

UNIVERZITA PARDUBICE

DOPRAVNÍ FAKULTA JANA PERNERA

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

2024

Pavel Tomiška

Univerzita Pardubice
Dopravní fakulta Jana Pernera

Analýza chování stavebních konstrukcí zohledňující změny/odchyly vzniklé
při jejich realizaci

Bakalářská práce

Univerzita Pardubice
Dopravní fakulta Jana Pernera
Akademický rok: 2022/2023

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

(projektu, uměleckého díla, uměleckého výkonu)

Jméno a příjmení: **Pavel Tomiška**
Osobní číslo: **D19210**
Studijní program: **B3607 Stavební inženýrství**
Studijní obor: **Dopravní stavitelství**
Téma práce: **Analýza chování stavebních konstrukcí zohledňující změny/odchylky vzniklé při jejich realizaci**
Zadávací katedra: **Katedra dopravního stavitelství**

Zásady pro vypracování

Student pojedná problematiku odchylek od projektové dokumentace při realizaci staveb. Tyto, ač se na první pohled mohou zdát drobné, mohou mít velký vliv na výsledné celkové chování stavební konstrukce. V klíčové části práce bude dále řešen konkrétní příklad z oblasti železobetonových konstrukcí, jehož rozsah bude průběžně konzultován s vedoucím práce.

Rozsah pracovní zprávy:

Rozsah grafických prací:

Forma zpracování bakalářské práce: **tištěná/elektronická**

Seznam doporučené literatury:

ČSN EN 1990 – Zásady navrhování stavebních konstrukcí

ČSN EN 1991 – Zatížení stavebních konstrukcí

ČSN EN 1992 – Navrhování betonových konstrukcí

ČSN EN 1993 – Navrhování ocelových konstrukcí

ATENA Program Documentation, Part 1. Atena theory manual, Cervenka Consulting,
<http://www.cervenka.cz/>, 2014

Dokumentace k softwaru Scia Engineering.

Vedoucí bakalářské práce:

doc. Ing. Ladislav Řoutil, Ph.D.

Katedra dopravního stavitelství

Datum zadání bakalářské práce:

31. října 2022

Termín odevzdání bakalářské práce:

14. května 2024

L.S.

doc. Ing. Libor Švadlenka, Ph.D.

děkan

Ing. Aleš Šmejda, Ph.D.

vedoucí katedry

Prohlašuji:

Práci s názvem „**Analýza chování stavebních konstrukcí zohledňující změny/odchyly vzniklé při jejich realizaci**“ jsem vypracoval samostatně. Veškeré literární prameny a informace, které jsem v práci využil, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

Byl jsem seznámen s tím, že se na moji práci vztahují práva a povinnosti vyplývající ze zákona č. 121/2000 Sb., o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon), ve znění pozdějších předpisů, zejména se skutečností, že Univerzita Pardubice má právo na uzavření licenční smlouvy o užití této práce jako školního díla podle § 60 odst. 1 autorského zákona, a s tím, že pokud dojde k užití této práce mnou nebo bude poskytnuta licence o užití jinému subjektu je Univerzita Pardubice oprávněna ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které na vytvoření díla vynaložila, a to podle okolností až do jejich skutečné výše.

Beru na vědomí, že v souladu s § 47b zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, a směrnicí Univerzity Pardubice č. 7/2019 Pravidla pro odevzdávání, zveřejňování a formální úpravu závěrečných prací, ve znění pozdějších dodatků, bude práce zveřejněna prostřednictvím Digitální knihovny Univerzity Pardubice.

V České Třebové dne 14.05.2024

Pavel Tomiška v.r.

PODĚKOVÁNÍ

Rád bych tímto poděkoval vedoucímu bakalářské práce doc. Ing. Ladislavu Řoutilovi, Ph.D., za odborné konzultace, příkladné vedení, rozvinutí tématu a cenné rady po celou dobu zpracování této práce. Poděkování patří rovněž všem veřejným institucím (správy a údržby silnic příslušných krajů, Ředitelství silnic a dálnic a Správě železnic), které ochotně poskytly potřebné statistické informace. Dále děkuji autoru projektové dokumentace posuzované stavby i vlastníku této stavby za možnost použít projektovou dokumentaci jako podklad pro zpracování této práce. V neposlední řadě si vážím podpory a trpělivosti rodičů a dcery, bez jejichž porozumění a pomoci by tato práce nevznikla.

ANOTACE

Práce se zabývá problematikou odchylek od projektové dokumentace při realizaci staveb analýzou skutečného chování vybrané stavební konstrukce z oblasti železobetonových konstrukcí a porovnává její chování dle původního návrhu a po provedení změn konstrukce.

KLÍČOVÁ SLOVA

Železobetonové konstrukce, projektová dokumentace, statický výpočet, odchylky při provádění konstrukcí, stavební legislativa.

TITLE

Analysis of the behavior of building structures taking into account changes/deviations arising during their implementation.

ANNOTATION

The work deals with the issue of deviations from the project documentation during the implementation of buildings by analyzing the actual behavior of the selected building structure from the field of reinforced concrete structures and comparing its behavior according to the original design and after the implementation of changes to the structure.

KEYWORDS

Reinforced concrete structures, project documentation, static calculation, deviations during construction, construction legislation.

OBSAH

SEZNAM ILUSTRACÍ A TABULEK	1
SEZNAM ZKRATEK A ZNAČEK	2
ÚVOD.....	4
1. Legislativa.....	5
1.1. Zákon č. 183/2006 Sb., o územním plánování a stavebním řádu (stavební zákon) ..	5
1.2. Zákon č. 283/2021 Sb., stavební zákon	5
1.3. Vyhláška č. 499/2006 Sb., o dokumentaci staveb.....	6
2. Statistické šetření v oboru dopravních staveb.....	9
2.1. Statistické šetření	9
2.2. Seznam oslovených institucí:	9
2.3. Položené otázky:	10
2.4. Obdržené informace.....	10
2.5. Závěr statistického zjišťování	12
3. Analýza vybraného příkladu změny konstrukce.....	13
3.1. Popis a zhodnocení neřešené příkladové konstrukce	13
3.2. Popis řešené konkrétní konstrukce – příkladové konstrukce	15
3.2.1. Obecný popis stavby	15
3.2.2. Původně navržená konstrukce	16
3.2.3. Konstrukce dle projektové dokumentace pro ohlášení stavby.....	17
3.2.4. Změna konstrukce	19
3.2.5. Předpoklady učiněné před provedením výpočtu	22
3.3. Parametry řešené konstrukce	22
3.4. Materiálové charakteristiky	23
3.5. Zatížení řešené konstrukce	23
3.6. Výpočet a posouzení původně navržené konstrukce.....	25
3.6.1. Návrh a posouzení železobetonové jednosměrně pnuté desky MSÚ.....	25
3.6.1.1. Efektivní délka	25
3.6.1.2. Výpočet vnitřních sil prostého nosníku	25
3.6.1.3. Krytí výztuže a účinná výška	25
3.6.1.4. Návrh výztuže průřezu desky	25
3.6.1.5. Posouzení vyztužení	26
3.6.1.6. Posouzení vzdálenosti prutů	26
3.6.1.7. Posouzení únosnosti průřezu – prostý ohyb MSÚ	26
3.6.1.8. Výpočet smykové síly ve vzdálenosti „d“ od podpory	26

3.6.1.9.	Posouzení, zda smykovou sílu přenesou pouze betonový průřez bez smykové výztuže MSÚ	26
3.6.1.10.	Výpočet průhybu desky.....	27
3.6.1.11.	Závěr	27
3.6.2.	Návrh a posouzení prostě uložených HEB profilů MSÚ + MSP	27
3.6.2.1.	Efektivní délka	28
3.6.2.2.	Výpočet vnitřních sil prostého nosníku	28
3.6.2.3.	Návrh průřezu – prostý ohyb	28
3.6.2.4.	Posouzení únosnosti průřezu – prostý ohyb MSÚ	28
3.6.2.5.	Posouzení únosnosti průřezu – smyk MSÚ	29
3.6.2.6.	Mezní stav použitelnosti MSP	29
3.6.2.7.	Závěr	30
3.6.3.	Návrh a posouzení prostě uložených HEB profilů bez plošného přetížení deskou MSÚ + MSP	30
3.6.3.1.	Efektivní délka	31
3.6.3.2.	Výpočet vnitřních sil prostého nosníku	31
3.6.3.3.	Návrh průřezu – prostý ohyb	31
3.6.3.4.	Posouzení únosnosti průřezu – prostý ohyb a smyk MSÚ	31
3.6.3.5.	Mezní stav použitelnosti MSP	32
3.6.3.6.	Závěr	32
3.7.	Výpočet a posouzení konstrukce s provedenými změnami.....	32
3.7.1.	Teorie skutečného namáhání a chování konstrukce.....	32
3.7.1.1.	Účinná šířka desky a tuhost spřažené konstrukce	35
3.7.1.2.	Vyčíslení poměrových součinitelů α a β	36
3.7.1.3.	Výpočet zatížení ve směru x a y	36
3.7.1.4.	Výpočet vnitřních sil a momentů dle směru	37
3.7.1.5.	Posouzení železobetonové desky MSÚ	37
3.7.1.6.	Posouzení HEB profilu MSÚ	38
3.7.1.7.	Mezní stav použitelnosti MSP	38
3.7.1.8.	Závěr.....	38
4.	Shrnutí výsledků	39
5.	Závěr.....	41
6.	Použitá literatura a zdroje.....	42
6.1.	Legislativa	42
6.2.	Literatura	42
6.3.	Normy.....	42

6.4.	Software	43
7.	Seznam příloh.....	43

SEZNAM ILUSTRACÍ A TABULEK

Tabulka 1– statistické informace	10
Tabulka 2 - Zatížení stropní konstrukce nad 1.NP	24
Obrázek 1 – původně navržený průvlak – schéma.....	14
Obrázek 2 – skutečně provedený průvlak – schéma	14
Obrázek 3 - původně navržená stropní konstrukce – půdorys	17
Obrázek 4 – půdorys stropní konstrukce dle projektové dokumentace.....	18
Obrázek 5 – řez stropní konstrukce dle projektové dokumentace.....	19
Obrázek 6 – detail řezu stropní konstrukce dle projektové dokumentace.....	20
Obrázek 7 – detail řezu stropní konstrukce skutečné provedení se změnami	20
Obrázek 8 – půdorys stropní konstrukce skutečné provedení se změnami	21
Obrázek 9 – náhradní složený průřez.....	35

SEZNAM ZKRATEK A ZNAČEK

$\varepsilon_{cu,3}$	- mezní poměrné stlačení betonu
$\varepsilon_{y,d}$	- poměrné přetvoření oceli
Δc_{dur}	- přídatné bezpečnostní složky a redukce
$\gamma_{G,sup}$	- dílčí součinitel zatížení
γ_m	- dílčí součinitel vlastnosti materiálu
ξ	- redukční součinitel
\emptyset	- průměr průřezu
ψ_0	- součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení
a_i	- minimální uložení konstrukce
A_s	- návrhová plocha výztuže
$A_{s, \min (\max)}$	- minimální a maximální vyztužení průřezu
$A_{s,reg}$	- minimální plocha výztuže
A_{st}	- plocha výztuže průřezu
b	- šířka průřezu
c_{min}	- minimální krycí vrstva
$c_{min,b}$	- minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti
$c_{min,dur}$	- minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí
c_{nom}	- nominální krycí vrstva
d	- účinná výška průřezu
d_s	- průměr výztuže
E	- modul pružnosti materiálu
f_{cd}	- návrhová pevnost betonu v tlaku
f_{ck}	- charakteristická pevnost betonu v dostředné tahu
f_{ctm}	- průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu
f_{yd}	- návrhová mez kluzu oceli
f_{yk}	- charakteristická mez kluzu oceli
g_d	- návrhové stálé zatížení plošné
g_k	- charakteristické stálé zatížení plošné
h	- výška
h	- výška průřezu
h_d	- tloušťka železobetonové desky
I_y	- moment setrvačnosti průřezu

l_{ef}	- efektivní délka konstrukce (prvku)
l_o	- světlá šířka
M_{ed}	- návrhový ohybový moment
M_{rd}	- moment na mezi únosnosti
MSÚ	- mezní stav únosnosti
MSP	- mezní stav použitelnosti
Q_d	- návrhové nahodilé zatížení bodové
q_d	- návrhové nahodilé zatížení plošné
q_k	- charakteristické nahodilé zatížení plošné
t	- tloušťka
V_{ed}	- návrhová hodnota smykové síly
V_{ed}	- návrhová posouvající síla
$V_{Rd,c}$	- návrhová hodnota únosnosti betonu ve smyku
$W_{el,y}$	- elastický modul průřezu
$w_{max.}$	- maximální dovolený průhyb
$W_{min.}$	- minimální průřezový modul průřezu
w_s	- průhyb ve svislém směru
x	- výška tlačené části průřezu
z	- rameno vnitřních sil průřezu

ÚVOD

Ve stavební praxi nastávají při realizaci staveb velmi často odchyly, které, ač se na první pohled mohou zdát drobné, mohou mít velký vliv na výsledné celkové chování stavební konstrukce.

Autor práce je 15. rokem pracovníkem stavebního úřadu, v současnosti v pozici vedoucího odboru, projektantem v oboru požární bezpečnosti staveb a nyní již jen příležitostným projektantem pozemních staveb. Za minulá léta posuzoval a pracoval s velkým množstvím projektových dokumentací, především z pohledu stavebního práva, proto není možné si nevšimnout, že velmi často na stavbách, především pozemních staveb, dochází ke změnám, potažmo odchylkám, které mohou mít velký vliv na výsledné chování stavebních konstrukcí a tyto změny ve většině případů nejsou vůbec řešeny (není provedena dokumentace skutečného provedení stavby ani statické posouzení provedených změn).

V této práci je řešen konkrétní příklad původně navržené železobetonové křížem armované monolitické stropní desky, která, z důvodu následného bodového přetížení sloupkem krovu, byla přerušena ocelovým profilem HEB a přepracována na prostě uloženou, jednosměrně pnutou desku, ovšem na stavbě došlo k dalším dílčím změnám, které významně změnilo chování konstrukce. S ohledem na skutečnost, že projektová dokumentace pro ohlášení stavby, ze které tato práce vychází, obsahuje dílčí nedostatky (nejedná se o realizační dokumentaci), provedené změny na posuzované stavbě byly poměrně významného charakteru a nebyly právě nijak řešeny, kvalita provedených konstrukcí (i posuzované stropní konstrukce) byla na poměrně nízké úrovni (stavebník se zhotovitelem řešil mnoho vad a nedodělků), bylo po dohodě s autorem projektové dokumentace a vlastníkem stavby dohodnuto, že v rámci této práce nebude konkrétně uváděno umístění stavby, jméno projektanta ani zhotovitel stavby.

1. Legislativa

1.1. Zákon č. 183/2006 Sb., o územním plánování a stavebním řádu (stavební zákon)

V první řadě je třeba uvést, že dokumentace a projektové dokumentace staveb, jsou definovány platnou legislativou. Aktuálně částečně platný zákon č. 183/2006 Sb. (*dále jen „stavební zákon“*), o územním plánování a stavebním řádu (stavební zákon) (1.1), který je aktuálně k datu 1.1.2024 definitivně zrušen (zákonem č. 283/2021 Sb., stavební zákon [*dále jen „nový stavební zákon“*] (1.2) a to vč. souvisejících prováděcích předpisů), ale s ohledem na přechodná ustanovení § 334a nového stavebního zákona, stavební úřady ve věcech staveb, kromě přílohy č. 3 nového stavebního zákona (vyhrazených staveb), postupují až do uvedeného data 1.7.2024 podle dosavadních právních předpisů, v § 158 odst. 1 stanoví, co jsou vybrané činnosti ve výstavbě a jaké osoby mají oprávnění tyto činnosti vykonávat. V odstavci 2 stanoví, jaká dokumentace je projektovou dokumentací. Jednotlivé §§ stavebního zákona, týkající se správních řízení či příslušných postupů, podle stavebního zákona, např. § 86, § 94l, § 105, § 110, se, z hlediska obsahu a rozsahu příslušné dokumentace či projektové dokumentace, odkazují na prováděcí právní předpis, kterým je vyhláška č. 499/2006 Sb., o dokumentaci staveb (1.4).

1.2. Zákon č. 283/2021 Sb., stavební zákon

Nový stavební zákon, který začne platit pro všechny stavby dne 1.7.2024, se od stavebního zákona ve věcech vybraných činností (vybraných činností ve výstavbě) a projektové činnosti (projektové činnosti ve výstavbě) v zásadě neliší. Obdobně stanoví, které činnosti jsou vyhrazeny oprávněným osobám dle zákona č. 360/1992 Sb., o výkonu povolání autorizovaných architektů a o výkonu povolání autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (*dále jen „autorizační zákon“*) (1.4) a které činnosti mohou provádět osoby se vzděláním stavebního směru a příslušnou praxí. Z hlediska novinek je zde především nová terminologie v souvislosti se zrušením územních a stavebních řízení a jejich nahrazení povolením záměru apod. Součástí nového stavebního zákona jsou rovněž i nové prováděcí předpisy, které jsou stále v legislativním procesu a s jejich účinností se aktuálně, dle veřejně dostupných informací, počítá k datu plné účinnosti nového stavebního zákona, tj. k datu 1.7.2024. Nový stavební zákon přináší především nové třídění staveb, dle Přílohy č. 1 (drobné stavby), Přílohy č. 2 (jednoduché stavby) a Přílohy č. 3 (vyhrazené stavby), a ostatní stavby, dále sjednocený upravený legislativní proces správních řízení a především „digitalizaci stavebního řízení“. Zde je třeba pouze poznamenat, že digitalizace stavebního řízení je v zásadě nutná a nezbytná, nicméně i ta bude mít, především v počátku, svá úskalí.

1.3. Vyhláška č. 499/2006 Sb., o dokumentaci staveb

Vyhláška č. 499/2006 Sb., o dokumentaci staveb (*dále jen „vyhláška o dokumentaci staveb“*), dle ust. § 1 písm. e), stanoví rozsah a obsah projektové dokumentace pro ohlášení stavby uvedené v § 104 odst. 1 písm. a) až e) stavebního zákona nebo projektové dokumentace pro vydání stavebního povolení. Podle ust. § 2 této vyhlášky, rozsah a obsah této dokumentace je stanoven v příloze č. 12 této vyhlášky. Zde je nutné zmínit, že projektanti pozemních staveb velmi často projektovou dokumentaci, podle přílohy č. 12, nahrazují „nadřazenou“ projektovou dokumentací, podle přílohy č. 8 (projektová dokumentace pro vydání společného povolení). Předmětná bakalářská práce se týká statického posouzení konstrukce, které je obsaženo v části D.1.2 Stavebně konstrukční řešení.

Stavebně konstrukční řešení stavby je stanoveno v bodu D.1.2 Stavebně konstrukční řešení, které, dle této vyhlášky, obsahuje:

- a) Technickou zprávu - popis navrženého konstrukčního systému stavby, výsledek průzkumu stávajícího stavu nosného systému stavby při návrhu její změny; navržené materiály a hlavní konstrukční prvky; hodnoty užitných, klimatických a dalších zatížení uvažovaných při návrhu nosné konstrukce; návrh zvláštních, neobvyklých konstrukcí nebo technologických postupů; zajištění stavební jámy; technologické podmínky postupu prací, které by mohly ovlivnit stabilitu vlastní konstrukce, případně sousední stavby; zásady pro provádění bouracích a podchycovacích prací a zpeňovacích konstrukcí či prostupů; požadavky na kontrolu zakrývaných konstrukcí; seznam použitých podkladů, norem, technických předpisů; specifické požadavky na rozsah a obsah dokumentace pro provádění stavby, případně dokumentace zajišťované jejím zhotovitelem.
- b) Výkresovou část - výkresy základů, pokud tyto konstrukce nejsou zobrazeny ve stavebních výkresech základů; tvar monolitických betonových konstrukcí; výkresy sestav dílců montované betonové konstrukce; výkresy sestav kovových a dřevěných konstrukcí apod.
- c) Statické posouzení - použité podklady - základní normy, předpisy, údaje o zatíženích a materiálech; ověření základního koncepčního řešení nosné konstrukce; posouzení stability konstrukce; stanovení rozměrů hlavních prvků nosné konstrukce včetně jejího založení; dynamický výpočet, pokud na konstrukci působí dynamické namáhání.

Bod c) – statické posouzení, bývá obvykle jedna z nejvíce problematických částí projektových dokumentací.

V první řadě je třeba uvést, že stále existují autorizované osoby, dle autorizačního zákona, kteří předkládají projektovou dokumentaci zcela bez statického posouzení. Toto je možné pouze u velmi jednoduchých staveb, kdy veškeré konstrukce jsou navrhovány typizovaně z prefabrikátů podle tabulkových hodnot stanovených výrobcem, popř. empiricky. Záměrně nyní pomijím skutečnost, že i taková jednoduchá stavba vyžaduje posouzení základových konstrukcí, které tabulkově, popř. empiricky v podstatě posoudit nelze.

Druhým obecným problémem statického posouzení bývá jeho neúplnost, jelikož výše uvedené ustanovení vyhlášky o dokumentaci staveb je poměrně obecné, neexistuje jeho přesný výklad ani k této vyhlášce neexistuje důvodová zpráva, která by zpřesnila uváděné pojmy. Rovněž i stavby samotné jsou velmi rozdílné od velmi jednoduchých až po velmi složité, a proto vyhláška stanoví, že dokumentace se zpracovává v daném členění a přiměřeném rozsahu. Ovšem přiměřený rozsah je neurčitým právním pojmem, který vždy závisí pouze na autorovi dokumentace a bývá častým rozporem mezi autorizovanými osobami a pracovníky stavebních úřadů. Pojem „stanovení rozměrů hlavních prvků nosné konstrukce včetně jejího založení“ je rozdílně vykládán (myšleno vykládán velmi volně) a v rámci statického posouzení lze nalézt případy, kdy je proveden výpočet např. pouze pro prvky krovu, ale je již vynecháno posouzení nosných sloupů, či rozměrných netypizovaných (např. ocelových) překladů, průvlaků, nebo velmi často absentuje posouzení základových konstrukcí (především posouzení přetížení při změnách staveb) apod.

Třetím častým problémem statického posouzení bývá „nadměrné zjednodušování“. Typickým příkladem je jednoduchý spojitý nosník o dvou polích, který projektant pro ulehčení své práce spočítá jako dva samostatné prosté nosníky. V určitých případech, a s plným vědomím všech důsledků z toho plynoucích, lze toto zjednodušení akceptovat, jelikož ohybový moment prostého nosníku je v absolutní hodnotě vždy vyšší než ohybové momenty na spojitém nosníku, nicméně toto zjednodušení typicky nelze aplikovat bez rozmyslu na železobetonové konstrukce, které by v takovém případě byly zcela nevhodně vyztuženy z důvodu tahového namáhání průřezu na obou površích (horním i dolním) v průběhu délky nosníku, zatímco prostý nosník je namáhán tahovým namáháním pouze při dolním povrchu. V takovém případě by došlo nad střední podporou k tahovým trhlinám betonu a reálnému riziku poškození konstrukce. Ještě lze uvést další typický příklad. Konstrukce, která se již z principu provádění a působení

chová prostorově (např. ocelový prostorový rám) a vyžaduje tedy posouzení ve 3 dimenzích jako celek, je posouzena jako jednoduchý rovinný prvek. Existují případy, kdy lze takové zjednodušení úspěšně a správně aplikovat, ovšem mnohdy bývá používáno obecně a bez patřičného posouzení.

Posledním problémem statického posouzení, který bude v této práci uveden, ač zcela jistě není tento výčet kompletní, je provedení statického posouzení odchylně od postupů stanovených platnými normami. Zde je vhodné uvést odpověď na vybraný dotaz uvedený na webu České komory autorizovaných inženýrů a techniků, zda projektant může postupovat jinak než podle Eurokódů:

„Eurokódy představují systém norem pro navrhování konstrukcí, který je založen na nejnovějších poznatcích a zkušenostech členských zemí CEN, byl schválen technickou komisí CEN/TC250 a EK pro používání a zaveden v ČR jako výhradní systém norem. Pokud bude člen ČKAIT používat jiné normy než Eurokódy pro navrhování konstrukcí (např. zrušené ČSN, DIN atd.), vystavuje se značnému nebezpečí, že při případných vzniklých problémech bude muset prokazovat, že jím navržené řešení je spolehlivější, než kdyby použil u nás platné Eurokódy.

Eurokódy jsou u nás navázány na náš právní systém na základě prováděcí vyhlášky ke stavebnímu zákonu 268/2009 Sb. o technických požadavcích na stavby. Zdůrazňuje se zde nutnost splnit základní požadavky na stavby, a tedy také normové hodnoty. Normová hodnota se definuje jako konkrétní technický požadavek, zejména limitní hodnota, návrhová metoda, národně stanovené parametry, technické vlastnosti stavebních konstrukcí a technických zařízení, obsažené v příslušné české technické normě, jehož dodržení se považuje za splnění požadavků konkrétního ustanovení této vyhlášky.

Poznámka: Pro hodnocení a ověřování existujících konstrukcí se u nás používá ČSN ISO 13822, která tak doplňuje zatím chybějící pokyny pro existující konstrukce v ČSN Eurokódech.

(2.1)

Typickým příkladem postupu, který je odlišný od normového, je posouzení základových konstrukcí „jednoduchých staveb“ – především rodinných domů, garáží, kůlen apod. Pokud je tedy tato část stavebně konstrukčního řešení zpracována, velká část projektantů určí svislé zatížení od obvodové stěny na základovou spáru, kdy spočtenou sílu na 1 běžný metr délky prostě vydělí plochou základového pasu a výsledné napětí v kPa porovná s nejběžnější předpokládanou hodnotou únosnosti základové spáry 120 – 150 kPa. Samozřejmě s dovětkem, že základová spára bude přebrána odborným hydrogeologem, jelikož v průběhu přípravných prací nebyl prováděn hydrogeologický průzkum, ani nebyl přizván geotechnik.

Pokud tedy projektant použije postup odlišný od postupu uvedeného v platné normě (Eurokódu), je povinen svůj postup zdůvodnit a prokázat, že jsou splněny veškeré požadavky platné legislativy, např. na mechanickou odolnost, stabilitu, požární bezpečnost apod. Toto posouzení v předkládaných jednoduchých statických posouzeních obvykle zcela absentuje. Záměrně zde není zmíněn inženýrský přístup navrhování konstrukcí, který již z principu právě obsahuje prokázání splnění veškerých legislativních požadavků, ačkoli je postupováno odchýlně od technických norem. Aktuálním známým příkladem je posouzení požární bezpečnosti stavby „Radlický dřevák“ v Praze.

2. Statistické šetření v oboru dopravních staveb

2.1. Statistické šetření

V rámci přípravy podkladů pro zpracování této práce, byly osloveny, podle zákona č. 106/1999 Sb., o svobodném přístupu k informacím (*dále jen „informační zákon“*), veřejné instituce v oblasti dopravního stavitelství, které spravují silniční a železniční komunikace ČR. Lze namítnout, že byl vynechán obor vodních komunikací, ovšem množství vodních dopravních staveb v rámci ČR je v průběhu minulých let zcela minimální (Kanál Dunaj – Odra – Labe již byl zrušen) a nebyl proto posuzován ani na výsledek šetření nemá vliv.

2.2. Seznam oslovených institucí:

- Správa železnic, s.o.
- Ředitelství silnic a dálnic ČR
- Technická správa komunikací hl. m. Prahy, a.s.
- Správa a údržba silnic Pardubického kraje, p.o.
- ÚDRŽBA SILNIC Královéhradeckého kraje a.s.
- Krajská správa silnic Libereckého kraje, p.o.
- Správa a údržba silnic Ústeckého kraje, p.o.
- Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje, p.o.
- Správa a údržba silnic Plzeňského kraje, p.o.
- Správa a údržba silnic Jihočeského kraje, p.o.
- Krajská správa a údržba silnic Středočeského kraje, p.o.
- Krajská správa a údržba silnic Vysočiny, p.o.
- Správa a údržba silnic Jihomoravského kraje, p.o.
- Ředitelství silnic Zlínského kraje, p.o.

- Správa silnic Moravskoslezského kraje, p.o.
- Správa silnic Olomouckého kraje, p.o.

2.3. Položené otázky:

- Počet prováděných či provedených inženýrských objektů (mosty, lávky apod. – objekty u kterých se řeší jejich statické posouzení) v rámci dopravních staveb za poslední 3 roky (*dále jen „Stavby“*).
- Počet *Staveb*, u kterých došlo při jejich provádění ke změnám, které mají vliv na chování těchto konstrukcí a bylo nutné zpracovat nové statické posouzení těchto konstrukcí.
- V případě kladné odpovědi, stručný popis původního návrhu a provedené změny u *Staveb* uvedených v odst. 2).

Některé organizace odpověděly souhrnným výčtem, další rozdělily informace na jednotlivé roky, jiné dosud neodpověděly vůbec. Ovšem i z obdržených podkladů je zřejmý níže uvedený trend.

2.4. Obdržené informace

Obdržené statistické informace shrnuje tabulka níže:

Tabulka 1– statistické informace

Otázka	Počet (dle organizace)
Počet <i>Staveb</i>	293 + 26 + 30 + 18 + 18 + 58 + 78 + 55 + 55 + 10 + 41 + 46 → 728
Počet <i>Staveb</i> se změnami	0 + 4 + 3 + 1 + 0 + 0 + 8 + 2 + 0 + 0 + 1 + 0 → 19
Poměr počtu změn / celku	19/728 → 2,61 %

Popis provedených změn, pokud byl uveden:

- Původní návrh předpokládal mostní konstrukci ze železobetonových prefabrikátů. Změna spočívala v úpravě technologie výstavby, kdy mostní konstrukce byla prováděna monoliticky.
- Výměna nosné konstrukce z prefabrikátů jako prosté nosníky na konstrukci z prefabrikátů jako spojitý nosník a spřahovací desky.
- Změna založení z plošných základů na mikropiloty, následně provedeny beraněné piloty. Předpjatá konstrukce přeprojektována na železobetonový polorám. Velkopřůměrové piloty

byly doplněny plošným základem a odlehčení pilířů nahrazením železobetonových příčníků ocelovými.

- Vybetonování spádové desky v rozporu s projektovou dokumentací, nové posouzení bylo vyžadováno z důvodu ověření dosažení požadované zatížitelnosti mostů po rekonstrukci.

V případě konkrétně neuvedených změn se, dle uvedených podkladů, jednalo převážně o změnu založení jednotlivých objektů s ohledem na konkrétně zjištěné skutečné podmínky v základové spáře řešených stavebních objektů.

Zhodnocení poskytnutí informací:

K poskytnutí informací přistoupily oslovené instituce značně rozdílně. Ačkoli legislativa informačního zákona je poměrně jednoduchá a jednoznačná, je velmi rozdílně vykládána i aplikována jednotlivými institucemi. Pro příklad uvedu nejmenovaného interního právníka jedné organizace, který v prvotním odmítnutí odpovědi uvedl (cituji): *„Kvalitní akademická práce v sobě vždy zahrnuje dvě fáze: V první řadě fázi výzkumnou, v druhé pak realizační. Co mají obě fáze ovšem společné je skutečnost, že jimi badatel musí projít tak říkajíc sám. Lhostejno, zda během nich narazí na archiváře v kalifornských soudních spisů, bývalé důstojníky britského letectva nebo zaměstnance právního oddělení „silničářů“.“* Nutno podotknout, že po telefonickém rozhovoru bylo přistoupeno k oboustranné dohodě a informace byla nakonec poskytnuta.

Organizace Ředitelství silnic a dálnic ČR, s.o., vyzvala dne 6.3.2023 k doplnění – upřesnění žádosti o informace, obdržela požadované doplnění a následně již do dnešního dne odpověď nezaslala.

Organizace Technická správa komunikací hl. m. Prahy, a.s. do dnešního dne na žádost nereagovala.

Organizace Správa a údržba silnic Pardubického kraje, p.o. rozhodla dne 7.3.2023 o odmítnutí žádosti s odůvodněním, že těmito informacemi nedisponuje a že se jedná o vytváření nových informací. Proti tomuto rozhodnutí bylo podáno odvolání, které dne 14.3.2023 Krajský úřad pardubického kraje, odbor organizační a právní a krajského živnostenského úřadu (jako zřizovatel organizace), postoupil k rozhodnutí Úřadu pro ochranu osobních údajů. Úřad pro ochranu osobních údajů dosud o tomto odvolání nerozhodl.

Organizace Správa a údržba silnic Ústeckého kraje, p.o. do dnešního dne na žádost nereagovala.

Z uvedených informací (především počtu kladně vyřízených žádostí – 11 z 15) je zřejmé, že všechny veřejné instituce požadovanými informacemi disponují, byť u některých institucí se jedná pouze o neochotu informace poskytnout. Rovněž i přes skutečnost, že některé instituce požadované informace neposkytly, jednalo se o rychlý pracovní průzkum, nikoli podrobné statistické zjišťování, jsou obdržená data ostatních organizací dostatečně relevantní pro zhodnocení závěru práce a potvrzení řešeného předpokladu. Přesto je nutné zdůraznit, že i z obdržených dat je rovněž zřejmé, že všechny organizace si položené otázky nevyložily shodně a nejedná se tedy o absolutně vypovídající hodnoty. Některé organizace zjevně mezi stavby zahrnuly pouze mosty a lávky, jiné organizace pravděpodobně i propustky. Ovšem pro potřeby dané práce jsou obdržená data dostačující.

2.5. Závěr statistického zjišťování

Z uvedených skutečností lze vyvodit následující závěr. Dopravní stavitelství je oborem náročných staveb (především mosty a jiné inženýrské konstrukce), kde je poměrně důsledně dbáno na projektovou přípravu staveb na rozdíl od staveb pozemního stavitelství (především drobných staveb, tato věta neplatí pro velké zakázky a rozsáhlé stavby pozemního stavitelství, kde je rovněž dostatek finančních prostředků na kvalitní projektovou přípravu). Projektová příprava obvykle zahrnuje úvodní studie, provádění alespoň předběžných či částečných průzkumů (hydrogeologie, stavebně technický průzkum stávajících staveb apod.), projektovou dokumentaci pro územní řízení a stavební povolení a prováděcí dokumentaci. V rámci obdržených odpovědí na provedené změny lze konstatovat, že se jedná o změny v chybě provádění dodavatelem (viz provedení konstrukce v rozporu s projektovou dokumentací) nebo především, že se ani předběžným průzkumem neodhalí přesné hydrogeologické podmínky na staveništi, což vede ke změnám např. výše uvedených změn způsobu založení staveb, které ale nemá ve výsledku vliv na chování vrchní mostní konstrukce. Při zachování způsobu uložení mostovky a hlavní nosné konstrukce na podpěry a opěry (např. zachování ložisek beze změn) nemá samotná změna plošného založení na pilotové vliv na vrchní stavbu a statické posouzení, v uvedeném případě v rámci změny stavby bylo vlastně nutné pouze především z hlediska návrhu nového pilotového založení, nikoli samotné konstrukce mostovky a nosné konstrukce mostu. Další uvedené změny jsou změnami technologickými, kdy došlo ke změnám konstrukce z prefabrikátů na monolitickou konstrukci, což opět sice vyvolalo nutnost statického posouzení konstrukce z důvodu nutnosti stanovení patřičného vyztužení monolitické železobetonové konstrukce, ale nejedná se o typ změn, který je předmětem této práce. Změna technologie je samozřejmě změnou, jelikož každý způsob provádění má své výhody či nevýhody a tyto

konstrukce se chovají rozdílně. Jedinou uvedenou výraznou změnou konstrukce byla změna nosné konstrukce z prostého uložení na, v daném případě, konstrukčně výhodnější spojitý nosník. V daném případě lze přímo konstatovat, že chování konstrukce je zcela rozdílné proti původnímu návrhu (vyžaduje jiné způsoby vyztužení apod.).

V oboru pozemního stavitelství, z dlouholetého působení na stavebním úřadě i vlastní projekční praxe, lze uvést, že dochází ke změnám nikoli v jednotkách procent případů, ale v desítkách procent případů. V tomto ohledu sice nebyl prováděn statistický průzkum, ale zkušenosti vlastní a zkušenosti kolegů pracovníků stavebních úřadů jsou v zásadě shodné. Co se týká absolutního počtu změn (myšleno jakýchkoli i drobných), je naprostou výjimkou pozemní stavba provedená zcela podle schválené projektové dokumentace. Ke změnám staveb, které mají vliv na výsledné chování konstrukce dochází sice méně, ale lze zcela určitě konstatovat, že se jedná o řádový rozdíl proti stavbám dopravního stavitelství. Uvedenou výjimku tvoří větší a významnější stavby, kde ke změnám dochází výrazně méně často.

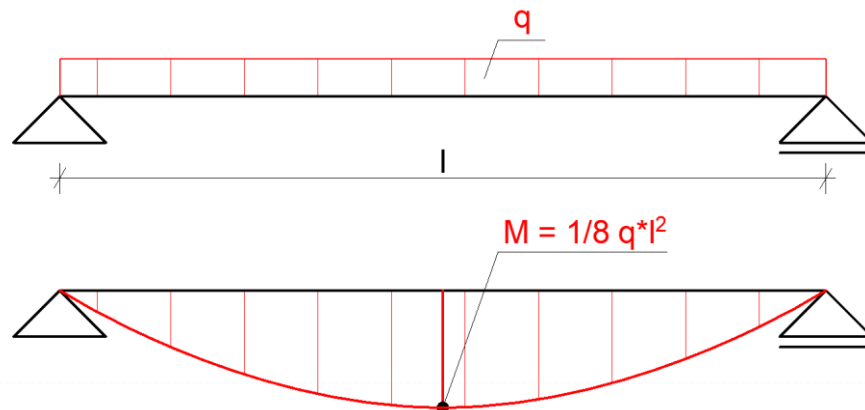
Jelikož tedy v dopravním stavitelství nejsou změny staveb vedoucí ke změně chování konstrukcí dostatečně časté a předmětem této práce je právě analýza chování konstrukce provedených změn, je posouzena poměrně častá změna u konkrétní stropní konstrukce stavby pozemního stavitelství, kterou měl autor práce možnost sledovat v projekční fázi a z části i fázi realizační. Jedná se tedy o posouzení typové příkladové studie.

3. Analýza vybraného příkladu změny konstrukce

3.1. Popis a zhodnocení neřešené příkladové konstrukce

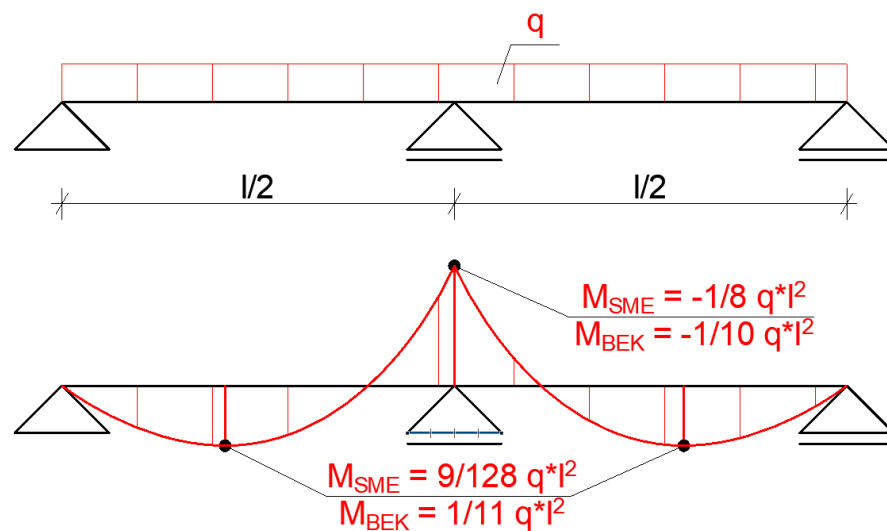
V pokročilém průběhu zpracovávání této práce autor v zaměstnání (jako uvedený pracovník stavebního úřadu) posuzoval případ, který je prokazatelnější, názornější a zcela jednoznačný. Jedná se o velmi častý případ u drobných staveb pozemního stavitelství. Chování původně navrženého prostého nosníku viz *Obrázek 1 – původně navržený průvlak – schéma*, nového průvlatu ve stropní konstrukci při tvorbě schodiště do podkroví rodinného domu, kdy tento nový průvlak nese zkrácené stávající stropní trámy (potřeba vytvoření otvoru pro nové schodiště), bylo bez projektové dokumentace zcela změněno jeho dodatečným podepřením ocelovým sloupkem přibližně v polovině rozpětí, čímž došlo k výrazné změně chování na spojitý nosník viz *Obrázek 2 – skutečně provedený průvlak – schéma*, tj. původně pouze kladné ohybové momenty a pouze svislá deformace směrem dolů byla změněna, konstrukce je nově

namáhána výrazným nadpodporovým ohybovým momentem (v místě sloupku) a výrazně se změnila deformační charakteristika konstrukce.



Obrázek 1 – původně navržený průvlak – schéma

Tato změna byla provedena stavebníkem zcela bez jakýchkoli podkladů či konzultace s odborníkem se slovy cituji: „vždyť tomu nosníku pomůžu“. Opak je bohužel pravdou. Jedinou „záchranou“ tohoto stavebníka byla skutečnost, že onen původně prostý nosník, nově spojitý nosník, byl ocelový I profil a výsledný největší ohybový moment spojitého nosníku nepřekročí (v absolutní hodnotě) ohybový moment prostého nosníku s hodnotou $M = \frac{1}{8} q \times l^2$. Na obrázku (Obrázek 2 – skutečně provedený průvlak – schéma) jsou uvedeny hodnoty ohybových momentů jednoduchého spojitého nosníku s rovnoměrným spojitým zatížením z tabulek stavební mechaniky M_{SME} a z tabulek betonových konstrukcí M_{BEK} , jelikož tyto hodnoty se mírně liší.



Obrázek 2 – skutečně provedený průvlak – schéma

Laická veřejnost nemá potřebné znalosti ani zkušenosti a vůbec si mnohdy neuvědomuje následky svého počínání. Pokud by zmíněný nový nosník nebyl ocelový, ale jednalo se o stávající železobetonový průřez s nosnou výztuží pouze v dolních vláknech (což se bohužel před cca 100 lety, kdy byl tento objekt postaven, dělo zcela běžně, tehdy byla v železobetonových nosnicích používána hladká hlavní nosná výztuž a nebyla prováděna žádná rozdělovací výztuž), došlo by vlivem tahových namáhání horních vláken ke vzniku trhlin v betonu a pravděpodobně (podle velikosti a způsobu skutečného zatížení) i minimálně poškození tohoto nosníku.

Jelikož k tomuto konkrétnímu případu nemá autor práce souhlas vlastníka stavby ani projektanta s jeho použitím, není tento případ dále rozveden a posuzován, je uveden jako další typický příklad. Zde je ještě třeba uvést poznámku, že následně byla k této stavební úpravě zpracována projektová dokumentace autorizovanou osobou, která právě ve stavebně konstrukčním řešení posoudila spojitý nosník jako dva kratší samostatné prosté nosníky, což rovněž neodpovídá skutečnému chování pozměněné konstrukce.

3.2. Popis řešené konkrétní konstrukce – příkladové konstrukce

3.2.1. Obecný popis stavby

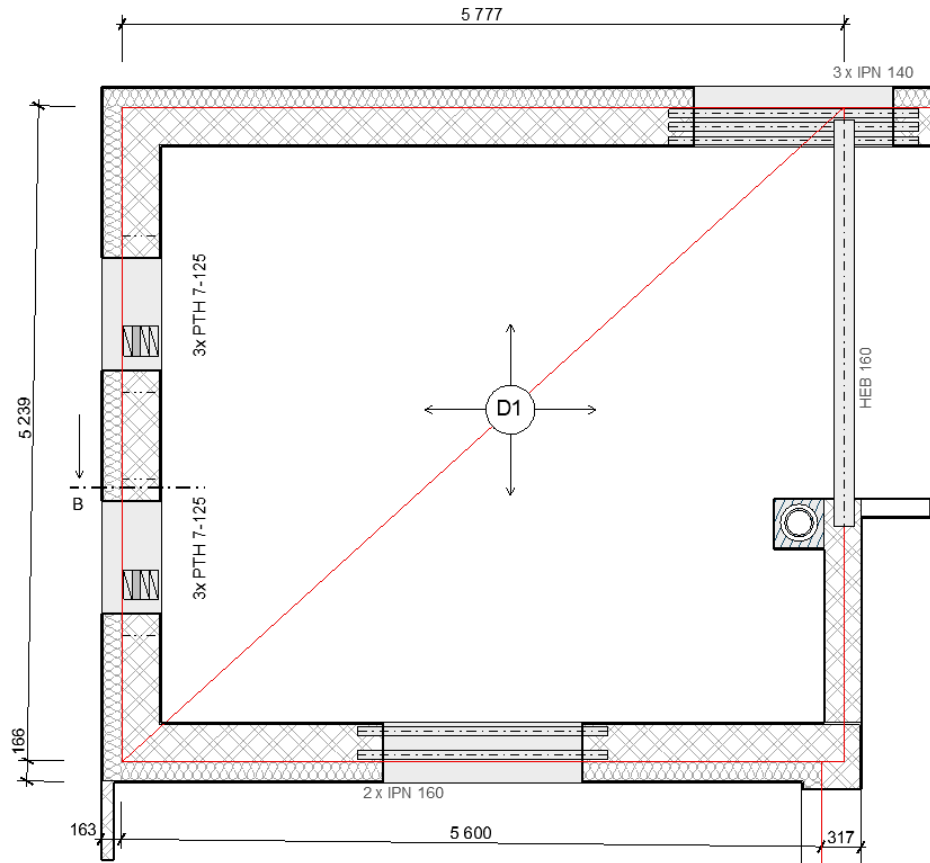
Předmětná stavba, ve které se nachází posuzovaná stropní konstrukce je rodinným domem v obci nedaleko Skutče. Původní stavba byla o stáří více než 150 let (je patrná již na archivních mapách – císařských otiscích stabilního katastru datovaných k r. 1839). Objekt rodinného domu byl přízemní stavba půdorysu tvaru písm. „L“, částečně podsklepená s nevyužitým půdním prostorem, zastřešená nesouměrnou sedlovou střechou se sklonem 32° a 45° . Svislé konstrukce v 1.PP byly zděné kamenné na hubenou maltu, z části zděné na sucho, stropní konstrukce nad 1.PP byla kamenná valená klenba. Svislé konstrukce v 1.NP byly masivní zdi ze smíšeného kamenného a cihelného zdiva na hubenou, popř. vápennou maltu, stropní konstrukce dřevěná trámová, veškeré konstrukce půdního prostoru a střešní konstrukce byly dřevěné trámové, tradiční tesařsky vázané. Na objektu, vzhledem ke jeho stáří, zanedbané údržbě a skutečnosti, že se nachází na sesuvném území (významná část obce se nachází na sesuvu č. č. 4457, suchý se sklonem 8° , aktivní o výměře $83\,590\text{ m}^2$, dokumentován 28.2.1963, revidován v r. 1982 – informace převzata z mapové aplikace „svahové deformace“ na www.geology.cz), byly patrné dílčí poruchy (praskliny ve zdivu), které nebyly s ohledem na tloušťku zdiva havarijní, nicméně byly významné. Konstrukce střechy byla dožilá, napadena dřevokaznými škůdci z důvodu

zatékání, vyžadovala tedy výměnu, shodně i stropní konstrukce, u které nebylo možné napadení škůdci rovněž vyloučit a zároveň bylo třeba sjednotit výšku stropní konstrukce pro nově navrhované využití podkrovního prostoru. V objektu byly podlahové konstrukce v různých výškových úrovních, což není v dnešní době vyhovující stav, stávající sklep byl nežádoucí především z dispozičního hlediska, dále problematiky pronikání vlhkosti a skutečnosti, že se nacházel pod úrovní přilehlé pozemní komunikace, proto bylo navrženo jeho zasypání.

Projektová dokumentace pro ohlášení stavebních úprav tohoto objektu byla vypracována na „přístavbu, nástavbu a stavební úpravy objektu“, nicméně již od počátku bylo zřejmé, že ve skutečnosti dojde k demolici objektu a následné novostavbě ve shodných objemových parametrech. Dodržení objemových parametrů stavby bylo nutné především z důvodu velikosti stavebního pozemku, jelikož pozemek stavebníka byl pouze „obrys“ stavby bez dalších přilehlých pozemků a dále se jedná o objekt dvojdomu, na objekt navazuje sousední objekt, proto bylo třeba zachovat výškové a objemové řešení stavby. Legislativní správnost tohoto úkonu „demolice a následné novostavby“ proti, v projektové dokumentaci, uvedené přístavbě, nástavbě a stavebním úpravám je bez komentáře, jelikož samotný rozbor těchto poměrně běžných skutečností (zcela zřejmé, přesto obvyklé, obcházení stavebního zákona a jeho prováděcích předpisů) by vydal, zcela určitě, na samostatnou práci.

3.2.2. Původně navržená konstrukce

Po demolici objektu byla, na konsolidovaných stávajících základových pasech (kamenných skládaných), provedena nová zesílená železobetonová deska podkladního betonu, na kterou bylo vyzdííváno nové obvodové zdivo 1.NP Porotherm PROFI tl. 300 mm. Stropní konstrukce, s ohledem na nutnost udržet nízkou výšku konstrukcí, byla zvolena jako železobetonová, monolitická deska tl. 150 mm, křížem armovaná, prostě uložená, jelikož prostor posuzované stropní konstrukce byl téměř čtvercového půdorysu, což se nabízelo jako nejvhodnější řešení viz *Obrázek 3 - původně navržená stropní konstrukce – půdorys*

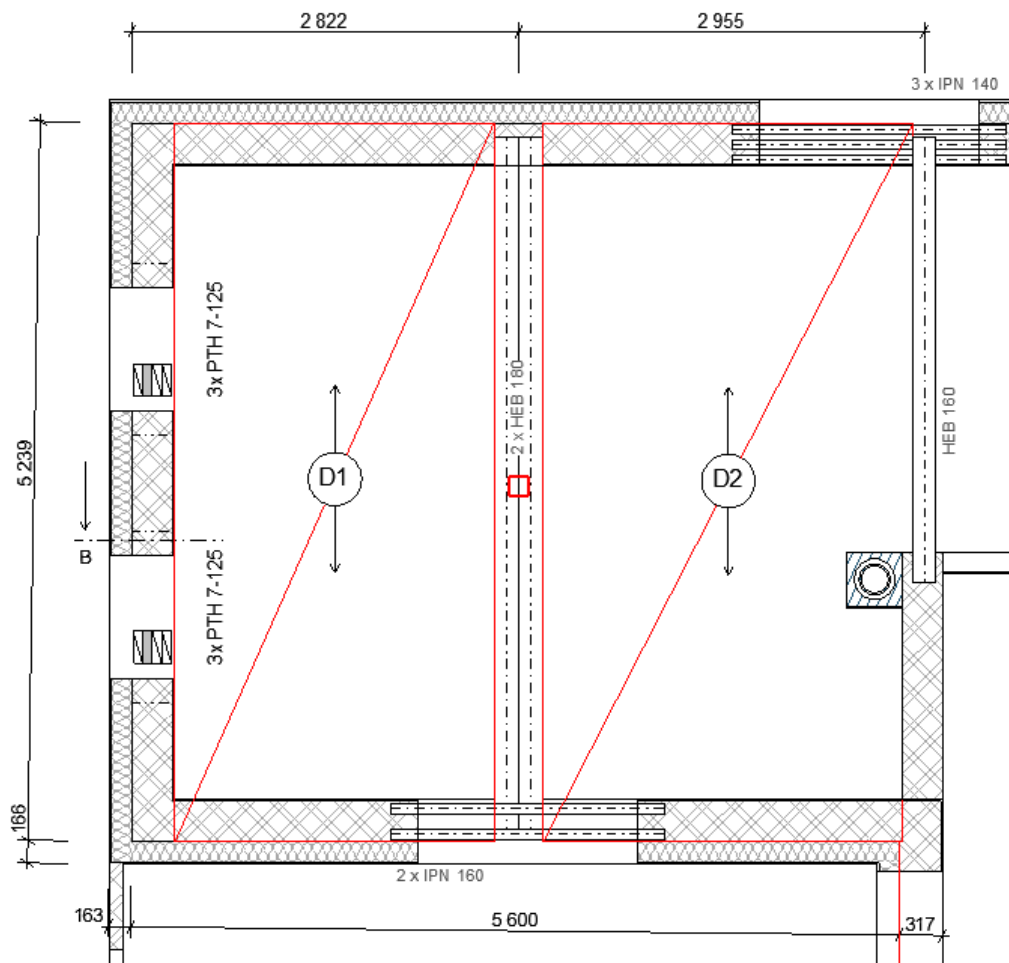


Obrázek 3 - původně navržená stropní konstrukce – půdorys

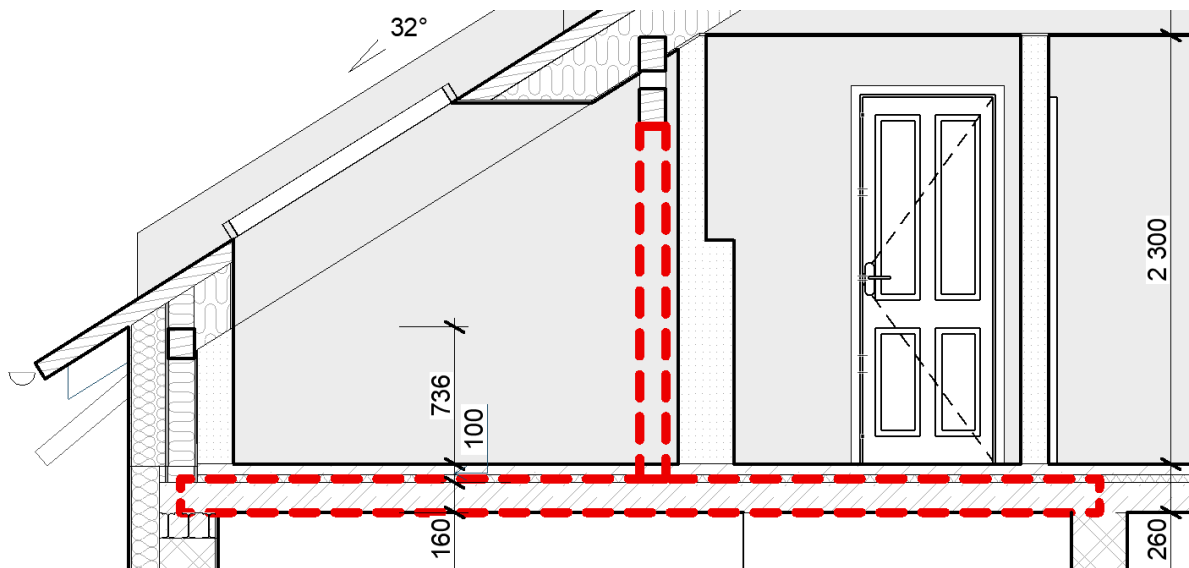
3.2.3. Konstrukce dle projektové dokumentace pro ohlášení stavby

Ještě v průběhu provádění projektové dokumentace nastala nutnost vyřešit vnesení konstrukce střechy a související požadavek stavebníka zachovat v podkroví sloupek krovu jako designový prvek, ale tento sloupek byl velmi nevhodně umístěn vůči řešené stropní desce, nacházel se téměř uprostřed stropní desky, tj. v nejvíce namáhaném místě a jednalo se o poměrně značné bodové zatížení $Q_d = 79,62 \text{ kN}$, jak je uvedeno dále (tato hodnota reprezentuje maximální hodnotu kombinace výpočtového stálého i nahodilého zatížení od střešní konstrukce vč. součinitelů spolehlivosti pro daná zatížení). Tenkou železobetonovou deskou by bylo poměrně problematické dimenzovat na takové bodové zatížení v nejméně výhodném místě, proto projektant přistoupil k velmi snadnému řešení (nikoli ideálnímu), kdy navrženou čtvercovou křížem armovanou deskou nahradil dvěma polovičními obdélníkovými prostě uloženými jednosměrně pnutými deskami shodné tloušťky 150 mm, do prostoru pod sloupek krovu (doprostřed původní křížem armované desky, tj. mezi dvě jednosměrné obdélníkové desky) umístil vedle sebe prostě uložené 2 svařené profily HEB 180 a sloupek krovu je kotven do uvedených ocelových profilů. Toto řešení je patrné viz *Obrázek 4 – půdorys*

stropní konstrukce dle projektové dokumentace a Obrázek 5 – řez stropní konstrukce dle projektové dokumentace a statické posouzení původního stavu (projektová dokumentace k ohlášení stavby) odpovídá tomuto řešení konstrukce. Zde je ještě nutné podotknout, že v původním návrhu byla stropní deska posouzena samostatně na stálé zatížení odpovídající skladbě stropní konstrukce nad 1.NP vč. nahodilého užitého zatížení podlaží podkroví, ale profily HEB byly, výrazně na stranu bezpečnosti, zatíženy pro účely statického posouzení nejen vlastní tíhou a osamělým břemenem sloupku krovu, ale rovněž byly přitíženy, nad rámec uvažovaného působení, z každé strany $\frac{1}{2}$ rozpětí uvedené stropní desky (stále zatížení dle skladby vč. užitého nahodilého zatížení, jako kdyby tvořily třetí liniovou podporu stropní desky). Je tedy zřejmé, že ocelové prvky HEB byly poměrně výrazně „předimenzovány“, což dále vyplýne z výpočtové části, a proto lze s jistotou uvažovat, že celá konstrukce se, z hlediska mechanického namáhání, plně nachází v pružné oblasti pracovního diagramu příslušných stavebních materiálů (beton, ocel) a nejsou tedy prováděny výpočty uvažující s plastickým chováním materiálů.



Obrázek 4 – půdorys stropní konstrukce dle projektové dokumentace

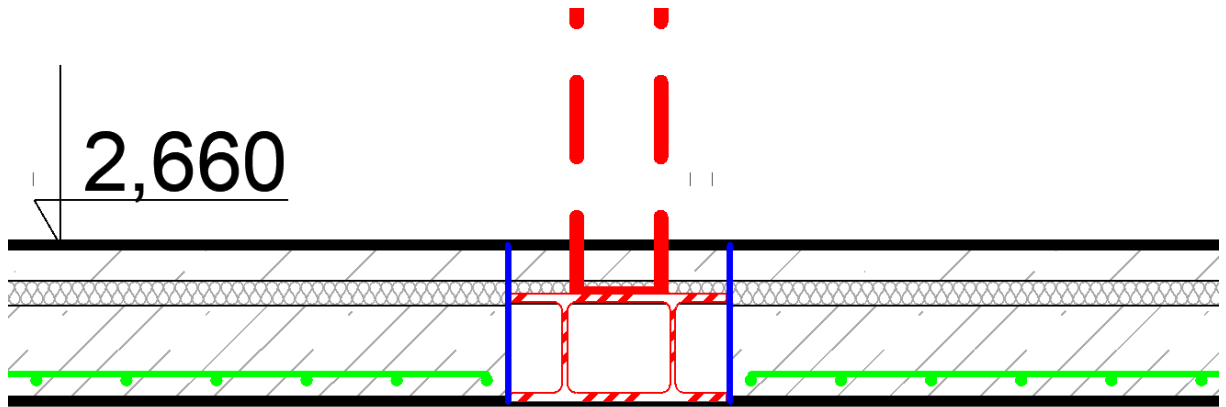


Obrázek 5 – řez stropní konstrukce dle projektové dokumentace

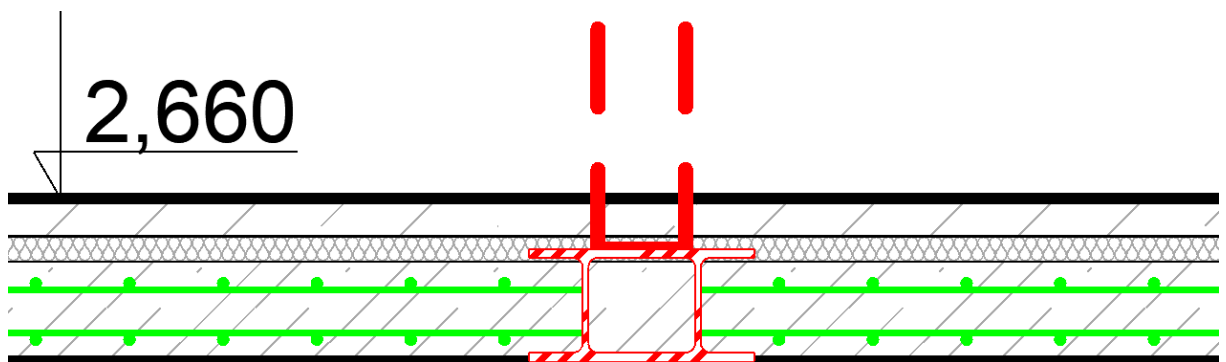
3.2.4. Změna konstrukce

V průběhu provádění stavby, zhotovitel stavby v první řadě nevyhotovil prováděcí dokumentaci, což je, především u drobných pozemních staveb jako jsou rodinné domy, největším zdrojem různorodých problémů a následných rozporů mezi stavebníky a zhotoviteli (především finančních), jelikož pouze prováděcí dokumentace je schopna postihnout veškeré detaily stavby a jejího provádění. Stavba tedy byla prováděna v rozporu s platným stavebním zákonem a jeho prováděcími předpisy a byla prováděna pouze podle projektové dokumentace pro ohlášení stavebního záměru, která nemá sloužit a neslouží pro provádění stavby.

Původní, v projektové dokumentaci navržená konstrukce, viz *Obrázek 6 – detail řezu stropní konstrukce dle projektové dokumentace*, obsahovala důsledné dilatování železobetonové stropní desky od ocelových profilů s dřevěným sloupkem krovu (ač tomu tedy neodpovídalo zatížení HEB profilů viz výše). Zelenou barvou je na tomto obrázku schematicky znázorněno vyztužení železobetonové desky (v řezu je vyznačena hlavní nosná výztuž, podélnou plnou čarou je znázorněna rozdělovací výztuž dle konstrukčních zásad), modrou barvou dilatační spára a tlustou čárkovanou červenou čarou je znázorněno uložení dřevěného sloupku krovu na ocelové profily (byť řez není na tomto obrázku přímo veden dřevěným sloupkem). Je zřejmé, že takto navržená konstrukce nebyla z uživatelského hlediska ideální a komfortní, jelikož by podlaha podkroví ve skutečnosti obsahovala 2 krycí lišty dilatačních spár vedoucích napříč místností a tyto by byly ve vzájemné vzdálenosti cca 320 mm (šířka obou HEB profilů), což by např. komplikovalo úklid a údržbu podlahové krytiny.



Obrázek 6 – detail řezu stropní konstrukce dle projektové dokumentace

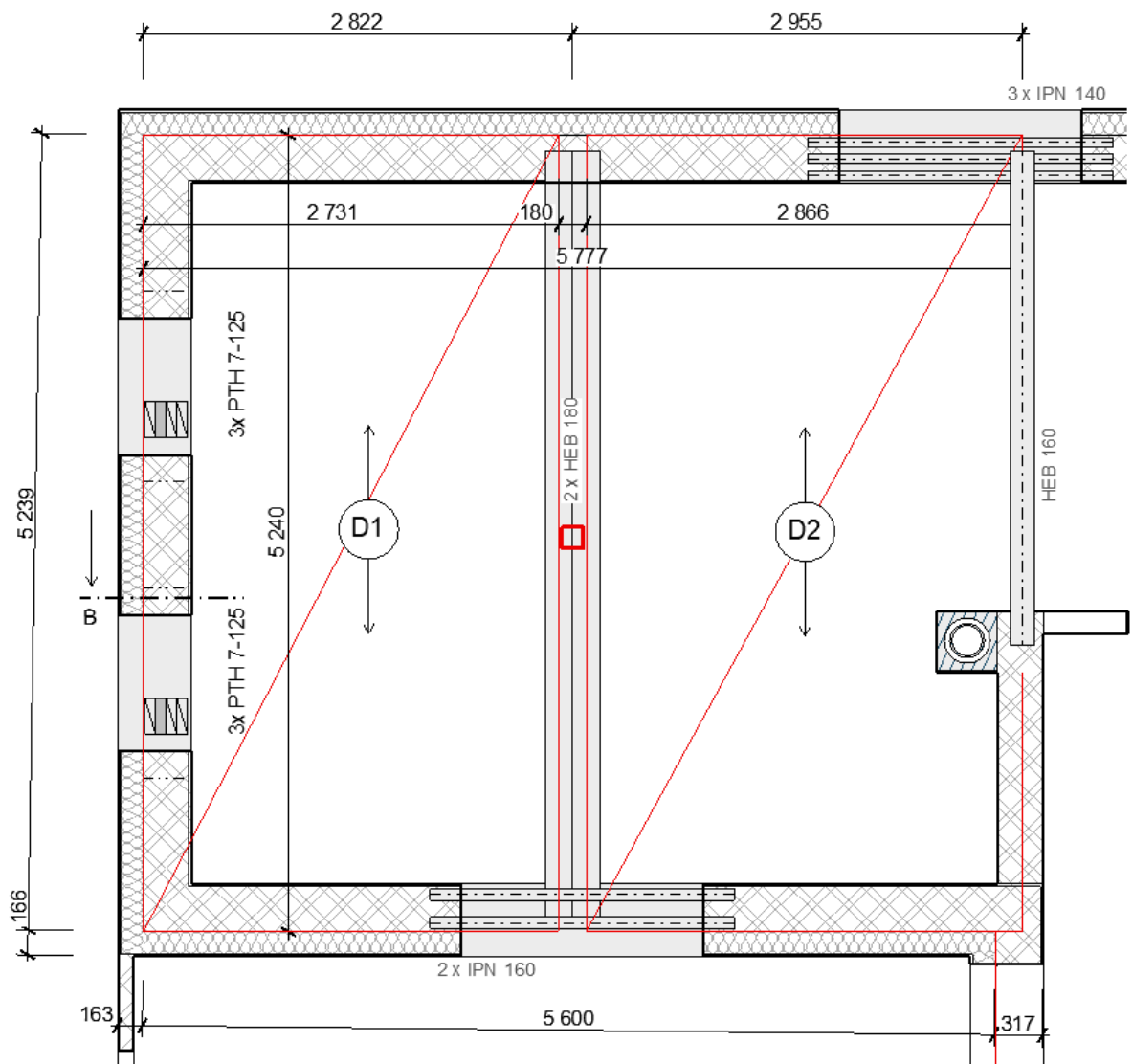


Obrázek 7 – detail řezu stropní konstrukce skutečné provedení se změnami

Zhotovitel stavby provedl následující změny viz *Obrázek 7 – detail řezu stropní konstrukce skutečné provedení se změnami* **Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.:**

- 1) Výztuž železobetonové stropní desky byla provedena shodných profilů jako hlavní nosná výztuž, dle projektové dokumentace, ale byla takto provedena v **obou směrech** (podélném i příčném – hlavní i rozdělovací) **a při obou površích** desky (horním i dolním). Z hlediska krytí výztuže betonem je blíže okrajům desky provedena vždy výztuž ve směru větší volné délky konstrukce (podélný směr – rovnoběžně s HEB).
- 2) Příčná výztuž (kolmo k ocelovým HEB profilům) byla, pravděpodobně z důvodu zjednodušení betonáže (odstranění nutnosti podkládání výztuže pro zajištění potřebného krytí výztuže betonem a udržení její polohy při betonáži), přivařena k ocelovým HEB profilům, čímž došlo zároveň k lokálnímu teplotnímu ovlivnění HEB profilů (negativní ovlivnění pevnostních charakteristik v lokální části průřezu) a „spřažení“ výztuže železobetonové desky s uvedenými HEB profily.

- 3) Betonáž stropní desky byla provedena až ke stojinám HEB profilů, čímž došlo k částečnému uložení stropní desky na pásnici těchto profilů a rovněž na protilehlé straně došlo k uložení stropní desky na obvodovou stěnu – obdobně jako původní uložení křížem armované desky viz *Obrázek 3 - původně navržená stropní konstrukce – půdorys*
- 4) , srovnání viz *Obrázek 8 – půdorys stropní konstrukce skutečné provedení se změnami*. Uložení na stěnu splňuje požadavky na minimální úložnou délku železobetonové konstrukce, uložení na HEB profil neplní konstrukční zásady a požadavky na minimální uložení viz dále ve výpočtové části. Přesto i toto částečné uložení ovlivňuje vzájemnou tuhost materiálů a spolupůsobení.



Obrázek 8 – půdorys stropní konstrukce skutečné provedení se změnami

V rámci stavebních prací na železobetonové desce, nebyla zhotovitelem dodržena pracovní kázeň, kdy, po odbednění konstrukce, byly v některých místech železobetonové desky shora patrné i pouhým pohledem pruty betonářské výztuže na vnějším líci konstrukce. Některé pruty betonářské výztuže tak nemají zcela žádné krytí betonem, dle platných předpisů. Dále nebyla dodržena rovinnost desky na spodním líci, jelikož bylo použito značně zprohýbané bednění.

3.2.5. Předpoklady učiněné před provedením výpočtu

Z uvedených skutečností a obrázků je zřejmé, že provedené změny mají významný vliv na výsledné chování stavební konstrukce. Tato se, dle původního návrhu, měla, ze statického hlediska, chovat jako 3 samostatné prosté nosníky v pořadí prostě uložená deska, prostě uložený nosník HEB a prostě uložená deska, vše v podélném směru (směr délky profilu HEB).

Lze zcela jistě určit, že po provedení těchto změn se stropní železobetonové desky z části budou chovat jako prostorové konstrukce, desky křížem armované, výsledné průhyby všech částí nebudou odpovídat průhybům prostého nosníku, ale budou vzájemně ovlivněny spolupůsobením a vzájemnou tuhostí a v příčném směru (kolmo na profil HEB), kdy původně nebylo uvažováno žádné vzájemné působení, se konstrukce nově bude chovat jako konstrukce na pomezí prostého nosníku a spojitého nosníku, ovšem v tomto případě bez nadpodporových momentů, což má právě největší vliv na železobetonové konstrukce z důvodu jejich vyztužování.

Statický výpočet, který je součástí projektové dokumentace pro ohlášení stavebního záměru sám o sobě vykazuje určité vady a nedostatky, které jsou popsány v jednotlivých částech níže (např. neposouzení na smyk železobetonové desky, nesprávně stanovená hodnota max. průhybu apod.), proto byl proveden kompletní statický přepočtení konstrukce, dle zatěžovacích parametrů a součinitelů uvedených v této projektové dokumentaci pro ohlášení stavby.

3.3. Parametry řešené konstrukce

Zatížení stavební konstrukce je, s ohledem na požadavek této práce – porovnání původně navržené konstrukce s jejím skutečným provedením – voleno shodné s původním statickým zatížením posuzované stropní konstrukce vč. normových součinitelů apod. (rozdíly proti aktuálně platným hodnotám jsou uvedeny v jednotlivých tabulkách). Výpočet původního návrhu konstrukce i výpočet skutečného provedení konstrukce tedy uvažuje shodné návrhové parametry vč. geometrie průřezů, tloušťky desek apod.

Návrhové parametry:

tloušťka železobetonové desky	$h_d = 150 \text{ mm}$
beton	C 25/30 XC1 S4 C10,2 D _{max.} 16 mm
betonářská výztuž	B500B Ø 12 mm
ocelový profil	S235 2 x HEB 180
volný (světlý) rozměr konstrukce	$l = 4,61 \text{ m}$

3.4. Materiálové charakteristiky

Beton C 25/30	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$	$\gamma_m = 1,5$	$f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$
	$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$	$\varepsilon_{cu,3} = -3,5 \text{ ‰}$	$E_{cm} = 30 \times 10^3 \text{ MPa}$
Ocel B500B Ø 12 mm	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	$\gamma_m = 1,15$	$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$
	$\varepsilon_{y,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,78}{200000} = 2,174 \text{ ‰}$		$E = 200 \times 10^3 \text{ MPa}$
Ocel S235	$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$	$\gamma_m = 1,0$	$f_{yd} = 235 \text{ MPa}$
	$E = 210 \times 10^3 \text{ MPa}$		

3.5. Zatížení řešené konstrukce

Zatížení posuzované konstrukce je dáno stálým zatížením konstrukcí podlahy 2. nadzemního podlaží (podkroví), vlastní tíhou stropní konstrukce nad 1.NP, dále užitným nahodilým zatížením 2. nadzemního podlaží a zatížením od osamělého břemene, výslednicí zatížení od střešní konstrukce – sloupku krovu (výslednice zatížení od sloupku krovu byla zvolena jako nejvyšší hodnota všech kombinací zatížení střešní konstrukce – stálého i nahodilého zatížení vč. součinitelů zatížení z projektové dokumentace pro ohlášení stavby). Výsledné zatížení vychází z hodnot z projektové dokumentace uvedených níže viz *Tabulka 2 - Zatížení stropní konstrukce nad 1.NP*. Nahodilé (užitné) zatížení dané tab. 6.2(CZ), dle NA.2.4 ČSN EN 1991-1-1 (3.2) je pro kat. A stanoveno hodnotou $q_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$, jelikož původní návrh v projektové dokumentaci navýšil tuto hodnotu na $2,0 \text{ kN/m}^2$, je dále uvažováno s touto hodnotou. V původním statickém výpočtu je zatížení osamělým břemenem – sloupkem krovu reprezentováno hodnotou $Q_d = 79,62 \text{ kN}$, jedná se o celkovou extrémní hodnotu stálého i nahodilého zatížení od střešní konstrukce, je tedy dále uvažováno s touto hodnotou. V původním statickém výpočtu je uvažováno s hodnotou součinitele stálého zatížení $\gamma_{G,sup} = 1,2$ (ačkoli tab. A1.2(B) ČSN EN 1990 ed. 2 (3.1) uvádí hodnotu $\gamma_{G,sup} = 1,35$), je proto

dále uvažováno s touto hodnotou. Světlá šířka mezi obvodovými stěnami stropní konstrukce je 4,61 m, zatěžovací šířky stropu (v příčném směru) jsou uvažovány ½ rozpětí z šířky 3,0 m a 2,6 m, tj. celkem 2,8 m, shodně s původním návrhem.

Uvažované parametry konstrukce: životnost kategorie 4 dle tab. 2.1 ČSN EN 1990 ed. 2
třída vlivu prostředí XC1

Tabulka 2 - Zatížení stropní konstrukce nad 1.NP

Typ konstrukce / zatížení	Návrhové zatížení q_k [kN/m ²]	Součinitel zatížení $\gamma_{G(O),sup}$	Výpočtové zatížení q_d [kN/m ²]	Zatížení na 1 m desky q_d [kN/m]
nahodilé užité zatížení 2.NP	2,0	1,5	3,0	3,0
Nahodilé celkem	2,0		3,0	
betonová podlaha tl. 60 mm	1,27	1,2	1,52	1,52
podlahový EPS tl. 40 mm	0,006	1,2	0,007	0,007
železobetonová deska tl. 150 mm	3,75	1,2	4,5	4,5
Stálé celkem	5,03		6,03	
Celkem nahodilé + stálé	7,03		9,03	9,03 kN/m

Kombinace zatížení je dána pro mezní stav únosnosti STR/GEO (základní kombinaci) rovnicí čl. 6.4.3.2 ČSN EN 1990 ed. 2 a tab. A1.1 této normy, jako méně příznivá kombinace:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2)$$

Součinitele pro mezní stav únosnosti soubor hodnot STR/GEO ČSN EN 1990 ed. 2 tab. A1.2(B)

- stálá zatížení:

$$\gamma_{G,sup} = 1,2 \text{ (nepříznivá)}$$

$$\xi = 0,85$$

- nahodilá zatížení:

$$\gamma_Q = 1,5 \text{ (nepříznivá)}$$

$$\psi_0 = 0,7$$

Méně příznivá varianta vychází z rovnice (2) $q_d = 9,63 \text{ kN/m}$.

3.6. Výpočet a posouzení původně navržené konstrukce

3.6.1. Návrh a posouzení železobetonové jednosměrně pnuté desky MSÚ

3.6.1.1. Efektivní délka

Volná délka konstrukce $l = 4,61$ m. Uvažováno prosté uložení 300 mm na obou koncích desky.

Tloušťka desky $h_d = 150$ mm.

Efektivní délka nosníku (konstrukce) je dána světlostí a uložením konstrukce rovnicí:

$$a_i = \min. \left[\begin{array}{l} \frac{1}{2}t = \frac{1}{2} \times 300 = 150 \text{ mm} \\ \frac{1}{2}h = \frac{1}{2} \times 150 = 75 \text{ mm} \end{array} \right] = 75 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = l_0 + 2a_i = 4610 + 2 \times 75 = 4760 \text{ mm}$$

3.6.1.2. Výpočet vnitřních sil prostého nosníku

Maximální ohybový moment v kritickém místě – v $\frac{1}{2}$ délky desky.

$$M_{ed} = \frac{1}{8} q_d l_{ef}^2 = \frac{1}{8} \times 9,63 \times 4,76^2 = 27,27 \text{ kNm}$$

Maximální posouvající síla v kritickém místě – v místě uložení desky.

$$V_{ed} = \frac{1}{2} q_d l_{ef} = \frac{1}{2} \times 9,63 \times 4,76 = 22,92 \text{ kN}$$

3.6.1.3. Krytí výztuže a účinná výška

Minimální krytí výztuže je dáno rovnicí:

$$c_{min} = \max. \left[\begin{array}{l} c_{min,b} = \emptyset = 12 \text{ mm} \\ \Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm} \\ c_{min,dur} + 0 = 15 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right] = 15 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

Účinná výška průřezu:

$$d = h - c_{nom} - \frac{\emptyset}{2} = 150 - 25 - \frac{12}{2} = 119 \text{ mm}$$

3.6.1.4. Návrh výztuže průřezu desky

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{b \times d \times \eta \times f_{cd}}{f_{yd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{ed}}{b \times d^2 \times \eta \times f_{cd}}} \right) = \frac{1000 \times 119 \times 1 \times 16,67}{434,78} \left(1 - \right.$$

$$\left. \sqrt{1 - \frac{2 \times 27270000}{1000 \times 119^2 \times 1 \times 16,67}} \right) = 561,65 \text{ mm}^2$$

- byla navržena výztuž $\emptyset 12$ mm á 100 mm $A_s = 1131 \text{ mm}^2$

3.6.1.5. Posouzení vyztužení

Posouzení minimálního a maximálního vyztužení průřezu:

$$A_{s,min} = \left[\begin{array}{l} \frac{0,26f_{ctm} \times b \times d}{f_{yk}} = \frac{0,26 \times 2,6 \times 1000 \times 119}{500} = 160,89 \text{ mm}^2 \\ 0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1000 \times 119 = 155 \text{ mm}^2 \end{array} \right]$$

$$A_s = 1131 \text{ mm}^2 \gg A_{s,min} = 160,89 \text{ mm}^2 - \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c = 0,04 \times 1000 \times 119 = 4760 \text{ mm}^2 \ll A_s = 1131 \text{ mm}^2 - \text{VYHOVÍ}$$

3.6.1.6. Posouzení vzdálenosti prutů

Posouzení minimální a maximální vzdálenosti výztuže:

$$\text{Hlavní výztuž } \min. \left\{ \begin{array}{l} 1,2 \varnothing = 1,2 \times 12 = 14,4 \text{ mm} \\ d_s + 5 = 12 + 5 = 17 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \end{array} \right\} = 15 \text{ mm}$$

$$\max. \left\{ \begin{array}{l} 2h = 2 \times 150 = 300 \text{ mm} \\ \leq 300 \text{ mm} \end{array} \right\} = 300 \text{ mm}$$

$15 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm}$ hlavní výztuž ve vzdálenosti 100 mm VYHOVÍ

3.6.1.7. Posouzení únosnosti průřezu – prostý ohyb MSÚ

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times \lambda \times \eta \times f_{cd}} = \frac{1131 \times 434,78}{1000 \times 0,8 \times 1 \times 16,67} = 36,88 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d} \leq \xi_{bal,1} \quad \xi_{bal,1} = \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} + \varepsilon_{yd}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,002174} = 0,617$$

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{36,88}{119} = 0,31 \leq \xi_{bal,1} = 0,617 \quad \text{VYHOVÍ}$$

$$z = d - 0,5 \lambda x = 119 - 0,5 \times 0,8 \times 36,87 = 104,25 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = A_s \times f_{yd} \times z = 1131 \times 434,78 \times 104,25 = 52,26 \text{ kNm} \geq M_{ed} = 27,27 \text{ kNm}$$

Návrh ohybové výztuže desky vyhoví pro MSÚ

3.6.1.8. Výpočet smykové síly ve vzdálenosti „d“ od podpory

$$V_{ed,1} = V_{ed} - q_d(a + d) = 22,92 - 9,63 \times (0,075 + 0,119) = 21,05 \text{ kN}$$

3.6.1.9. Posouzení, zda smykovou sílu přenesou pouze betonový průřez bez smykové výztuže MSÚ

- předpoklad, že všechny pruty výztuže desky jsou zavedeny do podpory

$$V_{Rd,c} = c_{rd,c} \times k(100\rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times b_w \times d \geq V_{min} \times b_w \times d$$

$$c_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{119}} = 2,30$$

- byla navržena výztuž $\varnothing 12 \text{ mm} \text{ á } 100 \text{ mm}$ $A_{st} = 1131 \text{ mm}^2$

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w \times d} = \frac{1131}{1000 \times 119} = 0,0095$$

$$V_{min} = 0,035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 2,3^{\frac{3}{2}} \times 25^{\frac{1}{2}} = 0,609$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times 2,3(100 \times 0,0095 \times 25)^{\frac{1}{3}} \times 1000 \times 119 = 94,27 \text{ kN}$$

$$V_{min} \times b_w \times d = 0,609 \times 1000 \times 119 = 72,47 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 94,27 \text{ kN} > V_{min} \times b_w \times d = 72,47 \text{ kN}$$

Smykové namáhání přeneše pouze betonový průřez s hlavní výztuží protaženou až do líce podpory, dle konstrukčních zásad, není třeba navrhovat smykovou výztuž.

3.6.1.10. Výpočet průhybu desky

$$I_{desky} = \frac{1}{12} b \times h^3 = \frac{1}{12} 1000 \times 150^3 = 281,25 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$w_s = \frac{5q_d l_{ef}^4}{384E_y} = \frac{5 \times 9,63 \times 4760^4}{384 \times 30000 \times 281,25 \times 10^6} = 7,63 \text{ mm}$$

Mezní stav použitelnosti nebyl v původní projektové dokumentaci posuzován. Výpočet je proveden pro porovnání jednotlivých průhybů konstrukce.

3.6.1.11. Závěr

Deska bude vyztužena hlavní výztuží B500B profilu $\varnothing 12 \text{ mm} \text{ á } 100 \text{ mm}$ a rozdělovací výztuží v příčném směru dle konstrukčních zásad. Vyhoví na posouzení ohybu i smyku v mezním stavu únosnosti (shodně s původní projektovou dokumentací).

3.6.2. Návrh a posouzení prostě uložených HEB profilů MSÚ + MSP

Zatížení průvlaku pod sloupkem krovu bylo (v původní projektové dokumentaci) nad rámec skutečnosti přitíženo stropní deskou viz výše a je dáno zatěžovací šířkou 3,0 m a 2,6 m (ZŠ celkem 2,8 m).

Liniové zatížení na celou délku nosníku vez vlastní tíhy $q = 9,63 \text{ kN/m}$ při zatěžovací šířce $b = 2,8 \text{ m}$, $q = 9,63 \times 2,8 = 26,96 \text{ kN/m}$, vlastní tíha ocelového profilu $q = 1,23 \text{ kN/m}$ (z ocelových tabulek vč. součinitele $\gamma_{G,sup} = 1,2$), celkem $q_d = 28,19 \text{ kN/m}$.

Zatížení dále osamělým břemenem od sloupku krovu $Q_d = 79,62 \text{ kN}$.

Volná délka konstrukce $l = 4,61$ m. Uvažováno shodně prosté uložení 300 mm na obou koncích nosníku.

3.6.2.1. Efektivní délka

Efektivní délka nosníku (konstrukce) je dána světlostí a uložením konstrukce rovnicí:

$$a_i = \min. \left[\begin{array}{l} \frac{1}{2}t = \frac{1}{2} \times 300 = 150 \text{ mm} \\ \frac{1}{2}h = \frac{1}{2} \times 160 = 80 \text{ mm} \end{array} \right] = 80 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = l_0 + 2a_i = 4610 + 2 \times 80 = 4770 \text{ mm}$$

3.6.2.2. Výpočet vnitřních sil prostého nosníku

Maximální ohybový moment v kritickém místě – ve vzdálenosti $a = 2,355$ m (zároveň působí osamělého břemene, $b = 2,415$ m).

$$M_{ed} = \frac{q_d a b}{2} + \frac{Q_d a b}{l_{ef}} = \frac{28,19 \times 2,355 \times 2,415}{2} + \frac{79,62 \times 2,355 \times 2,415}{4,77}$$

$$= 175,10 \text{ kNm}$$

Maximální posouvající síla v kritickém místě – v místě uložení osamělého břemene.

$$V_{ed} = \frac{q_d l_{ef}}{2} + \frac{Q_d a}{l_{ef}} = \frac{1}{2} \times 28,19 \times 4,77 + \frac{79,62 \times 2,355}{4,77} = 106,54 \text{ kN}$$

3.6.2.3. Návrh průřezu – prostý ohyb

$$W_{min.} = \frac{M_{sd}}{f_{yd}} = \frac{175,10 \times 10^6}{235} = 745,1 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

navržen 2 x ocelový válcovaný profil HEB 180

dle tabulkových hodnot průřezový modul 1 profilu HEB 180 $W_{el,y} = 426\,000 \text{ mm}^3$, celkem

$$W_{el,y} = 852\,000 \text{ mm}^3$$

dle tabulkových hodnot moment setrvačnosti 1 profilu HEB 180 $I_y = 38,3 \times 10^6 \text{ mm}^4$, celkem

$$I_y = 76,6 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

3.6.2.4. Posouzení únosnosti průřezu – prostý ohyb MSÚ

$$M_{Rd} = W_{el,y} \times f_{yd} = 852\,000 \times 235 = 200,22 \text{ kNm} \geq M_{ed} = 175,1 \text{ kNm}$$

Profil vyhoví

3.6.2.5. Posouzení únosnosti průřezu – smyk MSÚ

$$V_{ed} = 106,54 \text{ kN}$$

$$V_{pl,y,Rd} = \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_M} = \frac{2,02 \times 10^3 \times \frac{235}{\sqrt{3}}}{1,0} = 274,07 \text{ kN} > V_{ed} = 106,54 \text{ kN}$$

Profil vyhoví, smykové namáhání přenese 1 profil HEB

3.6.2.6. Mezní stav použitelnosti MSP

Pro výpočet průhybu v kritickém místě – ve vzdálenosti $a = 2,355 \text{ m}$ (zároveň působí osamělého břemene, $b = 2,415 \text{ m}$) lze využít řešení pomocí metody jednotkových sil s aplikací Vereščaginova pravidla. Pro vyřešení reakcí na zadaném rovinném nosníku je třeba nejprve provést uvolnění nosníku z vnějších vazeb a účinek těchto vnějších vazeb nahradit složkami reakcí R_x , R_z a M_r . Smysl složek reakcí lze libovolně zvolit a při následujícím výpočtu se jejich orientace buď potvrdí (znaménko +) nebo obrátí (znaménko -). Uvolněním nosníku a nahrazením vazeb složkami reakcí vznikne soustava sil v rovině. Tato soustava má být v rovnováze, a tak vyřešíme velikosti složek reakcí z podmínek rovnováhy. V řešeném případě nosníku se využije 2 silových podmínek rovnováhy, a to do směrů os x a z a dále jedné momentové k podpoře. Provede se přiložení jednotkového momentu M do místa hledané deformace řešeného nosníku, a to s orientací dle předpokládané deformace. Pro vyřešení reakcí na zadaném rovinném nosníku je třeba nejprve provést uvolnění nosníku z vnějších vazeb a účinek těchto vnějších vazeb nahradit složkami reakcí R_x , R_z a M_r . Ohybové momenty se vždy určují jako součet statických momentů všech sil, osamělých momentů i reakcí k danému řezu zleva nebo zprava. Vykreslení ohybových momentů se řídí následující konvencí: hodnota momentu se vynášší na stranu tažených vláken. Pro výpočet deformace se uplatní část Maxwell-Mohrova vztahu, která obsahuje pouze práci ohybových momentů (práce normálových a posouvajících sil bude zanedbána).

$$w_d = \int_0^l \frac{M\bar{M}}{EI} dx$$

Hodnotu uvedeného integrálu lze s výhodou určit pomocí Vereščaginova pravidla. Toto pravidlo nám integrál ze součinu dvou funkcí převádí na součin plochy prvního momentového obrazce A_M a pořadnice druhého momentového obrazce v místě těžiště prvního M_T .

$$w_d = \int_0^l \frac{M\bar{M}}{EI} dx = A_M \bar{M}_T$$

Jelikož v daném případě je rozdíl umístění působišť osamělého břemene vůči středu nosníku velmi malý (0,06 m) a v daném případě pro průhyb je, s ohledem na poměr velikosti osamělého břemene a velikosti spojitěho zatížení, rozhodující osamělé břemeno, lze aplikovat zjednodušující tabulkové vztahy pro výpočet průhybu nosníku v jeho středu, kdy výsledný průhyb je součtem průhybu od spojitěho zatížení a průhybu od osamělého břemene (s vědomím malé odchylky od skutečné hodnoty průhybu).

$$w_s = \frac{Q_d l_{ef}^3}{48EI_y} + \frac{5q_d l_{ef}^4}{384EI_y} = \frac{79620 \times 4770^3}{48 \times 210000 \times 76,6 \times 10^6} + \frac{5 \times 28,19 \times 4770^4}{384 \times 210000 \times 76,6 \times 10^6} = 23,00 \text{ mm}$$

max. dovolený průhyb pro průvlak je stanoven tab. NA.1 ČSN EN 1993-1-1 ed. 2 (3.4)

$$w_{\max} = l/400$$

$$w_{\max} = \frac{l_{ef}}{400} = \frac{4770}{400} = \mathbf{11,93 \text{ mm}} < w_s = \mathbf{23,00 \text{ mm}}$$

Profil nevyhoví.

3.6.2.7. Závěr

Navržený profil 2 x HEB 180 z oceli S235 vyhoví z hlediska únosnosti pro prostý ohyb i smyk. Nevyhoví, za zadaných podmínek, na mezní stav použitelnosti.

V původním statickém výpočtu projektové dokumentace byla uvažována hodnota $w_{\max} = l/200$, což je v rozporu s tab. NA.1 ČSN EN 1993-1-1 ed. 2 (3.4), nicméně, pokud by tento nosník nebyl (nad rámeček) uvažován se zatížením stropní deskou na 1/2 rozpětí desky, ale pouze vlastní tíhou, zatížení podlahou pouze na šíři ocelových profilů a osamělým břemenem sloupku krovu, je pravděpodobné, že by vyhověl i na mezní stav použitelnosti. Průkaz této hypotézy je ověřen výpočtem dále z důvodu potřeby porovnání průhybu se softwarovým výpočtem.

3.6.3. Návrh a posouzení prostě uložených HEB profilů bez plošného přitížení deskou MSÚ + MSP

Zatížení průvlaku pod sloupkem krovu přitíženo stropní deskou viz výše a je dáno zatěžovací šířkou danou pouze dilatačním celkem (šířkou HEB profilů) tj. 0,36 m.

Liniové zatížení na celou délku nosníku vez vlastní tíhy $q = 9,63 \text{ kN/m}$ při zatěžovací šířce $b = 0,36 \text{ m}$, $q = 3,47 \text{ kN/m}$, vlastní tíha ocelového profilu $q = 1,23 \text{ kN/m}$ (z ocelových tabulek vč. součinitele $\gamma_{G,\text{sup}} = 1,2$), celkem $q_d = \mathbf{4,70 \text{ kN/m}}$.

Zatížení dále osamělým břemenem od sloupku krovu $Q_d = 79,62 \text{ kN}$.

Volná délka konstrukce $l = 4,61 \text{ m}$. Uvažováno prosté uložení 300 mm na obou koncích nosníku.

3.6.3.1. Efektivní délka

Efektivní délka nosníku (konstrukce) je shodná s výpočtem výše:

$$l_{ef} = l_0 + 2a_i = 4610 + 2 \times 80 = 4770 \text{ mm}$$

3.6.3.2. Výpočet vnitřních sil prostého nosníku

Maximální ohybový moment v kritickém místě – ve vzdálenosti $a = 2,355 \text{ m}$ (zároveň působí osamělého břemene, $b = 2,415 \text{ m}$).

$$M_{ed} = \frac{q_d a b}{2} + \frac{Q_d a b}{l_{ef}} = \frac{4,70 \times 2,355 \times 2,415}{2} + \frac{79,62 \times 2,355 \times 2,415}{4,77}$$

$$= 108,30 \text{ kNm}$$

Je zřejmé, že ohybový moment v původně uvažovaném zatěžovacím stavu (přetížení $\frac{1}{2}$ desky z každé strany) viz výše byl nadhodnocen o 61,7 % (108,30 kNm vs. 175,10 kNm).

Maximální posouvající síla v kritickém místě – v místě uložení osamělého břemene.

$$V_{ed} = \frac{q_d l_{ef}}{2} + \frac{Q_d a}{l_{ef}} = \frac{1}{2} \times 4,70 \times 4,77 + \frac{79,62 \times 2,355}{4,77} = 50,52 \text{ kN}$$

Je zřejmé, že posouvající síla v původně uvažovaném zatěžovacím stavu viz výše byla nadhodnocena o 110,9 % (50,52 kN vs. 106,54 kN).

3.6.3.3. Návrh průřezu – prostý ohyb

navržen shodně 2 x ocelový válcovaný profil HEB 180

dle tabulkových hodnot průřezový modul 1 profilu HEB 180 $W_{el,y} = 426\,000 \text{ mm}^3$, celkem $W_{el,y} = 852\,000 \text{ mm}^3$

dle tabulkových hodnot moment setrvačnosti 1 profilu HEB 180 $I_y = 38,3 \times 10^6 \text{ mm}^4$, celkem $I_y = 76,6 \times 10^6 \text{ mm}^4$

3.6.3.4. Posouzení únosnosti průřezu – prostý ohyb a smyk MSÚ

Profil vyhoví, na ohyb i smyk, jelikož zatížení bylo proti výpočtu z kapitol 3.6.2 - 3.6.2.7 sníženo při zachování shodného průřezu.

3.6.3.5. Mezní stav použitelnosti MSP

Aplikováno shodně zjednodušení z kapitoly 3.6.2.6 – osamělé břemeno je ve středu nosníku.

$$w_s = \frac{Q_d l_{ef}^3}{48EI_y} + \frac{5q_d l_{ef}^4}{384EI_y} = \frac{51010 \times 4770^3}{48 \times 210000 \times 76,6 \times 10^6} + \frac{5 \times 4,7 \times 4770^4}{384 \times 210000 \times 76,6 \times 10^6} = 9,14 \text{ mm}$$

max. dovolený průhyb pro průvlak je stanoven tab. NA.1 ČSN EN 1993-1-1 ed. 2 (3.4)

$$w_{\max} = l/400$$

$$w_{\max} = \frac{l_{ef}}{400} = \frac{4770}{400} = 11,93 \text{ mm} > w_s = 9,14 \text{ mm}$$

Profil vyhoví.

3.6.3.6. Závěr

Navržený profil 2 x HEB 180 z oceli S235 vyhoví z hlediska únosnosti pro prostý ohyb i smyk. Vyhoví na mezní stav použitelnosti. Z uvedených skutečností je zřejmé, že ačkoli projektová dokumentace obsahovala chybně stanovenou mezní hodnotu průhybu, z důvodu přetížení HEB deskou došlo k „předimenzování“ nosníku a tento vyhoví v obou mezních stavech, únosnosti i použitelnosti.

3.7. Výpočet a posouzení konstrukce s provedenými změnami

S ohledem na skutečnost, že upravená stropní konstrukce je z důvodů porovnání zcela shodná s původní konstrukcí, nejsou shodné parametry opakovaně počítány, tj. efektivní délka nosníku, krytí výztuže železobetonové desky, návrh výztuže železobetonové desky, posouzení minimální a maximální vzdálenosti výztuže železobetonové desky.

3.7.1. Teorie skutečného namáhání a chování konstrukce

Je zaveden předpoklad, že upravenou stropní konstrukci v daném případě nelze uvažovat jako tuhý prostý nosník v podélném směru (rovnoběžně s HEB) a na něm uloženou železobetonovou desku jako spojitý nosník v příčném směru (kolmo na HEB). V takovém případě, pokud by průhyby HEB nosníku byly minimální, bylo by možné jej uvažovat jako tuhou podporu pro desku v příčném směru a tu dále uvažovat jako spojitý nosník, popřípadě ji uvažovat jako spojitý nosník, který je zatížen poklesem podpory (při uvažování průhybem HEB nosníku). Tímto způsobem by bylo možné konstrukci modelovat pouze za podmínky, že ocelový nosník by byl umístěn pod deskou a deska shora na tomto nosníku, což v daném případě není splněno. Skutečnost, že deska je tuze spojena s ocelovými HEB profily v jedné úrovni a leží na dolní pásnici profilů, způsobí vzájemné ovlivnění, dané tuhostí jednotlivých

materiálů, ale zároveň tuhým spojením dojde k průhybu obou částí společně a profil HEB tedy vytvoří tuhou podporu desky, jelikož jeho deformace profilu musí být, logicky, shodná s deformací železobetonové desky. V daném případě tedy nedojde k vyvolání nadpodporových momentů jako v případě standardních spojitých nosníků.

Z hlediska deformací a následně i vzniklých vnitřních sil se upravená stropní konstrukce bude svým chováním blížit chování prostě podepřené křížem vyztužené železobetonové desky, s tím rozdílem, že deformace bude v kritickém místě ovlivněna tuhostí vloženého HEB profilu. Celkové deformace tedy budou menší, než by byly pouze pro samotnou železobetonovou desku.

Je zřejmé, že ve skutečnosti by bylo třeba ještě podrobně zkoumat skutečnou tuhost vzájemného spolupůsobení železobetonové desky s profily HEB, protože z technologických a materiálových důvodů nelze výše popsaný spoj skutečně uvažovat jako zcela tuhý spoj a uložení desky na profily HEB neplní veškeré konstrukční zásady pro uložení konstrukce. Rovněž je pravděpodobné, že ruční výpočet nedokáže dostatečně snadno popsat veškeré vzájemné spolupůsobení konstrukce a dopustíme se určitých zjednodušení. Nicméně posouzení tuhosti tohoto vzájemného spojení je již mimo rozsah této práce, na toto téma by bylo možné zpracovat samostatnou práci.

Z teorie křížem armovaných prostě uložených desek (citace):

„Po obvodě nepoddajně podepřená deska představuje konstrukci, u níž je zabráněno svislému průhybu okrajových částí. Deska je po svém obvodě podepřena dostatečně tuhými prvky (průvlaky, stěny), které předurčují způsob a směr roznášení jejího plošného zatížení. Na základě rovnosti středového průhybu desky je možné vyčíslit poměrnou část zatížení příslušející konkrétnímu směru, obecně platí, že více zatížení se je přenáшено ve směru kratšího rozpětí a tužšího upnutí. Z takto stanovené poměrné části zatížení lze při znalosti okrajových podmínek (způsobu uložení desky) vyčíslit namáhání (návrhový ohybový moment) konstrukce v rozhodujících průřezech. Pokud je zabráněno zvedání rohů desky, vznikají navíc v rozích desek záporné ohybové momenty a momenty kroucí. Největší kladné ohybové momenty (tažená spodní vlákna desek) vznikají uprostřed deskových polí, největší záporné ohybové momenty nad průvlaky. Vyztužení desky odpovídá zjištěnému namáhání. K vyztužování se pro jednoduchost používá ortogonální výztuž ve dvou směrech, ačkoli směry hlavních napětí se vlivem kroucích momentů stácejí.“ (2.2)

Proužková metoda spočívá ve vytvoření náhradních navzájem kolmých prostých nosníků, kdy přes jednotlivá pole desky jsou vedeny náhradní 1 m široké nosníky v každém

směru, které jsou následně řešeny jako běžné prosté nosníky s uvážením daných zatěžovacích stavů (zjednodušují se na střední 1 m široká pole s největšími deformacemi). Dochází tak k rozdělení zatížení do podélného a příčného směru dle rovnice:

$$(g + q)_x + (g + q)_y = (g + q).$$

Metoda dále vychází ze skutečnosti, že průhyb desky v obou směrech musí být uprostřed rozpětí obou náhradních nosníků shodný a závisí na okrajových podmínkách způsobu uložení desky. V daném případě je uložení desky na všech stranách shodné, jedná se o prostě uloženou desku, tj. v obou směrech je náhradním nosníkem prostý nosník s průhybem pro rovnoměrné spojitě zatížení v $\frac{1}{2}$ rozpětí:

$$w_q = \frac{5(g + q) \times l^4}{384 \times E \times I},$$

a průhybem pro osamělé břemeno v $\frac{1}{2}$ rozpětí:

$$w_Q = \frac{Q \times l^3}{48 \times E \times I}.$$

Obdobně jako výše u profilů HEB je aplikováno zjednodušení výpočtu průhybu konstrukce, kdy je uvažováno umístění osamělého břemene v $\frac{1}{2}$ rozpětí nosníku, jelikož umístění osamělého břemene je od $\frac{1}{2}$ rozpětí vzdáleno pouze 0,06 m. S vědomím malé nepřesnosti výsledků lze dojít k výrazně jednoduššímu ručnímu výpočtu.

Budeme uvažovat tedy pro směr x a y : spojitě zatížení $q = q_x + q_y$; zvolíme rozdělovací součinitel zatížení α ; $q_x = q \alpha_x$; $q_y = q \alpha_y = q (1 - \alpha_x)$ a obdobně pro osamělé břemeno $Q = Q_x + Q_y$; zvolíme rozdělovací součinitel zatížení β ; $Q_x = Q \beta_x$; $Q_y = Q \beta_y = Q (1 - \beta_x)$. Při výpočtu součinitele α a β se vychází z výše uvedené rovností průhybu ve směru osy x a y . Je uvažován směr x kolmo (příčně) na nosník HEB a směr y ve směru (podélně) nosníku HEB. Budou tedy platit následující vztahy, ze kterých určíme zvolené součinitele α a β :

$$\frac{5(q \times \alpha) \times l_x^4}{384 \times E_{desky} \times I_{desky}} + \frac{(Q \times \beta) \times l_x^3}{48 \times E_{desky} \times I_{desky}} = \frac{5(q \times (1 - \alpha)) \times l_y^4}{384 \times E_{HEB} \times I_{HEB}} + \frac{Q \times (1 - \beta) \times l_y^3}{48 \times E_{HEB} \times I_{HEB}} \quad (1)$$

$$\frac{5(q \times \alpha) \times l_x^4}{384 \times E_{desky} \times I_{desky}} = \frac{5(q \times (1 - \alpha)) \times l_y^4}{384 \times E_{HEB} \times I_{HEB}} \quad (2)$$

$$\frac{Q \times \beta \times l_x^3}{48 \times E_{desky} \times I_{desky}} = \frac{Q \times (1 - \beta) \times l_y^3}{48 \times E_{HEB} \times I_{HEB}} \quad (3)$$

Je zřejmé, že pro určení tohoto poměru je nutné určit poměr tuhosti jednotlivých posuzovaných částí, tj. desky a profilu HEB v příčném směru, který spolupůsobí s železobetonovou deskou. Z normy ČSN EN 1994-1-1 Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí (3.5), je určena spolupůsobící tzv. účinná šířka b_{eff} a následně, dle Bernoulliho hypotézy, platí, že průběh přetvoření ε při ohybu je přímkový, a protože se moduly pružnosti oceli a betonu významně liší, musí být na rozhraní ocel – beton skok v normálovém napětí (dle Hookova zákona $\sigma = E \varepsilon$). Pro výpočet se tak beton převede na ocel tak, že se šířka desky znásobí poměrem modulů pružnosti $n = \frac{E_{ocel}}{E_{beton}}$ a s takto upraveným průřezem se zachází jako s průřezem ocelovým.

3.7.1.1. Účinná šířka desky a tuhost spřažené konstrukce

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i \times b_{ei} \quad \beta_i = \left(0,55 + 0,025 \frac{L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1 \quad L_e = \frac{L}{8}$$

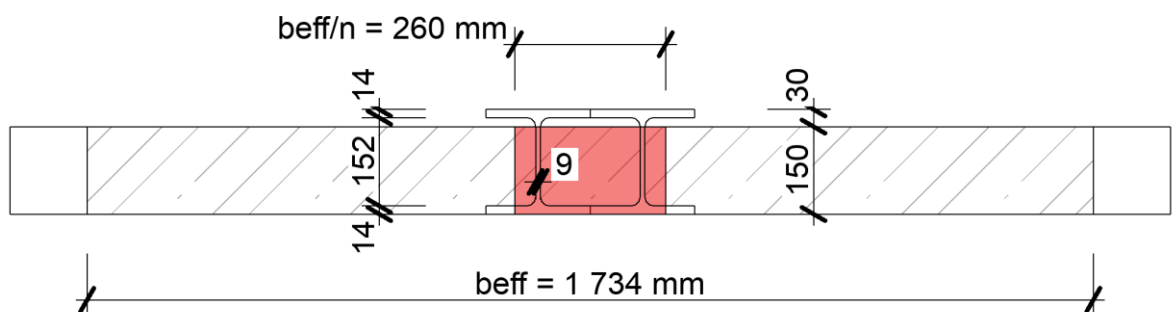
$$L_e = \frac{4,76}{8} = 0,60 \text{ m} \quad b_0 = 0,18 \text{ m} \text{ (vzdálenost stojin HEB – míst spřažení)}$$

$$\beta_l = \left(0,55 + 0,025 \frac{0,6}{\frac{2,59}{2}} \right) = 0,56 \quad \beta_p = \left(0,55 + 0,025 \frac{0,6}{\frac{2,96}{2}} \right) = 0,56$$

$$b_{eff} = 0,18 + 0,56 \times \frac{2,59}{2} + 0,56 \times \frac{2,96}{2} = 1,734 \text{ m}$$

$$n = \frac{E_{ocel}}{E_{beton}} = \frac{210 \times 10^9}{31,5 \times 10^9} = 6,667 \quad \text{šířka náhradního profilu } \frac{b_{eff}}{n} = \frac{1,734}{6,667} = 260 \text{ mm}$$

Průřezové charakteristiky složeného náhradního ocelového průřezu byly učeny softwarovým výpočtem SCIA Engineer 24.0 dle obrázku (červeně vyznačen náhradní průřez za železobetonovou deskou):



Obrázek 9 – náhradní složený průřez

$$A = 45,91 \times 10^3 \text{ mm}^2 \quad I_y = 127,31 \times 10^6 \text{ mm}^4 \quad W_{el,y} = 1,334 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Souřadnice těžiště složeného náhradního průřezu od dolní pásnice $e_z = 85 \text{ mm}$

$$\text{Tuhost složeného náhradního průřezu } E \times I = 210 \times 10^9 \times 1,273 \times 10^{-4} = 26,74 \times 10^6 \text{ Nm}^2$$

Tuhost železobetonové desky je uvažována pro 1 m široký pás:

$$A = 150 \times 10^3 \text{ mm}^2 \quad I_y = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} 1000 \times 150^3 = 281,25 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$E \times I = 31,5 \times 10^9 \times 281,25 \times 10^{-6} = 8,86 \times 10^6 \text{ Nm}^2$$

3.7.1.2. Vyčíslení poměrových součinitelů α a β

Dosažením do výrazů (1) (2) (3) dostaneme rovnice:

$$\frac{5(9,63 \times \alpha) \times 5,55^4}{384 \times 8,86 \times 10^6} + \frac{79,62 \times 10^3 \times \beta \times 5,55^3}{48 \times 8,86 \times 10^6} = \frac{5(9,63 \times (1 - \alpha)) \times 4,76^4}{384 \times 26,74 \times 10^6} + \frac{79,62 \times 10^3 \times (1 - \beta) \times 4,76^3}{48 \times 26,74 \times 10^6}$$

$$\frac{5(9,63 \times \alpha) \times 5,55^4}{384 \times 8,86 \times 10^6} = \frac{5(9,63 \times (1 - \alpha)) \times 4,76^4}{384 \times 26,74 \times 10^6}$$

$$\frac{79,62 \times 10^3 \times \beta \times 5,55^3}{48 \times 8,86 \times 10^6} = \frac{79,62 \times 10^3 \times (1 - \beta) \times 4,76^3}{48 \times 26,74 \times 10^6}$$

a dostaneme hledané poměrové součinitele pro zatížení ve směru x (kolmo na HEB) a y (ve směru profilů HEB) pro spojitě zatížení α a pro osamělé břemeno β .

$$\alpha_x = 0,153 \quad \alpha_y = 0,847$$

$$\beta_x = 0,173 \quad \beta_y = 0,827$$

3.7.1.3. Výpočet zatížení ve směru x a y

Kolmo na HEB profily – směr x :

$$q_x = q \alpha_x = 9,63 \times 0,153 = 1,47 \text{ kN/m}$$

$$Q_x = Q \beta_x = 79,62 \times 0,173 = 13,77 \text{ kN}$$

Ve směru HEB profilů – směr y :

$$q_y = q \alpha_y = 9,63 \times 0,847 = 8,16 \text{ kN/m}$$

$$Q_y = Q \beta_y = 79,62 \times 0,827 = 65,85 \text{ kN}$$

3.7.1.4. Výpočet vnitřních sil a momentů dle směru

Kolmo na HEB profily – směr x (délka 5,55 m):

Reakce prostého nosníku:

$$R_{a,x} = q_x \frac{l_x}{2} + Q_x \times \frac{l_2}{l_x} = 1,47 \times \frac{5,55}{2} + 13,77 \times \frac{2,96}{5,55} = 11,43 \text{ kN}$$

$$R_{b,x} = q_x \frac{l_x}{2} + Q_x \times \frac{l_1}{l_x} = 1,47 \times \frac{5,55}{2} + 13,77 \times \frac{2,59}{5,55} = 10,51 \text{ kN}$$

Maximální ohybový moment v kritickém místě – v působišti osamělého břemene:

$$M_{ed,x} = R_a \times l_1 - q_x \frac{l_1^2}{2} = 11,43 \times 2,59 - 1,47 \times \frac{2,59^2}{2} = 24,67 \text{ kNm}$$

Maximální posouvající síla v kritickém místě – v místě uložení odpovídá hodnotě

$$V_{ed,x} = R_{a,x} = 11,43 \text{ kN.}$$

Ve směru HEB profilů – směr y (délka 4,76 m):

Reakce prostého nosníku:

$$R_{a,y} = R_{b,y} = q_y \frac{l_y}{2} + \frac{Q_y}{2} = 8,16 \times \frac{4,76}{2} + \frac{65,85}{2} = 52,34 \text{ kN}$$

Maximální ohybový moment v kritickém místě – v působišti osamělého břemene:

$$M_{ed,y} = R_{a,y} \times \frac{l_y}{2} - q_y \frac{l_y^2}{8} = 52,34 \times \frac{4,76}{2} - 8,16 \times \frac{4,76^2}{8} = 101,46 \text{ kNm}$$

Maximální posouvající síla v kritickém místě – v místě uložení odpovídá hodnotě

$$V_{ed,y} = R_{a,y} = 52,34 \text{ kN.}$$

3.7.1.5. Posouzení železobetonové desky MSÚ

Jelikož výsledná hodnota ohybového momentu ve směru x $M_{ed,x} = 24,67$ kNm je menší než ohybový moment posouzeného profilu desky původní konstrukce $M_{ed} = 27,27$ kNm, železobetonová deska tl. 150 mm z betonu C25/30 a výztuží B500B profilu $\varnothing 12$ mm á 100 mm vyhoví na mezní stav únosnosti při ohybu shodně s původním návrhem.

$$M_{ed,x} = 24,67 \text{ kNm} < M_{Rd} = 52,26 \text{ kNm}$$

Jelikož výsledná hodnota posouvající síly ve směru x $V_{ed,x} = 11,43$ kN je menší než posouvající síla posouzeného profilu původní konstrukce $V_{ed} = 22,97$ kN, železobetonová deska tl. 150 mm z betonu C25/30 a výztuží B500B profilu $\varnothing 12$ mm á 100 mm vyhoví na mezní stav únosnosti při smyku shodně s původním návrhem, jelikož spočtená hodnota smykové únosnosti byla $V_{Rd,c} = 94,27$ kN.

$$V_{ed,x} = 11,43 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 94,27 \text{ kNm}$$

3.7.1.6. Posouzení HEB profilu MSÚ

Jelikož výsledná hodnota ohybového momentu ve směru y $M_{ed,y} = 101,46 \text{ kNm}$ je menší než ohybový moment posouzeného profilu původní konstrukce $M_{ed} = 108,30 \text{ kNm}$, profil 2 x HEB 180 vyhoví na mezní stav únosnosti při ohybu shodně s původním návrhem.

$$M_{ed,y} = 101,46 \text{ kNm} < M_{Rd} = 200,22 \text{ kNm}$$

Jelikož výsledná hodnota posouvající síly ve směru y $V_{ed,y} = 52,34 \text{ kN}$ je sice větší než posouvající síla posouzeného profilu původní konstrukce $V_{ed} = 50,52 \text{ kN}$, ale ve výpočtu výše byl pro smyk posuzován pouze 1 profil HEB 180, profil 2 x HEB 180 vyhoví na mezní stav únosnosti při smyku shodně s původním návrhem, jelikož spočtená hodnota smykové únosnosti 1 profilu HEB byla $V_{pl,y,Rd} = 274,07 \text{ kN}$.

$$V_{ed,y} = 52,34 \text{ kN} < V_{pl,y,Rd} = 274,07 \text{ kNm}$$

3.7.1.7. Mezní stav použitelnosti MSP

Jelikož průhyb výsledné spolupůsobící sprážené konstrukce (železobetonové desky i profilů HEB) musí být shodný, jak je již výše bylo uvedeno v uvažovaných předpokladech, je proveden výpočet průhybu pouze ocelového HEB nosníku (náhradního průřezu) z kapitoly 3.7.1.1, ve směru y . Nosník je ve směru y uvažován prostým nosníkem a jeho průhyb je zjednodušeně dán součtem průhybů od spojitého zatížení a od osamělého břemene rovnicí:

$$w_s = \frac{Q_y l_y^3}{48EI_y} + \frac{5q_y l_y^4}{384EI_y} = \frac{65850 \times 4,76^3}{48 \times 26,74 \times 10^6} + \frac{5 \times 8,16 \times 4,76^4}{384 \times 26,74 \times 10^6} = 0,0055 \text{ m} = 5,54 \text{ mm}$$

Max. dovolený průhyb pro průvlak je stanoven tab. NA.1 ČSN EN 1993-1-1 ed. 2 $w_{max} = 1/400$

$$w_{max} = \frac{l_{ef}}{400} = \frac{4760}{400} = 11,90 \text{ mm} > w_s = 5,54 \text{ mm}$$

Profil vyhoví.

3.7.1.8. Závěr

Navržený profil 2 x HEB 180 z oceli S235 vyhoví z hlediska únosnosti pro prostý ohyb i smyk. Vyhoví na mezní stav použitelnosti.

4. Shrnutí výsledků

Konstrukce byla rovněž modelována programem SCIA Engineer 24.0, výpočty viz příloha. Konstrukce byla modelována jako železobetonová deska s nosníky HEB propojenými „vnitřní hranou“, jelikož použití funkce „žebro desky“ vykazovalo menší výsledné deformace. Deska je uvažována zcela prostě uložena na tuhých podporách (obvodových stěnách) po obvodu desky (uvažováno volné pootočení podle všech 3 os, uvažováno podepření pouze ve směru osy „z“, ostatní posuny ve směru osy „x“ a „y“ uvažovány volně), nosník je kloubově uložen na tuhých podporách (obvodových stěnách), na jedné straně tuhý kloub ve všech 3 osách, na opačné straně kloub posuvný ve směru osy „y“, rotaci celé desky kolem osy „z“ je zabráněno tuhým spojením s nosníkem HEB, který je v místě posuvné podpory uvažován podepřen ve směru osy „x“. Softwarovým výpočtem bylo zjištěno, že maximální průhyb konstrukce v místě osamělého břemene (místo s globálním extrémem deformace ve svislém směru) je $w = 5,8 \text{ mm}$, což odpovídá výše uvedenému ručnímu výpočtu $w = 5,54 \text{ mm}$, kde bylo použito zjednodušení, že osamělé břemeno od krovu je ve středu nosníku HEB (skutečnost působí se liší o 0,06 m). Rozdíl ručního a SW výpočtu tedy činí pouze 4,69 % a je dán především uvedeným zjednodušením ručního výpočtu, z tohoto důvodu lze považovat tento malý rozdíl za zcela akceptovatelný.

Shrňme-li veškeré skutečnosti zjištěné výpočty v této práci, je zřejmé, že provedená změna konkrétní posuzované stropní konstrukce měla poměrně významný vliv na výsledné chování konstrukce. Jednotlivé části měly, dle původního návrhu, fungovat jednotlivě a samostatně. Z praktického hlediska budoucího využívání objektu původní navržené řešení zdaleka nebylo ideální, jelikož znamenalo použití dvou dilatačních spár v těsné blízkosti (vzájemná vzdálenost 360 mm) v rámci podlahy 2.NP objektu, ale pro projektanta se jednalo o nejsnadnější a nejrychlejší řešení z hlediska statického posouzení. Zaměříme-li se především na profily HEB, jejich svislý průhyb v kritickém místě, tj. cca v $\frac{1}{2}$ rozpětí pod osamělým břemenem (pomineme-li nadměrně zatíženou variantu uvedenou v kapitole 3.6.2) je, dle ručního výpočtu z kapitoly 3.6.3, $w = 9,14 \text{ mm}$ (původně navržené konstrukce). Provedením změny stropní konstrukce, vzájemným spojením železobetonové desky a ocelových HEB profilů dojde ke vzájemnému spolupůsobení konstrukce, kdy tuhost desky snižuje svislé deformace „prostého nosníku“ profilu HEB a obráceně zároveň profily HEB snižují svislé deformace železobetonové desky. Provedením zjednodušeného ručního výpočtu, kdy poměrem vzájemných tuhostí a rozměrů, vycházející z teorie křížem vyztužených desek a náhradního průřezu z Eurokódu 4, došlo k rozdělení zatížení na jednotlivé prvky v jednotlivých směrech, byla spočítána svislá deformace HEB profilů s deskou $w = 5,54 \text{ mm}$.

Jedná se tedy pouze o **60,6 %** původně spočtené hodnoty deformace, což je poměrně značný rozdíl a nelze jej již ve stavební praxi považovat za zanedbatelný. Zhodnotíme-li softwarový výpočet, který nebyl zatížen zjednodušujícím postupem a poskytuje tak reprezentativnější výsledek, je spočtený průhyb $w = 5,8 \text{ mm}$ pouze **63,5 %** hodnoty průhybu původně navržené konstrukce, rozdíl deformace původně navržené a skutečně provedené konstrukce se tedy pohybuje v **rozmezí 26,5 % - 29,4 %** (rozmezí ručního a SW výpočtu proti původnímu návrhu). Spočtené hodnoty ručního a softwarového výpočtu $w = 5,8 \text{ mm}$ a $w = 5,54 \text{ mm}$ se liší pouze o méně než 5 %, což lze přičíst uvedenému zjednodušení výpočtu, a proto je možné konstatovat, že toto zjednodušení (tento malý rozdíl) nemá významný vliv na celkové hodnocení původně navržené a skutečně provedené konstrukce. Rozdíl 26,5 % – 29,4 % však ve stavební praxi již nelze považovat za zanedbatelný. V daném případě je akceptovatelný pouze z hlediska, že výsledek změn v daném případě je na stranu bezpečnou, tedy konstrukce je ve skutečnosti proti původnímu návrhu „předimenzována“. Pokud by se jednalo o opačný případ, je zřejmé, že by stavba neplnila základní požadavky legislativou na ni kladené, a to požadavky na bezpečnost, trvanlivost a mechanickou odolnost.

Ovšem, co již z ručního výpočtu není zřejmé, ale je viditelné ze softwarového výpočtu jsou vnitřní síly působící především na železobetonovou stropní desku. Veškeré ruční výpočty, původní i nově provedené, idealizují konstrukci, kdy je deska v šíři 1 m modelována jako ideální prut, který je kloubově uložen, tj. předpokládají že v místě kloubů krajních podpor jsou standardně nulové ohybové momenty. Softwarový výpočet programem SCIA Engineer 24.0, prostřednictvím výsledků na 2D plochách jasně ukazuje, že navržená konstrukce se vlivem provedení liniových podpor chová poměrně odlišně v okrajových částech a na liniových podporách se vyskytují záporné ohybové momenty, které vyžadují zcela opačné vyztužení železobetonové konstrukce oproti původnímu návrhu, což bylo na stavbě provedeno viz popis změn. Dále bylo v rámci provedených softwarových výpočtů uvažováno s liniovými podporami desky podepřenými pouze ve směru osy z (svislé podpory). V rámci modelování autor práce omylem provedl výpočet i s liniovými podporami tuhými ve směrech os x či y (tento chybný model byl opraven a není součástí reportu - přílohy) a pokud bylo v některé z podpor bráněno dalším posunům, vznikaly ve středních částech těchto liniových podpor poměrně výrazné nadpodporové momenty, které viz výše vyžadují zcela opačné vyztužení železobetonové konstrukce. V daném případě je výhodou objektu, jako celku, že konstrukce podkroví je provedena jako lehká dřevostavba, která působí poměrně malou vlastní tíhou na okraje železobetonové desky, a tedy umožňuje její případné natočení (kloubové uložení).

V případě, že by byla provedena konstrukce 2.NP tradičním způsobem, tedy zděná, vyšší tíha štítových stěn by již částečně omezovala možnost pootočení okrajů desky, a to by vedlo k tvorbě výrazných nadpodporových momentů na podélných okrajích desky.

5. Závěr

Ačkoli posuzovaná konstrukce není zcela reprezentativním příkladem vlivu prováděných změn na výsledné chování konstrukce, v kapitole 3.1 uvedený sloupek uprostřed podepřený prostý nosník je „ukázkovým“ a typickým příkladem změny chování konstrukce, je u posuzované konstrukce vypočtený rozdíl o 26,5 % - 29,4 % menšího průhybu výraznou změnou chování konstrukce. Deformace uprostřed desky s HEB profily jsou výrazně menší, u podpor vznikla tahová napětí při horním okraji desky, proti původně předpokládaným tahovým napětím pouze při dolním okraji desky, což jsou skutečnosti, se kterými původní projektová dokumentace vůbec neuvažovala a zhotovitel stavby je rovněž nevzal do úvahy.

V daném případě nevzal do úvahy jiné chování konstrukce ani přítomný stavbyvedoucí dodavatelské firmy, který všechny tyto změny připustil, vč. všech uvedených nedostatků provádění betonových konstrukcí – rovinnost desky, nevyhovující krytí výztuže.

Z uvedených skutečností i vlastní praxe autora je zřejmé, že stavebnictví vyžaduje i v dnešní době dostatečně robustní systém koeficientů navrhování konstrukcí, jelikož na stavbách dochází k mnoha nedostatkům a změnám, které nejsou nijak podloženy či podchyceny a tento systém dokáže, i přes neblahé důsledky lidských chyb při provádění staveb, zachovat jejich dostatečnou bezpečnost, stabilitu a životnost.

Je dobrou praxí oboru dopravních staveb, rozdílně od menších pozemních staveb, že je důsledněji dbáno na zpracovávání všech druhů projektových dokumentací od studií až po realizační dokumentace, tyto dokumentace se dodržují, rovněž, že je, z projekčního hlediska, tento obor výrazně lépe financován, kdy v rámci projektové přípravy jsou dostatečné finance na zpracování dostatečně podrobných průzkumů. Následně je u těchto konstrukcí potřeba důsledně dbát na údržbu, jelikož se v nedávné minulosti již ukázalo, že zanedbání údržby v našich nepříznivých klimatických podmínkách vedlo v několika případech k náhlé destrukci konstrukce, ačkoli ta byla poměrně robustně navržena. Přesto při dlouhodobém zanedbávání údržby vydržela po mnoho let, než došlo k destrukci. Ovšem samozřejmě nelze spoléhat na skutečnost, že konstrukce je dostatečně předimenzována a údržbu staveb dlouhodobě zanedbávat.

6. Použitá literatura a zdroje

6.1. Legislativa

- 1.1 Zákon č. 183/2006 Sb., Zákon o územním plánování a stavebním řádu (stavební zákon), ve znění pozdějších předpisů – dostupné online (<https://www.zakonyprolidi.cz/cs/2006-183>)
- 1.2 Zákon č. 283/2021 Sb., Stavební zákon, ve znění pozdějších předpisů – dostupné online (<https://www.zakonyprolidi.cz/cs/2021-283>)
- 1.3 Zákon č. 360/1992 Sb., Zákon České národní rady o výkonu povolání autorizovaných architektů a o výkonu povolání autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (autorizační zákon), ve znění pozdějších předpisů – dostupné online (<https://www.zakonyprolidi.cz/cs/1992-360>)
- 1.4 Vyhláška č. 499/2006 Sb., Vyhláška o dokumentaci staveb, ve znění pozdějších předpisů – dostupné online (<https://www.zakonyprolidi.cz/cs/2006-499>)

6.2. Literatura

- 2.1 ČKAIT (Česká komora autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě) – Další vybrané dotazy – bod 10. – dostupné online (<https://www.ckait.cz/content/dalsi-vybrane-dotazy>)
- 2.2 Projekt FRVŠ 294/2012/G1 Katedra betonových a zděných konstrukcí ČVUT - Základní typy betonových konstrukcí pozemních staveb se vzorovými příklady, Ing. Ondřej Vrátný, Ing. Martin Tipka, doc. Ing. Jitka Vašková, CSc. – dostupné online (http://people.fsv.cvut.cz/www/tipkamar/granty_soubory/FRVS_2012/zaklad_typy_bet_konstr.pdf)
- 2.3 Tabulky stavební konstrukce – Střední průmyslová škola stavební Hradec Králové 01/2010 – dostupné online (https://docplayer.cz/storage/24/3914889/1711870812/8zD0Mby_Iv07RLLS34xdBQ/3914889.pdf)

6.3. Normy

- 3.1 ČSN EN 1990 ed. 2 – Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí – dostupné online (<https://csnonline.agentura-cas.cz/>)

- 3.2 ČSN EN 1991-1-1 – Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb – dostupné online (<https://csnonline.agentura-cas.cz/>)
- 3.3 ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 – Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby – dostupné online (<https://csnonline.agentura-cas.cz/>)
- 3.4 ČSN EN 1993-1-1 – Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby – dostupné online (<https://csnonline.agentura-cas.cz/>)
- 3.5 ČSN EN 1994-1-1 – Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby – dostupné online (<https://csnonline.agentura-cas.cz/>)

6.4. Software

- 4.1 Microsoft Office Word 365
- 4.2 SCIA Engineer 24.0 (studentská verze)
- 4.3 ArchiCAD 25 (studentská verze)

7. Seznam příloh

Příloha č. 1: Výpočet zadané konstrukce pro MSÚ a MSP – SCIA Engineer 24.0