

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

**FAKULTA STAVEBNÍ**

**Katedra betonových a zděných konstrukcí**



**BAKALÁŘSKÁ PRÁCE**

**Prostupy v betonových stropních deskách**

**Openings in Concrete Floor Slabs**



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební



Thákurova 7, 166 29 Praha 6

## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE


Příjmení: <u>Kostka</u>	Jméno: <u>Jan</u>	Osobní číslo: <u>458698</u>
Zadávací katedra: <u>(k133) Katedra betonových konstrukcí</u>		
Studijní program: <u>(B3651) Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>(3608R008) Konstrukce pozemních staveb</u>		

### II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: <u>Prostupy v betonových stropních deskách</u>	
Název bakalářské práce anglicky: <u>Openings in Concrete Floor Slabs</u>	
Pokyny pro vypracování:	
1. Souhrn poznatků z literatury s kritickým komentářem:	
- vliv prostupů na statické působení betonových desek různých typů	
- rozlišení prostupů podle provedení - při výstavbě a dodatečně	
2. Statický výpočet a schémata vyztužení vybrané konstrukce s různými typy provedení prostupů a vyhodnocením	
Seznam doporučené literatury: dle konzultací	
Jméno vedoucího bakalářské práce: <u>doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.</u>	
Datum zadání bakalářské práce: <u>19.2.2019</u>	Termín odevzdání bakalářské práce: <u>19.2.2019</u>
	
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

<u>19.2.2019</u>	
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)

**Čestné prohlášení:**

„Prohlašuji, že jsem předloženou práci vypracoval samostatně a že jsem uvedl veškeré použité informační zdroje v souladu s Metodickým pokynem o dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací.“

V Praze dne: 26.5. 2019

.....

Jan Kostka

**Poděkování:**

Děkuji doc. Ing. Jitce Vaškové, CSc., za trpělivost, cenné rady v průběhu studia a odborné vedení při zpracování této bakalářské práce. Dále děkuji mým rodičům za umožnění studia na vysoké škole a podporu v průběhu studia.

Jan Kostka

## **ANOTACE**

Bakalářská práce se zabývá problematikou prostupů v betonových stropních deskách různých typů. V první části je popisován vliv prostupů na chování jednotlivých typů stropních desek různého statického působení, vyztužených běžnou betonářskou výztuží i desek předpjatých. Jsou popsány teoretické metody a postupy při ověřování statické spolehlivosti desek s prostupy. Obsahem druhé části je komentovaný statický výpočet vybrané stropní desky s prostupem. Je proveden návrh prostupu vytvořeného při betonáži stropní desky a návrh prostupu dodatečně realizovaného. Jsou použity dvě varianty zatížení a na závěr jsou všechny varianty vyhodnoceny.

## **KLÍČOVÁ SLOVA**

Beton, železobetonové konstrukce, stropní desky, prostupy, prostupy při výstavbě, dodatečně prováděné prostupy.

## **ANNOTATION**

The bachelor thesis is focused on the design of various types of openings in concrete floor slabs. In the first part, it is described the effect of openings on different types of ceiling structures, reinforced with classic reinforcement bars and prestressed slabs. Theoretical methods and procedures for verification of static reliability are described. In the second part of the thesis is commented structural calculation of selected floor slab with the opening. The structural calculation is made for opening made during the construction process and for opening made additionally. Two variants of the loads are used. Finally, the comparison of all variants is made.

## **KEYWORDS**

Concrete, reinforced concrete structures, floor slabs, openings, openings made during construction, additionally made openings

---

## **Obsah**

1.	Úvod.....	7
2.	Prostupy stropních desek .....	8
2.1	Dělení prostupů .....	8
2.1.1	Dělení dle doby provedení .....	8
2.1.2	Dělení dle technologie výroby stropní desky .....	10
2.2	Metody pro analýzu stropních desek s prostupy .....	12
2.3	Typy stropních desek a vliv prostupů na jejich statické působení .....	16
2.3.1	Desky působící v jednom směru .....	16
2.3.2	Desky působící ve dvou nebo více směrech .....	19
2.4	Specifika zatížení stropních desek kolem prostupů .....	26
2.5	Vyztužování stropních desek kolem prostupů .....	26
2.6	Posuzování dodatečně realizovaných prostupů.....	28
2.7	Možnosti dodatečného zesílení stropních desek s prostupy.....	30
3.	Příklad.....	37
3.1	Stropní deska bez prostupu .....	38
3.2	Prostup vytvořený během realizace stropní desky .....	48
3.2.1	Varianta A.....	48
3.2.2	Varianta B .....	59
3.3	Dodatečně vytvořený prostup zesílený s využitím nadbetonávky .....	69
3.4	Dodatečně vytvořený prostup zesílený s využitím FRP výztuže .....	84
3.5	Vyhodnocení .....	92
4.	Závěr .....	95
5.	Použitá literatura .....	96

**Příloha 1:** Statický výpočet – stanovení napětí v průřezu a MSP

# 1. Úvod

Bakalářská práce se zabývá problematikou prostupů v betonových stropních deskách. Nutnost realizace prostupů nejčastěji vzniká z požadavků na vedení rozvodů technického zařízení budov, vertikálních komunikací, nebo architektonických požadavků. Nároky na rozvody technického zařízení budov v dnešní době stoupají, množství různých technických vedení vzrůstá a jejich rozměry se zvětšují. Prostupy v novostavbách jsou prostorově náročnější a při rekonstrukcích stávajících objektů se prostupy zvětšují a dodatečně vytváří.

Z hlediska typu provádění prostupů můžeme rozlišovat prostupy vytvářené při realizaci stropní desky, se kterými je uvažováno v rámci statického výpočtu zhotovované konstrukce a prostupy prováděné dodatečně do stávajících, již vybetonovaných stropních desek. Dodatečně prováděné prostupy se realizují zejména při rekonstrukcích stávajících objektů, mohou se ale týkat i novostaveb v důsledku nedokonalé projektové přípravy, nebo z důvodu změny účelu stavby v průběhu výstavby.

Cílem bakalářské práce je shrnutí problematiky provádění prostupů v betonových stropních deskách různých typů a porovnání problematiky předem a dodatečně vytvořeného prostupu na příkladu vybrané stropní desky, včetně statického návrhu a schémat vyztužení.

## **2. Prostupy stropních desek**

### **2.1 Dělení prostupů**

Obecně nelze prostupy přesně zatřídit do kategorií, neboť nezáleží jen na jejich velikosti, ale i na poloze otvoru v konstrukci, zatížení konstrukce, materiálových vlastnostech a kvalitě provedení. Přibližně lze prostupy zatřídit do 3 skupin.

- **Prostupy, které nevyžadují statické posouzení a speciální opatření.** Jsou to zpravidla prostupy malých rozměrů (např. prostupy pro vedení střešních odvodňovacích svodů stropní deskou), při jejichž provádění postačí kolem prostupu „shrnout“ výztuž. O tom, zdali je nutno tento prostup posuzovat nebo nikoliv, rozhoduje nejen jeho velikost, ale i umístění v konstrukci. Pokud jsou prostupy zamýšleny například u lokálně podepřené desky v kontrolovaném obvodu (oblast těsně kolem sloupu náchylná na protlačení), je jejich vliv nutné zahrnout do statického výpočtu.
- **Prostupy, které vyžadují statické posouzení, bez dalších zvláštních opatření** (zvláštním opatřením se rozumí vkládání dodatečných výztužných prutů, nebo vytváření skrytých nosníků kolem otvoru). U tohoto typu opět postačí shrnutí navržené hlavní nosné výztuže kolem otvoru a umístění konstrukční lemovací výztuže.
- **Prostupy vyžadující statické posouzení a návrh dodatečných opatření** pro minimalizování vlivu otvoru na únosnost a deformace stropní desky. Zpravidla jsou to prostupy velkých rozměrů, prostupy umístěné v oblastech velkých namáhání desky, více prostupů umístěných blízko sebe nebo kombinace těchto faktorů.

#### **2.1.1 Dělení dle doby provedení**

##### **Prostupy vytvořené během realizace stropní desky**

Jedná se o prostupy vytvořené během betonáže stropní desky a jsou uvažovány v rámci statického výpočtu celé konstrukce. Prostup je před betonáží vymezen bedněním a deska v oblasti kolem prostupu dostatečně vyztužena. Jedná se o nejlepší variantu



realizace prostupů ve stropních deskách, neboť je s oslabením konstrukce uvažováno již během návrhu a tomu je přizpůsoben tvar konstrukce a způsob vyztužení. Takto provedené prostupy, za předpokladu, že jsou správně navrženy a realizovány, nepředstavují významné oslabení konstrukce.

### **Prostupy dodatečně realizované**

K dodatečné realizaci prostupů ve zhotovených stropních deskách se přistupuje při rekonstrukcích, při opomenutí v projektu, či změně polohy prostupů v průběhu výstavby. První předpoklad pro správné navržení dodatečného prostupu je získání projektové dokumentace, podle které byla konstrukce realizována, včetně všech změn provedených v průběhu výstavby. Tato fáze bývá velmi často složitá, neboť se dokumentace nemusí vždy zachovat (zejména u starších objektů), nebo nemusí být zcela vypovídající. Je tedy nutné porovnat získanou dokumentaci se skutečným stavem, zejména materiálové charakteristiky betonu, průměr, tvar a polohu výztuže.

K veškerým dodatečně prováděným prostupům v deskách by měl být zpracován statický posudek, neboť i rozměrově malý prostup provedený na nesprávném místě, snižuje statickou bezpečnost konstrukce, případně i objektu jako celku. U předpjatých konstrukcí je nutno důsledně dbát na ochranu předpínacích kabelů tak, aby nedošlo k jejich porušení. Porušení předpínacích kabelů by mohlo mít za následek výrazné narušení statické funkce objektu.

Pokud je dodatečná realizace prostupu posouzena statikem, je zpravidla doplněna návrhem speciálních opatření pro minimalizaci vlivu prostupu na spolehlivost konstrukce a technologickým postupem provedení prostupu. Tím se rozumí např. dodatečné vyztužení pomocí speciálních výztuží. Příklady těchto speciálních opatření jsou uvedeny v kapitole 2.7.

Po provedení prostupu je nezbytné zkontrolovat, zda poloha výztuže, která byla realizací prostupu přerušena, odpovídá předpokládané poloze a rozměrům uvažované výztuže ve statické dokumentaci. Pokud by tento požadavek nebyl splněn, je nutno provést nový statický posudek se skutečným stavem typu a polohy výztuže.

## **2.1.2 Dělení dle technologie výroby stropní desky**

### **Monolitické stropní desky**

Z hlediska četnosti provádění patří dnes monoliticky prováděné desky k nejčastěji používané technologii při výstavbě. Monolitická technologie umožňuje velkou variabilitu a nesčetné možnosti provedení prostupů. Oproti montované výstavbě z dílců lze desky v okolí prostupů navrhnout jako vícesměrně pnuté a zajistit tak redistribuci zatížení na další části desky. Kolem prostupů mohou být vytvářena ztužující okrajová žebra, nebo parapetní nosníky, které volný okraj prostupu ztuží a zajistí lepší roznos zatížení na okolní části desky.

### **Montované stropní desky**

Prostupy v montovaných stropních deskách z dílců se řídí především předpisy a pokyny od výrobce prvků. Prostupy menších rozměrů a prostupy staticky nevýznamné se provádějí přímo ve výrobě dle statického posouzení výrobce, popřípadě na stavbě dle pokynů výrobce. Velké a tím staticky významné prostupy se provádějí pomocí vynechání části prvků v kombinaci s pomocnými ocelovými nosníky a dobetonávkami. Oproti monolitické technologii klade návrh prostupů mnohem větší nároky na přesnost projektové a výrobní dokumentace. Vzhledem k nespojitě příčné výztuži je obtížné navrhnout desky vytvořené z prefabrikovaných dílců jako vícesměrně pnuté.

### **Prefa-monolitické stropní desky**

Prefa-monolitické spřažené stropní desky kombinují výhody monolitické a prefabrikované technologie. Prefabrikovaná spodní deska je zpravidla vyrobena ve výrobě jako prefabrikovaný dílec s předem připravenými prostupy. Po dovezení na stavbu jsou dílce osazeny, je vložena potřebná výztuž a deska je monoliticky dobetonována do požadované tloušťky. Tato technologie nevyžaduje klasické stropní bednění jako u monolitické desky (vyjma čel desky), je tedy méně náročná na přípravu betonáže konstrukce na staveništi. Z hlediska návrhu je nutné konstrukci navrhovat na několik zatěžovacích fází a při provádění je ve většině případů nutné konstrukci podepřít dle statického návrhu, popřípadě postupů výrobce.

### **Předpjaté desky s předpínací výztuží**

Problematika prostupů v předpjatých deskách, ve kterých je únosnost konstrukce zabezpečena pomocí předpětí, je náročnější ve srovnání s deskami vyztuženými klasickou tzv. „měkkou“ betonářskou výztuží. Nebezpečí provedení prostupů v těchto deskách spočívá v potřebě zachování předpětí v předpínací výztuži a ve větším tlakovém namáhání desky od předpětí. Problematika prostupů v předpjatých deskách je zde zmíněna pro úplnost a není dále podrobněji řešena. Předpětí lze dělit dle technologie vnášení sil do desky na:

- **Desky s předpínací výztuží se soudržností**

Jedná se o předpětí se soudržností, tj. předepnutá výztuž vnáší tlakové napětí do betonu pomocí tření na povrchu výztuže. Prostupy je nutné realizovat tak, aby nedošlo k narušení předpínací výztuže. Pokud dojde při realizaci dodatečně prováděného prostupu k přerušení předpínací výztuže, kotvená předpínací výztuž v neporušené části prvku pokračuje ve vnášení tlakového namáhání do průřezu. V pozemním stavitelství je předpětí tohoto typu nejvíce používané ve formě prefabrikovaných předem předpjatých stropních panelů (např. Spiroll). Prostupy v těchto panelech se řídí podmínkami, které stanovuje a ověřuje výrobce panelů.

- **Desky s předpínací výztuží bez soudržnosti**

Předpětí bez soudržnosti, kdy předepnutá výztuž vnáší tlakové namáhání do betonového prvku pomocí kotevních oblastí (zpravidla na koncích předpínaného prvku) s betonem nespolutpůsobí. Při přerušení předpínacího kabelu dojde k okamžité ztrátě napětí v prvku od celého předpínacího kabelu. Obecně platí, že porušení předpínacího kabelu, který působí bez soudržnosti, znamená úplnou ztrátu předpětí vnášeného do konstrukce přerušeným kabelem a vážně ohrožuje statickou bezpečnost konstrukce. V pozemním stavitelství se tento typ předpětí příliš neaplikuje.

## 2.2 Metody pro analýzu stropních desek s prostupy

### Lineárně pružná analýza

Lineárně pružná analýza je nejpoužívanější metoda analýzy železobetonových prvků v praxi. Lineární pružná analýza předpokládá, že nedochází k žádným materiálovým změnám, tj. že tuhost konstrukce je konstantní. V železobetonovém prvku to platí jen pro velmi malá zatížení a do okamžiku vzniku prvních trhlin. Používá se tehdy, není-li dostupné jiné přesnější řešení. I v případě použití přesnější metody je doporučeno přesnější řešení přibližně ověřit pomocí lineárně pružné analýzy. Hodnoty vnitřních sil na desce mimo oblasti diskontinuit (D-oblasti), lze přímo použít k dimenzování výztuže železobetonových prvků (pro MSÚ).

Navržený prvek dle lineárně pružné analýzy je navržen z hlediska únosnosti bezpečně (konzervativně), ale zcela nevystihuje chování konstrukce na mezi únosnosti. Přesnější metody dokáží přesněji analyzovat chování konstrukce na mezi únosnosti a prvek efektivněji (ekonomicky výhodněji) vyztužit.

### Lineárně pružná analýza s omezenou redistribucí

Pokud je redistribuce vyšetřované konstrukce možná, dovoluje přerozdělení vnitřních sil, zejména ohybových momentů. Redistribuce se dá provádět pouze u staticky neurčitých konstrukcí, kde je průběh vnitřních sil značně ovlivněn tuhostí jednotlivých oblastí prvku. Snahou je lépe vystihnout chování železobetonové konstrukce na mezi únosnosti a snížit množství potřebné výztuže. Například u spojitých železobetonových desek snížit „špičky“ záporných ohybových momentů a pokusit se vyrovnat ohybové momenty nad podporou a v poli. Při provedení redistribuce je nutné ověřit, zda-li průřez, ve kterém je předpokládán vznik plastického kloubu, disponuje dostatečnou schopností plastického natočení. [6]

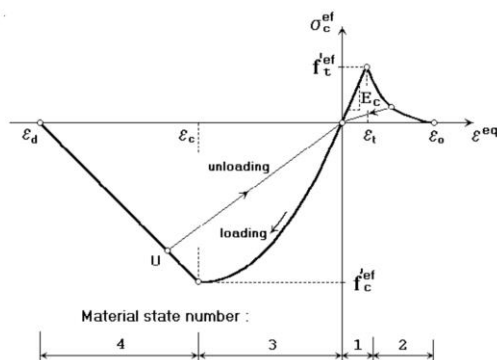
### Výpočet podle teorie plasticity

Stanovení vnitřních sil podle teorie plasticity předpokládá postupný vznik plastických kloubů na staticky neurčité konstrukci, kdy po vzniku plastického kloubu začne docházet k přerozdělování vnitřních sil na konstrukci. Kolaps nastává tehdy, pokud je počet plastických kloubů tak velký, kolikrát je konstrukce staticky neurčitá, nebo

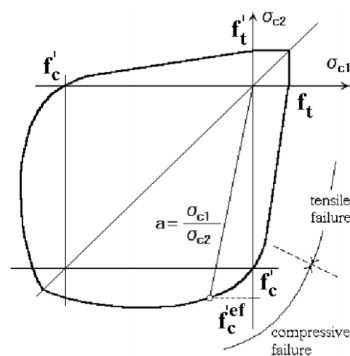
nevznikne kinematický mechanismus. V současně inženýrské praxi není výpočet podle teorie plasticity pro návrh stropních desek příliš využíván.

### Nelineární analýza

Metoda vystihuje nejpřesněji skutečné chování konstrukce. Výpočet zahrnuje nelineární odezvu materiálu (beton působí i v tahu, dvojosý pracovní diagram betonu), materiálové imperfekce a geometrické imperfekce posuzovaného prvku.



Obr. 2-1 Pracovní diagram betonu se zohledněním působení betonu v tahu a přetvoření při odtížení betonu [12]



Obr. 2-2 Dvojosý pracovní diagram betonu

Nelineární analýzu lze s využitím pro:

- Ověření únosnosti konstrukce
- Ověření způsobu vyztužení a optimalizace návrhu pro ekonomický návrh
- Ověření šířek trhlin v mezním stavu použitelnosti
- Zjištění průhybů (krátkodobé i dlouhodobé)

V současné inženýrské praxi není nelineární analýza příliš využívána. Především z důvodu větší časové náročnosti pro výpočet konstrukce a „odladění“ modelu, aby co nejpřesněji odpovídal skutečnosti. To předurčuje její použití zejména pro návrh velmi namáhaných částí konstrukcí a D-oblastí. Častější použití je i pro posouzení stávající konstrukce v případě sanace, nebo úprav konstrukce. Nevýhodou lineární analýzy je velká náročnost výpočtů, která prakticky znemožňuje ruční výpočet. Je tedy nutné používat specializované výpočetní programy a jejich výsledky ověřovat pomocí jiného způsobu výpočtu. Další nevýhodou je nemožnost zjištění vnitřních sil a chování konstrukce na nevyztužené konstrukci. Konstrukci je možné posuzovat pouze po zadání všech její částí, včetně konečného vyztužení. [12]

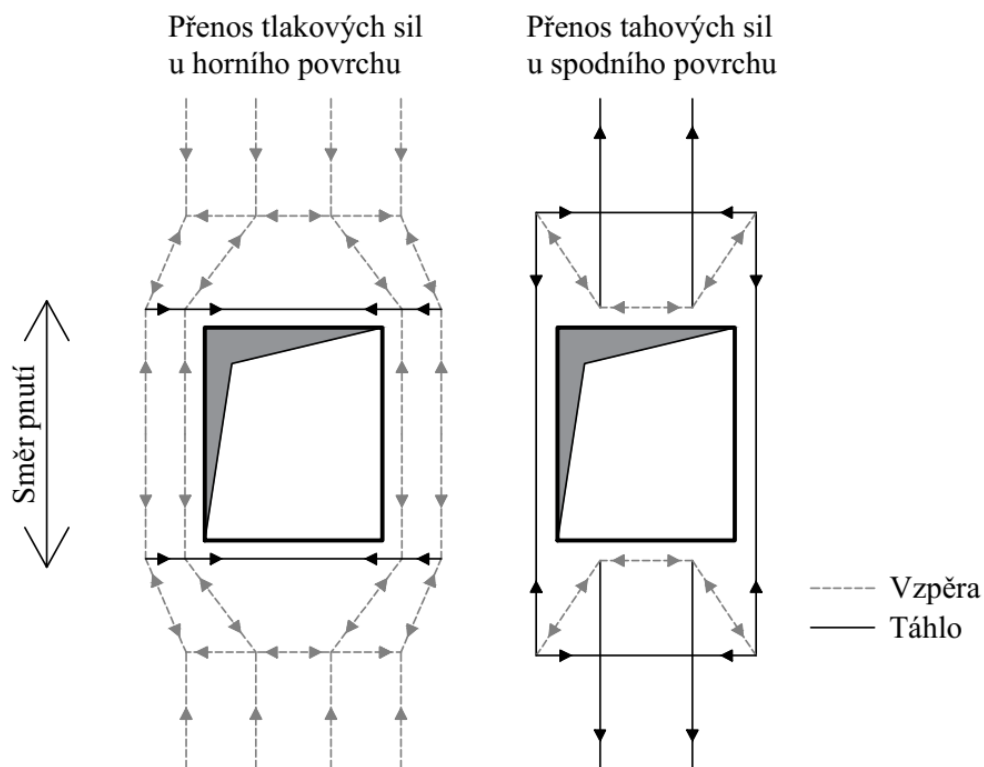
V případě posuzování prostupů ve stropních deskách se nelineární analýza nejlépe uplatní při ověření navrženého způsobu vyztužení kolem prostupu. Lze ověřovat únosnost konstrukce při MSÚ, průhyby a velikost trhlin při MSP. Rovněž poskytuje i dobrou představu o výsledném chování konstrukce.

### **Metoda příhradové analogie (Strut and Tie model)**

Metodu je možné použít u větších prostupů v oblastech, kde dochází ke vzniku příčných tahů v namáhaných tlačných vzpěrách. Pomocí této metody lze ručně stanovit potřebná plocha vyztužení v jednotlivých tlačných a tažených oblastech. Princip této metody vychází z předpokládaného průběhu hlavních napětí zjištěného pomocí lineárně pružné analýzy. Model příhradové analogie je volen na základě odborné literatury a zkušenostech projektanta (Obr. 2-3). Je výhodné ověřit, zda průběhy napětí v dané oblasti zjištěné lineárně pružnou analýzou odpovídají uvažovaným oblastem tahů a tlačných vzpěr ve zvoleném příhradovém modelu.

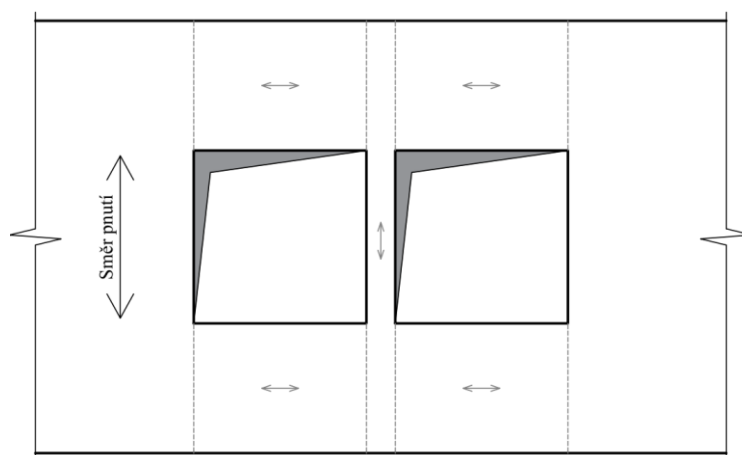
Lineárně pružná analýza neuvažuje se vznikem příčných tahů v tlačných oblastech konstrukce. Vzhledem k tomu, že ve stropní desce se tlačná oblast může roz distribuovat na velkou plochu, nepředpokládá se vznik velkých příčných tahů. V důsledku velkého množství konstrukční výztuže kolem prostupu (rozdělovací, lemovací) jsou případné příčné tahy v tlačné oblasti touto konstrukční výztuží zachyceny. Z toho tedy vyplývá, že běžné prostupy není třeba posuzovat příhradovou analogií, ale je důležité oblast kolem prostupu dostatečně doplnit konstrukční výztuží. Pro atypické prostupy, nebo kombinaci několika prostupů umístěných blízko sebe, kdy je oblast kolem prostupu extrémně

namáhána (Obr. 2-4, Obr. 2-5), je vhodné příhradovou analogii použít. Výsledný návrh vyztužení je vhodné ověřit jinou metodou, např. nelineární analýzou.

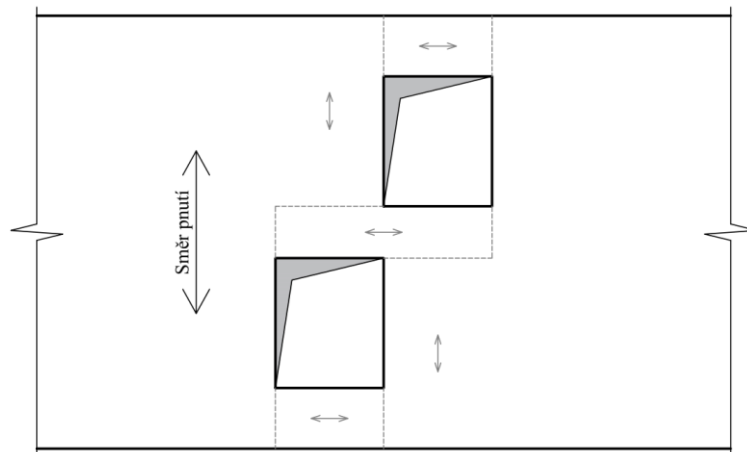


Obr. 2-3 Příklad modelů náhradní příhradoviny kolem většího prostupu ve stropní desce (spodní a horní povrch), převzato z [7]

V případě nedostupnosti statického softwaru pro analýzu desky je možné pro návrh výztuže kolem prostupu použít příhradovou analogii, pomocí které lze spočítat síly v tlačené a tažené oblasti průřezu případně i bez použití výpočetní techniky, nebo s využitím programů pro početní kalkulace.



Obr. 2-4 Příklad umístění dvou prostupů blízko sebe, středová část je výrazně namáhána



Obr. 2-5 Příklad umístění dvou prostupů, středová část je výrazně namáhána

## 2.3 Typy stropních desek a vliv prostupů na jejich statické působení

### 2.3.1 Desky působící v jednom směru

Stropní desky působící v jednom směru jsou podepřeny na dvou protilehlých liniových podporách nebo jsou konzolové vyložené. Zatížení se přenáší převážně ve směru rozponu stropní desky, hlavní výztuž desky je tedy navrhována ve směru rozponu. V závislosti na okrajových podmínkách desky se stanoví průběhy vnitřních sil od zatížení (pomocí metod viz 2.2). Roznos zatížení ve směru kolmém na hlavní výztuž uvažujeme minimální, nevyčísľujeme jej a potřebnou plochu výztuže k přenesení tohoto zatížení se určí dle konstrukčních zásad. [7]

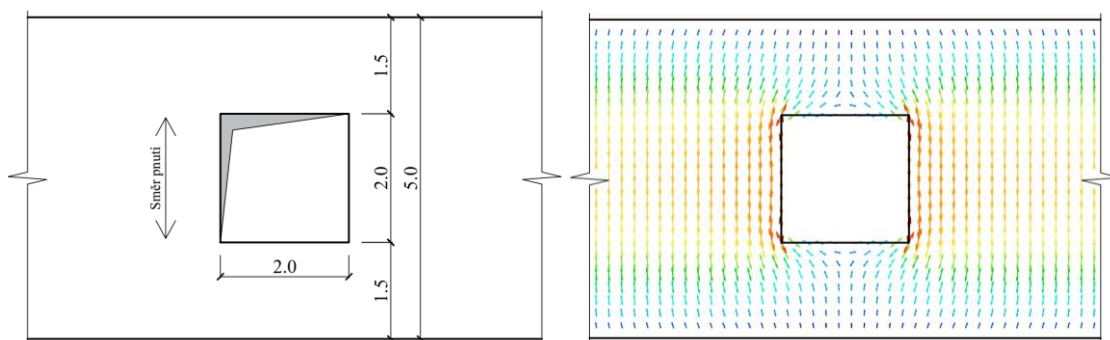
Desky působící v jednom směru lze dělit dle okrajových podmínek na desky prostě uložené, vetknuté, spojitě a konzolové. Volba okrajových podmínek výpočetního modelu závisí především na poloze desky v konstrukci a její návaznosti na další nosné konstrukce. Projektant konstrukce určuje okrajové podmínky na základě svých zkušeností, matematických modelů, případně experimentů. Jednotlivé okrajové podmínky určují velikost a průběh vnitřních sil uvnitř desky a tím tloušťku desky a způsob vyztužení.

Kolem prostupu v jednosměrně pnuté stropní desce dochází ke koncentraci ohybových momentů (obr 2-6). Ve směru pnutí stropní desky jsou zvýšené ohybové momenty přenášeny přidáním hlavní výztuží. V kolmém směru (kolmo na směr pnutí) ohybové momenty přebírá výztuž rozdělovací, kterou je třeba posoudit a v případě

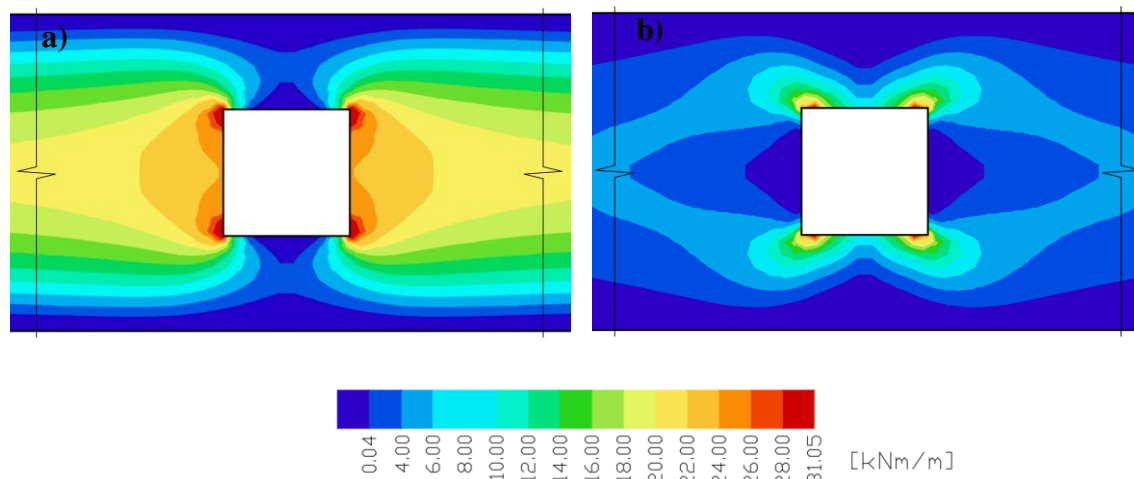


potřeby doplnit další výztuží. Vzniká tak systém „skrytých nosníků“ kolem prostupu, který zajistí nejenom přenos zatížení, ale i ztužení okraje prostupu.

Příklad koncentrace ohybových momentů kolem prostupu na jednosměrně pnuté desce o rozponu 5 m s prostupem o rozměrech 2 x 2 m je na Obr. 2-6 a Obr.2-7. Ohybové momenty stanoveny pomocí lineárně pružné analýzy ve statickém programu Scia Engineer 18.1.



Obr. 2-6 Geometrie desky s prostupem a trajektorie hlavních ohybových momentů ve směru pnutí stropní desky



Obr. 2-7 Znárodnění ohybových momentů kolem prostupu a) ve směru pnutí stropní desky b) kolmo na směr pnutí desky s vlivem kroutících momentů

Prostupy v jednosměrně pnutých deskách je výhodné navrhovat obdélníkové, s delší stranou orientovanou rovnoběžně s hlavní výztuží. Tím dochází k minimalizaci počtu přerušovaných výztužných prutů hlavní výztuže při zachování stejné plochy prostupu ve srovnání např. se čtvercovým prostupem. Zatížení desky před a za prostupem (ve směru hl. výztuže) musí být přeneseno na vedlejší části desky, které nejsou oslabené prostupem. Toho je dosaženo vyztužením desky ve směru kolmém na hlavní výztuž (může být využito zesílení rozdělovací výztuže stropní desky).

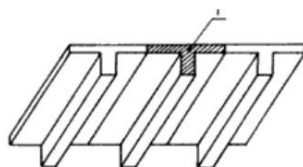
Další varianty tvaru a umístění prostupů v jednosměrně pnuté desce jsou uvedeny např. v bakalářské práci: K. Lamberková, *Analýza chování stropních železobetonových desek s prostupy*, ČVUT 2018

Lze se setkat i s prostupem přes celý rozpon stropní desky, kdy z hlediska návrhu se jedná o dvě samostatné desky a je nutné ověřit, zdali tato diskontinuita nenaruší celkové diafragma stropní konstrukce ve směru kolmém na hlavní výztuž, případně tuhost objektu v tomto směru zajistit jiným způsobem. Prostupy na celý rozpon mohou být vytvářeny například pro umístění schodiště.

### **Stropní desky s jednosměrně pnutými žebry**

Žebrové (žebírkové) stropní desky s žebry orientovanými v jednom směru se používají pro vylehčení jednosměrně pnutých desek. Osová vzdálenost žeber se pohybuje v rozmezí 0,5 – 1,0 m, výška žeber 60 – 120 mm.[10] Žebra lze vytvořit pomocí průběžných vložek. Vložky mohou být odstranitelné (plastové, ocelové) pro vytvoření členitého podhledu stropní desky, nebo skryté (keramické, lehčený beton, plastové) pro vytvoření rovného podhledu. Žebra musí být vždy propojena nadbetonávkou a vložky musí být dostatečně fixovány v konstrukci. Za podmínek uvedených v [7] lze žebrové desky navrhovat a posuzovat jako desky plné. Vždy je nutné posoudit žebra na namáhání smykem.

Prostup stropní konstrukcí mezi žebry je staticky výhodnější, než vstup procházející jedním, nebo více žebry. Stejně jako u plné jednosměrně pnuté desky dojde v oblasti kolem prostupu ke koncentraci ohybových momentů. Tento nárůst ve směru pnutí desky se projeví v sousedních žebrech desky. Pokud je vstup veden žebrem, zesílí se sousední žebra, posoudí se rozdělovací výztuž v desce kolem prostupu a v případě potřeby se doplní další výztuží. Příčná výztuž musí v tomto případě „přenést“ zatížení z přerušeno žebra na ostatní žebra desky. V přerušeno žebře je třeba navrhnout a posoudit třmínky pro „vynesení“ zatížení žebra do roviny desky (je-li těžišťová osa žebra níž, než výztuž stropní desky u spodního povrchu).



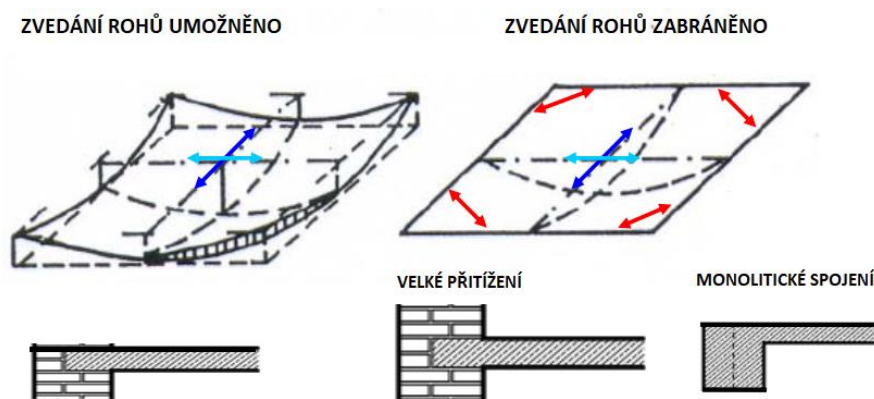
Obr. 2-8 Žebrová (žebírková) stropní deska [10]

### 2.3.2 Desky působící ve dvou nebo více směrech

„Za desku působící ve dvou směrech lze považovat desku podepřenou takovým způsobem, který umožňuje přetvoření desky ve dvou navzájem kolmých směrech. Prakticky to představuje desku s poměrem rozpětí  $L_x : L_y \leq 2 : 1$ . Při větším poměru již nastává dominantní přenos zatížení v jednom směru a jedná se o jednosměrně pnuté desky (ať již liniově nebo lokálně podepřené). Deska pnutá ve dvou směrech je staticky výhodná zejména při působení lokálních břemen (roznos zatížení do větší plochy). Ve srovnání s deskami jednosměrně pnutými umožňuje při stejných parametrech (zatížení a rozpětí) realizaci subtilnější konstrukce, naopak při stejné tloušťce vykazuje větší únosnost.“  
Převzato z [10]

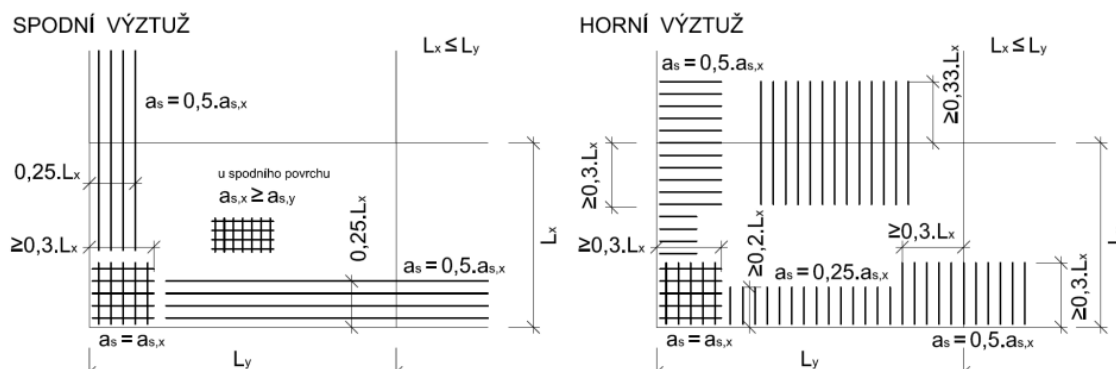
#### Po obvodě podepřená deska

U desky po obvodě podepřené je zabráněno průhybu stropní desky po jejích okrajích. Podepření je zajištěno stěnami, nebo průvlaky a z hlediska návaznosti na další konstrukční části objektu je voleno vhodné statické působení. Hlavní ohybové momenty desky v poli mají směr rovnoběžný s hranou desek (rovnoběžný se souřadným systémem) a v rozích směřují uhlopříčně. V poli je ohybový moment kladný, ale v blízkosti rohů vznikají záporné ohybové momenty. Tyto momenty za předpokladu, že je zabráněno zvedání rohu snižují ohybový moment v poli. Zvedání rohů je zabráněno při jejich dostatečném přitížení, nebo zakotvení do podpory (Obr. 2-10).



Obr. 2-9 Příklady působení rohů stropní desky po obvodě podepřené, převzato z [7]

Vyztužení stropní desky je provedeno v obou směrech. Ohybová výztuž v poli ve směru delšího rozponu je ukládána pod výztuž kratšího rozponu. V rozích stropní desky se používá ortogonální výztuž uložená ve dvou směrech.



Obr. 2-10 Vyztužení desky po obvodě podepřené, převzato z [10]

### Prostupy v rozích

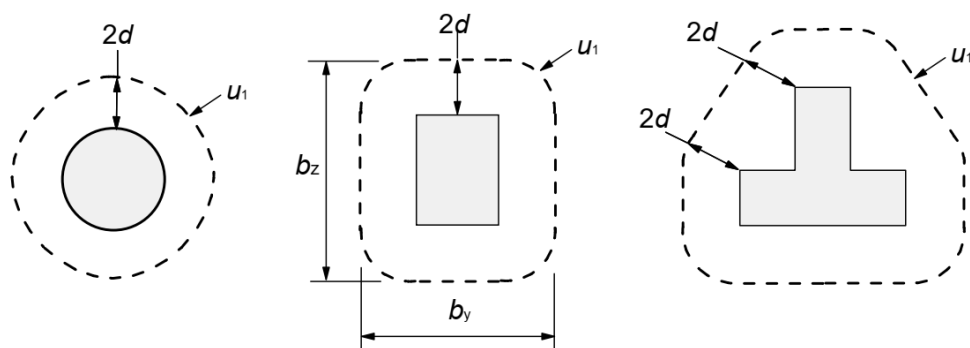
Při provedení prostupu v rohu stropní desky po obvodě podepřené, ve které je bráněno zvedání rohů, rohu není již dále bráněno ve zvedání. Dojde k nárůstu ohybového momentu v poli stropní desky a kolem prostupu. Zejména při dodatečném provedení prostupu v rohu na stávající konstrukci hrozí nebezpečí výrazného zvýšení ohybových momentů v poli, spojené se zvýšením průhybu, trhlinami a u velmi namáhaných konstrukcí až kolapsem konstrukce.

### Prostupy v poli

Jako u jednosměrně pnutých desek se kolem provedeného prostupu koncentrují ohybové momenty. Na rozdíl od jednosměrně pnutých desek je v těchto deskách hlavní ohybová výztuž uložena v obou směrech a vzniklé ohybové momenty tak vždy přebírá hlavní ohybová výztuž. Prostupy v těchto deskách je výhodné navrhovat tak, aby delší strana prostupu byla orientována rovnoběžně se směrem kratšího rozponu.

## Lokálně podepřená deska

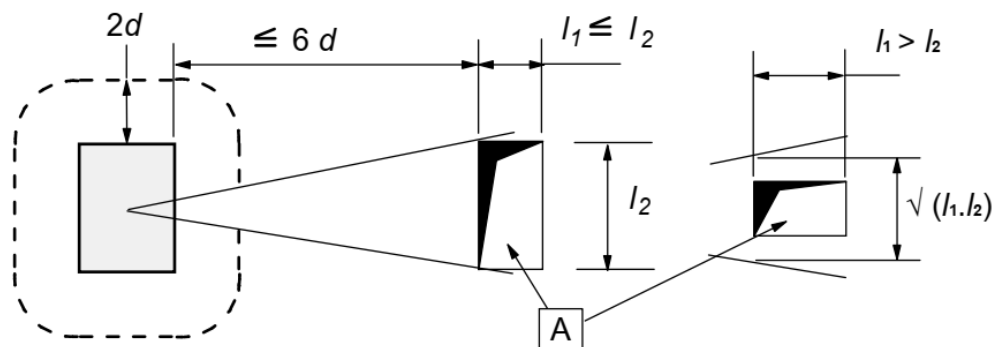
Definice dle [7]: „Konstrukční systém je vytvořen deskou působící ve dvou směrech, podporovanou lokálními podpěrami (obvykle sloupy, nebo krátkými stěnami)“. U lokálních podpor dochází ke koncentraci smykového napětí od zatížení, desky je třeba posuzovat kolem lokálních podpor na protlačení. Odolnost desky na protlačení se určuje v líci podpory (kontrolovaný obvod  $u_0$ ), v základním kontrolovaném obvodu  $u_1$ , v prvním smykově nevyztuženém kontrolovaném obvodu  $u_{out}$  (při vyztužení smykovou výztuží) a případně i v dalších kontrolovaných obvodech. Základní kontrolovaný obvod  $u_1$  je určen dle ČSN EN 1992-1-1 ve vzdálenosti  $2d$  od líce podpory a má být uvažován tak, aby byla jeho délka minimální (Obr. 2-11). Ohybová výztuž stropní desky je umístěna ve dvou směrech ve dvou výškových úrovních. Pro stanovení kontrolovaného obvodu se uvažuje aritmetický průměr účinných výšek desky v obou směrech, tj.  $d = \frac{d_y + d_z}{2}$ .



Obr. 2-11 Typické základní kontrolované obvody  $u_1$  [1]

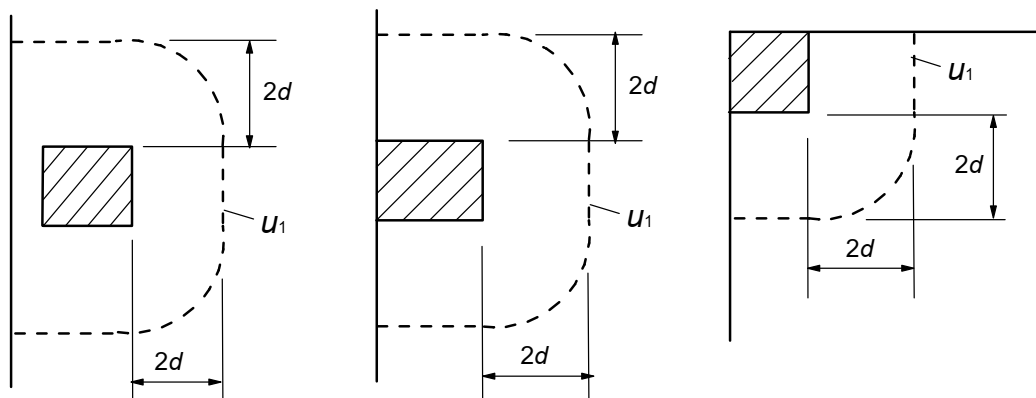
### Prostupy v blízkosti podpor

Prostupy umístěné blízko podpor snižují odolnost lokálně podepřené desky na protlačení a je nutné je staticky posoudit dle normy [1]. Prostup ovlivňuje odolnost desky na protlačení, pokud je umístěn do vzdálenosti menší než  $6d$  od hrany líce podpory. Plocha ohraničená tečnami ze středu podpory k obrysu prostupu je v tom případě považována za neúčinnou (Obr. 2-11). To zkracuje délku posuzovaného obvodu  $u_1$  a snižuje plochu oblasti vzdorující smykovým silám.



Obr. 2-12 Otvor v blízkosti kontrolovaného obvodu [1]

Při umístění prostupu velkých rozměrů v blízkosti podpory, kdy tečny ze středu podpory k obrysu prostupu svírají velký úhel, je při úpravě základního kontrolovaného obvodu  $u_1$  postupováno stejně jako při posuzování krajní podpory lokálně podepřené desky. Pokud vstup zasahuje do více stran kolem podpory, je postupováno stejně jako při posouzení rohové podpory (Obr. 2-13). Je nutné zdůraznit, že prostupy takovýchto rozměrů již výrazně zvyšují riziko protlačení stropní desky a kladou zvýšené nároky na posouzení výsledného návrhu stropní desky.



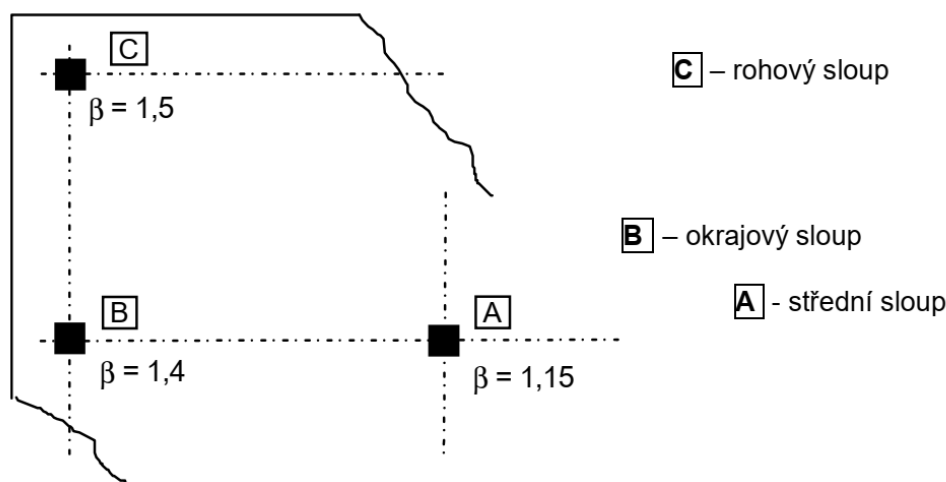
Obr. 2-13 Základní kontrolované obvody pro podporu v blízkosti okraje nebo rohu [1]

Stanovení maximálního smykového napětí v kontrolovaném obvodu  $u_1$  dle [1]:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d}$$

kde  $d$  je průměrná účinná výška desky  
 $u_1$  délka základního kontrolovaného obvodu  $u_1$ , zkrácená o vliv prostupu  
 $\beta$  součinitel nahrazující vliv ohybových momentů a smykových sil přenášených ze stropní desky do podpor.

Zjednodušeně pro konstrukce, které nepřenášejí vodorovné zatížení, mají ztužující prvky a přibližně stejně velká rozpětí sousedních polí se hodnota součinitel  $\beta$  dá uvažovat dle (Obr. 2-14).

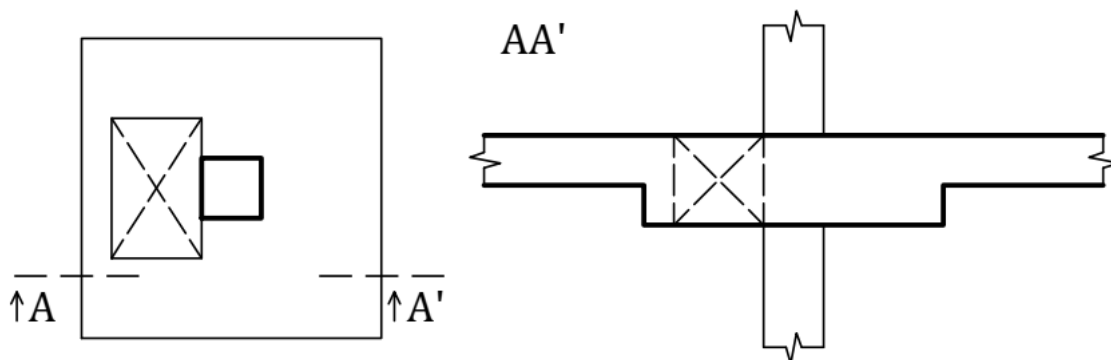


Obr. 2-14 Doporučené hodnoty  $\beta$  dle ČSN EN 1992-1-1

V případě prostupu v blízkosti podpory je z důvodu redukováného základního obvodu a nerovnoměrnému rozdělení smykových sil doporučeno použít podrobnější postup stanovený v ČSN EN 1992-1-1, článek 6.4.2.

Stanovené smykové napětí se porovnává s maximálním smykovým napětím protlačované oblasti bez smykové výztuže. V případě, že návrh nevyhoví, je nutné navrhnout vyšší tloušťku desky (málo efektivní, nárůst vlastní tíhy), zvětšit podporu (sloup) nebo použít smykovou výztuž a protlačení znovu posoudit. Nejčastěji je voleno vyztužení smykovou výztuží ve formě smykových trnů nebo kozlíků. Smykové trny se vyrábějí ve velkém množství variant s různými vlastnostmi. Při použití patentovaných výrobků se únosnost v protlačené stanoví podle metodiky na základě zkoušek prováděných dle příslušného evropského technického schválení [1]. Výrobci jednotlivých typů smykové výztuže nabízejí vlastní výpočetní programy na návrh výztuže a posouzení protlačení. V případě, že deska se smykovou výztuží na protlačení nevyhoví, jsou prováděny viditelné, nebo ocelové skryté hlavice.

Při provedení prostupu ve viditelné hlavici je doporučeno umístit jej tak, aby část viditelné hlavice vytvořila kolem prostupu ztužující žebro. Žebro zlepšuje redistribuci vnitřních sil kolem prostupu a ztuží volný okraj (Obr. 2-15).



Obr. 2-15 Prostup v obdélníkové hlavici

Ocelová skrytá hlavice je vytvořena vložením svařence z ocelových plechů nebo válcovaných profilů nad podporu. Skryté hlavice rozlišuje norma na 3 druhy, (manžetové, roštové či žebrové) a lze je považovat za smykovou výztuž na protlačení. Kontrolovaný obvod  $u_1$  je uvažován ve vzdálenosti  $2d$  od konce ocelové desky u manžetové hlavice, u ostatních dle odstavce 12.2.3 v ČSN 73 1201 (r.v.2010). Kontrolovaný obvod  $u_0$  je posunut u manžetové hlavice, u ostatních typů zůstává shodný s půdorysnou plochou podpory (sloupu). Nevýhodami skryté hlavice s ocelovou deskou jsou náročná montáž ocelového prvku do bednění (koliduje s ostatní výztuží desky a sloupu) a vyšší cena tohoto řešení. Ocelové skryté hlavice jsou často doplněny „klasickou“ smykovou výztuží na protlačení. [4]

### Prostupy ve sloupových pruzích

Dle [4] „V deskové konstrukci mohou být vedeny prostupy libovolné velikosti, pokud to není v rozporu s podmínkami spolehlivosti konstrukce. Pokud se vliv prostupů na silové a přetvárné podmínky nestanoví výpočtem, musí být splněny podmínky 8.5.16 až 8.5.19.

8.5.16 Prostupy se musí umístit tak, aby přerušovali co nejmenší počet prutů podélné výztuže v obou směrech. Výztuž přerušovaná prostupy se vždy musí nahradit přídáním výztuží uloženou po stranách prostupu.

8.5.17 V oblasti křižujících se středních pruhů nesmí být prostupy přerušeny pás širší než  $\frac{1}{2}$  šířky příslušného pruhu za podmínky, že v každém pruhu bude zachováno celkové množství výztuže navržené pro stejné pole bez otvorů (viz článek 8.5.16)



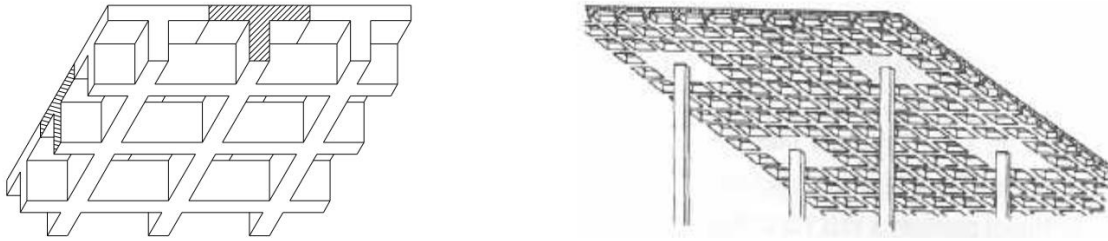
8.5.18 V oblasti společné dvěma křížujícím se sloupovým pruhům, nesmí být prostupy přerušeny pás širší než  $1/8$  šířky příslušného pruhu v každém směru za podmínky úpravy výztuže podle článku 8.5.16.

8.5.19 V oblasti společné křížujícímu se pruhu sloupovému a pruhu střednímu, nesmí být prostupy přerušeny pruh širší než  $1/4$  šířky příslušného pruhu v každém směru za úpravy výztuže podle článku 8.5.16.“

### **Stropní desky vylehčené, roštové a kazetové**

Stropní desky navrhované pro velké rozpony (zhruba nad 7 m) mají větší tloušťku. U těchto desek zaujímá velký podíl z celkového zatížení konstrukce vlastní tíha betonové desky. Z toho důvodu je přistupováno k provádění vylehčených, roštových a kazetových stropních desek. Roštové desky jsou tvořeny systémem trámů (velkých žebor) na sebe kolmých, které přenáší zatížení do podpor. Kazetové desky jsou vytvořeny na sebe kolmými žebry a vytváří viditelné otevřené pravoúhlé členění dolního povrchu. Toto řešení je pracné a častěji se provádějí stropní desky vylehčované pomocí systémových prvků, kdy je na desce zachován rovný podhled. Vylehčení desky snižuje vlastní tíhu konstrukce a umožňuje tak vyšší užité zatížení desky. V takto vytvořených žebrech desky dochází ke koncentraci ohybového namáhání a smykového napětí. Smykové napětí v jednotlivých žebrech je třeba posoudit a obvykle navrhnout smykovou výztuž. Smyková výztuž je nejčastěji tvořena třmínky.

Namáhání od ohybu je přenášeno podélnou betonářskou výztuží. Poloha výztuže je ovlivněna typem desky. U roštových a kazetových desek je ohybová výztuž uložena v jednotlivých žebrech. V případě vylehčené stropní desky záleží na tloušťce desky pod a nad vylehčující dutinou. Pokud má deska dostatečnou tloušťku (splňuje podmínky na krytí výztuže z obou stran), je ohybová výztuž rovnoměrně rozložena jako u klasické nevylehčené stropní desky u spodního a horního povrchu. Pokud je minimální tloušťka nedostatečná, je nutné veškerou ohybovou výztuž soustředit do vzniklých „skrytých“ žebor. V tomto případě je nutné vložit do desky u spodního a horního povrchu konstrukční výztuž, obvykle ve formě výztužných sítí.



Obr. 2-16 Roštový a kasetový strop, převzato z [10]

Provádění prostupů ve vylehčených deskách je staticky výhodnější oproti plným deskám, z důvodu jejich vyšší tloušťky a jednotlivým žebřům. Vyšší tloušťka desky přispívá k vyšší účinné výšce desky a jednotlivá žebra lze dle potřeby zesilovat přidáním více prutů ohybové výztuže (i do několika řad), nebo zvětšením rozměrů žebra.

Nejvýhodnější prostup ve vylehčených deskách je prostup umístěný mezi žebry desky, např. prostup o velikosti vylehčovacího prvku. Při takto provedených prostupech je statické působení desky ovlivněno minimálně, neboť namáhání přenesou žebra desky. Z tohoto důvodu je vhodné při realizaci větších prostupů tyto prostupy rozdělit a vytvořit více menších (efektivní v případě vedení instalací). V případě nemožnosti rozčlenění potřebné plochy prostupu na více malých prostupů je nutné zvýšit únosnost sousedních žeber.

#### 2.4 Specifika zatížení stropních desek kolem prostupů

Kolem prostupů ve stropních deskách se často objevují lokální zatížení, které zatěžují okraj prostupu a zvyšují hodnoty ohybových momentů kolem prostupu. Kolem prostupů instalačních šachet rozvodů TZB jsou často umístěny příčky s cílem zakrytí instalačních šachet, jsou ukládány schodišťová ramena na hrany prostupů, instalovány výtahy, plošiny a další těžká technologická zařízení. Při návrhu stropní konstrukce musí být tato zatížení zahrnuta do výpočtu.

#### 2.5 Vyztužování stropních desek kolem prostupů

Na vyztužení železobetonových stropních desek jsou kladeny požadavky nejen pro zachování nosné funkce, ale i na odolnost proti mimořádným zatížením, snížení účinku dotvarování, lepšího roznášení lokálních břemen, zajištění tvaru a trvanlivosti prvku, požární odolnosti a zachování estetické funkce.

Stropní desky všech typů jsou dnes často vyztužovány kontinuálně při obou površích. Toto uspořádání snižuje pracnost vyztužení konstrukce a zlepšuje vlastnosti

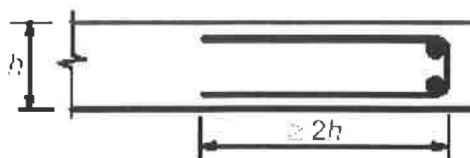
uvedené v odstavci výše. Významným přínosem oboustranně vyztuženého průřezu desky v oblasti kolem prostupu je umístění konstrukční výztuže u spodního i horního povrchu. Tato výztuž přispívá k zachycení příčných tahů v tlakově namáhaných částech desek kolem prostupu.

### Rozdělovací výztuž

Je ukládána u jednosměrně pnutých desek kolmo hlavní výztuž stopní desky. Zajišťuje snížení účinků smršťování, dotvarování, omezení průhybů a lepšímu roznosu lokálního zatížení ve směru kolmém na směr pnutí. Lze jí využít pro přenesení ohybových momentů kolem prostupu ve směru kolmém na směr pnutí u jednosměrně pnutých desek. Její plocha je dle tabulky *Konstrukční zásady pro vyztužování železobetonových prvků* dle ČSN EN 1992-1-1 NA CZ stanovena jako 20% plochy hlavní ohybové výztuže. Kolem prostupu je doporučeno uvažovat minimálně 25% plochy hlavní ohybové výztuže a v případě velkého, nebo staticky významného prostupu rozdělovací výztuž posoudit výpočtem.

### Lemovací výztuž

Podél volných okrajů desky je třeba navrhovat podélnou a příčnou výztuž. Průměry prutů se volí stejné jako průměry prutů rozdělovací výztuže. Požadavky na lemovací výztuž jsou specifikovány v ČSN 73 1201: „*Všechny volné okraje desky, tj. i okraje u otvorů, které nejsou opatřeny obvodovým trámem, musí být vyztuženy podélnými výztužnými pruty uloženými ve směru rovnoběžném s volným okrajem, přičemž v horním i dolním rohu volného okraje desky musí být vždy nejméně jeden prut a dále příčnou výztuží uloženou kolmo k volnému okraji tak, aby obepínala podélné rohové pruty a zasahovala od volného okraje do pole nejméně na vzdálenost dvou tloušťek desky.*“



Obr. 2-17 Lemovací výztuž

## Kotvení výztuže

Potřebná délka kotvení výztuže není často v okolí prostupu k dispozici. Z těchto důvodů se provádějí úpravy ukončení výztužných prutů. Typickou úpravou je ohýbání betonářské výztuže do směru, kde nic nebrání v zakotvení výztuže a beton je v této oblasti tlačeny. Pro zkrácení kotevní délky je možno použít háků, smyček, nebo přivaření výztuže na roznašecí kotevní desku (svařování výztuže musí být v souladu s ČSN EN ISO 17660-1). Kotevní deska je na konstrukci stropní desky připevněna z vnější strany musí být chráněna proti korozi. V případě použití kotevních desek je třeba ověřit výpočtem únosnost betonu v soustředěném tlaku (otlačení).

## 2.6 Posuzování dodatečně realizovaných prostupů

Metody použitelné pro posouzení dodatečně prováděného prostupu se v zásadě neliší od metod v případě prostupu provedeného během realizace. Zásadním rozdílem je nemožnost dodatečného vložení betonářské výztuže do stropní desky a obtížné zvýšení tloušťky desky.

Pro návrh dodatečně prováděného prostupu ve stávající stropní desce je třeba znát geometrii, vyztužení, zatížení stávající a zatížení navrhované. Potřebný otvor je vhodné redukovat na minimální nutnou půdorysnou plochu a vyvarovat se lokálního zatížení v těsné blízkosti otvoru. Lokální zatížení kolem otvoru jsou např. zděné příčky kolem instalačního jádra, uložení schodišťového ramene na hranu prostupu nebo instalace těžkého zařízení vedle prostupu.

V případě malých prostupů, nezasahujících do hlavní výztuže a minimálním oslabením tlačené oblasti stropní desky není nutné desky dodatečně posuzovat. Musí se ovšem jednat o prostupy mimo oblasti se zvýšeným namáháním, kde by i velmi malý otvor mohl způsobit výrazné oslabení konstrukce (např. u lokálních podpor). Typicky se jedná o prostupy pro kabelové vedení, vodovodní potrubí, či jiné prvky s malými nároky na půdorysnou plochu prostupu vedené např. vylehčovacími dutinami vylehčených desek. Při návrhu dodatečného prostupu větších rozměrů a staticky významnějších je třeba desku dodatečně vyztužit (zesílit). Při výběru vhodného způsobu zesílení jsou vzaty v úvahu nejen požadavky statické, ale i požadavky požární, zdravotní a ekonomické. Některé varianty metod zesílení stropních desek jsou popsány v kapitole 2.7.

### **Využití redistribuce vnitřních sil**

V kapitole 2.2 je uvedeno, že stropní desky jsou dnes často navrhovány pouze s využitím lineárně pružné analýzy. V případě posouzení vlivu provedení prostupu, lze takto navrženou stropní desku (staticky neurčitou) posoudit s využitím redistribuce podporových momentů. Další možností je redistribuce po šířce, která se stanoví statickým deskovým programem. Například u jednosměrně pnuté spojitě stropní desky lze využitím lineárně pružné analýzy s omezenou redistribucí snížit velikost podporových momentů, za cenu zvýšení ohybových momentů v poli. Ohybovou únosnost stropní desky v poli, lze ale jednodušeji zvýšit např. nalepením uhlíkových lamel. Oproti aplikaci lamel v poli je lepení uhlíkových lamel nad podporou komplikovanější a vyžaduje výraznější zásah do dalších konstrukcí umístěných na stropní desce (pokračující nosná stěna, skladba podlahy).

### **Využití konstrukční výztuže**

V železobetonových stropních deskách není umístěna jen hlavní ohybová výztuž, ale i výztuž konstrukční (rozdělovací), případně smyková. Po realizaci prostupu dojde k nárůstu hodnot ohybových momentů kolem prostupu. U jednosměrně pnutých desek zvýšené ohybové namáhání kolmo na směr pnutí přebírá rozdělovací výztuž. Pokud pro přenesení ohybového namáhání není v desce k dispozici potřebná plocha rozdělovací, nebo jiné konstrukční výztuže, je nutno ji vhodným způsobem zesílit, například použitím lepených uhlíkových lamel (kap 2.7).

### **Vliv stanovení zatížení**

Při stanovení hodnot zatížení dodatečně zesilovaného prvku lze podle normy [3] využít kombinace zatížení pro trvalé a dočasné návrhové situace 6.10a a 6.10b. Stanoví se obě kombinace a použije se ta nepříznivější. Oproti kombinace 6.10 obsahují kombinace redukční součinitele pro hlavní užitné (6.10a) a pro stálé (6.10b) zatížení. Redukční součinitele a jejich způsob zahrnutí do výpočtu zatížení jsou uvedeny v ČSN EN 1990 v normativní příloze A [3]. Výše uvedené platí pro posouzení konstrukce na mezní stav únosnosti. Pro mezní stav použitelnosti jsou použity standartně užívané situace (6.14a) až (6.16b). [3]

Je vhodné zohlednit i případnou změnu účelu stavby. Například při rekonstrukci objektu původně určeného pro skladování na stavbu pro bydlení. Užitné zatížení je

v případě obytných ploch nižší než u skladovacích ploch, výztuž ve stropní desce je pro nový způsob využití nadhodnocena a může být schopna přenášet zvýšené ohybové momenty kolem prostupu s minimálním, nebo žádným dodatečným vyztužením.

Vždy je výhodné snížit velikost stálého zatížení konstrukce. Snížení lze dosáhnout nahrazení původních dělicích konstrukcí konstrukcemi s nižší objemovou hmotností, úpravou skladeb podlahových konstrukcí atd.

U stropních desek, u kterých není možné dodatečně zesílit oblasti kolem prostupu lze vhodným opatřením omezit velikost maximálního užitného zatížení v místnosti. Například u ploch určených pro skladování s vysokým užitným zatížením lze vypracovat plán „zatížitelnosti“ jednotlivých místností, nebo oblastí desky. K tomuto řešení by se mělo přistupovat jen v případech nemožnosti jakéhokoliv ze způsobu zesílení stropní desky kolem prostupu.

## **2.7 Možnosti dodatečného zesílení stropních desek s prostupy**

### **Nadbetonování vrstvy**

Nadbetonování vrstvy betonu se provádí nejčastěji v tloušťce 30 – 80 mm. Nadbetonávka se vyztuží svařovanou sítí nebo vázanou výztuží malých průměrů. Výztuž může být umístěna i v tlačných oblastech pro co největší omezení vlivu smršťování a dotvarování nového betonu. Rovněž je vhodné použít vhodnou recepturu betonu s nízkým výsledným smrštěním.

Pro zajištění spolupůsobení nadbetonávky a zesilované stropní desky je nutné povrch vhodně upravit. Povrch se řádně očistí, odmastí, zdrsňuje a případně se aplikuje adhezní můstek z epoxidové pryskyřice. Pro co nejlepší spolupůsobení a zajištění plného spřažení se styčná spára zdrsňuje a v případě potřeby vyztuží. Vyztužení může být provedeno smykovými trny, nebo ocelovou výztuží ve formě smyček. Výztuž se zakotví do předem vyvrtaných otvorů v zesilované stropní desce. Výztuž spáry se propojí s výztuží nadbetonávky.

Potřebné vyztužení vodorovné spáry mezi betony různého stáří se posoudí dle vztahu ([1] odst. 6.2.5.):

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi}$$

$$v_{Edi} = \beta \cdot \frac{V_{ed}}{z \cdot b_i}; \beta = \frac{F_{cdi}}{F_{cd}}$$

$\beta$  je poměr podélné síly v nabetonované části k celkové podélné síle v tlačené nebo tažené části průřezu,  $V_{ed}$  je návrhová posouvající síla,  $z$  je rameno vnitřních sil,  $b_i$  je šířka posuzovaného průřezu

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$c$ ,  $\mu$  jsou součinitelé definující vliv drsnosti styčné plochy,  $\sigma_n$  je normálové napětí v průřezu (+ tah, - tlak),  $\rho$  je stupeň vyztužení pracovní spáry smykovou výztuží,  $v$  je redukční součinitel pevnosti v tlaku  $v = 0,6$  [1- $f_{ck}/250$ ],  $A_s$  je plocha výztuže procházející spárou a dostatečně zakotvená,  $A_j$  je plocha styčné spáry,  $\alpha$  úhel sklonu výztuže od normály styčné spáry ( $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ )

Nadbetonováním desky se zvýší rameno vnitřních sil  $z$  v desce. U stropní desky v poli dochází při zachování stejného množství výztuže ke zvýšení momentu únosnosti stropní desky a snížení průhybu. Pro stanovení výsledné únosnosti nadbetonované stropní desky je třeba stanovit velikost ohybového momentu v desce při aktivaci nadbetonávky. Snahou je stropní desku co nejvíce odlehčit odstraněním působícího zatížení, podepřením stropní desky a případně i odlehčení desky za pomoci hydraulických zvedáků. V zesilované stropní desce bude vždy jisté napětí od hodnoty ohybového momentu působícím na odlehčené konstrukci a teprve po aktivaci nadbetonávky (tj. zvýšení ohybového momentu) začne působit nový průřez nadvýššený o nadbetonávku. To je třeba zohlednit při výpočtu momentu únosnosti (podrobněji viz kap. 3.3). Je třeba také zohlednit dotvarování nadbetonávky v čase. Vlivem dotvarování se zvyšuje přetvoření tlačeného betonu a v důsledku toho dochází ke zvýšení napětí v ohybové výztuži. To může vést ke snížení momentu únosnosti v čase (o jednotky %) a ke zvýšení dlouhodobého průhybu. V případě dostatečné rezervy únosnosti průřezu a přijetí vhodných opatření (podrobněji viz kap. 3.3.) pro omezení dotvarování a smršťování nadbetonávky není třeba detailně ověřovat vliv dotvarování na zvýšení napětí ve výztuži od dotvarování.

U spojitých desek v průřezu nad podporou, je do nadbetonávky vkládána ohybová výztuž. Desky se posoudí jako průřez vyztužený výztuží ve více řadách a posouzení je nejčastěji provedeno pomocí iterace polohy normálové osy za současného splnění

mezních podmínek pro všechny materiály. Výška nadbetonávky musí zajistit dostatečnou krycí vrstvu výztuže a soudržnost výztuže s betonem. Pro zajištění soudržnosti s betonem je nezbytné zajistit z obou stran výztužného prutu vrstvu minimálně 10 mm betonu. Z toho vyplývá, že je důležité vyvarovat se ukládání výztuže přímo na zesilovanou konstrukci. Vhodným způsobem zajištění soudržnosti a krycí vrstvy je použití prefabrikovaných betonových distančníků.

Prostup je vhodné opatřit lemovací výztuží. Lemovací výztuž prostupu se u horního povrchu zakotví do nadbetonávky a u spodního povrchu se zakotví do předvrtaných otvorů v „čele“ prostupu pomocí epoxidové pryskyřice, nebo cementové malty. [9]

### **Podepření ocelovými prvky**

Desku kolem otvoru lze podepřít nosníky z ocelových válcovaných profilů, které převezmou značnou část namáhání desky. Tyto profily snižují světlou výšku místnosti, mohou měnit statické schéma desky a musí být opatřeny protipožární ochranou. Vždy je nutné ověřit, že výztuž umístěná v desce (při jednosměrně pnuté desce výztuž roznášecí), je schopna převzít ohybové momenty kolmé na směr pnutí ocelových profilů. V místě podepření mohou vznikat ohybové momenty u horního povrchu, kde nemusí být umístěna konstrukční výztuž. Tyto momenty musí být případně zachyceny dodatečnou výztuží, například pomocí FRP výztuže (viz dále).

### **Externí ocelová výztuž**

Železobetonová stropní deska může být zesílena externí ocelovou výztuží ve formě ocelových lamel (pásovina) tloušťky 3-5 mm. V případě potřeby mohou být lamely na sebe vrstveny. Lamely jsou k povrchu zesilované konstrukce lepeny, nebo mechanicky kotveny. Mezi výhody ocelových lamel patří jejich svařovatelnost a možnost mechanického kotvení. Zásadní nevýhodou je nízká odolnost proti korozi, požáru a zvyšování hmotnosti zesilované konstrukce. V porovnání s kompozitními lamelami mají výrazně nižší pevnost v tahu.



## Kompozitní tkaniny a lamely (FRP)

V případě požadavku zachování konstantní tloušťky stropní konstrukce se využívá pro dodatečné zesilování stropních konstrukcí kompozitních materiálů. Jedná se o vlákna vyztužené polymery (FRP = Fiber Reinforced Polymer) vyráběné pultruzí (kontinuální proces výroby FRP). Vlákna mohou být uhlíková, skleněná, kevlarová nebo aramidová. Epoxidová matrice zajišťuje přenos sil mezi vlákny, přenos sil z podkladu k vláknům a ochranu vláken proti korozi. Vlákna musí být aplikována tak, aby byla orientována rovnoběžně se směrem hlavního tahu. Nejvíce používané jsou dnes tkaniny a lamely s vlákny uhlíkovými. Kompozitní tkaniny a lamely mohou řádově dosahovat pevností tisíců MPa. (Např. uhlíkové lamely mají typicky charakteristickou pevnost v tahu 2500–2900 MPa). Kompozitní tkaniny a lamely vzhledem ke svým vysokým pevnostem v tahu umožňují výrazné zvýšení únosnosti konstrukce, k omezení průhybu ale přispívají minimálně.

Pro navrhování vyztužení z kompozitních materiálů není zatím vytvořena žádná česká norma (ČSN EN). Z evropských návrhových metodik lze použít například *fib Bulletin 14* od *International Federation for Structural Concrete*, nebo *Technical report No.55* od *Concrete Society* [5].

- **Uhlíkové tkaniny (CFRP)**

Uhlíkové tkaniny CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) jsou používány pro zesílení železobetonových konstrukcí zejména proti porušení smykem a ohybem. Vyrábí se v rolích a jsou oproti lamelám dobře ohebné a tvarovatelné podle tvaru podkladu. To dovoluje snadnější přizpůsobení tkaniny zesilované konstrukci. Využívají se pro ovnutí sloupů, sanování zděných kleneb, nebo jiných zakřivených konstrukcí. Pro zesílení stropních desek se používají převážně rovné uhlíkové lamely.[9], [11]. V případě prostupů jich může být využito pro vyztužení vnitřních ploch („čel“) prostupu, kdy mají za úkol nahradit lemovací výztuž.

- **Uhlíkové lamely (CFK)**

Uhlíkové lamely s vysokou pevností v tahu (CFK) se používají pro zvýšení ohybové únosnosti a únosnosti ve smyku. Nejčastější použití uhlíkových lamel je při zesilování stropních desek, průvlaků a dalších konstrukcí namáhaných na ohyb a smyk. Lamely jsou vyráběny zaválcováním uhlíkových vláken do nosné vložky z umělé hmoty

(např. epoxidová pryskyřice) a následně vytvrzeny při vysoké teplotě (cca 180 °C). Délky lamel se pohybují až v několika desítkách metrů, šířky 50–80 mm a tloušťky 1,2 – 2,5 mm. Rozměry jsou uvedeny orientačně a liší se dle výrobce. Jednotlivé druhy lamel se liší dle hodnot modulů pružnosti, pevnostmi v tahu a velikostí poměrného protažení do meze porušení. Běžné hodnoty modulu pružnosti se pohybují kolem 170 GPa a poměrné protažení při mezi únosnosti dosahují přibližně 1,60 %.[11]

Časté použití uhlíkových lamel je při vytváření dodatečně prostupu, jako náhrady za přerušenu výztuž.[11]



Obr. 2-18 Ukázka zesílení stropní desky kolem prostupu s využitím uhlíkových lamel, zdroj: <https://www.sanax.cz/reference/detail/cfrp-lamely-mondi>

- **Uhlíkové pruty (tyče)**

Uhlíkové pruty jsou vyrobeny z tažených uhlíkových vláken (CFRP) s kruhovým příčným průřezem. Oproti uhlíkovým lamelám, které se lepí přímo na povrch konstrukce, se pruty vlepují do předem připravených drážek. Jejich materiálové vlastnosti jsou prakticky totožné ve srovnání s uhlíkovými lamelami. [11]

### **Zásady pro dimenzování prvků CFRP**

Vzhledem k absenci českých norem (ČSN EN) pro dimenzování konstrukcí s laminátovou výztuží, jsou materiálové charakteristiky a součinitelé spolehlivosti uváděny dle produktových materiálů a doporučení společnosti Sika [11]. Návrhová metodika v [11] vychází z kombinace *Eurocode 2* [1] a *Technical report No.55 (TR55)* [5].

Dle [11] je doporučeno volit součinitele spolehlivosti FRP výztuže dle TR55[5]. Součinitele spolehlivosti podle této metodiky vedou ke snížení návrhové pevnosti uhlíkové lamely pomocí aplikace součinitelů spolehlivosti pro přetvoření  $\varepsilon_f$  a modulu pružnosti  $E_f$ .

Součinitel spolehlivosti pro Youngův modul pružnosti pro MSÚ:

$\gamma_{FRP,Ef} = 1,1$  (pro uhlíková vlákna)

Doplňující dílčí součinitele spolehlivosti podle metody výroby nebo aplikace pro MSÚ:

$\gamma_{FRP,m} = 1,05$  (pro aplikaci strojem);  $\gamma_{FRP,m} = 1,1$  (podtlaková infuze);

$\gamma_{FRP,m} = 1,2$  (mokrý proces);

Doplňující dílčí součinitel spolehlivosti poměrného přetvoření při MSÚ:

$\gamma_{FRP,ef} = 1,25$  (pro uhlíková vlákna)

*Pozn.: součinitele platí pro lamely s uhlíkovými vlákny aplikované na deskové konstrukce a jsou využity v příkladové části – kapitola 3.4, pro ostatní typy vláken (aramidová, skelná, čedičová,..) je třeba používat součinitele jim odpovídající.*

**Návrhové hodnoty CFRP se stanoví takto (rovnice z TR55 [5]):**

$$E_{fd} = \frac{E_{fk}}{\gamma_{FRP,Ef} \cdot \gamma_{FRP,m}}; \quad \varepsilon_{fd} = \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_{FRP,\varepsilon}}; \quad f_{fd} = E_{fd} \cdot \varepsilon_{fd}$$

### **Limity pro zesílení**

*„Před provedením zesílení musí projektant posoudit pravděpodobný následek v případě nežádoucí ztráty účinku zesílení následkem nehody, nárazu apod. Proto ztráta pevnosti lamel nevede k selhání konstrukce. Proto se o zesílení prvku uvažuje pouze tehdy, pokud je pevnost nezesíleného (stávajícího) prvku na mezi únosnosti při nehodě, jak je definovaná v Eurokódu 2, část 1-1, odst. 2.4.2.4, nejméně tak velká jako pro kombinaci případů uvedenou v Eurokódu 0, odst. A.1.4.1 a A.1.4.2. Toto posouzení významně omezuje přídatné zatížení, o němž lze uvažovat pro zesílený prvek nezávisle na únosnosti systému FRP.“* Převzato z [11].

### **Návrh CFRP pro případ požáru**

V případě požáru se předpokládá okamžitá a úplná ztráta únosnosti prvků CFRP v důsledku působení vysokých teplot na spojovací epoxidovou pryskyřici (taje již při teplotách 60-130 °C). Vysoká teplota způsobí delaminaci jednotlivých vláken uhlíkové

lamely, nebo ztrátu soudržnosti s podkladem (zesilovanou konstrukcí). V případě použití jiného typu spojovacího lepidla s dobrými odolnosti proti vysokým teplotám při požáru lze výrazně zvýšit požární odolnost zesílené konstrukce. Spojovací lepidla s dobrou požární odolností se v současné době nacházejí ve fázi vývoje. Zvýšení požární odolnosti zesílené konstrukce lze dosáhnout použitím protipožárního podhledu, nebo protipožárního obkladu z materiálů třídy reakce na oheň A1 (např.: protipožární desky).

### Požadavky na podklad

Aby nedošlo k odtržení uhlíkových lamel od podkladu (případně společně se svrchní vrstvou podkladu), je třeba před zesílením provést diagnostiku podkladu. Lamely musí být aplikovány přímo na povrch betonové stropní desky, povrch musí být zbaven všech nečistot, zbytků omítek atd. Ověření se provede odtrhovou zkouškou. Odtrhová pevnost by se měla obecně pohybovat v rozmezí cca 1,5 – 2,2 N/mm<sup>2</sup>. Problémem může být karbonatace betonové vrstvy, nebo vysoký obsah chloridových iontů či jiných agresivních látek. Podklad musí dále splňovat požadavky na rovinnost předepsanou výrobcem a nesmí se na něm vyskytovat ostré hrany. [11]

### Zesílení v ohybu

U prvků zesílených v ohybu je nutno uvažovat následující aspekty [11]:

- *Stanovení skutečných přetvoření průřezu ohybem při aplikaci zesílení, s uvažováním vlivu dotvarování betonu na modul pružnosti  $E$*
- *Musí být splněná rovnováha sil v zesílené části s přihlédnutím ke skutečné deformaci krajních vláken betonového průřezu během zesilování,  $\epsilon_0$*
- *Mezní únosnost zesílené části může být omezená drcením betonu v tlačené oblasti (odpovídá přetvoření 0,35 %) nebo ztrátou přilnavosti laminátu CFRP (oddělení trhlinami od smykového napětí, extrémní podélné smykové podél FRP nebo nedostatečná kotevní délka laminátu).*
- *Pružnost zesíleného prvku.*
- *Splnění podmínek pro mezní napětí pro různé materiály (beton, ocel a FRP) v relevantních mezních stavech použitelnosti*

*„Přetvoření je v tlačené oblasti omezeno hodnotou maximálního přetvoření betonu (3,5 ‰ pro beton třídy  $\leq 50$  MPa) a mezním přetvořením CFRP,  $\epsilon_{fmax}$ , které lze uvažovat hodnotou 8 ‰ (TR55, 6.3.3C [5])“.* [11]

### **3. Příklad**

Pro modelový příklad stropní desky s prostupem je zvolena monolitická spojitá stropní deska o 5-ti polích. V první části příkladu (3.1) je navržena a posouzena deska bez prostupu. V části 3.2 je v desce navržen prostup a oblast kolem prostupu je vyztužena a posouzena pro dvě varianty zatížení stropní desky. Ve 3.3 je proveden návrh a posouzení dodatečně provedeného prostupu s využitím nadbetonávky pro zesílení stropní desky. Kapitola 3.4 obsahuje návrh zesílení s pomocí uhlíkových lamel. Prostup o půdorysných rozměrech 2 x 2 m je vždy umístěn na stejné pozici ve středním poli spojitě desky.

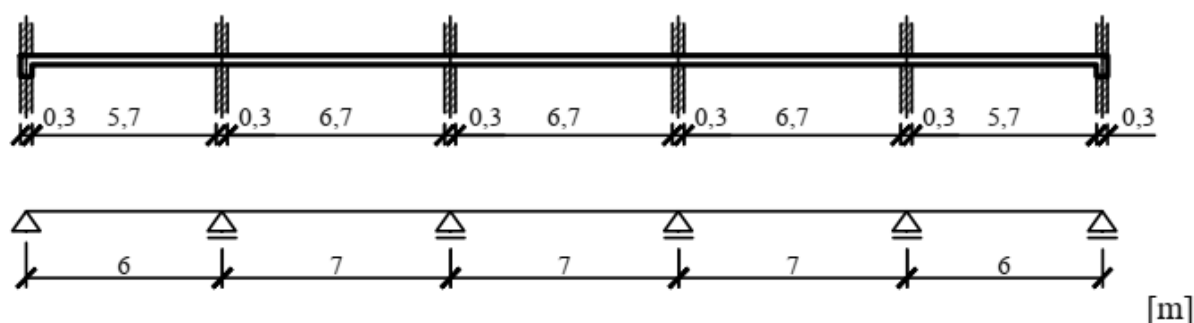
#### **Základní údaje o konstrukci:**

Statické působení desky:	spojitá jednosměrně pnutá deska
Počet polí:	5
Rozpon krajních polí	6 m
Rozpon středních polí	7 m
Použité materiály:	beton C30/37, ocel B 500B
Stupeň vlivu prostředí:	XC1
Návrhová životnost:	50 let

Praktickým využitím tohoto modelového příkladu může být požadavek na vertikální propojení dvou malých bytových jednotek. Bytové domy nižších podlažností jsou často realizovány se zděným příčným stěnovým konstrukčním systémem a železobetonovými jednosměrně pnutými stropními deskami. Rozpon stropních desek cca 6-8 m umožňuje umístit celou jednu bytovou jednotku do tohoto rozponu, uspořádání dovoluje velkou variabilitu vnitřní dispozice bytové jednotky. Nosné zděné stěny ohraničují bytovou jednotku a kombinují nosnou a akustickou funkci. V případě vertikálního propojení dvou jednotek nad sebou vzniká zajímavý mezonetový byt.

### 3.1 Stropní deska bez prostupu

#### Statické schéma:



#### Návrh tloušťky stropní desky $h_D$

##### Empiricky

$$h_{d,1} = \left(\frac{1}{30} - \frac{1}{35}\right) \cdot l = \left(\frac{1}{30} - \frac{1}{35}\right) \cdot 7000 = 233,3 - 200 \text{ mm}$$

##### Dle ohybové štíhlosti

$$h_{d,2} = d + \frac{\varnothing}{2} + c_{nom} \quad (1)$$

$$d \geq \frac{l}{\kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}} \quad (2)$$

- Kde,  $\lambda_d$  je vymežující ohybová štíhlost  
 $l$  je osové rozpětí prvku, tj. 7m  
 $\kappa_{c1}$  je součinitel tvaru průřezu, pro obdélníkový průřez  $\kappa_{c1} = 1,0$   
 $\kappa_{c2}$  je součinitel rozpětí, pro  $l \leq 7$  m je  $\kappa_{c2} = 1,0$   
 $\kappa_{c3}$  je součinitel napětí tahové výztuže, zvoleno  $\kappa_{c3} = 1,3$   
 $\lambda_{d,tab}$  je tabulková hodnota vymežující ohybové štíhlosti, získá se z tabulky

Stanovení  $\lambda_{d,tab} = 30$  dle tabulky 7.4N v ČSN EN 1992-1 pro stupeň vyztužení  $\rho = 0,5\%$

$$d \geq \frac{7000}{1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,3 \cdot 30} = 179 \text{ mm} \quad (2)$$

#### Stanovená tloušťka krycí vrstvy $c$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (3)$$

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}) \quad (4)$$

Stanovení třídy konstrukce provedeno dle tabulky „Doporučená úprava klasifikace konstrukce“ z ČSN EN 1992-1 a stanovení  $c_{min,dur}$  dle tabulky „Minimální hodnoty krycí vrstvy  $c_{min,dur}$  požadované z hlediska trvanlivosti pro betonářskou výztuž“ dle EN 10080.

Výsledná určená hodnota  $c_{min,dur} = 10 \text{ mm}$ .

$$c_{min} = \max(10; 10 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}) \quad (4)$$

$$c_{min} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (3)$$

$$c_{nom} = 10 + 15$$

$$c_{nom} = 25 \text{ mm}$$

$$h_{d,2} = d + \frac{\emptyset}{2} + c_{nom} \quad (1)$$

$$h_{d,2} = 179 + \frac{10}{2} + 25$$

$$h_{d,2} = 209 \text{ mm}$$

**Zvolená  $h_D = 220 \text{ mm}$**

### Materiálové charakteristiky

#### **Beton C30/37**

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}, f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_m} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$$

#### **Ocel B500 B**

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}, f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

### Zatížení stropní desky

#### Stálá zatížení

Zatížení vlastní tíhou stropní desky a ostatním stálým zatížením. Ostatní stálé zatížení tvoří konstrukce podlahy. Poloha a typ příček nejsou známy. Předpokládají se příčky lehkých konstrukcí. Vzhledem k této nejistotě není zatížení od příček zahrnuto do stálého zatížení, ale je zohledněno při určení velikosti užitého zatížení. Výpočet velikosti stálého zatížení je proveden v Tab.3-1.

Tab. 3-1 Stálá zatížení

	tloušťka	Objemová hmotnost	charakteristické	$\gamma_G$	návrhové
	[mm]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]		[kN/m <sup>2</sup> ]
keram. dlažba	8	2100	0,16	1,35	0,21
cementové lože	9	2000	0,18	1,35	0,24
roznš. leh. beton	60	1500	0,9	1,35	1,22
separace	0,5	0	0	1,35	0
akust. izolace	40	100	0,04	1,35	0,05
ŽB deska	220	2500	5,50	1,35	7,43
		<b>g<sub>k</sub>:</b>	<b>6,78 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>g<sub>a</sub>:</b>	<b>9,15 kN/m<sup>2</sup></b>

### Užitná zatížení

Velikost užitného zatížení závisí na užitné kategorii ploch stanovené dle tabulky 6.1 v ČSN EN 1991-1-1. Pro kategorii obytných ploch a ploch pro domácí činnosti je určena kategorie A. Tomu odpovídá dle tabulky 6.2 v ČSN EN 1991-1-1 užitné zatížení  $q_k$  v rozmezí 1,5 – 2,0 kN/m<sup>2</sup>. Protože se jedná o modelový příklad a do stálého zatížení není zahrnuta poloha nenosných dělicích konstrukcí, je užitné zatížení zvýšeno a pro návrh je použita charakteristická hodnota užitného zatížení 3 kN/m<sup>2</sup>.

### Mezní stav únosnosti

Návrhové hodnoty zatížení jsou stanoveny dle kombinačního klíče 6.10 uvedeném v ČSN EN 1991-1-1.

### Výpočet vnitřních sil

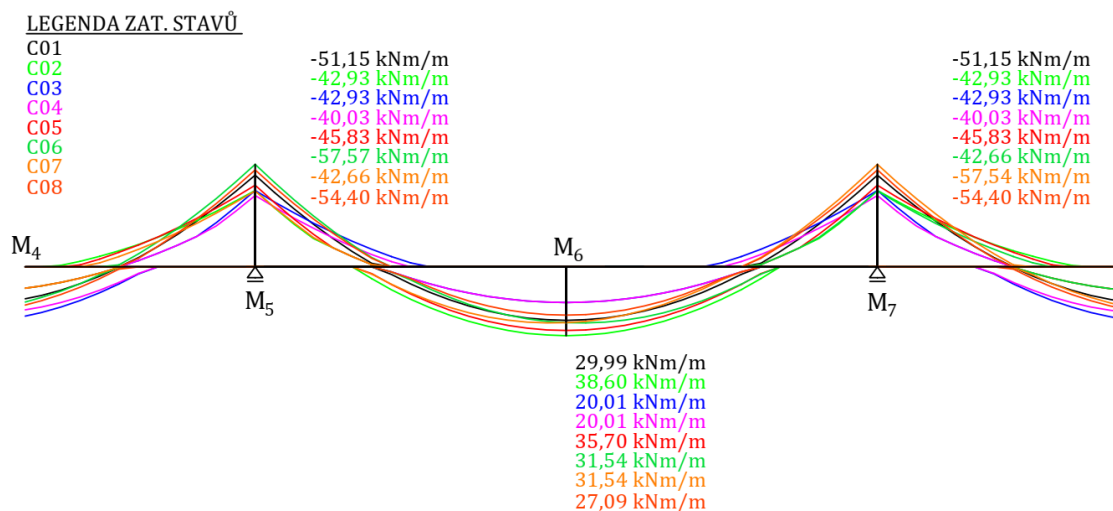
Vnitřní síly jsou stanoveny pomocí statického programu Scia Engineer 18.1. Stropní deska o 5-ti polích, je v programu modelována dle statického schématu. Všechna pole jsou zatížena vlastní tíhou konstrukce a ostatním stálým zatížením o intenzitě 1,28 kN/m<sup>2</sup>. Užitné zatížení je rozděleno do 8-mi vybraných zatěžovacích stavů a deska je jimi zatěžována dle poznámky v ČSN EN 1992-1-1.:

„U pozemních staveb se doporučuje následující zjednodušené uspořádání zatížení:

a) každé druhé pole je zatíženo návrhovým proměnným a stálým zatížením ( $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$ ), zbývající pole jsou zatížena pouze návrhovým stálým zatížením,  $\gamma_G G_k + P_m$ ;

b) kterákoliv dvě sousední pole jsou zatížena návrhovým proměnným a stálým zatížením ( $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$ ).“ Pozn: Zatížení od předpětí  $P_m$  není aplikováno.



**Průběhy návrhových ohybových momentů – lineárně pružná analýza:**

*Obr. 3-1 Průběhy návrhových ohybových momentů od jednotlivých kombinací zatěžovacích stavů*

Průběhy ohybových momentů získané lineárně pružnou analýzou z programu Scia Engineer 18.1 jsou upraveny tak, aby byl návrh stropní desky efektivní. S využitím lineárně pružné analýzy s omezenou redistribucí, je provedena redistribuce ohybových momentů. Je uvažována i redukce ohybových momentů nad podporou.

**Redistribuce jednotlivých kombinací zatěžovacích stavů:**

Cílem redistribuce je vyrovnání ohybových momentů v jednotlivých zatěžovacích stavech. V rámci tohoto návrhu jsou redistribuovány ohybové momenty  $M_5$ ,  $M_6$  a  $M_7$  od zatěžovacích stavů C01, C06, C07 a C08 na prostředním poli (pole č.3) spojitého nosníku. Vzhledem k další provedené úpravě podporových momentů redukcí k lici podpory, je hodnota míry redistribuce zvolena jako  $\delta=0,85$ .

**Zatěžovací stav C01**

$$M_{red,5} = \delta \cdot M_5 = 0,85 \cdot (-51,15) = -43,48 \text{ kNm/m}$$

$$M_{red,7} = \delta \cdot M_7 = 0,85 \cdot (-51,15) = -43,48 \text{ kNm/m}$$

$$M_{red,6} = M_6 + \frac{(M_5 - M_{red,5}) + (M_7 - M_{red,7})}{2}$$

$$M_{red,6} = 29,99 + \frac{(|-51,15| - |-43,48|) + (|-51,15| - |-43,48|)}{2}$$

$$M_{red,6} = 37,66 \text{ kNm/m}$$

**Zatěžovací stav C06**

$$M_{redi,5} = \delta \cdot M_5 = 0,85 \cdot (-57,57) = -48,93 \text{ kNm/m}$$

$$M_{redi,7} = \delta \cdot M_7 = 0,85 \cdot (-42,66) = -36,26 \text{ kNm/m}$$

$$M_{redi,6} = M_6 + \frac{(M_5 - M_{redi,5}) + (M_7 - M_{redi,7})}{2}$$

$$M_{redi,6} = 31,54 + \frac{(|-57,57| - |-48,93|) + (|-42,66| - |-36,26|)}{2}$$

$$M_{redi,6} = 39,06 \text{ kNm/m}$$

**Zatěžovací stav C07**

$$M_{redi,5} = \delta \cdot M_5 = 0,85 \cdot (-42,66) = -36,26 \text{ kNm/m}$$

$$M_{redi,7} = \delta \cdot M_7 = 0,85 \cdot (-57,57) = -48,93 \text{ kNm/m}$$

$$M_{redi,6} = M_6 + \frac{(M_5 - M_{redi,5}) + (M_7 - M_{redi,7})}{2}$$

$$M_{redi,6} = 31,54 + \frac{(|-42,66| - |-36,26|) + (|-57,57| - |-48,93|)}{2}$$

$$M_{redi,6} = 39,06 \text{ kNm/m}$$

**Zatěžovací stav C08**

$$M_{redi,5} = \delta \cdot M_5 = 0,85 \cdot (-54,40) = -46,24 \text{ kNm/m}$$

$$M_{redi,7} = \delta \cdot M_7 = 0,85 \cdot (-54,40) = -46,24 \text{ kNm/m}$$

$$M_{redi,6} = M_6 + \frac{(M_5 - M_{redi,5}) + (M_7 - M_{redi,7})}{2}$$

$$M_{redi,6} = 27,09 + \frac{(|-54,40| - |-46,24|) + (|-54,40| - |-46,24|)}{2}$$

$$M_{redi,6} = 35,25 \text{ kNm/m}$$

**Kontrola míry redistribuce -  $\delta$** 

$$\delta = 0,85$$

$$d = 190 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M_{redi,max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|-48,93 \cdot 10^6|}{1000 \cdot 190^2 \cdot 20} = 0,0791 \rightarrow \xi = 0,096 = \frac{x_u}{d}$$

$$\delta = 0,85 \geq k_i + k_j \cdot \frac{x_u}{d} = 0,44 + 1,25 \cdot 0,096 = 0,56 \rightarrow OK \text{ (pro } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa)}$$

$$\delta = 0,85 \geq 0,7 \rightarrow OK \text{ (pro ocel B500 B)}$$

$$\delta = 0,85 \geq 0,75 \rightarrow OK \text{ (doporučená hodnota)}$$

**zvolená  $\delta = 0,85$  vyhovuje**

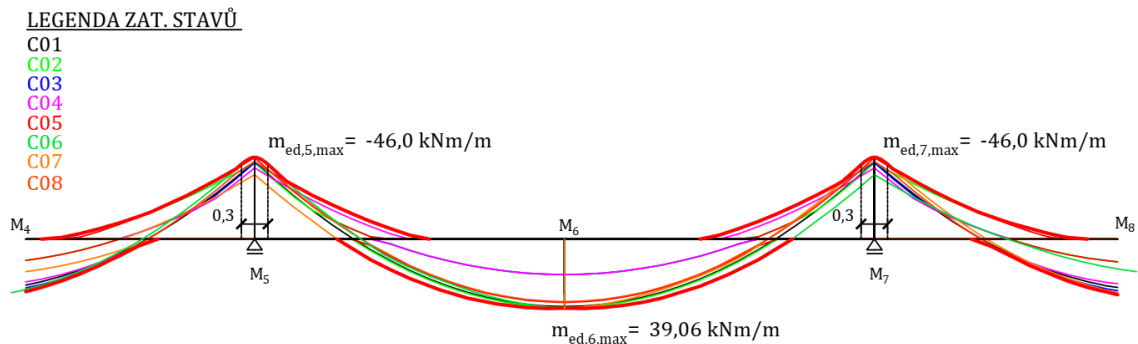
### Redukce podporových momentů – pro zděnou podporu

Redukce je provedena pro nejvyšší hodnotu ohybového momentu ze všech kombinací po provedení redistribuce. Tj. na podpoře č.5 je to zatěžovací stav C06 a na podpoře č.7 zatěžovací stav C07. Průběhy momentů obou těchto stavů je osově souměrné, návrhové síly jsou tedy shodné.

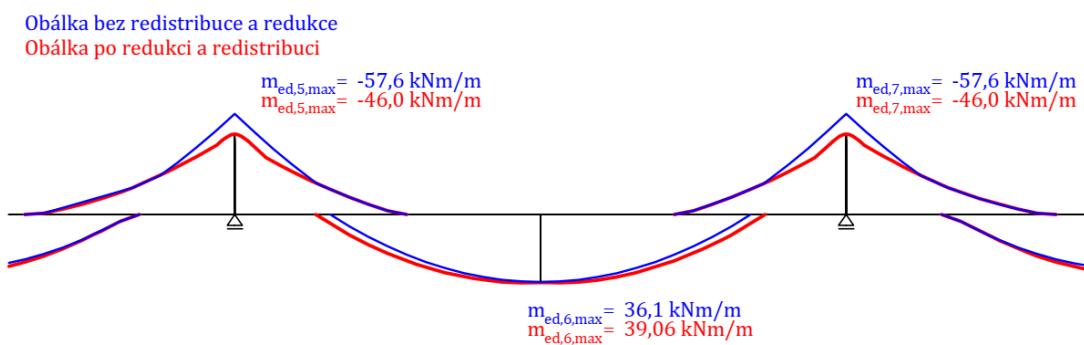
$$\Delta M_{Ed} = \frac{F_{Ed} \cdot b_{sup}}{8} \frac{78,02 \cdot 0,3}{8} = 2,93 \text{ kNm/m}$$

kde  $F_{ed} = R_z = 78,02 \text{ kN/m}$

### Výsledná obálka návrh. ohybových momentů po provedení redistribuce a redukce:



Obr. 3-2 Výsledná obálka ohybových momentů



Obr. 3-3 Porovnání obálky ohybových momentů před a po provedení redistribuce a redukce ohybových momentů

**Návrh výztuže**

Odhad průměru výztuže  $\varnothing_s = 10 \text{ mm}$

Tab. 3-2 Návrh hlavní ohybové výztuže stropní desky bez prostupu

průřez č.	$m_{Ed}$ [kNm/m]	$d_1$ [mm]	$A_{s,req}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\varnothing_s$ mm	$A_{s,prov}$ [mm <sup>2</sup> /m]	x [mm]	z [mm]	$m_{Rd}$ [kNm/m]	$m_{Ed} > m_{Rd}$
5	46,00	190	577,04	<b><math>\varnothing_s 10 \text{ á } 125</math></b>	628,32	17,07	183,17	53,04	VYHOVÍ
6	39,06	190	486,45	<b><math>\varnothing_s 10 \text{ á } 140</math></b>	550	14,95	184,02	44,01	VYHOVÍ
7	46,00	190	577,04	<b><math>\varnothing_s 10 \text{ á } 125</math></b>	628,32	17,07	183,17	53,04	VYHOVÍ

**Rozdělovací výztuž pro průřez v poli a pro průřezy nad podporou**

$$A_{s,r} = 0,25 \cdot A_{s,prov} = 0,25 \cdot 628,3 = 157 \text{ mm}^2 \Rightarrow \mathbf{\varnothing 6 \text{ á } 125 \text{ mm}}, A_{s,r} = 226,19 \text{ mm}^2$$

**Posouzení konstrukčních zásad**

min. plocha výztuže

$$a_{s,prov} \geq a_{s,min} = \max \left( 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot b \cdot d \right)$$

maximální rozteč prutů

$$s \leq \min(2 \cdot h; 250 \text{ mm})$$

Tab. 3-3 Posouzení konstrukčních zásad

průřez	min. plocha výztuže		max. rozteč prutů	
	$a_{s,prov}$	$a_{s,min}$	s	$s_{max}$
	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]
5	628,32	286,52	125	250
6	550	286,52	140	250
	<b>VYHOVÍ</b>		<b>VYHOVÍ</b>	

**Návrh výztuže VYHOVÍ na MSÚ**

## Mezní stav použitelnosti

### Omezení průhybů

Průhyb je stanoven výpočtem založeným na metodě jmenovité křivosti pro častou a kvazistálou kombinaci zatížení (ČSN EN 1990 kombinace 6.14b, 6.15b a 6.16b). Ohybové momenty v poli (uprostřed rozpětí) pro kombinace hodnot zatížení MSP jsou stanoveny ve statickém programu Scia Engineer 18.1. Samotný výpočet průhybu je proveden v numerickém programu Excel a zahrnuje vliv smršťování a dotvarování betonu (viz PŘÍLOHA 1).

Tab. 3-4 Kombinace zatížení MSP a stanovené ohybové momenty v poli

Hodnota zatížení	Stálé	Užitné	$\psi_1$	$\psi_2$	Celkové	Ohybový moment v poli
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm/m]
charakteristická	6,78	3	1	1	9,78	27,22
častá	6,78	3	0,5	1	8,28	21,09
kvazistálá	6,78	3	1	0,3	7,68	18,6

### Důležité veličiny pro stanovení průhybu:

Cement třídy N, vnesení zatížení do konstrukce (odstojkování)  $t_0 = 28$  dní, vysychající obvod pouze na horním povrchu desky, doba ošetřování  $t_0 = 5$  dní při RH 60%

Na tyto hodnoty byl stanoven součinitel dotvarování  $\varphi(\infty, t_0) = 2,2$  [-]

### Stanovení limitních průhybů

Kvazistálá hodnota zatížení:  $\frac{L}{250} = \frac{7000}{250} = 28$  mm (normový požadavek)

Častá hodnota zatížení:  $\frac{L}{200} = \frac{7000}{200} = 35$  mm (požadavek investora)

Tab. 3-5 Stanovené výsledné průhyby stropní desky v poli

Hodnota zatížení	Stanovené průhyby		Stanovený limitní průhyb	
	krátkodobý	dlouhodobý	krátkodobý	dlouhodobý
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
častá	6,82	21,62	35	35
kvazistálá	6,40	13,55	28	28

Z tabulky (Tab. 3-4) je zřejmé, že **stropní deska splní požadované hodnoty průhybu.**

**Další omezení v rámci MSP**

Posouzeny pro charakteristickou kombinaci zatížení a jednostranně vyztužený průřez v numerickém programu Excel. Výsledek je zapsán do tabulky (Tab. 3-6 a Tab. 3-7).

Tab. 3-6 Posouzení dalších omezení v mezním stavu použitelnosti v poli (průřez 6)

Omezení napětí				Lineární dotvarování betonu		Omezení šířky trhlin	
Tahové napětí ve výztuži		Tlakové napětí v betonu					
Stanovená hodnota	Limitní hodnota	Stanovená hodnota	Limitní hodnota	Stanovená hodnota	Limitní hodnota	Stanovená hodnota	Limitní hodnota
$\sigma_s$	$\sigma_{s,lim}$	$\sigma_c$	$\sigma_{c,lim}$	$\sigma_c$	$\sigma_{c,lim}$	$A_{s,min}$	$A_{s,prov,spod}$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]
276,18	400	9,37	18	6,4	13,5	550	148,82
<b>VYHOVÍ</b>		<b>VYHOVÍ</b>		<b>VYHOVÍ</b>		<b>VYHOVÍ</b>	

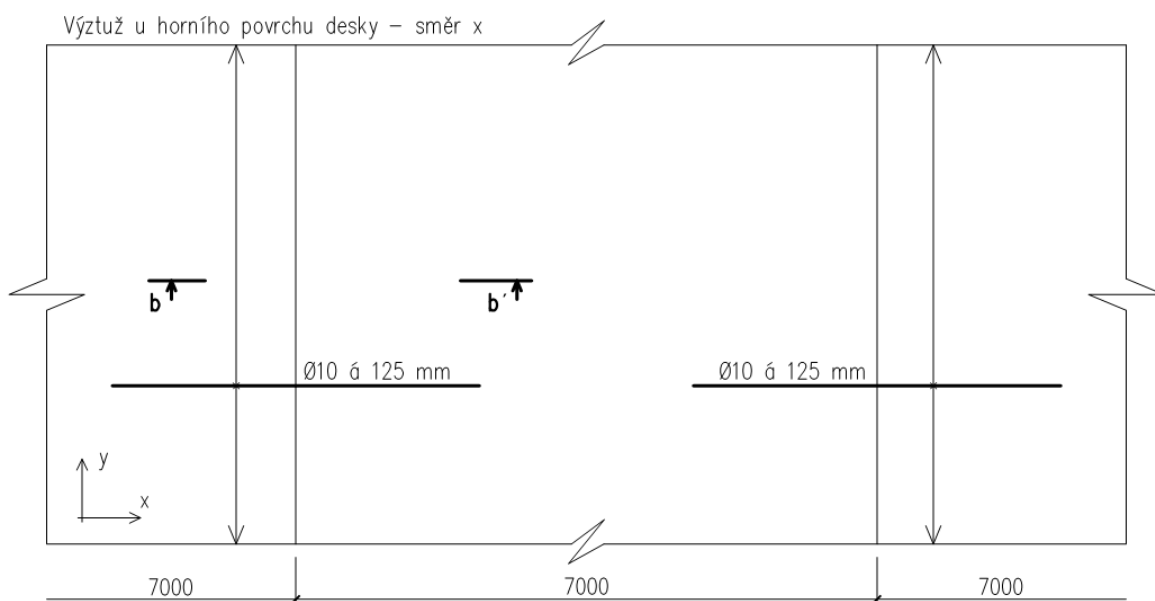
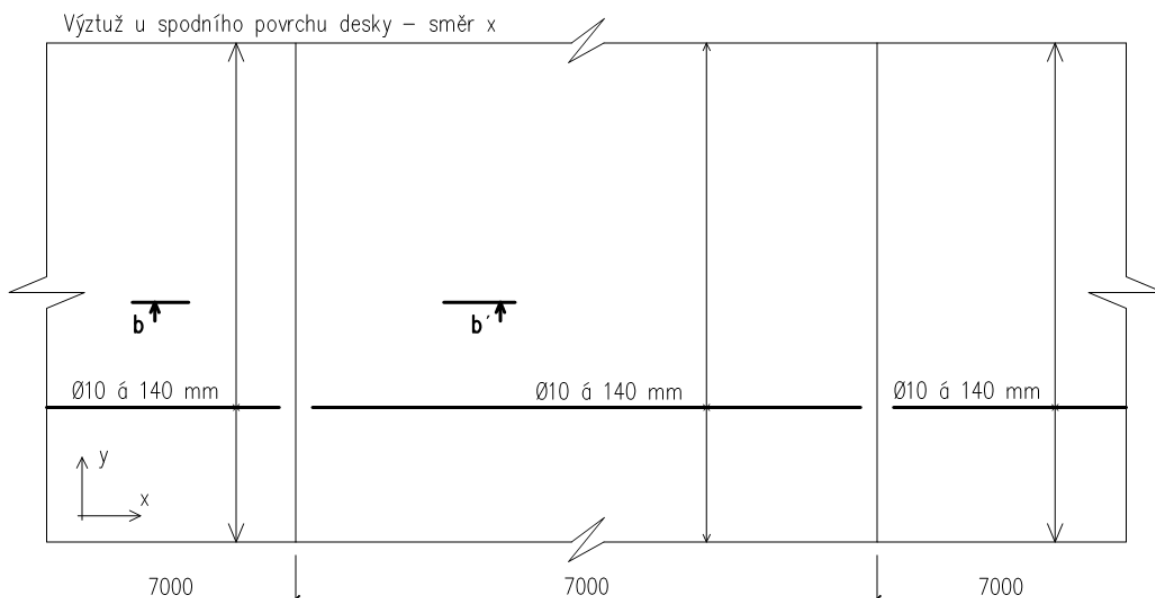
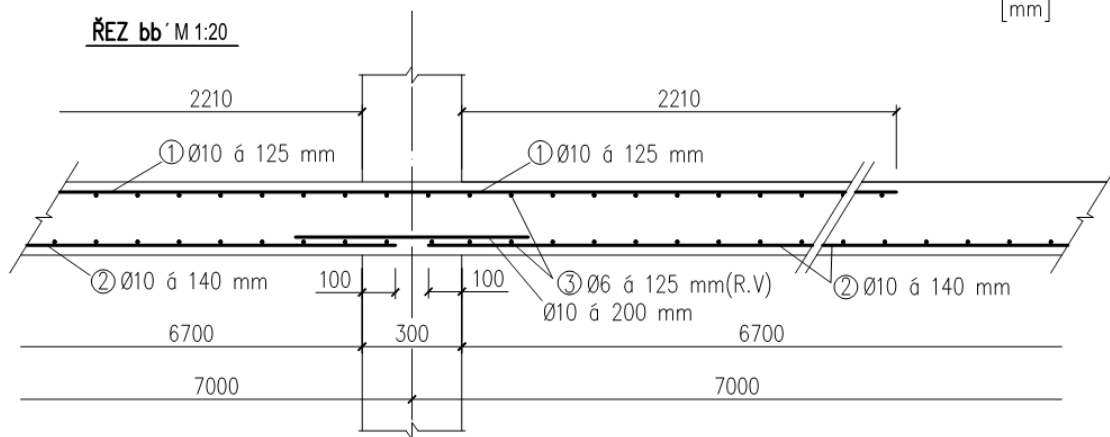
Tab. 3-7 Posouzení dalších omezení v mezním stavu použitelnosti nad podporou (průřezy 5 a 7)

Omezení napětí				Lineární dotvarování betonu		Omezení šířky trhlin	
Tahové napětí ve výztuži		Tlakové napětí v betonu					
Stanovená hodnota	Limitní hodnota	Stanovená hodnota	Limitní hodnota	Stanovená hodnota	Limitní hodnota	Stanovená hodnota	Limitní hodnota
$\sigma_s$	$\sigma_{s,lim}$	$\sigma_c$	$\sigma_{c,lim}$	$\sigma_c$	$\sigma_{c,lim}$	$A_{s,min}$	$A_{s,prov,spod}$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]
298,65	400	10,90	18	6,05	13,5	628,32	136,98
<b>VYHOVÍ</b>		<b>VYHOVÍ</b>		<b>VYHOVÍ</b>		<b>VYHOVÍ</b>	

Hodnota charakteristické kombinace ohybového momentu nad podporou: 33,50 kN/m

**Navržená stropní deska VYHOVÍ na MSP.**

Postup stanovení průhybu a podrobnější informace k MSP viz PŘÍLOHA 1.

**Schéma vyztužení stropní desky bez prostupu**M 1:80  
[mm]**POZNÁMKA:**

PRUTY KOTOVÁNY NA OSU

BETON ČSN EN 206-1 C30/37-XC1-D<sub>max</sub>16mm-S3-Cl0,2-E33GPa

OCEL B 500B

KRYTÍ VÝZTUŽE c/min = 25mm

## 3.2 Prostup vytvořený během realizace stropní desky

Ve středním poli stropní desky navržené v předchozí kapitole je navržen prostup o rozměrech 2 x 2 m. Střed prostupu leží ve středu rozponu pole stropní desky. Geometrie desky, statické působení a materiálové charakteristiky stropní desky jsou shodné jako v návrhu 3.1.

Návrh je proveden pro dvě varianty zatížení stropní desky s prostupem. Varianta A je zatížena shodně jako plná stropní deska v kap. 3.1. Ve variantě B se předpokládá zatížení jako v kap. 3.1. a navíc je přidáno stálé lokální zatížení po hranách prostupu. Toto zatížení reprezentuje uložení schodiště, obezdění prostupu příčkami, nebo jiné lokální zatížení (podrobněji v kap. 2.4).

### 3.2.1 Varianta A

Zatížení shodné jako v kap. 3.1.

**Stálé:**  $g_k = 6,78 \text{ kN/m}^2$

**Užitné:**  $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$

### Mezní stav únosnosti

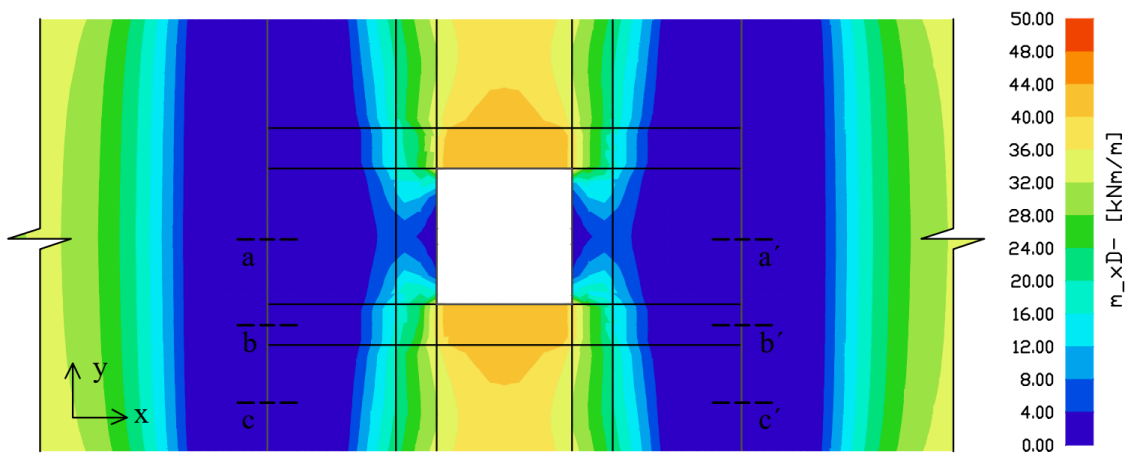
Návrhové hodnoty zatížení jsou stanoveny dle kombinačního klíče 6.10 uvedeném v ČSN EN 1991-1-1. Jednotlivé návrhové kombinace zatížení jsou zvoleny shodně jako v kap. 3.1.

### Výpočet vnitřních sil

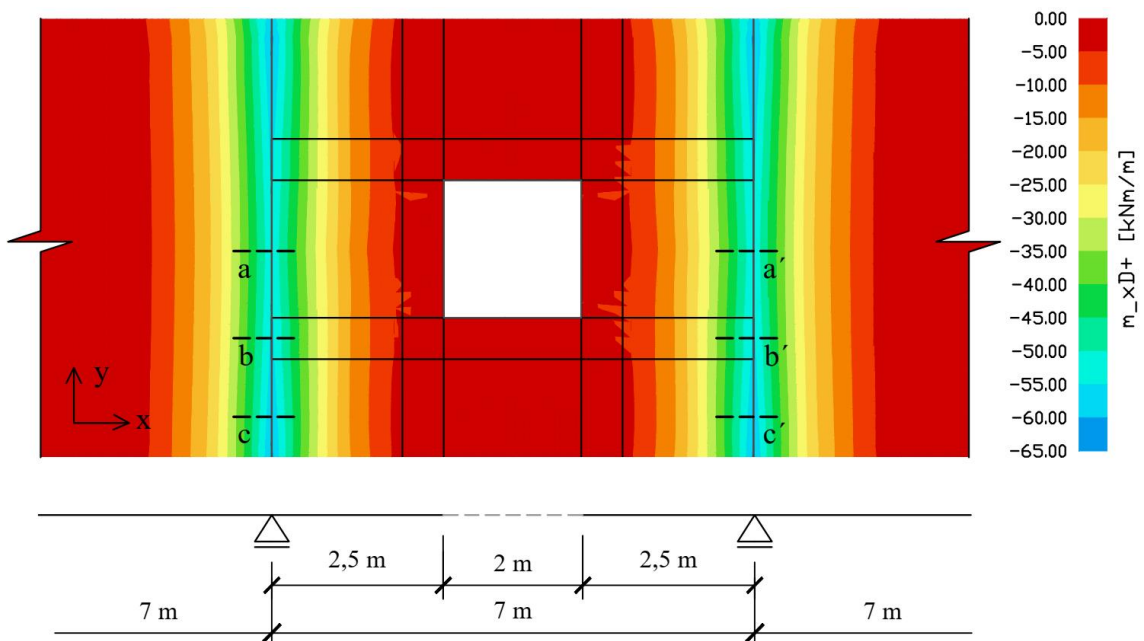
Ohybové momenty stropní desky jsou stanoveny dle lineárně pružného výpočtu ve statickém programu Scia Engineer 18.1. Z grafického vykreslení návrhových ohybových momentů, je patrné, že v blízkosti prostupu dochází ke koncentraci ohybových momentů a směrem od prostupu hodnoty ohybového momentu klesají až na hodnoty ohybových momentů dosahovaných u desky bez prostupu (*Obr. 3-4, 3-5 a 3-6*).



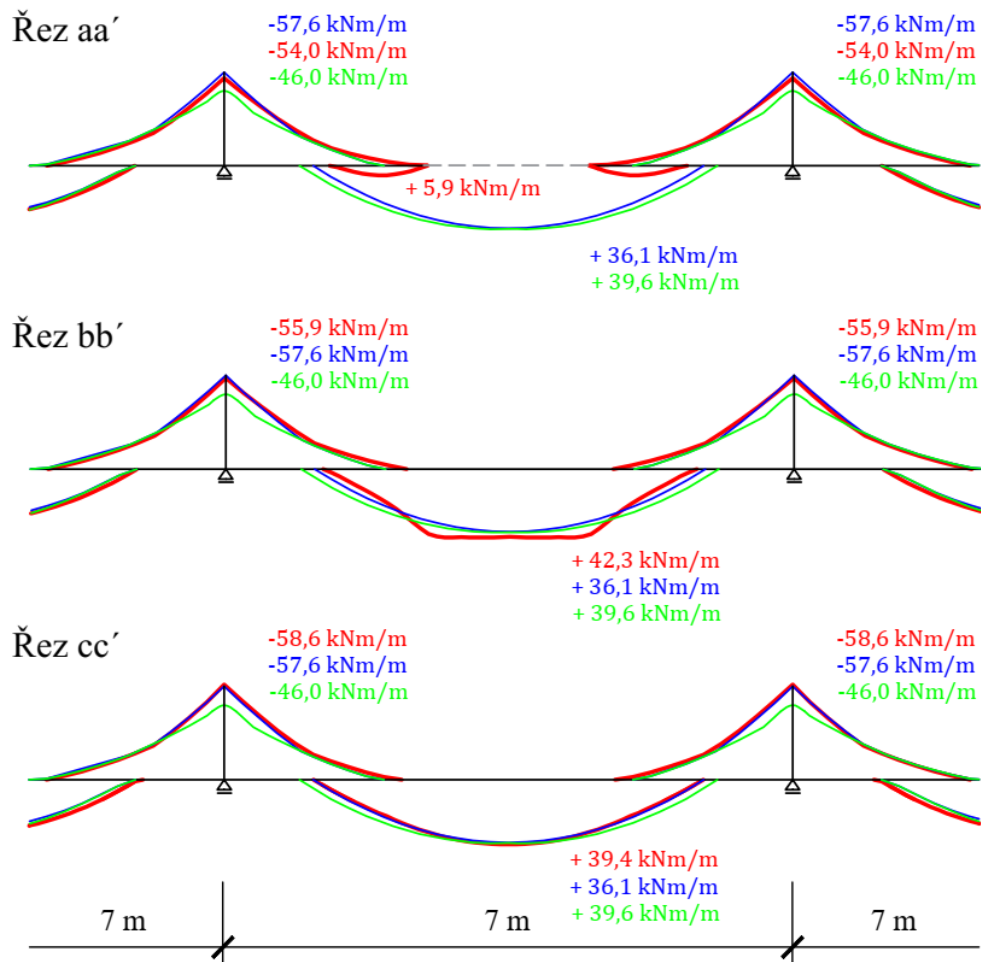
Kolem prostupu jsou pro vyhodnocení výsledků ohybových momentů použity průměrovací pruhy. Průměrovací pruh je uvažován šířky 600 mm (doporučeno volit cca  $2h_D - 3h_D$ , tj 440–660 mm). Pokud je průměrovací pruh zvolen širší, je výsledná průměrná hodnota ohybového momentu v pruhu nižší. To odpovídá i předpokládanému chování konstrukce, kdy při nedostatečném vyztužení těsně kolem prostupu se ohybové momenty budou redistribuovat po větší ploše kolem prostupu, za cenu vyššího průhybu. Cílem návrhu je vytvořit kolem prostupu systém zesílených skrytých nosníků s vyšší tuhostí, které přenesou zvýšené namáhání kolem prostupu tak, aby ostatní části stropní desky byly prostupem co nejméně ovlivněny.



Obr. 3-4 Ohybové momenty u spodního povrchu s vlivem kroucení kolem prostupu  $m_{xD-}$



Obr. 3-5 Ohybové momenty u horního povrchu s vlivem kroucení kolem prostupu  $m_{xD+}$

**Legenda:**

obálka ohybových momentů desky s prostupem

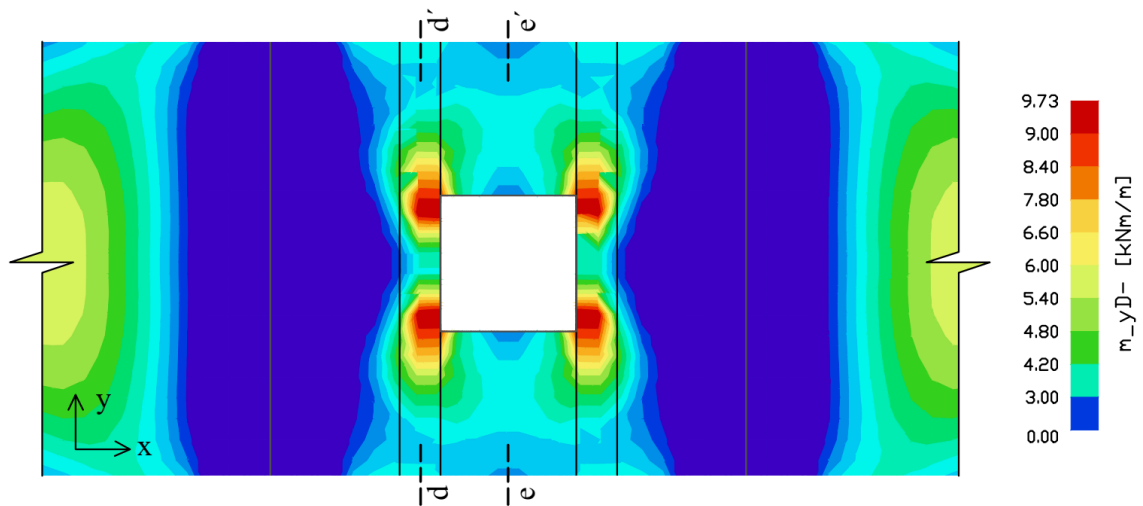
obálka ohybových momentů desky bez prostupu (3.1)

obálka ohybových momentů desky bez prostupu po redukcí a redistribucí ohybových momentů (3.1)

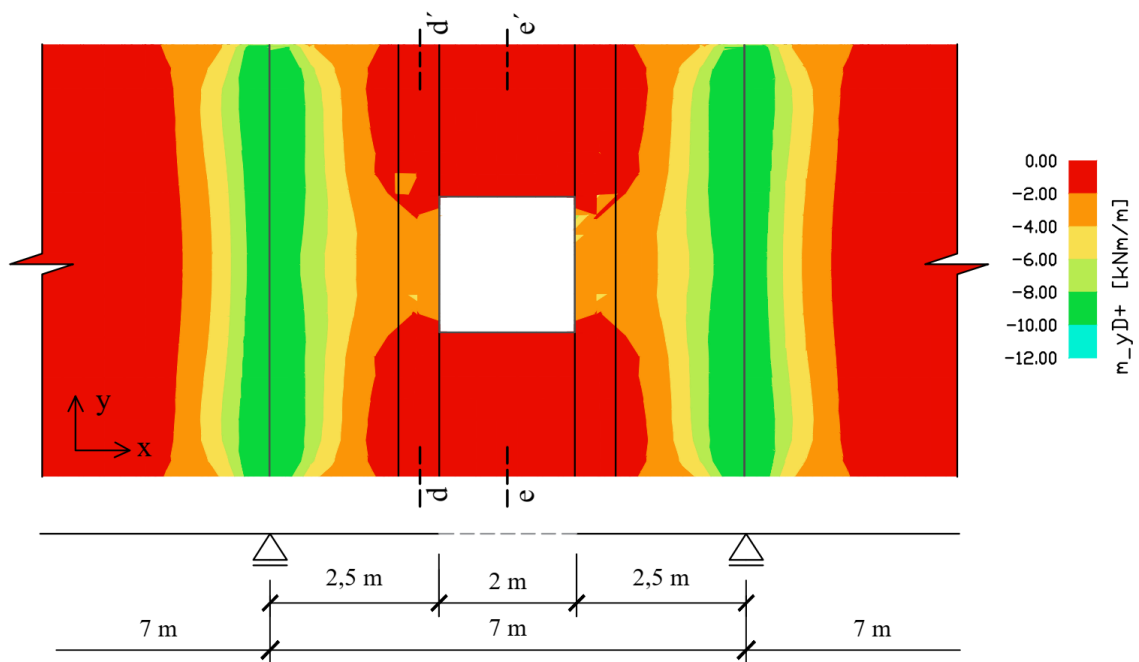
Obr. 3-6 Průběhy obálky ohybových momentů  $m_{xD+}$  a  $m_{xD-}$  v jednotlivých řezech s porovnáním se stropní deskou bez prostupu

### Využití redistribuce a redukce

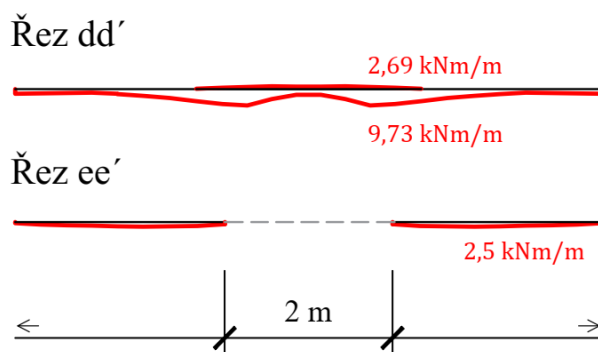
Ohybové momenty nad podporou lze redistribuovat a redukovat v „pruzích“ kde není stropní deska ovlivněna prostupem. Okraj prostupu kolmý na směr pnutí stropní desky může v některých zatěžovacích stavech a při dostatečném vyztužení působit jako liniová kloubová podpora (řez aa'). Reakce z tohoto „skrytého nosníku“ jsou přeneseny na hlavní ohybovou výztuž desky do pruhů kolem prostupu (řez bb'). V jiných zatěžovacích stavech ale působí celá oblast jako konzola. Na konzole (staticky určitá část konstrukce) nelze provést redistribuci. Vzhledem k nejistotě chování okraje prostupu při různých zatěžovacích stavech, není v pruzích porušených prostupem provedena redistribuce a redukce ohybových momentů. V pruzích neovlivněných prostupem je redistribuce a redukce provedena stejně jako na stropní desce bez prostupu (Obr. 3-10c).



Obr. 3-7 Ohybové momenty u spodního povrchu s vlivem kroucení kolem prostupu  $m_{yD-}$



Obr. 3-8 Ohybové momenty u horního povrchu s vlivem kroucení kolem prostupu  $m_{yD+}$



Obr. 3-9 Průběhy obálky ohybových momentů  $m_{yD+}$  a  $m_{yD-}$  v jednotlivých řezech

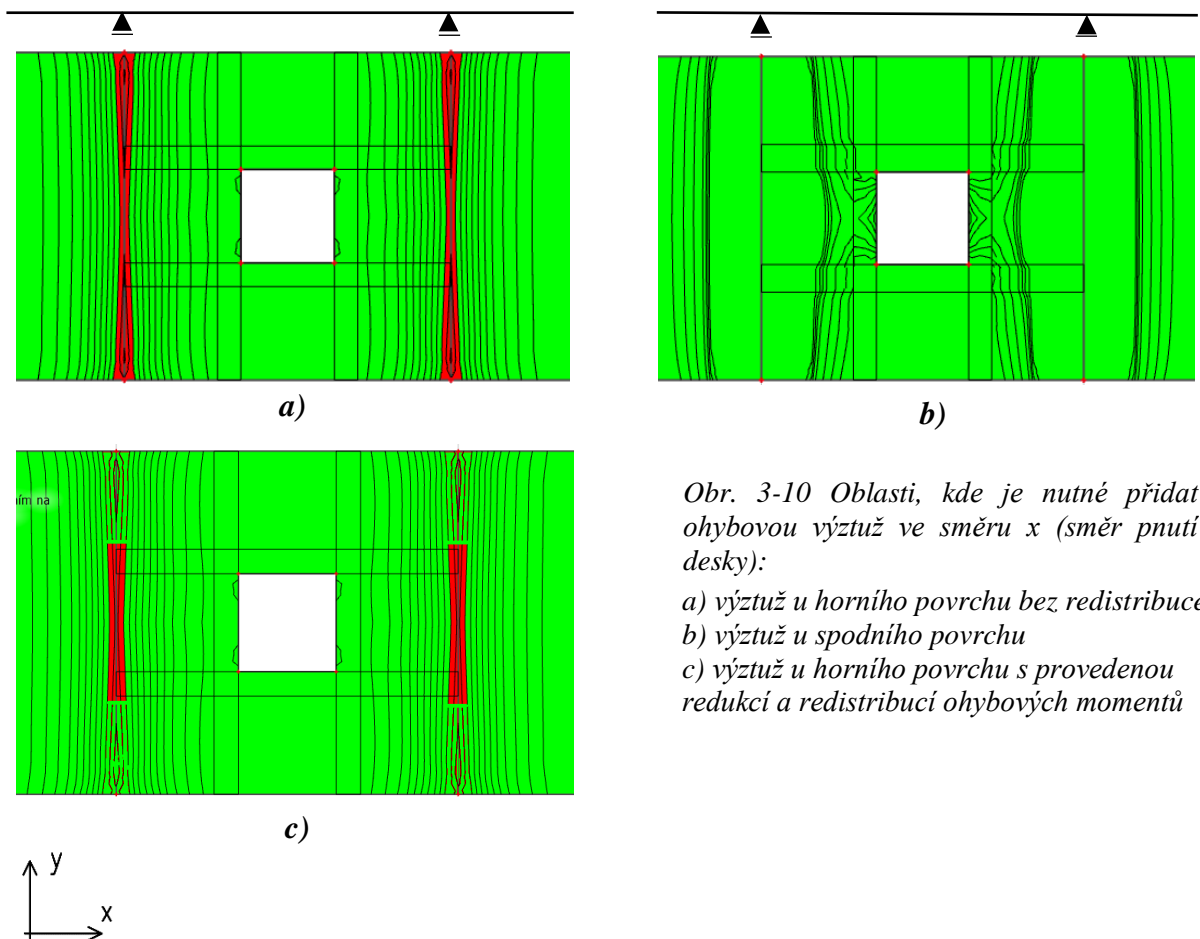
Z Obr. 3-8 a Obr. 3-9 je patrné, že ohybové momenty kolem prostupu ve směru  $y$  u horního povrchu dosahují nízkých hodnot, to je způsobeno konzolovým působením desky směrem od podpor ve směru  $x$ . Toto konzolové působení snižuje ohybové momenty a deformace stropní desky. Tyto ohybové momenty budou zachyceny přidáním konstrukční výztuže u horního povrchu.

## Návrh a posouzení ohybové výztuže

Prostup je navržen a posouzen ve středním poli spojitě stropní desky. V ostatních polích stropní desky se ohybové momenty mění minimálně. Pro vyztužení celé stropní desky je využíván návrh výztuže z kap. 3.1. (návrh stropní desky bez prostupu). Tento návrh je v potřebných oblastech doplněn příložkami a konstrukční výztuží. Na Obr. 3-10 jsou graficky porovnané návrhové ohybové momenty stropní desky s prostupem a momenty únosnosti navržené výztuže z kap. 3.1. Zelená barva značí, že dané ohybové momenty je schopna přenést výztuž navržená v kapitole 3.1. Červená oblast naopak označuje oblasti, kde je třeba přidat ohybovou výztuž.

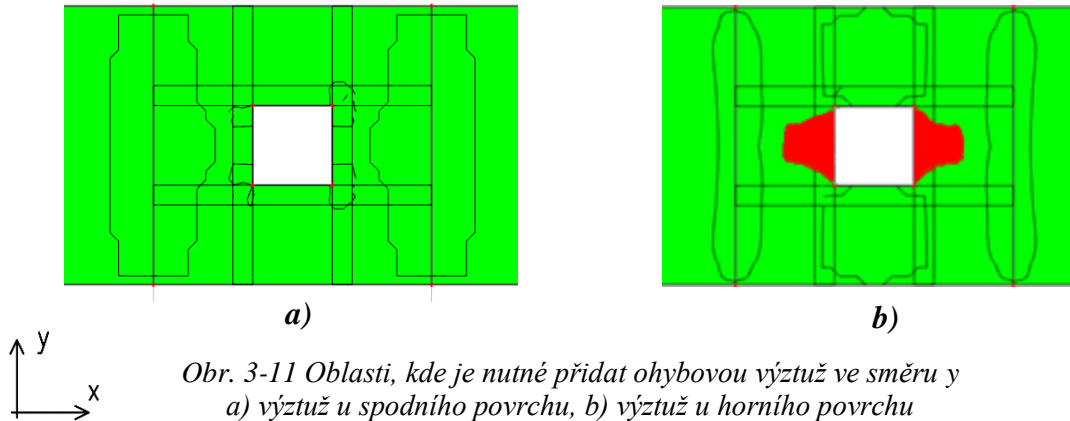
### Navržená výztuž stropní desky bez prostupu (3.1)

**V poli:**  $\varnothing_s$  10 á 140 mm,  $A_{s,prov} = 550 \text{ mm}^2$ ,  $m_{Rd} = 44,01 \text{ kNm/m}$   
**Nad podporou:**  $\varnothing_s$  10 á 125 mm,  $A_{s,prov} = 628,32 \text{ mm}^2$ ,  $m_{Rd} = 50,04 \text{ kNm/m}$   
**Rozdělovací:**  $\varnothing_s$  6 á 125 mm,  $A_{s,prov} = 226,19 \text{ mm}^2$ ,  $m_{Rd,roz} = 17,75 \text{ kNm/m}$



Obr. 3-10 Oblasti, kde je nutné přidat ohybovou výztuž ve směru  $x$  (směr pnutí desky):

- a) výztuž u horního povrchu bez redistribuce
- b) výztuž u spodního povrchu
- c) výztuž u horního povrchu s provedenou redukcí a redistribucí ohybových momentů



Největší ohybové momenty ve směru pnutí desky působí v řezu bb', na tyto momenty je posouzena hlavní ohybová výztuž.

Tab. 3-8 Posouzení výztuže pro řez bb'

průřez č.	Posouzení vyztužení z kap 3.1 pro řez bb'			
	stanovené $m_{Ed}$	$m_{Rd}$ z kap. 3.1.	Využití	$m_{Ed} > m_{Rd}$
	[kNm/m]	[kNm/m]	[%]	
5	55,90	50,04	111,7	NEVYHOVÍ
6	42,30	44,01	96,1	VYHOVÍ <sup>(1)</sup>
7	55,90	50,04	111,7	NEVYHOVÍ

<sup>(1)</sup> Výztuž navržená v kap. 3.1. je dle výpočtu schopna přenést zvýšené hodnoty ohybových momentů kolem prostupu ve směru x, ale její využití se blíží ke 100%. Vzhledem k určité nepřesnosti výpočetní metody je v dané oblasti konzervativně navrženo zvýšení plochy ohybové výztuže.

Tab. 3-9 Upravený návrh výztuže pro řez bb'

průřez č.	Upravený návrh výztuže řez bb'					
	$\varnothing_s$	$A_{s,prov}$	x	z	$m_{Rd}$	$m_{Ed} > m_{Rd}$
	[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]	[mm]	[mm]	[kNm/m]	
5	$\varnothing_s 12$ á 140	791,7	21,51	180,4	62,09	VYHOVÍ
6	$\varnothing_s 12$ á 160	678,6	18,44	181,6	53,58	VYHOVÍ
7	$\varnothing_s 12$ á 140	791,7	21,51	180,4	62,09	VYHOVÍ

Tab. 3-10 Posouzení výztuže pro řez dd'

Poloha výztuže	Posouzení vyztužení z kap 3.1 pro řez dd'			
	stanovené $m_{Ed}$	$m_{Rd}$ z kap. 3.1.	Využití	$m_{Ed} > m_{Rd}$
	[kNm/m]	[kNm/m]	%	
spodní povrch	9,70	17,75	72,8	VYHOVÍ <sup>(1)</sup>
horní povrch	4,50	0	-	NEVYHOVÍ

<sup>(1)</sup> Rozdělovací výztuž přenese ohybové momenty, ale navíc jsou přidány 3 ks  $\varnothing 8\text{mm}$  u spodního povrchu těsně u hrany prostupu – viz. výkresová část

Tab. 3-11 Upravený návrh výztuže pro řez dd'

Poloha výztuže	Upravený návrh výztuže pro řez dd'					
	$\varnothing_s$	$A_{s,prov}$	x	z	$m_{Rd}$	$m_{Ed} > m_{Rd}$
	[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]	[mm]	[mm]	[kNm/m]	
horní povrch	$\varnothing_s 8 \text{ á } 160$	301,6	8,19	177,72	23,3	VYHOVÍ

### Stropní deska VYHOVÍ na MSÚ

## Mezní stavy použitelnosti

### Omezení průhybů

Průhyb je stanoven v průřezu č.6 uprostřed rozponu stropní desky, těsně vedle prostupu. Kombinace zatížení, limitní hodnoty průhybů, parametry pro výpočet smršťování a dotvarování jsou shodné s kap. 3.1. dle postupu v PŘÍLOZE 1. Maximální ohybové momenty pro jednotlivé kombinace MSP v poli jsou stanoveny statickým programem Scia Engineer 18.1.

Tab. 3-12 Kombinace zatížení MSP a stanovené ohybové momenty v poli (řez bb')

Hodnota zatížení	Stálé	Užitné	$\psi_1$	$\psi_2$	Celkové	Ohybový moment v poli
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm/m]
charakteristická	6,78	3	1	1	9,28	30,75
častá	6,78	3	0,5	1	8,28	22,72
kvazistálá	6,78	3	1	0,3	7,68	19,80

Tab. 3-13 Stanovené výsledné průhyby stropní desky s prostupem v poli (řez bb')

Hodnota zatížení	Stanovené průhyby		Stanovený limitní průhyb	
	krátkodobý	dlouhodobý	krátkodobý	dlouhodobý
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
častá	8,22	24,40	35	35
kvazistálá	7,73	16,80	28	28

**Další omezení v rámci MSP**

Tab. 3-14 Posouzení dalších omezení v mezním stavu použitelnosti v poli (průřez 6).

Omezení napětí				Lineární dotvarování betonu		Omezení šířky trhlin	
Tahové napětí ve výztuži		Tlakové napětí v betonu					
Stanovená hodnota	Limitní hodnota	Stanovená hodnota	Limitní hodnota	Stanovená hodnota	Limitní hodnota	Stanovená hodnota	Limitní hodnota
$\sigma_s$	$\sigma_{s,lim}$	$\sigma_c$	$\sigma_{c,lim}$	$\sigma_c$	$\sigma_{c,lim}$	$A_{s,prov}$	$A_{s,min}$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]
254,40	400	9,69	18	6,24	13,5	678,6	160,33
<b>VYHOVÍ</b>		<b>VYHOVÍ</b>		<b>VYHOVÍ</b>		<b>VYHOVÍ</b>	

Tab. 3-15 Posouzení dalších omezení v mezním stavu použitelnosti nad podporou (průřez 5 a 7)

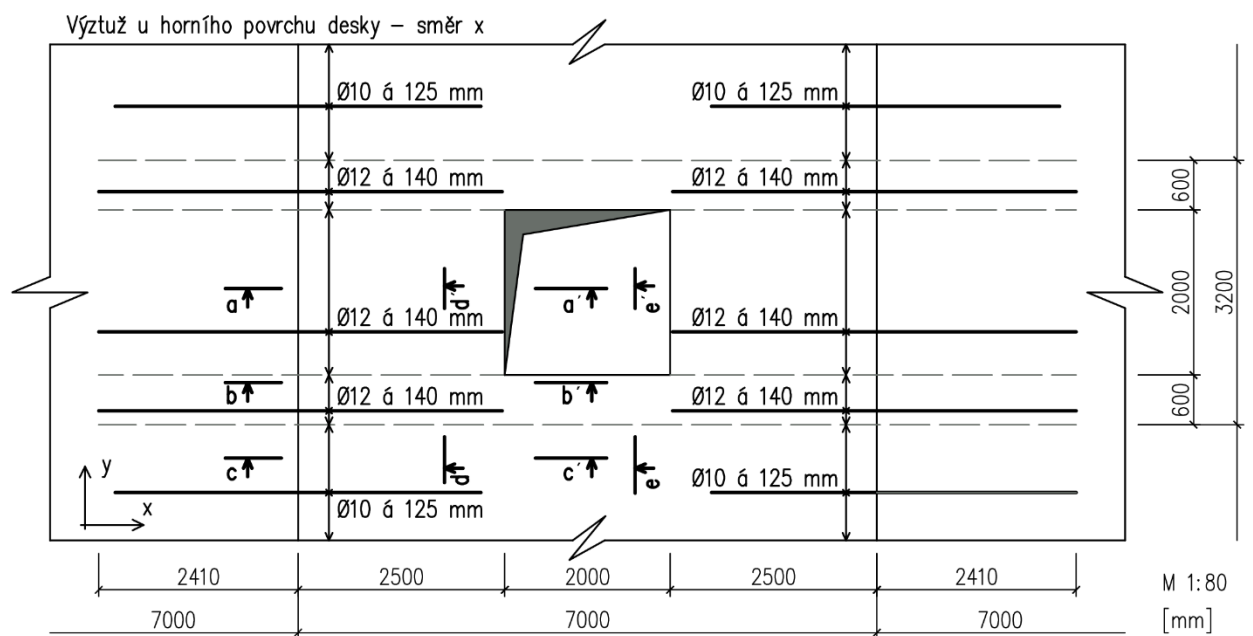
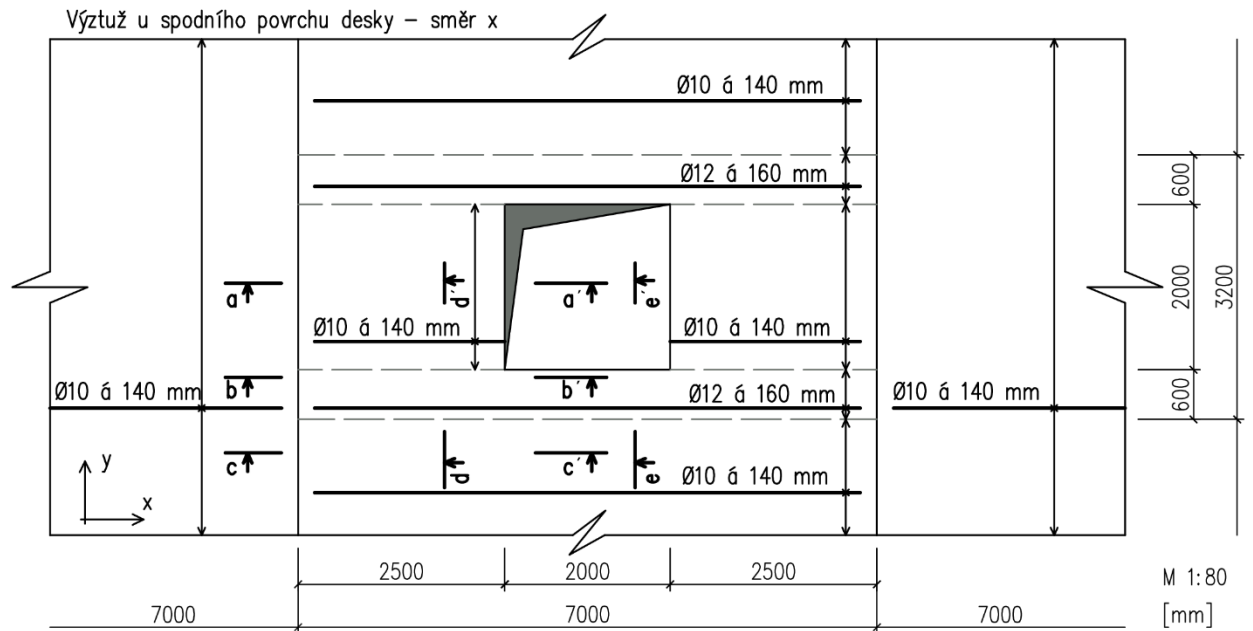
Omezení napětí				Lineární dotvarování betonu		Omezení šířky trhlin	
Tahové napětí ve výztuži		Tlakové napětí v betonu					
Stanovená hodnota	Limitní hodnota	Stanovená hodnota	Limitní hodnota	Stanovená hodnota	Limitní hodnota	Stanovená hodnota	Limitní hodnota
$\sigma_s$	$\sigma_{s,lim}$	$\sigma_c$	$\sigma_{c,lim}$	$\sigma_c$	$\sigma_{c,lim}$	$A_{s,prov}$	$A_{s,min}$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]
278,89	400	11,32	18	5,85	13,5	791,7	148,47
<b>VYHOVÍ</b>		<b>VYHOVÍ</b>		<b>VYHOVÍ</b>		<b>VYHOVÍ</b>	

Hodnota charakteristické kombinace ohybového momentu nad podporou: 38,30 kN/m

**Stropní deska s prostupem VYHOVÍ na MSP.**

Postup stanovení průhybu a podrobnější informace k MSP viz PŘÍLOHA 1.

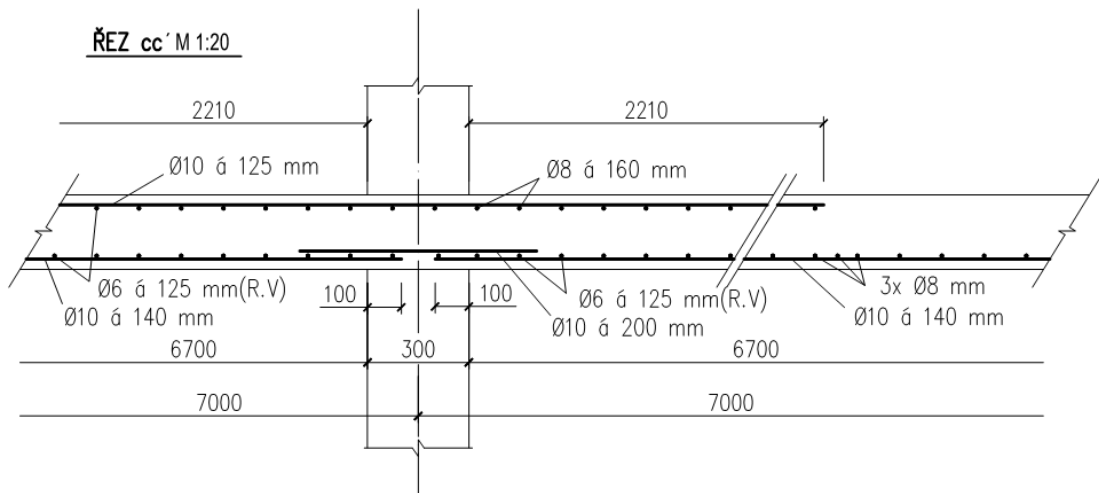
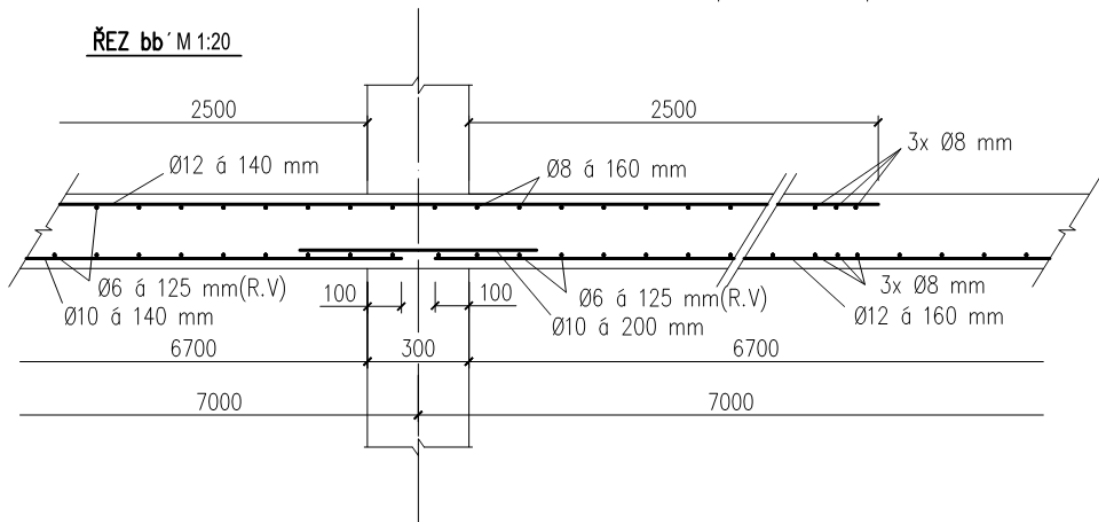
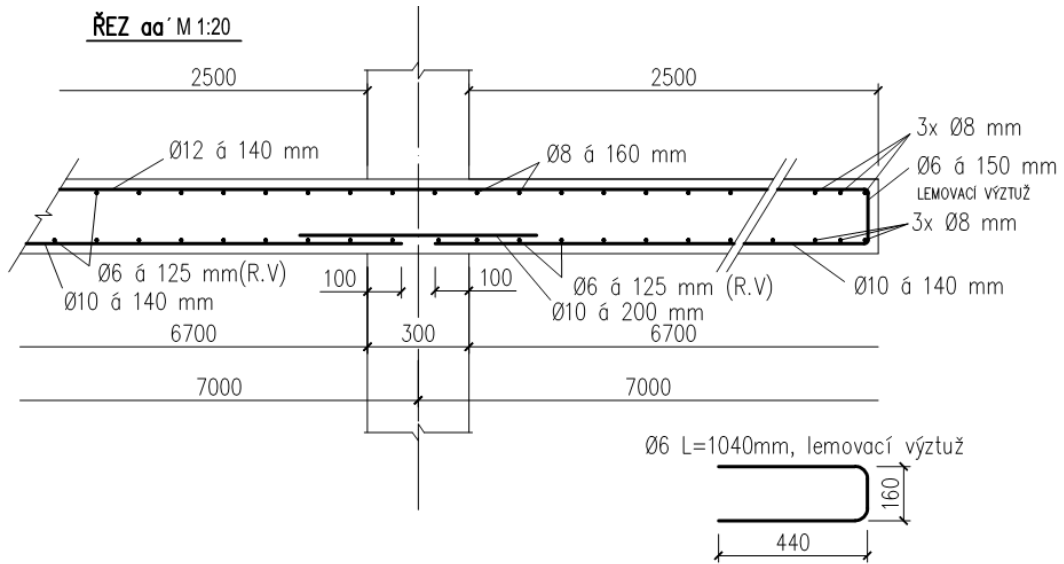
## Schéma vyztužení stropní desky varianta A

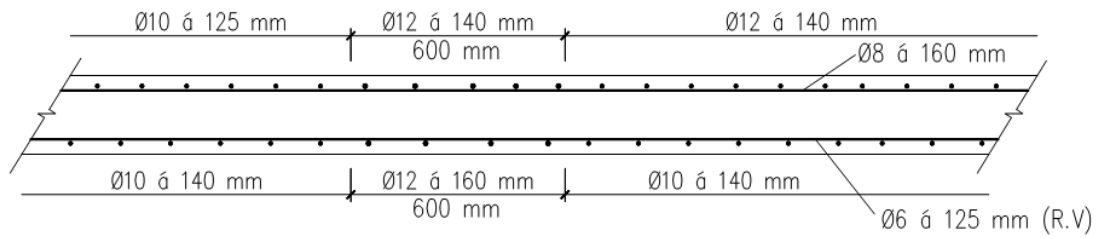
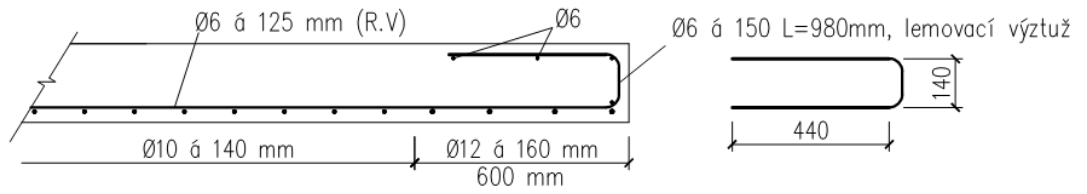


### POZNÁMKA:

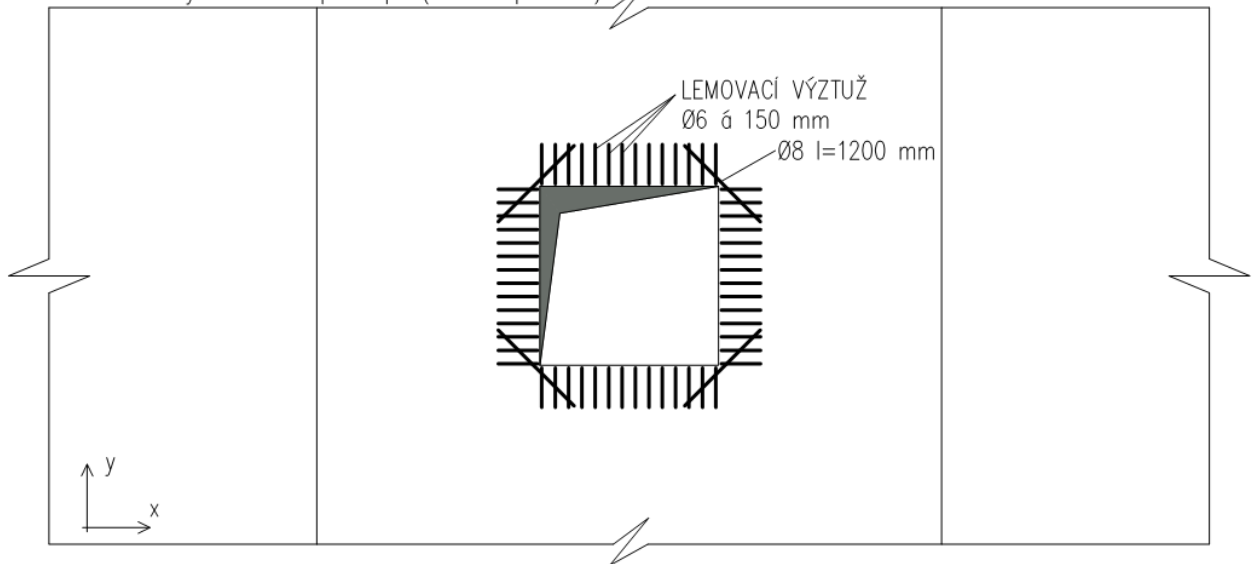
PRUTY KOTOVÁNY NA OSU  
 BETON ČSN EN 206-1 C30/37-XC1-D<sub>max</sub>16mm-S3-Cl0,2-E33GPa  
 OCEL B 500B  
 KRYTÍ VÝZTUŽE  $c_{\min} = 25\text{mm}$





**ŘEZ dd' M 1:20****ŘEZ ee' M 1:20**

Lemovací výztuž kolem prostupu (u obou povrchů)



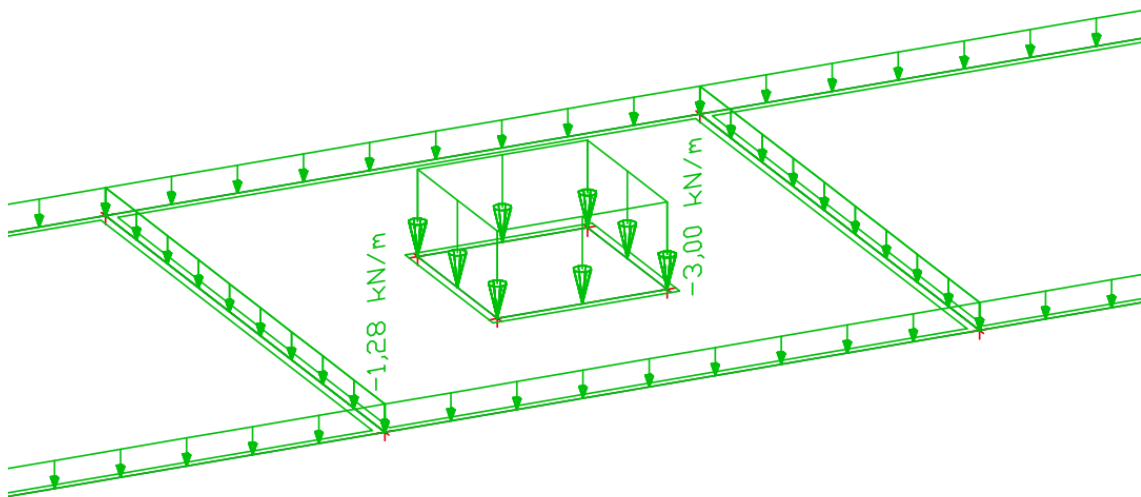
## **3.2.2 Varianta B**

Základní zatížení je shodné jako v kap. 3.1.

$$g_k = 6,78 \text{ kN/m}^2 \text{ (Tab. 3-1)}$$

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

Na hrany prostupu je přidáno liniové stálé zatížení s intenzitou 3 kN/m (odpovídá např. obezdění prostupu příčkou, nebo uložení ocelového schodiště).



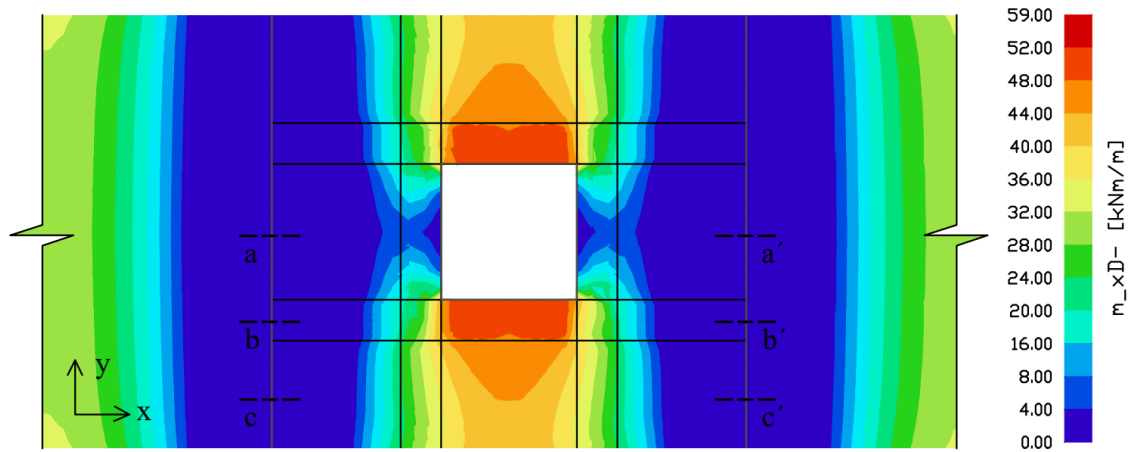
Obr. 3-12 Základní stálé zatížení stropní desky a přidané zatížení na hraně prostupu

## **Mezní stav únosnosti**

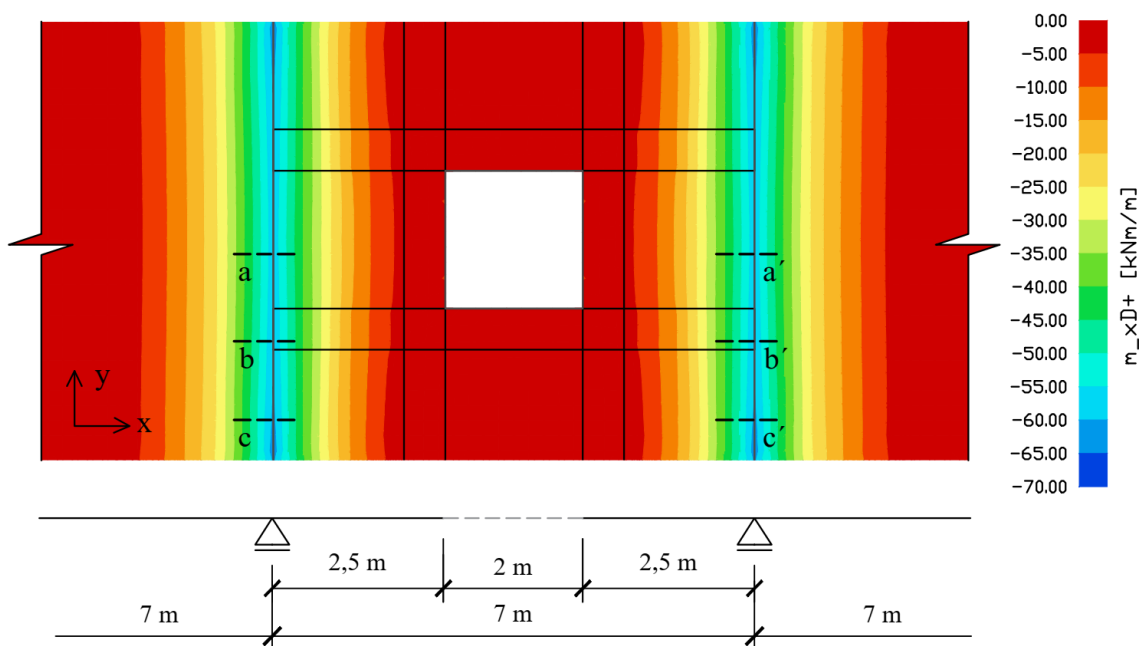
Návrhové hodnoty zatížení jsou stanoveny dle kombinačního klíče 6.10 dle uvedeném v ČSN EN 1991-1-1. Jednotlivé návrhové kombinace zatížení jsou zvoleny jako v kap. 3.1.

## **Výpočet vnitřních sil**

Ohybové momenty stropní desky jsou stanoveny dle lineárně pružného výpočtu ve statickém programu Scia Engineer 18.1. Postup shodný jako u Varianty A, včetně provedení redistribuce a redukce ohybových momentů na prostupem neovlivněných „pruzích“ stropní desky.

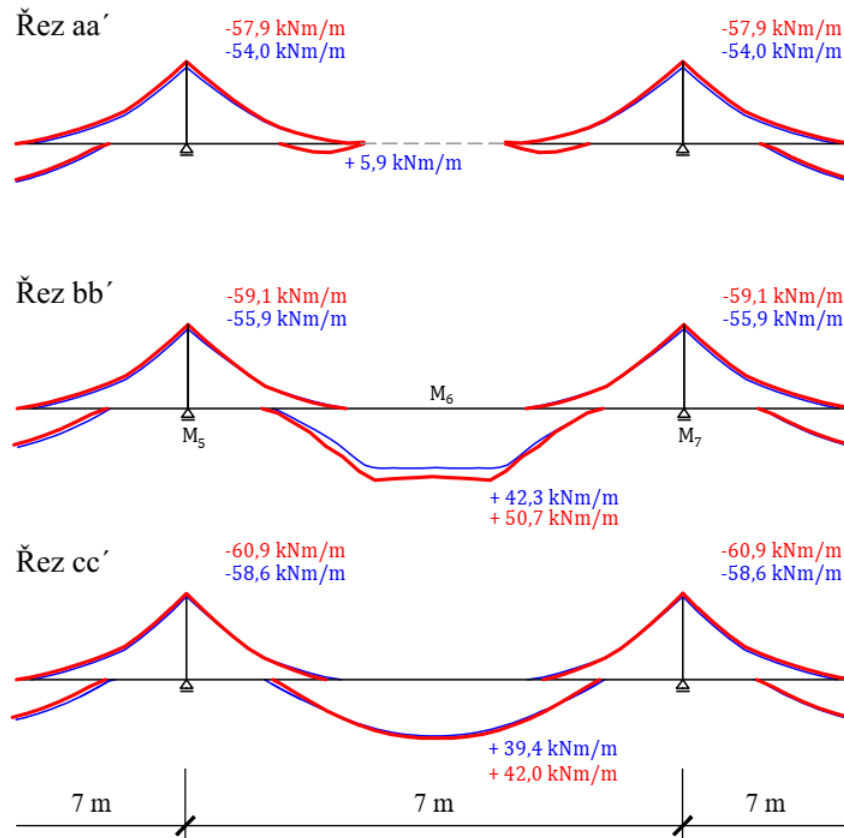


Obr. 3-13 Ohybové momenty u spodního povrchu s vlivem kroucení kolem prostupu  $m_{xD-}$



Obr. 3-14 Ohybové momenty u horního povrchu s vlivem kroucení kolem prostupu  $m_{xD+}$

Na Obr. 3-13 je patrné, že v důsledku lokálního zatížení na hraně prostupu se oproti variantě A u spodního povrchu koncentrují ohybové momenty s vyšší intenzitou a na větší ploše (cca až do vzdálenosti 1,5 m od prostupu). Kolem prostupu v řezu  $bb'$  bude vytvořen skrytý nosník z betonářské výztuže. Tento „skrytý nosník“ v důsledku své vysoké tuhosti převezme i mírně zvýšené hodnoty ohybových momentů v oblasti dále od prostupu. V pruzích neovlivněných prostupem je provedena redistribuce a redukce ohybových momentů, stejně jako ve variantě A.

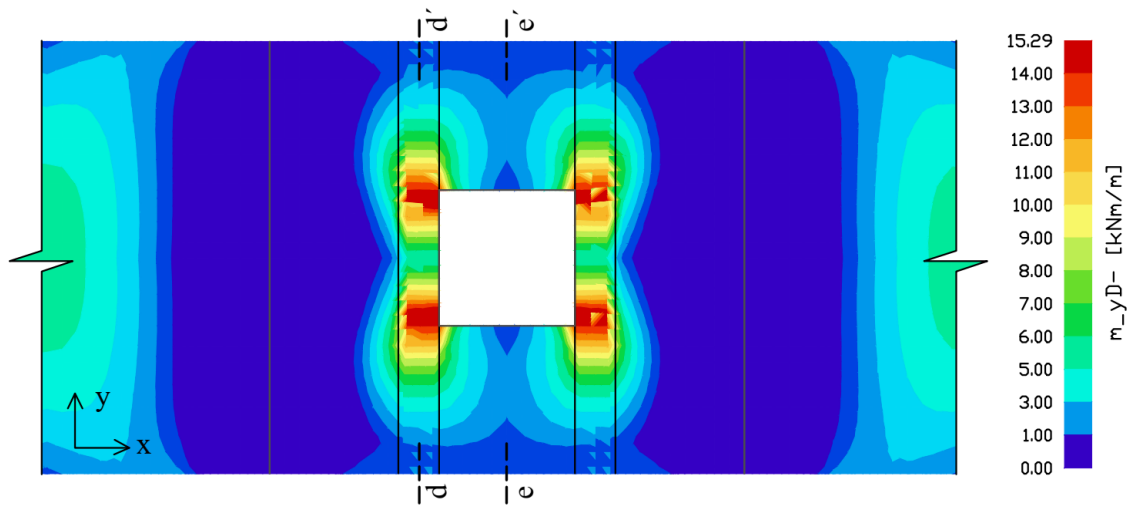
**Legenda:**

lineárně pružná obálka ohybových momentů desky Varianta 2B

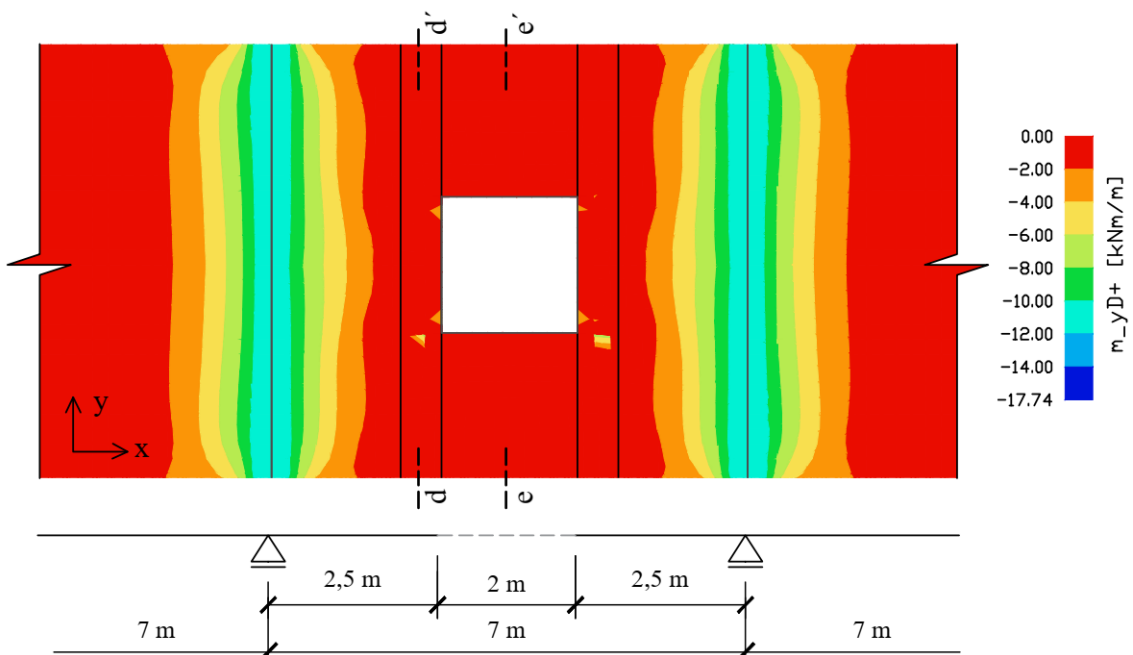
lineárně pružná obálka ohybových momentů desky Varianta 2A

Obr. 3-15 Průběhy obálky ohybových momentů  $m_{xD+}$  a  $m_{xD-}$  v jednotlivých řezech s porovnáním s variantou A

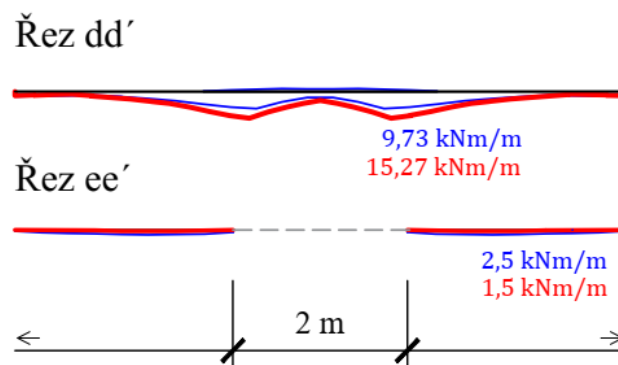
Ve směru y (Obr. 3-16 a Obr. 3-17) dochází ke zvýšení hodnot ohybových momentů u spodního povrchu, naopak u horního povrchu v porovnání s variantou A, vlivem lokálního zatížení na hraně prostupu, hodnota ohybového momentu klesá až k nulové hodnotě. Výztuž u spodního povrchu je posílena (zvýšen průměr na 8 mm a přidány další pruty – viz Tab. 3-16). Případný výskyt ohybových momentů u horního povrchu zachytí konstrukční výztuž (viz schéma polohy výztuže).



Obr. 3-16 Ohybové momenty u spodního povrchu s vlivem kroucení kolem prostupu  $m_{yD-}$



Obr. 3-17 Ohybové momenty u horního povrchu s vlivem kroucení kolem prostupu  $m_{yD+}$



Obr. 3-18 Průběhy obálky ohybových momentů  $m_{yD+}$  a  $m_{yD-}$  v jednotlivých řezech s porovnáním s variantou A

### Návrh a posouzení ohybové výztuže

Největší ohybové momenty ve směru pnutí desky působí v řezu bb', na tyto momenty je navržena hlavní ohybová výztuž. Dále je posouzen řez dd'.

Tab. 3-16 Posouzení výztuže pro řez bb'

průřez č.	Posouzení vyztužení z kap 3.1 pro řez bb'			
	stanovené $m_{Ed}$	$m_{Rd}$ z kap. 3.1.	Využití	$m_{Ed} > m_{Rd}$
	[kNm/m]	[kNm/m]	[%]	
5	59,10	50,04	118,2	NEVYHOVÍ
6	50,70	44,01	113,8	NEVYHOVÍ
7	59,10	50,04	118,2	NEVYHOVÍ

Tab. 3-17 Upravený návrh výztuže pro řez bb'

průřez č.	Upravený návrh výztuže řez bb'					
	$\varnothing_s$	$A_{s,prov}$	x	z	$m_{Rd}$	$m_{Ed} > m_{Rd}$
	[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]	[mm]	[mm]	[kNm/m]	
5	$\varnothing_s 12$ á 125	904,8	24,58	179,2	70,48	VYHOVÍ
6	$\varnothing_s 12$ á 140	791,7	21,51	180,4	62,09	VYHOVÍ
7	$\varnothing_s 12$ á 125	904,8	24,58	179,2	70,48	VYHOVÍ

Tab. 3-18 Posouzení výztuže pro řez dd'

Poloha výztuže	Posouzení vyztužení z kap 3.1 pro řez dd'			
	stanovené $m_{Ed}$	$m_{Rd}$ z kap. 3.1.	Využití	$m_{Ed} > m_{Rd}$
	[kNm/m]	[kNm/m]	%	
spodní povrch	15,27	17,75	116,2	NEVYHOVÍ
horní povrch	0	0	-	Neposuzováno <sup>(1)</sup>

<sup>(1)</sup> případně vzniklé ohybové momenty zachytí konstrukční výztuž

Tab. 3-19 Upravený návrh výztuže pro řez dd'

Poloha výztuže	Upravený návrh výztuže pro řez dd'					
	$\varnothing_s$	$A_{s,prov}$	x	z	$m_{Rd}$	$m_{Ed} > m_{Rd}$
	[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]	[mm]	[mm]	[kNm/m]	
horní povrch	$\varnothing_s 8$ á 125	402	10,92	176,63	30,87	VYHOVÍ

## Mezní stav použitelnosti

### Omezení průhybů

Průhyb je stanoven uprostřed rozponu stropní desky, těsně vedle prostupu. Kombinace zatížení, limitní hodnoty průhybů, parametry pro výpočet smršťování a dotvarování jsou shodné s kap. 3.1. a jsou popsány v PŘÍLOZE 1. Maximální ohybové momenty pro jednotlivé kombinace hodnot zatížení MSP v poli jsou stanoveny statickým programem Scia Engineer 18.1.

Tab. 3-20 Kombinace zatížení MSP a stanovené ohybové momenty v poli (řez bb')

Hodnota zatížení	Stálé	Užitné	$\psi_1$	$\psi_2$	Celkové	Ohybový moment v poli
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm/m]
charakteristická	6,78 <sup>(1)</sup>	3	1	1	9,78	37,38
častá	6,78 <sup>(1)</sup>	3	0,5	1	8,28	27,89
kvazistálá	6,78 <sup>(1)</sup>	3	1	0,3	7,68	24,75

<sup>(1)</sup> stálé plošné (6,78kN/m<sup>2</sup>) + lokální zatížení kolem prostupu 3kN/m, uvažováno v programu

Tab. 3-21 Stanovené výsledné průhyby stropní desky s prostupem v poli (řez bb')

Hodnota zatížení	Jednostranně vyztužený průřez		Stanovený limitní průhyb	
	krátkodobý	dlouhodobý	krátkodobý	dlouhodobý
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
častá	19,98	37,52	35	35
kvazistálá	13,02	31,17	28	28

### Stropní deska NEVYHOVÍ na požadované hodnoty dlouhodobého průhybu.

#### **Změna vyztužení na oboustranně vyztužený průřez v poli.**

Výztuž v oblasti nad podporou u horního povrchu v oblasti řezu bb' je protažena na celou délku zesilovaného pole. Tato změna má malý vliv na hodnotu momentu únosnosti průřezu, výrazně ale sníží průhyb stropní konstrukce. Postup stanovení průhybu na oboustranně vyztuženém průřezu je uveden v PŘÍLOZE 1.



## Mezní stav použitelnosti – nové posouzení

### Omezení průhybů (pro hodnoty zatížení z Tab. 3-20)

Tab. 3-22 Omezení průhybů pro oboustranně vyztužený průřez (řez bb')

Hodnota zatížení	Oboustranně vyztužený průřez		Stanovený limitní průhyb	
	krátkodobý	dlouhodobý	krátkodobý	dlouhodobý
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
častá	9,40	26,00	35	35
kvazistálá	8,89	19,13	28	28

### Oboustranně vyztužený průřez VYHOVÍ na limitní hodnoty průhybu

### Další omezení v rámci MSP (PŘÍLOHA 1)

Tab. 3-23 Posouzení dalších omezení v mezním stavu použitelnosti v poli (průřez 6).

Omezení napětí				Lineární dotvarování betonu		Omezení šířky trhlin	
Tahové napětí ve výztuži		Tlakové napětí v betonu					
Stanovená hodnota	Limitní hodnota	Stanovená hodnota	Limitní hodnota	Stanovená hodnota	Limitní hodnota	Stanovená hodnota	Limitní hodnota
$\sigma_s$	$\sigma_{s,lim}$	$\sigma_c$	$\sigma_{c,lim}$	$\sigma_c$	$\sigma_{c,lim}$	$A_{s,prov}$	$A_{s,min}$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]
266,33	400	11,05	18	7,32	13,5	791,7	152,12
<b>VYHOVÍ</b>		<b>VYHOVÍ</b>		<b>VYHOVÍ</b>		<b>VYHOVÍ</b>	

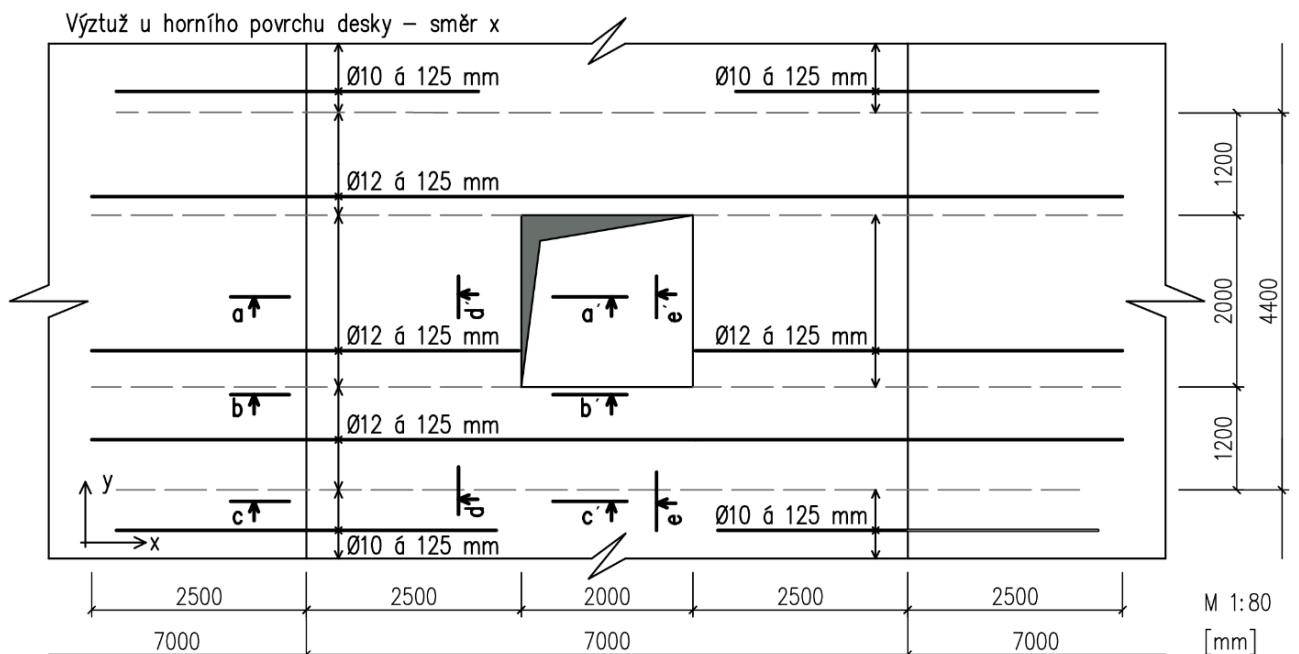
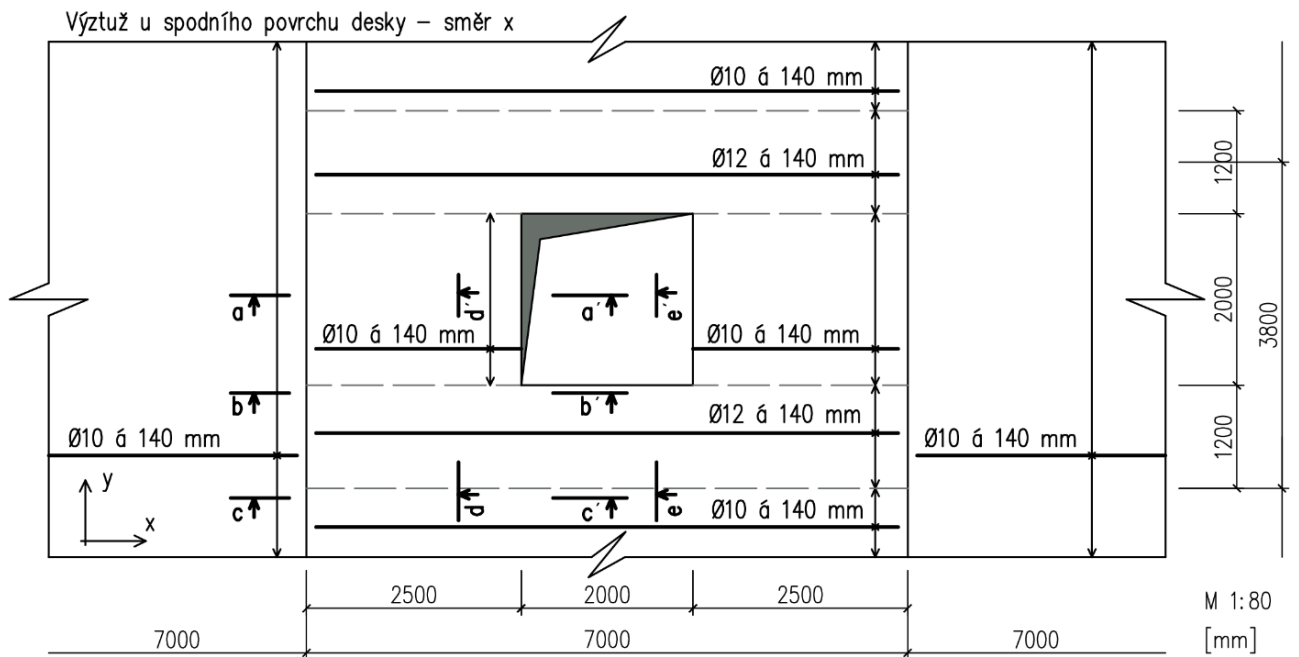
Tab. 3-24 Posouzení dalších omezení v mezním stavu použitelnosti nad podporou (průřezy 5 a 7)

Omezení napětí				Lineární dotvarování betonu		Omezení šířky trhlin	
Tahové napětí ve výztuži		Tlakové napětí v betonu					
Stanovená hodnota	Limitní hodnota	Stanovená hodnota	Limitní hodnota	Stanovená hodnota	Limitní hodnota	Stanovená hodnota	Limitní hodnota
$\sigma_s$	$\sigma_{s,lim}$	$\sigma_c$	$\sigma_{c,lim}$	$\sigma_c$	$\sigma_{c,lim}$	$A_{s,prov}$	$A_{s,min}$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]
259,80	400	11,61	18	6,93	13,5	904,8	154,92
<b>VYHOVÍ</b>		<b>VYHOVÍ</b>		<b>VYHOVÍ</b>		<b>VYHOVÍ</b>	

Hodnota charakteristické kombinace ohybového momentu nad podporou: 41,49 kN/m

### Stropní deska s prostupem oboustranně vyztužená VYHOVÍ na MSP.

## Schéma vyztužení stropní desky



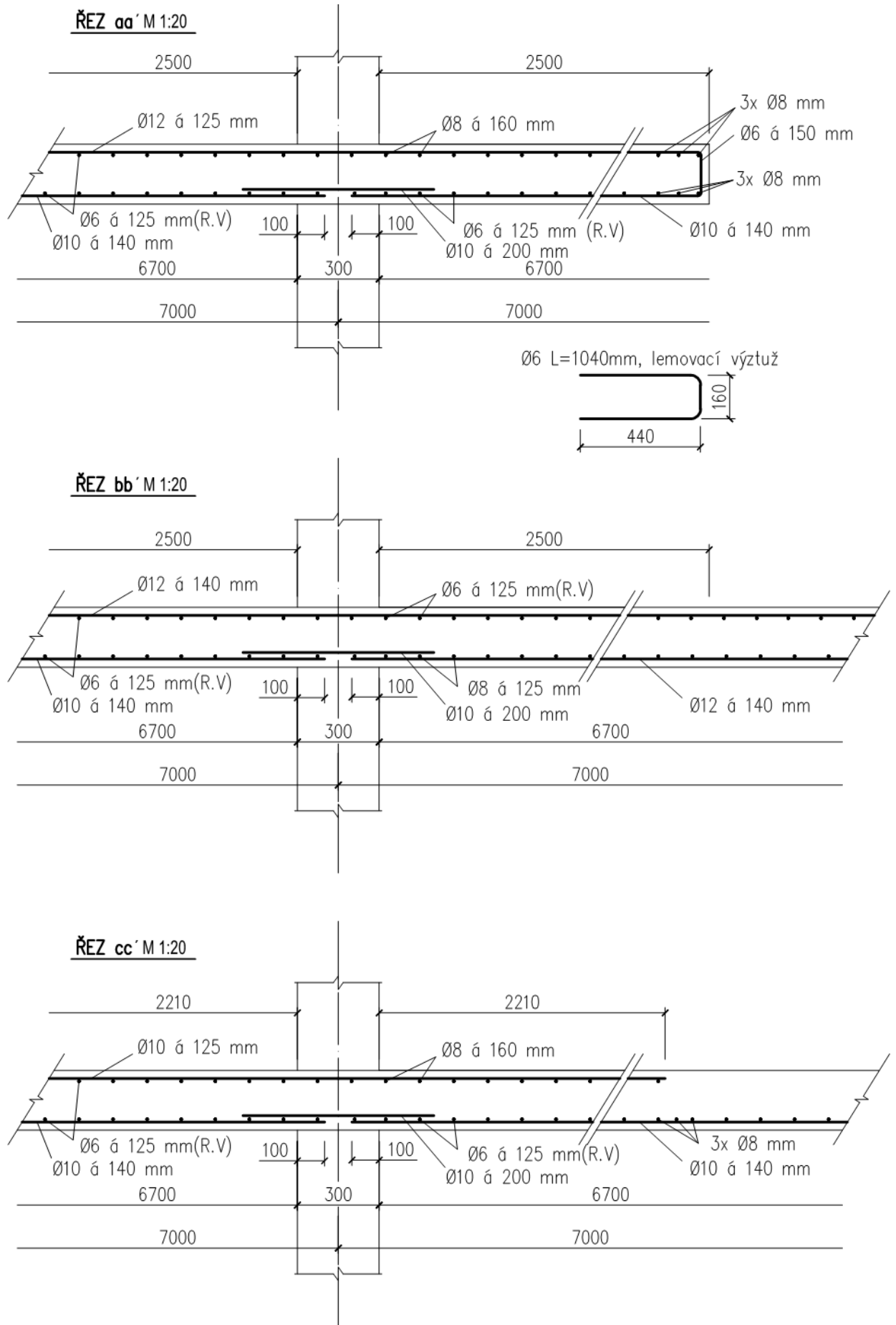
### POZNÁMKA:

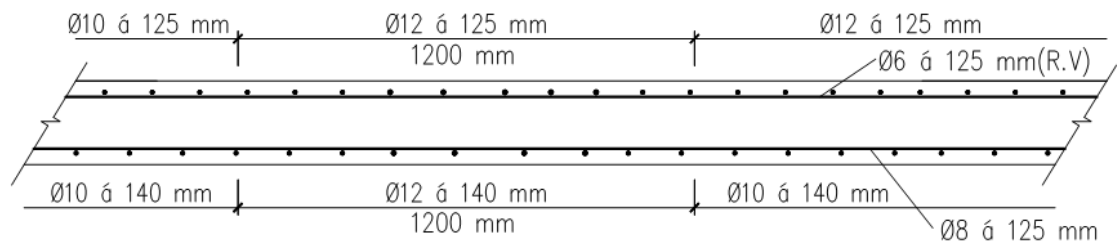
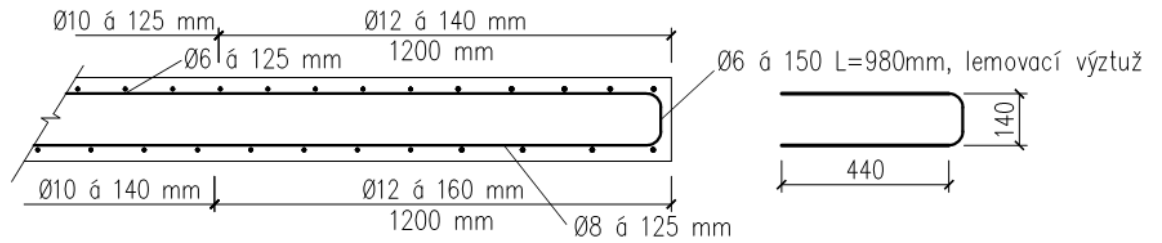
PRUTY KOTOVÁNY NA OSU

BETON ČSN EN 206-1 C30/37-XC1-D<sub>max</sub>16mm-S3-Cl0,2-E33GPa

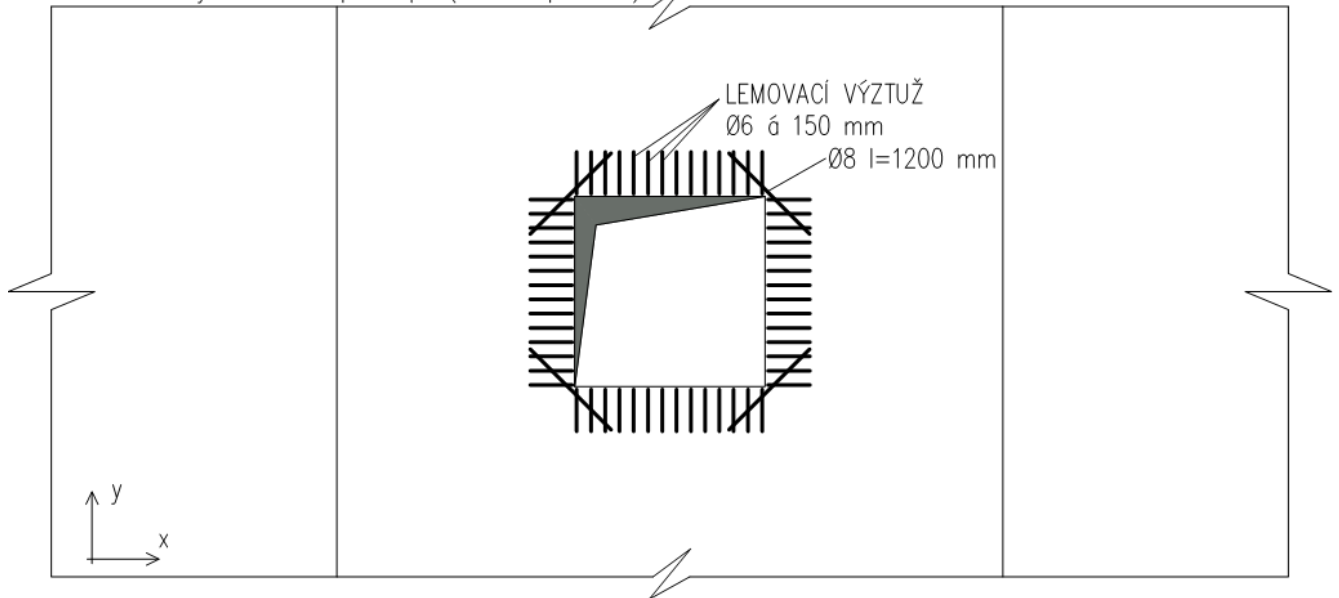
OCEL B 500B

KRYTÍ VÝZTUŽE  $c_{\min} = 25\text{mm}$



**ŘEZ dd' M 1:20****ŘEZ ee' M 1:20**

Lemovací výztuž kolem prostupu (u obou povrchů)



### 3.3 Dodatečně vytvořený prostup zesílený s využitím nadbetonávky

Ve stropní desce navržené v kap 3.1 je navržen dodatečně vytvořený prostup o rozměrech 2 x 2 m. Zatížení stropní desky je převzato z kapitoly 3.2.1 varianta A (bez lokálního zatížení kolem prostupu). Jak již bylo popsáno v kap. 3.2, kolem prostupu a v pruzích ovlivněných prostupem nad podporou (nemožnost redistribuce) dochází ke zvýšení hodnot ohybových momentů. Na rozdíl od předchozího příkladu nelze pro zvýšení únosnosti desky kolem prostupu přidat do stávající konstrukce ohybovou výztuž a konstrukci je třeba kolem prostupu zesílit dodatečně. Jednou z možností zesílení je provedení nadbetonávky stropní desky. Teoreticky je zesílení pomocí nadbetonávky popsáno v kap. 2.7. Prostup bude proveden před provedení nadbetonávky. V okamžiku provádění prostupu musí být konstrukce dostatečně podepřena.

#### Předpoklady a parametry návrhu

##### Tloušťka nadbetonávky

Tloušťka nadbetonávky byla stanovena na 60 mm. (*předpoklady stanovení viz 2.7*)

##### Krytí výztuže

$c = 25$  mm (převzato z 3.1)

#### Materiálové charakteristiky nadbetonávky

##### Beton

ČSN EN 206-1 C40/50 – XC1, XF1 – Cl 0,2 – D<sub>max</sub> 8 mm – S3 – E 42 GPa, cement – R

*Pozn: použít recepturu co nejvíce omezující objemové změny v důsledku smršťování a dotvarování betonu a použití čedičového kameniva.*

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}, f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_m} = \frac{40}{1,5} = 26,66 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$$

$E_{cm} = 42 \text{ GPa}$  (dle [1] odpovídá pro C40/50  $E_{cm} = 35 \text{ GPa}$ , ale v případě použití čedičového kameniva se mají hodnoty zvýšit o 20%)

##### Ocel B500 B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}, f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

## Materiálové charakteristiky zesilované stropní desky

převzaty z kapitoly 3.1. (C30/37, B 500B)

### Zatížení stropní desky

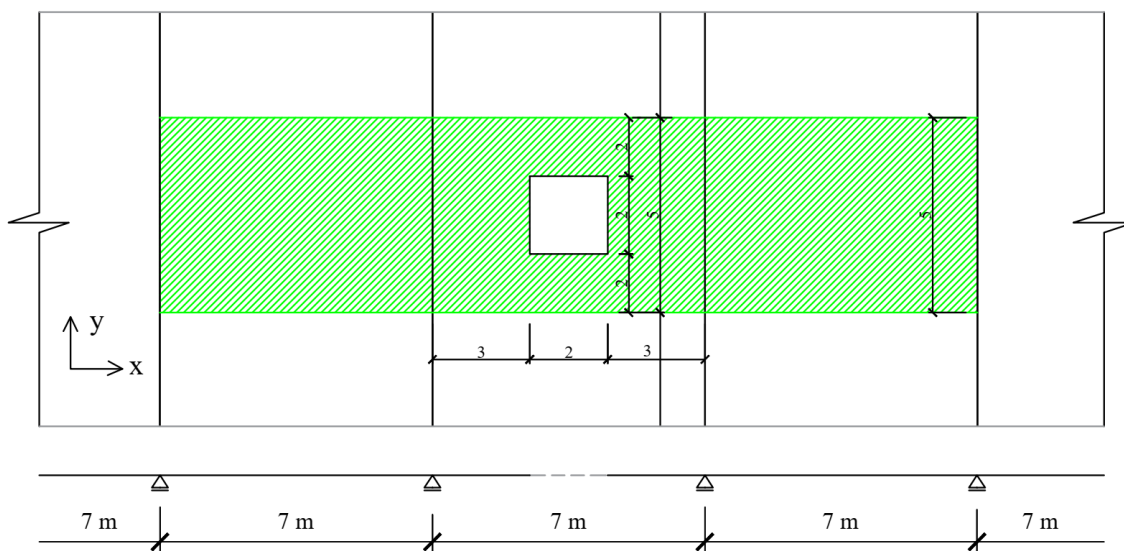
Základní zatížení převzato z kapitoly 3.2.2 + vlastní tíha nadbetonávky

**Stálé:**  $g_k = 6,78 \text{ kN/m}^2 + \text{zatížení nadbetonávkou tl. } 60 \text{ mm} = 6,78 + 1,30 = 8,08 \text{ kN/m}^2$

**Užitné:**  $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$

*Pozn.: aby nadbetonávka nesnižovala světlou výšku místnosti je často upravena skladba podlahové konstrukce. Novou skladbu je vhodné navrhnout z lehčích materiálů. V tomto příkladu není s úpravou podlahové konstrukce uvažováno.*

Nadbetonávka může být provedena po celé ploše stropní desky, nebo jen v pruhu kolem prostupu (Obr. 3-16). Nadbetonávka musí zasahovat i do přilehlých polí stopní desky (přenesení nadpodporových momentů a kotvení výztuže). Tato pole musí být na zvýšené zatížení od vlastní tíhy nadbetonávky posouzena. Analýzou stropní desky bylo zjištěno, že v sousedních polích je vhodnější provést nadbetonávku po celém rozponu pole.



Obr. 3-19 Schéma polohy nadbetonávky

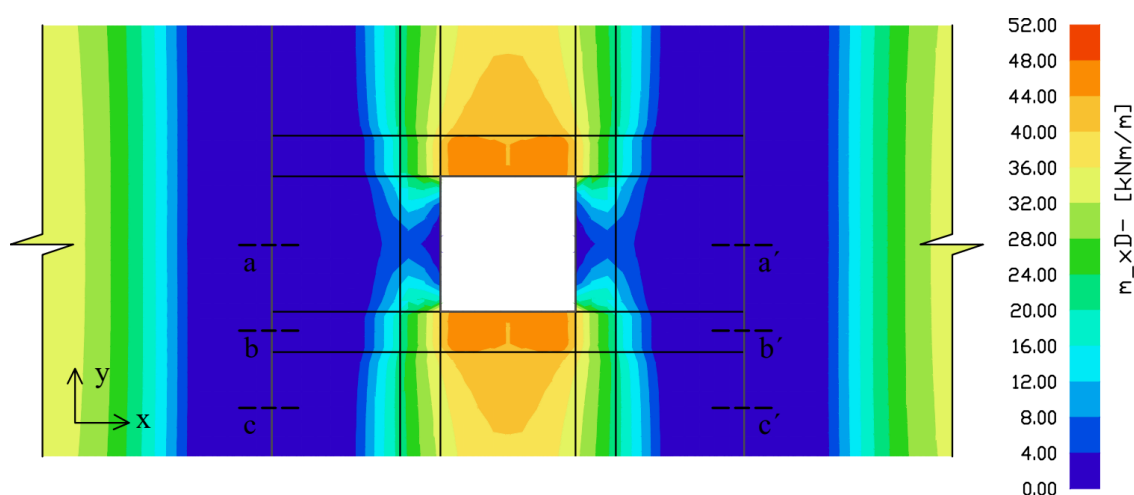
V oblasti nad podporou brání nadbetonávce pokračující zděná stěna (liniová podpora). V tomto místě budou etapově provedeny jádrové vývrty ve zdivu pro protažení ohybové výztuže nadbetonávky. Po umístění výztuže na její požadovanou pozici (včetně polohy min 10 mm nad zesilovanou stropní deskou z důvodu soudržnosti oceli a betonu) budou otvory vyplněny cementovou maltou.

## Mezní stav únosnosti

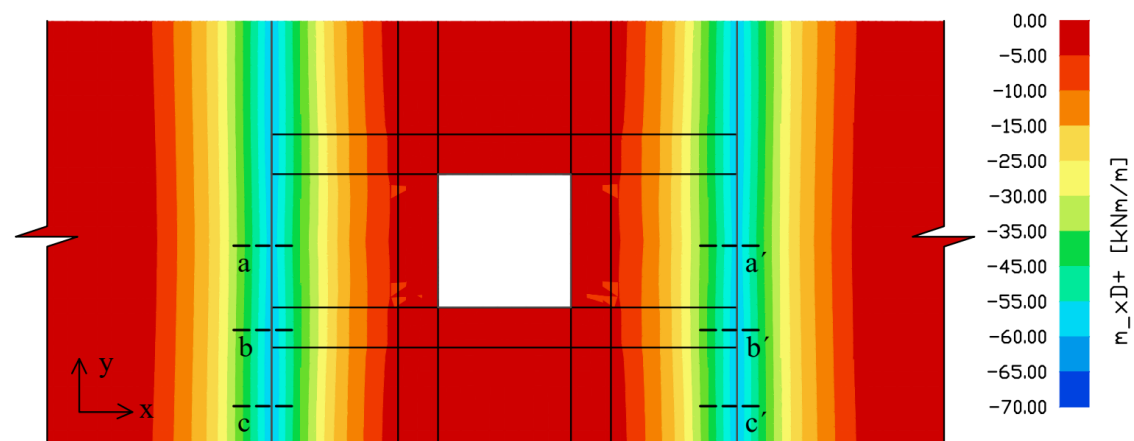
Návrhové hodnoty zatížení jsou stanoveny dle kombinačního klíče 6.10 uvedené v ČSN EN 1991-1-1. Jednotlivé návrhové kombinace zatížení jsou zvoleny stejně jako v kap. 3.2 (resp 3.1).

## Výpočet vnitřních sil

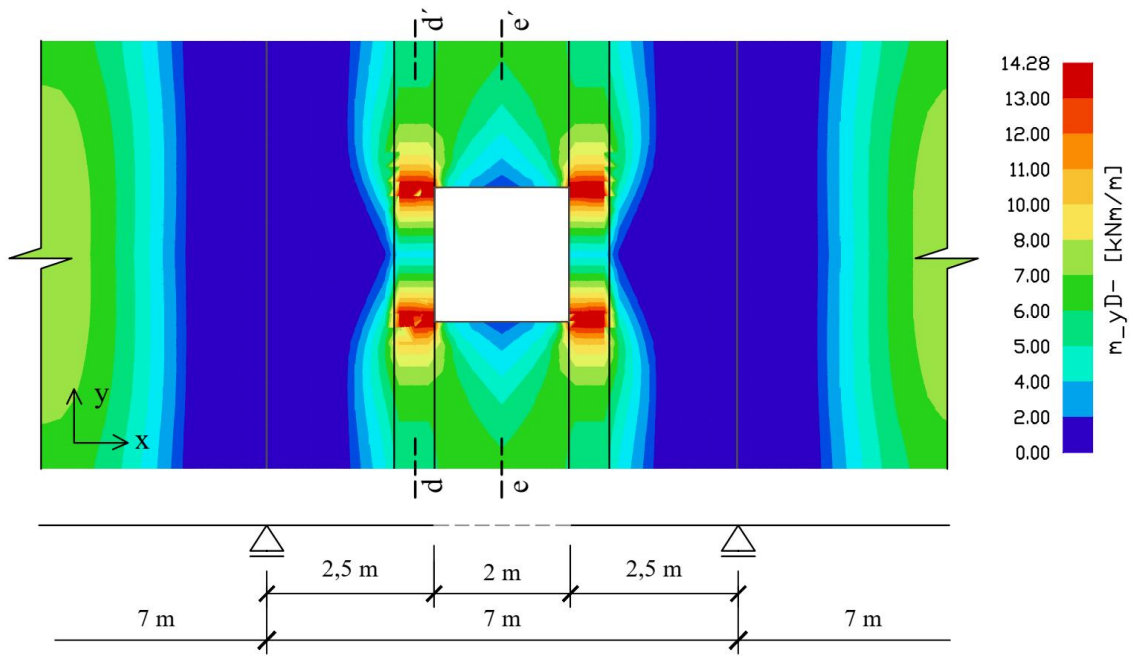
Ohybové momenty stropní desky jsou stanoveny dle lineárně pružného výpočtu ve statickém programu Scia Engineer 18.1 se zohledněním zatížení od nadbetonávky. Stejně jako v předchozí kapitole je užito průměrovacích pásů kolem prostupu.



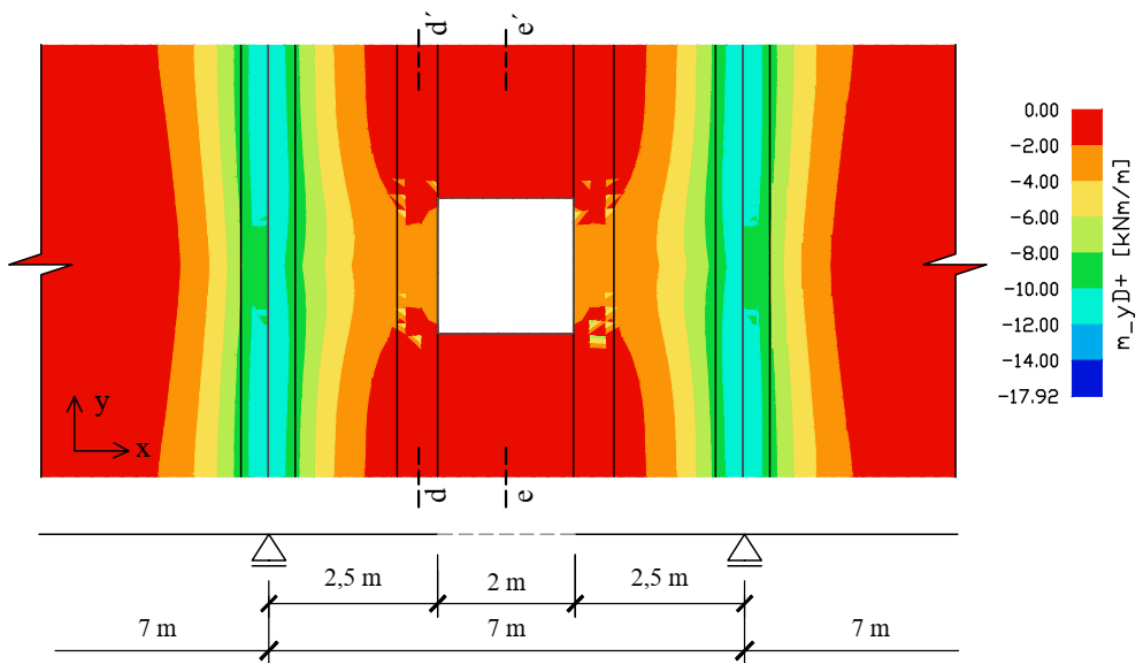
Obr. 3-20 Ohybové momenty u spodního povrchu s vlivem kroucení kolem prostupu  $m_{xD-}$



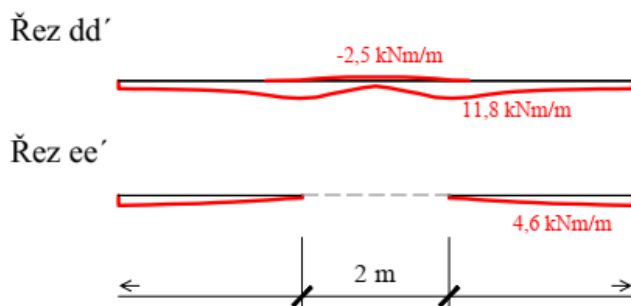
Obr. 3-21 Ohybové momenty u horního povrchu s vlivem kroucení kolem prostupu  $m_{xD+}$



Obr. 3-22 Ohybové momenty u spodního povrchu s vlivem kroucení kolem prostupu  $m_{yD-}$

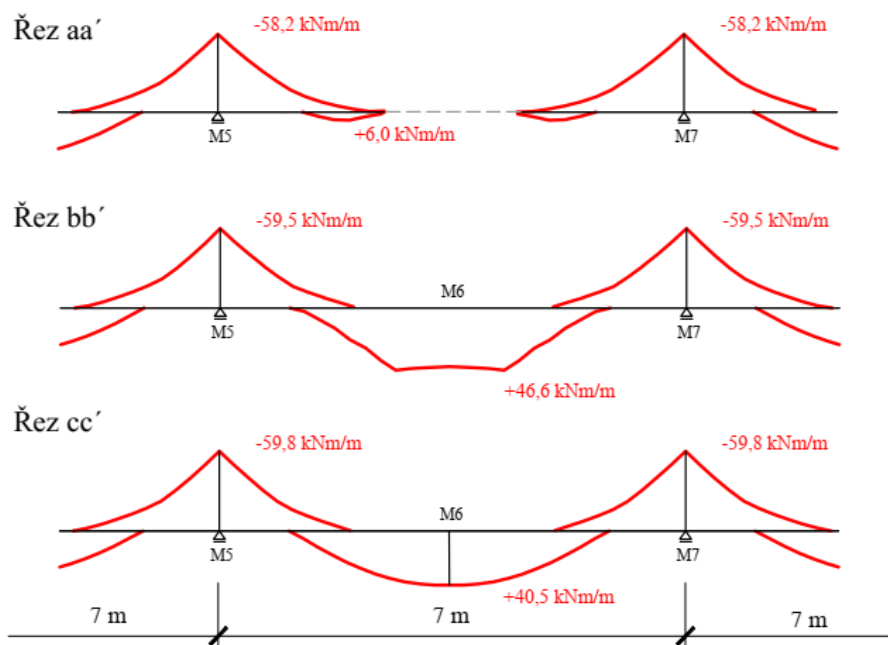


Obr. 3-23 Ohybové momenty u horního povrchu s vlivem kroucení kolem prostupu  $m_{yD+}$



Obr. 3-24 Průběhy obálky ohybových momentů  $m_{yD+}$  a  $m_{yD-}$  v jednotlivých řezech



Obr. 3-25 Obálka ohybových momentů jednotlivých řezů směr  $x$ 

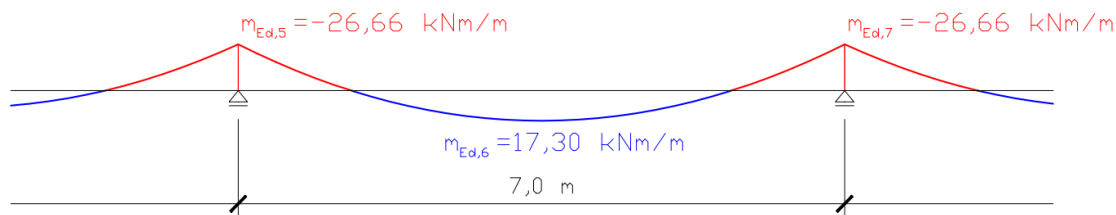
## Posouzení nadbetonávky

### Průřez č.6 (v poli)

Výsledný moment únosnosti v poli závisí na velikosti ohybovém momentu  $m_0$  působícím v prvku při provádění nadbetonávky.

### Průběh ohybového momentu $m_0$

Ze stropní desky bude odstraněno veškeré užité i ostatní stálé zatížení (příčky a skladba podlahy). Stropní deska bude montážně podepřena, ale nepředpokládá se další odlehčování stropní desky (např. odlehčení hydraulickými zvedáky). Dodatečné zatížení od tíhy čerstvého betonu nadbetonávky přenesou montážní podpory. Průběh ohybového momentu je stanoven ve statickém programu Scia Engineer 18.1 pro řez  $bb'$ .

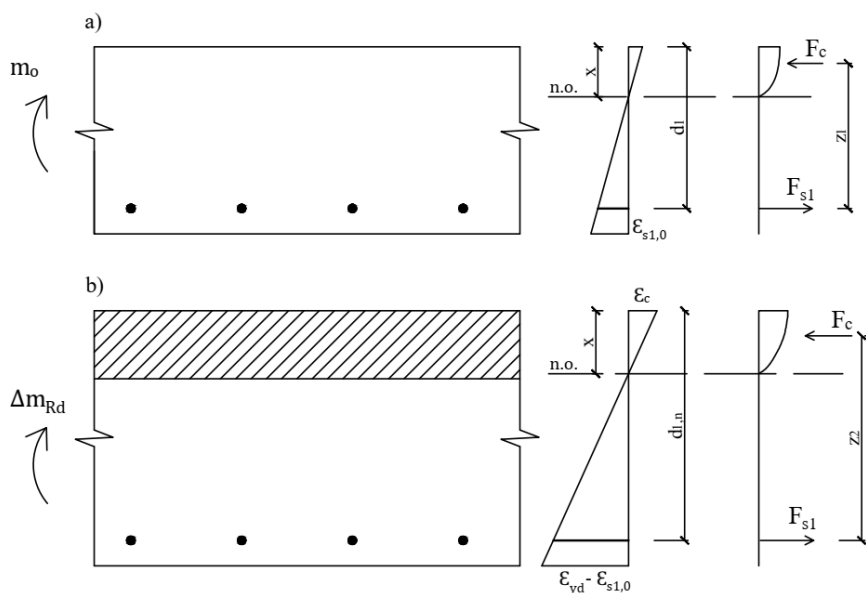
Obr. 3-26 Průběh ohybového momentu  $m_0$  (řez  $bb'$ )

### Princip posouzení nadbetonávky v poli

Pro moment  $m_0$  působící v zesilované stropní desce odpovídá hodnota přetvoření (protažení)  $\varepsilon_{s1,0}$  v tažené výztuži stropní desky. Přetvoření výztuže vyvolává ve výztuži napětí  $\sigma_{s1,0}$ . Síla ve výztuži odpovídající součinu napětí (od  $m_0$ ) a plochy výztuže bude vždy působit na původním rameni vnitřních sil  $z_1$ , teprve při dalším zvýšení ohybového momentu (ihned po odstranění podepření) dochází k aktivaci nadbetonávky a výztuž začne působit na delším rameni vnitřních sil  $z_2$ . Při respektování bilineárního pracovního diagramu oceli v tahu dochází při stoupajícím zatížení prvku ke zvyšování přetvoření ve výztuži až na hodnotu přetvoření odpovídající mezi kluzu oceli. Po dosažení meze kluzu je dosažena maximální uvažovaná normálová síla v oceli a s dalším přetvořením již nevrůstá. Rozdíl mezi hodnotou napětí oceli na mezi kluzu  $\sigma_{yd}(f_{yd})$  a hodnotou napětí od přetvoření  $\sigma_{s1,0}$  udává, jak velká normálová síla  $F_s$  působí na novém delším rameni vnitřních sil  $z_2$ . Z toho vyplývá, že čím nižších hodnot bude ohybový moment  $m_0$  dosahovat, tím nižší bude napětí ve výztuži  $\sigma_{s1,0}$ . Nižší napětí ve výztuži od  $m_0$  znamená větší „rezervu“ napětí po aktivaci nadbetonávky (větší sílu  $F_s$  působící na delším rameni  $z_2$ ) a tedy vyšší moment únosnosti.

Výpočet momentu únosnosti zesílené stropní desky je rozdělen na dvě části. V první části je stanoveno přetvoření tažené výztuže od ohybového momentu  $m_0$ . Stanovení přetvoření viz PŘÍLOHA 1. V druhé části je vypočítán moment únosnosti na novém průřezu s omezením maximálního napětí ve výztuži. Za předpokladu principu superpozice jsou pro stanovení celkového momentu únosnosti oba momenty sečteny. Výpočet je proveden za využití iterace polohy neutrální osy při současném splnění mezních podmínek přetvoření pro jednotlivé materiály. Mezní přetvoření betonu nesmí přesáhnout 3,5 ‰, přetvoření oceli musí být za mezi kluzu, aby konstrukce před kolapsem varovala. Iterační výpočet je ukončen při splnění všech podmínek a při hodnotě přetvoření oceli tak, že je bezpečně za hodnotou přetvoření odpovídající mezi kluzu. Pro přesnější výpočet je uvažován parabolicko-rektangulární diagram betonu v tlaku.

Nadbetonávka je navržena jako plně spřažená se zesilovanou stropní deskou. Plné spřažení lze uvažovat za předpokladu přenesení smykových sil mezi nadbetonávkou a stropní deskou na mezi únosnosti. Výpočet je proveden dle [1] a je podrobně popsán v kapitole 2.7.



Obr. 3-27 Schéma vnitřních sil průřezu a) při působení ohybového momentu  $m_0$   
b) při provedení nadbetonávky

#### Podmínka rovnováhy (Obr. 3-27b):

$$F_C = F_{S1}$$

$$x \cdot b \cdot \sigma_c = A_{S1} \cdot \sigma_{S1}$$

kde  $\varepsilon_{S1}$  se stanoví z podobnosti trojúhelníků

$$\text{při } \varepsilon_{S1} \geq (\varepsilon_{yd} - \varepsilon_{S1,0}) \rightarrow \sigma_{S1} = f_{yd} - \sigma_{S1,0}$$

$$\text{při } \varepsilon_{S1} < (\varepsilon_{yd} - \varepsilon_{S1,0}) \rightarrow \sigma_{S1} = (\varepsilon_{S1} \cdot E_s) - \sigma_{S1,0}$$

$\sigma_c$  se stanoví z parabolicko – rektangulárního diagramu betonu v tlaku

$$\text{při } \varepsilon_c \geq \varepsilon_{cu} \rightarrow \sigma_c = f_{cd}$$

$$\text{při } \varepsilon_c < \varepsilon_{cu} \rightarrow \sigma_c = f_{cd} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cu2}} \right)^n \right]$$

a zároveň musí být splněny tyto podmínky:  $\varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$ ;  $\varepsilon_{yd} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_u$

#### Moment únosnosti od zesílení

$$\Delta m_{Rd} = F_{S1} \cdot z_1 + F_C \cdot z_c$$

#### Výsledný moment únosnosti zesíleného průřezu

$$m_{Rd} = \Delta m_{Rd} + m_0$$

**Moment únosnosti od zesílení nadbetonávkou pro průřez č.6 (v poli)**

Geometrie desky		
$h_d =$	220	mm
$h_n =$	60	mm
$b =$	1000	mm

Beton C40/50		
$f_{cd} =$	26,66	MPa
$\varepsilon_c =$	0,0005	[-]

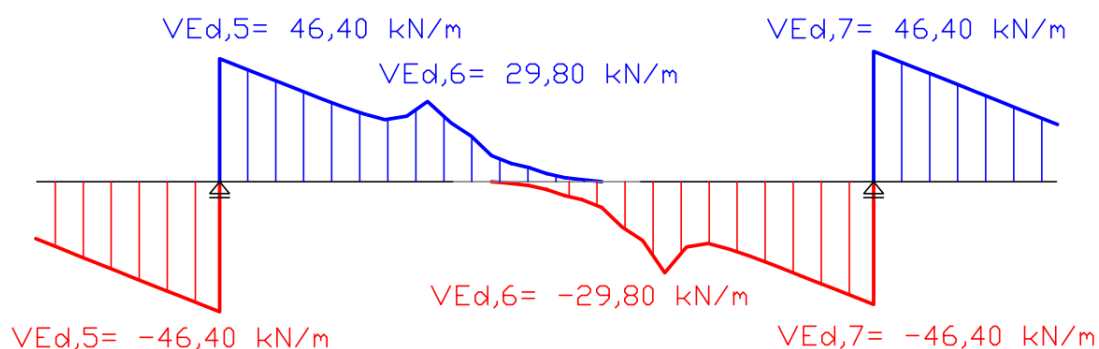
Ocel B 500B		
$E_s =$	200 000	MPa
$f_{yd} =$	434,78	MPa
$A_{s1} =$	550	mm <sup>2</sup>
$d_{1,n} =$	250	mm

nová účinná výška výztuže

$x$	$F_c$	$\varepsilon_{s1} - \varepsilon_{s1,0}$	$\sigma_{s1}$	$F_{s1}$	$F_c = F_s + F_f$
[mm]	[kN]	[-]	[MPa]	[kN]	
23,29	-143759	0,0040	261,37	143 755	0

$\Delta m_{Rd} = 33,16$  kNm  $\Delta$  moment únosnosti od zesílení  
 $m_{Rd} = 50,46$  kNm celkový moment únosnosti

$$m_{Ed,6} = 46,60 \text{ kNm/m} < m_{Rd,6} = 50,46 \text{ kNm/m}$$

**VYHOVÍ****Stanovení průběhu maximální smykové síly v zesíleném průřezu**

Obr. 3-28 Obálka posouvajících sil (řez bb')

**Posouzení smyku ve styčné spáře průřez č.6 (v poli)**

<b>V<sub>Ed,6</sub></b>			
$\beta =$	1	[-]	<i>poměr podélné síly v nadbetonávce k celkové podélné síle</i>
$V_{Ed,6} =$	29,8	kN/m	<i>stanovená z obálky posouvajících sil (Obr.3-28)</i>
$b_i =$	1000	mm	
<b><math>V_{Ed,6} =</math></b>	<b>0,112</b>	<b>MPa</b>	

<b>V<sub>Rd,6</sub></b>			
$f_{ctd} =$	1,93	MPa	<i>menší z hodnot (zde pro C30/37)</i>
$\sigma_N =$	0	MPa	<i>(konzervativně)</i>
$A_{s,smyk} =$	0	mm <sup>2</sup>	<i>plocha smykové výztuže procházející spárou</i>
$A_i =$	1,00E+06	mm <sup>2</sup>	<i>plocha styku</i>
$\alpha =$	90	°	
$v =$	0,528	[-]	
$c =$	0,35	[-]	<i>hladký dle [1]</i>
$\mu =$	0,6	[-]	<i>povrch</i>
<b><math>V_{Rd,6} =</math></b>	<b>0,676</b>	<	<b>5,28 MPa</b>

$V_{Ed,6} = 0,112 \text{ MPa} < V_{Rd,6} = 0,676 \text{ MPa}$
---

**VYHOVÍ, není třeba navrhovat smykovou výztuž do styčné spáry**

**Průřez č.5 (nad podporou)**

V průřezu nad podporou, v oblastech ovlivněných prostupem, je z důvodu potřeby přenesení záporných ohybových momentů do nadbetonávky navržena ohybová výztuž. Výztuž doplňuje původní výztuž u horního povrchu. Obdobně jako u průřezu v poli je pro celkovou hodnotu momentu únosnosti zesílené stropní desky důležitý ohybový moment působící v průřezu při provedení nadbetonávky  $m_0$  (Obr. 3-26). Návrh a posouzení nadbetonávky je proveden obdobně jako u průřezu v poli s využitím iterace polohy normálové osy za splnění všech podmínek. Výpočet je opět rozdělen na dvě návrhové situace a pro stanovení celkového momentu únosnosti průřezu po zesílení  $m_{Rd}$  je moment  $m_0$  sečten s momentem únosnosti od zesílení  $\Delta m_{Rd}$  (princip viz str.74).

Stejně jako u průřezu v poli musí být při stanovené hodnotě momentu únosnosti tažená výztuž za mezí kluzu. V zesíleném průřezu musí být za mezí kluzu výztuž umístěná v nadbetonávce, pro původní výztuž zesílovaného průřezu není tato podmínka požadována.

**Podmínky rovnováhy (Obr. 3-29):**

$$F_C = F_{S1} + F_{S2}$$

$$x \cdot b \cdot \sigma_c = A_{S1} \cdot \sigma_{s1} + A_{S2} \cdot \sigma_{s2}$$

kde  $\varepsilon_{s1}$  a  $\varepsilon_{s2}$  se stanoví z podobnosti trojúhelníků

při  $\varepsilon_{s1} \geq (\varepsilon_{yd} - \varepsilon_{s1,0}) \rightarrow \sigma_{s1} = f_{yd} - \sigma_{s1,0}$

při  $\varepsilon_{s1} < (\varepsilon_{yd} - \varepsilon_{s1,0}) \rightarrow \sigma_{s1} = (\varepsilon_{s1} \cdot E_s) - \sigma_{s1,0}$

a zároveň musí být splněny tyto podmínky:  $\varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$ ;  $\varepsilon_s \leq \varepsilon_u$ ;  $\varepsilon_{yd} < \varepsilon_{s2} \leq \varepsilon_u$

**Výsledný moment únosnosti zesíleného prvku:**

$$m_{Rd} = F_{S1} \cdot z_1 + F_{S2} \cdot z_2 + F_C \cdot z_c$$

**Moment únosnosti zesíleného průřezu pro průřezy č. 5 (nad podporou):**

Geometrie desky		
$h_d =$	280	mm
$h_{nad} =$	60	mm
$b =$	1000	mm

Beton C40/50		
$f_{cd} =$	26,66	MPa
$\varepsilon_c =$	0,0006	[-]

Ocel - zesilovaná k-ce		
$E_s =$	200 000	MPa
$f_{yd} =$	434,78	MPa
$A_{s2} =$	628,32	mm <sup>2</sup>
$d_2 =$	190	mm

**Ohybový moment  $m_0$** 

$$m_0 = 26,66 \quad \text{kNm}$$

**Přetvoření výztuže při  $m_0$  (viz PŘÍLOHA 1)**

$$\varepsilon_{s1,0} = 0,00117 \quad [-]$$

**Napětí ve výztuži při  $\varepsilon_{s1,0}$** 

$$\sigma_{s1,0} = 235,3 \quad \text{MPa}$$

Ocel - nadbetonávka		
$E_s =$	200 000	MPa
$f_{yd} =$	434,78	MPa
$A_{s3} =$	471,2	mm <sup>2</sup>
$d_3 =$	250	mm

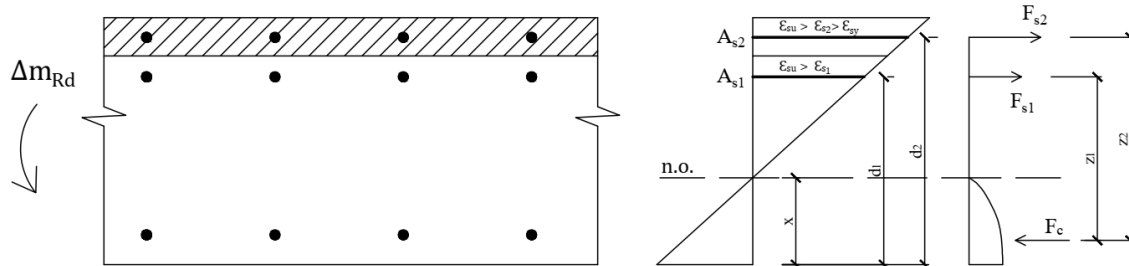
x	$F_C$	$\varepsilon_{s1} - \varepsilon_{s1,0}$	$\varepsilon_{s3}$	$\sigma_{s1}$	$\sigma_{s3}$	$F_{s1}$	$F_{s3}$	$F_c = F_s + F_f$
[mm]	[kN]	[-]	[-]			[N]	[kN]	
43,24	-312938	0,0009	0,0029	172	434,78	108 069	204 868	0

$$\Delta m_{Rd} = 60,52 \quad \text{kNm} \quad \Delta \text{moment únosnosti od zesílení}$$

$$m_{Rd} = 87,18 \quad \text{kNm} \quad \text{celkový moment únosnosti}$$

$$m_{Ed,5} = 59,50 \text{ kNm/m} < m_{Rd,5} = 87,18 \text{ kNm/m}$$

**VYHOVÍ**



Obr. 3-29 Schéma vnitřních sil průřezu při provedení nadbetonávky

**Posouzení smyku ve styčné spáře  $v_{Edi} < v_{Rdi}$  průřezů č. 5 a 7 (nad podporou)** **$v_{Ed,5}$** 

$F_{s1} =$	125,526 kN	<i>v zesilované desce</i>
$F_{s2} =$	174,782 kN	<i>v nadbetonávce</i>
$F_{celk,t} =$	300,308 kN	<i>celková podélná síla v průřezu</i>
$\beta =$	0,582 [-]	<i>poměr podélné síly v nadbetonávce k celkové podélné síle</i>
$z_1 =$	190 mm	<i>rameno vnitřních sil <math>z_1</math></i>
$z_2 =$	250 mm	<i>rameno vnitřních sil <math>z_2</math></i>
$z_{prum} =$	220 mm	<i>průměrné rameno vnitřních sil pro výpočet <math>v_{Edi}</math></i>
$V_{Ed} =$	46,4 kN/m	<i>stanovená z obálky posouvajících sil (Obr. 3-28)</i>
$b_i =$	1000 mm	<i>šířka posuzovaného průřezu</i>
<b><math>v_{Edi} =</math></b>	<b>0,123 MPa</b>	

 **$v_{Rd,5}$** 

$f_{ctd} =$	1,93 MPa	<i>menší z hodnot (zde pro C30/37)</i>
$\sigma_N =$	0 MPa	<i>(konzervativně)</i>
$A_{s,smyk} =$	0 mm <sup>2</sup>	<i>plocha smykové výztuže procházející spárou</i>
$A_i =$	1,00E+06 mm <sup>2</sup>	<i>plocha styku</i>
$\alpha =$	90 °	
$v =$	0,528 [-]	
$c =$	0,35 [-]	<i>hladký povrch dle [1]</i>
$\mu =$	0,6 [-]	
<b><math>v_{Rd,5} =</math></b>	<b>0,676</b>	<b>&lt; 5,28 MPa</b>

$$v_{Ed,5} = 0,123 \text{ MPa} < v_{Rd,5} = 0,676 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ, není třeba navrhovat smykovou výztuž do styčné spáry**

**Stropní deska zesílená nadbetonávkou tl. 60 mm VYHOVÍ na MSÚ.**

### Posouzení zvýšení napětí ve výztuži v důsledku dotvarování nadbetonávky

V důsledku dlouhodobého působení zatížení na zesíleném průřezu v poli dochází k dotvarování nadbetonávky, nadbetonávka se stává „měkčí“, neutrálná osa průřezu klesá. V důsledku snížení ramene vnitřních sil z dochází ke zvýšení napětí ve výztuži, tj. moment únosnosti může v čase klesat. Posouzení je provedeno pomocí ideálního průřezu (viz PŘÍLOHA 1 – strana P12). S využitím ideálního průřezu je stanoveno napětí ve výztuži v okamžiku provedení nadbetonávky ( $E_{c,m}$ ) a napětí ve výztuži po dotvarování nadbetonávky ( $E_{c,eff}$ ). Tyto hodnoty napětí jsou konzervativně stanoveny pro ohybový moment odpovídající charakteristické hodnotě zatížení.

Vzhledem k rozdílnému principu výpočtu napětí v MSÚ a v metodě stanovení napětí pomocí ideálního průřezu (liší se zejména pracovní diagramy) je pomocí ideálního průřezu zjištěn rozdíl napětí výztuže od dotvarování při charakteristické kombinaci zatížení a průřez je znovu posouzen na MSÚ s hodnotou napětí poníženou o zjištěný rozdíl napětí. Výsledek je zapsán do tabulky Tab. 3-25. Původní zesilovaná konstrukce je považována za dotvarovanou a vliv smršťování nadbetonávky je zanedbán. Dotvarování nadbetonávky je uvažováno jako lineární (napětí v betonu  $\sigma_c < 0,45 f_{ck}$ ).

Tab. 3-25 Vliv dotvarování nadbetonávky na moment únosnosti v poli

Beton	$E_{c,m}$	$\varphi_{(\infty,t_0)}$	$E_{c,eff}$	$\Delta\sigma_s$	$m_{Rd,6}$	$m_{Rd,6,LT}$	%
	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[kNm/m]	[kNm/m]	
C40/50	42	1,9	14,483	7,12	50,49	49,02	2,91%

V čase  $t_0$  dlouhodobý

Moment únosnosti opravený o vliv dotvarování nadbetonávky  $m_{Rd,LT}$  je 49,02 kNm/m.

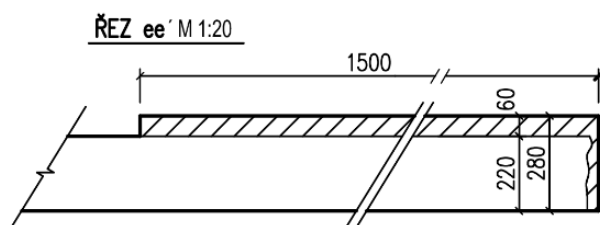
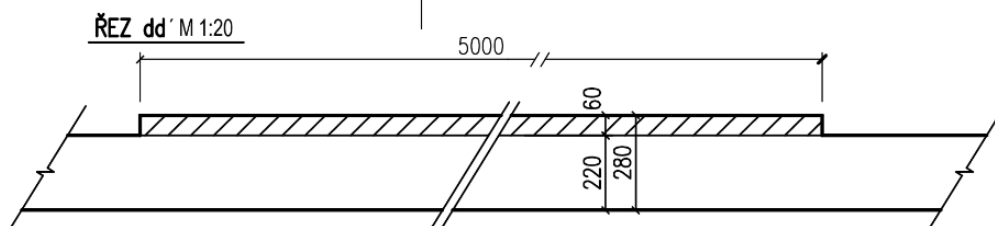
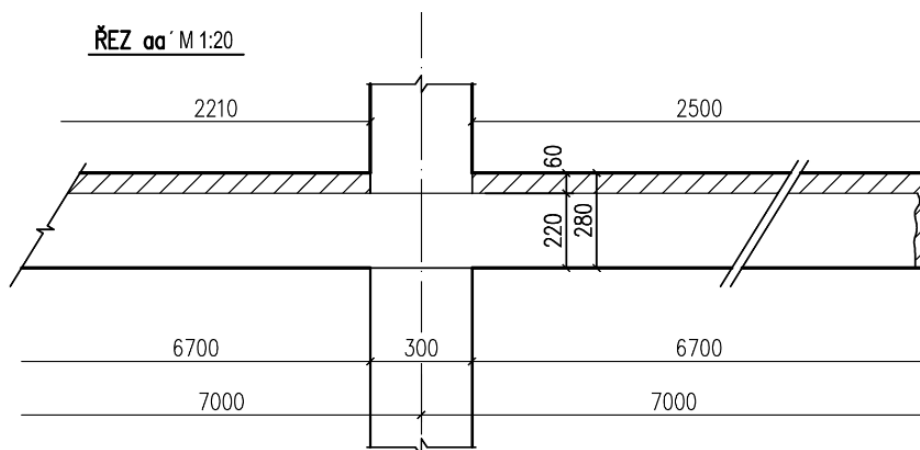
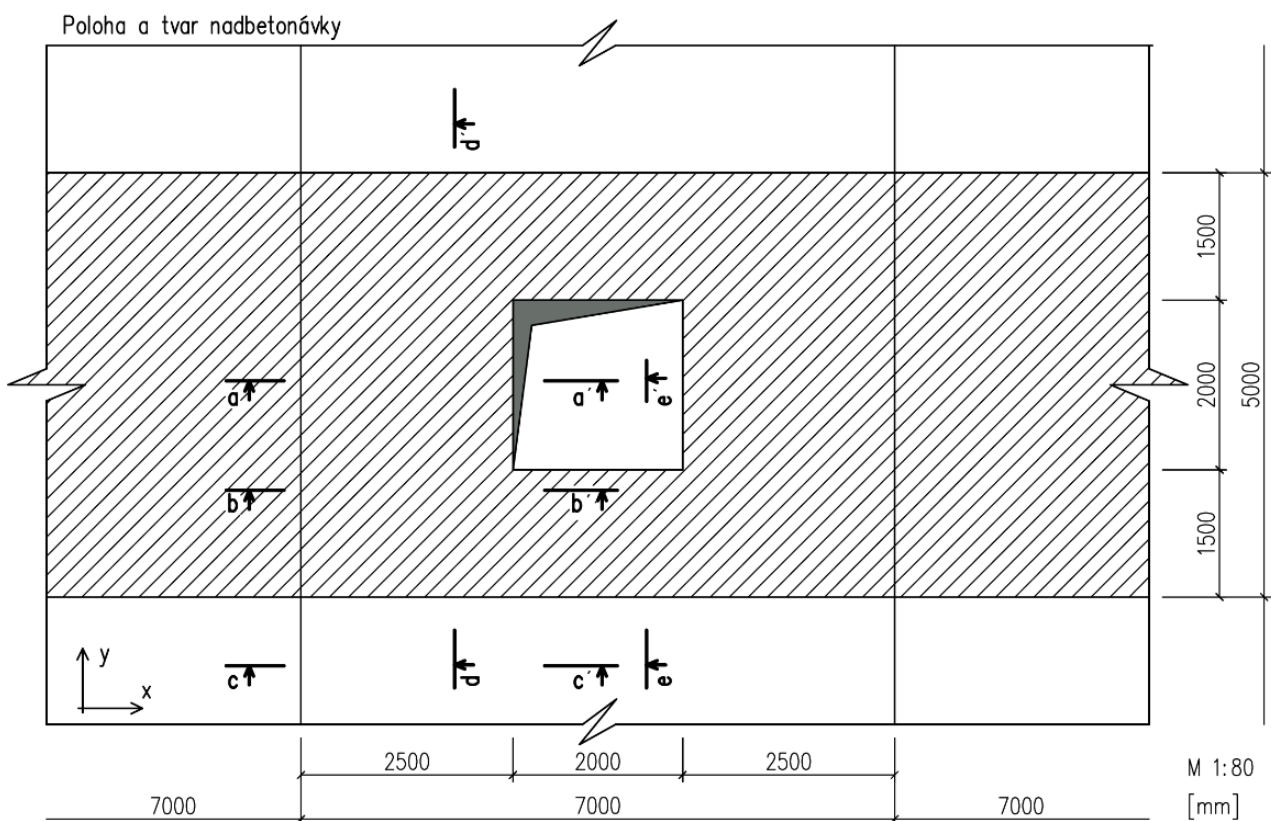
$m_{Ed,6} = 46,60 \text{ kNm/m} < m_{Rd,6,LT} = 49,02 \text{ kNm/m}$
--

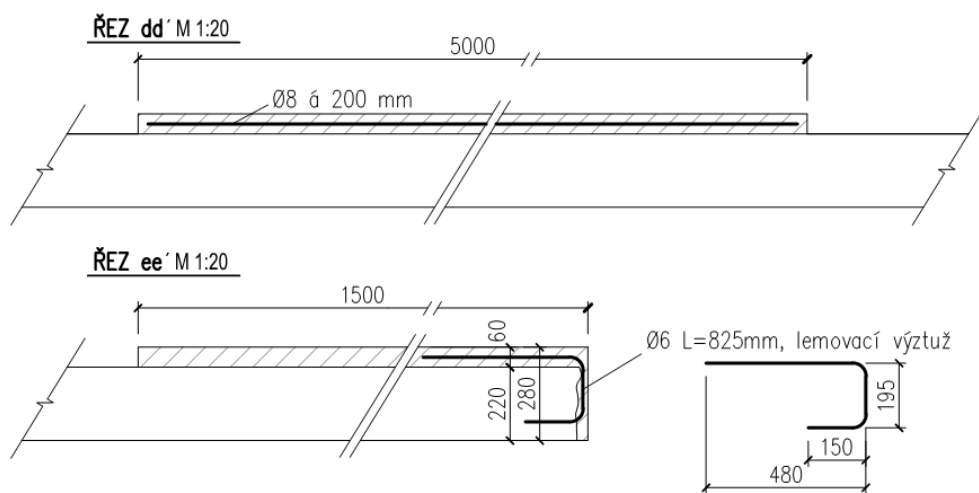
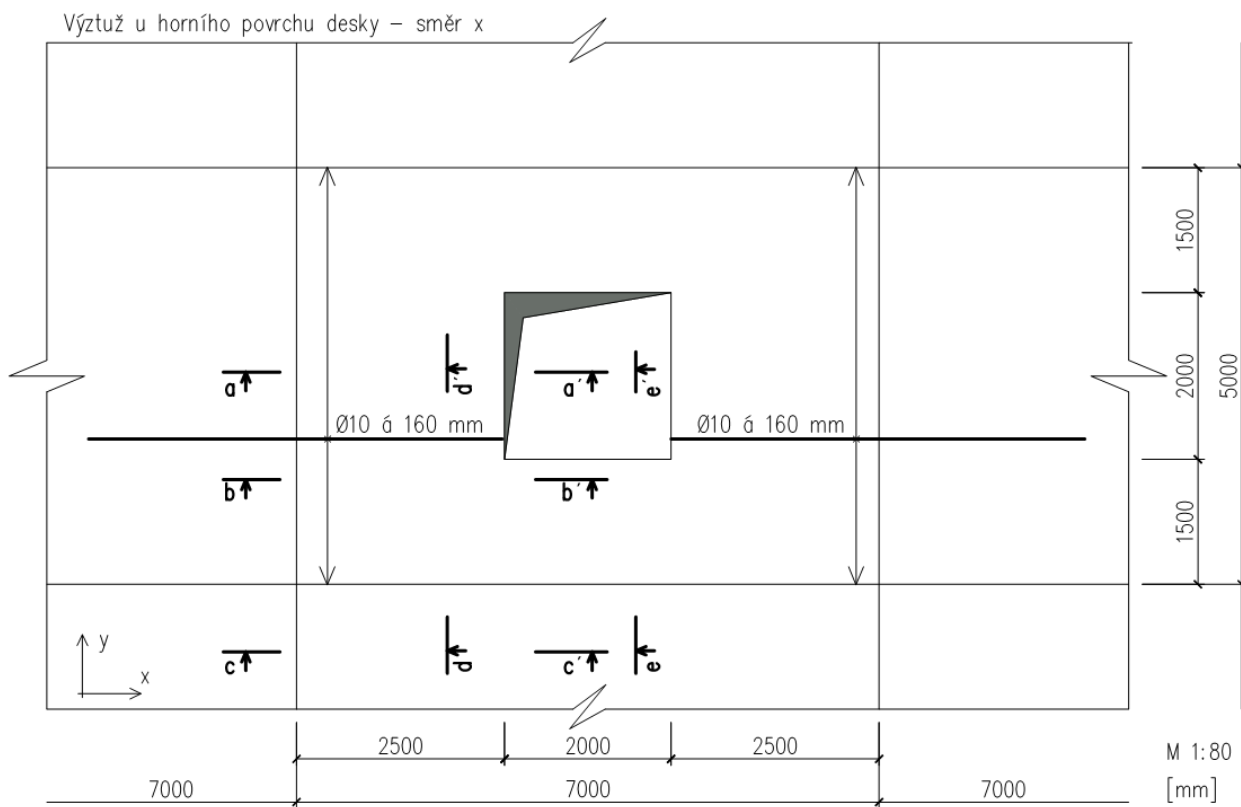
### VYHOVÍ

Pokles momentu únosnosti vlivem dotvarování nadbetonávky dosahuje přibližně 3%. Tato hodnota byla stanovena s uvažováním charakteristické hodnoty dlouhodobého zatížení vneseného do stropní desky v čase  $t_0$  (okamžik aktivace nadbetonávky, uvažováno  $t_0=30$  dní), tento předpoklad je v reálné konstrukci poměrně nepravděpodobný a výpočet je v tomto ohledu značně konzervativní.



### Schéma polohy a tvaru nadbetonávky



**Schéma vyztužení nadbetonávky****POZNÁMKA:**

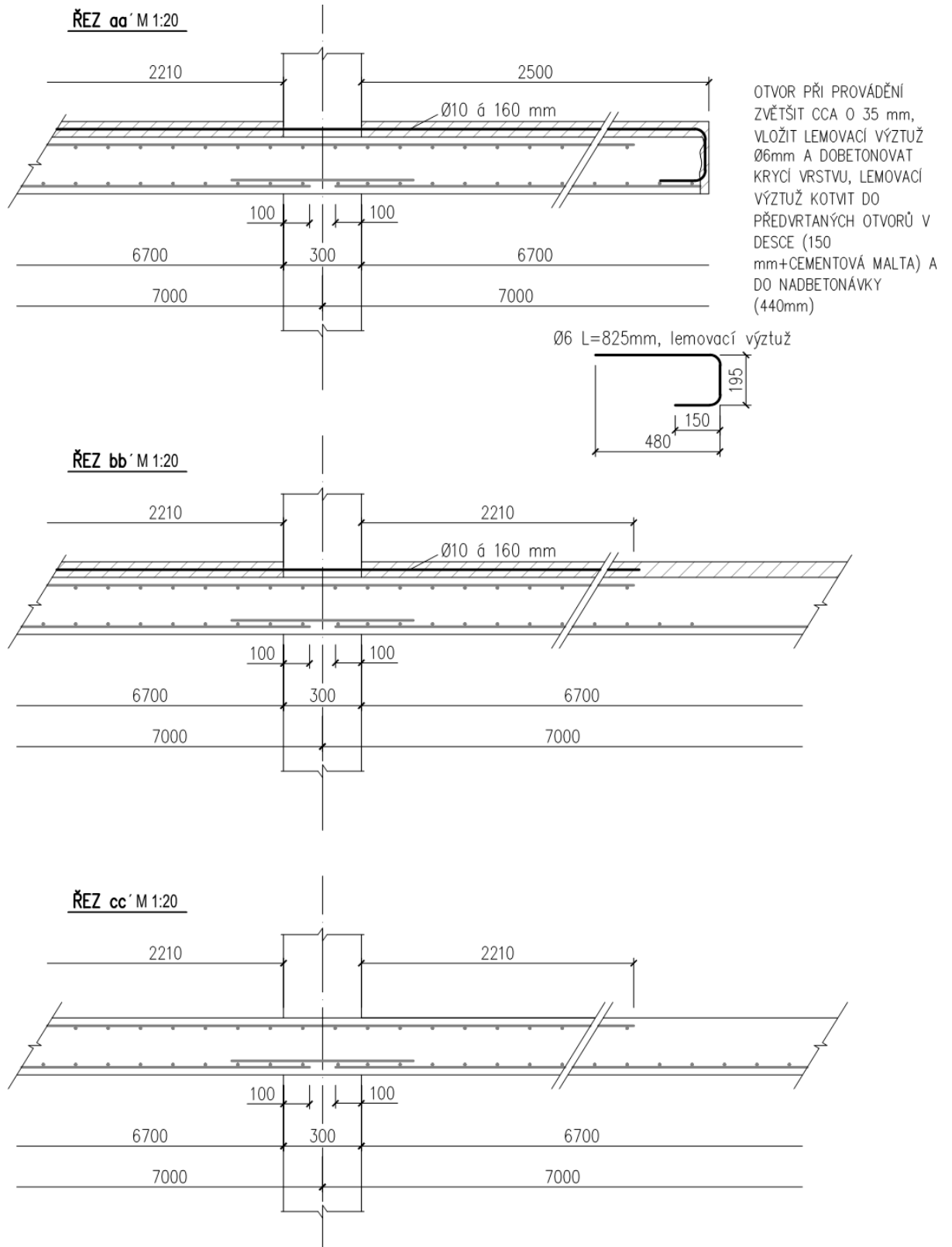
PRUTY KOTOVÁNY NA OSU

BETON ČSN EN 206-1 C40/50-XC1, XF1-CI0,2-D<sub>max</sub>8mm-S3-E42GPa-cement R

OČEL B 500B

KRYTÍ VÝZTUŽE  $c_{\min} = 25\text{mm}$

### 3.3 ZESÍLENÍ S VYUŽITÍM NADBETONÁVKY



### 3.4 Dodatečně vytvořený prostup zesílený s využitím FRP výztuže

Ve stropní desce navržené v kap. 3.1 je vytvořen dodatečně prostup 2 x 2 m. Umístění prostupu, jeho geometrie a použité materiály stropní desky jsou shodné jako v kap 3.2. Zatížení je převzato z kapitoly 3.2.2 Varianta B. Zesílení stropní desky je navrženo s využitím lepených uhlíkových lamel. Teoreticky je dodatečné zesilování laminátovou (FRP) výztuží popsáno v kap. 2.7.

Stropní deska bude před provedením prostupu odlehčena a v potřebných oblastech kolem budoucího prostupu zesílena. Velkou výhodou v porovnání s nadbetonávkou je realizace výztužení bez statického podepření konstrukce a výrazně kratší technologický postup aplikace. V oblastech nad podporou je nutné uhlíkové lamely umístit pod navazující zděnou stěnu (bude realizováno obdobně jako v případě nadbetonávky pomocí jádrových vývrtů ve stěně, aplikaci lamel a vyplnění vývrtů betonovou zálivkou). Prostup bude ve stropní desce vytvořen po dokončení zesílení.

#### Vlastnosti uhlíkových lamel

Pro výpočet byly zvoleny lamely **Sika® Carbodur® S 512** (šířka 50 mm, tl. 1,2 mm)

Modul pružnosti v tahu laminátu: 170 000 MPa (průměrná hodnota)

165 000 MPa (5% kvantil)

Protažení při porušení laminátu: 1,80 %

#### Návrhové hodnoty FRP se stanoví takto:

(rovnice z TR55 [5], hodnoty součinitelů viz kapitola 2.7)

$$E_{fd} = \frac{E_{fk}}{\gamma_{FRP,ef} \cdot \gamma_{FRP,m}} = \frac{165\,000}{1,1 \cdot 1,05} = 142\,857,14 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{fd} = \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_{FRP,\varepsilon}} = \frac{0,018}{1,25} = 0,0144; \text{ pro výpočet uvažována hodnota } 0,008 \text{ (viz dále)}$$

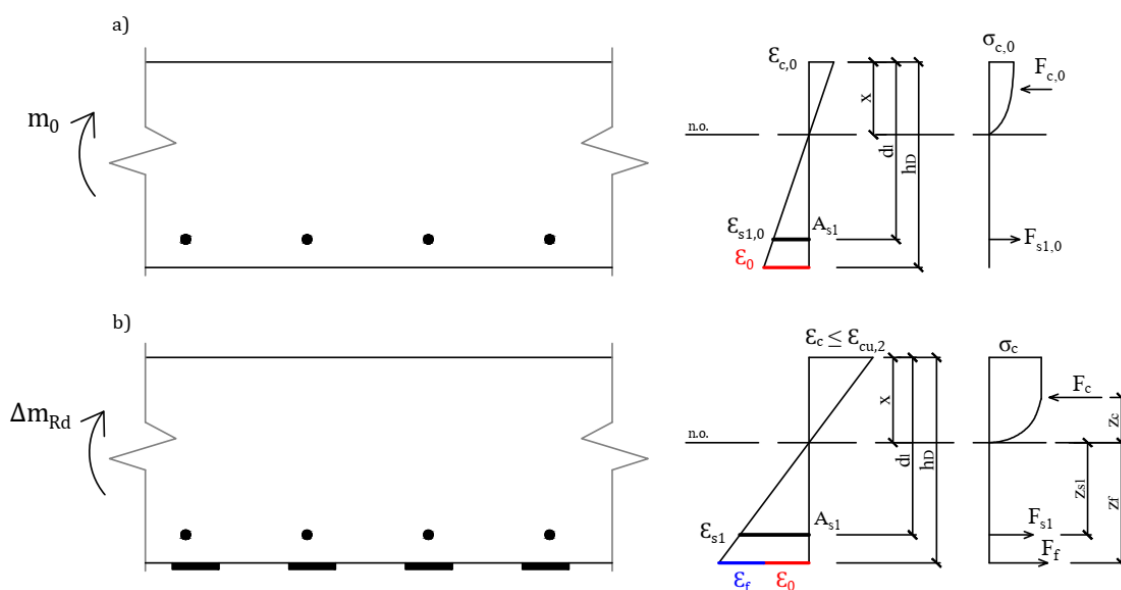
$$f_{fd} = E_{fd} \cdot \varepsilon_{fd}$$

Návrh vyztužení vychází z podmínky maximálního přetvoření uhlíkové lamely 8 ‰. (2.7). Posouzení mezního stavu únosnosti je provedeno jako posouzení průřezu s výztuží ve více řadách za pomoci iterace polohy normálové osy při splnění všech mezních podmínek přetvoření pro ostatní materiály.

Postup lze rozdělit na dva stavy. Prvním stavem je stav konstrukce při aplikaci zesílení (Obr. 3-30a). Konstrukce je odlehčena, je odstraněno ostatní stálé a užité zatížení. Pro odlehčenou konstrukci je stanovena odpovídající hodnota ohybového momentu  $m_0$  (moment při aplikaci uhlíkových lamel, Obr. 3-31). Přetížení konstrukce uhlíkovými lamelami je zanedbatelné a konstrukci není nutné během jejich aplikace montážně podepírat.

Pro ohybový moment  $m_0$  je stanoveno odpovídající přetvoření v krajních tažených vláknech průřezu  $\varepsilon_0$  a přetvoření ve výztuži  $\varepsilon_{s1,0}$ . Pozn.: Stanoveno na průřezu s trhlinami a s vlivem dotvarování.

Druhým stavem je mezní stav únosnosti zesíleného prvku (Obr. 3-30b). Lamely jsou aplikovány na povrch (tažená vlákna průřezu) s přetvořením  $\varepsilon_0$  a při působení ohybového momentu  $m_0$  v nich nevzniká žádná normálová síla. K aktivaci uhlíkových lamel dojde ihned po zvýšení hodnoty ohybového momentu v průřezu (tj. po realizaci prostupu).



Obr. 3-30 Zesílení pomocí uhlíkových lamel a) moment při aplikaci zesílení  $m_0$ ; b) moment únosnosti od zesílení  $\Delta m_{Rd}$

**Podmínka rovnováhy (Obr. 3-30):**

$$F_C = F_{S1} + F_f$$

$$x \cdot b \cdot \sigma_c = A_{S1} \cdot \sigma_{S1} + A_f \cdot \sigma_f$$

$$x \cdot b \cdot \sigma_c = A_{S1} \cdot \sigma_{S1} + A_f \cdot (\varepsilon_{sp} - \varepsilon_0) \cdot E_{fd}$$

kde  $\varepsilon_{s1}$  a  $\varepsilon_{sp}$  se stanoví z podobnosti trojúhelníků

$$\text{při } \varepsilon_{s1} \geq (\varepsilon_{yd} - \varepsilon_{s1,0}) \rightarrow \sigma_{s1} = f_{yd} - \sigma_{s1,0}$$

$$\text{při } \varepsilon_{s1} < (\varepsilon_{yd} - \varepsilon_{s1,0}) \rightarrow \sigma_{s1} = (\varepsilon_{s1} \cdot E_s) - \sigma_{s1,0}$$

kde  $\sigma_{s1,0}$  je napětí ve výztuži od momentu  $m_0$  a vypočte se jako  $\sigma_{s1,0} = \varepsilon_{s1,0} \cdot E_s$

$$\text{při } \varepsilon_c \geq \varepsilon_{cu} \rightarrow \sigma_c = f_{cd}$$

$$\text{při } \varepsilon_c < \varepsilon_{cu} \rightarrow \sigma_c = f_{cd} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cu2}} \right)^n \right]$$

$(\varepsilon_{sp} - \varepsilon_0) = \varepsilon_f$ ; kde  $\varepsilon_{sp}$  – přetvoření v taženém krajním vláknu průřezu

**musí platit:**  $\varepsilon_f \leq \varepsilon_{fd} = 0,008 [-]$  a  $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu2} = 0,0035 [-]$

**Moment únosnosti od zesíleného prvku:**

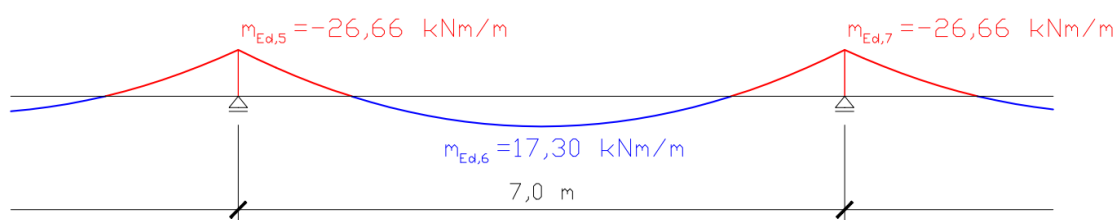
$$\Delta m_{Rd} = F_{S1} \cdot z_1 + F_f \cdot z_f + F_c \cdot z_c$$

**Celkový moment únosnosti zesíleného průřezu:**

$$m_{Rd} = \Delta m_{Rd} + m_0$$

**Stanovení ohybového momentu při aplikaci zesílení**

Ze stropní desky bude odstraněno veškeré užité a stálé zatížení (příčky a skladba podlahy).



Obr. 3-31 Průběh ohybového momentu  $m_0$

## Mezní stav únosnosti

### Výpočet vnitřních sil

Ohybové momenty působící ve stropní desce jsou převzaty z kapitoly 3.2.2. Varianta B.

### Návrh dodatečného zesílení v poli (průřez č.6) – iterační proces

Geometrie desky		
$h_d =$	220	mm
$b =$	1000	mm

Beton C30/37		
$f_{cd} =$	20,00	235
$\epsilon_c =$	0,00193	[-]

Ocel B 500B		
$E_s =$	200 000	Mpa
$f_{yd} =$	434,78	Mpa
$A_{s1} =$	550	mm <sup>2</sup>
$d_1 =$	190	mm

#### Ohybový moment při aplikaci lamel

$$m_{,0} = 17,30 \text{ kNm/m}$$

#### Přetvoření spodních vláken průřezu při $m_0$

$$\epsilon_0 = 0,00106 \text{ [-]}$$

#### Napětí ve výztuži při ohybovém momentu $m_0$

$$\sigma_{s1,0} = 173,4 \text{ MPa}$$

Uhlíkové lamely		
$E_f =$	142 857	MPa
$b_f =$	50	mm
$h_f =$	1,2	mm
$n =$	4	ks/m'
$A_f =$	240	mm <sup>2</sup>
$\epsilon_{f,lim} =$	0,008	[-]

X	Fc	$\epsilon_{s1}$	$\epsilon_{sp} - \epsilon_0 = \epsilon_f$	$\sigma_{s1}$	$\sigma_f$	$F_{s1}$	$F_f$	$F_c = F_s + F_f$
[mm]	[kN]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[kN]	[kN]	
34,39	-413835	0,0075	0,00790	259,78	1129	142 879	270 956	0

$$z_{s1} = 80 \text{ mm}$$

$$z_f = 111 \text{ mm}$$

$$\Delta m_{Rd} = 75,38 \text{ kNm} \quad \Delta \text{ moment únosnosti prvku od zesílení}$$

$$m_{Rd} = 92,68 \text{ kNm} \quad \text{celkový moment únosnosti prvku po zesílení}$$

$$m_{Ed,6} = 50,07 \text{ kNm} < m_{Rd,6} = 92,68 \text{ kNm}$$

**VYHOVÍ**

**Návrh dodatečného zesílení nad podporou (průřezy č. 5 a 7) – iterační proces**

Návrh zesílení a posouzení průřezu nad podporou je proveden obdobně jako pro průřez v poli.

Geometrie desky		
$h_d =$	220	mm
$b =$	1000	mm

Beton C30/37		
$f_{cd} =$	20,00	235
$\epsilon_c =$	0,00165	[-]

Ocel B 500B		
$E_s =$	200 000	Mpa
$f_{yd} =$	434,78	Mpa
$A_{s1} =$	628,32	mm <sup>2</sup>
$d_1 =$	190	mm

**Ohybový moment při aplikaci lamel**

$$m_{,0} = 26,66 \text{ kNm/m}$$

**Přetvoření spodních vláken průřezu při  $m_0$** 

$$\epsilon_0 = 0,00144 \text{ [-]}$$

**Napětí ve výztuži při ohybovém momentu  $m_0$** 

$$\sigma_{s1,0} = 235,3 \text{ MPa}$$

Uhlíkové lamely		
$E_f =$	142 857	MPa
$b_f =$	50	mm
$h_f =$	1,2	mm
$n =$	4	ks/m
$A_f =$	240	mm <sup>2</sup>
$\epsilon_{f,lim} =$	0,008	[-]

x	F <sub>c</sub>	$\epsilon_{s1}$	$\epsilon_{sp} - \epsilon_0 = \epsilon_f$	$\sigma_{s1}$	$\sigma_f$	F <sub>s1</sub>	F <sub>f</sub>	F <sub>c</sub> =F <sub>s</sub> +F <sub>f</sub>
[mm]	[kN]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[kN]	[kN]	
32,93	-396325	0,0079	0,00790	199,78	1128	125 526	270 799	0

$$z_{s1} = 80 \text{ mm}$$

$$z_f = 111 \text{ mm}$$

$$\Delta m_{Rd} = 73,01 \text{ kNm} \quad \Delta \text{ moment únosnosti prvku od zesílení}$$

$$m_{Rd} = 99,27 \text{ kNm} \quad \text{celkový moment únosnosti prvku po zesílení}$$

$$m_{Ed,5} = 59,01 \text{ kNm} < m_{Rd,5} = 99,27 \text{ kNm}$$

**Stropní deska zesílená uhlíkovými lamelami VYHOVUJE na MSÚ**Poznámka k výpočtu:

Zesílení stropní desky uhlíkovými lamelami je navrženo konzervativně. Porušení takto navrženého prvku je náhlé a konstrukce varuje minimálně. V obou průřezech by v případě přetížení konstrukce pravděpodobně došlo ke kolapsu v důsledku porušení lamely.



### **Ověření správnosti ručního výpočtu zesílení uhlíkovými lamelami**

Výpočet byl ověřen v programu na posuzování zesílení železobetonových průřezů SIKA® CARBODUR® [11] s pozitivním výsledkem. Pomocí programu byly rovněž posouzeny požadavky na dlouhodobé působení napětí v uhlíkových lamelách pro zachování jejich dlouhé životnosti.

Tab. 3-26 Porovnání ručního výpočtu s hodnotami stanovenými softwarem

<b>Průřez v poli (průřez č.6)</b>	
hodnoty stanovené ručním výpočtem	hodnoty stanovené softwarem SIKA CARBODUR®
Uhlíková lamela Sika Carbodur <sup>R</sup> S512 á 250 mm	
$m_{Rd} = 92,68 \text{ kNm}$	$m_{Rd} = 98,97 \text{ kNm}$

<b>Průřezy nad podporou (průřezy č.5 a 7)</b>	
hodnoty stanovené ručním výpočtem	hodnoty stanovené softwarem SIKA CARBODUR®
Uhlíková lamela Sika Carbodur <sup>R</sup> S512 á 250 mm	
$m_{Rd} = 99,27 \text{ kNm}$	$m_{Rd} = 103,83 \text{ kNm}$

Hodnoty stanovené ručním výpočtem jsou oproti hodnotám stanovených programem podhodnoceny o 6,7 % a 4,4 %. Ruční výpočet je oproti softwaru mírně konzervativnější.

**Ruční výpočet je považován za ověřený.**

**Kotvení uhlíkových lamel**

Kotvení uhlíkových lamel závisí na návrhové pevnosti betonu v tahu, návrhovém modulu pružnosti lamely v tahu a tloušťce lamely. Epoxidová pryskyřice zajišťující soudržnost uhlíkové lamely s betonem musí být zvolena tak, aby spolehlivě přenesla napětí mezi lamelou a betonem a k porušení došlo v lamele, nikoliv v epoxidové pryskyřici.

Kotevní délka  $l_{t,max}$  se stanoví dle TR55[5]:

$$l_{t,max} = 0,7 \cdot \left( \frac{E_f \cdot t_f}{f_{ctm}} \right)^{\frac{1}{2}} \geq 500 \text{ mm}$$

$E_{fd}$  – návrhová hodnota modulu pružnosti lamely

$t_f$  = tloušťka lamely

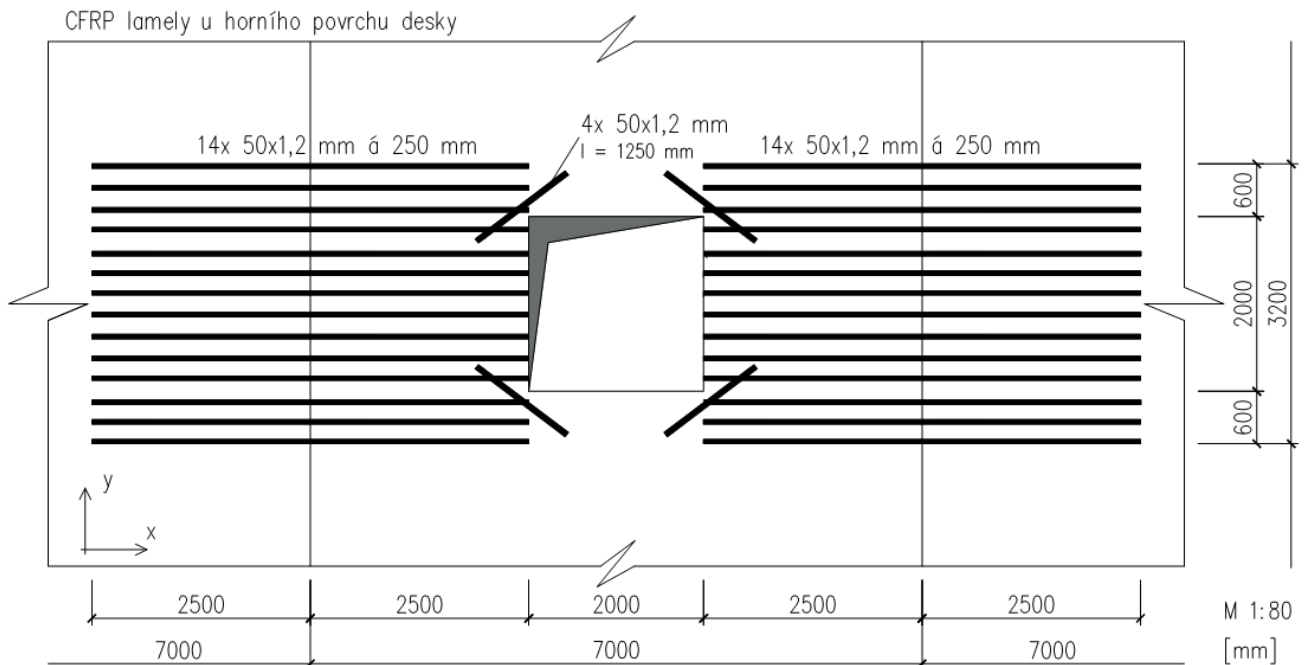
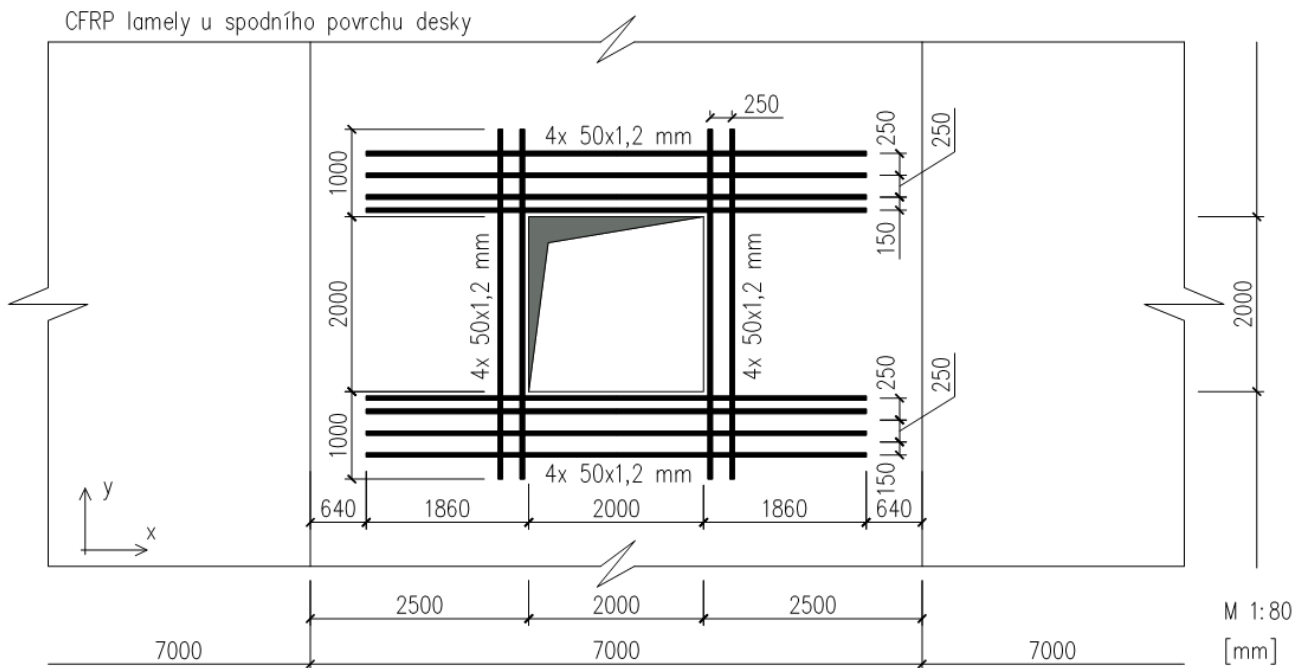
$f_{ctm}$  – návrhová pevnost betonu v tahu

$$f_{ctm} = 0,18 \cdot (f_{cu,cube})^{\frac{2}{3}} = 0,18 \cdot (37)^{\frac{2}{3}} = 1,999 \text{ MPa}$$

$$l_{t,max} = 0,7 \cdot \left( \frac{142\,857 \cdot 1,2}{1,999} \right)^{\frac{1}{2}} = 204,99 \text{ mm} \geq 500 \text{ mm}$$

$$l_{t,max} = \mathbf{500 \text{ mm}}$$

Kotevní délka uhlíkových lamel byla stanovena délky 500 mm.

**Schéma dodatečného vyztužení stropní konstrukce uhlíkovými lamelami****POZNÁMKA:**

LAMELY KOTOVÁNY NA OSU

POUŽITÉ LAMELY: Sika® Carbodur® S 512

KOTEVNÍ DÉLKA LAMEL min 500 mm

## 3.5 Vyhodnocení

### Prostupy vytvořené během realizace stropní konstrukce

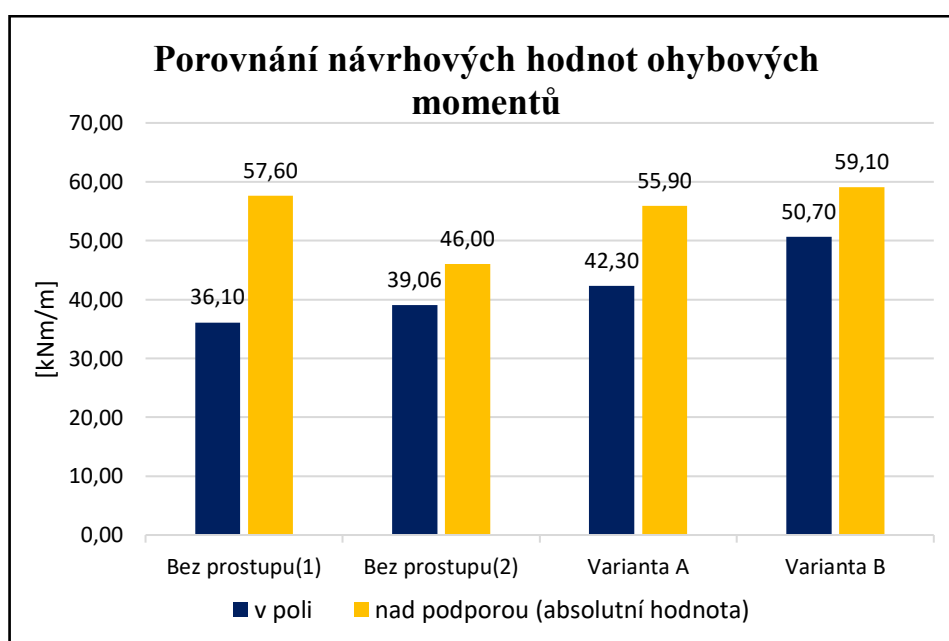
Při návrhu prostupu v jednosměrně pnuté stropní desce dochází ke zvýšení hodnot ohybových momentů v pruzích kolem prostupu. Jako srovnávací hodnoty jsou zvoleny hodnoty ohybových momentů na stropní desce bez prostupu s provedenou redistribucí a redukcí. Při **variantě A** vzroste hodnota ohybového momentu v poli o 8%, nad podporou o 22% (neprovedení redistribuce). Při **variantě B** činí zvýšení v poli 30% a nad podporou 28%. Z toho vyplývá, že zatížení okraje prostupu lokálním liniovým zatížením (zde 3 kN/m) má negativní vliv zejména na hodnoty ohybových momentů v poli.

Tab. 3-27 Porovnání maximálních hodnot návrhových ohybových momentů v řezu bb'

Porovnání maximálních hodnot návrhových ohybových momentů v řezu bb'				
Poloha průřezu	Bez prostupu <sup>(1)</sup>	Bez prostupu <sup>(2)</sup>	Varianta A	Varianta B
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
v poli	36,10	39,06	42,30	50,70
	92%	100%	108%	130%
nad podporou	57,60	46,00	55,90	59,10
	125%	100%	122%	128%

<sup>(1)</sup> bez provedení redistribuce a redukce

<sup>(2)</sup> po provedení redistribuce a redukce



Obr. 3-32 Grafické porovnání návrhových ohybových momentů v řezu bb'

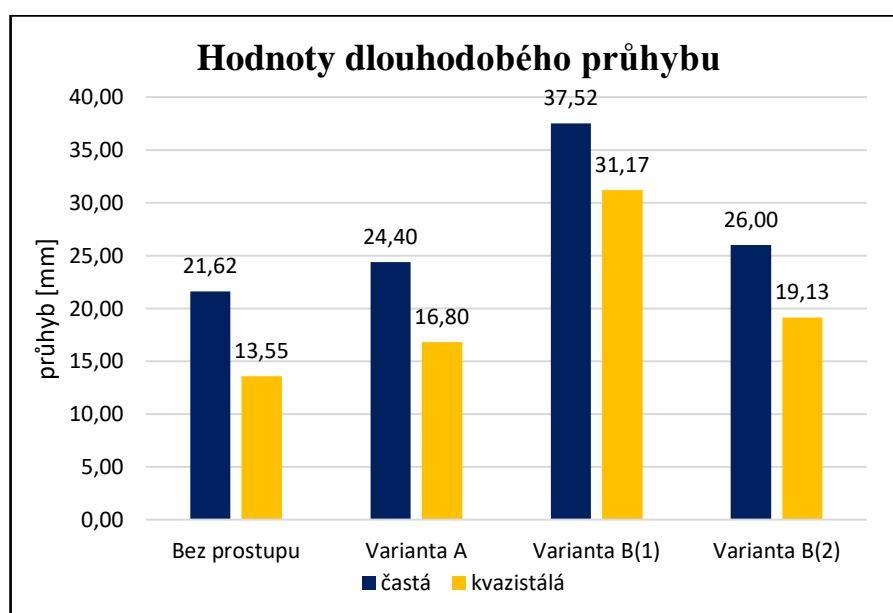
## Porovnání variant z hlediska dlouhodobých průhybů

Průhyby jsou stanoveny s vlivem smršťování a dotvarování.

Porovnání stanovených dlouhodobých hodnot průhybů				
Hodnota zatížení	Bez prostupu	Varianta A	Varianta B <sup>(1)</sup>	Varianta B <sup>(2)</sup>
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
častá	21,62	24,40	37,52	26,00
	100%	113%	174%	120%
kvazistálá	13,55	16,80	31,17	19,13
	100%	124%	230%	141%

<sup>(1)</sup> jednostranně vyztužený průřez

<sup>(2)</sup> oboustranně vyztužený průřez



Obr. 3-33 Grafické porovnání hodnot dlouhodobého průhybu

Každá z variant zobrazená v grafu má jiný stupeň vyztužení ohybovou výztuží, nelze tedy přímo porovnávat vliv provedení prostupu a velikost jeho zatížení lokálním břemenem na zvýšení hodnoty průhybu. Na grafu, lze ale dokázat, že v případě dostatečného vyztužení stropní desky kolem prostupu lze vstup realizovat jen za cenu mírného zvýšení průhybu. V případě dalšího lokálního zatížení na hraně prostupu je třeba přijmout opatření snižující výslednou hodnotu průhybu. Vhodným opatřením je například vyztužení stropní desky v poli i u horního povrchu (ověřeno ve Variantě B pro lokální zatížení hrany prostupu 3 kN/m).

### **Dodatečně vytvořený prostup zesílený nadbetonávkou**

Zesílení stropní desky v oblastech kolem dodatečně provedeného prostupu s pomocí nadbetonávky bylo posouzeno pro **variantu zatížení A**. V případě využití nadbetonávky pro variantu zatížení B vychází nadbetonávka již značné tloušťky (160 mm), to má nepříznivý vliv na zvýšení zatížení od vlastní tíhy nadbetonávky a zesílení nadbetonávkou se stává výrazně neefektivním. Velký vliv na výslednou únosnost stropní desky zesílené nadbetonávkou má moment při aktivaci nadbetonávky ( $m_o$ ). Čím nižší je tento moment, tím vyšší účinnosti nadbetonávka dosahuje. Dále bylo výpočtem ověřeno, že není třeba navrhovat spráhovací výztuž do styčné spáry mezi nadbetonávkou a zesilovanou stropní desku. Snížení momentu únosnosti v důsledku dotvarování nadbetonávky je při správném provedení maximálně v jednotkách procent, při přiměřené rezervě únosnosti nadbetonávky nepředstavuje riziko a není třeba vliv dotvarování ověřovat výpočtem. Správné provedení spočívá v použití receptury betonu s co možná nejvyšším modulem pružnosti, použití rychlovazných cementů, vnesení zatížení do nadbetonávky v co možná nejdřívejším čase  $t_0$  a důkladné ošetřování betonu pro omezení smršťování. Dotvarování nadbetonávky má vliv i na průhyb zesílené konstrukce. V tomto příkladu průhyb není stanoven, platí ale stejné zásady pro omezení dotvarování a smršťování tak, aby byl výsledný průhyb co nejmenší.

### **Dodatečně vytvořený prostup zesílený FRP výztuží**

Zesílení stropní desky v oblasti kolem dodatečně provedeného prostupu pro **variantu zatížení B** bylo navrženo s využitím uhlíkových lamel. Oproti nadbetonávce uhlíkové lamely nezvyšují zatížení zesilované stropní desky a vzhledem k jejich vysoké pevnosti je lze s úspěchem využít i pro výrazné zvýšení únosnosti konstrukce. Konstrukce během aplikace zesílení nemusí být montážně podepírána (doporučeno podepřít), ale je vhodné ji co nejvíce odlehčit. Zesílení uhlíkovými lamelami se vždy řídí požadavky výrobce lamel a epoxidové spojovací pryskyřice, zejména musí být splněny požadavky na podklad a dostatečnou délku kotvení uhlíkových lamel. Výhodami zesílení kompozitní výztuží je rychlost provádění a nezvyšování tloušťky stropní konstrukce. Značnými negativy jsou oproti nadbetonávce minimální vliv na omezení průhybů stropní konstrukce, velmi nízká požární odolnost a vysoká cena materiálu i samotného provádění.

## 4. Závěr

Bakalářská práce v první části teoreticky popisuje vliv prostupů na statické působení betonových stropních desek různých typů. Zabývá se základním členěním prostupů, metodami pro analýzu stropních desek s prostupy, specifiky zatížení desek s prostupy a možnostmi dodatečného zesílení stropních desek.

V příkladové části je v jednom poli spojitě stropní desky proveden návrh stropní desky bez prostupu. V tomto poli stropní desky je následně navržen prostup o rozměrech 2 x 2 m. Je proveden návrh a posouzení stropní desky s prostupem vytvořeným při realizaci stropní desky a jsou ukázány dvě možnosti provedení prostupu do této stropní desky dodatečně.

Prostup realizovaný během betonáže stropní desky je navržen pro dvě varianty zatížení. První varianta reprezentuje vytvoření prostupu bez lokálního zatížení, v druhé variantě je navrhováno přitížení kolem prostupu lokálním liniovým zatížením 3 kN/m na hranách prostupu. Toto zatížení odpovídá např. obezdění prostupu keramickou příčkou, nebo uložení ocelového schodiště na hranu prostupu. Bylo prokázáno, že i při zvýšeném lokálním zatížení kolem prostupu lze stropní desku navrhnout tak, aby vyhověla na mezní stav únosnosti i na kritéria stanovené v mezním stavu použitelnosti.

Pro dodatečně realizovaný prostup byly ukázány dvě možnosti zesílení stropní desky kolem prostupu. Zesílení stropní desky kolem prostupu s využitím nadbetonávky lze s úspěchem využít pro dodatečně vytvářené prostupy, kde se nepředpokládá výraznější lokální přitížení kolem prostupu. Při vyšších přitížení kolem prostupu již není zesílení stropní desky nadbetonávkou efektivní a je vhodnější využití externí lepené FRP vyztuže. V příkladu byly s úspěchem použity uhlíkové lamely pro zesílení stropní desky pro variantu zatížení s lokálním přitížením na hranách prostupu.

Pro každou stropní desku s navrhovaným prostupem, ať už v rámci návrhu stropní konstrukce nebo dodatečně navrhovaným, je třeba vždy volit nejvhodnější způsob vyztužení (zesílení) pro konkrétní situaci a požadavky investora.

---

## 5. Použitá literatura

- [1] **ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2.:** Navrhování betonových konstrukcí –  
Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [2] **ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1.:** Zatížení konstrukcí –  
Část 1-1: Obecná zatížení.
- [3] **ČSN EN 1990 Eurokód.:** Zásady navrhování konstrukcí.
- [4] **ČSN 73 1201 (r.v. 2010).:** Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb
- [5] **CONCRETE SOCIETY.** Design Guidance for Strengthening Concrete Structures Using Fibre Reinforced Composite Materials. Technical report No. 55. 2012
- [6] **Hanzlová H, Šmejkal J.:** *Základy navrhování betonových konstrukcí.* Nakladatelství ČVUT, 2. vydání, 2018, IBSN 978-80-01-06508-2
- [7] **Procházka J, Šmejkal J.:** *Betonové stropní a schodišťové konstrukce.* Nakladatelství ČVUT Praha, 2017, IBSN 978-80-01-06323-1
- [8] **Foglar M a kol.:** *Betonové konstrukce 3, Navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu.* Nakladatelství ČVUT Praha, 2012, IBSN 978-80-01-04943-3
- [9] **Witzany J a kol.,** *Obnova a rekonstrukce staveb.* Nakladatelství ČVUT Praha, 2018, IBSN 978-80-01-06360-6
- [10] **Vrátný O, Tipka M, Vašková J.:** *Základní typy betonových konstrukcí pozemních staveb se vzorovými příklady. 3. Srovnávací studie – Řešení po obvodě nepoddajně podepřené ŽB desky.* Projekt FRVŠ 294/2012/G1 Dostupné z: [http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/granty\\_soubory/FRVS\\_2012/srovnavaci\\_studie.pdf](http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/granty_soubory/FRVS_2012/srovnavaci_studie.pdf)
- [11] Produktové materiály společnosti Sika® a jejich výrobků Sika® CarboDur®, uživatelský manuál k programu Sika® CarboDur® založený na TR55 a Eurokodu 2, Software Sika® Carbodur®. Dostupné z: [https://cze.sika.com/cs/produkty\\_a\\_reseni/stavebnictvi/02a013/02a013sa06/carbodur-software.html](https://cze.sika.com/cs/produkty_a_reseni/stavebnictvi/02a013/02a013sa06/carbodur-software.html)
- [12] Produktové materiály společnosti Červenka Consulting k programu Atena Engineering, teorie nelineární analýzy. Dostupné z: <https://www.cervenka.cz/products/atenadocumentation/>