

# Provádění stavby

PROJEKT:

**Kulturně kreativní centrum Linserka**

Adresa: Resslova 271 / 6  
460 07 Liberec  
č.p.p.; k.ú.: 1628; Liberec [682039]

STAVEBNÍK:

**STATUTÁRNÍ MĚSTO LIBEREC**

Nám. Dr. E. Beneše 1  
460 59  
Liberec

GENERÁLNÍ PROJEKTANT:

Ing.arch. **Vojtěch Jan Stoklasa**  
Masarykova 699/9  
460 01  
Liberec

**ČKA 05004**  
8vu9tfr  
+420 737 319 799  
stoklasa@atelier-jaroslav.cz

AUTOŘI:

Ing. **Vladislav Bureš**, Ph.D. / ČKAIT 0500045  
Gagarinova 880  
460 06 Liberec

VÝKRES:

## D.1.2 Stavebně konstrukční řešení

MĚŘÍTKO:

PROJEKČNÍ KANCELÁŘ:

**atelier\_jaroslav**

www.atelier-jaroslav.cz  
IČO: 09359940

DATUM:

Ing.arch. Vojtěch Jan Stoklasa  
+420 737 319 799  
stoklasa@atelier-jaroslav.cz

Ing.arch. Ota Černý  
+420 731 871 753  
cerny@atelier-jaroslav.cz

EV. Č.  
2301

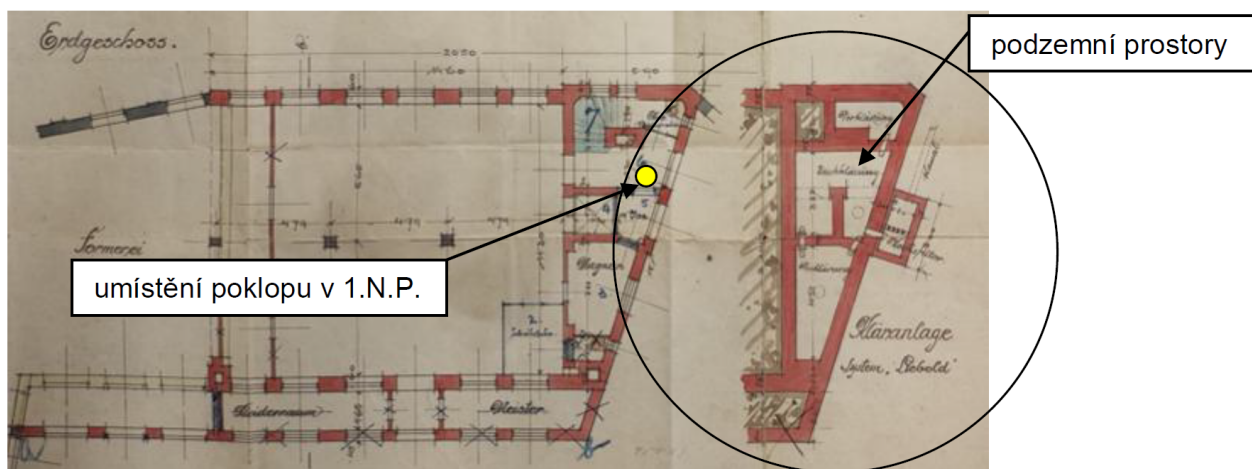
## OBSAH

ÚVOD.....	3
STRUČNÝ POPIS NOSNÉ KONSTRUKCE STÁVAJÍCÍ STAVBY.....	5
Založení stavby.....	5
Vrchní stavba, výsledky průzkumu.....	6
Pasportizace poruch železobetonových konstrukcí.....	7
POPIS STAVEBNÍCH ÚPRAV.....	9
Obecně ke stavebním úpravám.....	9
Stávající železobetonový skelet stavby.....	9
Obvodové zdivo stavby.....	9
Zvětšení výtahové šachty a související úpravy stropů.....	10
Odstranění mezipatra a podchycení střední příčné zdi v 1. NP.....	10
Nová stropní deska mezipatra na úrovni +2,515.....	11
Bourání nových otvorů ve zdivu a rušení otvorů stávajících.....	11
Výměna podlahy v 1. NP.....	12
Použité navržené výrobky a materiály.....	12
Nově navrhované materiály.....	12
HODNOTY UŽITNÝCH, KLIMATICKÝCH A DALŠÍCH ZATÍŽENÍ.....	12
Klimatická zatížení.....	12
Seizmické zatížení.....	12
Proměnné užitné zatížení.....	12
Požární odolnost.....	13
SEZNAM POUŽITÝCH PODKLADŮ, NOREM, PŘEDPISŮ.....	13
STATICKÝ VÝPOČET.....	14
Zatížení střechy.....	14
Zatížení stropů nad 1. NP a nad 2.NP.....	14
Vítr.....	15
Výpočtový model konstrukce.....	16
Strop nad 1. NP.....	17
Strop nad 2. NP.....	24
Strop nad 3. NP - střecha.....	25
Sloupy v 1. NP.....	32
Sloupy ve 2. NP.....	32
Sloupy ve 3. NP.....	33
Závěr statického výpočtu.....	34

## ÚVOD

Předmětem tohoto projektu jsou stavební úpravy stávající stavby na adrese Resslerova 271/6 v blízkosti centra Liberce. Jde o poslední zachovalou stavbu bývalého průmyslového areálu, která byla postavena jako slévárna v secesním slohu v roce 1912 podle projektu významného místního stavitele Adolfa Bürgera.

Stavba má tři nadzemní podlaží a plochou střechu. Pouze v malém rozsahu pod půdorysem jižní trojúhelníkové části, přiléhající ke křižovatce ulic Orlí a Resslerova, je stavba podsklepena. Pod podlahou 1. NP se nachází původní vícekomorová odpadní jímka, zastropená železobetonovou stropní deskou. V době provádění průzkumu byla jímka z větší části zasypaná stavebním rumem. V současné době je zásyp již z větší části odstraněn, do jímky však stále vytéká odpadní voda z kanalizace. Půdorys podzemních prostor je vyznačen na následujícím obrázku, převzatém ze stavebně technického průzkumu.



Celá stavba má železobetonovou nosnou konstrukci – klasický skelet typu Hennebique (sloup – průvlak – trám – deska), kombinovaný s nosným obvodovým zdívem, jak bylo v době stavby u patrových výrobních objektů obvyklé. Jde o jeden z nejstarších původních železobetonových skeletů tohoto typu v Liberci. Stavba není nemovitou kulturní památkou, jde však o cennou technickou památku ze začátků železobetonového stavitelství v severních Čechách.

V zadání projektu byl požadavek „významně nepoškodovat“, který je součástí Nástroje pro oživení a odolnost, vydaného Evropskou komisí v prosinci 2020. To se v daném případě týká především environmentálního cíle č. 4 – omezení vzniku odpadů a environmentálního cíle č. 5 – omezování znečištění ovzduší. Při návrhu stavebních úprav bereme dále v úvahu požadavky na přístup k památkám, uvedené v normách ČSN ISO 13822 a ČSN 73 0038. Tyto předpisy požadují maximální možné zachování autenticity a integrity původní cenné konstrukce a dále dodržení zásady minima konstrukčních intervencí. V souladu se všemi výše uvedenými požadavky jsou stavební úpravy navrženy tak, aby byly zásahy do původních cenných historických konstrukcí omezeny na nejmenší nutnou míru. V rámci stavebních úprav nepředpokládáme žádné podstatné



zásahy do stávající nosné konstrukce. Železobetonový skelet bude očištěn, bude provedena jeho sanace a bude dále sloužit svému účelu. Hlavní zásadou stavebních úprav z hlediska statiky je, stávající historickou konstrukci neoslabovat a nepřítěžovat.

Stavba byla původně postavena jako slévárna v roce 1912. Podle tehdejších stavebních předpisů (Technický průvodce – viz podklady) byly stropy továren navrhovány na proměnné užité zatížení nejméně  $4,0 \text{ kN/m}^2$ . Proto bylo možno předpokládat, že bude stavbu možno nově využít pro účely ateliérů a výstavních prostor s požadovaným proměnným zatížením  $5,0 \text{ kN/m}^2$ . Tento předpoklad byl v rámci tohoto projektu ověřen podrobným statickým výpočtem na základě údajů o konstrukci, získaných v rámci stavebně-technického průzkumu stavby (viz podklady).

Nejslabší částí železobetonového skeletu stavby je konstrukce střechy. Stávající železobetonová konstrukce se štíhlými sloupy o průřezu  $220 \times 220 \text{ mm}$  a stropními deskami tloušťky 70 až 80 mm na rozpětí 2,40 m je velmi subtilní. Pohled na štíhlý železobetonový skelet posledního podlaží stavby je na následujícím obrázku, převzatém ze stavebně-technického průzkumu.

V době stavby (1912) požadovaly tehdejší stavební předpisy uvažovat zatížení sněhem jednotně (s výjimkou horských oblastí) hodnotou  $0,75 \text{ kN/m}^2$ . Aktuálně platná norma předepisuje pro danou lokalitu zatížení sněhem na střeše hodnotou  $1,15 \text{ kN/m}^2$ . V zadání projektu byl původně požadavek na realizaci zelené střechy na stávající budově a dále požadavek na možnost osazení fotovoltaických panelů na střechu stavby. Statickým výpočtem, zpracovaným v rámci projektu pro stavební povolení (DSP), bylo ověřeno, že stávající střešní konstrukce by se po přitížení extenzivní zelenou střechou o maximální plošné tíže  $1,15 \text{ kN/m}^2$  v kombinaci se zatížením sněhem podle aktuálně platných norem s tíhou rovněž  $1,15 \text{ kN/m}^2$  dostala na hranici své únosnosti. Při této kombinaci zatížení by se využití většiny prvků střechy blížilo 100%. V případě požadavku na jakékoliv další přitížení střechy (instalace fotovoltaiky) by stávající konstrukce střechy nevyhověla a bylo by nutno ji zesílit, nebo vyměnit. Zesilování konstrukce tak, aby byla zachována autenticita a integrita stávající cenné konstrukce je však velmi obtížné až nemožné, protože by bylo nutno zesílit většinu prvků konstrukce (sloupy, trámy, průvlaky i stropní desky). Proto bylo ve stupni projektu



pro provedení stavby (DPS) od požadavku na instalaci zelené střechy upuštěno a zůstal pouze požadavek na možné umístění fotovoltaických panelů, který projekt splňuje.

Projekt je zpracován ve stupni DPS (projekt pro provedení stavby) a předpokládá se, že stavba bude podle této dokumentace realizována. Pouze u nových železobetonových konstrukcí předpokládáme, že dodavatel v rámci své dodávky zpracuje výrobní dokumentaci výztuže železobetonových konstrukcí podle podkladů, obsažených v tomto projektu. Jedná se však pouze o drobné konstrukce malého rozsahu (desku mezipatra o ploše do 10 m<sup>2</sup> na úrovni +2,515 a prodloužení stropních desek podle detailu D10).

## **STRUČNÝ POPIS NOSNÉ KONSTRUKCE STÁVAJÍCÍ STAVBY**

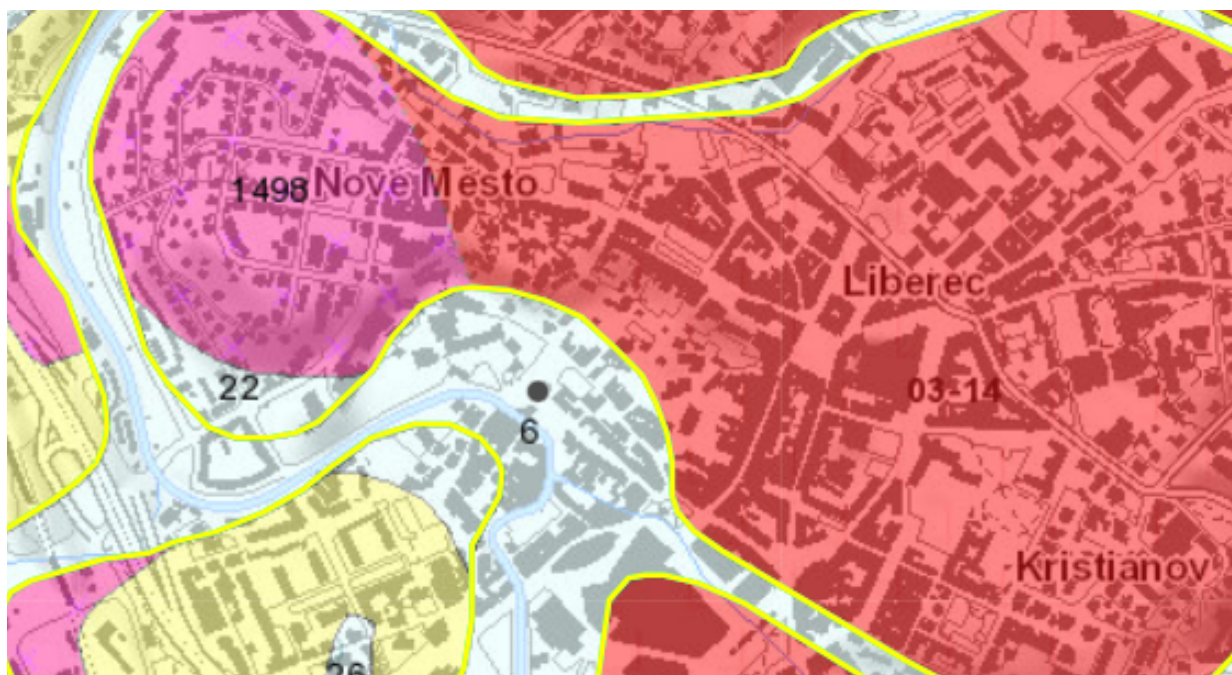
### **Založení stavby**

Vzhledem k tomu, že stavební úpravy nepředpokládají významnější zásahy do základů stavby a že v rámci stavebních úprav nebude skelet stavby přítěžován, nebyl pro projekt stavby zpracováván inženýrsko-geologický průzkum.

Podle geologické mapy na webové adrese Geovědní mapy 1 : 50 000 (geology.cz) na webu České geologické služby i podle zkušeností se zakládáním staveb v této části Liberce předpokládáme, že je stavba založena plošně na dostatečně únosné základové půdě. Jak je vidět z obrázku níže, na kterém je výřez z geologické mapy s vyznačením polohy stavby černou tečkou nad číslicí 6 ve střední části obrázku, je předkvartérní podklad staveniště tvořen libereckou žulou - granitem (hnědočervená barva), popřípadě granodioritem (fialová barva). Žulové podloží bývá překryto tenkou vrstvou zvětralínového pláště – eluvia žuly o mocnosti v řádu decimetrů. Výše je žulové podloží překryto kvartérními pokryvy, jejichž mocnost bývá v dané části Liberce kolem 4 m. V blízkosti řeky Lužické Nisy je kvartérní pokryv tvořen především fluvialními (říčními) sedimenty řeky (hlína, písek, štěrk) – šedá barva na obrázku níže. Povrch staveniště je velmi pravděpodobně tvořen různorodými navážkami, které jsou pozůstatkem po bývalé okolní zástavbě.

Při orientačním hodnocení únosnosti základové půdy uvažujeme tabulkovou návrhovou únosnost základové půdy podle tabulky A.3 normy ČSN 73 1004 pro základovou půdu třídy G4 (hlinitý štěrk) a pro šířku základu 1000 mm hodnotou  $q_{dt} = 300$  kPa.

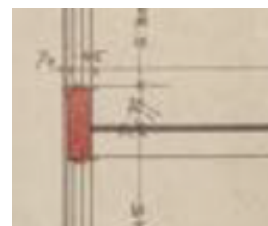
Při podrobné prohlídce stavby nebyly zjištěny žádné známky statických poruch, které by ukazovaly na problémy v založení stavby.



## Vrchní stavba, výsledky průzkumu

Vrchní stavba je řešena v kombinaci klasického železobetonového skeletu typu Hennebique, který tvoří stropní konstrukce včetně střechy a vnitřních sloupů a obvodového nosného cihelného zdiva. Jde o běžnou konstrukci, užívanou v době stavby pro patrové skelety výrobních budov.

Z dostupných podkladů není zcela jasné uspořádání konstrukcí v oblasti nadpraží oken pod stropem jednotlivých podlaží. Podle dochovalého archivního výkresu je nadpraží oken zděné, se samostatným překladem (viz obr. níže). V rámci průzkumu na stavbě jsme ověřili sondou nadpraží několika oken z interiéru ve 2. NP. a ve 3. NP a na základě těchto sond předpokládáme, že trámy stropu jsou uloženy do průběžného železobetonového věnce, který současně tvoří nadpraží oken (viz obr. níže). Skutečné provedení nadpraží oken na stavbě bude nutno ověřit doplňujícím průzkumem na místě po zahájení stavby.



*Styk stropu a obvodové stěny dle původní archivní dokumentace*

Z hlediska prostorového uspořádání konstrukcí jde o podélný nosný systém v dvoutraktovém uspořádání, kde svislé nosné konstrukce tvoří podélné průčelní obvodové nosné cihelné zdi a střední podélný průvlak, podepřený sloupy.

Schodiště je čtyřramenné železobetonové, obložené žulovými stupni.

Jak bylo již v úvodu řečeno, jde o jeden z nejstarších patrových skeletů tohoto typu v Liberci. Průzkumem byla ověřena pevnost betonu odpovídající maximálně dnešní pevnostní třídě C12/15. To odpovídá obecným zkušenostem s podobnými stavbami, stavěnými v počátcích železobetonového stavitelství v severních Čechách. Stavitelé tenkrát používali jako kameniva do betonu těženy místní štěrk – eluvium žuly (místní název „perk“), který obsahuje velká zrna živců, která na vzduchu rychle zvětrávají na jílové minerály. Výsledkem byl nepříliš kvalitní beton, který nesplňuje současné požadavky na beton pro nosné konstrukce.

Pro výztuž železobetonu je použita výztuž s hladkým povrchem, pro kterou v souladu s doporučením stavebně technického průzkumu a s normou ČSN 73 0038 uvažujeme návrhovou mez kluzu  $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$ .

V rámci stavebně technického průzkumu byla zjišťována i hloubka karbonatce betonu na sloupech a trámech. Karbonatace betonu je způsobena současným působením vlhkosti a vzdušného  $\text{CO}_2$ . Zdravý beton představuje velmi zásadité prostředí, které způsobuje pasivaci výztuže, což zajišťuje, že výztuž ve zdravém betonu nekoroduje. V důsledku karbonatce dochází mimo jiné k poklesu pH (poklesu zásaditosti betonu), při poklesu pH pod hodnotu zhruba 9,6 přestává být výztuž pasivovaná a začíná hrozit její koroze. Při průzkumu byly naměřeny hloubky karbonatce převážně v rozmezí 30 až 40 mm od povrchu betonu, což je zhruba rovno tloušťce krycí vrstvy betonu na výztuži. V sondách zatím nebyl zjištěn napadení výztuže korozí. Z uvedeného je ale zřejmé, že výztuž může být v blízké době korozí ohrožena a že v rámci sanace železobetonové konstrukce bude nutno zajistit realkalizaci povrchové vrstvy betonu tak, aby byla výztuž opět bezpečně chráněna proti korozi.

Dále byly v rámci stavebně technického průzkumu provedeny zkoušky zdiva. Zdivo byla klasifikováno jako zdivo z plných cihel pevnostní třídy P10 na maltu MV1,0 s návrhovou pevností zdiva v tlaku  $f_d = 1,20 \text{ MPa}$ . U obvodového zdiva byla v 1. NP zjištěna zvýšená až velmi vysoká vlhkost, u vnitřního zdiva je vlhkost velmi nízká. Podrobněji viz stavebně technický průzkum. Je zřejmé, že v rámci stavebních úprav bude nutno provést odvlhčení a odizolování obvodového zdiva stavby – podrobnosti viz stavebně-architektonickou část projektu.

Jako podklad pro projekt byl zpracován stavebně-technický průzkum stavby a následně ještě doplňující stavebně-technický průzkum, který byl zaměřen hlavně na střešní konstrukci stavby (viz podklady).

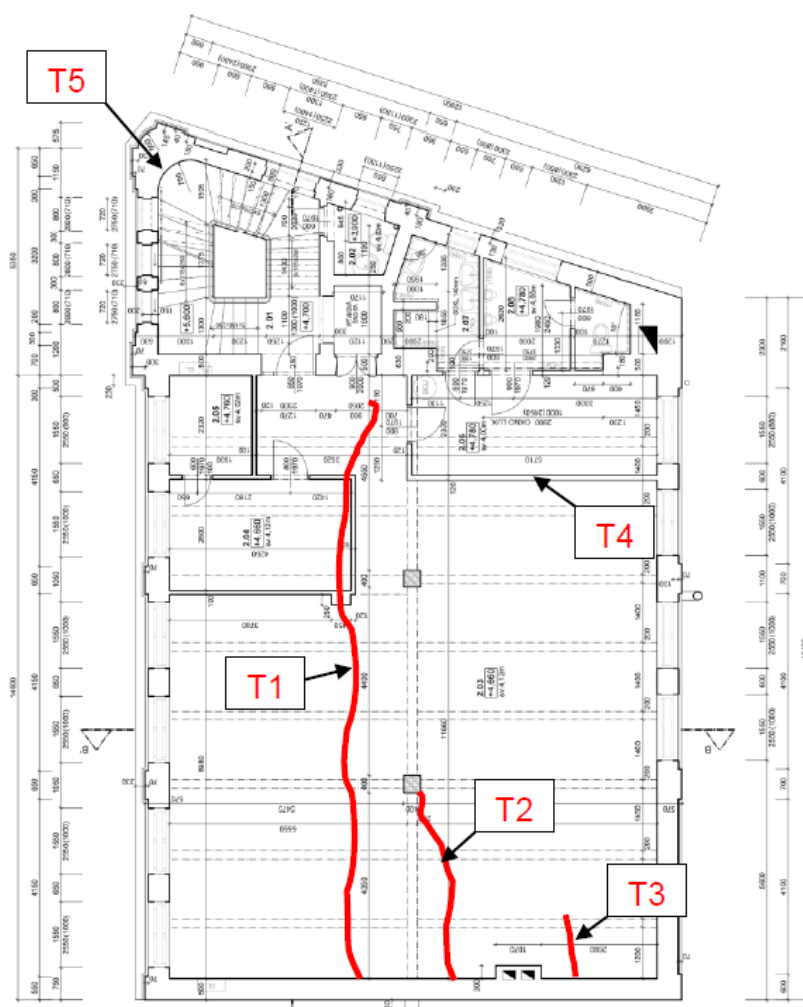
Přesto se v rámci průzkumu nepodařilo do detailu prověřit všechny konstrukce a v malém rozsahu bude ještě nutno ověřit některé předpoklady po zahájení stavby na místě. Jedná se o skutečný

průběh železobetonových věnců (nadpraží oken), dále o železobetonovou konstrukci stropu nad 1. NP nad místností č. 107 (mezipatro), o ověření základu pod novým pilířem u západní obvodové zdi budova a o ověření stavebně-technického stavu železobetonového stropu nad suterénem po jeho zpřístupnění. Viz podrobný popis dále.

### **Pasportizace poruch železobetonových konstrukcí**

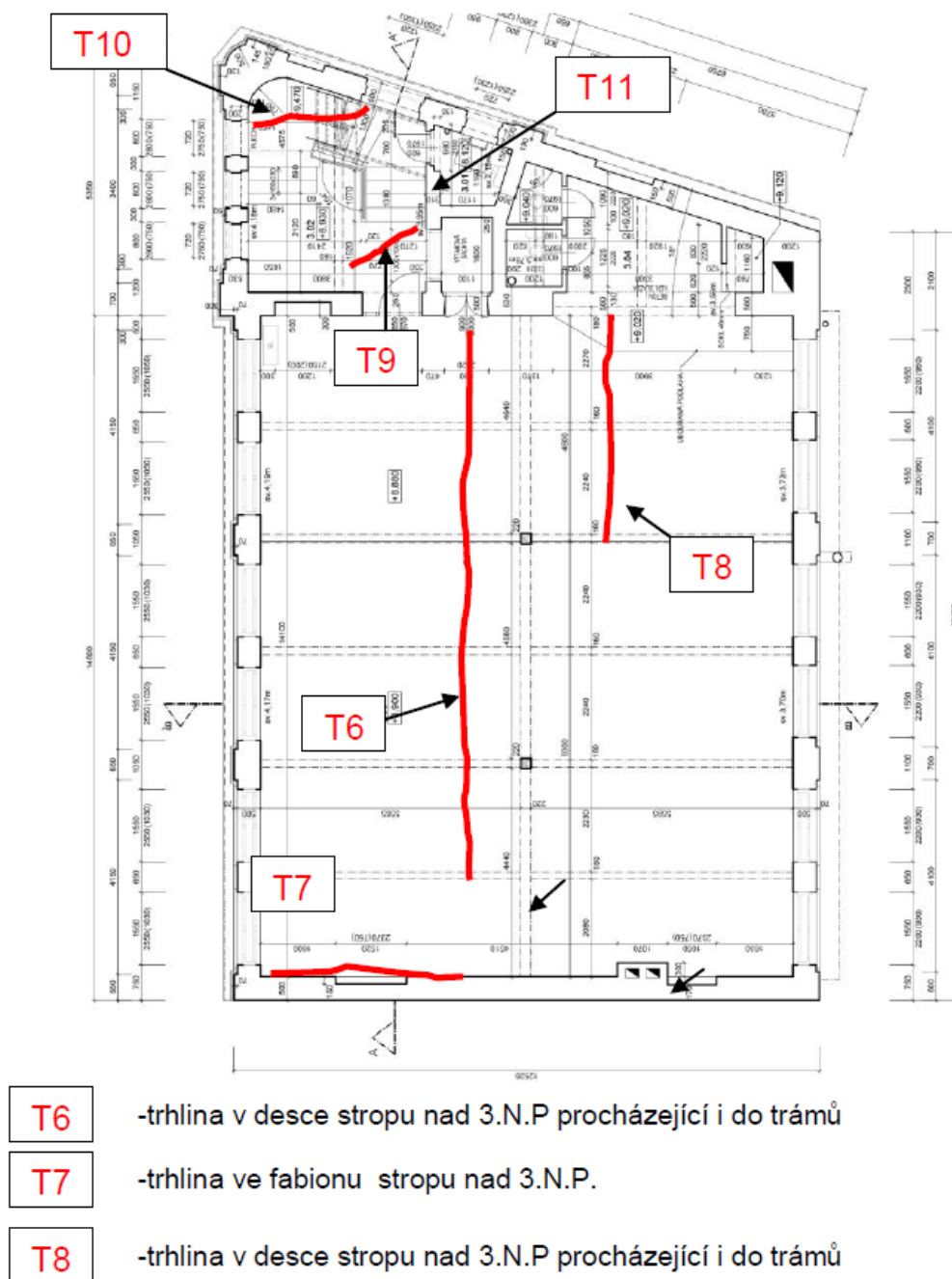
Součástí stavebně technického průzkumu byla také pasportizace poruch železobetonových konstrukcí. U železobetonového skeletu z roku 1912 je vždy nutno předpokládat v jistém rozsahu výskyt trhlin v železobetonu, které jsou obvykle způsobeny z dnešního pohledu nedostatečnou rozdělovací (a často i smykovou) výztuží. Trhliny na stropních konstrukcích jsou zakresleny v následujících obrázcích.

**SCHÉMA č.18: Poruchy v 2.N.P.**



- |           |   |
|-----------|---|
| <b>T1</b> | -trhlina v desce stropu nad 2.N.P. procházející i do trámů, patrná i v podlaze v 3.N.P. |
| <b>T2</b> | -trhlina v desce stropu nad 2.N.P. procházející i do trámů                              |
| <b>T3</b> | -trhlina v desce stropu nad 2.N.P.  |
| <b>T4</b> | -trhlina vodorovná v příčce   |

## SCHÉMA č.19: Poruchy v 3.N.P.



Obrázky jsou převzaty ze stavebně – technického průzkumu. Nejvýznamnějšími poruchami jsou trhliny ve stropních deskách 2. a 3. NP, které probíhají rovnoběžně se směrem hlavního rozpětí (a tedy rovnoběžně s hlavní výztuží stropních desek) a zabíhají i do trámů. Tento jev se nejvíce projevuje ve stropě nad 3. NP (v nosné konstrukci střechy). Trhliny ve vzdálenosti asi  $\frac{1}{4}$  rozpětí obou polí stropních trámů zřejmě kopírují místa předčasného ukončení horní výztuže nad střední podporou u spojitých stropních trámů o dvou polích. Vznik trhlín také umožnilo podcenění rozdělovací výztuže stropních desek střechy v kombinaci s teplotním namáháním střešní konstrukce. Z vyhodnocení technického stavu střešní konstrukce a ze statického posouzení této konstrukce plyne, že strop nad 3. NP nelze v tomto stavu dále významněji přitěžovat. Přijatelným přitížením je pouze instalace fotovoltaických panelů o tíže do  $0,30 \text{ kN/m}^2$ .

V rámci sanace železobetonové konstrukce bude nutno trhliny zainjektovat nízkoviskózní epoxydovou pryskyřicí.



## POPIS STAVEBNÍCH ÚPRAV

### Obecně ke stavebním úpravám

Projekt nepředpokládá významnější zásahy do stávajících železobetonových nosných konstrukcí. Vzhledem k charakteru stavby (technicky významná památka, jeden z nejstarších patrových skeletů typu Hennebique v Liberci i v celé České republice) musí být základním pravidlem minimum zásahů do nosné konstrukce a zejména její neoslabování a nepřítěžování.

Stávající železobetonová nosná konstrukce bude očištěna, včetně opatrného odstranění stávajících podlah. Ve všech podlažích budou vybourány všechny nenosné příčky.

### Stávající železobetonový skelet stavby

Ze všech prvků železobetonového skeletu bude opatrně odstraněna omítka a všechny povrchy budou omyty tlakovou vodou. U železobetonového skeletu bude provedena jeho odborná sanace. Trhliny ve stropních deskách a trámech budou zainjektovány nízkoviskózní epoxydovou pryskyřicí. V místech, kde bude zastížena obnažená korodující výztuž, bude tato výztuž očištěna otryskáním, ochráněna vhodným prostředkem proti další korozi a bude provedena reprofilace prvku (trámu, sloupu) speciální reprofilační hmotou určenou na sanace betonových konstrukcí. Na závěr bude celá konstrukce ošetřena nátěrem obsahujícím inhibitory koroze, který zajistí realkalizaci povrchové vrstvy betonu a odstraní riziko další koroze výztuže.

Sanace betonové konstrukce představuje vysoce odbornou práci, kterou je nutno svěřit specializované firmě s prokazatelnými zkušenostmi v oboru sanací betonových konstrukcí a která má přístup ke speciálním sanačním hmotám a technologiím. Sanace musí být provedena v souladu s Technickými podmínkami pro sanace betonových konstrukcí SSBKII – viz podklady.

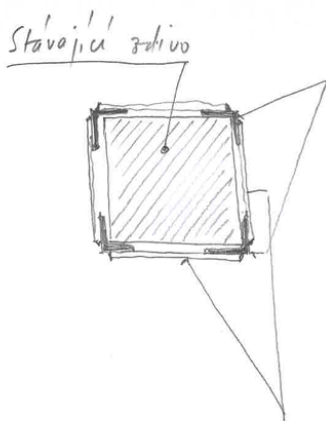
### Obvodové zdivo stavby

U východní obvodové zdi, přiléhající k Resslově ulici, budou v místě dvou stávajících oken zřízeny dva otvory pro nové vstupní dveře. Za tím účelem bude nutno vybourat parapet stávajících oken. Protože podle prohlídky na místě je zdivo parapetu průběžné a na něm jsou vyzděny jednotlivé meziokenní pilíře, dojde po vybourání parapetu k oslabení dolní části pilíře, kde nebude provedena pilířová vazba zdiva. Proto bude dolní část pilíře, v rozsahu vybouraného parapetu na výšku 1,0 m, stažena ocelovými úhelníky 70/70/7 mm podle následujícího obrázku.

Rohové ocelové úhelníky budou osazený na očištěné zdivo do cementové malty. Poté budou úhelníky vzájemně staženy ocelovými pásky profilu 50/6 mm přivařenými koutovými svary na svislé ocelové úhelníky. Celková hmotnost oceli u této úpravy bude 60 kg.

U jižní obvodové zdi, přiléhající k Orlí ulici, bude v 1. NP snížen parapet stávajícího u okna do WC. Dále bude v 1. NP zazděn otvor pro stávající dveře.

Zazdívka bude provedena podle popisu, uvedeného dále v této zprávě. Ve 3. NP bude zřízeno nové kruhové okno o průměru 1700 mm. Před bouráním okna bude nutno v místě jeho nadpraží nejprve vybudovat nový nadokenní překlad půlkruhového tvaru. Bourání bude prováděno v obvodové zdi tloušťky 500 mm. Nový překlad lze zhotovit podle uvážení dodavatele stavby buď jako



Rohové úhelníky  
L 70/70/7  
osadit do cementové  
malty na zdivo  
ks 4 dl. 1000 mm  
hmotnost  $4 \times 1,0 \cdot 7,39 = 30,0 \text{ kg}$   
Ocelové pásky 50/6 mm  
d' 250 mm přivařit  
celkem  $12,5 \text{ m} \times 2,36 = 30,0 \text{ kg}$

cihelnou klenbu, nebo jako ocelový překlad s použitím čtyř ocelových obloukových (lomených) nosníků IPE 120, nebo jako půlkruhový překlad železobetonový.

V případě použití ocelových nosníků IPE 120 by jejich celková délka byla  $4 \times (0,3 + 2,8 + 0,3) = 13,6$  m a celková hmotnost nosníků by byla  $13,6 \times 10,4 = 142$  kg.

V případě použití železobetonového překladu s výškou 300 mm nad středem okna, s polokruhovým dolním okrajem a s přímým horním okrajem při délce uložení 300 mm na obě strany, by celkový objem betonu C25/30 XC1 byl 0,82 m<sup>3</sup> a množství výztuže B500B 50 kg.

U západní obvodové zdi bude nutno vybourat stávající vrata a nahradit je dvěma novými okenními otvory a jedním meziokenním pilířem. Před zahájením zdění pilíře bude nutno ověřit sondou rozměry a kvalitu základu pod novým pilířem. V případě, že by stávající základ zdi nebyl pro založení nového pilíře dostatečný, bylo by nutno pod pilíř vybetonovat nový základ do nezámrazné hloubky (min. 1200 mm pod úroveň přilehlého upraveného terénu) z prostého betonu C25/30 CX2. Meziokenní pilíř bude vyzděn z cihel pevnostní značky minimálně P 10 na vápenocementovou maltu MVC 2,5. Pilíř je nutno dotáhnout až do kontaktu se spodní plochou stávajícího věnce železobetonového stropu nad 1. NP a zhlaví pilíře dokonale uklínovat tak, aby skutečně přenášel zatížení. Teprve po zatvrdnutí zdiva pilíře bude možno vybourat přilehlé okenní otvory. Předpokládáme, že nadpraží oken bude tvořit původní železobetonový věnec stropu nad 1. NP. Existenci věnce v daném místě bude však nutno před zahájením bourání ověřit na místě sondou. U severní obvodové zdi nebudou prováděny žádné zásahy do nosného zdiva.

### **Zvětšení výtahové šachty a související úpravy stropů**

V prostoru přiléhajícímu ke schodišti bude nutno zvětšit půdorys výtahové šachty, což si vynutí vybourání jedné podélné zděné zdi tloušťky 300 mm přes celou výšku budovy. Bouraná zeď stojí na suterénní zdi v prostoru podsklepení stavby kanalizační jímkou. Zeď v rozsahu suterénu bude rovněž vybourána.

Stropní desky nadzemních podlaží v prostoru výtahu budou provizorně podepřeny.

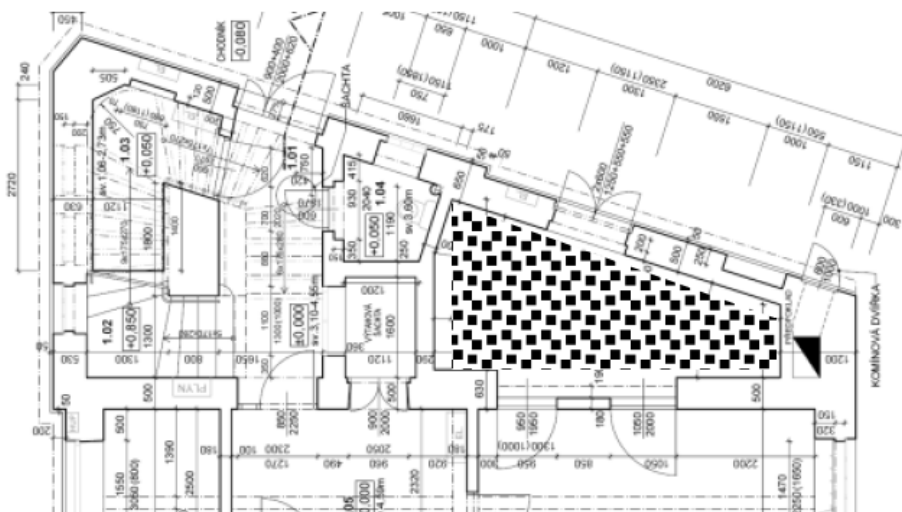
Nové zdivo výtahové šachty bude provedeno v tloušťce 175 mm z akustických dutinových cihel pevnostní třídy P20 na cementovou malou MC10. Před zahájením zdění bude nutno pod novou zeď zhotovit nový základ z prostého betonu C25/30 XC2 šířky 600 mm, do hloubky alespoň 600 mm pod úroveň dna jímky suterénu.

Nové zdivo bude pečlivě zavázáno do kapes do přilehlého stávajícího zdiva. Pod stropem bude dotaženo až do kontaktu se stávající stropní konstrukcí a pečlivě doklínováno. Poté bude stávající stropní deska v místě zvětšené výtahové šachty odříznuta.

V souvislosti s posunutím stěny výtahu bude nutno prodloužit stropní desky v místnostech, přilehlých k výtahové šachtě (WC v mezipatrech na úrovních +3,730; +7,950 a +10,200). Příslušná úprava je zobrazena na detailu D10 ve stavebně-architektonické části projektu. Z podkladů, které jsou k dispozici, není úplně jasná skladba stávajícího stropu. Celková tloušťka stropu podle zaměření je 220 až 250 mm. Předpokládáme, že strop je nesený železobetonovou deskou tloušťky 120 mm (odhad). Jedná se o malý rozsah – doplnění stropu v rozsahu do 200 mm na délce asi 1,20 m. Předpokládáme, že stávající stropní deska bude prodloužena až na nově vyzděnou zeď pomocí smyček z betonářské výztuže profilu 8 mm, zalepených některým z profesionálních systémů vlepování výztuže do betonu na hloubku zhruba 150 mm do otvorů profilu 12 mm, vyvrtaných do čela stávající desky. V případě, že by byla deska tenčí, než 120 mm, bylo by možné smyčky podle potřeby sklopit tak, aby osa vrtu zůstala ve vzdálenosti 40 mm od líce desky.

### **Odstranění mezipatra a podchycení střední příčné zdi v 1. NP**

V 1. NP bude vybourána stávající konstrukce stropu mezipatra nad bývalou kotelnou, v oblasti u jižního štítu přiléhajícího k Orlí ulici. Plocha mezipatra je vyznačena černými tečkami na následujícím obrázku, převzatém ze stavebně-technického průzkumu.



Strop mezipatra je nesen ocelovými I nosníky, uloženými na štitovou stěnu a na vnitřní příčnou zeď. Ocelové nosníky nesou ploché cihelné klenby. Na ocelové nosníky mezipatra je opřena rozpadající se dřevěná sloupková konstrukce, která pravděpodobně podepírá ponechané ztracené bednění železobetonové desky stropu nad 1. NP (která nese podlahu 2. NP). Skladba železobetonové konstrukce, která nese podlahu 2. NP je v této části stavby z dostupných podkladů poněkud nejasná a po zahájení stavby bude nutno její skladbu prověřit.

Po ověření skladby stropu, který nese podlahu 2. NP, bude strop mezipatra z ocelových nosníků a plochých kleneb odstraněn a s ním bude odstraněna i dřevěná konstrukce ztraceného bednění železobetonového stropu nad 1. NP.

Po odstranění stávajícího stropu mezipatra podle předchozího odstavce bude nutno provést podchycení stávající příčné zdi mezi místnostmi č. 101 a 107 v 1. NP. Podchycení bude provedeno dvěma ocelovými I nosníky IPE 270. Před zahájením podchycování zdi v úrovni stropu nového mezipatra bude nejprve nutno provizorně podepřít stávající pilíř zdiva v prostoru mezipatra a následně postupně osadit jednotlivé nosníky IPE 270. Jde patrně o nejsložitější stavební úpravu, týkající se nosného zdiva stavby.

### **Nová stropní deska mezipatra na úrovni +2,515**

Na části prostoru stávajícího mezipatra bude následně realizována nová konstrukce mezipatra na úrovni + 2,515, přiléhající k výtahové šachtě u jižního štítu budovy. Nad deskou bude technická místnost (č. 107), uvažují proměnné zatížení 4,0 kN/m<sup>2</sup>. Jde o desku malého rozsahu (do 3 x 3 m).

Deska bude železobetonová, vybetonovaná z betonu C25/30 XC1 v tloušťce 120 mm. Deska bude vyztužená vázanou betonářskou ocelí B500B  $\varnothing$  8 á 100 mm v obou směrech při spodním povrchu a  $\varnothing$  8 á 200 mm při horním povrchu. Po celém obvodu bude deska lemována smyčkami z profilu 8 mm á 200 mm - viz detail D17. Deska bude na části obvodu uložena do zdiva stavby do vysekané drážky hloubky 120 mm ve stávajícím zdivu. Na části obvodu bude deska uložena na nově vložený průvlak IPE 270.

Celková spotřeba betonu na desku nového mezipatra z betonu C25/30 XC1 bude 1,20 m<sup>3</sup>, celková spotřeba výztuže B500B profilu 8 mm bude 80 kg.

### **Bourání nových otvorů ve zdivu a rušení otvorů stávajících**

Na několika místech budou zrušeny stávající okenní nebo dveřní otvory. Otvory budou zazděny cihlami na vápenocementovou maltu MVC2,5 na plnou tloušťku zdi, vyzdívky budou zavázány do kapes, vysekaných ve stávajících ostěních původních otvorů. Pod nadpražím budou pečlivě vyklínovány úlomky cihel a zbývající prostor vyplněn cementovou maltou tak, aby zazdívka mohla skutečně přenášet zatížení.

Na řadě míst budou naopak zřízeny nové otvory. Otvory budou zřizovány běžným zednickým způsobem postupného vytvoření nového překladu z obou stran zdi a následným vybouráním zdiva pod hotovým překladem.

### **Výměna podlahy v 1. NP**

Součástí stavebních úprav bude kompletní výměna podlahy v 1. NP včetně odstranění podloží podlahy v rozsahu dle stavebně-architektonické části projektu. Nepředpokládáme, že by byla prováděna výměna podloží až do hloubky základové spáry. Pokud by však bylo nutné provést výměnu podloží podlahy 1. NP do větší hloubky, bylo by nutno konzultovat situaci s projektantem statiky, případně provádět výměnu podloží postupně po jednotlivých záběrech takovým způsobem, aby nemohlo dojít k ohrožení základů stavby v důsledku snížení únosnosti základu snížením hloubky založení základu.

### **Použité navržené výrobky a materiály**

Stávající železobetonová konstrukce	beton C12/15
Stávající výztuž	hladký povrch $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$
Stávající zdivo z plných cihel	P10/MV1,0

### **Nově navrhované materiály**

Betonové konstrukce	beton C25/30 XC1
Podkladní betony	beton C12/15 X0
Ocel betonářská	B500B (10 505 – ø R)
Konstrukční ocel	S 235

## **HODNOTY UŽITNÝCH, KLIMATICKÝCH A DALŠÍCH ZATÍŽENÍ**

### **Klimatická zatížení**

Stavba se nachází ve IV. sněhové oblasti podle Změny Z1 ČSN EN 1991-1-3. V aktuální sněhové mapě na webové adrese [www.snehovamapa.cz](http://www.snehovamapa.cz) je pro danou stavbu udána charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi hodnotou 1,44 kN/m<sup>2</sup>. Zatížení sněhem na střeše lze pro plochou střechu získat násobením zatížení sněhem na zemi součinitelem 0,8 - tedy  $1,44 \cdot 0,80 = 1,15 \text{ kN/m}^2$ .

Stavba leží ve II. větrové oblasti s referenční rychlostí větru 25 m/s podle ČSN EN 1991-1-4, terén typu II – předměstský terén.

### **Seizmické zatížení**

Stavba se nachází v oblasti se seizmickým referenčním zrychlením základové půdy  $a_{gR} = 0,04 \text{ g}$  podle změny Z4 ČSN EN 1998-1. Pro stavbu se použije spektrum pružné odezvy typu 2 podle ČSN EN 1998-1. Jde o stavbu zařazenou do II. kategorie třídy významu se součinitelem třídy významu  $\gamma_1 = 1,0$ . Předpokládáme, že stavba je založena plošným způsobem na skalním podloží s měkčím nadložím do celkové mocnosti 5 m, představující podloží typu A podle ČSN EN 1998-1 se součinitelem základové půdy  $S = 1,00$ . Protože součin  $a_{gR} \cdot \gamma_1 \cdot S = 0,040 \text{ g} \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,040 \text{ g} < 0,050 \text{ g}$ , jde o případ tzv. velmi malé seismicity a stavbu není nutno posuzovat na seizmické zatížení.

### **Proměnné užité zatížení**

V hlavních užitných prostorách stavby – atelier ve 2. NP a výstavní prostor ve 3. NP uvažujeme proměnné užité zatížení v kategorii C3 s hodnotou plošného rovnoměrného zatížení 5,0 kN/m<sup>2</sup> a soustředěného zatížení o velikosti 4 kN, působícího na ploše 100 x 100 mm.

Nová deska mezipatra na úrovni +2, 515 (pod technickou místností) je navržena na proměnné užité zatížení 4,0 kN/m<sup>2</sup>.



Na chodbách a schodištích uvažujeme rovnoměrné proměnné užité zatížení 3,0 kN/m<sup>2</sup>.

Na střeše stavby uvažujeme s dodatečnou možnou instalací fotovoltaických panelů o tíze do 0,35 kN/m<sup>2</sup>.

### **Požární odolnost**

Požární odolnost stropu nad přízemím a veškerých svislých nosných konstrukcí je minimálně REI 45 (45 minut).

## **SEZNAM POUŽITÝCH PODKLADŮ, NOREM, PŘEDPISŮ**

Podklady:

- Stavebně-architektonická část projektu ve stupni DPS ve stadiu rozpracování, Ing. arch. Vojtěch Jan Stoklasa, únor 2024.
- Zpráva č. 57/23 Stavebně technický průzkum objektu Resslova č.p. 271/6, Liberec, Diagnostika stavebních konstrukcí s.r.o., 06/2023
- Zpráva č. 86/23 Doplňující stavebně technický průzkum objektu Resslova č.p. 271/6, Liberec, Diagnostika stavebních konstrukcí s.r.o., 09/2023
- Technické podmínky pro sanace betonových konstrukcí TP SSKK II, ČKAIT Praha, 2003
- Industriál Libereckého kraje, ČVUT Praha, 2007
- Technický průvodce pro inženýra a stavitele, Svazek 3, Červený, F., Řehořovský, V., 1901
- Technický průvodce pro inženýry a stavitele, Svazek 2 – Stavební předpisy, Červený, F., Řehořovský, V., 1917
- Technický průvodce pro inženýry a stavitele, Svazek 3 – Statika stavebních konstrukcí, Červený, F., Řehořovský, V., 1917

Normy:

- ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí
- ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí
- ČSN 730038 Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – doplňující ustanovení
- ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí – obecná zatížení
- ČSN EN 1991-1-3 Zatížení konstrukcí sněhem
- ČSN EN 1991-1-4 Zatížení konstrukcí větrem
- ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí
- ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí
- ČSN EN 1995-1-1 Navrhování dřevěných konstrukcí
- ČSN EN 338 Konstrukční dřevo – Třídy pevnosti
- ČSN EN 1996-1 Navrhování zděných konstrukcí
- ČSN EN 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí
- ČSN EN 13670 Provádění betonových konstrukcí
- ČSN EN 206-1 Beton – část 1
- ČSN 73 1004 Navrhování základových konstrukcí – Stanovení požadavků na výpočetní metody
- ČSN EN 1998-1 Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení
- ČSN P 73 1005 Inženýrskogeologický průzkum

Software:

- FEAT 2000

## STATICKÝ VÝPOČET

### Zatížení střechy

Plochá, mírně pultová střechy se sklonem asi  $2,2^\circ$ , klon střechy je pro výpočet zanedbatelný.

**Sníh** – IV. sněhová oblast,

dle sněhové mapy je zatížení sněhem na zemi  $1,44 \text{ kN/m}^2$

zatížení na ploché střeše je  $0,8 \cdot 1,44 = 1,15 \text{ kN/m}^2$

### **Stálé zatížení na $1 \text{ m}^2$ střešní plochy**

- Fóliová krytina + separační fólie		$0,15 \text{ kN/m}^2$
- Tepelná izolace (PIR 180 mm)	$0,18 \cdot 0,50$	$0,10$
- Hydroizolační pásy		$0,15$
- Vyrovnávací cementový potěr	$0,02 \cdot 20$	$0,40$
- Omítka podhledu (SDK)		$0,20$

---

Ostatní stálé celkem		$1,00 \text{ kN/m}^2$
----------------------	--	-----------------------

<b>Železobetonová deska 70 mm</b>	$0,07 \cdot 25$	$1,75 \text{ kN/m}^2$
-----------------------------------	-----------------	-----------------------

### **Fotovoltaické panely**

Uvažujeme s dodatečnou instalací fotovoltaických panelů o tíze do  $0,35 \text{ kN/m}$   $0,35 \text{ kN/m}^2$

### **Zatížení stropů nad 1. NP a nad 2.NP**

**Proměnné užité zatížení** – atelier, výstavní prostor  $5,00 \text{ kN/m}^2$

### **Stálé zatížení**

Podlaha celkem 80 mm	$0,08 \cdot 20$	$1,60 \text{ kN/m}^2$
Podhled omítka, případně SDK		$0,20$

---

Ostatní stálé celkem		$1,80 \text{ kN/m}^2$
----------------------	--	-----------------------

<b>Železobetonová deska 80 mm</b>	$0,08 \cdot 25$	$2,00 \text{ kN/m}^2$
-----------------------------------	-----------------	-----------------------

Návrhové zatížení stropu nad 1. NP a nad 2.NP

$(2,00 + 1,80) \cdot 1,35 + 1,5 \cdot 0,70 \cdot 5,0$   $10,38 \text{ kN/m}^2$

$(2,00 + 1,80) \cdot 1,15 + 1,5 \cdot 5,0$   $11,87 \text{ kN/m}^2$  rozhoduje

Návrhové zatížení střechy

$(3,25 + 1,00) \cdot 1,35 + 1,5 \cdot 0,50 \cdot 1,15$   $6,60 \text{ kN/m}^2$

$(3,25 + 1,00) \cdot 1,15 + 1,5 \cdot 1,15$   $6,61 \text{ kN/m}^2$  rozhoduje

Návrhové zatížení střechy s fotovoltaickými panely

$(3,25 + 1,00 + 1,15) \cdot 1,35 + 1,15 \cdot 0,35$   $7,70 \text{ kN/m}^2$  rozhoduje

$(3,25 + 1,00 + 1,15) \cdot 1,15 + 1,5 \cdot 0,35$   $6,74 \text{ kN/m}^2$

## Vítr

II. větrová oblast, základní výchozí rychlost větru 25 m/s, terén typu III

Výška domu 13,5 m

II. větrová oblast ( $v_{b,0} = 25$  m/s), kategorie terénu III (město)

Součinitel terénu  $k_r = 0,19 \cdot (0,30/0,05)^{0,07} = 0,215$

Součinitel drsnosti terénu  $c_r = 0,215 \cdot \ln(13,5/0,30) = 0,818$

Střední rychlost větru  $v_m = 0,818 \cdot 25 = 20,45$  m/s

Intenzita turbulence  $I_v = 1,0 / [\ln(13,5/0,30)] = 0,262$

Maximální dynamický tlak větru  $q_p = 0,5 \cdot (1 + 7 \cdot 0,262) \cdot 1,25 \cdot 20,45^2 = 740,74$  N/m<sup>2</sup> = 0,741 kN/m<sup>2</sup>

Poměr výšky a délky budovy ve směru větru

$$h/d = 13,5/13,0 = 1,04$$

Součinitel vnějšího tlaku na stěnu na návětrné straně stavby je pro plochu o velikosti přes 10 m<sup>2</sup> maximálně

$$C_{pe,10} = + 0,80.$$

Součinitel vnějšího tlaku na stěnu na závětrné straně střechy pro plochu o velikosti přes 10 m<sup>2</sup> je minimálně (sání větru)

$$C_{pe,10} = - 0,50.$$

Součinitel vnějšího tlaku na návětrné straně střechy (oblast H) pro plochu o velikosti přes 10 m<sup>2</sup> je minimálně (sání větru)

$$C_{pe,10} = - 0,70.$$

Součinitel vnějšího tlaku na závětrné straně střechy (oblast I) pro plochu o velikosti přes 10 m<sup>2</sup> je (sání větru x tlak větru)

$$C_{pe,10} = \pm 0,20.$$

Maximální charakteristická tlaková síla na stěnu na návětrné straně stavby je

$$0,80 \cdot 0,741 = 0,59 \text{ kN/m}^2$$

Maximální charakteristická síla od sání větru na stěnu na závětrné straně stavby je

$$- 0,50 \cdot 0,741 = - 0,37 \text{ kN/m}^2$$

Maximální charakteristická síla od sání větru na střechu na návětrné straně střechy

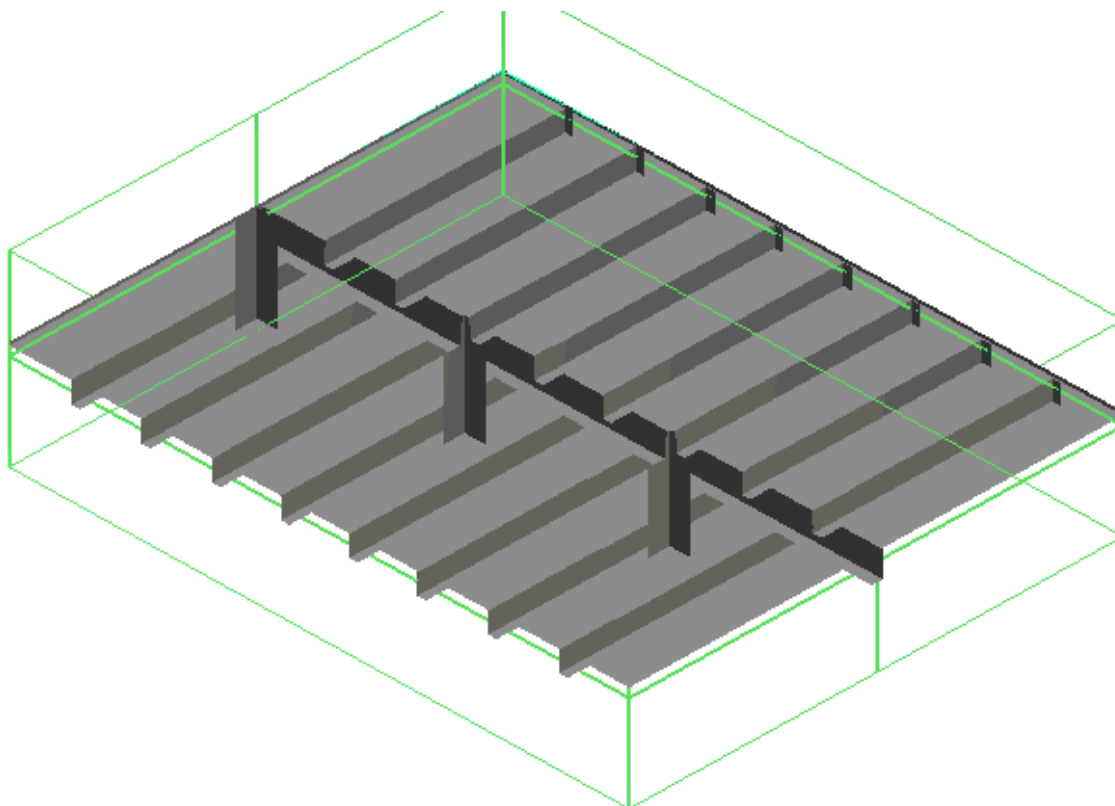
$$- 0,70 \cdot 0,741 = - 0,52 \text{ kN/m}^2$$

Maximální charakteristická síla od tlaku/sání větru na střechu na závětrné straně střechy

$$\pm 0,20 \cdot 0,741 = \pm 0,15 \text{ kN/m}^2$$

### **Výpočtový model konstrukce**

Statický výpočet ve stupni DSP byl zpracován na prostorovém modelu hlavní haly budovy bez trojúhelníkové části, obsahující schodiště. Výřez (typického) stropu nad 1. NP z celkového modelu (pohled zespoda na strop po odstranění obvodových stěn) je na následujícím obrázku.



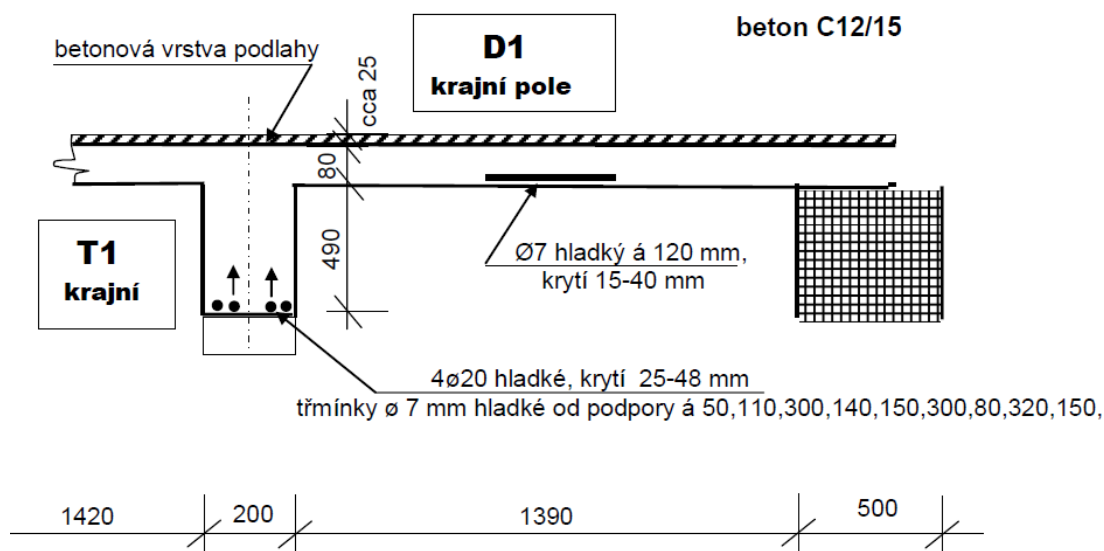


## Strop nad 1. NP

### Posouzení stropní desky tloušťky 80 mm

Parametry stávající stropní desky jsou na následujícím obrázku, převzatém ze stavebně technického průřezu stavby (viz podklady).

**SCHÉMA č.4:** Schématické zakreslení výztuže a rozměrů desky D1 a trámu T1



Ohybový moment únosnosti stávající stropní desky při dolním povrchu

Tloušťka desky  $h = 80$  mm, účinná tloušťka  $d = 80 - 25 - 4 = 51$  mm

Beton desky C12/15  $f_{cd} = \frac{12}{1,5} = 8$  MPa

Výztuž  $\varnothing 7$  á 120 mm,  $A_{s1} = 3,21 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$   $f_{yd} = 180$  MPa  
 $x = 0,009028 \text{ m}$   
 $M_{Rd} = 2,738 \text{ kNm}$

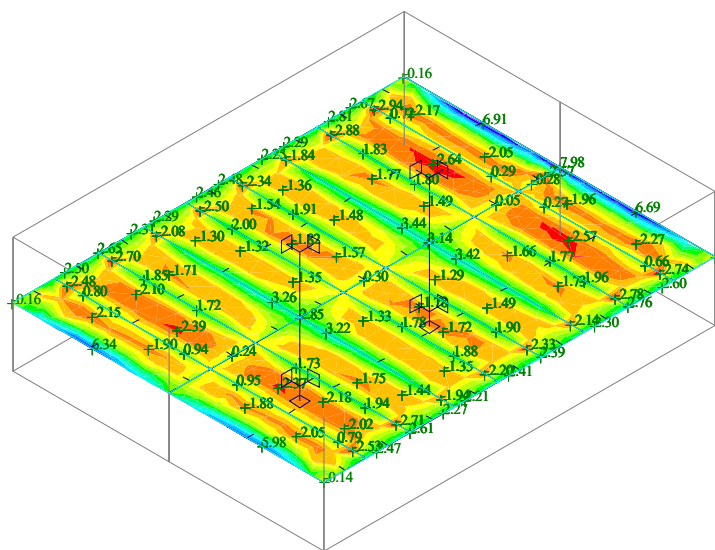
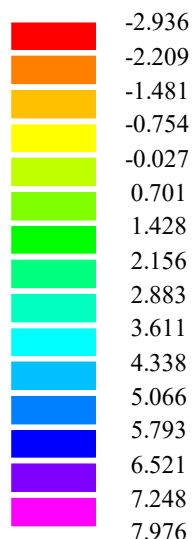
Osová vzdálenost trámů stropu je 1,60 m

Odhad ohybového momentu v poli i v podpoře je

$$M_{Ed} \approx \frac{1}{16} \cdot (2,0 \cdot 1,15 + 1,8 \cdot 1,15 + 5,1 \cdot 5) 1,6^2 = 1,90 \text{ kNm}$$

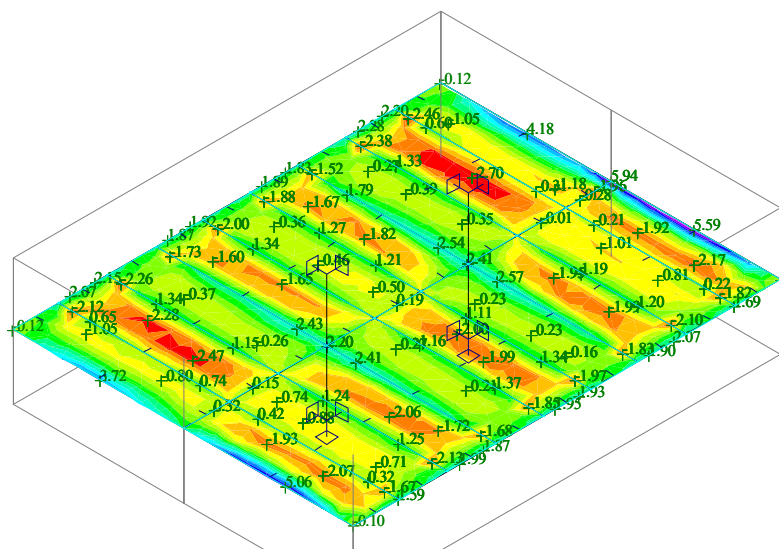
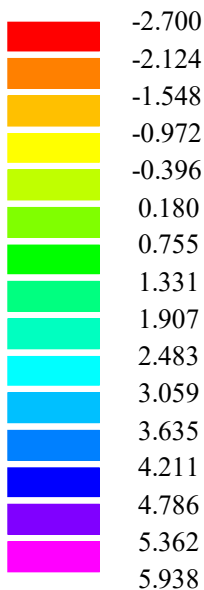
Podrobný výpočet stropní desky s uvážením šachovnicovitě vystřídáního proměnného užitého zatížení je na následujících obrázcích:

dim-mx[kNm/m]



*Ohybové momenty Mx pro stálé + plné proměnné zatížení*

dim-mx[kNm/m]



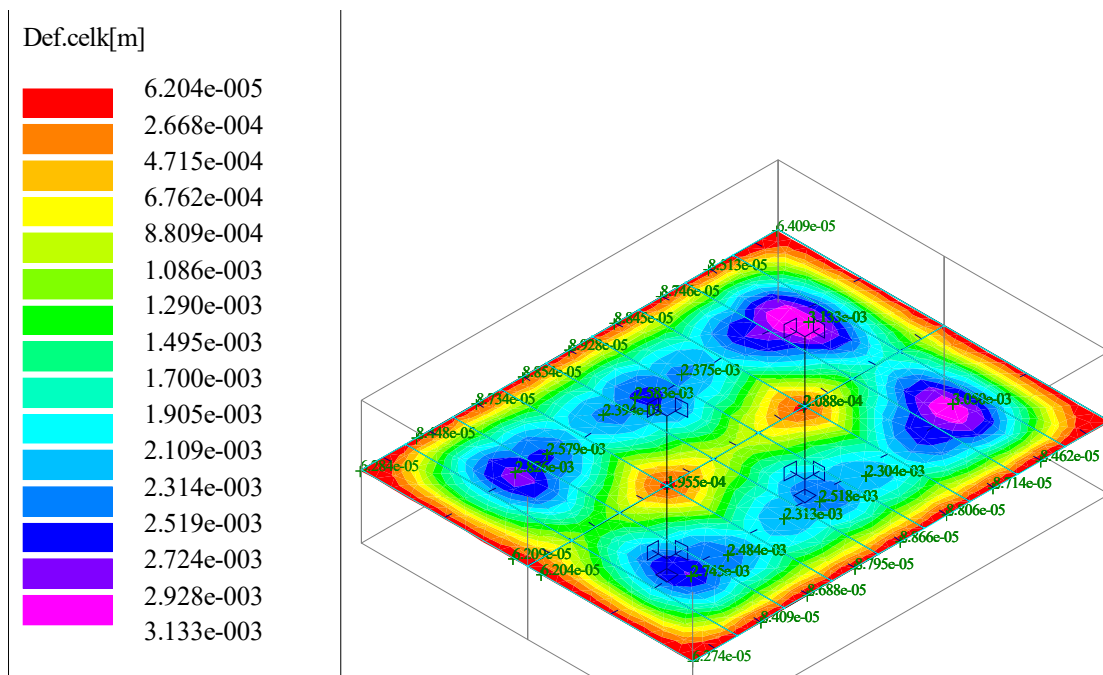
*Ohybové momenty Mx pro stálé + vystřídané proměnné zatížení*

Maximální vypočtený kladný ohybový moment na stropní desce je

$$M_{Ed} = 2,70 \text{ kNm} < M_{Rd} = 2,74 \text{ kNm} \quad \text{vyhoví}$$

Hodnota  $M_{Ed} = 2,936 \text{ kNm}$  je pouze špička ohybového momentu, stropní deska pro požadované proměnné zatížení  $5,0 \text{ kN/m}^2$  vyhoví.

Průhyby stropu nad 1. NP pro plné proměnné užité zatížení  $5,0 \text{ kN/m}^2$  jsou na následujícím obrázku.

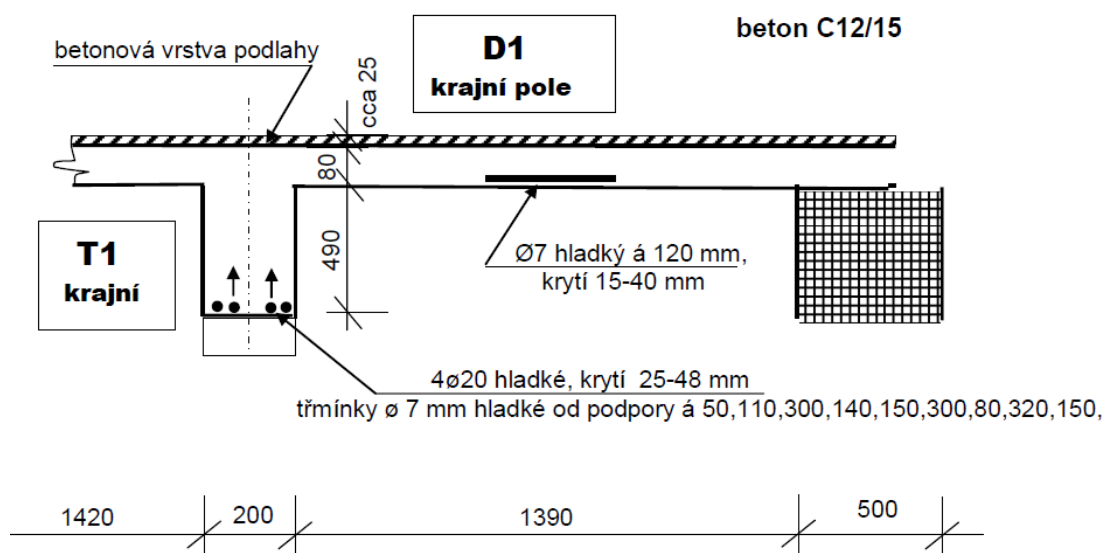


Maximální lineární okamžitý vypočtený průhyb je 3,13 mm. Pro celková průhyb s dotvarováním s smršťováním betonu uvažují přibližně

$$w_{tot} = 5.3,13 \text{ mm} = 15,65 \text{ mm} < \frac{5,75}{250} = 0,023 \text{ m} \quad \text{vyhoví}$$

### Posouzení stropního trámu 200/570 mm v poli

**SCHÉMA č.4:** Schématické zakreslení výztuže a rozměrů desky D1 a trámu T1



Ohyb v poli

Výška trámu  $h = 570 \text{ mm}$ , účinná výška  $d = 570 - 35 - 10 = 525 \text{ mm}$

Beton desky C12/15  $f_{cd} = \frac{12}{1,5} = 8 \text{ MPa}$

Výztuž v poli 4 Ø 20 mm,  $A_{s1} = 12,57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$   $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$

Pro posouzení trámu v poli uvažují T-průřez se spolupůsobící šířkou:

$$l_0 = 0,85 \cdot 5,75 = 4,89 \text{ m}$$

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot 0,7 + 0,1 \cdot 4,89 = 0,629 < 0,2 \cdot 4,89 = 0,978 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 2 \cdot 0,629 + 0,2 = 1,458 \text{ m} < 1,60$$

$$x = 0,0242 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = 116,6 \text{ kNm}$$

Při uvažování pouze obdélníkového průřezu trámu by vyšel ohybový moment únosnosti trámu v poli

$$M_{Rd} = 102,8 \text{ kNm}$$

Při uvažování T-průřezu a současně nejnižšího odhadu krychelné pevnosti betonu  $f_{ck,cub} = 10,6 \text{ MPa}$  by vyšlo

$$f_{ck} = 0,80 \cdot 10,6 = 8,48 \text{ MPa} \quad f_{cd} = \frac{8,48}{1,50} = 5,89 \text{ MPa}$$

$$x = 0,0329 \text{ m}$$

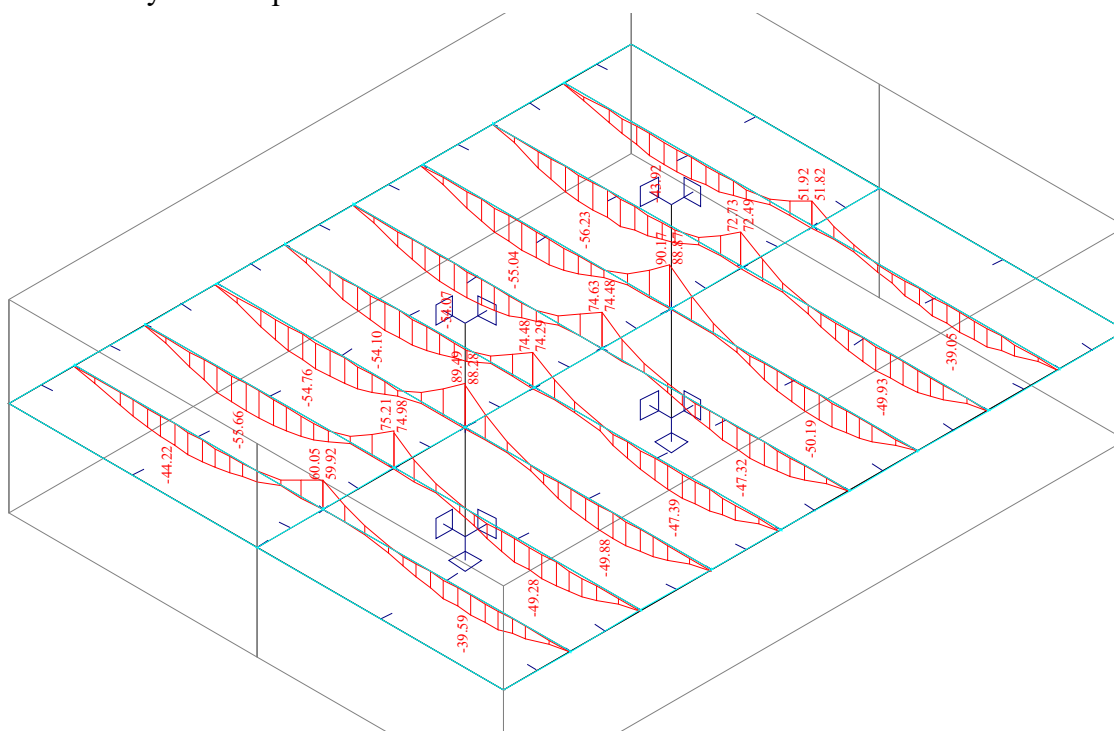
$$M_{Rd} = 115,8 \text{ kNm}$$

Osová vzdálenost trámů stropu je 1,60 m

Odhad ohybového momentu v poli při rozpětí spojitěho trámu o dvou polích je o rozpětí 5,75 m je

$$M_{Ed} \cong \frac{1}{11} \cdot [1,60 \cdot (2,0 \cdot 1,15 + 1,8 \cdot 1,15 + 5,1 \cdot 5) + 0,20 \cdot 0,49 \cdot 25 \cdot 1,15] \cdot 5,75^2 = 62,85 \text{ kNm}$$

Na následujícím obrázku jsou maxima ohybových momentů (obalová křivka) pro plné i z hlediska polí trámů vystřídané proměnné zatížení.



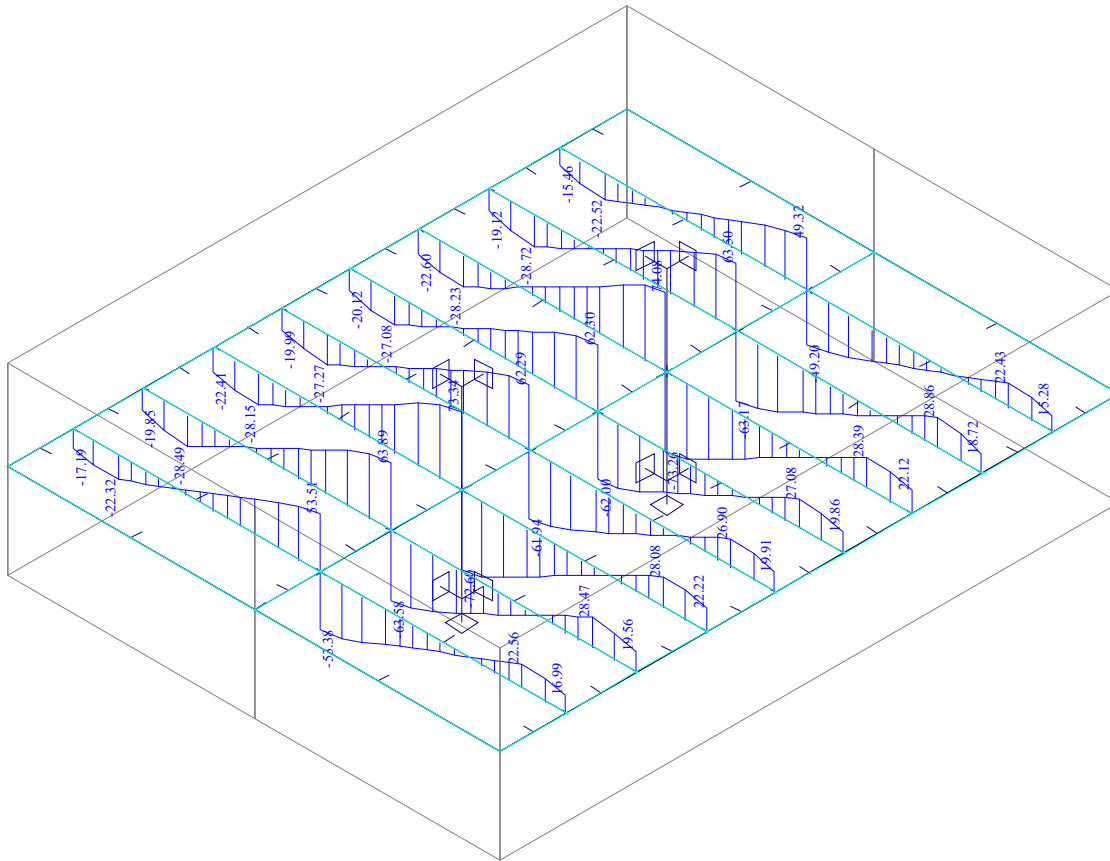
Maximální vypočtený ohybový moment v poli pro vystřídané zatížení je

$$M_{Ed,f} = 56,23 \text{ kNm} < M_{Rd} = 116,6 \text{ kNm} \text{ vyhoví bezpečně}$$

**Smyk na trámu:** maximální vypočtená posouvající síla na trámu ve vnitřní podpoře (nad středním sloupem) je

$$V_{Ed} = 74,08 \text{ kN}$$





U běžných trámů (mimo střední sloupy) smyková síla nepřesáhne 63 Kn.

V trámu byly ověřeny třmínky  $\varnothing 7$  mm v průměrné vzdálenosti 180 mm.

$$A_{sw} = 0,77 \cdot 10^{-4} m^2 \quad v = 0,571$$

Únosnost tlačené diagonály:

$$V_{Rd, max} = \frac{0,571 \cdot 8,0 \cdot 20,0 \cdot 9,0 \cdot 525 \cdot 1,75}{1 + 1,75^2} = 0,186 MN = 186 kN > V_{Ed} = 74,08 kN$$

Únosnost třmínků:

$$V_{Rs, st} = \frac{0,77 \cdot 10^{-4} \cdot 180 \cdot 0,9 \cdot 525 \cdot 1,75}{0,18} = 63,66 kN$$

Smyková odolnost trámu, daná pouze třmínkovou výztuží, je dostačující pro běžné trámy, nepostačuje u trámů nad středními sloupy. Ve skutečnosti jsou trámy kromě třmínků vyztuženy ještě ohybovými železy (viz zaměření výztuže trámu). Smyková odolnost ohybů  $\varnothing 20$  mm á 630 mm je:

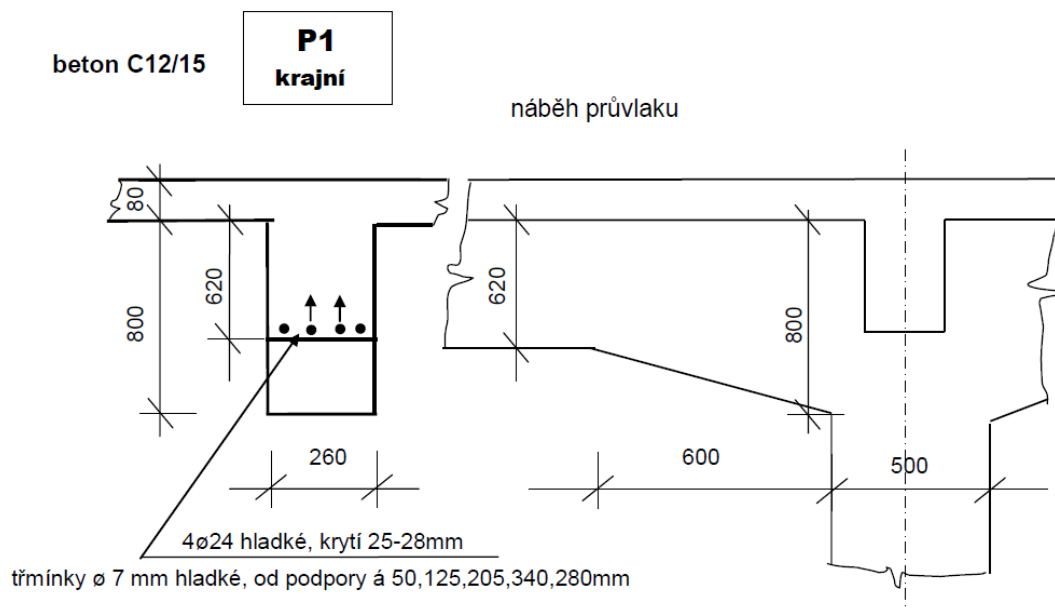
$$V_{Rs, b} = \frac{3,14 \cdot 10^{-4} \cdot 180 \cdot \sin 45^\circ \cdot 0,9 \cdot 525}{0,63} (1,75 + 1) = 0,0824 MN = 82,4 kN$$

Celková smyková odolnost trámu je

$$V_{Rd, s} = 63,66 + 82,4 = 146,06 kN > V_{Ed} = 74,08 kN \quad \text{Vyhoví}$$

## Posouzení středního podélného průvlaku 260/700 mm v poli

K dispozici je průzkum výztuže při dolním okraji průvlaku v krajním poli.



Ohyb v krajním poli

Výška trámu  $h = 700$  mm, účinná výška  $d = 700 - 30 - 12 = 658$  mm

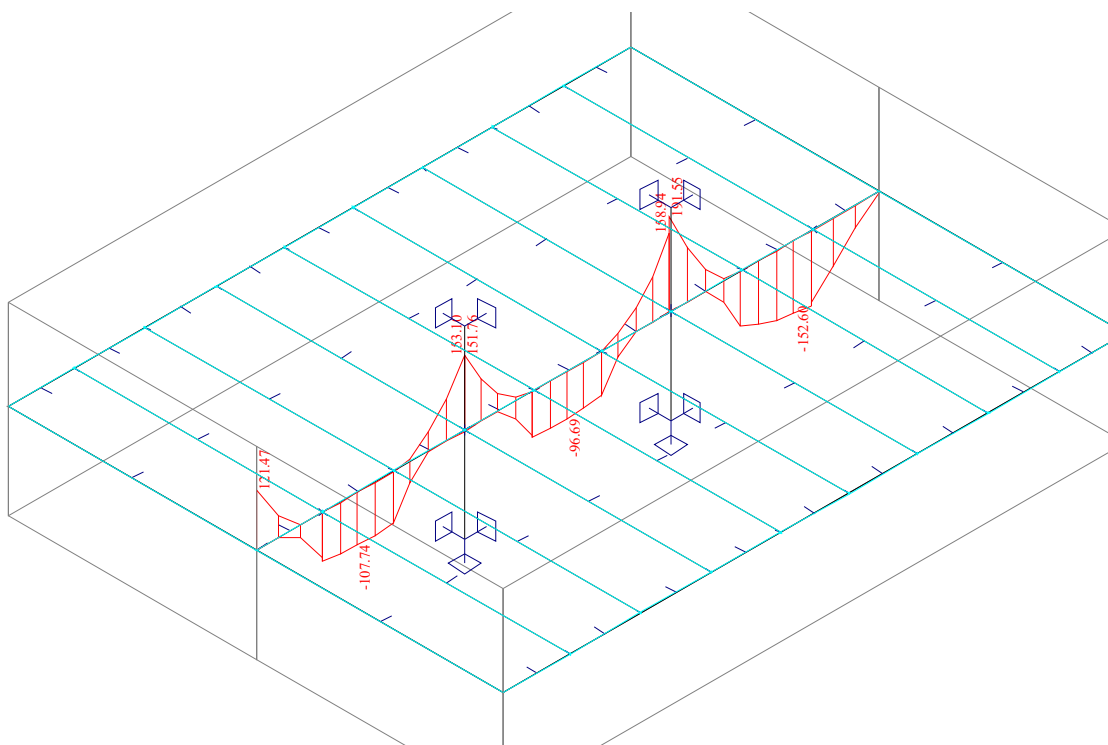
Beton desky C12/15  $f_{cd} = \frac{12}{1,5} = 8$  MPa

Výztuž v poli 4  $\varnothing$  24 mm,  $A_{s1} = 18,09 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$   $f_{yd} = 180$  MPa

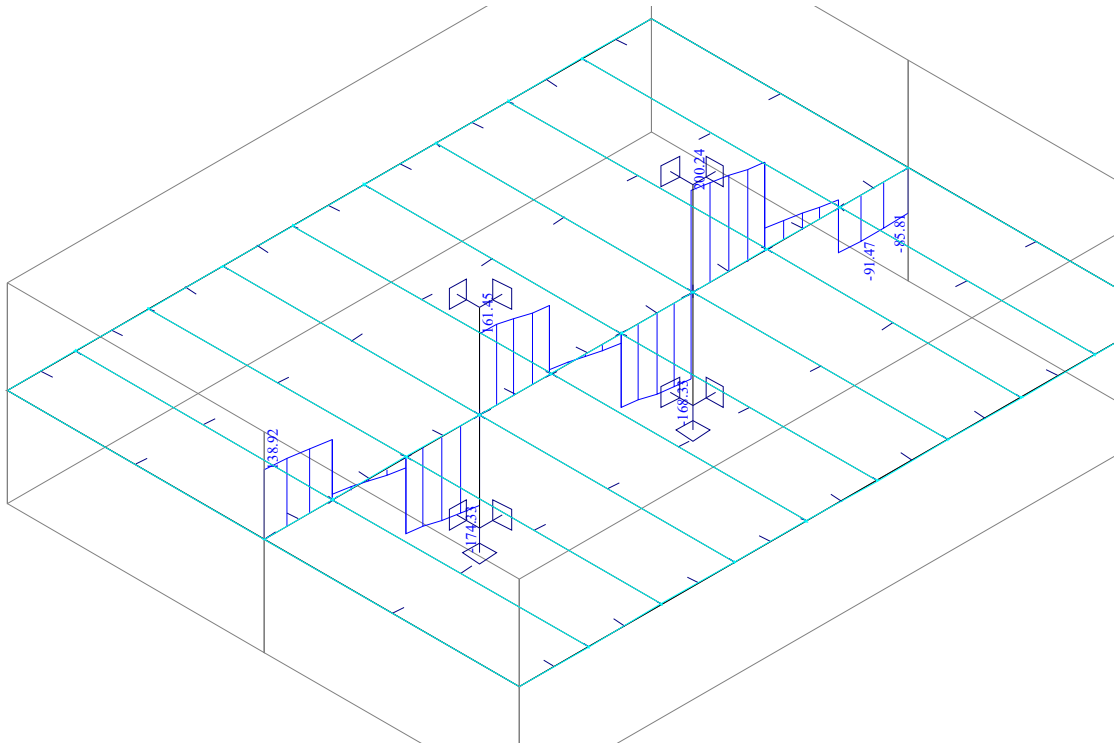
Pro posouzení průvlaku uvažuji konzervativně pouze obdélníkový průřez (bez spolupůsobící desky).  
 $x = 0,1956 \text{ m} < 0,617 \cdot 0,658 = 0,406 \text{ m}$

$M_{Rd} = 188,7 \text{ kNm} > M_{ed,mac} = 152,6 \text{ kNm}$  Vyhoví bezpečně

Obálka maxim vypočtených ohybových momentů (pro vystřídání a plné proměnné zatížení) je na následujícím obrázku.



**Smyk na průvlaku:** maximální vypočtená posouvající síla na průvlaku ve vnitřní podpoře (nad středním sloupem) je  $V_{Ed} = 200,24 \text{ kN}$



Redukovaná smyková síla ve vzdálenosti  $d$  od líce podpory je

$$V_{Ed,d} = 184,95 \text{ kN}$$

V trámu byly ověřeny třmínky  $\emptyset 7 \text{ mm}$  v průměrné vzdálenosti  $200 \text{ mm}$ .

$$A_{sw} = 0,77 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$v = 0,571$$

Únosnost tlačené diagonály:

$$V_{Rd,max} = \frac{0,571 \cdot 8 \cdot 0,26 \cdot 0,9 \cdot 0,658 \cdot 1,75}{1 + 1,75^2} = 0,303 \text{ MN} = 303 \text{ kN} > V_{Ed} = 200,24 \text{ kN}$$

Únosnost třmínků:

$$V_{Rs,st} = \frac{0,77 \cdot 10^{-4} \cdot 180 \cdot 0,9 \cdot 0,658 \cdot 1,75}{0,20} = 0,071082 \text{ MN} = 71,08 \text{ kN}$$

Únosnost ohybů  $\emptyset 24 \text{ mm}$ :

$$V_{Rs,st} = \frac{4,52 \cdot 10^{-4} \cdot 180 \cdot \sin 45^\circ \cdot 0,9 \cdot 0,658}{0,79} (1,75 + 1) = 0,1185 \text{ MN} = 118,5 \text{ kN}$$

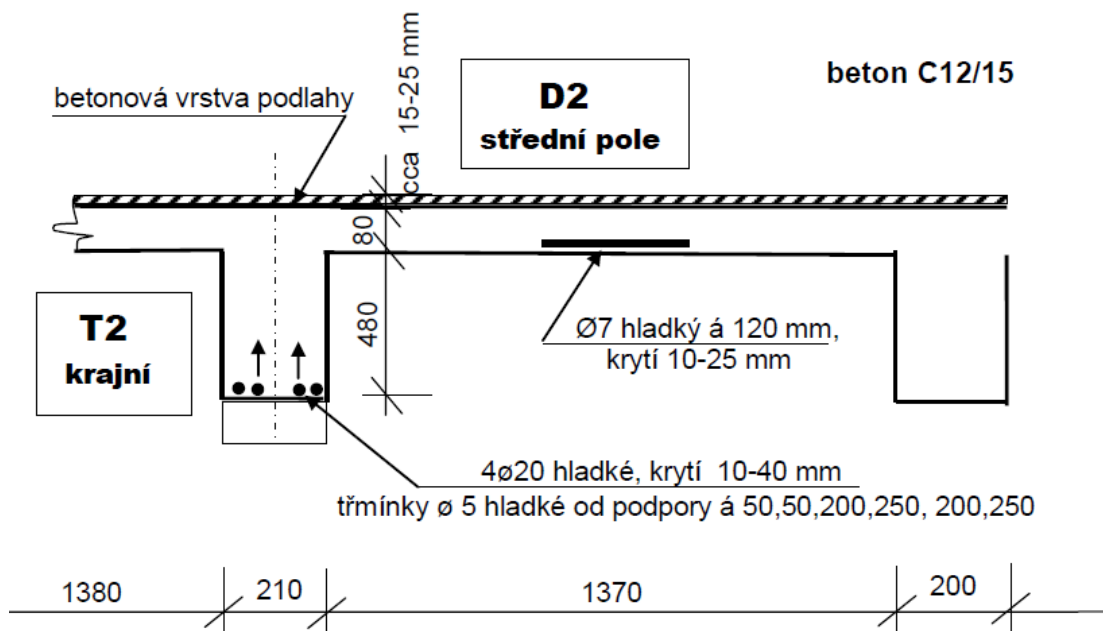
Celková smyková odolnost průvlaku je

$$V_{Rd,s} = 71,08 + 118,5 = 189,58 \text{ kN} > V_{Ed} = 184,95 \text{ kN} \text{ Vyhoví bez rezervy}$$

## Strop nad 2. NP

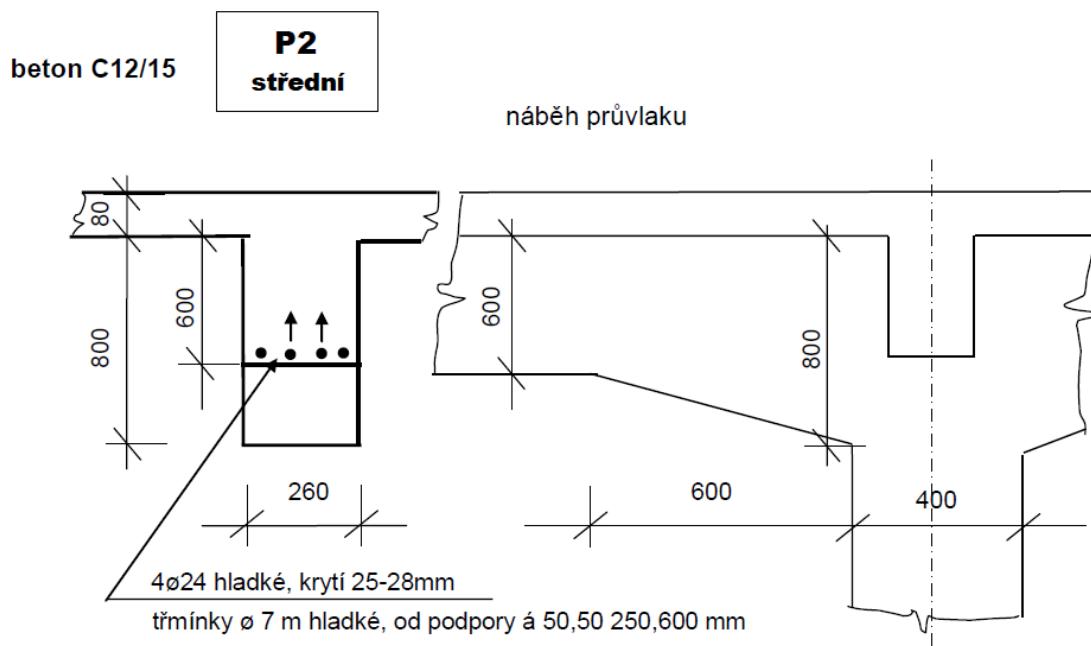
**Deska tloušťky 80 mm, stropní trám 210/560 mm.**

Geometrie stropu včetně výztuže se od stropu nad 1. NP prakticky neliší – porovnej s obrázkem desky a průvlaku na straně 18 tohoto výpočtu.



## **Průvlak 260/680 mm**

Stejně jako u stropní desky a trámu, i u průvlaků jsou rozměry i vyztužení průvlaku prakticky shodné, jako u stropu nad 1. NP.



Vzhledem k tomu, že uvažované stálé i proměnné zatížení - 5,0 kN/m<sup>2</sup> – je pro oba stropy shodné, platí výpočet stropu nad 1. NP i pro strop nad 2. NP.

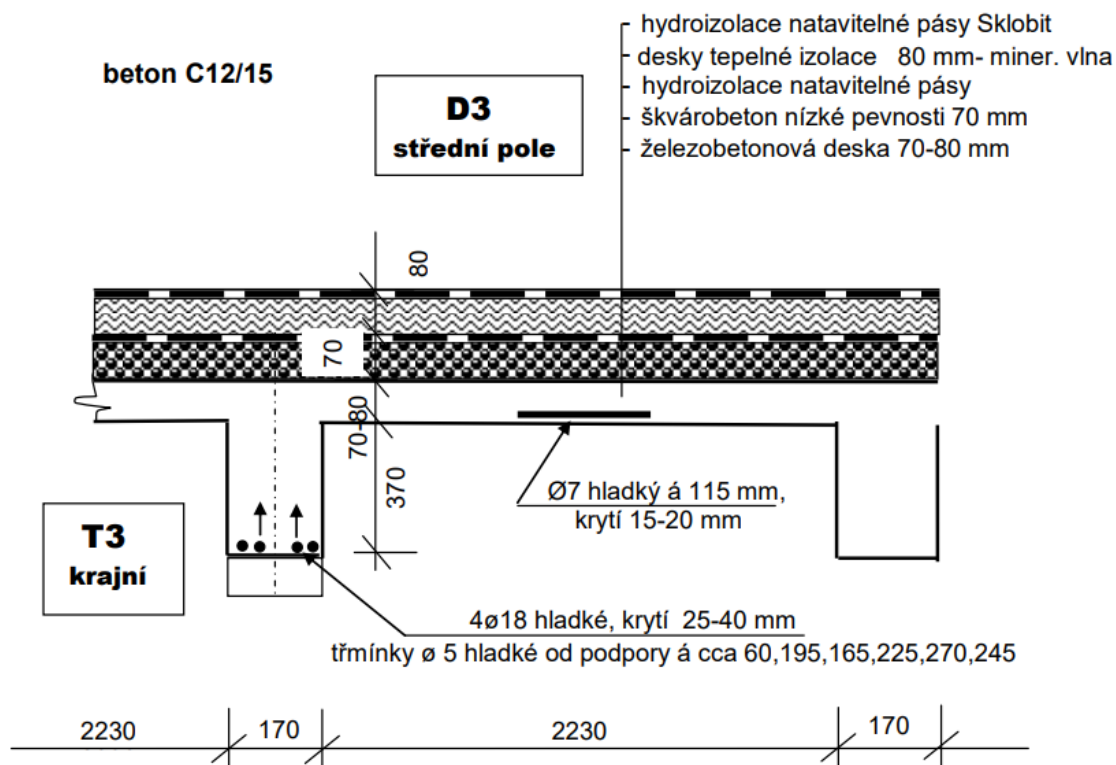
### Strop nad 3. NP - střecha

Strop nad 3.NP (nosnou konstrukci střechy) tvoří rovněž monolitický železobetonový skelet typu Hennebique. Stropní konstrukce nad 3. NP byla ověřena dodatečně v rámci doplňujícího stavebně technického průzkumu.

V zadání projektu byl požadavek na ověření možnosti realizace zelené střechy na stávající stavbu. V rámci projektu ve stupni DSP tedy provedeme ověření možnosti realizace zelené střechy.

Posouzení stropní desky tloušťky 70 mm

Při stanovení tloušťky stropní desky vycházíme z výsledků doplňujícího stavebně technického průzkumu (viz podklady).



### **Porovnání zatížení střechy:**

Původní zatížení střešního pláště:

- sníh – stavba z roku 1912 0,75 kN/m<sup>2</sup>

Stávající skladba střechy:

- hydroizolace – Sklobit 0,13 kN/m<sup>2</sup>

- 80 mm minerální vlna 0,08 . 1,5 0,12

- Hydroizolace 0,10

- 70 mm škvárobeton 0,07 . 13 0,90

- omítka podhledu 0,20

---

Celkem 1,45 kN/m<sup>2</sup>

Celkem stálé + proměnné 0,75 + 1,45 = **2,20 kN/m<sup>2</sup>**

Nově navrhované zatížení střešního pláště

- sníh dle aktuálně platné normy 1,15 kN/m<sup>2</sup>

celkem skladba střechy + podhledu (bez vlastní tíhy desky) 1,00 kN/m<sup>2</sup>  
 Celkem stálé + proměnné 1,15 + 1,00 = **2,15 kN/m<sup>2</sup>**

Nově navrhované zatížení střešního pláště fotovoltaikou

- sníh dle aktuálně platné normy 1,15 kN/m<sup>2</sup>  
 - fotovoltaika 0,35 kN/m<sup>2</sup>

celkem skladba střechy + podhledu (bez vlastní tíhy desky) 1,00 kN/m<sup>2</sup>

Celkem stálé + proměnné 1,15 + 0,35 + 1,00 = **2,50 kN/m<sup>2</sup>**

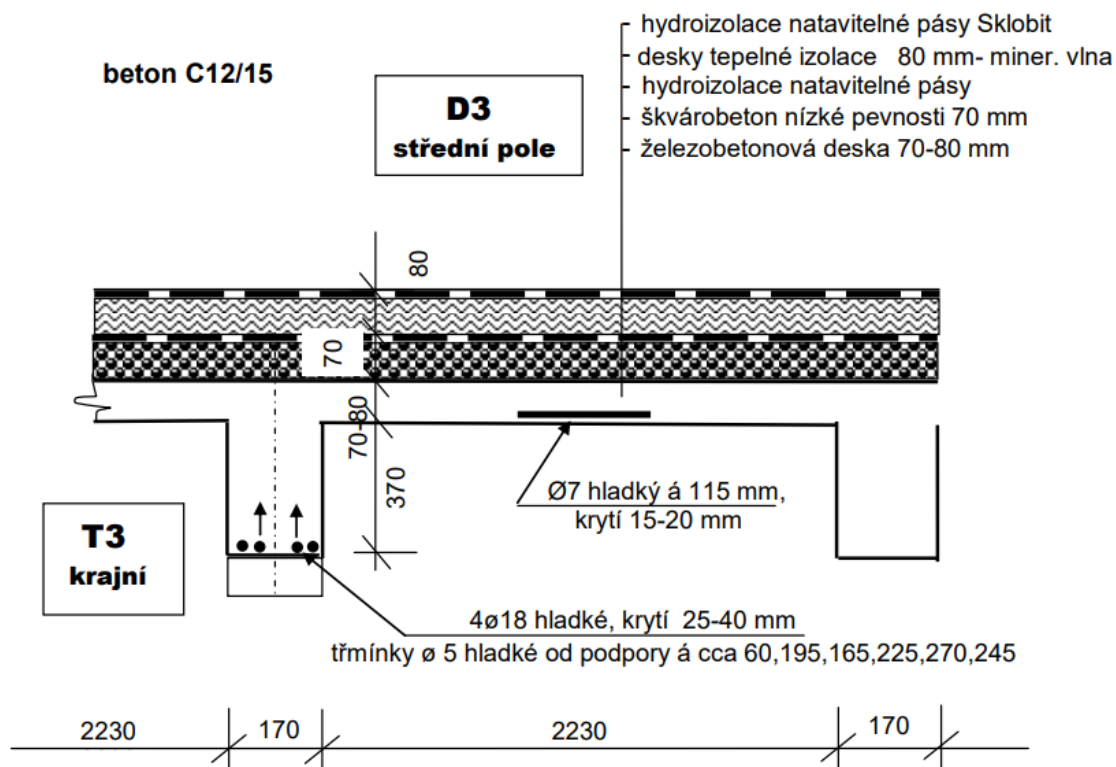
V důsledku zvýšení zatížení sněhem (porovnáním požadavků stávajících norem pro zatížení sněhem a předpisů pro zatížení sněhem, platných v době realizace stavby)

dochází k navýšení zatížení stávající střešní konstrukce sněhem. S ohledem na to, že nová skladba střechy je lehčí, než skladba původní bude celkové zatížení střechy před provedením stavebních úprav a po jejich provedení prakticky stejné.

Pokud by nebyla realizována fotovoltaika na střeše, ke zvětšení zatížení střechy by nedocházelo (2,20 kN/m<sup>2</sup> → 2,15 kN/m<sup>2</sup>) a střechu by nebylo nutno posuzovat statickým výpočtem.

V případě, že bude na střeše fotovoltaika realizována, nebude toto přitížení příliš významné (2,20 kN/m<sup>2</sup> → 3,50 kN/m<sup>2</sup>) avšak toto přitížení bude možno realizovat pouze na základě statického posouzení, vycházejícího z průzkumu konstrukce.

#### Odhad odolnosti stávající střešní konstrukce:



Stropní deska – ohyb v poli

Odhad ohybového momentu únosnosti stávající stropní desky při dolním povrchu

Tloušťka desky  $h = 70$  mm, účinná tloušťka  $d = 70 - 20 - 4 = 46$  mm

Beton desky C12/15  $f_{cd} = \frac{12}{1,5} = 8$  MPa

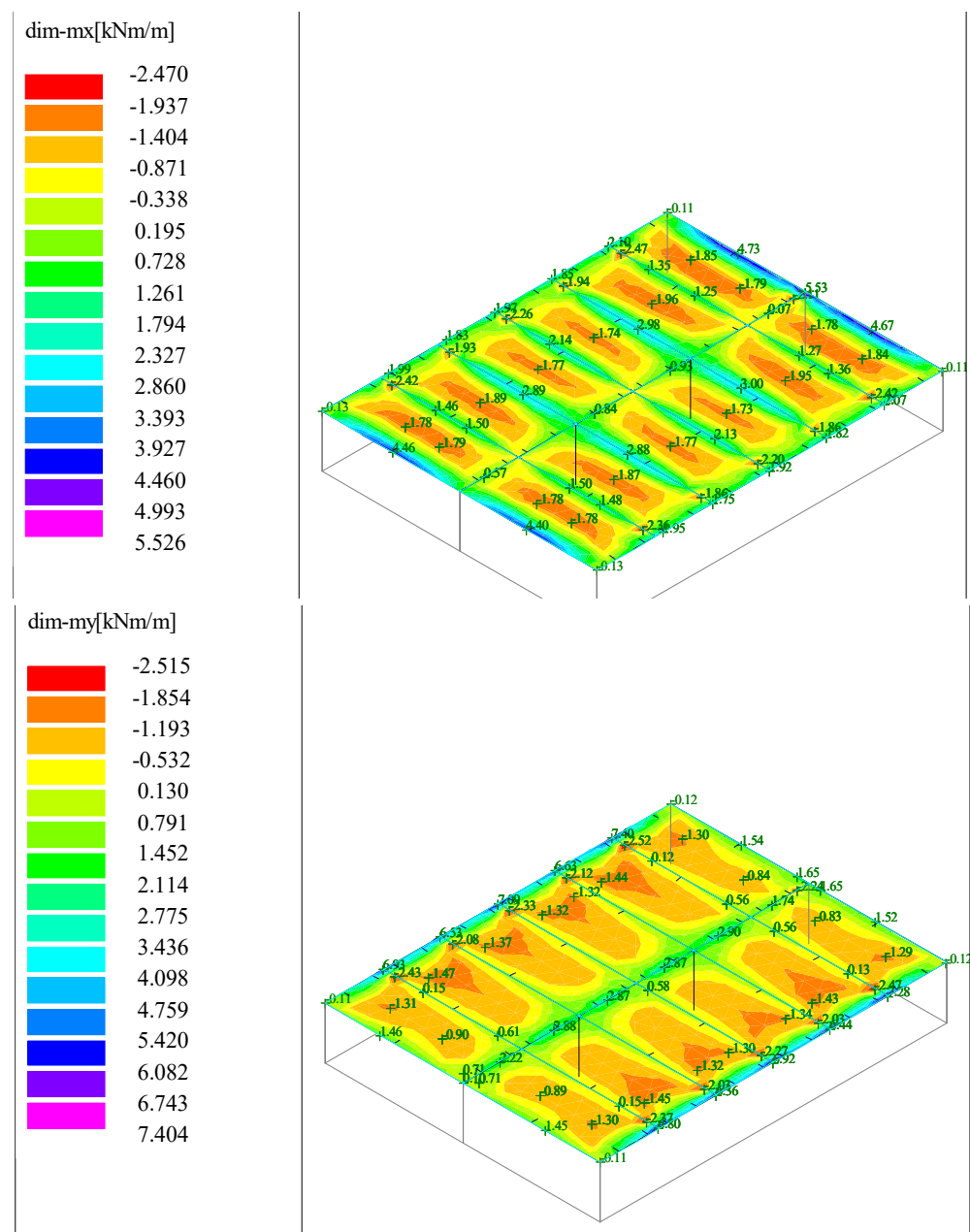


Výztuž  $\varnothing 7 \text{ á } 115 \text{ mm}$ ,  $A_{s1} = 3,34 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$   $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$   
 $x = 0,009394 \text{ m}$   
 $M_{Rd} = 2,54 \text{ kNm}$

Osová vzdálenost trámů stropu je 2,40 m

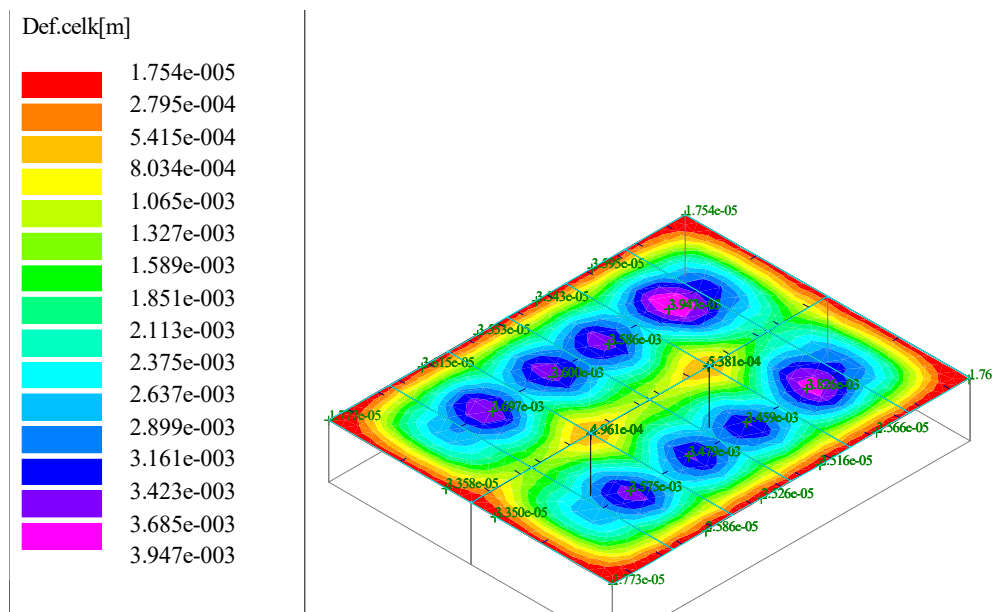
Odhad ohybového momentu v poli i v podpoře pro skladbu se zelenou střechou je

$$M_{Ed} \cong \frac{1}{16} \cdot (1,75 \cdot 1,15 + 1,0 \cdot 1,15 + 1,15 \cdot 1,35 + 1,15 \cdot 1,5) 2,4^2 = 2,31 \text{ kNm}$$



Strojový výpočet stropní desky pro přetížení fotovoltaikou + sněhem je na následujících obrázcích:

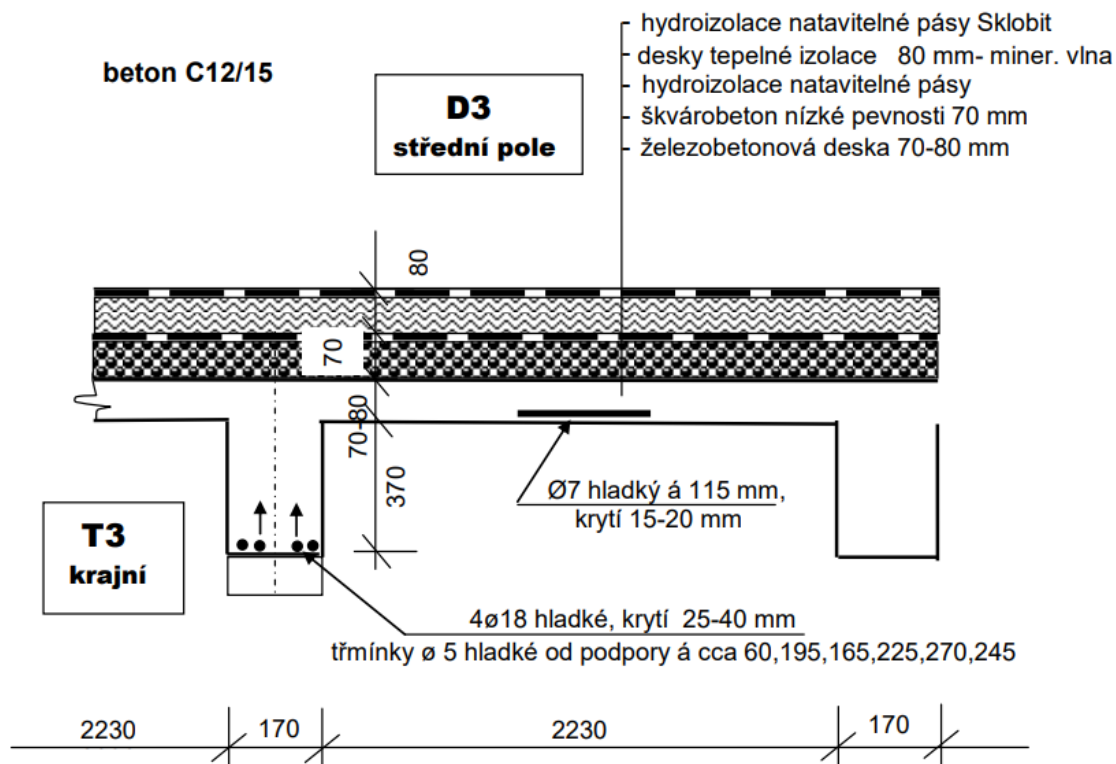
Maximální ohybový moment na desce v poli je  $M_{Ed,max} = 1,96 \text{ kNm}$



Maximální pružný okamžitý průhyb na desce je 3,95 mm. Celkový průhyb se započtením smrštění a dotvarování betonu lze očekávat zhruba  $3,95 \cdot 5 = 20 \text{ mm} = 5750/287$ . Průhyb je vyhovující.

Protože  $M_{Rd} = 2,54 \text{ kNm} > M_{Ed} = 1,96 \text{ kNm}$  Deska z hlediska únosnosti vyhoví

### Posouzení stropního trámu 170/440 mm v poli



Výška trámu  $h = 440 \text{ mm}$ , účinná výška  $d = 440 - 35 - 9 = 396 \text{ mm}$

Beton desky C12/15  $f_{cd} = \frac{12}{1,5} = 8 \text{ MPa}$

Výztuž v poli 4 Ø 18 mm,  $A_{s1} = 10,18 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$   $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$

Pro posouzení trámu v poli uvažují T-průřez se spolupůsobící šířkou:

$$l_0 = 0,85 \cdot 5,75 = 4,89 \text{ m}$$

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot 1,115 + 0,14 \cdot 4,89 = 0,712 < 0,24 \cdot 4,89 = 0,978 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 2 \cdot 0,712 + 0,17 = 1,594 \text{ m} < 2,40$$

$$x = 0,1684 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = 71,24 \text{ kNm}$$

Při uvažování pouze obdélníkového průřezu trámu by vyšel ohybový moment únosnosti trámu v poli

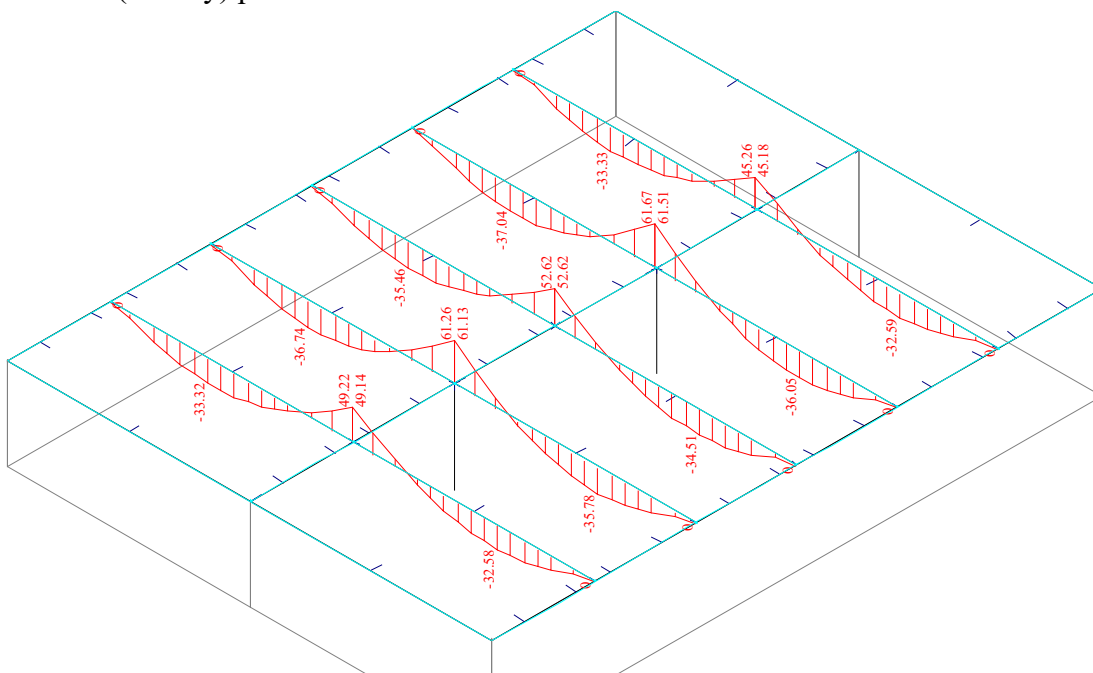
$$M_{Rd} = 60,22 \text{ kNm}$$

Osová vzdálenost trámů stropu je 2,40 m

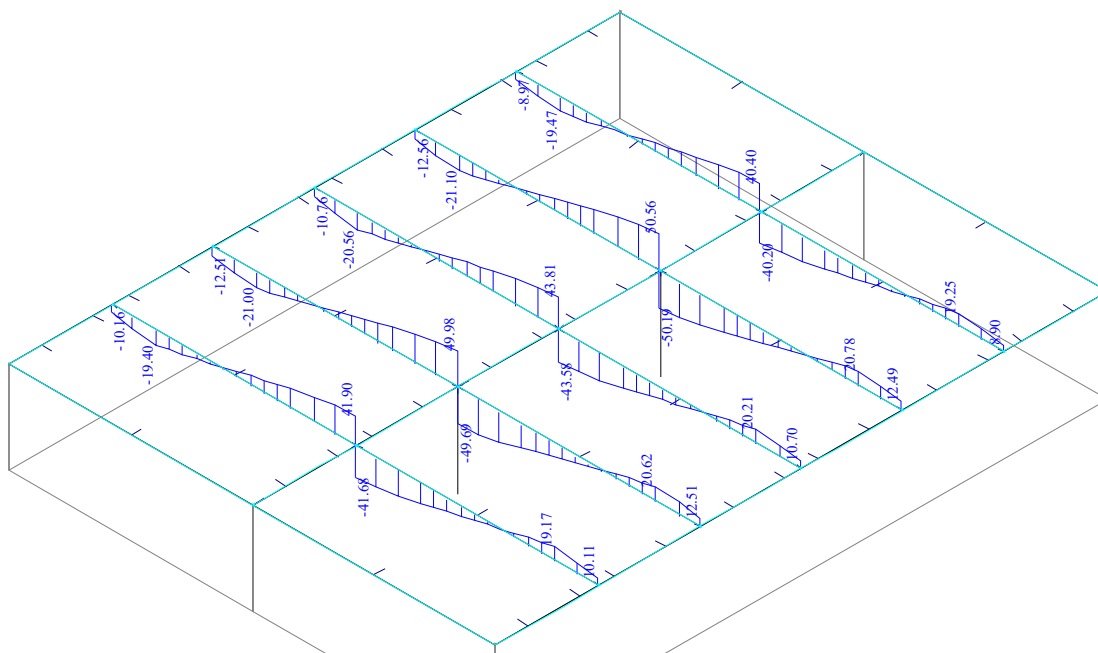
Odhad ohybového momentu v poli při rozpětí spojitěho trámu o dvou polích je o rozpětí 5,75 m je

$$M_{Ed} \approx \frac{1}{11} \cdot [2,40 \cdot (1,75 \cdot 1,15 + 1,0 \cdot 1,15 + 1,15 \cdot 1,35 + 1,15 \cdot 1,5) + 0,17 \cdot 0,37 \cdot 25 \cdot 1,15] 5,75^2 = 51,89 \text{ kNm}$$

Na následujících obrázcích jsou ohybové momenty a posouvající síly na stropních trámech stropu nad 3.NP (střechy) pro zatížení fotovoltaikou + sněhem.



Maximální ohybové momenty v poli dosahují asi 37,04 kNm, ve střední podpoře asi 61,5 kNm.



Maximální posouvající síly dosahují asi 50,6 kN.

Maximální vypočtený ohybový moment v poli na prostorovém modelu střechy je pro přetížení fotovoltaikou + sněhem

$$M_{Ed,f} = 37,04 \text{ kNm} < M_{Rd} = 71,24 \text{ kNm} \quad \text{vyhoví bezpečně}$$

Smyk na trámu: maximální vypočtená posouvající síla na trámu ve vnitřní podpoře (nad středním sloupem) je

$$V_{Ed} = 50,56 \text{ kN}$$

U běžných trámů (mimo střední sloupky) smyková síla nepřesáhne 44 kN

V trámu byly ověřeny třmínky  $\varnothing 5 \text{ mm}$  v průměrné vzdálenosti 200 mm.

$$A_{sw} = 0,39 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$v = 0,571$$

Únosnost tlačené diagonály:

$$V_{Rd,max} = \frac{0,571 \cdot 8 \cdot 0,17 \cdot 0,9 \cdot 0,396 \cdot 1,75}{1 + 1,75^2} = 0,119 \text{ MN} = 119 \text{ kN} > V_{Ed} = 50,56 \text{ kN}$$

Únosnost třmínků:

$$V_{Rs} = \frac{0,39 \cdot 10^{-4} \cdot 180 \cdot 0,9 \cdot 0,396 \cdot 1,75}{0,20} = 21,89 \text{ kN}$$

Únosnost ohybů  $2\varnothing 18$  á 475 mm je

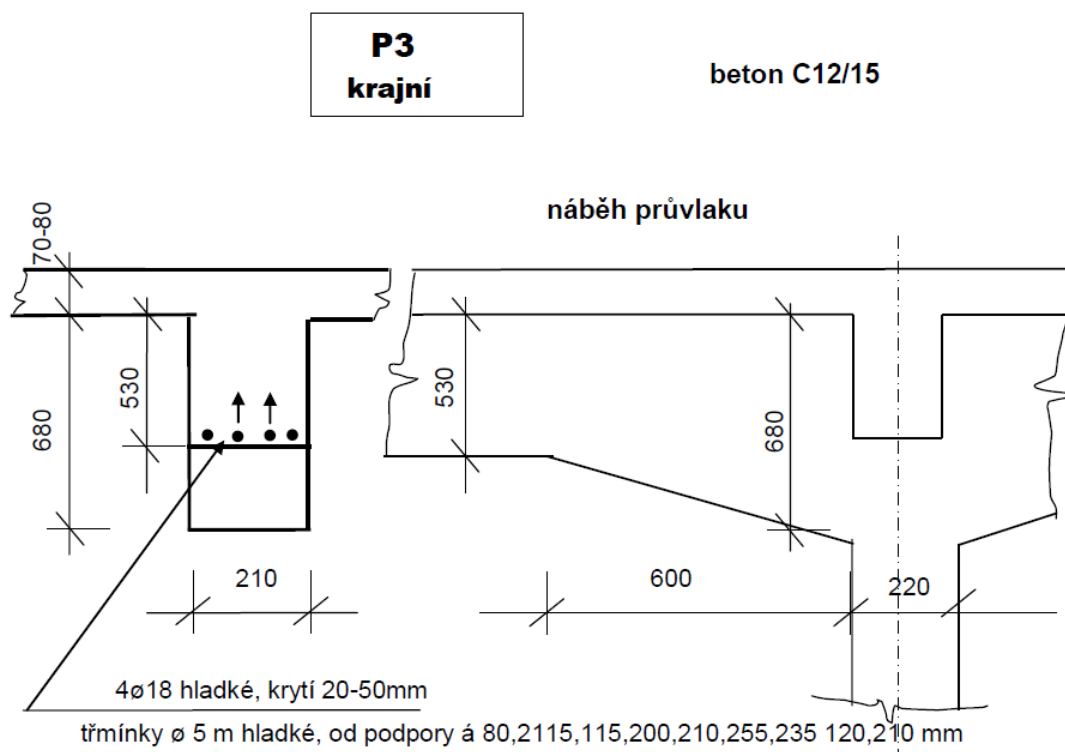
$$V_{Rs,b} = \frac{2,545 \cdot 10^{-4} \cdot 180 \cdot \sin 45^\circ \cdot 0,9 \cdot 0,396}{0,475} (1,75 + 1) = 0,0668 \text{ MN} = 66,8 \text{ kN}$$

Celková smyková odolnost trámu je

$$V_{Rd,s} = 21,89 + 66,8 = 88,69 \text{ kN} > V_{Ed} = 50,56 \text{ kN} \quad \text{Vyhoví}$$

### Posouzení středního podélného průvlaku 210/600 mm v poli

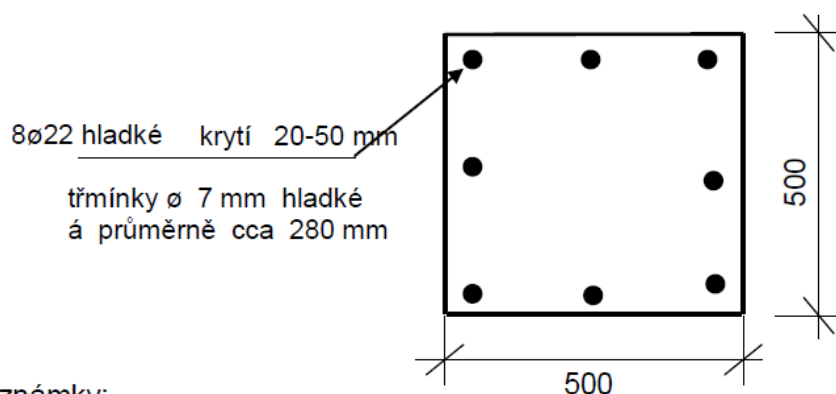
K dispozici je průřez výztuže při dolním okraji průvlaku v krajním poli.





### Sloupy v 1. NP

Délka sloupu 4600 mm, účinnou délku uvažuji  $0,80 \cdot 4,60 = 3,70$  m



*poznámka:*

Maximální návrhová síla ve sloupu je  $N_{Ed,dl} = -1360$  kN

Maximální vypočtený ohybový moment na sloupu je  $M_{Ed} = 60$  kNm

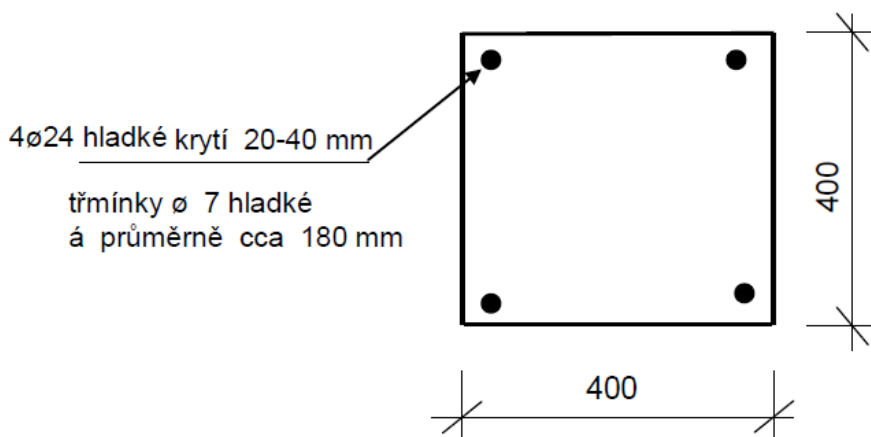
Pro průřez 500 x 500 mm z betonu B 15 s výztuží 8 ø 22 vyjde:

Pro sílu  $N_{Ed} = -1360$  kN vyjde  $M_{Rd} = 200,0 > M_{Ed} = 81,3$  kNm

**Vyhoví bezpečně**

### Sloupy ve 2. NP

Délka sloupu 3600 mm, účinnou délku uvažuji  $0,80 \cdot 3,60 = 2,90$  m



Maximální návrhová síla ve sloupu je  $N_{Ed,dl} = -805$  kN

Maximální vypočtený ohybový moment na sloupu je  $M_{Ed} = 45$  kNm

Pro průřez 400 x 400 mm z betonu B 15 s výztuží 4 ø 24 vyjde:

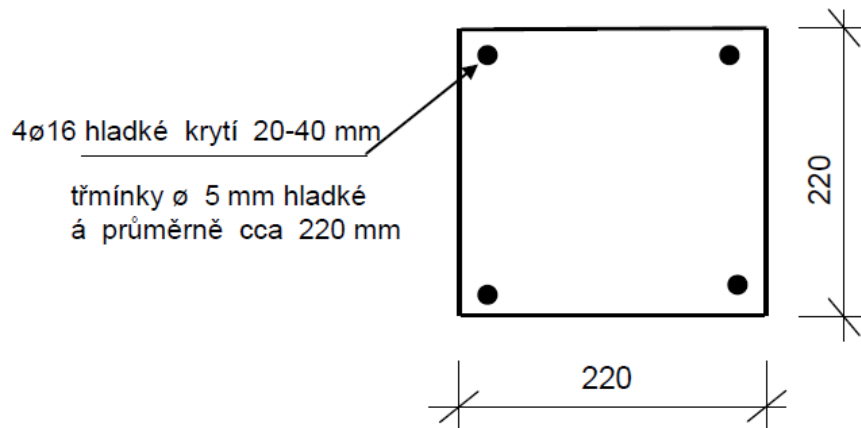
Pro sílu  $N_{Ed} = -805$  kN vyjde  $M_{Rd} = 99,14 > M_{Ed} = 56,4$  kNm

**Vyhoví**



### Sloupy ve 3. NP

Délka sloupu 3600 mm, účinnou délku uvažuji  $0,70 \cdot 3,60 = 2,55$  m



Maximální návrhová síla ve sloupu je  $N_{Ed,dl} = -250$  kN,  $+N_{Ed,kr} = -20$  kN

Maximální vypočtený ohybový moment na sloupu je  $M_{Ed} = 3,50$  kNm.

Po započtení vlivu imperfekcí a momentu 2. řádu vyjde  $M_{Ed} = 10,7$  kNm

Pro průřez 220 x 220 mm z betonu B 15 s výztuží 4 ø 16 vyjde:

**Pro sílu  $N_{Ed} = -270$  kN vyjde  $M_{Rd} = 14,55 > M_{Ed} = 10,7$  kNm Bez rezerv vyhoví**

## **Závěr statického výpočtu**

Statický výpočet je v tomto případě nutné považovat pouze za kvalifikovaný odhad. Je to proto, že statickým výpočtem můžeme ověřit pouze omezený počet prvků a průřezů, pro které bylo možno zajistit rozumným rozsahem (s vynaložením přiměřených nákladů) stavebně technického průzkumu potřebné vstupní informace. V rámci průzkumu byla například ověřena výztuž pouze při spodním okraji stropních desek, trámů a průvlaků a to ještě jenom v některých polích. Nebyla ověřena výztuž při horním povrchu, protože by to znamenalo rozkrytí podlahy a podstatně větší zásahy do konstrukcí, než u výztuže u dolního povrchu.

Dále, pro hodnocení pevnosti betonu máme k dispozici omezený počet zkoušek. Přitom výsledky pevností betonu z jednotlivých zkoušek se často i podstatným způsobem liší. Navíc, současný systém norem pro hodnocení pevnosti betonu ze zkoušek není zcela konzistentní a použitím různých předpisů lze získat rozdílné výsledky.

Také je potřeba přihlédnout k tomu, že návrhové předpisy pro betonové konstrukce se za více než 100 let životnosti konstrukce často radikálně změnily. Uspořádání výztuže v konstrukcích z roku 1912 v mnoha případech neodpovídá konstruktivním zásadám uspořádání výztuže podle norem, platných v současné době. Například, dnešní norma klade u smykové výztuže důraz na třmínkovou výztuž. Požaduje, aby alespoň polovina smykové výztuže byla navržena ve formě třmínků.

Historické konstrukce tyto požadavky nesplňují. Mají z dnešního pohledu velmi slabou třmínkovou výztuž – trámy a průvlaký střechy typicky třmínky  $\varnothing 5 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$  a hlavní smykovou výztuž tvoří ohybová železa. Není tedy snadné hodnotit konstrukci podle dnes platných norem, jak předpisy obecně požadují.

Přesto, v rámci daných možností byl zpracován statický výpočet co nejpodrobněji.

Pokud jde o stropní konstrukce nad 1. NP a nad 2. NP, potvrdil výpočet předpoklady, ze kterých plynulo, že pokud stavba v minulosti sloužila jako výrobní objekt, které se v minulosti navrhovaly na proměnné užité zatížení podlah stropů nejméně  $4,0 \text{ kN/m}^2$ , mělo by být možné ji bez větších stavebních úprav použít i pro nově požadovaný účel (ateliery, výstavní prostory) s požadovaným proměnným užitným zatížením  $5,0 \text{ kN/m}^2$ . Výpočtem bylo ověřeno, že stropní konstrukce nad 1. NP a nad 2. NP pro toto zatížení vyhoví.

Pokud jde o strop nad 3. NP (střechu), potvrdil opět statický výpočet předchozí odhad, že střešní konstrukci není možné významnějším způsobem přítěžovat. Subtilní konstrukce – viz fotografii a popis na straně 4 tohoto výpočtu - byla v minulosti navržena na proměnné zatížení sněhem o tíže  $0,75 \text{ kN/m}^2$ .

V zadání projektu pro stavební povolení byl zprvu uveden požadavek na realizaci zelené střechy. Ten byl v průběhu práce na projektu opuštěn a zbyl pouze požadavek na dodatečnou instalaci fotovoltaických panelů o tíže do  $0,35 \text{ kN/m}^2$ .

Ve výpočtu, který bylo nutno zpracovat podle aktuálně platných norem pro zatížení a navrhování staveb, bylo nutno dále uvažovat zatížení sněhem na střeše podle aktuálně platných norem, které je  $1,15 \text{ kN/m}^2$ .

Z výpočtu střešní konstrukce pro takto uvažovanou kombinaci zatížení stálé + fotovoltaika + sníh plyne, že konstrukce bez rezerv vyhoví.

Pokud bychom chtěli konstrukci ještě dále přítěžovat – například instalací zelené střechy, nebo zpřístupněním střechy jako pochůzí terasy, stávající konstrukce by nevyhověla a bylo by nutné ji zesílit, nebo vyměnit. V případě zesilování by to zřejmě znamenalo nadbetonování nové desky (tloušťky odhadem  $60 - 70 \text{ mm}$ ) na stávající střešní desku a spřažení nové desky s deskou stávající. To by ale současně znamenalo další přítěžení konstrukce, které by si vynutilo přibetonování (zvětšení průřezů) průvlaků, které nemají rezervy především ve smykové výztuži a také přibetonování (zvětšení průřezů) sloupů ve 3. NP.

Vzhledem k tomu, že jde o technickou památku, u které je bezpochyby správné zachovat autenticitu a integritu historicky cenné konstrukce a omezit zásahy do konstrukce na nutné minimum, takový postup nedoporučuji.

Přijatelnou variantou z hlediska statiky je na střechu stavby instalovat fotovoltaické panely o tíze do  $0,35 \text{ kN/m}^2$ .