



NÁZEV AKCE:

**STATICKÉ POSOUZENÍ STŘEŠNÍCH KONSTRUKCÍ
S OHLEDEM NA PLÁNOVANÉ UMÍSTĚNÍ
FOTOVOLTAICKÝCH PANELŮ PRO:**

OBLAST Č.4: NEMOCNICE TŘINEC

**ČÁST 4.4 STŘECHA PATROVÉ ČÁSTI BUDOVY L - ŘEDITELSTVÍ
NEMOCNICE TŘINEC, p.o. k.ú. DOLNÍ LÍŠTNÁ**

Kaštanová 268 na parcele 563/15



OBJEDNATEL:

Moravskoslezský kraj, 28. října 2771/117, 702 18 Ostrava

ZHOTOVITEL:

ATRIS s.r.o., Občanská 1116/18, 710 00 Ostrava – Slezská Ostrava

ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT:

Ing. František Šindýlek, ČKAIT 1101197

DATUM:

Duben 2023

1. Úvod:

Toto statické posouzení je vypracováno na základě objednávky č. 0076/2023/IM/O Krajského úřadu Moravskoslezského kraje ze dne 19.1.2023. Předmětem statického posouzení je posouzení střešní konstrukce objektu „Patrová část budovy L - ředitelství“, Nemocnice Třinec, Kaštanová 268 Dolní Líštná, na parcele č. 563/4 s ohledem na plánované umístění fotovoltaických panelů (dále FVE) na posuzovanou střechu. Je nutno posoudit, jestli je střecha pro umístění fotovoltaických panelů vhodná a zda má dostatečnou rezervu únosnosti. Předpokládané přetížení konstrukce střechy fotovoltaickými panely stanovené objednatelem je max. 50 kg/m².

Předmětem tohoto statického posouzení naopak není návrh ani posouzení žádných konkrétních fotovoltaických panelů ani jejich ukotvení na střechu proti účinkům sání větru, případně proti pohybu sněhové vrstvy po střeše.

Fotodokumentace byla pořízena při návštěvách nemocnice dne 16.1.2023 a 10.10.2023.

2. Použité podklady, ČSN a literatura:

1. Původní projektová dokumentace s názvem „SON Třinec – OTS lékárna“, kterou vypracoval STAVOPROJEKT Praha ve stupni III, tedy prováděcí dokumentaci, v září 1954.
2. Projektová dokumentace pro stavební řízení s názvem „Nemocnice Třinec, příspěvková organizace, Rekonstrukce střech objektů, kterou v 04/2006 vypracovala Ing. Blanka Ličmanová – PRIMAPROJEKT a 11.9.2006 byla označena jako Dokumentace skutečného provedení.
3. Dodatek k zdravotnímu středisku, Třinec-Sosna. 02-Lékárna-Vrchní část stavby-Dodatek č.1 Stavební část. Vypracoval Městský podnik služeb Frýdek-Místek, Projekční a inženýrské středisko v srpnu 1986.
4. ČSN EN 1990: Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
5. ČSN EN 1991-1-1: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
6. ČSN EN 1991-1-3: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Zatížení sněhem
7. ČSN EN 1992-1-1: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
8. Katalog výrobků Prefa Olomouc 1977

3. Údaje o místě stavby:

Souřadnice GPS a nadmořská výška terénu: 49° 40' 31,4"; 18° 41' 28,3"; z = 345 m n.m.

Adresa: Kaštanová 268, 739 61 Třinec

Parcela č. a plocha m²: 563/4; k.ú. Dolní Líštná, 698 m²

Sněhová oblast: III; s_k = 1,50 kPa;
(dle sněhové mapy s_k = 1,55 kPa)

Zatížení sněhem na zemi/na střeše dle sněhové oblasti: 1,50 kPa/1,5 x 0,8 = 1,20 kPa

Zatížení sněhem na zemi/na střeše dle sněhové mapy: 1,55 kPa/1,55 x 0,8 = 1,24 kPa

Poznámka: Zatížení sněhem na střeše je vždy na m² půdorysného průmětu střechy.

V posudku budu uvažovat s_k = 1,5 kPa.

4. Popis konstrukce posuzované budovy:

Jedná se o samostatnou část budovy L - ředitelství, která je v původní PD označena jako OTS lékárna, která byla v minulosti označována jako „Stará lékárna“ na parcele č. 563/4. Podle projektové dokumentace z roku 1986 byla k této patrové části přistavěna jihozápadním směrem rovněž patrová přístavba. Členění budovy L – ředitelství na jednotlivé části a dilatační celky je nakresleno na **příloze P2**.

4.a. Původní patrová část budovy L:

Původní patrová část budovy má obdélníkový půdorys šířky 12,15 metru a délky 25,65 metru. Jedná se o podélný symetrický dvojtrakt, kdy oba trakty mají světlou šířku 5400 mm a obvodové zdi i střední zeď mají tloušťku 450 mm. Tato část má jedno podzemní a dvě nadzemní podlaží (suterén, přízemí a patro). Konstrukční výšky 3,6 + 3,6 + 3,55 metru. Nosné zdi tl. 450 mm jsou zděné z cihel tradičního formátu. Všechny stropní konstrukce jsou monolitické železobetonové.

Polovina suterénu sloužila jako kryt a zde jsou příčné stěny tl. 600 mm v osové vzdálenosti 3,6 metru a nad nimi je monolitická žb deska tl. jen 150 mm. Nad druhou polovinou suterénu stropní konstrukci tvoří žb trémový strop s deskou. Příčné trámy 250/400 mm včetně horní desky tl. 80 mm v osové rozteči 1,8 metru.

Nad přízemím i patrem je stropní konstrukce prakticky stejná, liší se jen celkovou výškou stropní konstrukce, tedy výškou stropních trámů. Stropní trámy mají šířku 150 mm a jejich světlá vzdálenost je 750 mm, osová vzdálenost 900 mm. Jsou spojitě přes oba trakty. Mezi trámy je horní i spodní deska tl. 50 mm. Trámy jsou ukončeny na obvodových stěnách věncem a také nad střední stěnou je žb věnec v rámci celé výšky stropní konstrukce. Světlá vzdálenost mezi spodní a horní deskou je nad přízemím 300 mm a nad patrem jen 250 mm. Takže celková výška stropní konstrukce nad přízemím je 400 mm a nad patrem 350 mm. Spodní deska tl. 50 mm se do statické výšky trámů nepočítá, je totiž na stropní trámy jen zavěšená. Spodní deska byla k běžné stropní konstrukci trémového stropu s horní deskou přidána jen proto, aby bylo možno do ní umístit trubky Crittalového topení. Věnce nad střední stěnou a obvodovými stěnami přízemí mají šířku vždy 450 mm a výšku stejnou jako stropní konstrukce, tedy 400 mm nad přízemím a 350 mm nad patrem. Obvodové věnce stropní konstrukce nad patrem ustupují proti vnějšímu líci zdiva cca o 25 mm a proto mají šířku jen 425 mm. Do obvodových věnců stropní konstrukce nad patrem, které jsou v šířce 300 mm zvýšeny na celkovou výšku 600 mm, je vetknuta i deska římsy tl. 150 (100) mm s vyložení 600 mm. Nad římsou je vyžděna ještě atika tl. 300 mm, jejíž horní líc je 1000 mm nad horním lícem stropní konstrukce nad patrem a současně 750 mm nad římsou a věncem.

Střecha je plochá, je po délce budovy rozdělena do tří částí. Cca uprostřed každé z nich je střešní vpust', do které je střešní plášť vyspádován. Střešní plášť plochých střech je na všech budovách nemocnice z padesátých let tvořen tepelně izolační vrstvou pěnobetonu, která by měla mít podle skladby střešního pláště napsané v řezech původní PD tentokrát tl. 70 mm a nad ní je spádová vrstva škvárobetonu tl. cca od 50 do 180 mm včetně zatření cementovým potěrem, na kterém je lepenková živičná krytina původně ze dvou pásů Ruberoid a asfaltových nátěrů. Nový střešní plášť po zateplení bude uvažován dle dokumentace Ing. Ličmanové – viz č. 2 v článku č. 2 Použité podklady a literatura.

4.b. Přístavba budovy L – ředitelství:

Přístavba budovy L – Ředitelství byla postavena dle projektové dokumentace (PD) z roku 1986 uvedené v článku č. 2 Použité podklady, ČSN a literatura pod bodem č. 3. Nosná konstrukce přístavby je na rozdíl od původní budovy montovaná prefabrikovaná a jako taková musela ctít konstrukční systém Blokopanel F-M, včetně tloušťek nosných stěn a světlých šířek traktů podle použitých stropních panelů a stropních desek.

Pokud jihozápadní štít původní patrové části budovy L – Ředitelství nazveme štítem jižním, pak přístavba do jisté míry tento štít obepíná. Před východní průčelí původní části je umístěn východní trakt přístavby šířky 6400 mm ($350 + 5700 + 300 + 50$ mm) délky 12700 mm ($350 + 12000 + 350$ mm). Tento východní trakt délky zasahuje 3,6 metru před východní průčelí původní části a končí 9,1 metru před jižním štítem původní části. Dilatační spára mezi přístavbou a původní budovou není kótovaná, ale vychází 50 mm.

Na východní trakt (viz. **Příloha P2**) navazuje jižní křídlo délky 23,45 metru, které má dva trakty. Ten o světlé šířce 5700 mm je na obvodu a ten o světlé šířce 2400 mm je u dilatace s původní částí. Jižní průčelí přístavby má délku 29,8 metru ($6,35$ m východní trakt + $23,45$ metru jižní křídlo). Na jižní křídlo navazuje západní křídlo šířky 8,8 metru, které má tři trakty, obvodové o světlé šířce 2400 mm a střední o světlé šířce 2700 mm, ve kterém je umístěno schodiště. Obvodové stěny mají tl. 350 mm a vnitřní nosné stěny 300 mm. Jeho délka od jižního křídla je $5700 + 350 = 6050$ mm a celková délka západního průčelí je 15,1 metru. Mezera mezi původní budovou ředitelství a západním křídlem by měla 2,4 metru a je v ní v úrovni přízemí umístěna rampa.

Nás zajímají hlavně stropní konstrukce a ty jsou ve všech podlažích stejné. Tam, kde je světlá šířka místností traktu 5700 mm, jsou uloženy stropní panely PZD 118/110 tl. 215 mm a šířky 1,2 metru a délky skladebně 6,0 metru. Nad trakty o světlé šířce 2400 mm a 2700 mm jsou uloženy stropní desky PZD 238-30/270 a PZD 238-30/300. Tyto stropní desky jsou plné a mají tloušťku 100 mm a šířku 290 mm, skladebně 300 mm. Ale v západním křídle, kde je světlá délka traktů 5,7 metru mohly být uloženy i stropní panely PZD 118/110. Bohužel nemám k dispozici statickou část PD, případně výkresy těžké montáže, ale dle stavebního řezu B-B by zde měly být použity stropní desky PZD.

Střecha nad přístavbou je plochá. Nad celou přístavbou jsou navrženy jen dvě střešní vpusti. Spád střešní krytiny je 2 až 4%. Rozdíl výšek mezi vpustí a krytinou u atiky je cca 200 mm. Střešní plášť dle PD z roku 1986 tvoří spádový násyp z hutné strusky tl. 50 až 250 mm, na kterém jsou uloženy desky Velox tl. 50 mm s větracími kanálky. Na deskách Velox (Heraklit) jsou uloženy střešní tepelně izolační dílce Polsid v tl. 100 mm a vodotěsná střešní krytina z asfaltových pásů tl. 20 mm. Na krytině měly být uloženy betonové dlaždice 300/300/40 mm po 600 mm v obou směrech proti účinkům sání větru. Kolem atik byla vytvořena svislá mezera vyzdřením rovnoběžné zídky z cihel CDm na výšku struskového násypu ve vzdálenosti 50 mm od atiky tak, že otvory cihel CDm musely být vodorovné. Dutina šířky 50 mm byla nahoře uzavřena deskami Velox a vrstvami tepelné izolace. Tato větrací dutina po obvodu atiky byla propojena otvory v atice s exteriérem. Větrací otvory v atice se nesmí při zateplování fasády zakrýt, musí být naopak prodlouženy opět až na fasádu.

Nový střešní plášť po zateplení bude uvažován dle dokumentace Ing. Ličmanové z roku 2006 – viz č. 2 v článku č. 2 Použité podklady a literatura (úprava „C“). Konkrétně se tam navrhovala perforace stávající střešní krytiny až po tepelnou izolaci, položení parotěsné vrstvy – asfaltového pásu s vložkou z hliníkové fólie a nová vrstva tepelné izolace EPS tl. 80 mm a položení nové střešní krytiny tl. min 3 mm (Fatrafol).

5. Statické posouzení stropní konstrukce pod střechou I. patra původní budovy:

Posuzovaná část budovy L je řešena jako podélný dvojtrakt, má dvě obvodové a jednu střední nosnou zeď tloušťky 450 mm, mezi kterými je světlá vzdálenost v obou traktech 5400 mm. Zapůjčená statická část původní projektové dokumentace z roku 1954 je téměř kompletní, chybí jen výkres B1 – Výkres bednění stropu nad I. patrem. To je ovšem strategický výkres pro posouzení právě této stropní konstrukce. Jsou ale k dispozici stavební výkresy, kde je několik řezů budovou a hlavně statické výkresy A1 a A2, kde je nakreslena výztuž všech trámů a desek stropní konstrukce nad I. patrem. Všechny prvky mají v jejich názvu na začátku „I“ na znamení, že se jedná o prvek stropní konstrukce nad I. patrem. Je nakreslena výztuž jediné desky ID₁ a také výztuž trámu IT₁ a trámu IT₁^x kterých má být 26 ks. Z výkresu výztuže vyplývá, že trámy IT₁ a IT₁^x tvoří vždy jednu polovinu spojitého nosníku a jejich výztuž je identická. Kontroloval jsem počty výztuže ve Výkazu výztuže.

Jedinou nejistotou je skutečnost, že na ozalidové kopii je nakreslena výztuž v poli 2 Ø 20 + 1 Ø 18 a tužkou jsou profily přepsány na 2 Ø 22 + 1 Ø 22. Obdobně nad střední podporou je výztuž 2 Ø 20 + 1 Ø 18 tužkou přepsána na 2 Ø 22 + 1 Ø 16. Přitom profily Ø 18 a Ø 16 nad podporou označují příložku horní výztuže, které měly být správně dva kusy, ale nakreslen a vykázán je jen jeden kus. Profily Ø 20 a Ø 22 jsou horní části spodních profilů s ohybem, které jdou proti sobě a je možno je sečíst. Nezbyvá, než posoudit obě varianty.

Trámečky IT₁ jsou široké 150 mm v osově rozteči 900 mm. Světlá vzdálenost mezi trámy IT₁ je 750 mm, což je světlé rozpětí stropní desky ID₁. Stropní desku ID₁ tvoří z hlediska výkresu výztuže ve skutečnosti dvě desky tl. 50 mm. Jedna vytváří horní líc stropní konstrukce a druhá zase spodní líc stropní konstrukce. Mezi horní a spodní stropní deskou je dutina výšky 250 mm a do ní muselo být vloženo ztracené bednění, jinak nemohla být stropní konstrukce vyrobena.

Na **příloze P1** je naskenována výztuž desky ID₁ v příčném řezu. Pomímám to, že podle současně platných norem desku tl. 50 mm nelze s ohledem na požadavky na krytí výztuže betonem téměř navrhnout a pokud ano, pak určitě ne s výztuží při obou površích. Na příloze P1 je vidět, že výška ohybu podélné výztuže desky je jen 25 mm. Co mi vadí, je absence spodní výztuže u horní desky. U horní desky je jen jedna výztuž, která je šikmými ohyby tvarována tak, že přeskakuje od horního líce ke spodnímu líci a naopak. Pokud se ale zamyslíme nad tím, jak se taková stropní konstrukce buduje, tak lze mnohé pochopit. Zkusím to popsat.

Na plnoplošné bednění stropní konstrukce se položí jako první v místě budoucích trámů propojovací výztuž z profilu Ø 5,5 mm, která je ohnutá ve tvaru U, dole široká 200 mm a obě svislé části prutu délky 300 mm s hákem na konci. Tyto kotevní propojovací prvky se osazují v podélné ose trámy s mezerou 200 mm (viz. druhá strana **Přílohy P1**). Dále se položí spodní podélná výztuž spodní desky Ø 5,5 á 400 mm a ohýbaná výztuž Ø 5,5 také po 400 mm. Výsledkem je následující uspořádání výztuže dolní desky: uprostřed desky Ø 5,5 po 200 mm a prakticky všechny podélné pruty prochází nad kotevním propojovacím prvkem s trámem. Položí se rozdělovací výztuž (RV) a trubky topení Crittall a spodní deska v tl. 50 mm se zabetonuje. Na zabetonovanou spodní desku se položí bednicí krabice ztraceného bednění šířky 750 mm a výšky 250 mm v délce rovné světlé šířce místnosti tedy 5,40 metru. Mezi bednicí krabice se vloží armokoše výztuže trámů, které jsou položeny na spodní desku, ale zasahují až k hornímu líci horní desky. Do armokošů jsou vloženy spodní i horní výztuž svázané uzavřenými třmínky Ø 5,5 po 250 mm. Na armokoše se uloží výztuž horní desky a ta je tak na trámy vlastně zavěšena. Spodní výztuž horní desky by se musela složitě provlékat přes armokoše trámů a nutně by narazila na horní podélnou výztuž trámů. Proto tam rovná spodní výztuž chybí. Tento problém jsem konzultoval a zjistil jsem, že se takto trámečkové stropy se

spodní deskou běžně dělaly. Podíval jsem se i na desku D2, která je ve stropní konstrukci nad celým přízemím dvoupodlažní části ředitelství. Tam má horní deska rovněž tloušťku 50 mm a výztuž je totožná s tím, že místo po 200 mm je kladena po 160 mm. Kdyby to nefungovalo, tak už by se to muselo projevit. A o chybu, či opomenutí také nejde, protože je tam i deska D2^x, která je jen v jednom poli vedle schodiště vzadu u štítu a tam výztuž s ohyby místo po 160 mm dali po 320 mm a přidali tam rovnou spodní výztuž po 160 mm. Důvodem byla skutečnost, že potřebovali lokálně zvednout ohybovou únosnost stropní desky, protože to pole má světlou šířku 950 mm místo běžných 750 mm.

Ted' ještě k výztuži trámů IT₁ – viz **Příloha P3**. Ty jsou navrženy jako spojitý nosník o dvou stejných polích. Mají spodní výztuž v poli 1 Ø 20 + 1 Ø 18 (2 Ø 22) a uprostřed 1 Ø 20 (1 Ø 22) s ohyby k hornímu povrchu v druhé řadě nad střední podporou. V závorce jsou uvedeny průměry profilů pravděpodobného skutečného provedení.

Horní výztuž nad střední podporou je 2 x 2 Ø 20 + 1 Ø 18 (2 x 2 Ø 22 + 1 Ø 16) při jejich šířce 150 mm a výšce 250 + 50 = 300 mm. Přitom profily Ø 18 (Ø 16) jsou rovnou příložkou horní výztuže nad střední podporou a profil v závorce opět pravděpodobné skutečné provedení. Třmínky jsou dvoustřížné Ø 5,5 po 250 mm. Ovšem posouvající síly u podpor obvodových i vnitřní přenášejí hlavně ohyby podélné výztuže a smyková příložka u vnitřní podpory. Spodní desku do výšky trámů započítat nelze.

Zatížení stropní konstrukce pod střechou patrové části původní budovy L:

Kromě zatížení nahodilého od sněhu v charakteristické hodnotě $0,8 \times 1,5 = 1,2$ kPa jsem již ve všech posudcích uvažoval i s rezervou zatížení $50 \text{ kg/m}^2 = 0,5$ kPa. Takže nahodilé zatížení je včetně zatížení sněhem $0,8 \times 1,5 = 1,2$ kN/m² celkem $1,7 \text{ kN/m}^2$ plochy střechy. Zatížení stálé horní desky je tvořeno zatížením od střešního pláště a od vlastní tíhy horní desky tl. 50 mm. Zatížení stropního trámu se zvedá ještě o vlastní tíhu spodní desky včetně omítky podhledu stropu, případně od zavěšeného podhledu stropu a o vlastní tíhu trámu.

Skladbu původního střešního pláště jsem uvažoval dle stavebních řezů v maximální výšce u atiky 250 mm. Od spodu ze 70 mm pěnobetonu, 50 až 180 mm spádového škvárobetonu včetně 20 mm cementového potěru a původní lepenkové krytiny tl. také 20 mm. Na tu se podle PD dle bodu č. 2 literatury přidala nová lepenka s Al vložkou jako parozábrana, tepelná izolace EPS 80 mm a nová střešní krytina z fólie PVC. Stanovil jsem charakteristické i návrhové zatížení spodní i horní části stropní desky D1 a výztuž jsem vzal z původních armovacích výkresů. Pak jsem desku posoudil programem pro posuzování žb konstrukcí podle EC 2. Ale vnitřní síly v desce i trámu byly vypočteny ručně.

Výsledky statického posouzení:

Horní deska ID1: Tato deska nese vlastní tíhu střešního pláště a s ním i zatížení nahodilé od sněhu, ke kterému byla připočtena i potřebná rezerva zatížení. Toto zatížení horní deska vnáší do stropního trámu T1. Výztuž desky ID1 je na **příloze P1**. Posouzení je dokumentováno v **příloze P7 a P8**. Deska ID1 vyhovuje a má tedy rezervu únosnosti 50 kg/m^2 půdorysné plochy střechy!

Dolní deska ID1: Tato deska má podobnou výztuž jako horní deska a navíc její spodní výztuž je dovedena až do podpory. Podporou je trám IT1, který je podporou v tom smyslu, že je na něm spodní deska zavěšena pomocí výztuže Ø 5,5 po 200 mm. Dolní deska nese jen vlastní tíhu,

případně zatížení od bednicích krabic pro betonáž horní desky. Takže ji není nutno posuzovat, ale propojovací (závěsná) výztuž $\varnothing 5,5$ po 200 mm byla posouzena a vyhovuje i když její průměr je hodně malý a je náchylný oslabení korozí.

Stropní trám IT1: Stropní trám má výšku spolu s horní deskou 300 mm a šířku 150 mm. Trám má spodní podélnou výztuž $2 \times \varnothing 20 + 1 \times \varnothing 18$, z toho je jeden profil $\varnothing 20$ s ohyby k hornímu povrchu nad krajní i vnitřní podporou. Horní výztuž nad vnitřní podporou je rovněž $2 \times \varnothing 20 + 1 \times \varnothing 18$. Z toho $2 \times \varnothing 20$ jsou profily s ohybem ze spodní výztuže jdoucí proti sobě a $\varnothing 18$ je dlouhá příložka horní výztuže nad vnitřní podporou. Blíže viz **příloha P3**. Stropní trám má nejmenší rezervu únosnosti, přesněji vyhoví až po redistribuci ohybových momentů z průřezu nad střední podporou, kde je překročena jeho únosnost, do obou přilehlých polí, kde je naopak rezerva únosnosti trámu a to nebylo využito jeho T průřezu, protože je výztuž horní desky tvořící spolu s trámem ten T průřez, slabá, má malý průměr a velkou rozteč na to, aby se s ní dalo v T průřezu uvažovat. Nějaký vliv nepochybně má, ale nelze jej stanovit výpočtem. Naopak redistribuce momentů může proběhnout díky poddajnosti relativně slabého betonu B170 (C 12/15). Při výpočtu zatížení trámu IT1 bylo nutno využít kombinačních součinitelů a zatížení počítat podle výrazů 6.10a a 6.10b z ČSN EN 1990.

Poznámky ke statickému posouzení:

Zatížení bylo vypočteno v charakteristické i návrhové velikosti, takže bylo možno žb monolitické desky a trámy posoudit podle eurokódu EC 2. Posuzované žb konstrukce byly v původní PD navrženy z betonu B170 a oceli 10370. Místo betonu B170 byl zvolen beton C12/15 a ocel betonářské výztuže 10370 byla nahrazena ocelí 10216. Jedná se o beton a ocel, které se svými mechanickými parametry původnímu betonu a oceli nejvíce blíží.

Určitou nejistotu vnáší do posudků otázka nakolik odpovídá skutečnosti skladba a objemové hmotnosti materiálů jednotlivých vrstev střešního pláště se kterými je uvažováno ve statickém posouzení. Naopak nelze vyloučit, že je na stavbě v trámech osazena výztuž $\varnothing 22$ místo $\varnothing 20$, jak je popsáno ve druhém odstavci článku č. 5, což by vedlo k větší únosnosti stropních trámů IT1. Ovšem ověřit skutečné provedení výztuže není jednoduché. Dá se realizovat buď na vnitřní podporou shora po dočasném odstranění stávajícího střešního pláště. Nebo naopak zespoda cca uprostřed šířky traktů o světlé šířce 5400 mm, ale trámy jsou až nad spodní deskou (podhledovou žb deskou tl. 50 mm) protože výztuž trámu je uložena až nad touto deskou.

Další skutečnosti zvyšující rizikovost posuzovaných konstrukcí stropní konstrukce pod střechou:

- a) Malá tloušťka horní i spodní části desky D1 a s tím spojené obtížné vtěsnání výztuže do desky a malé krytí výztuže betonem, které se v té době tak neřešilo jak v současnosti. S tím souvisí i možnost, že beton desky může být zkarbonatovaný. Všechno uvedené se může projevit především korozí výztuže. Statické posouzení defacto uvažuje všechny materiály jako nové, jak byly předepsány v původní projektové dokumentaci.
- b) Malý průměr výztuže 5,5 mm. Korozivní úbytek na povrchu výztuže, který zmenší průměr výztuže o 1 mm zmenší plochu výztuže o 33%. Zmenšení průměru o 2 mm už zmenší plochu výztuže o 60%! Přitom se nemusí jednat o souvislou korozi, stačí jen lokální koroze nebo i důlková koroze.

- c) U spodní desky k tomu přistupuje skutečnost, že přímo do desky byly zabudovány trubky topení Crittall. Podle sdělení zástupce uživatele toto topení dlouho nevydrželo, protože při stavbě byly místo měděných trubek použity ocelové. Unikající vlhkost z trubek při jejich prorezavění nebo ze spojů vytváří ideální podmínky pro korozi betonu i výztuže.

Proto jsem prošel všechny přístupné místnosti pod konstrukcí stropu pod střechou posuzované části a našel jsem jednu trhlinu ve spodní desce rovnoběžnou s trámem ve druhé kanceláři od kanceláře Ing. Kmetě směrem k přístavbě. Chci zdůraznit, že vzhledem k výše uvedeným rizikům je nutno podhled stropní konstrukce sledovat, zejména během montáže FVE a po ní a případné nové trhlinky či deformace hlásit a řešit.

Všechny výpočty a posudky jsou přiloženy ve dvou přílohách, **Příloze P7** s názvem „Statické posouzení“ a **příloze P8** s názvem „Posudky žb desek a trámů“.

Závěr provedeného statického posouzení této části budovy je, že stávající střecha nad patrovou částí budovy L - ředitelství VYHOVÍ na přitížení do 50 kg/m².

6. Posouzení stropní konstrukce pod střechou Přístavby budovy L – Ředitelství:

Skladba střešního pláště a stropní konstrukce pod plochou střechou Přístavby budovy L- Ředitelství byla již popsána v článku 4b. Nahodilé zatížení je uvažováno jako zatížení od sněhu plus rezerva zatížení 50 kg/m² půdorysu střechy. Stálé zatížení je tvořeno vlastní tíhou střešního pláště a omítky podhledu. S vlastní tíhou stropních panelů a stropních desek se neuvažuje, protože v katalogích Prefy Olomouc je uváděna hodnota dovoleného charakteristického zatížení stropního panelu a desek bez jejich vlastní tíhy. Jinými slovy je uváděno zatížení v charakteristické (normové) hodnotě, kterým je možno stropní panel nebo stropní desku přitížit navíc k její vlastní tíze.

Podle projektové dokumentace z roku 1986 (viz článek 2.3) jsou pod velkou částí plochy střechy uloženy dutinové stropní panely tloušťky 215 mm na rozpětí 5,7 metru s označením PZD 118/10. Tyto stropní panely mají poměrně vysokou únosnost v charakteristické hodnotě bez vlastní tíhy panelu 13,35 kN/m = cca 11,1 kN/m², tedy více než 1,1 tuny na metr čtverečný! Vypočtené charakteristické zatížení stropu pod střechou od tíhy střešního pláště omítky podhledu plus od zatížení nahodilého od sněhu a od rezervy únosnosti 50 kg/m² = 0,5 kN/m² činí celkem 4,9 kN/m². Toto celkové zatížení nedosahuje ani poloviny únosnosti stropních panelů a tyto **stropní panely PZD 118/10 bezpečně vyhovují na současné zatížení i po případném jejich přitížení cca 50 kg/m² = 0,5 kN/m².**

Poznámka: Stropní panel PZD 118/10 je nejúnosnější z řady tří stropních panelů, které mají stejné rozměry a váhu, ale rozdílné vyztužení a únosnost. Ale i nejméně únosný stropní panel PZD 116/10 má dovolené zatížení cca 5,37 kN/m² a vyhověl by na výše uvedené celkové zatížení včetně rezervy.

Nad chodbou světlé šířky 2,4 metru podél jižního štítu patrové původní části budovy L, která je součástí jižního křídla přístavby (viz **Příloha P2**) a nad všemi třemi trakty západního křídla přístavby o světlych šířkách 2,4 + 2,7 + 2,4 metru jsou uloženy stropní desky PZD 238-30/270 a PZD 238-30/300. Tyto stropní desky mají šířku 300 mm výšku 100 mm a délku 2,7 metru respektive 3,0 metru. Jejich charakteristická únosnost je u obou uvedených stropních desek

stejná a činí $1,91 \text{ kN/m} = \text{cca } 6,36 \text{ kN/m}^2$. Tato únosnost stropních desek je dostatečná, ale část jejich únosnosti může být spotřebována vyrovnáním rozdílu výšek stropních desek a stropních panelů, protože se kladou tak, že jejich podhled je v jedné rovině. Takže na desky byl proveden buď násyp struskou v tl. $215-100 = 115 \text{ mm}$ nebo byl rozdíl výšek na stavbě dobetonován. V případě zásypu struskou ještě stropní desky vyhovují na celkové zatížení nahodilé od sněhu + rezerva zatížení 50 kg/m^2 a na zatížení stálé od tíhy střešního pláště a omítky podhledu stropních desek.

V případě dorovnání výšek stropních desek s výškou stropních panelů betonem jsem přesvědčen, že do betonu byla vložena svařovaná síť, takže dobetonávka byla samonosná. Toto vyztužení by bylo uvedeno na výkrese skladby stropní konstrukce. Ale protože statická část PD či její část s názvem Těžká montáž se nedochovala, není to možné potvrdit. Ale i bez vyztuže se spojením dobetonávky se stropními deskami zvýšila jejich statická výška a jejich únosnost minimálně o 25 % a v takovém případě stropní desky rovněž vyhovují na celkové zatížení nahodilé od sněhu + rezerva zatížení 50 kg/m^2 a na zatížení stálé od tíhy střešního pláště a omítky podhledu stropních desek zvětšené o vlastní tíhu dobetonávky. Toto statické posouzení je přiloženo v příloze P9.

Závěr provedeného statického posouzení Přístavby budovy L – Ředitelství zní, že stropní konstrukce pod střechou Přístavby budovy L - ředitelství má rezervu únosnosti do 50 kg/m^2 .

7.Návrh opatření:

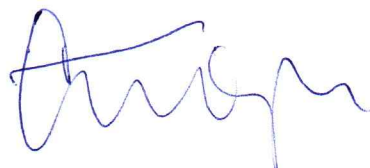
S ohledem na oblasti sání větru na střechách podle ČSN EN 1991-1-4 doporučuji se při využívání rezervy v únosnosti stropní konstrukce vyhnout okrajům střechy minimálně do vzdálenosti cca 1,5 metru od okraje střechy a zejména nárožím všech střech!

Po obvodu střechy jsou i největší výšky spádové vrstvy střešního pláště a navíc je možno okraje střechy využít při případném odstraňování sněhu se střechy.

Stávající střešní krytina pravděpodobně nesplňuje požadavek na její životnost cca 20 let po montáži FVE bez možnosti její běžné údržby a oprav.

8. Závěr:

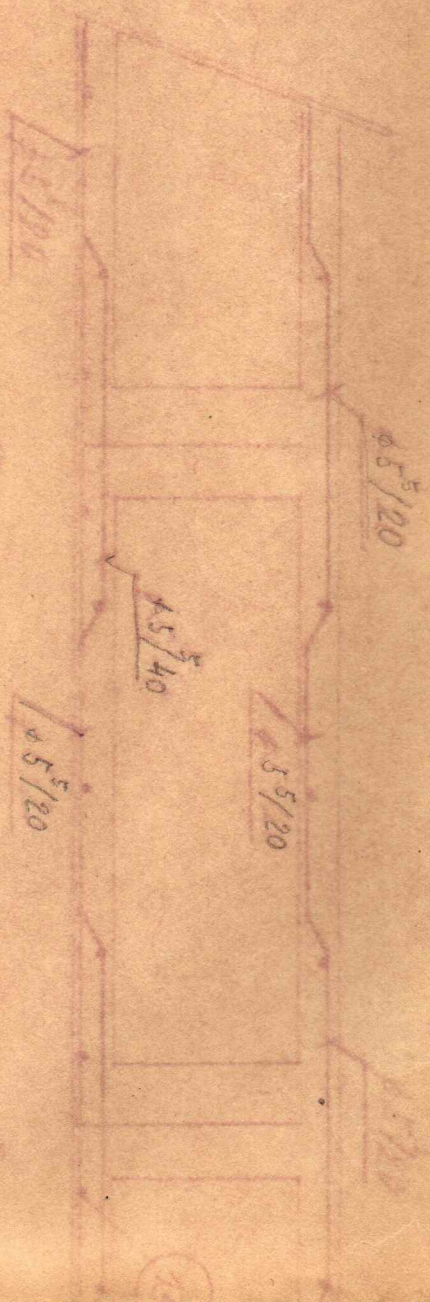
Stropní konstrukce pod plochou střechou nad patrovou původní částí budovy L – ředitelství včetně stropní konstrukce pod střechou budovy Přístavby z roku 1986 mají rezervu únosnosti do 50 kg/m^2 .



V Ostravě leden až říjen 2023

Ing. František Šindýlek
602 825 905, f.sindylek@volny.cz

104



45 x 45

Proportional change (9) to 5/20, with 100



41

Proportional change (10) to 5/20, with 100



41

Proportional change (11) to 5/20, with 100



4.3 BUDOVÁ L PRÍZEMÍ

4.4. BUDOVA L PÁTRNOVA ČASTI



MEET SE



Pratové části

YÝCHOVNÍ TRÁKT PRÍSTAVE

PRIL04A P2

SKLADBA NOVÉ S-ŘECHY – viz. ÚPRAVA

± 0,000 = PODLAHA 1.NP



MAZEV SLAVNY	27607 DOWELL COMBING AIR
--------------	--------------------------

IT₁ × 26 IT₁^x

⑦ 1/25x

$$\frac{26.20 + 14.18}{22}$$

540

① $2 \times 2\phi 5^{\frac{5}{8}}$ d. 440, k.u.v. 104 + 2 = 106

③ $2 \times 1\phi 20$ d. 620, k.u.v. 52 + 1 = 53

415

⑤ $2 \times 1\phi 20$ d. 655, k.u.v. 52 + 1 = 53

22

16

$$\frac{26.20 + 14.18}{22}$$

45

② $1\phi 18$ d. 440, k.u.v. 26 + 1 = 27

180

235 $\phi 22$

$\phi 16$

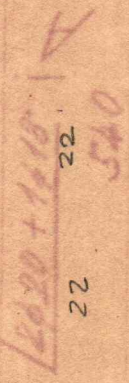
$$\frac{20}{45}$$

$$\frac{20}{45}$$

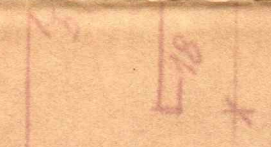
④

2020 + 1418

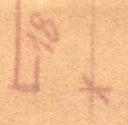
22 540



① 2x26.5" d. 440, kuso 104 + 2 = 106
430

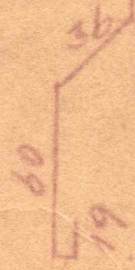


② 1418 d. 440, kuso 26 + 1 = 27
405



180

③ 2x1620 d. 820, kuso 52 + 1 = 53
415



235 222



415

⑤ 2x1620 d. 655, kuso 52 + 1 = 53
615



⑥ 2x1618 d. 650, kuso 52 + 1 = 53
615



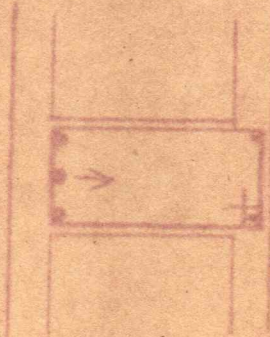
IT₁

$$\frac{2420 + 1018}{22} = 540$$

(1)

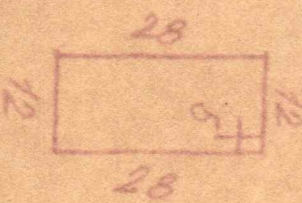
4.5 57

Per A-A



4.5

(1) 145/25 01 90



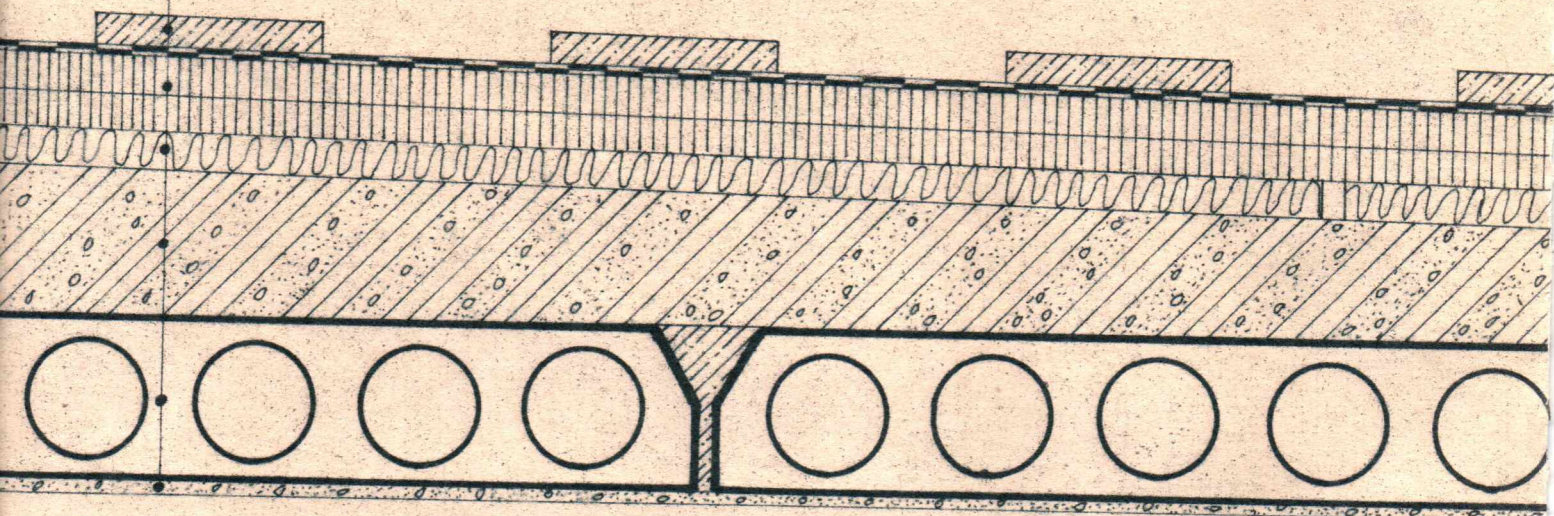
2001 235, 6000 26+1-27

(3)

SKLADBA STŘECHY

M 1:10

BETONOVÉ DLAŽDICE 300x300x40	40 mm
VODOTĚSNÁ IZOLACE (Na, IPA 500H, 2x BITAGIT SI+SA 101)	20
POLSID LEPENÝ ASFALTOVÝM NÁTĚREM	100
VELOX S VĚTRACÍMI KANÁLKY	50
NÁSYP Z HUTNÉ STRUSKY VE SPÁDU	250 - 50
STROPNÍ PANEL PZD 118/10	215
OMÍTKA ŠTUKOVÁ VNITŘNÍ	15



Dokumentace střešního provedení
± 0,000 = PODLAHA 1.NP

Lurčina s.r.o.

736 01 Havířov-Město, Palackého 2
 DIC CZ25886550

ČÍSLO KOPIE 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19

11.9.2006 *[Signature]*

NÁZEV STAVBY		ZHOTOVITEL DOKUMENTACE	
Nemocnice Třinec příspěvková organizace REKONSTRUKCE STŘECH OBJEKTŮ		PRIMA PROJEKT  ING. BLANKA LIČMANOVÁ Komárovská 13 CZ 746 01 OPAVA fax: +420553821670 info@primaprojekt.cz www.primaprojekt.cz	
OBJEDNATEL DOKUMENTACE	ZODP. PROJEKTANT PROFESE	VYPRACOVAL	
Nemocnice Třinec příspěvková organizace Kaštanová 268 739 61 Třinec	Ing. BLANKA LIČMANOVÁ ČKAIT 1102206		
STUPEŇ PD : STAVEBNÍ ŘÍZENÍ	DÍL/OBJEKT – PROFESE	VÝKRES Č.	
ZAKÁZKA:	NÁZEV VÝKRESU		
DATUM: 04/2006	TEXTOVÁ ČÁST		
MĚŘÍTKO : 1:50			

hmotnosti musí být kotvení hydroizolačního souvrství provedeno až k ŽB stropní konstrukci.

Následuje perforování stávajícího asfaltového souvrství dle výše popsaném způsobu.

Potom budou provedeny vrstvy nového střešního souvrství dle výše uvedeného návrhu. Celé souvrství bude kotveno prvky dostatečně odolnými proti korozi s použitím prvků s přerušným tepelným mostem. Empirický návrh počtu kotev (výpočtová únosnost kotvy nosné vrstvě min. 400N) – v ploše min. 3ks/m², na okrajích 6 ks/m², v rozích 9 ks/m². Jiný počet kotev stanovený dodavatelem bude doložen statickým výpočtem.

1.4 BUDOVA ŘEDITELSTVÍ A SKLADU

C

1.4.1 Skladba stávající střešní konstrukce (od interiéru)

- vápenná omítka s malbou
- stropní konstrukce – panel tl. 150mm
- spádová vrstva – násyp z hutněné strusky 50-250mm
- tepelná izolace Velox ve spádu tl. 50mm
- tepelná izolace POLSID 100mm
- asfaltové souvrství

1.4.2. Předpoklad návrhu nového střešního pláště

Při provádění je nutno určit stav spádové vrstvy – při současné neexistenci parotěsné zábrany lze předpokládat množství uzavřené vlhkosti v této konstrukci. Při potvrzení tohoto předpokladu je nutno osadit do nově navržené skladby střešního pláště expanzní odvětrávací komínky tak, aby bylo umožněno v letním období odtah zkondenzované vlhkosti do venkovního prostoru. Po splnění funkce budou tyto komínky demontovány a hydroizolační vrstva 100% vyspravena.

1.4.3. Skladba nového střešního pláště (od interiéru)

- vápenná omítka s malbou
- stropní konstrukce
- spádová vrstva – násyp
- stávající tepelná izolace ve spádu tl. 100+50mm

NOVÉ KONSTRUKCE:

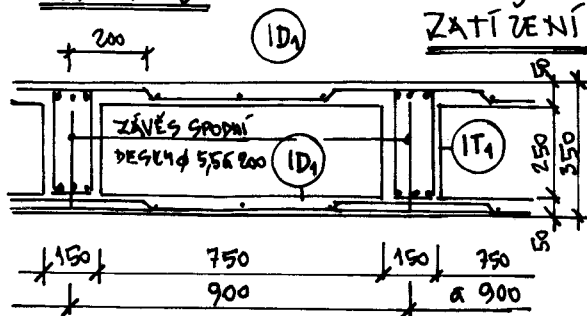
- perforace stávajícího asfaltového souvrství až k úrovni stávající tepelné izolace – zajištění tzv. expanzní funkce - celoplošně perforovat kruhovými otvory o průměru 40mm. Vzdálenost středů otvoru je 11 cm podél a 6cm napříč pásu
- parotěsná vrstva – asfaltový pás s vložkou z hliníkové folie kaširované skleněnou rohoží a povrchovou úpravou jemnozrnným minerálním posypem. Tato vrstva bude vytažena minimálně 150mm nad úroveň nové tepelné izolace
- tepelná izolace vrstvou tl. 80mm EPS s objemovou hmotností minimálně 20-25kg/m³
- vrstva tepelné izolace 50mm bude provedena na celou výšku atiky
- hydroizolační folie tl.min. 3mm

1.4.4. Způsob provádění

Budou provedeny sondy pro potvrzení předpokladu a zjištěna vlhkost násypu. Stávající asfaltové souvrství je nutno perforovat dle výše uvedeného. Toto perforování provést až na úroveň kaširované vrstvy stávajících desek POLSID. Potom budou provedeny vrstvy nového střešního souvrství dle výše uvedeného návrhu.

STŘECHA PATROVÉ ČÁSTI BUDOVY L - ŘEDITELSTVÍ:

ŘEZ 1:1:2A:



ZATÍŽENÍ:

ZATÍŽENÍ DO SPODNÍ DESKY (TOUZE STĚLE)

OD VLASTNÍ TÍHY DESKY $0,05 \cdot 25 = 1,25 \cdot 1,35 = 1,7 \text{ kN/m}^2$
 OD OHNÍTYCH POSUVU STROPU $0,015 \cdot 20 = 0,30 \cdot 1,35 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
 CELKEM: $g_k = 1,55 \text{ kN/m}^2$; $q_d = 2,10 \text{ kN/m}^2$

ZATÍŽENÍ OD SPODNÍ DESKY DO TRÁHU (IT1):

$q_d = 2,1 \cdot 0,9 = 1,89 \text{ kN/m}$; $g_k = 1,55 \cdot 0,9 = 1,4 \text{ kN}$

OCEL 10370

BUDE VE STATICKÉM
VÝPOČTU NAHRATELNÁ
OCELI 10216 E

POSOUZENÍ ZÁVĚSU Ø 5,5mm a 200mm

ZATÍŽENÍ DO JEDNOHO ZÁVĚSU Ø 5,5mm: $N_d = \frac{1,89}{5} = 0,378 \text{ kN} = 0,4 \text{ kN}$

VÝZTUŽ Ø 5,5mm: $A = 23,8 \text{ mm}^2$ $f_{yk} = 206 \text{ MPa}$ $\gamma_s = 1,15$; $f_{yk} = \frac{206}{1,15} = 179 \text{ MPa}$

POSOUZENÍ: $N_{Rd} = 23,8 \cdot 179 \cdot 10^{-3} = 4,26 \text{ kN}$ $N_d = 0,40 \text{ kN}$; VYHOVUJE!

ZATÍŽENÍ HORNÍ DESKY (ID1):

1. ZATÍŽENÍ NAHODIVÉ (UŽITNÉ):

OD SNĚHU $0,8 \cdot 1,5 = 1,2 \cdot 1,5 = 1,80 \text{ kN/m}^2$
 PŘEDPOKLÁDANÁ REZERVA ÚMOSNOSTI (50 kN/m) $0,15 \cdot 1,5 = 0,225 \text{ kN/m}^2$
 NAHODIVÉ CELKEM: $g_{k1} = 1,7 \text{ kN/m}^2$ $q_{d1} = 2,55 \text{ kN/m}^2$

2. ZATÍŽENÍ STĚLE OD STŘEŠNÍHO PLÁŠTĚ A VLASTNÍ TÍHY HORNÍ DESKY:

OD KRYTINY PVC A EPS TL. 80mm $0,05 \cdot 1,35 = 0,07 \text{ kN/m}^2$
 PAROTÁBRANA + PŮVODNÍ KLEPNÁVÁ KRYTINA TL. 20mm $0,25 \cdot 1,35 = 0,34 \text{ kN/m}^2$
 CEMENTOVÝ ROTEL TL. 20mm $0,020 \cdot 23 = 0,46 \cdot 1,35 = 0,62 \text{ kN/m}^2$
 ŠKŮBA ŽELEZA 20 ÷ 140mm: $\frac{90L+0,4}{2} \cdot 1,2 = 0,40 \cdot 1,2 = 1,20 \cdot 1,35 = 1,62 \text{ kN/m}^2$
 PĚNO BETON TL. 70mm $0,070 \cdot 10 = 0,70 \cdot 1,35 = 0,95 \text{ kN/m}^2$
 VLASTNÍ TÍHA $0,050 \cdot 25 = 1,25 \cdot 1,35 = 1,69 \text{ kN/m}^2$

ZATÍŽENÍ STĚLE CELKEM: $g_{k2} = 3,91 \text{ kN/m}^2$; $q_{d2} = 5,29 \text{ kN/m}^2$

3. ZATÍŽENÍ HORNÍ DESKY ID1 CELKEM: $\Sigma g_k = 5,61 \text{ kN/m}^2$; $\Sigma q_d = 7,84 \text{ kN/m}^2$

POSOUZENÍ VÝZTUŽE Ø 5,5 a 200mm JAKO ŠIKMÉHO ZÁVĚSU HORNÍ DESKY:

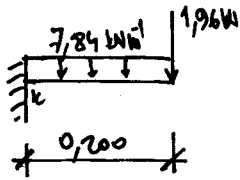
ZATÍŽENÍ SVISLÉ: ZATĚŽOVÁ ŠÍŘKA: $((900 - 2 \cdot 200) \cdot 0,5 = 250 \text{ mm})$

$P_d = 7,84 \cdot 0,25 = 1,96 \text{ kN}$

SÍLA V DIAGONÁLE: $N_d = \frac{1,96}{\sin 30^\circ} = \frac{1,96}{0,5} = 3,92 \text{ kN} \ll N_{Rd} = 4,26 \cdot 5 = 21,3 \text{ kN}$

VYHOVUJE!





POSOUZENÍ HORNÍ VÝZTUŽE HORNÍ DESKY NAD TRÁHEM:

$$M_{dk} = 0,5 \cdot 7,84 \cdot 0,200^2 + 1,96 \cdot 0,200 = 0,157 + 0,392 = \underline{0,55 \text{ kNm}}$$

STANOVENÍ MOMENTŮ V HORNÍ DESCE OD ROVNOMĚRNÉHO ZATÍŽENÍ:

NAD TRÁHEM: $M_d = 1/12 \cdot 7,84 \cdot 0,9^2 = \underline{0,53 \text{ kNm}}$

V POLI: $M_d = 1/10 \cdot 7,84 \cdot 0,9^2 = \underline{0,635 \text{ kNm}}$

POSOUZENÍ VÝZTUŽE DESKY (ID1) Ø 5,5 a 200 mm; BETON C 12/15

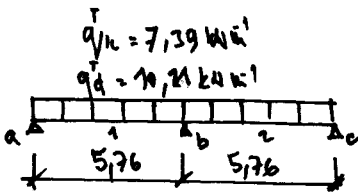
POSOUZENÍ: $M_{red} = \underline{0,76 \text{ kNm}} > M_{dk} = 0,635 \text{ kNm}$, VYHOVUJE!

VIZ. PŘÍLOHA

a) STROPNÍ TRÁM (IT1): VÝZTUŽ V POLI 2Ø20 + 1Ø18
NAD VNITŘNÍ PODPOROU 2Ø20 + 1Ø18

<u>ZATÍŽENÍ:</u>	OD HORNÍ DESKY STĚLE	$3,91 \cdot 0,9 = 3,52 \cdot 1,35 = 4,75 \text{ kNm}^2$
	OD HORNÍ DESKY NÁHODILÉ	$1,17 \cdot 0,9 = 1,53 \cdot 1,50 = 2,30 \text{ kNm}^2$
	OD SPODNÍ DESKY STĚLE	$1,55 \cdot 0,9 = 1,40 \cdot 1,35 = 1,89 \text{ kNm}^2$
	OD VLASTNÍ TÍHY TRÁMU	$0,25 \cdot 0,25 \cdot 25 = 0,94 \cdot 1,35 = 1,27 \text{ kNm}^2$

$$l = \frac{2 \cdot 5,74 + 0,45 + 5,74 \cdot 0,95}{2} = \underline{5,76 \text{ m}}$$



$$q_k^T = 7,39 \text{ kNm}^2; q_d^T = 10,21 \text{ kNm}^2$$

MOMENT NAD PODPOROU: $M_b = 0,125 \cdot 10,21 \cdot 5,76^2 = \underline{42,34 \text{ kNm}}$, $M_d = 23,81 \text{ kNm}$

MOMENT V POLI: $M_{d1} = M_{d2} = 0,0703 \cdot 10,21 \cdot 5,76^2 = \underline{23,81 \text{ kNm}}$

POSOUZENÍ: (VÝZTUŽ 2Ø20 + 1Ø18)

$h = 300 \text{ mm}$; $b = 150 \text{ mm}$; BETON B 170 \Rightarrow C 12/15; OCEL A 2370 \Rightarrow S 235

$M_{red} = \underline{33,11 \text{ kNm}} > M_{d1} = M_{d2} = 23,81 \text{ kNm}$, VÝZTUŽ V POLI VYHOVUJE!

NAD PODPOROU: $M_{red} = 33,11 \text{ kNm} < M_d = 42,34 \text{ kNm}$, VÝZTUŽ NAD PODPOROU NEVYHOVUJE!

POSOUZENÍ MOŽNOSTI REDISTRIBUCE:

$$\Sigma M_{red} = 33,11 + 33,11 = 66,22 \text{ kNm} > \Sigma M_d = 42,34 + 23,81 = 66,15 \text{ kNm}$$

ABY VÝZTUŽ TRÁHU VYHOVĚLA, MUSELA BY BÝT REDISTRIBUCE TOTÁLNÍ!

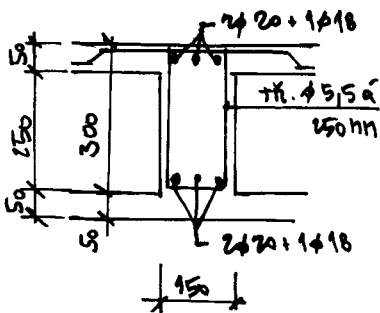
b) POSOUZENÍ PRO VÝZTUŽ ALTERNATIVNÍ DLE TEORETICKÉHO SKUTEČNÉHO PROVEDENÍ:

V POLI VÝZTUŽ 3Ø22: $M_{red} = 38,59 \text{ kNm} > M_d = 23,81 \text{ kNm}$, VYHOVUJE!

V PODPŘE VÝZTUŽ 2Ø22 + 1Ø16: $M_{red} = 34,94 \text{ kNm} < M_d = 42,34 \text{ kNm}$, NEVYHOVUJE!

MOŽNOST REDISTRIBUCE: $\Sigma M_{red} = 38,59 + 34,94 = 73,53 > M_d = 66,15 \text{ kNm}$

REDISTRIBUCE BY BYLA MOŽNÁ, POKUD NA STAVBĚ TAKOVÁ VÝZTUŽ SKUTEČNĚ JE!



POSOUZENÍ TRÁHU IT₁ NA KOMBINACI ZATÍŽENÍ DLE ČSN EN 1990:

0. ZATÍŽENÍ STÁLE CHARAKTERISTICKÉ: [kN/m¹]

$$\begin{array}{ccc} \text{HORNÍ DESKA} & \text{DOLNÍ DESKA} & \text{VL. TRÁVA} \\ q_k = 3,52 & + 1,40 & + 0,94 = \underline{5,86 \text{ kN/m}^1} \end{array}$$

1. ZATÍŽENÍ NÁHODIVĚ OD SNĚHU: $Q_{k1} = 0,8 \cdot 1,50 = 1,20 \cdot 0,9 = \underline{1,08 \text{ kN/m}^1}$

2. ZATÍŽENÍ NÁHODIVĚ REZERVA 50 kg/m²: $Q_{k2} = 0,5 \cdot 0,9 = \underline{0,45 \text{ kN/m}^1}$

KONTROLA: $5,86 + 1,08 + 0,45 = 7,39 \Rightarrow \underline{7,39 = 7,39, OK!}$

TABULKA A1.2 B - NÁVRHOVÉ HODNOTY ZATÍŽENÍ (STR/GEO) SOUBOR B

$$\gamma_{G1, sup} = 1,35, \gamma_{Q1} = 1,5$$

(VÝRAZ 6.10): $\gamma_{G1, sup} G_{k1, sup} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k2}$ / pro střešní (H) $\Rightarrow 0$
volí m 0,7
 $= 1,35 \cdot 5,86 + 1,5 \cdot 1,08 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 0,45 = \underline{10,0 \text{ kN/m}^1}$

(VÝRAZ 6.10a): $\gamma_{G1, sup} \cdot G_{k1, sup} + \gamma_{Q1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k2}$
 $= 1,35 \cdot 5,86 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 1,08 + 1,5 \cdot 0,45 \cdot 0,7 \cdot 0,45 = \underline{9,2 \text{ kN/m}^1}$

$$\xi = 0,85$$

(VÝRAZ 6.10b): $\xi \cdot \gamma_{G1, sup} \cdot G_{k1, sup} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k2}$
 $= 0,85 \cdot 1,35 \cdot 5,86 + 1,5 \cdot 1,08 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 0,45 = \underline{8,82 \text{ kN/m}^1} < 9,2 \text{ kN/m}^1$

VOÍ SE 6.10 NEBO NEPŘÍZNIVĚJŠÍ Z 6.10a A 6.10b. VOÍ M 6.10a $\Rightarrow 9,2 \text{ kN/m}^1$

MOMENT NA D PODPORU:

$$M_d = 0,125 \cdot 9,2 \cdot 5,76^2 = \underline{38,15 \text{ kNm}} > M_{rd} = 33,1 \text{ kNm} \text{ NEVHODUJE!}$$

MOMENT V POLI:

$$M_{d1} = M_{d2} = 0,0703 \cdot 9,2 \cdot 5,76^2 = \underline{21,46 \text{ kNm}} < M_{rd} = 33,1 \text{ kNm} \text{ VYHOVUJE!}$$

POSOUZENÍ MOŽNOSTI REDISTRIBUCE OHYBOVÝCH MOMENTŮ:

$$\Sigma M_d = 38,15 + 21,46 = 59,61 < \Sigma M_{rd} = 33,1 + 33,1 = 66,22 \text{ kNm}$$

ZÁVĚR: REDISTRIBUCE OHYBOVÝCH MOMENTŮ Z PRŮŘEZU NA D
PODPOR DO OBOU POLÍ JE MOŽNÁ A PO REDISTRIBUCE
TRÁH IT₁ VYHOVUJE!

POZNÁMKA: V UVAŽOVANÉM NÁHODIVĚM ZATÍŽENÍ JE UVAŽOVÁNO
1 REZERVOU ZATÍŽENÍ V CHARAKTERISTICKÉ HODNOTĚ
0,5 kPa = 50 kg/m² A TO TAK UDESKY ID₁ TAK I U TRÁHU IT₁.

Nem.Třinec_budova L patrová Deska ID1

Rozpětí stropní kce L = 0,9 m

Vstupní údaje

Stupeň vlivu prostředí

XC1

Návrhová životnost

80

let

Požární odolnost

30

REI

Materiály:

Je nutné použít kvalitnější pevnostní třídu betonu !!!!

C16/20

Zadání vnitřních sil

$m_{Ed} = 0,635$ kNm

$m_{Ed,q} =$ $m_{Ed,ch} =$ kNm

$V_{Ed} = 3$ kN

Zadání geometrie

$h = 50$ mm

Třída betonu :	C12/15	C12/15	Výztuž :	10 216 E	10 216 E
$f_{ck} = 12$ Mpa			$f_{yk} = 206$ Mpa		
$\alpha_{cc} = 1$ v ČR se uvažuje hodnotou 1			$\gamma_s = 1,15$ součinitel spolehlivosti materiálu		
$\gamma_c = 1,50$ součinitel spolehlivosti materiálu			$E_s = 200,00$ Gpa		
$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 8,00$ Mpa			$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 179,13$ Mpa		
$f_{ctm} = 1,6$ Mpa			$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 0,90$ [‰]		
$E_{cm} = 27,1$ Gpa					
$\epsilon_{cu3} = 3,5$ [‰]					

Rovnoměrné rozdělení napětí betonu v tlaku ηf_{cd}

po výšce λx

$$\eta = \frac{1}{0,8} \quad \xi_{bal,1} = \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{cu3} + \epsilon_{cu3}} = 0,796$$

- bilineární pracovní diagram s vodorovnou horní větví bez omezeného přetvoření

Zadání plochy výztuže

Vrstva

Profil ve vrstvě

Osová vzdálenost

Krytí profilu

Plocha na 1 mb

Celková plocha

Teoretická osa plochy výztuže

Účinná výška průřezu

	27 mm	27 mm	27 mm	27 mm
i =	1	2	3	4
ϕ i =	5,5			
si =	200			
ci =	10			
ai =	119	0	0	0
	$a_{s1} = 119$ mm ²			
	$d_1 = 13$ mm			
	$d = 37$ mm			

min. vzdálenosti prutů

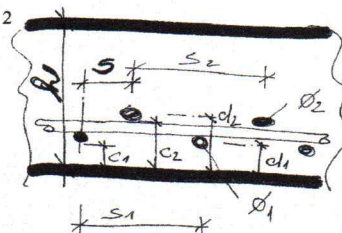
$$s_{min} = \max(k_1 \cdot \phi, d_g + k_2, 20mm)$$

$$= s_{min} \quad 27 \text{ mm}$$

$$k_1 = 1,2$$

$$k_2 = 5$$

$$d_g = 22 \text{ mm}$$



Posouzení

$$x = \frac{a_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} = 3,3 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d} = 0,089258 < \xi_{bal,1} = 0,796$$

Vyhovuje

$$m_{Rd} = a_{s1} f_{yd} (d - 0,5 \lambda x) = 0,76 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Ed} = 0,635 < m_{Rd} = 0,76 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Ed} < m_{Rd} \quad \text{Vyhovuje}$$

Kontrola vyztužení

$$a_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d}{f_{yk}}; 0,0013 \cdot b_t \cdot d \right\}$$

$$a_{s1} = 119 > a_{s,min} = 73,9 \text{ mm}^2$$

$$a_{s1} > a_{s,min} \quad \text{Vyhovuje}$$

$$a_{s1} \leq 0,04 A_c = 2000 \text{ mm}^2 > a_{s1} = 119 \text{ mm}^2$$

Vyhovuje

$$a_{s,min} \geq \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d}{f_{yk}} = 73,93 \text{ mm}^2$$

$$a_{s,min} \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 48,43 \text{ mm}^2$$

Nem. Třinec Bud. Lpatrová trám IT1 pole 2x20+1x18

Rozpětí stropní kce L = 5,76 m

Vstupní údaje

Stupeň vlivu prostředí XC1

Návrhová životnost 50 let

Požární odolnost 30 REI

Materiály: Je nutné použít kvalitnější pevnostní

Zadání vnitřních sil

$m_{Ed} = 23,81$ kNm

$m_{Ed,q} = 0,00$ $m_{Ed,ch} = 0,00$ kNm

$V_{Ed} =$ kN

Zadání geometrie

h = 300 mm

b = 150 mm

Třída betonu :	C12/15	C12/15	Výztuž :	10 216 E	10 216 E
$f_{ck} = 12$ Mpa			$f_{yk} = 206$ Mpa		
$\alpha_{cc} = 1$ v ČR se uvažuje hodnotou 1			$\gamma_s = 1,15$ součinitel spolehlivosti materiálu		
$\gamma_c = 1,50$ součinitel spolehlivosti materiálu			$E_s = 200,00$ Gpa		
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 8,00$ Mpa			$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 179,13$ Mpa		
$f_{ctm} = 1,6$ Mpa			$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 0,90$ [‰]		
$E_{cm} = 27,1$ Gpa					
$\epsilon_{cu3} = 3,5$ [‰]					

Rovnoměrné rozdělení napětí betonu v tlaku po výšce λx

$$\eta = 1 \quad \xi_{bal,1} = \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{cu3} + \epsilon_{cu3}} = 0,796$$

$$\lambda = 0,8$$

- bilineární pracovní diagram s vodorovnou horní větví bez omezeného přetvoření

Zadání plochy výztuže

Vrstva

Profil ve vrstvě

Počet prutů

Krytí profilu

Plocha na 1 mb

Celková plocha

Teoretická osa plochy výztuže

Účinná výška průřezu

Vzdálenost mezi pruty

Min světlost mezi pruty $s \leq s_{s1,max}$

	27 mm	27 mm	27 mm	27 mm
i =	1	2	3	4
$\phi i =$	20	18		
ks =	2	1		
ci =	15	15		
ai =	628	254	0	0
$a_{s1} =$	883			
$d_1 =$	25			
$d =$	275			

s1 = 80 mm

Ok

min. vzdálenosti prutů

$$s_{min} = \max(k_1 \cdot \phi, d_g + k_2, 20mm)$$

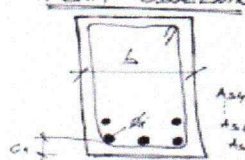
$$= s_{min} \quad 27 mm$$

$$k_1 = 1,2$$

$$k_2 = 5$$

$$d_g = 22 mm$$

TRAM - Osová vzdálenost



Posouzení

$$x = \frac{a_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} = 164,7 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d} = 0,5984 < \xi_{bal,1} = 0,796$$

Vyhovuje

$$m_{Rd} = a_{s1} \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,5 \lambda x) = 33,11 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Ed} = 23,81 < m_{Rd} = 33,11 \text{ kNm/m}$$

$m_{Ed} < m_{Rd}$ Vyhovuje

Kontrola vyztužení

$$a_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d}{f_{yk}}, 0,0013 \cdot b_t \cdot d \right\}$$

$$a_{s1} = 883 > a_{s,min} = 82,0 \text{ mm}^2$$

$a_{s1} > a_{s,min}$ Vyhovuje

$$a_{s1} \leq 0,04 A_c = 12000 \text{ mm}^2$$

$$> a_{s1} = 883 \text{ mm}^2$$

Vyhovuje

$$a_{s,min} \geq \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d}{f_{yk}} = 81,95 \text{ mm}^2$$

$$a_{s,min} \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 53,68 \text{ mm}^2$$

Smyk

$$\min(V_{Rd,max}) = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \left(\frac{\cot \Theta}{1 + \cot^2 \Theta} \right) = 49,493 \text{ kN}$$

$$\cot \Theta = 2,5 - \text{volíme}$$

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,571$$

$$z = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x = 209 \text{ mm}$$

$|V_{ed}| \leq \min(V_{Rd,max}) \rightarrow$ Lze navrhnout smykovou výztuž za předpokladu $\cot \Theta = 2,5$

Třmínky

n = 2 počet stříhů na třmínku

$\phi i = 5,5$ mm - profil třmínku

a = 250 mm - osová vzdálenost třmínků

$A_{sw} = 48$ mm² - plocha třmínků

$$a \leq s_{min}$$

Velká osová vzdálenost třmínků!!!

$$\max = 206 \text{ mm}$$

$$V_{rd,s} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s} \cdot z \cdot \cot \Theta = 17,82 \text{ kN}$$

$$|V_{ed}| = 0 \text{ kN} \leq V_{rd,s} = 17,82 \text{ kN}$$

Navrhnutý třmínek vyhovuje

Návrh konstrukční smykové výztuže

- vzdálenost třmínků

$$s \leq 0,75 \cdot d = 206,5 \text{ mm}$$

$$s \leq 400 \text{ mm}$$

$$s_{vr,min} = 206,4662 \text{ mm}$$

- omezení stupně vyztužení

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} \geq \rho_{w,min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,00135$$

$$s_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot \rho_{w,min}} = 235,47 \text{ mm}$$

$$s_{min} = \min(s_{vr,min}, s_w) = 206,47 \text{ mm}$$

Nem. Třinec Bud.L patrová trám IT1 nad podporou

Rozpětí stropní kce L = 5,76 m

Vstupní údaje

Stupeň vlivu prostředí XC1

Návrhová životnost 50 let

Požární odolnost 30 REI

Materiály: Je nutné použít kvalitnější pevnostní

Zadání vnitřních sil

$m_{Ed} = 42,34$ kNm

$m_{Ed,q} = 0,00$ $m_{Ed,ch} = 0,00$ kNm

$V_{Ed} = 27,6$ kN

Zadání geometrie

h = 300 mm

b = 150 mm

Třída betonu :	C12/15	C12/15	Výztuž :	10 216 E	10 216 E
$f_{ck} = 12$ Mpa			$f_{yk} = 206$ Mpa		
$\alpha_{cc} = 1$ v ČR se uvažuje hodnotou 1			$\gamma_s = 1,15$ součinitel spolehlivosti materiálu		
$\gamma_c = 1,50$ součinitel spolehlivosti materiálu			$E_s = 200,00$ Gpa		
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 8,00$ Mpa			$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 179,13$ Mpa		
$f_{ctm} = 1,6$ Mpa			$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 0,90$ [‰]		
$E_{cm} = 27,1$ Gpa					
$\epsilon_{cu3} = 3,5$ [‰]					

Rovnoměrné rozdělení napětí betonu v tlaku ηf_{cd}

po výšce λx

$$\eta = 1 \quad \xi_{bal,1} = \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{cu3} + \epsilon_{cu3}} = 0,796$$

$$\lambda = 0,8$$

- bilineární pracovní diagram s vodorovnou horní větví bez omezeného přetvoření

Zadání plochy výztuže

Vrstva

Profil ve vrstvě

Počet prutů

Krytí profilu

Plocha na 1 mb

Celková plocha

Teoretická osa plochy výztuže

Účinná výška průřezu

Vzdálenost mezi pruty

Min světlost mezi pruty $s \leq s_{s1,max}$

	27 mm	27 mm	27 mm	27 mm
i =	1	2	3	4
$\phi i =$	20	18		
ks =	2	1		
ci =	15	15		
ai =	628	254	0	0
$a_{s1} =$	883			
$d_1 =$	25			
d =	275			

s1 = 80 mm

Ok

min. vzdálenosti prutů

$$s_{min} = \max(k_1 \cdot \phi, d_g + k_2, 20mm)$$

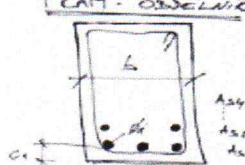
$$= s_{min} \quad 27 \text{ mm}$$

$$k_1 = 1,2$$

$$k_2 = 5$$

$$d_g = 22 \text{ mm}$$

TRAM - OSOVÁ VÝŠKA



Posouzení

$$x = \frac{a_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} = 164,7 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d} = 0,5984 < \xi_{bal,1} = 0,796$$

Vyhovuje

$$m_{Rd} = a_{s1} \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,5 \lambda x) = 33,11 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Ed} = 42,34 < m_{Rd} = 33,11 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Ed} < m_{Rd}$$

Nevyhovuje !!!

Kontrola vyztužení

$$a_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_i \cdot d}{f_{yk}}, 0,0013 \cdot b_i \cdot d \right\}$$

$$a_{s1} = 883 > a_{s,min} = 82,0 \text{ mm}^2$$

$$a_{s1} > a_{s,min} \text{ Vyhovuje}$$

$$a_{s1} \leq 0,04 A_c = 12000 \text{ mm}^2$$

$$> a_{s1} = 883 \text{ mm}^2$$

Vyhovuje

$$a_{s,min} \geq \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_i \cdot d}{f_{yk}} = 81,95 \text{ mm}^2$$

$$a_{s,min} \geq 0,0013 \cdot b_i \cdot d = 53,68 \text{ mm}^2$$

Smyk

$$\min(V_{Rd,max}) = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \left(\frac{\cot \Theta}{1 + \cot^2 \Theta} \right) = 49,493 \text{ kN}$$

$$\cot \Theta = 2,5 - \text{volíme}$$

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,571$$

$$z = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x = 209 \text{ mm}$$

$$|V_{ed}| \leq \min(V_{Rd,max}) \rightarrow \text{Lze navrhnout smykovou výztuž za předpokladu } \cot \Theta = 2,5$$

Třmínky

n = 2 počet stříhů na třmínku

$\phi i = 5,5$ mm - profil třmínku

a = 250 mm - osová vzdálenost třmínků

$A_{sw} = 48$ mm² - plocha třmínků

$$a \leq s_{min}$$

Velká osová vzdálenost třmínků!!!

$$\max = 206 \text{ mm}$$

$$V_{rd,s} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s} \cdot z \cdot \cot \Theta = 17,82 \text{ kN}$$

$$|V_{ed}| = 27,6 \text{ kN} \leq V_{rd,s} = 17,82 \text{ kN}$$

Třmínky nevyhovuje

Návrh konstrukční smykové výztuže

- vzdálenost třmínků

$$s \leq 0,75 \cdot d = 206,5 \text{ mm}$$

$$s \leq 400 \text{ mm}$$

$$s_{vr,min} = 206,4662 \text{ mm}$$

- omezení stupně vyztužení

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} \geq \rho_{w,min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,00135$$

$$s_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot \rho_{w,min}} = 235,47 \text{ mm}$$

$$s_{min} = \min(s_{vr,min}, s_w) = 206,47 \text{ mm}$$

Nem. Třinec Bud. Lpatrová trám IT1, pole 3x22

Rozpětí stropní kce L = 5,76 m

Vstupní údaje

Stupeň vlivu prostředí XC1
Návrhová životnost 50 let
Požární odolnost 30 REI
Materiály:

Je nutné použít kvalitnější pevnostní třídu

Zadání vnitřních sil

$m_{Ed} = 23,81$ kNm
 $m_{Ed,q} = 0,00$ kNm
 $V_{Ed} = 0$ kN

Zadání geometrie

h = 300 mm
b = 150 mm

Třída betonu :	C12/15	C12/15	Výztuž :	10 216 E	10 216 E
$f_{ck} = 12$ Mpa			$f_{yk} = 206$ Mpa		
$\alpha_{cc} = 1$ v ČR se uvažuje hodnotou 1			$\gamma_s = 1,15$ součinitel spolehlivosti materiálu		
$\gamma_c = 1,50$ součinitel spolehlivosti materiálu			$E_s = 200,00$ Gpa		
$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 8,00$ Mpa			$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 179,13$ Mpa		
$f_{ctm} = 1,6$ Mpa			$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 0,90$ [‰]		
$E_{cm} = 27,1$ Gpa					
$\epsilon_{cu3} = 3,5$ [‰]					

Rovnoměrné rozdělení napětí betonu v tlaku ηf_{cd}

po výšce λx
 $\eta = 1$
 $\lambda = 0,8$
 $\xi_{bal,1} = \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{cu3} + \epsilon_{cu3}} = 0,796$

- bilineární pracovní diagram s vodorovnou horní větví bez omezeného přetvoření

Zadání plochy výztuže

Vrstva
Profil ve vrstvě
Počet prutů
Krytí profilu
Plocha na 1 mb
Celková plocha
Teoretická osa plochy výztuže
Účinná výška průřezu
Vzdálenost mezi pruty
Min světlost mezi pruty

	27 mm	27 mm	27 mm	27 mm
i =	1	2	3	4
ϕ_i =	22			
ks =	3			
ci =	15			
ai =	1140	0	0	0
$a_{s1} =$	1140			
$d_1 =$	26			
$d =$	274			

min. vzdálenosti prutů

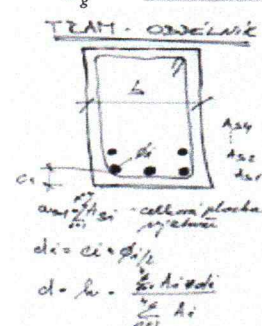
$s_{min} = \max(k_1 \cdot \phi, d_g + k_2, 20mm)$

$= s_{min} = 27 mm$

$k_1 = 1,2$

$k_2 = 5$

$d_g = 22 mm$



Posouzení

$x = \frac{a_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} = 212,8 mm$
 $\xi = \frac{x}{d} = 0,7766 < \xi_{bal,1} = 0,796$
Vyhovuje

$m_{Rd} = a_{s1} \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,5 \lambda x) = 38,59 kNm/m$

$m_{Ed} = 23,81 < m_{Rd} = 38,59 kNm/m$

$m_{Ed} < m_{Rd}$ **Vyhovuje**

Kontrola vyztužení

$a_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d}{f_{yk}}, 0,0013 \cdot b_t \cdot d \right\}$
 $a_{s1} = 1140 > a_{s,min} = 81,6 mm^2$
 $a_{s1} > a_{s,min}$ **Vyhovuje**

$a_{s,min} \geq \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d}{f_{yk}} = 81,57 mm^2$

$a_{s,min} \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 53,43 mm^2$

$a_{s1} \leq 0,04 A_c = 12000 mm^2 > a_{s1} = 1140 mm^2$
Vyhovuje

Smyk

$\min(V_{Rd,max}) = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \left(\frac{\cot \Theta}{1 + \cot^2 \Theta} \right) = 44,644 kN$
 $\cot \Theta = 2,5 - volíme$

$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,571$
 $z = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x = 189 mm$

$|V_{Ed}| \leq \min(V_{Rd,max}) \rightarrow$ **Lze navrhnout smykovou výztuž za předpokladu $\cot \Theta = 2,5$**

Třmínky

n = 2 počet střihů na třmínku
 $\phi_i = 5,5$ mm - profil třmínku
a = 250 mm - osová vzdálenost třmínků
 $A_{sw} = 48 mm^2$ - plocha třmínků
 $a \leq s_{min}$

Velká osová vzdálenost třmínků!!!

max = 206 mm

$V_{rd,s} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s} \cdot z \cdot \cot \Theta = 16,08 kN$

$|V_{Ed}| = 0 kN \leq V_{rd,s} = 16,08 kN$

Navrhnutý třmínek vyhovuje

Návrh konstrukční smykové výztuže

- vzdálenost třmínků

$s \leq 0,75 \cdot d = 205,5 mm$

$s \leq 400 mm$

$s_{vr,min} = 205,5 mm$

- omezení stupně vyztužení

$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} \geq \rho_{w,min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$

$\rho_{w,min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,00135$

$s_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot \rho_{w,min}} = 235,47 mm$

$s_{min} = \min(s_{vr,min}, s_w) = 205,50 mm$

Nem. Třinec Bud. Lpatrová trám IT1, podp. 2x22,1x16

Rozpětí stropní kce L = 5,76 m

Vstupní údaje

Stupeň vlivu prostředí XC1
Návrhová životnost 50 let
Požární odolnost 30 REI

Materiály: Je nutné použít kvalitnější pevnostní třídu

Zadání vnitřních sil

$m_{Ed} = 42,34$ kNm
 $m_{Ed,q} = 0,00$ kNm
 $V_{Ed} = 27,6$ kN

Zadání geometrie

h = 300 mm
b = 150 mm

Třída betonu :	C12/15	C12/15	1	Výztuž :	10 216 E	10 216 E
$f_{ck} = 12$ Mpa				$f_{yk} = 206$ Mpa		
$\alpha_{cc} = 1$				$\gamma_s = 1,15$		součinitel spolehlivosti materiálu
$\gamma_c = 1,50$				$E_s = 200,00$ Gpa		
$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 8,00$ Mpa				$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 179,13$ Mpa		
$f_{ctm} = 1,6$ Mpa				$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 0,90$ [‰]		
$E_{cm} = 27,1$ Gpa						
$\epsilon_{cu3} = 3,5$ [‰]						

Rovnoměrné rozdělení napětí betonu v tlaku ηf_{cd}
po výšce λx

$$\eta = 1 \quad \xi_{bal,1} = \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{cu3} + \epsilon_{cu3}} = 0,796$$

- bilineární pracovní diagram s vodorovnou horní větví bez omezeného přetvoření

Zadání plochy výztuže

Vrstva

Profil ve vrstvě

Počet prutů

Krytí profilu

Plocha na 1 mb

Celková plocha

Teoretická osa plochy výztuže

Účinná výška průřezu

Vzdálenost mezi pruty

Min světlost mezi pruty $s \leq s_{s1,max}$

	27 mm	27 mm	27 mm	27 mm
i =	1	2	3	4
ϕ i =	22	16		
ks =	2	1		
ci =	15	15		
ai =	760	201	0	0
$a_{s1} = 961$ mm ²				
$d_1 = 25$ mm				
$d = 275$ mm				

$s_1 = 76$ mm
Ok

min. vzdálenosti prutů

$$s_{min} = \max(k_1 \cdot \phi, d_g + k_2, 20 \text{ mm})$$

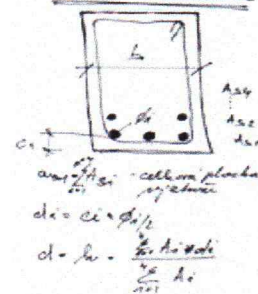
$$s_{min} = 27 \text{ mm}$$

$$k_1 = 1,2$$

$$k_2 = 5$$

$$d_g = 22 \text{ mm}$$

TRAM - ODEŠLÁVÁ



Posouzení

$$x = \frac{a_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} = 179,4 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d} = 0,6532 < \xi_{bal,1} = 0,796$$

Vyhovuje

$$m_{Rd} = a_{s1} \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,5 \lambda x) = 34,94 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Ed} = 42,34 < m_{Rd} = 34,94 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Ed} < m_{Rd} \text{ Nevyhovuje !!!}$$

Kontrola vyztužení

$$a_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d}{f_{yk}}, 0,0013 \cdot b_t \cdot d \right\}$$

$$a_{s1} = 961 > a_{s,min} = 81,8 \text{ mm}^2$$

Vyhovuje

$$a_{s,min} \geq \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d}{f_{yk}} = 81,76 \text{ mm}^2$$

$$a_{s,min} \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 53,55 \text{ mm}^2$$

$$a_{s1} \leq 0,04 A_c = 12000 \text{ mm}^2 > a_{s1} = 961 \text{ mm}^2$$

Vyhovuje

Smyk

$$\min(V_{Rd,max}) = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \left(\frac{\cot \Theta}{1 + \cot^2 \Theta} \right) = 47,952 \text{ kN}$$

$\cot \Theta = 2,5$ - volíme

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,571$$

$$z = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x = 203 \text{ mm}$$

$$|V_{Ed}| \leq \min(V_{Rd,max}) \rightarrow \text{Lze navrhnout smykovou výztuž za předpokladu } \cot \Theta = 2,5$$

Třmínky

n = 2 počet střihů na třmínku
 ϕ i = 5,5 mm - profil třmínku
a = 250 mm - osová vzdálenost třmínků
 $A_{sw} = 48$ mm² - plocha třmínků
 $a \leq s_{min}$

Velká osová vzdálenost třmínků!!!

$$\max = 206 \text{ mm}$$

$$V_{rd,s} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s} \cdot z \cdot \cot \Theta = 17,27 \text{ kN}$$

$$|V_{Ed}| = 27,6 \text{ kN} \leq V_{rd,s} = 17,27 \text{ kN}$$

Třmínky nevyhovují

Návrh konstrukční smykové výztuže

- vzdálenost třmínků

$$s \leq 0,75 \cdot d = 206,0 \text{ mm}$$

$$s \leq 400 \text{ mm}$$

$$s_{w,min} = 205,9706 \text{ mm}$$

- omezení stupně vyztužení

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} \geq \rho_{w,min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,00135$$

$$s_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot \rho_{w,min}} = 235,47 \text{ mm}$$

$$s_{min} = \min(s_{w,min}, s_w) = 205,97 \text{ mm}$$

STŘECHA PŘÍSTAVBY PATROVÉ ČÁSTI BUDOVY L - ŘEDITELSTVÍ:

ZATÍŽENÍ STROPNÍ KCE POD STŘECHOU PŘÍSTAVBY:

ZATÍŽENÍ OD SNĚHU NÁHODNÉ:

$$1,5 \cdot 0,8 = 1,2 \text{ kN/m}^2 = s_{sk} \quad \cdot 1,5 = 1,8 \text{ kN/m}^2 = s_{ud}$$

POTŘEBNÁ REZERVA NÁHODNÉHO ZATÍŽENÍ: (50 kg/m²)

$$0,50 \quad \cdot 1,5 = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

1. ZATÍŽENÍ NÁHODNÉ CELKEM: $\bar{q}_k = 1,7 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,5 = 2,55 \text{ kN/m}^2 = q_d$

2. ZATÍŽENÍ STÁVĚ OD STŘEŠNÍHO PLÁŠTĚ MAXIMÁLNÍ:

OD KRYTINY PVC A IZOLACE EPS 80 mm:	0,05 kN/m²
OD KRYTINY ŽIVICE TL. 25 mm: 0,015 · 12 =	0,18 kN/m²
POLSID 100 mm	0,10 kN/m²
VELOX 50 mm	0,05 · 4,5 = 0,23 kN/m²
NÁŠYP STŘEŠNÍCH	0,15 · 9 = 1,35 kN/m²
OMÍTKA PODHLEDU ŠTUKOVÁ 15 mm 0,015 · 18 =	0,27 kN/m²

$$g_{k2} = 3,20 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,35 = g_{d2} = 4,32 \text{ kN/m}^2$$

3. ZATÍŽENÍ STÁVĚ OD STŘEŠNÍHO PLÁŠTĚ MINIMÁLNÍ:

$$\text{OD NÁŠYPOU STŘEŠNÍCH TL. 50 mm} \quad 0,05 \cdot 9 = 0,45 \text{ kN/m}^2;$$

$$q_{k3} = 3,20 - 1,35 + 0,45 = 2,30 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,35 = q_{d3} = 3,11 \text{ kN/m}^2;$$

4. POSOUZENÍ STROPNÍHO PANELU PZD MB/10:

STROPNÍ PANEL PZD MB/10 VYRÁBĚLA PREFAB OLOMOUC. JEDNÁ SE O STROPNÍ PANEL NEPŘEDPÍATÝ DUTINOVÝ ROZMĚR 5980/1190/115 mm.

DOVOLENÉ ZATÍŽENÍ PANELU BEZ JEHO VLASTNÍ TÍHY NORMOVÉ: $q_{adm} = 13,35 \text{ kN/m}^2$

DOVOLENÉ NORMOVÉ / CHARAKTERISTICKÉ / ZATÍŽENÍ PANELU NA M² BEZ JEHO VLASTNÍ TÍHY JE $q_{adm} = 13,35 / 1,2 = 11,1 \text{ kN/m}^2$;

5. POSOUZENÍ STROPNÍHO PANELU PZD MB/10:

ZATÍŽENÍ:

OD NÁHODNÉHO ZATÍŽENÍ $1,2 \text{ kN/m}^2$ (OD SNĚHU) + 0,50 kN/m² = 1,7 kN/m²

ZATÍŽENÍ STÁVĚ OD STŘEŠNÍHO PLÁŠTĚ + OMÍTKY PODHLEDU MAXIMÁLNÍ: 3,2 kN/m²

CELKEM: $2 q_k = 4,9 \text{ kN/m}^2$;

6. POSOUZENÍ:

$$2 q_k = 4,9 \text{ kN/m}^2 < q_{adm} = 11,1 \text{ kN/m}^2; \text{ VYHODNĚNÍ!}$$

7. POSOUZENÍ STROPNÍCH DESEK PZD:

V JIŽNÍM KŘÍDLÉ JE VE 2. NP PŘÍSTAVBA REALIZOVANÁ CHODBA SVĚTLÉ ŠÍŘKY 2400 MM A NAD NÍ JSOU VLOŽENY STROPNÍ DESKY PZD 23B-30/270, KTERÉ JSOU ŽELEZO BETONOVÉ PLŮE A MAJÍ ROZMĚRY 2680/290/100 MM. JEJICH $q_{adm} = 1,91 \text{ kN/m}^2$ (BEZ VLASTNÍ TÍHY DESKY)

V ZÁPADNÍM KŘÍDLÉ (VIZ. PŘÍLOHA 72) JE SCHODIŠTĚ VE STŘEDNÍM TRAKTU O SVĚTLÉ ŠÍŘCE 2700 MM. NAD NÍM JSOU VLOŽENY STROPNÍ DESKY PZD 23B-30/300 ROZMĚRY 2980/290/100 MM. JEJICH ZATÍŽITELNOST DOKOVENÁ JE OPĚT $q_{adm} = 1,91 \text{ kN/m}^2$.

ÚNOSNOST STROPNÍCH DESEK PZD 23B-30/270 A PZD 23B-30/300 NA 1° PŮDORU JE:

$$q_{adm} = \frac{1,91}{0,30} = \underline{\underline{6,36 \text{ kN/m}^2}}$$

DESKY PZD 23B/30/XXX JSOU O 115 MM NIŽŠÍ NEŽ STROPNÍ PANELY PZD MB/10. TATO „PROHLUBENÍ“ TL. 115 MM SE MOHLA NA STAVBĚ ZASYPAT STROUSKOU PŘI SYTĚNÍ SPÁDOVÉHO NÁŠTUPU, NEBO SE MOHLA DOBETONOVAT. PŘI DOBETONOVÁNÍ DOŠLO KE SPOJENÍ ZÁLIVKY S VLASTNÍMI DESKAMI PZD A TÍHA DOŠLO KE ZVÝŠENÍ JEJICH ÚNOSNOSTI MINIMÁLNĚ O 25%.

7.a. POSOUZENÍ DESEK PZD POD MAXIMÁLNÍ VÝŠKOU STŘEŠNÍHO PLÁŠTĚ V PŘÍPADĚ DOKOVÁNÍ VÝŠEK STROUSKOU:

ZATÍŽENÍ:

OD NÁHODILÉHO ZATÍŽENÍ $1,2 \text{ kN/m}^2$ (SMĚL) $+ 0,5 \text{ kN/m}^2$ / REZERVA
 ZATÍŽENÍ STÁVĚ OD STŘEŠNÍHO PLÁŠTĚ + OHNĚK MAXIMÁLNÍ = $3,2 \text{ kN/m}^2$
 ZÁSYP STROUSKOU PROVYRAVNÁNÍ STROU MSMA 0,15 . 9 = $1,04 \text{ kN/m}^2$

CELKOVÉ CHARAKTERISTICKÉ ZATÍŽENÍ: $\Sigma q_k = 5,94 \text{ kN/m}^2$

POSOUZENÍ: $\Sigma q_k = 5,94 \text{ kN/m}^2 < q_{adm} = 6,36 \text{ kN/m}^2$; VYHOVUJE!

7.b. POSOUZENÍ DESEK PZD POD MAXIMÁLNÍ VÝŠKOU STŘEŠNÍHO PLÁŠTĚ V PŘÍPADĚ DOBETONOVÁNÍ ROZÁHU VÝŠEK BETONEM:

ZATÍŽENÍ (CHARAKTERISTICKÉ = NORMOVÉ):

OD NÁHODILÉHO ZATÍŽENÍ $1,2 \text{ kN/m}^2$ (SMĚL) $+ 0,5 \text{ kN/m}^2$ / REZERVA
 ZATÍŽENÍ STÁVĚ OD VL. TÍHY STŘEŠNÍHO PLÁŠTĚ + OHNĚK (MAX.) = $3,2 \text{ kN/m}^2$
 OD VL. TÍHY DOBETONOVÁNÍ $0,115 \cdot 24 = 2,76 \text{ kN/m}^2$

ZATÍŽENÍ NORMOVÉ CELKOVÉ: $q_n = q_k = 7,66 \text{ kN/m}^2$

POSOUZENÍ: $\Sigma q_k = 7,66 \text{ kN/m}^2 < q_{adm} = 6,36 \cdot 1,25 = 7,95 \text{ kN/m}^2$

VYHOVUJE!