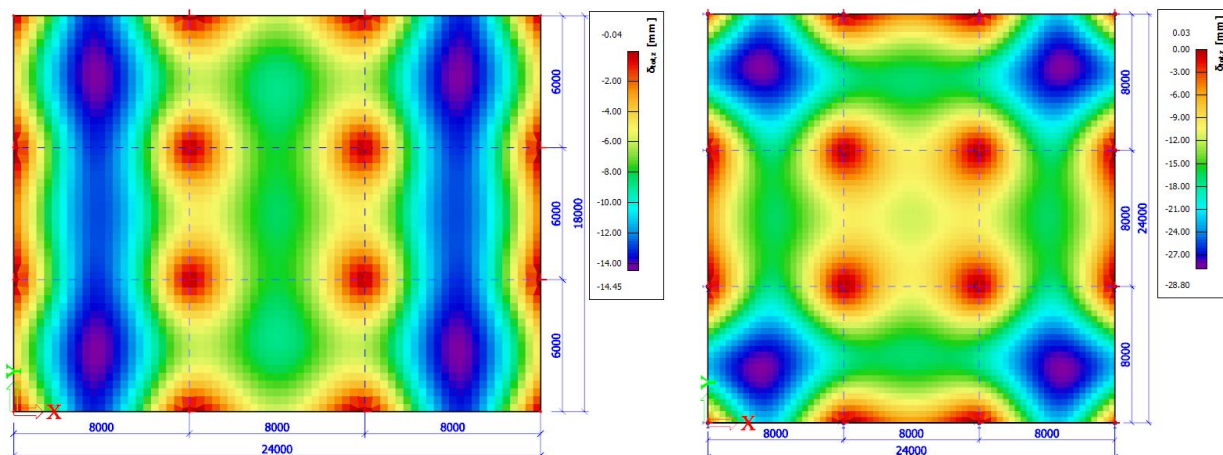
V tomto případě jsem pro modelový příklad zmenšil rozpětí pole varianty 2 ve směru Y o 2 metry, což je 1/4 původního rozpětí 8 metrů. Ve směru X zůstalo rozpětí 8 metrů.

Při zmenšení rozpětí pole ve směru Y o 25% se hodnota lineárního průhybu rohového pole zmenšila o 38%. V krajním poli ve směru X, tedy ve směru delšího rozpětí, se lineární průhyb zmenšil o 24%, zatímco ve směru Y se snížil téměř dvojnásobně, konkrétně o 47%. Hodnota průhybu ve vnitřním poli se zmenšila o 33%, obrázek 3.17.



Obrázek 3.17: Vliv obdélníkového pole – lineární průhyb od kvazi-stálé kombinace zatížení

Hodnota NZP se u rohového pole zmenšila dokonce o 50%, u krajních polí se hodnoty poměrově snížily stejně jako u lineárního průhybu a hodnota NZP ve vnitřním poli se zmenšila o 29%, tedy téměř stejně o kolik se zmenšilo rozpětí ve směru Y, obrázek 3.18. Přesné hodnoty průhybů a jejich porovnání je souhrnně v tabulce 3.4.



Obrázek 3.18: Vliv obdélníkového pole – NZP od kvazi-stálé kombinace zatížení

Tabulka 3.4: Vliv obdélníkového pole – změna průhybů polí (zmenšení jednoho rozpětí o 25%)

Varianta	Pole	Lineární průhyb		Normově závislý průhyb	
		Vl. tíha	Kvazistálá komb.	Vl. tíha	Kvazistálá komb.
8 x 8 m $h_d = 313 \text{ mm}$	rohové	-3,64	-5,41	-15,87	-28,80
	krajní	-2,60	-3,87	-11,38	-17,06
	vnitřní	-1,69	-2,51	-9,08	-11,81
8 x 6 m $h_d = 313 \text{ mm}$	rohové	-2,26	-3,37	-9,72	-14,45
	krajní (směr X)	-1,97	-2,93	-8,56	-12,94
	krajní (směr Y)	-1,38	-2,06	-6,24	-8,96
	vnitřní	-1,12	-1,67	-5,46	-8,42

Změna průhybu	rohové	-38%	-38%	-39%	-50%
	krajní (směr X)	-24%	-24%	-25%	-24%
	krajní (směr Y)	-47%	-47%	-45%	-47%
	vnitřní	-34%	-33%	-40%	-29%

3.5 Shrnutí výsledků studie v tabulkách

Tabulka 3.5: Shrnutí výsledků studie – pružný průhyb, dlouhodobý průhyb a jejich poměr

Varianta	Pole	Lineární průhyb w_{el}		Normově závislý průhyb w_{lt}		w_{lt}/w_{el}	
		Vl. tíha	Kvazistálá komb.	Vl. tíha	Kvazistálá komb.	Vl. tíha	Kvazistálá komb.
Rozpětí 4 x 4 m $h_d = 246$ mm	rohové	-0,35	-0,57	-1,61	-2,73	4,6	4,8
	krajní	-0,26	-0,42	-1,26	-2,01	4,8	4,8
	vnitřní	-0,18	-0,29	-0,83	-1,28	4,6	4,4
Rozpětí 8 x 8 m $h_d = 246$ mm	rohové	-5,98	-9,69	-25,46	-103,42	4,3	10,7
	krajní	-4,27	-6,93	-19,19	-58,81	4,5	8,5
	vnitřní	-2,68	-4,34	-16,11	-10,81	6,0	2,5
Rozpětí 4 x 4 m $h_d = 178$ mm	rohové	-0,68	-1,26	-3,39	-5,98	5,0	4,7
	krajní	-0,50	-0,93	-2,37	-4,70	4,7	5,1
	vnitřní	-0,33	-0,62	-1,32	-3,72	4,0	6,0
Rozpětí 8 x 8 m $h_d = 313$ mm	rohové	-3,64	-5,41	-15,87	-28,80	4,4	5,3
	krajní	-2,60	-3,87	-11,38	-17,06	4,4	4,4
	vnitřní	-1,69	-2,51	-9,08	-11,81	5,4	4,7
Rozpětí 4 x 4 m Vykonzoloáno 1 m $h_d = 178$ mm	rohové	-0,53	-0,99	-2,32	-5,03	4,4	5,1
	krajní	-0,46	-0,85	-2,04	-4,45	4,4	5,2
	vnitřní	-0,37	-0,68	-1,67	-3,89	4,5	5,7
Rozpětí 8 x 8 m Vykonzoloáno 2 m $h_d = 313$ mm	rohové	-2,76	-4,10	-12,61	-17,70	4,6	4,3
	krajní	-2,37	-3,53	-11,12	-15,75	4,7	4,5
	vnitřní	-1,90	-2,82	-9,72	-13,37	5,1	4,7
Rozpětí 8 x 6 m $h_d = 313$ mm	rohové	-2,26	-3,37	-9,72	-14,45	4,3	4,3
	krajní (směr X)	-1,97	-2,93	-8,56	-12,94	4,3	4,4
	krajní (směr Y)	-1,38	-2,06	-6,24	-8,96	4,5	4,3
	vnitřní	-1,12	-1,67	-5,46	-8,42	4,9	5,0

Tabulka 3.6: Shrnutí výsledků studie – pružný průhyb a dlouhodobý průhyb s jeho složkami

Varianta	Pole	Lineární průhyb		Normově závislý průhyb							
		Vl. tíha	Kvazistálá komb.	Vlastní tíha				Kvazistálá kombinace			
				δ_{shr}	δ_{creep}	δ_{short}	δ_{tot}	δ_{shr}	δ_{creep}	δ_{short}	δ_{tot}
4 x 4 m $h_d = 246 \text{ mm}$	rohové	-0,35	-0,57	-0,40	-0,82	-0,39	-1,61	-0,60	-1,39	-0,75	-2,73
	krajní	-0,26	-0,42	-0,36	-0,61	-0,29	-1,26	-0,47	-1,00	-0,54	-2,01
	vnitřní	-0,18	-0,29	-0,28	-0,38	-0,17	-0,83	-0,31	-0,66	-0,32	-1,28
8 x 8 m $h_d = 246 \text{ mm}$	rohové	-5,98	-9,69	-2,84	-14,37	-8,29	-25,46	-15,48	-40,94	-47,04	-103,42
	krajní	-4,27	-6,93	-2,69	-9,93	-6,57	-19,19	-9,13	-23,95	-25,84	-58,81
	vnitřní	-2,68	-4,34	-2,73	-7,65	-5,72	-16,11	-2,90	-4,55	-3,47	-10,81
4 x 4 m $h_d = 178 \text{ mm}$	rohové	-0,68	-1,26	-0,66	-1,85	-0,88	-3,39	-0,97	-3,24	-1,77	-5,98
	krajní	-0,50	-0,93	-0,47	-1,30	-0,61	-2,37	-0,88	-2,40	-1,42	-4,70
	vnitřní	-0,33	-0,62	-0,26	-0,75	-0,31	-1,32	-0,80	-1,76	-1,16	-3,72
8 x 8 m $h_d = 313 \text{ mm}$	rohové	-3,64	-5,41	-2,04	-8,66	-5,21	-15,87	-4,47	-13,79	-10,55	-28,80
	krajní	-2,60	-3,87	-1,77	-5,75	-3,87	-11,38	-3,00	-7,91	-6,15	-17,06
	vnitřní	-1,69	-2,51	-1,58	-4,30	-3,21	-9,08	-2,39	-5,13	-4,30	-11,81
4 x 4 m překonzol. 1 m $h_d = 178 \text{ mm}$	rohové	-0,53	-0,99	-0,46	-1,30	-0,57	-2,32	-0,87	-2,70	-1,46	-5,03
	krajní	-0,46	-0,85	-0,41	-1,13	-0,50	-2,04	-0,81	-2,33	-1,32	-4,45
	vnitřní	-0,37	-0,68	-0,36	-0,92	-0,40	-1,67	-0,79	-1,90	-1,20	-3,89
8 x 8 m překonzol. 2 m $h_d = 313 \text{ mm}$	rohové	-2,76	-4,10	-1,90	-6,63	-4,07	-12,61	-2,80	-8,77	-6,16	-17,70
	krajní	-2,37	-3,53	-1,71	-5,73	-3,68	-11,12	-2,67	-7,49	-5,61	-15,75
	vnitřní	-1,90	-2,82	-1,58	-4,77	-3,37	-9,72	-2,49	-5,97	-4,90	-13,37
8 x 6 m $h_d = 313 \text{ mm}$	rohové	-2,26	-3,37	-1,47	-5,14	-3,11	-9,72	-2,28	-7,17	-5,01	-14,45
	krajní (směr X)	-1,97	-2,93	-1,31	-4,42	-2,82	-8,56	-2,18	-6,16	-4,60	-12,94
	krajní (směr Y)	-1,38	-2,06	-1,15	-3,19	-1,92	-6,24	-1,72	-4,28	-2,97	-8,96
	vnitřní	-1,12	-1,67	-0,94	-2,81	-1,71	-5,46	-1,66	-3,83	-2,92	-8,42

δ_{short} – krátkodobý průhyb

δ_{shr} – průhyb od smršťování

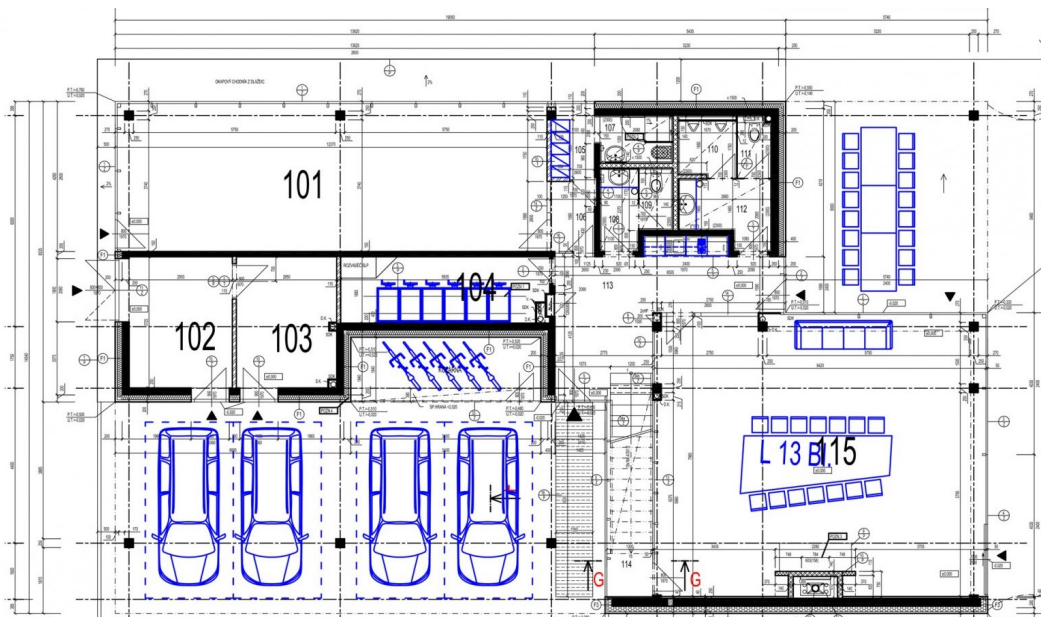
δ_{creep} – průhyb od dotvarování

δ_{tot} – celkový dlouhodobý průhyb s vlivem smršťování a dotvarování.

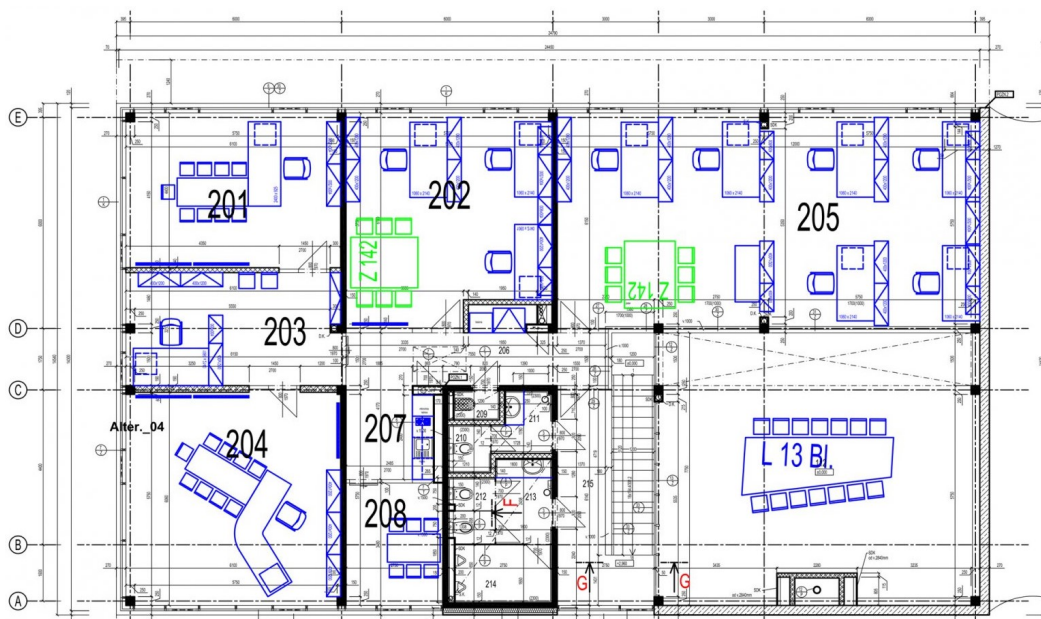
4 Konstrukční návrh vybrané administrativní budovy

Pro účely vypracování bakalářské práce jsem si jako podklady pro statický návrh nosné konstrukce určitého objektu vybral administrativní budovu z webových stránek archiweb.cz, konkrétně se jedná o projekt *Vývojový areál Idea Air Fryčovice*¹. Ze zmíněného projektu jsem se inspiroval v základních modulech nosné konstrukce a přebíral zatížení vzhledem k účelu budovy a návrhu rozmístění vnitřních příček.

Objekt má dvě nadzemní podlaží a konstrukční systém je tvořen lokálně podepřenými deskami s rozpětími od 1,8 do 9 metrů. Obrázky 4.1 a 4.2 jsou půdorysy 1. a 2. nadzemního podlaží, které jsem používal jako podklady.



Obrázek 4.1: Půdorys 1.NP – podklad



Obrázek 4.2: Půdorys 2.NP – podklad

¹<https://www.archiweb.cz/b/vyvojovy-areal-idea-air-frycovice>

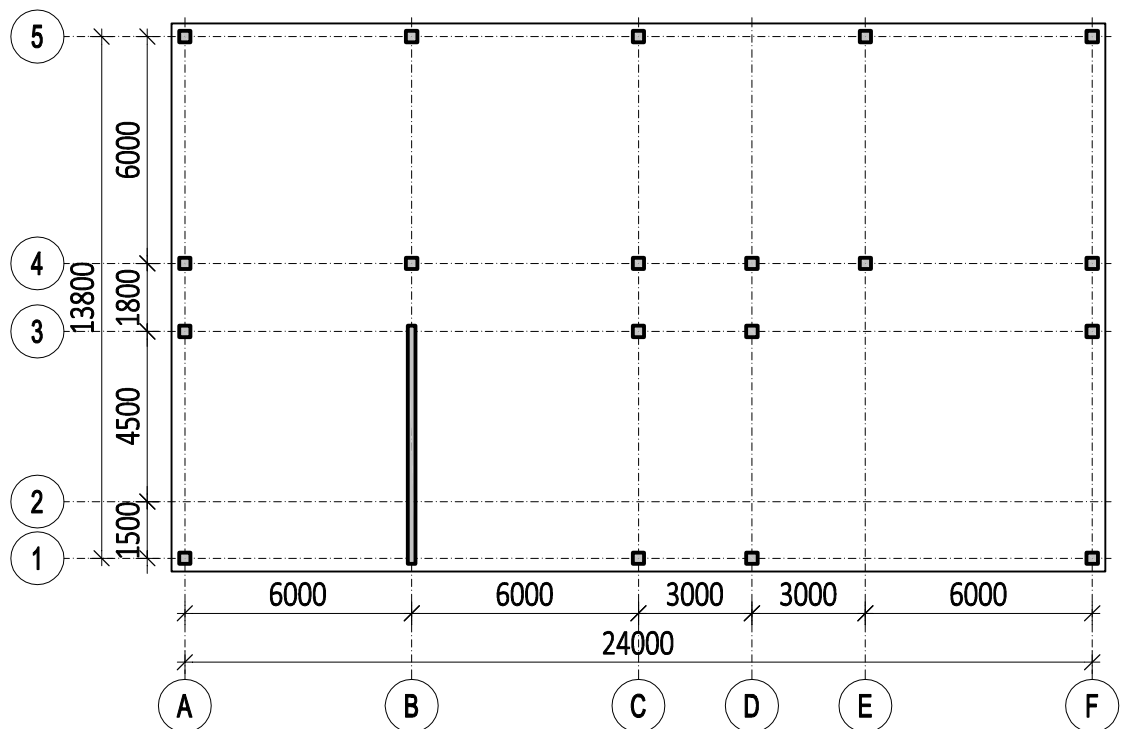
4.1 Schéma a popis konstrukce

4.1.1 Konstrukční schémata

Konstrukční výška podlaží: K.V. = 3,15 m



Obrázek 4.3: Půdorys 1.NP – schéma nosné konstrukce (M 1:200)



Obrázek 4.4: Půdorys 2.NP – schéma nosné konstrukce (M 1:200)

4.1.2 Použité materiály

- BETON dle ČSN EN 206+A2[13]:
 - základové konstrukce: C30/37 - XC2 - C10,2 - D_{max} 16 - S3
 - ostatní nosné konstrukce: C30/37 - XC1 - C10,2 - D_{max} 16 - S3
- OCEL:
 - betonářská výztuž: B 500B

4.2 Přehled zatížení

4.2.1 Stálé zatížení

4.2.1.1 Nosné konstrukce

Vlastní tíha jednotlivých nosných prvků je vypočítána v kapitole "*Předběžný návrh a posouzení nosných prvků*".

4.2.1.2 Podlahy

- Podlaha A – 1.NP - parkovací stání

	tl. [mm]	obj. tíha [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
Sikafloor 2540W + 5% vody	0,7	1200	0,008
Sikafloor 150 + Sikafloor 160	0,1	1400	0,001
Sikafloor 432 DecoCem	30	2000	0,6
SikaLevel 01-Primer	-	-	-
Betonový potěr	50	2300	1,15
$\Sigma =$	81		1,76

- Podlaha B – 1.-2.NP - společné prostory

	tl. [mm]	obj. tíha [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
Keramická dlažba	10	2800	0,28
Baunit Baumacol FlexUni	5	1800	0,09
Baunit SuperGrund	-	-	-
Baunit Nivello 10 (1-15 mm)	15	2100	0,32
Baunit SuperGrund	-	-	-
Betonový potěr	45	2300	1,04
Mineral. kroč. izolace Isover N	35	35	0,01
$\Sigma =$	110		1,74

- Podlaha C – 1.-2.NP - kanceláře

	tl. [mm]	obj. tíha [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
Dřevěná podlaha Dub	11	900	0,1
PE podložka	3	25	0,001
Baunit Nivello 10 (1-15 mm)	15	2100	0,32
Baunit SuperGrund	-	-	-
Betonový potěr	45	2300	1,04
Mineral. kroč. izolace Isover N	35	35	0,01
$\Sigma =$	109		1,47

- Podlaha D – schodiště

	tl. [mm]	obj. tíha [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]
Keramická dlažba	10	2800	0,28
Baumit Baumacol FlexUni	5	1800	0,09
Baumit SuperGrund	-	-	-
Baumit Nivello 10 (1-15 mm)	15	2100	0,32
Baumit SuperGrund	-	-	-
$\Sigma =$	30		0,69

4.2.1.3 Střešní plášť

Na objektu je navržena plochá jednoplášťová střecha.

- Skladba střešního pláště:

	tl. [mm]	obj. tíha [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]
Stavební kamenivo frace 16/32	100	1600	1,6
Netkaná textilie	4	-	0,005
2x Asfaltový pás	8	1250	0,10
Netkaná textilie	4	-	0,005
EPS 150S + spádové klíny	290	28	0,08
Asfaltový pás	4	1250	0,05
$\Sigma =$			1,84

4.2.1.4 Obvodový plášť

Objekt je navržen s lehkým obvodovým pláštěm.

- NAVRŽENO: REYNAERS CW 50-HI

Zatížení: $g_k = 1 \text{ kN/m}^2$

Konstrukční výška podlaží: $h = 3,15 \text{ m}$

Náhradní liniové zatížení na hranu desky: $g_k = 3,15 \text{ kN/m}$

4.2.1.5 Příčky

V objektu jsou navrženy skleněné příčky a zděné akustické příčky. Oba typy příček jsou do výpočetního modelu zaneseny jako liniové zatížení železobetonové desky, dle navrženého umístění.

- Skleněné příčky:

	tl. [mm]	h [m]	obj. tíha [kg/m ³]	q_k [kN/m]
Skleněná tabule	20	3	2500	1,5
$\Sigma =$				1,5

- Akustické zděné příčky: SILKA HM200

	tl. [mm]	h [m]	obj. tíha [kg/m ³]	q_k [kN/m]
Aku. příčky SILKA HM200	200	3	1800	10,8
$\Sigma =$				10,8

4.2.1.6 Schodišťové stupně

V objektu je navrženo jednoramenné monolitické schodiště.

- Konstrukční výška podlaží: 3,15 m
- Počet stupňů: 18

- Šířka stupně: 280 mm
- Výška stupně: 175 mm

Náhradní spojité zatížení od schod. stupňů:

$$g_k = \frac{1}{2} \cdot 0,175 \cdot 25 = \underline{2,19 \text{ kN/m}^2}$$

4.2.2 Proměnné zatížení

4.2.2.1 Užité zatížení dle ČSN EN 1991-1-1 [6]

- Administrativní prostory – kategorie B:

$$q_k = 3 \text{ kN/m}^2$$

- Parkovací stání pro lehká vozidla – kategorie F:

$$q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

- Střecha – kategorie H: (nepřístupná s výjimkou údržby)

$$q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

4.2.2.2 Zatížení sněhem dle ČSN EN 1991-1-3 [14]

- Plochá střecha: $\alpha < 30$
- Tvarový součinitel: $\mu_1 = 0,8$
- Součinitel expozice: $C_e = 1,0$
- Součinitel tepla: $C_t = 1,0$
- Zlín – sněhová oblast III.: $s_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$

$$\text{Průměrné zatížení sněhem: } s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = \underline{1,2 \text{ kN/m}^2}$$

4.2.2.3 Zatížení větrem dle ČSN EN 1991-1-4 [15]

Zatížení větrem generováno automaticky ve výpočetním softwaru SCIA Engineer 21.1 dle ČSN EN 1991-1-4 [15] pomocí funkce "3D vítr"[11] a zatěžovacích panelů, které toto zatížení přenáší do nosné konstrukce.[12]

Vstupní hodnoty pro generátor výpočetního programu:

- Větrná oblast: Zlín – I. větrná oblast
- Kategorie terénu: III. kategorie – plocha rovnoměrně pokrytá vegetací, budovami a překážkami

4.3 Předběžný návrh nosných prvků

4.3.1 Svislé nosné konstrukce

4.3.1.1 ŽB sloupy

Predběžný návrh rozměru sloupu je 300x300 mm. Odhad zohledňuje, že se v objektu nenachází železobetonové stěnové jádro a počítá se s přenesením vodorovných sil od zatížení větrem pomocí těchto železobetonových sloupů.

Návrh rozměrů sloupu: **300 x 300 mm**

4.3.1.2 ŽB stěny

Jediná železobetonová stěna se nachází v 2. NP, v části nad parkovacími místy na ose 1, kde pomáhá vynést vykonzolovanou část desky, na které jsou dále v 2. NP navrženy sloupy (průsečíky os A a C s osou 1).

Návrh tloušťky stěny: **t = 200 mm**

4.3.2 Vodorovné nosné konstrukce

4.3.2.1 ŽB stropní deska

V objektu budou provedeny stropní desky železobetonové monolitické. Při předběžném návrhu se využívá odhad tloušťky desky pomocí vymežující ohybové štíhlosti. Deska se navrhuje pro kritické pole s největšími rozpětími mezi osami 1-3 a D-F, zde je obdélníkové pole s rozpětími 6 a 9 metrů.

Návrh tloušťky desky dle ohybové štíhlosti:

$$\lambda = \frac{l}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} \Rightarrow d \geq \frac{l}{\lambda_d}$$

$\kappa_{c1} = 1,0$... obdélníkový průřez

$\kappa_{c2} = 1,06$... větší rozpětí pole lokálně podepřené desky přesahuje 8,5 metru, $\kappa_{c2} = l/8,5$

$\kappa_{c3} = 1,2$... odhad součinitele napětí tažené výztuže

– předpokládaný stupeň vyztužení desek: $\rho \leq 0,5\%$

– předpokládaný profil výztuže: 12 mm

– předpokládané krytí výztuže: 30 mm

Typ podepření	l [m]	$\lambda_{d,tab}$	λ_d	d [mm]	h_d [mm]
Lok. podepřená deska – větší rozpětí	9,0	24,6	31,29	288	330
Lok. podepřená deska – menší rozpětí	6,0	24,6	31,29	191	233

Návrh tloušťky desky: **$h_d = 270$ mm**

Návrh zohledňuje obdélníkové pole řešené lokálně podepřené desky a neefektivnost splnění podmínky ohybové štíhlosti. Dále je ovšem nutné vypočítat průhyby desky a porovnat je s limitními povolenými průhyby.

4.3.3 Schodiště

Schodiště je deskové přímé dvouramenné, v polovině je mezipodesta, kvůli dodržení maximálního počtu schodů v jednom rameni. Schodiště je navrženo monolitické železobetonové a je uloženo do základové desky a stropní desky 1. NP pomocí akustických prvků.

Parametry schodiště:

Konstrukční výška podlaží:	3,15 m
Šířka schodiště:	1200 mm
Délka schodiště:	5390 mm
Délka mezipodesty:	910 mm
Výška schodišťového stupně:	175 mm
Šířka schodišťového stupně:	280 mm
Počet stupňů:	2x 9 = 18
Úhel stoupání:	32°

Empirický návrh tloušťky schodišťové desky:

$$h_s = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{20}\right) \cdot L = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{20}\right) \cdot 5390 = 216 \div 270$$

Návrh tloušťky desky: $h_s = 230 \text{ mm}$

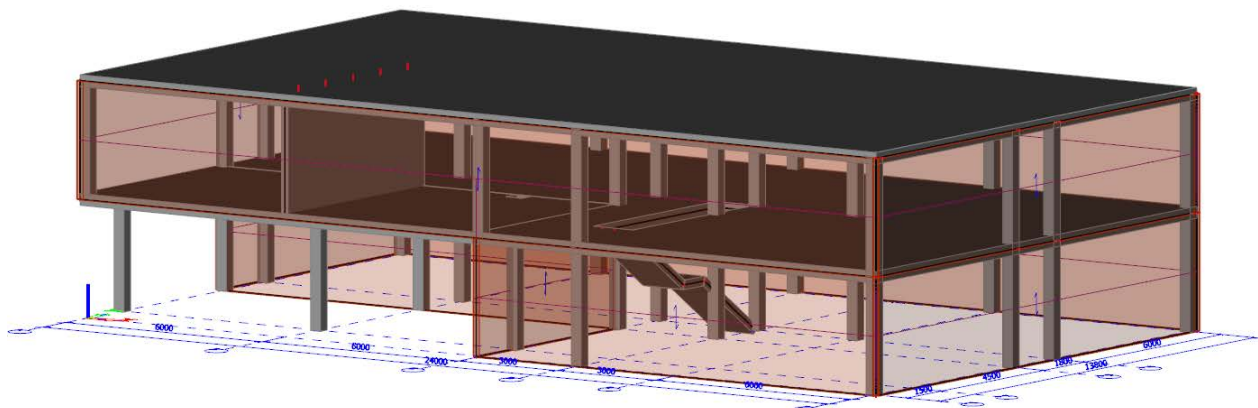
4.3.4 Prostorová tuhost objektu

Prostorová tuhost objektu je zajištěna rámovým působením železobetonové monolitické konstrukce stropních desek a sloupů. Je však nutné posoudit únosnost sloupů na následující 3 kombinace [12] v příčném i podélném směru:

- KZS1 – charakteristické zatížení větrem + minimální svislé zatížení
- KZS2 – návrhové zatížení větrem + maximální svislé zatížení
- KZS3 – návrhové zatížení větrem + minimální svislé zatížení

4.4 Celkový výpočetní model objektu

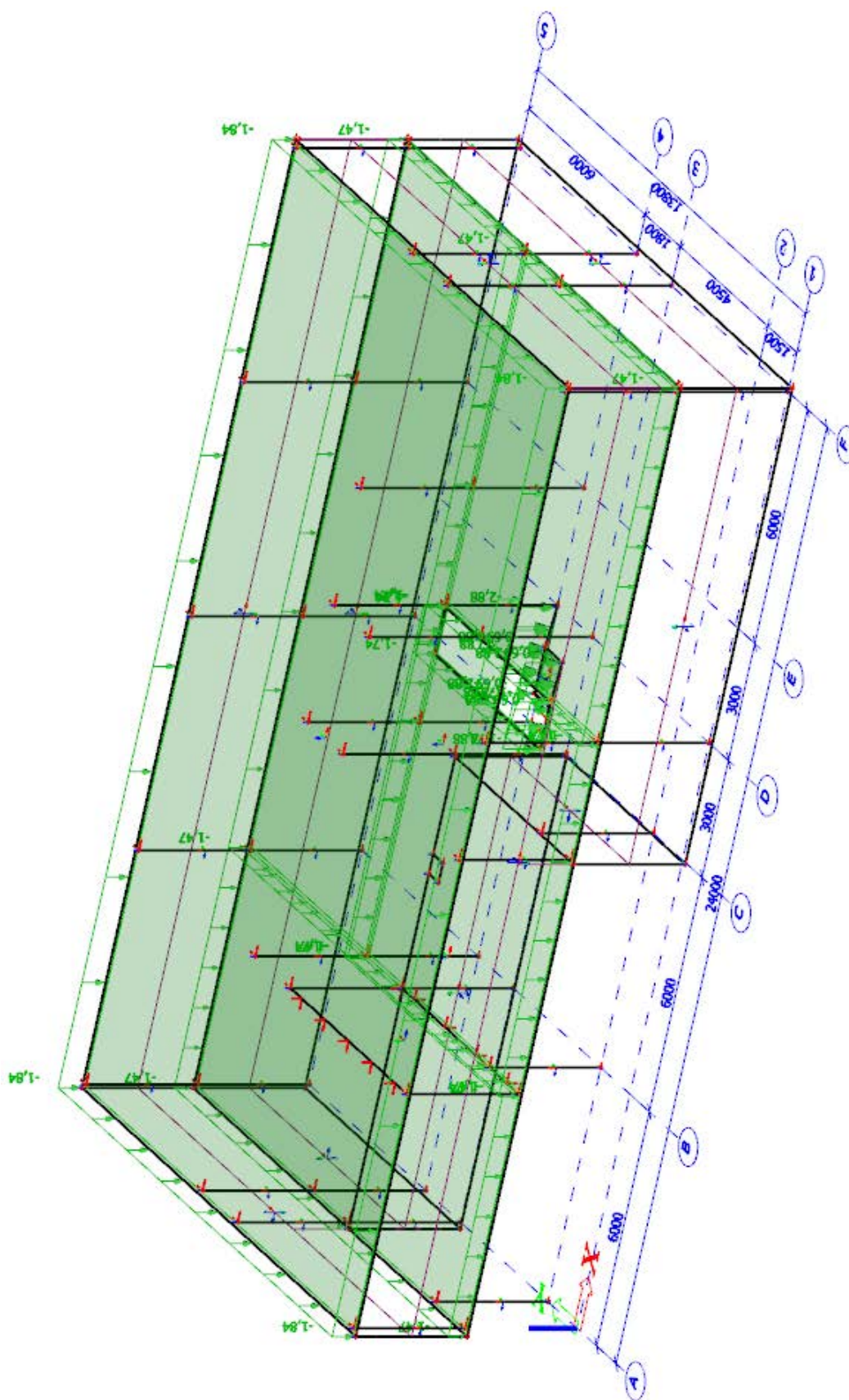
Pro celkové posouzení nosné konstrukce objektu jsem vytvořil celkový výpočetní model navrženého objektu ve výpočetním softwaru SCIA Engineer 21.1 se studentskou licencí.



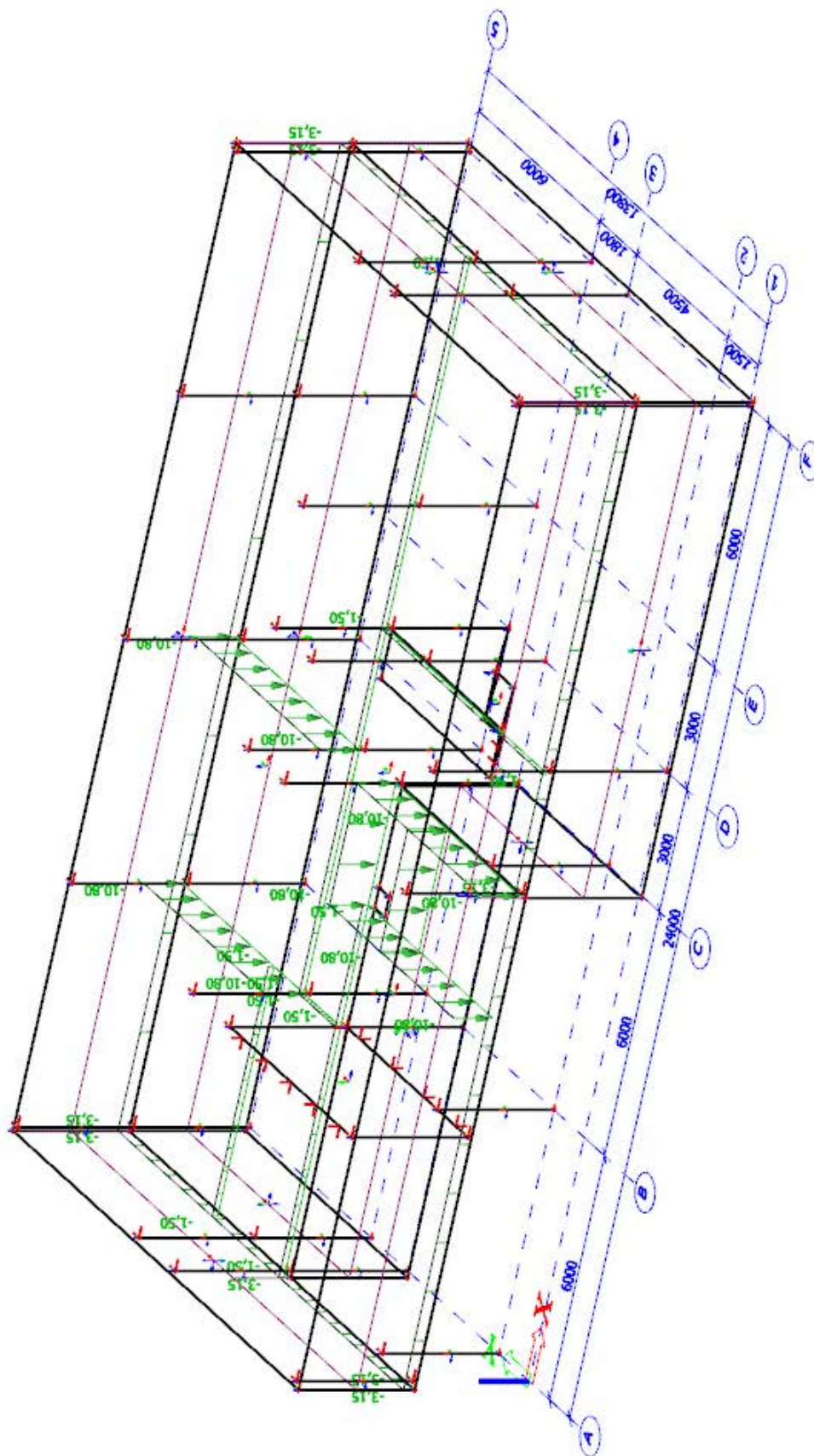
Obrázek 4.5: Celkový výpočetní model objektu – SCIA Engineer 21.1

4.4.1 Zatížení celkového výpočetního modelu

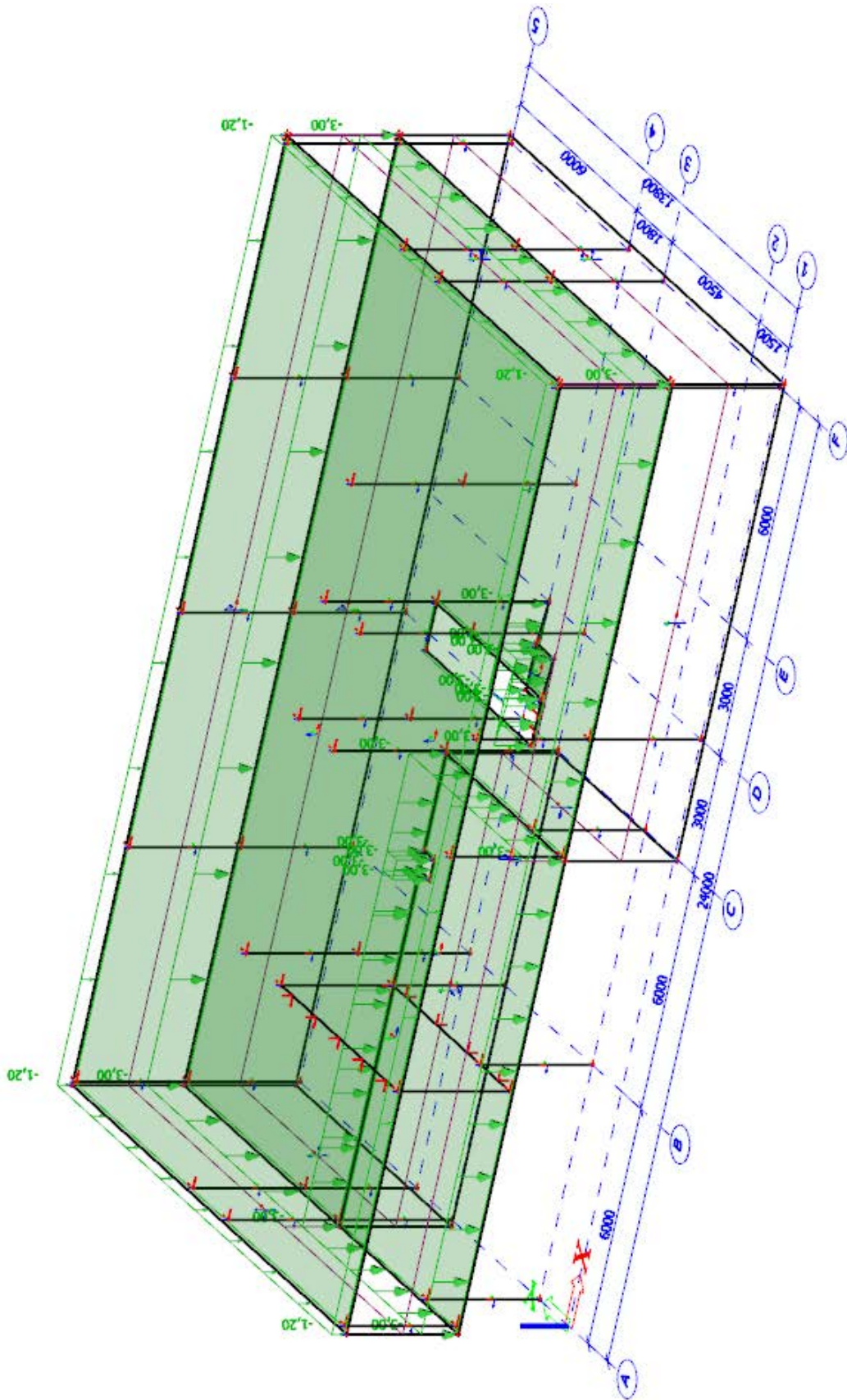
Na obrázcích 4.6 až 4.9 jsou ukázány 3 základní zatěžovací stavy a pro ukázkou jeden ze dvanácti zatěžovacích stavů od zatížení větrem vygenerovaných funkcí 3D vítr.



Obrázek 4.6: Zatěžovací stav ZS2 – ostatní stálé zatížení



Obrázek 4.7: Zatěžovací stav ZS3 – ostatní stálé zatížení (liniové – od příček a LOP)



Obrázek 4. 8: Zatěžovací stav ZS4 – proměnné zatížení

4.5 Posouzení nosných prvků konstrukce 1. NP

4.5.1 Svislé nosné konstrukce

4.5.1.1 ŽB sloupy

Všechny sloupy 1. NP jsem posoudil na mezní stavy únosnosti i použitelnosti s konkrétně zadanou výztuží. Prvotní návrh výztuže jsem provedl pomocí vykreslených požadovaných ploch výztuží $A_{s,req}$ pro třídu všech kombinací mezních stavů únosnosti (obrázek 4.11) a na tyto hodnoty jsem do výpočetního modelu zadal podélnou a příčnou výztuž (obrázek 4.12).

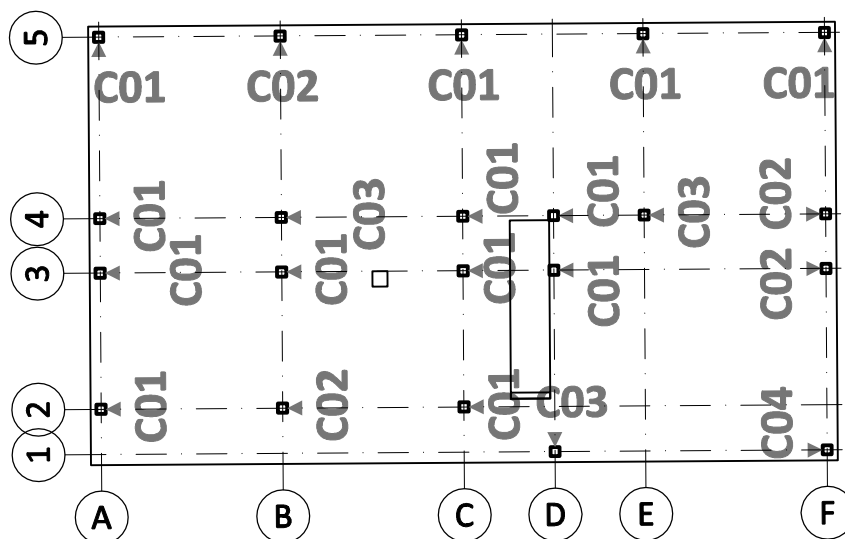
Následně jsem sloupy posoudil pomocí jednotkového posudku všech kombinací MSÚ i MSP, který ověřuje tyto parametry (obrázek 4.13):

- Únosnost průřezu – metoda mezních přetvoření (MSÚ)
- Únosnost průřezu – iterační diagram (MSÚ)
- Smyk + kroucení (MSÚ)
- Omezení napětí (MSP)
- Šířka trhlin (MSP)
- Průhyb (MSP)
- Konstruktivní zásady

Návrh výztuže byl iterační proces, dokud všechny posudky nevyhověly.

Návrh výztuže sloupů 1.NP

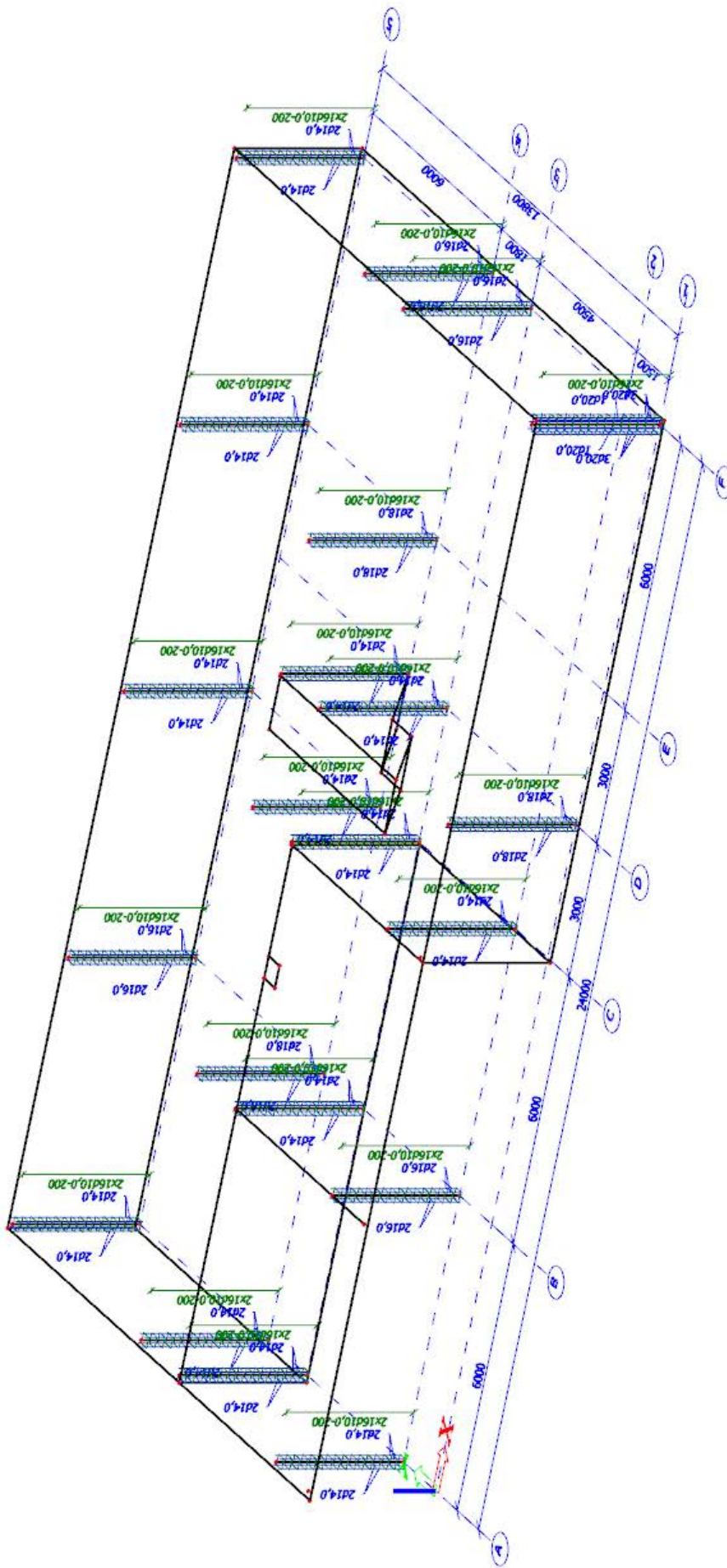
Sloup	Podélná výztuž	Plocha podélné výztuže [mm ² /m']	Příčná výztuž
C01	4x Ø14 mm	616	TRØ10 po 200 mm
C02	4x Ø16 mm	804	TRØ10 po 200 mm
C03	4x Ø18 mm	1018	TRØ10 po 200 mm
C04	8x Ø20 mm	2513	TRØ10 po 200 mm



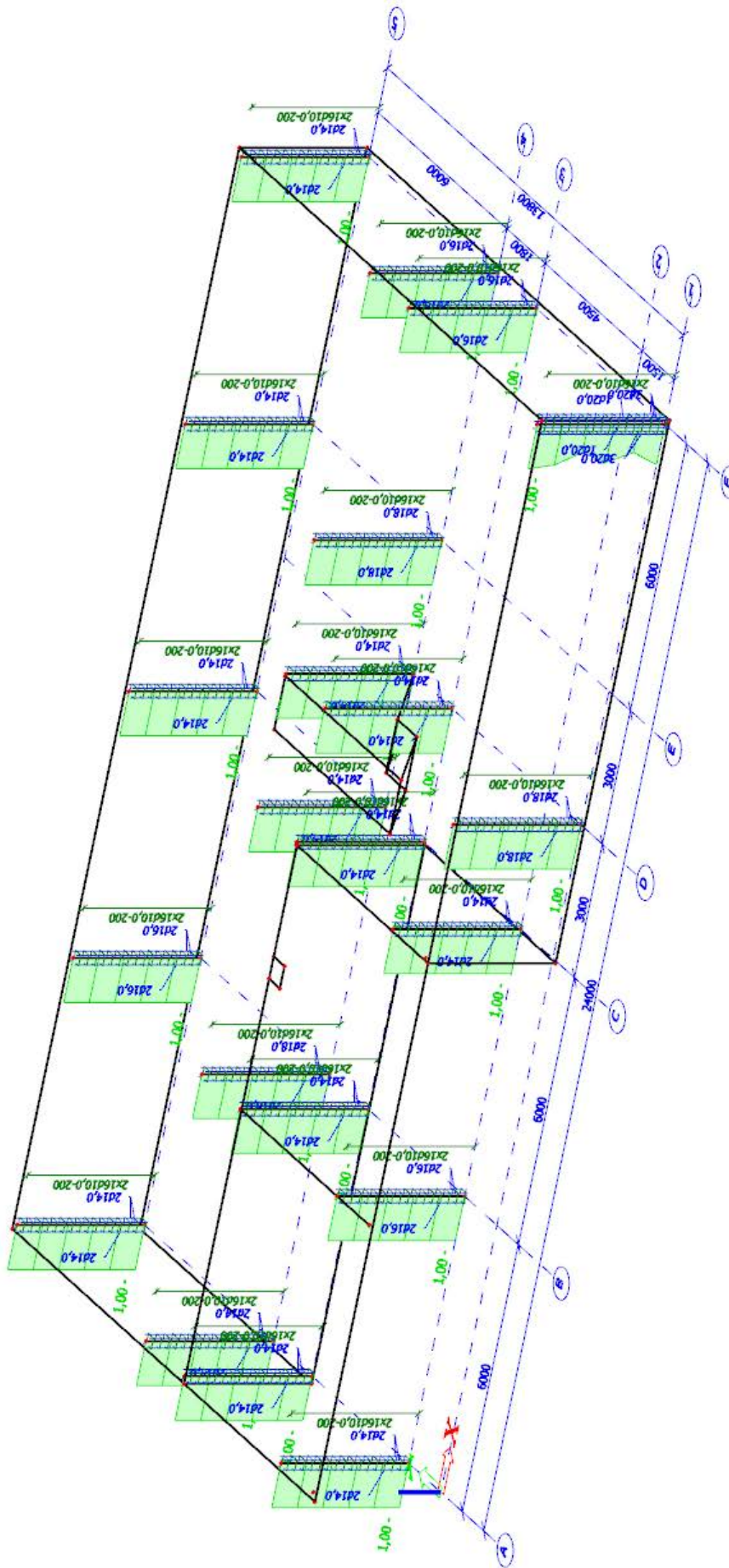
Obrázek 4.10: Schéma 1.NP – označení sloupů

Takto navržené sloupy **VYHOVUJÍ** ve všech posuzovaných parametrech.

Tento návrh a posouzení sloupů je nezbytné pro správné posouzení průhybů stropní desky 1. NP programem, kdy ohybová tuhost sloupů nezanedbatelně ovlivňuje výsledný průhyb desky.



Obrázek 4.12: Zadaná podélná a příčná výztuž sloupů



Obrázek 4.13: Celkový jednotkový posudek pro třídy MSÚ + MSP

4.5.2 Vodorovné nosné konstrukce

4.5.2.1 ŽB stropní deska

Železobetonová stropní deska byla posouzena pomocí programu SCIA Enginner 21.1, ve kterém jsem nejdříve nechal vykreslit požadované plochy výztuže vypočítané z návrhových vnitřních sil (obrázky 4.14 až 4.17). Následně jsem do modelu zadal základní rastr výztuže celé desky a přidavnou výztuž v místech extrémních momentů, pokud zde nestačila plocha výztuže základního rastru. Extrémní momenty pro horní výztuž jsou v místech nad podporami, konkrétně nad sloupy na osách 1-D a 1-F. Mezi těmito sloupy je největší rozpětí, a proto je tu i extrémní ohybový moment pro dolní výztuž a byla zde tedy také zadána přidavná výztuž.

Po zadání veškeré potřebné výztuže jsem pro posouzení nechal vykreslit požadované plochy přidavné výztuže se zohledněním uživatelsky zadané výztuže (obrázky 4.18 až 4.21). Deska vyhovuje pokud je hodnota požadované přidavné výztuže 0.

Deska byla také zjednodušeně ověřena z hlediska protlačení, viz obrázek 4.22. U modře označených sloupů by se měla navrhnout výztuž na protlačení. Výpočty a návrh výztuže na protlačení je ovšem samostatně poměrně náročná disciplína a není obsahem této práce a ve výkresech výztuže tedy není zobrazena.

Mezní stav použitelnosti byl posouzen z hlediska omezení celkového a přidavného průhybu a jednotkovým posudkem omezení šířky trhlin, které významně ovlivňují průhyby.

MSÚ – návrh výztuže

Návrh výztuže proveden dle požadovaných ploch od obálky třídy kombinací MSÚ. Při návrhu je zohledněn poměr náročnosti provádění a minimálního množství použité výztuže.

Navržená výztuž:

Základní rastr: Ø12 po 150 mm ($A_{s,prov} = 754 \text{ mm}^2$)

Příložky – horní povrch:

SMĚR X:

Nad sloupy na osách	Příložka	Plocha příložky [mm ² /m']	Celková plocha výztuže [mm ² /m']
A-(2,3,4,5); D-(3,4); F-(3,4,5)	Ø8 po 150 mm	335	1089
C-(3,4)	Ø10 po 150 mm	524	1278
B-(2,3,4,5); C-5; E-(4,5)	Ø12 po 150 mm	754	1508
C-2	Ø14 po 150 mm	1026	1780
D-1; F-1	Ø18 po 150 mm	1696	2450

SMĚR Y:

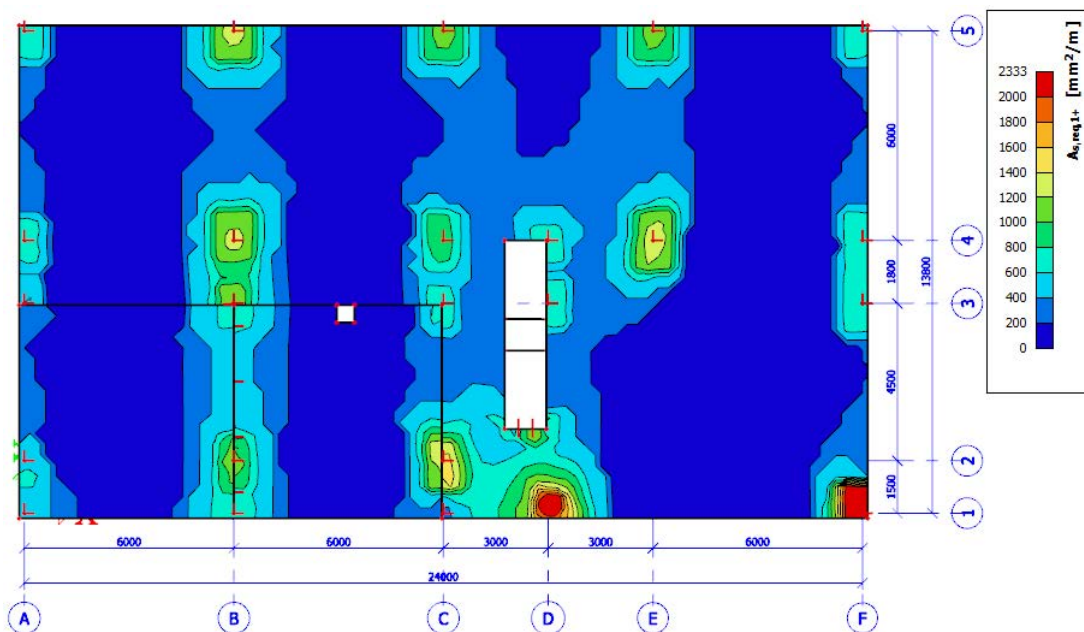
Nad sloupy na osách	Příložka	Plocha příložky [mm ² /m']	Celková plocha výztuže [mm ² /m']
(A,B,C,D,E,F)-5	Ø8 po 150 mm	335	1089
B-2; C-(3,4); D-(1,3,4); F-(3,4)	Ø10 po 150 mm	524	1278
A-(3,4); B-(3,4)	Ø12 po 150 mm	754	1508
A-2; C-2; E-4; F-1	Ø14 po 150 mm	1026	1780

Příložky – dolní povrch:

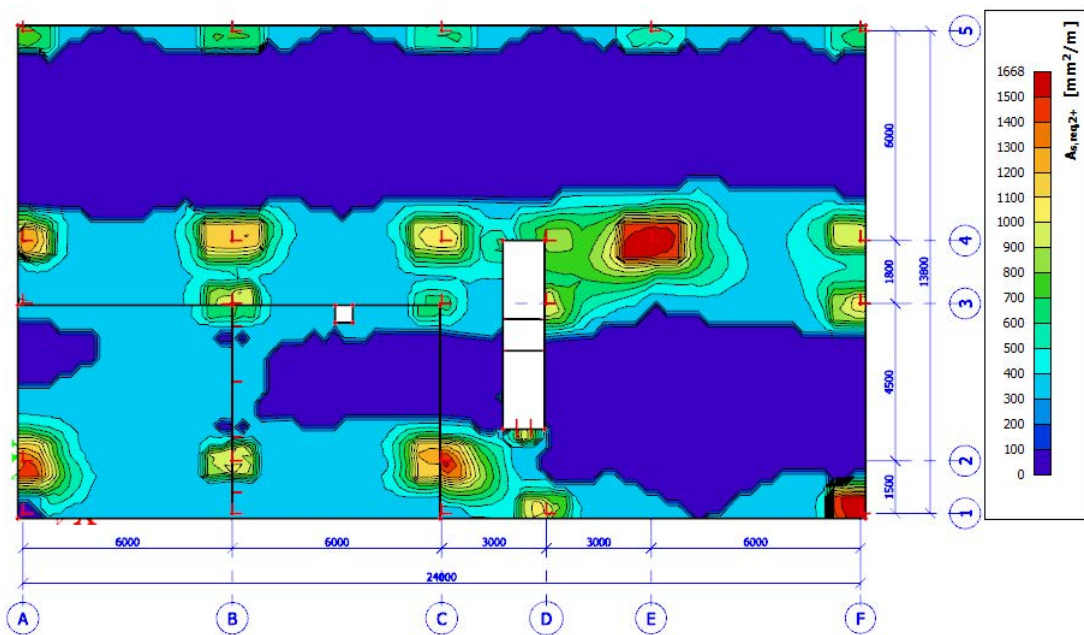
SMĚR X:

V poli mezi osami	Příložka	Plocha příložky [mm ² /m']	Celková plocha výztuže [mm ² /m']
D-F+1-2	Ø8 po 150 mm	335	1089

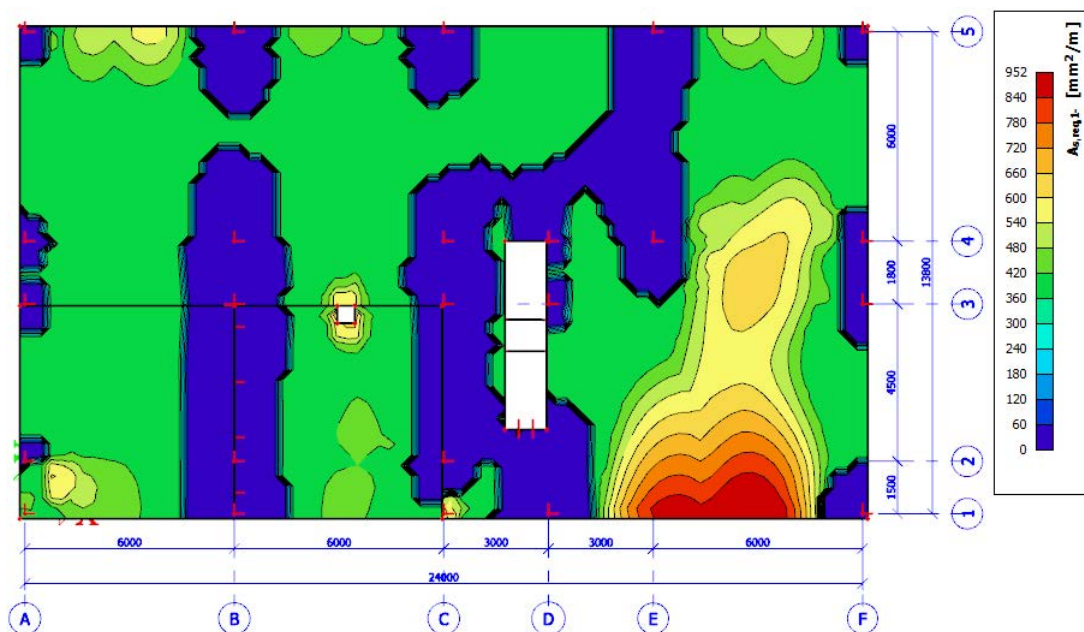
SMĚR Y: **NEJSOU** potřeba příložky



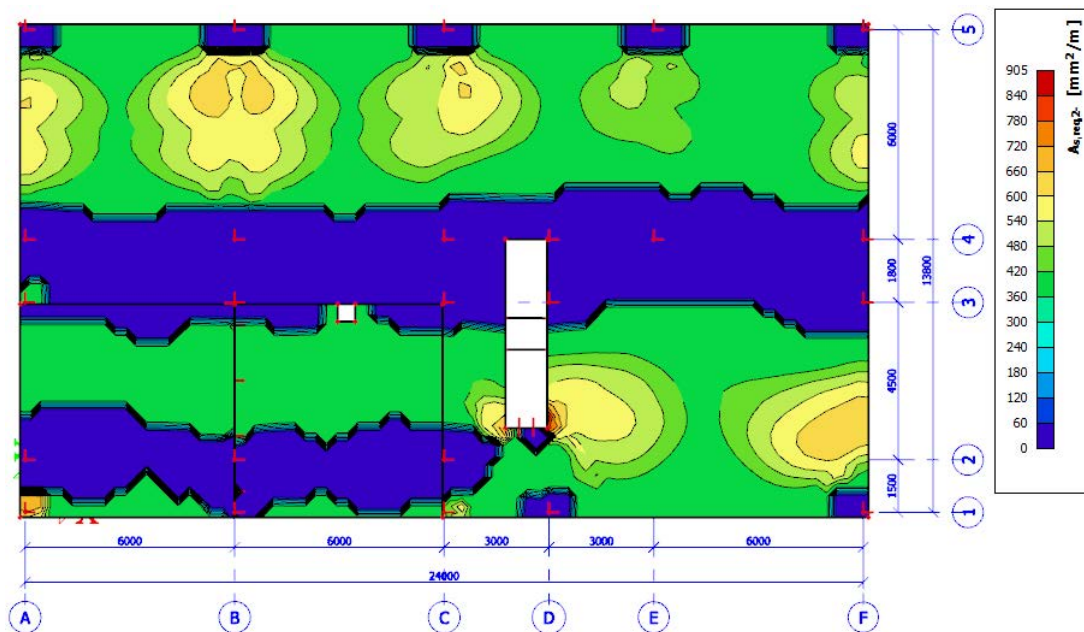
Obrázek 4.14: Požadovaná výztuž při horním povrchu – směr x



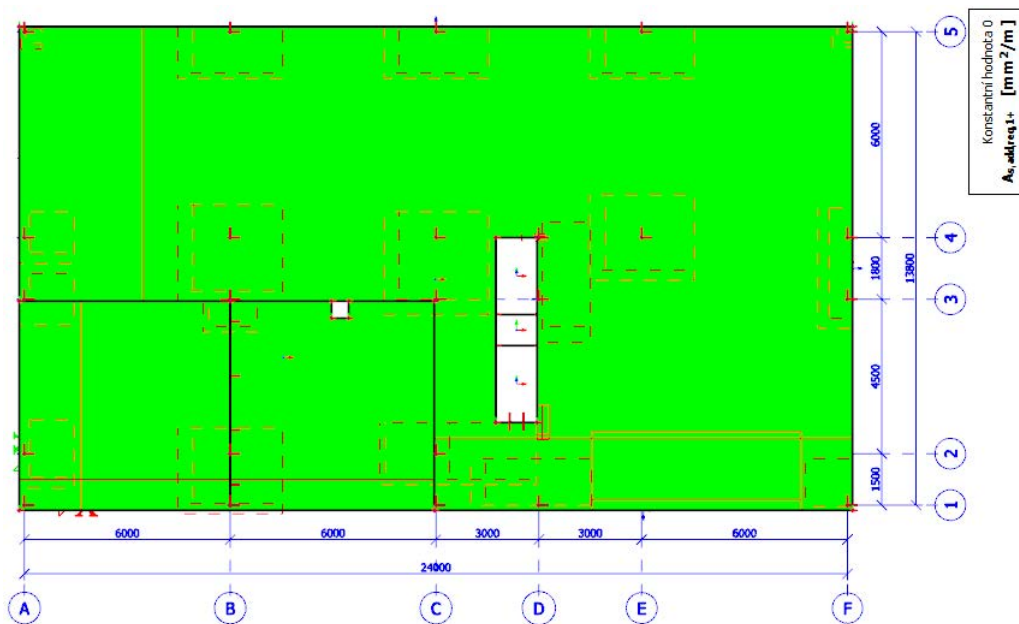
Obrázek 4.15: Požadovaná výztuž při horním povrchu – směr y



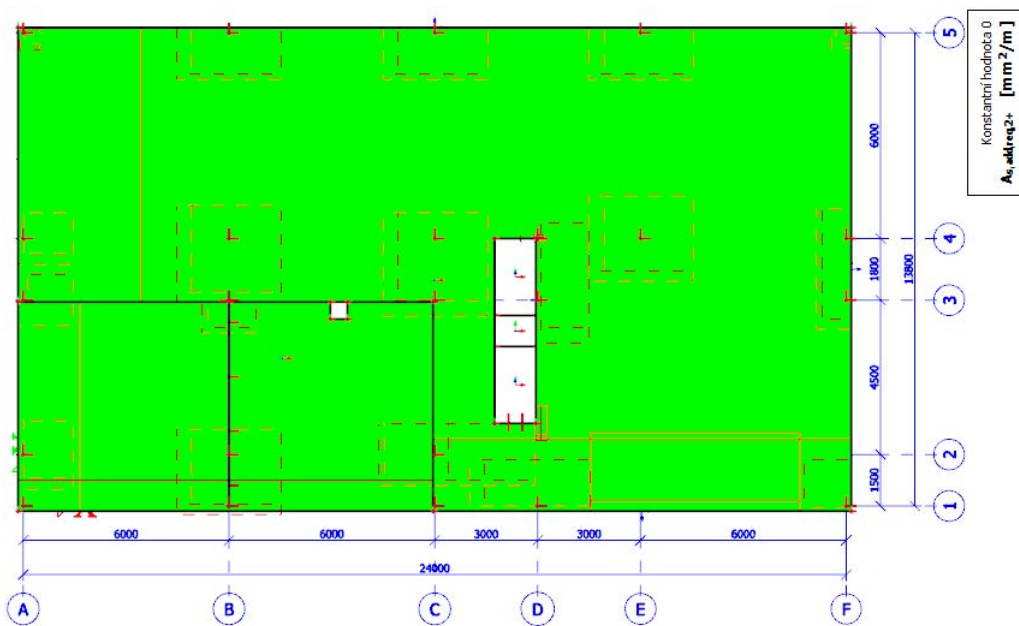
Obrázek 4.16: Požadovaná výztuž při dolním povrchu – směr x



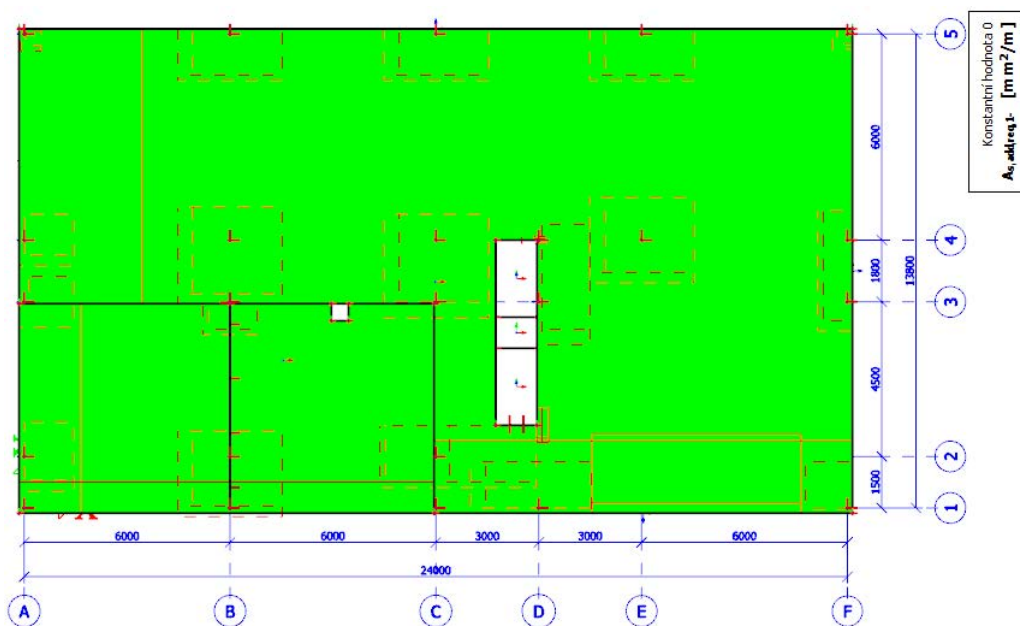
Obrázek 4.17: Požadovaná výztuž při dolním povrchu – směr y



Obrázek 4.18: Požadovaná PŘÍDAVNÁ výztuž při horním povrchu – směr x



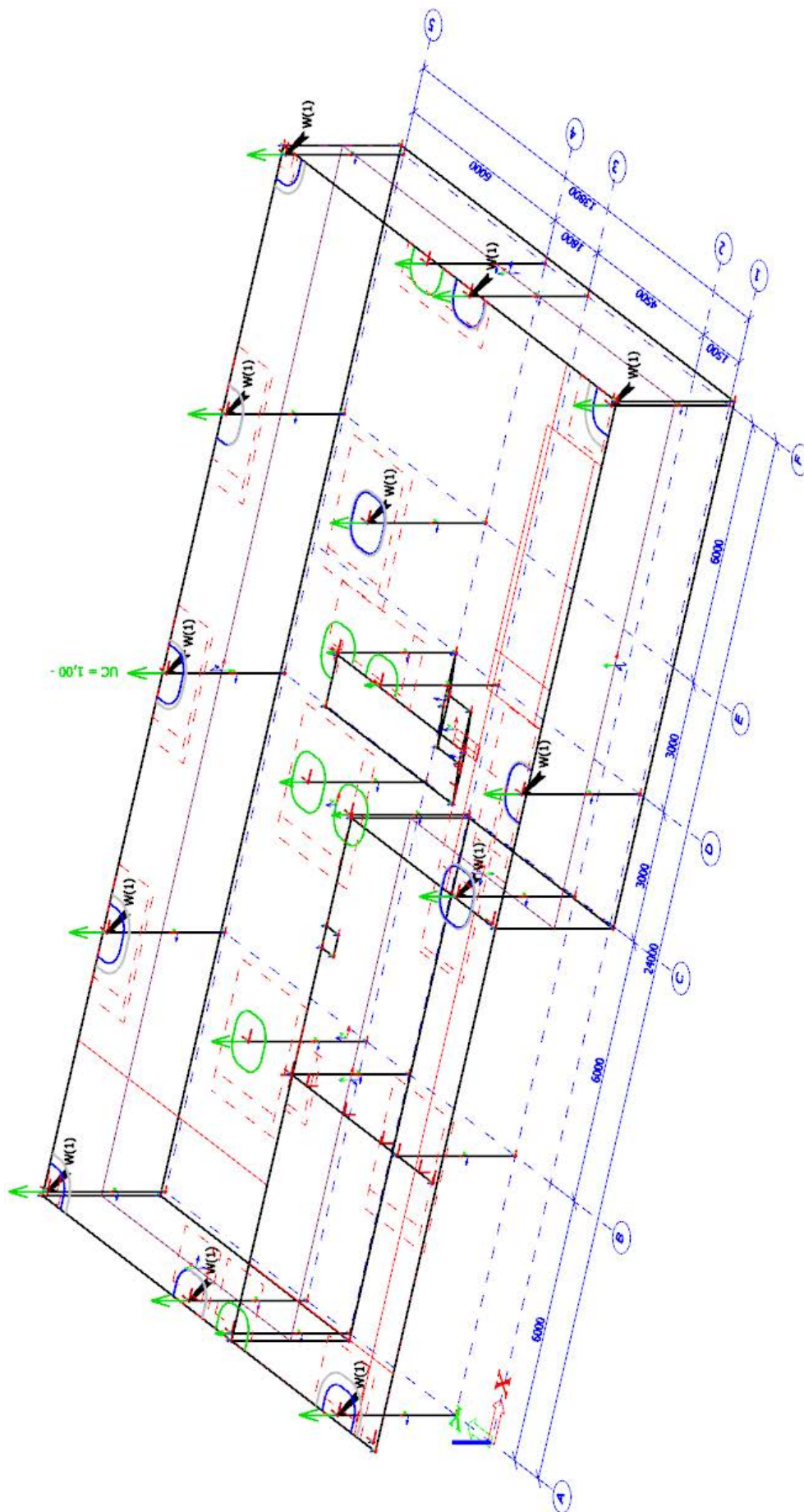
Obrázek 4.19: Požadovaná PŘÍDAVNÁ výztuž při horním povrchu – směr y



Obrázek 4.20: Požadovaná PŘÍDAVNÁ výztuž při dolním povrchu – směr x



Obrázek 4.21: Požadovaná PŘÍDAVNÁ výztuž při dolním povrchu – směr y



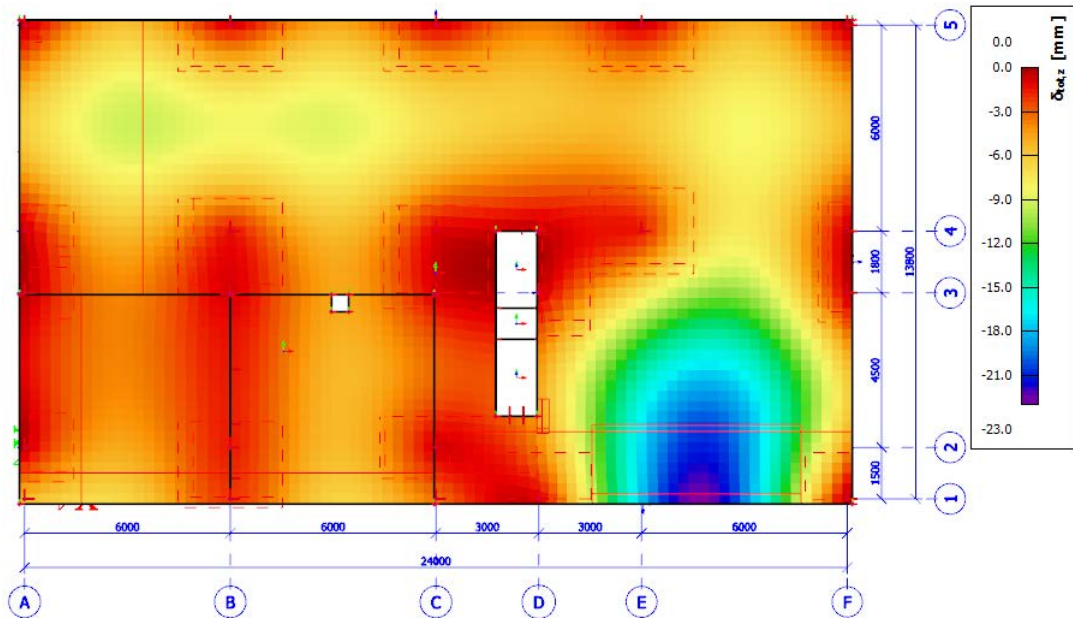
Obrázek 4.22: Jednotkový posudek protláčení

MSP – dlouhodobý průhyb, dodatečný průhyb, šířka trhlin

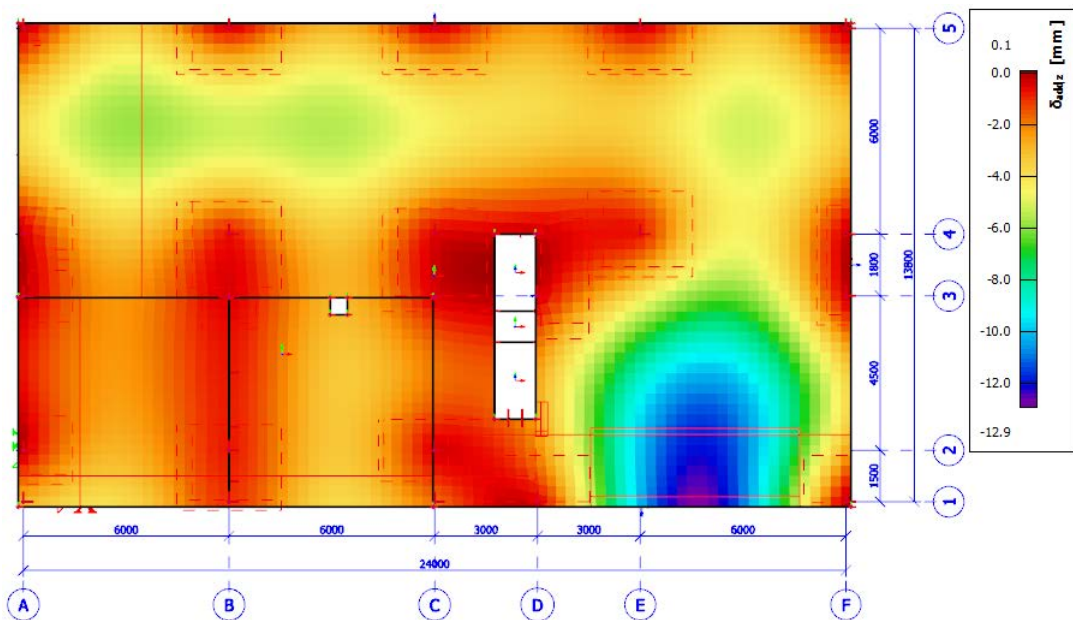
Maximální celkový průhyb: $\delta_{\text{tot,lim}} = l/250 = 9000/250 \Rightarrow \delta_{\text{tot,lim}} = 32 \text{ mm}$

Maximální přídatný průhyb: $\delta_{\text{add,lim}} = l/500 = 9000/500 \Rightarrow \delta_{\text{add,lim}} = 16 \text{ mm}$

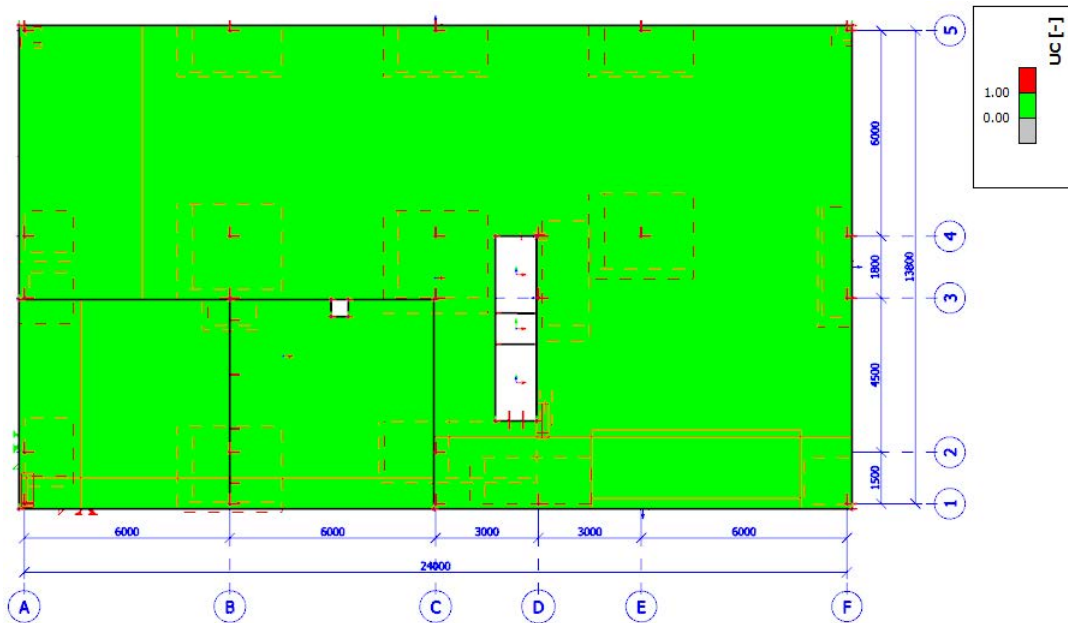
Maximální povolená šířka trhlin dle ČSN EN 1992-1-1 [4] pro prostředí X0, XC1 je rovna hodnotě:
 $w_{\text{max}} = 0,4 \text{ mm}$



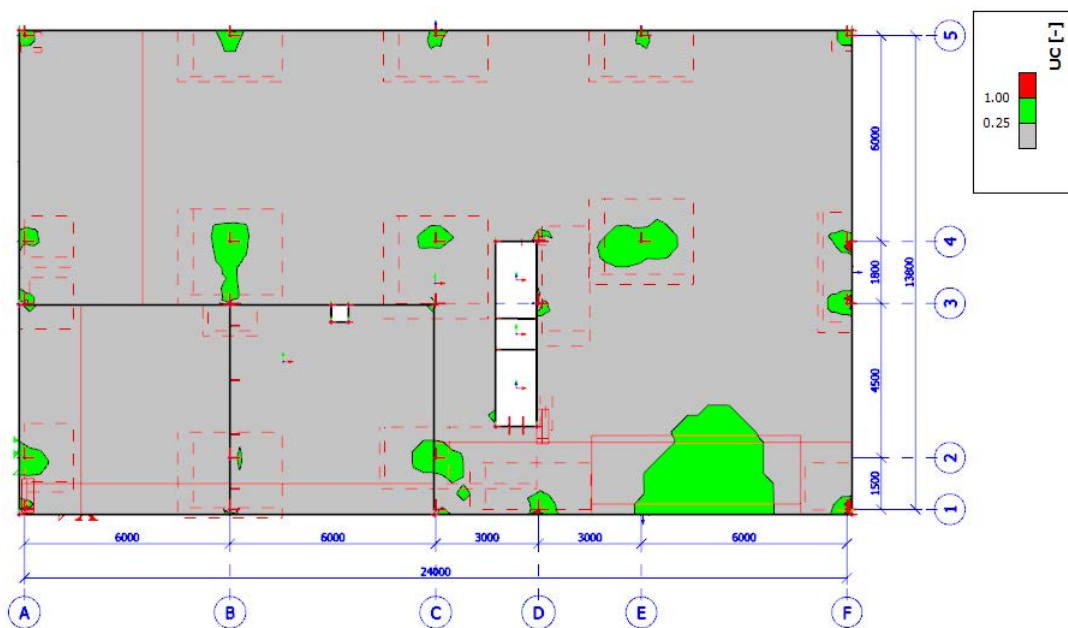
Obrázek 4.23: Normově závislý průhyb – celkový dlouhodobý průhyb



Obrázek 4.24: Normově závislý průhyb – dodatečný průhyb (posouzení pro zabudované prvky)



Obrázek 4.25: Normově závislý průhyb – jednotkový hromadný posudek



Obrázek 4.26: Jednotkový posudek omezení šířky trhlín

POSOUZENÍ PRŮHYBU:

$$\delta_{\text{tot,lim}} = 32 \text{ mm} > \delta_{\text{tot}} = 23,0 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{add,lim}} = 16 \text{ mm} > \delta_{\text{add}} = 12,9 \text{ mm}$$

POSOUZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN:

$$1,0 > w_{\text{max,UC}}$$

Takto navržená deska **VYHOVUJE** z hlediska mezního stavu únosnosti i mezního stavu použitelnosti.

Navržená konstrukce **VYHOVUJE** ve všech posuzovaných parametrech.

5 Závěr

V této práci jsou v první části shrnuty postupy vyšetřování průhybů železobetonových lokálně podepřených desek, které jsou zakotveny v dnes platných normách pro návrh železobetonových konstrukcí nebo k nalezení v dostupných odborných publikacích. Výpočet průhybů železobetonových lokálně podepřených desek je obecně velmi složitá disciplína a přes značnou snahu je v odborných publikacích dostupných jen minimum metod postupu výpočtu (ať už zjednodušených nebo přesných). Dle mého názoru se tomuto úzce zaměřenému tématu nevěnuje příliš mnoho pozornosti, protože je v dnešní době snadnější konstrukci zadat do výpočetních programů pracujících s metodou konečných prvků (MKP) a díky zadání všech vstupních parametrů (včetně například vlivu prostředí), pak poměrně přesně odhadnout dlouhodobé chování konstrukce. Je však potřeba zmínit, že veškeré tyto hodnoty průhybů jsou vždy jen odhadem skutečného chování konstrukce, a to hlavně z důvodů, že se předpokládá absolutní kázeň a přesné dodržení všech technologických postupů při provádění stavby. Dále se počítá s určitými vlastnostmi materiálů, které je tedy nutné znát velmi přesně, nebo dokonce při návrhu nejsou některé parametry známy vůbec. Do výpočetních modelů tedy vždy zavádíme určitá zjednodušení, ať už vstupních parametrů nebo přímo konstrukčních řešení dané konstrukce. Je tedy nutné, aby při navrhování železobetonových konstrukcí na dlouhodobý průhyb projektant dobře znal řešenou konstrukci, její chování, vstupní parametry a principy a postupy výpočtu.

Ve druhé části práce je zpracována studie, ve které se autor práce pokusil ukázat vliv některých vstupních parametrů na průhyby železobetonových lokálně podepřených desek. Tato studie ovšem obsahuje pouze základní konstrukční řešení lokálně podepřené desky, tedy železobetonové desky jednotné tloušťky po celé ploše desky a pevné bodové podpory. Chování lokálně podepřených desek v případě kazetových nebo vylehčených desek nebo desek s hlavicemi je pak velmi odlišné. U desek s hlavicemi je otázkou, jak pro konkrétní případy zohlednit vyšší ohybovou tuhost desky v místě hlavice a také jak zohlednit menší efektivní rozpětí podpor.

Konstrukční část práce se věnuje návrhu lokálně podepřené desky ve vybraném objektu. Autor se striktně drží lokálního podepření desky, aby bylo možné obecně porovnávat výsledky studie a modelového návrhu reálného objektu. Návrh objektu byl proveden pomocí globálního modelu konstrukce ve výpočetního programu Scia Engineer. Deska byla následně posouzena na mezní stavy únosnosti i mezní stavy použitelnosti. Tento návrh je vhodný jen pro tento „výukový“ případ a při reálném návrhu by se pravděpodobně dalo jiným návrhem udělat stavbu ekonomičtější, hlavně vzhledem k tloušťce stropní desky. Daly by se také použít průvlaky, případně parapetní nosníky nebo desku vylehčit.

Závěrem práce bych chtěl upozornit na důležitost posuzování dlouhodobých průhybů konstrukce, které by při nevyhovujícím řešení mohly omezit využitelnost budovy. Dlouhodobé průhyby by se vždy měly vyšetřovat a posuzovat na odpovídajícím modelu, který se co nejvíce přibližuje realitě. Stejně tak se musí použít co nejreálnější vstupní parametry pro vyšetřování průhybu. Dlouhodobý průhyb nelze v žádném případě vyčíslit z lineárního průhybu pouhým přenásobením hodnotou 4-6, jak se občas najde v některých starších publikacích nebo dokonce statických posudcích.

Seznam použitých programů

SCIA Engineer 21.1 – studentská licence

AutoCAD 2011

REBIM 3D

RECOC – Vázaná

MS Excel

Seznam příloh

Příloha 1: Výkres tvaru stropní desky 1. NP

Příloha 2: Výkres výztuže stropní desky 1. NP – horní výztuž

Příloha 3: Výkres výztuže stropní desky 1. NP – dolní a lemovací výztuž

Reference

- [1] TIPKA, Martin a Josef NOVÁK. *Analýza metod výpočtu železobetonových lokálně podepřených desek*. Praha, 2011. Projekt FRVŠ 905/2011/G1. ČVUT v Praze, fakulta stavební.
- [2] NILSON, Arthur H., DARWIN, David and DOLAN, Charles W., 2011. *Design of concrete structures (in SI units)*. 14th ed. Maidenhead, England: McGraw Hill Higher Education. ISBN 978-007-131139-7.
- [3] PROCHÁZKA, Jaroslav. *Navrhování betonových konstrukcí 1*. 2. upr. vyd. Praha: ČBS Servis, 2006. ISBN 80-903807-1-9.
- [4] ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [5] PROCHÁZKA, Jaroslav a Jiří ŠMEJKAL. *Betonové stropní a schodišťové konstrukce*. V Praze: České vysoké učení technické, 2021. ISBN 978-80-01-06323-1.
- [6] ČSN EN 1991-1-1. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [7] ČSN 73 1201. *Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2010.
- [8] PROCHÁZKA, Jaroslav, Alena KOHOUTKOVÁ a Jitka VAŠKOVÁ. *Navrhování železobetonových konstrukcí: příklady a postupy*. 2. vydání. V Praze: České vysoké učení technické, 2021. ISBN 978-80-01-06916-5.
- [9] CEB. *Design manual on cracking and deformations*. Lausanne: Comité Euro-International Du Béton; 1985.
- [10] KOLÁŘ, Vladimír, Ivan NĚMEC a Viktor KANICKÝ. *FEM: principy a praxe metody konečných prvků*. Praha: Computer Press, 1997. ISBN 80-7226-021-9.
- [11] SCIA Engineer – popis modulu: *3D generátor zatížení větrům*, Dostupné z: https://resources.scia.net/download/cs/fs/LoadGenerators_3DWindLoadGenerator_csy.pdf.
- [12] BÍLÝ, Petr. *Analýza 3D konstrukce v programu SCIA Engineer*, Podklad pro předmět Navrhování betonových konstrukcí na počítači (133YBKC). Dostupné z: https://people.fsv.cvut.cz/www/stefarad/vyuka/133YBKC/YBKC_3Dkce.pdf.
- [13] ČSN EN 206+A2. *Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2021.
- [14] ČSN EN 1991-1-3. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [15] ČSN EN 1991-1-4. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*. Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [16] N. Tošić, N. Pecić, M. Poliotti, A. Marí, L. Torres, and J. Dragaš. *Extension of the ζ -method for calculating deflections of two-way slabs based on linear elastic finite element analysis*. *Structural Concrete*, 22(3):1652–1670, 2021.