

## D.3.2 Statický výpočet

Akce :                   **Stavební úpravy holičství + přístavba  
Masarykovo nám. č.p. 1340, Přelouč**

Část :                   D.3 - Základní stavebně konstrukční řešení

Investor :              Město Přelouč, Československé armády 1665, Přelouč

Místo :                 Přelouč, Masarykovo náměstí č.p. 1340

Stupeň projektu :     Dokumentace pro provádění stavby

Hlavní projektant :   Ing. V. Vomočil

Zpracoval :



.....  
Ing. Václav Zima

Masarykovo nám. 1544, 530 02 Pardubice

tel. 466 510 146, e-mail : [statici@centrum.cz](mailto:statici@centrum.cz)

Datum :               únor 2025

Počet listů :   20 A4

Číslo vyhotovení :

**Statický výpočet****Obsah :**

1./ Úvod.....	1
1.a./ Použité normy, publikace a výpočetní programy.....	1 - 2
1.b./ Dostupné podklady.....	2 - 3
1.c./ Popis stávajícího objektu.....	3
1.d./ Zhodnocení stavu nosných konstrukcí.....	3 – 6
1.e./ Popis stavebních úprav ve stávajícím objektu.....	6 – 7
1.f./ Popis nosné konstrukce přístavby.....	7 – 8
2./ Statický výpočet – přístavba ... návrh stropní konstrukce a překladu	
$L_s = 2,50$ m.....	9 - 20

Celkem 20 stran

**1./ Úvod**

Předmětem statického výpočtu v etapě dokumentace pro provádění stavby je návrh stropní konstrukce přístavby.

U ostatních nosných konstrukcí (stávající objekt – překlady, zděné pilíře; přístavba-základy) nedošlo ke změnám v návrhu konstrukcí → byly využity závěry výpočtu z DSP.

**1.a./ Použité normy, publikace a výpočetní programy**

Byly použity následující normy :

ČSN EN 1990/ r. 2004 Eurokód : Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991-1-1/r.2004 Eurokód 1 : Zatížení konstrukcí – Část 1-1 : Obecná

zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

ČSN EN 1991-1-3 / r.2004 Eurokód 1 : Zatížení konstrukcí –

Část 1-3 : Obecná zatížení - Zatížení sněhem

ČSN EN 1992-1-1/r.2006 Eurokód 2 : Navrhování betonových konstrukcí

Část 1-1 : Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN 73 1201 / r. 2010 Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb

ČSN EN 206 / r. 2014 Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

ČSN EN 1993-1-1 / r.2006 Eurokód 3 : Navrhování ocelových konstrukcí

Část 1-1 : Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN EN 1996-1-1 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce

ČSN EN 1997-1 / r. 2006 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla

ČSN 73 1001 / r. 1987 Základová půda pod plošnými základy

ČSN 73 1101 / r. 1981 Navrhování zděných konstrukcí

ČSN 72 1006 / r.2015 Kontrola zhutnění zemin a sypanin

ČSN ISO 13822 / r. 2014 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí

ČSN 73 0038 / r. 2014 Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – Doplnující Ustanovení

Pume, Čermák „Průzkumy a opravy stavebních konstrukcí“ (r. 1993)

Rochla: „Stavební tabulky“ (r.1987)

### 1.b./ Dostupné podklady

K dispozici byly rozpracované výkresy stavební části s návrhem požadovaných úprav. Stávající stav byl vykreslen na základě podkladů z projektové dokumentace stavebních úprav z roku 1992.

Zatížení sněhem - jedná se o I. sněhovou oblast podle ČSN EN 1991-1-3 s charakteristickou hodnotou zatížení sněhem na zemi  $s_k = 0,70 \text{ kN / m}^2$ .

Zatížení větrem - oblast lze zařadit podle ČSN EN 1991-1-4 do II. větrné oblasti s hodnotou výchozí základní rychlosti větru  $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$ . Na východní straně je objekt situován do oblasti parku. Proto byla uvažována kategorie terénu III (předměstský terén).

Dále bylo uvažováno s užitným svislým zatížením přístřešku nepřístupných střech  $q_k = 0,75 \text{ kN / m}^2$  (kategorie H).

Nejsou k dispozici žádné údaje o základových podmínkách v místě stávajícího objektu a plánované přístavby. Podle dostupné projektové dokumentace je základová spára základových pasů stávajícího objektu v hloubce 1,10 m pod terénem.

Nebyl prováděn stavebně technický průzkum objektu, stav objektu byl odhadnut na základě prohlídky objektu, která proběhla 5. prosince 2024 za provozu v objektu. Proto nebylo možné provádět průzkumné sondy ve zdivu apod., aby se zjistil druh zdiva.

V nosných stěnách byly zřetelné na několika místech trhliny → vzhledem k probíhajícímu provozu nebylo možné zjistit přesný stav objektu, stav nosných konstrukcí objektu včetně upřesnění trhlín bude stanoven po vybourání nenosných příček v průběhu rekonstrukce.

### **1.c./ Popis stávajícího objektu**

Jedná se o přízemní zděný nepodsklepený objekt o půdorysných rozměrech 12,45x8,60 m, který navazuje na několikapodlažní objekt základní školy. Výška objektu je 4,10 m. Podle dostupných podkladů je objekt založen na základových pasech šířky zhruba 0,5 m. Základová spára je v hloubce 1,10 m pod terénem.

Obvodové zdivo a střední nosná podélná stěna jsou podle podkladů 375 mm tlusté, tloušťka stěny u objektu školy je 250 mm. Pravděpodobně se jedná o zdivo z příčně děrovaných cihel metrických CDm o velikosti 240x115x150 mm.

Na jižní straně objektu je tloušťka zdiva 450 mm, zřejmě se jednalo o starší zdivo, ke kterému bylo přizděno novější zdivo objektu pravděpodobně bez jakéhokoli propojení.

Ve styku staršího a nového zdiva je výrazná trhlina, způsobená sedáním objektu.

Stropní konstrukce je ve dvou úrovních, v hlavní části je světlá výška místností 3,35 m, stropní konstrukci na světlé rozpětí 5,80 m tvoří železobetonové dutinové stropní panely tloušťky 250 mm. Na jižní a západní straně je světlá výška místností 2,10 m, nosnou stropní konstrukci tvoří železobetonová monolitická deska tloušťky 150 mm.

### **1.d./ Zhodnocení stavu nosných konstrukcí**

Objekt je na několika místech porušen trhlinami, výrazná trhlina je ve spáře mezi stropními panely, drobné trhliny ve spárách mezi stropními panely jsou i v hlavní místnosti kadeřnictví. Trhliny jsou zřetelné v nosných obvodových stěnách, zejména ve styku nosných konstrukcí různého stáří.

Výrazné trhliny jsou viditelné i v nenosných příčkách.

Na základě tvaru trhlín lze konstatovat, že příčinou trhlín ve spárách mezi stropními panely je nedostatečná tepelná izolace nad nosnou stropní konstrukcí. Změny teplot v různých ročních obdobích vyvolaly objemové změny nosných konstrukcí, které se projeví vznikem, případně rozšiřováním trhlín ve spárách mezi stropními panely.

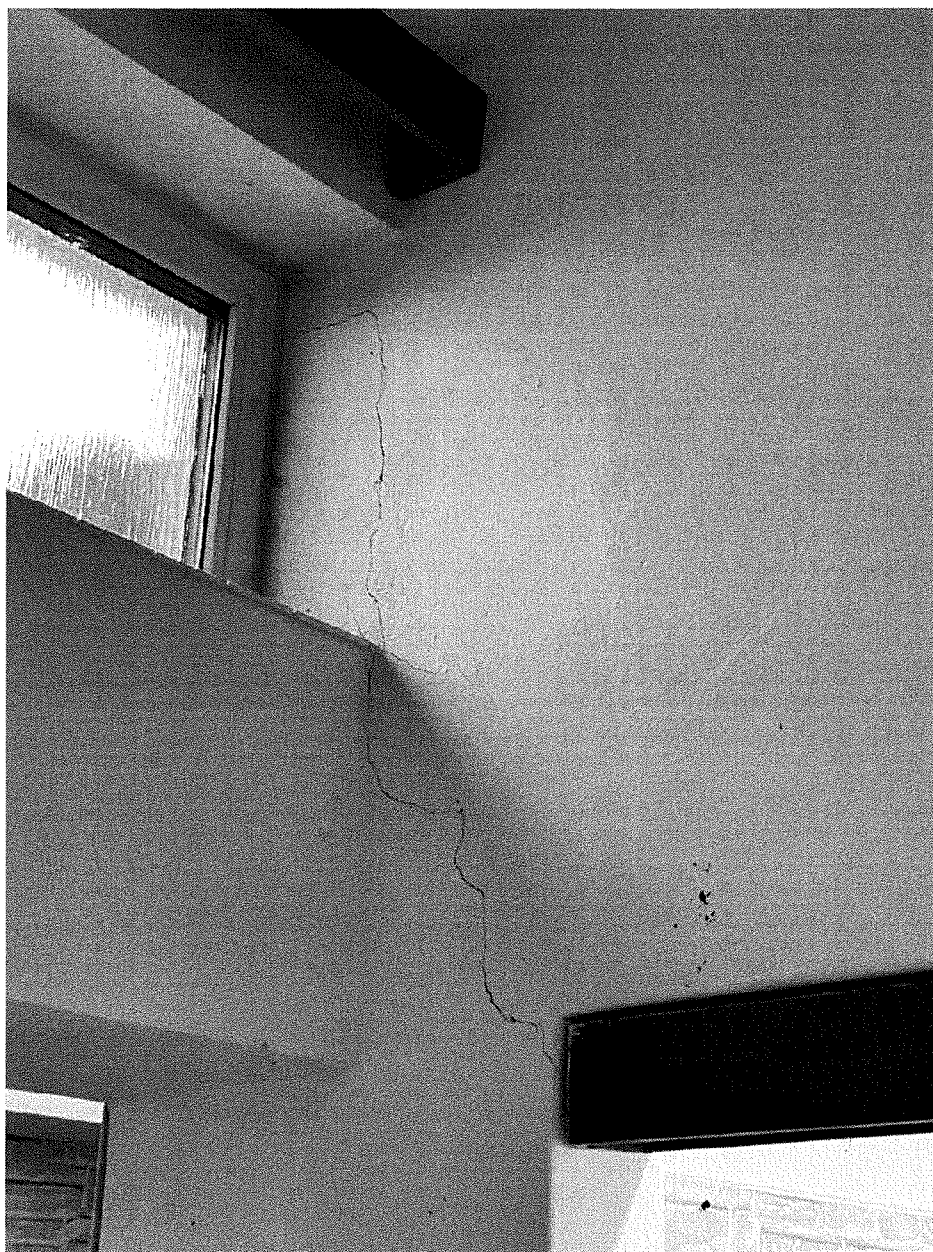
Jak již byla uvedeno, trhliny ve styku staršího a novějšího zdiva byla způsobena nedostatečným propojením staršího zdiva a navazujících podélných stěn a následným sedáním objektu.

Pravděpodobnou příčinou vzniku trhlin v příčkách bylo nedostatečně zhutněné podloží pod podlahovou deskou.

Na následujících snímcích jsou ukázány nejvíce zřetelné poruchy objektu.



**Obr. č.1:** Výrazná trhlina v jihovýchodním rohu objektu ve spáře mezi podélnou a příčnou stěnou a ve spáře mezi stropními panely. Výrazná trhlina je po celé délce spáry mezi stropními panely.



**Obr. č.2:** Trhlina ve střední nosné stěně pokračuje šikmo v příčce – mezi čekárnou a kadeřnictvím



**Obr. č.3:**

Pohled na  
jihovýchodní  
roh fasády -  
trhlina  
vyvolané  
deformacemi  
stropních  
panelů ve  
vodorovném  
směru vlivem  
teplotních  
změn.

### **1.e./ Popis stavebních úprav ve stávajícím objektu**

V rámci stavebních úprav dojde k vybourání nových otvorů v obvodových stěnách objektu. Budou osazeny ocelové překlady do vybouraných drážek ve zdivu.

Před osazováním ocelových překladů (nosníky 3xIPE160, respektive 3xIPE140) je nutno v pásu osazovaných ocelových překladů provést provizorní podpůrnou konstrukci, která bude podírat stropní panely. Popis postupu provádění je vykreslen a popsán na výkresu číslo D.3.4.02.

Jak již bylo uvedeno, v nosných stěnách stávajícího objektu jsou viditelné trhliny.

Výrazné trhliny jsou i ve fasádě u jihovýchodního rohu objektu.

V průběhu rekonstrukce objektu po vybourání nenosných příček bude zkontrolován stav nosných stěn a navrženo provedení oprav stěn pomocí tzv. „sešití“.

Na výkresu číslo D.3.4.02 je naznačen způsob provádění oprav stěn v místě trhlín.

**Upřesnění způsobu provádění a počtu oprav bude upřesněno až po prohlídce objektu během rekonstrukce!**

Dále byl posouzen nejvíce namáhaný pilíř o rozměrech 725x375 mm za předpokladů použití zdiva CDm pevnosti P5 – pilíř vyhoví.

Dojde k vybourání stávajících nenosných zděných příček a stávajících podlahových vrstev.

Stávající příčky jsou porušeny výraznými trhlinami, což bylo pravděpodobně způsobeno nedostatečně únosným (nezhutněným) podložím. Proto je třeba po odstranění příček, podlahových vrstev a vrstvy rostlého terénu tloušťky 150 mm přehutnit stávající terén.

Dále bude osazena separační vrstva – geotextilie o hmotnosti 500 g / m<sup>2</sup>.

Následně bude provedena vrstva hutněného zpětného zásypu z vhodného materiálu (šterkopísek, šterkodrt'). **Po provedení zásypu je nutno provést statickou zatěžovací zkoušku podle ČSN 72 1006. Požadovaná hodnota module přetvárnosti z druhé zatěžovací větve  $E_{\text{def},2} = 45 \text{ MPa}$ , poměr modulů přetvárnosti z druhé a první zatěžovací větve musí být menší než 2,10  $\rightarrow E_{\text{def},2} / E_{\text{def},1} \leq 2,10$ .** Pokud není poměr splněn, je podloží nedostatečně zhutněno.

#### **1.f./ Popis nosné konstrukce přístavby**

Přístavba objektu o půdorysném rozměru 3,375 x 8,075 m je založena na dvoustupňových základových pasech, základová spára je na úrovni -1,30 m. Šířka spodního podélného základového pasu je 600 mm, bylo uvažováno s výpočtovou únosností zeliny v základové spáře  $R_d = 80 \text{ kPa}$ , což odpovídá minimální únosnosti jemnozrnných zemin alespoň tuhé konzistence.

Po provedení výkopů je nutné zkontrolovat zeminu v základové spáře se zápisem do stavebního deníku. V případě výskytu neúnosných zemin v základové spáře je třeba konzultovat další postup s projektantem.

Horní část základových pasů je navržena pomocí bednicích tvárnic šířky 250 mm.

Základové pasy jsou vyztuženy, beton základových pasů je C25/30-XC2-CI0,2-Dmax22-S3. Tvar a vyztuž základových pasů jsou na výkresu č. D.3.4.01.

Podlahová deska tloušťky 150 mm je osazena na základových pasech a na hutněném podloží. Skladby hutněných zásypových vrstev jsou uvedeny ve stavební části. **Pro**

**kontrolu hutnění zásypových vrstev je opět nutno provést statickou zatěžovací zkoušku podle ČSN 72 1006. Požadovaná hodnota module přetvárnosti z druhé zatěžovací větve  $E_{\text{def},2} = 45 \text{ MPa}$ , poměr modulů přetvárnosti z druhé a první**



**zatěžovací větve musí být menší než 2,10**  $\rightarrow E_{\text{def},2} / E_{\text{def},1} \leq 2,10$ . Pokud není poměr splněn, je podloží nedostatečně zhuťněno.

Nad otvorem šířky 2,50 je navržen železobetonový překlad výšky 250 mm.

Stropní konstrukce byla navržena keramická typu „Porotherm strop“

s keramobetonovými stropními trámy a cihelnými stropními vložkami Miako PTH s doplněnou výztuží a se zmonolitněním vrstvou betonu tloušťky 60 mm.

Tloušťka stropní konstrukce je 250 mm, stropní trámy jsou navrženy na světlá rozpětí 5,875 a 1,45 m, pro přenos příčných momentů je nutno provést železobetonové trámy 250x170 mm, které budou provedeny nad sníženými cihelnými vložkami výšky 80 mm.

Pro návrh počtu nosníků POT 625/902 byla rozhodující podmínka omezení dlouhodobého průhybu stropní desky. Aby byl omezen dlouhodobý průhyb požadovanou hodnotou  $L/250$  ( $L$  – rozpětí stropní konstrukce), bylo nutné navrhnout nadvýšení stropní desky na volném okraji uprostřed rozpětí hodnotou **15 mm**. Při betonáži je nutno dodržet konstantní tloušťku betonu nad vložkami.

Tvar stropní konstrukce přístavy je na výkresu číslo D.3.4.03, **při montáži je nutné dodržet požadavky na montážní podepření podle katalogu „Porotherm – strop“**.

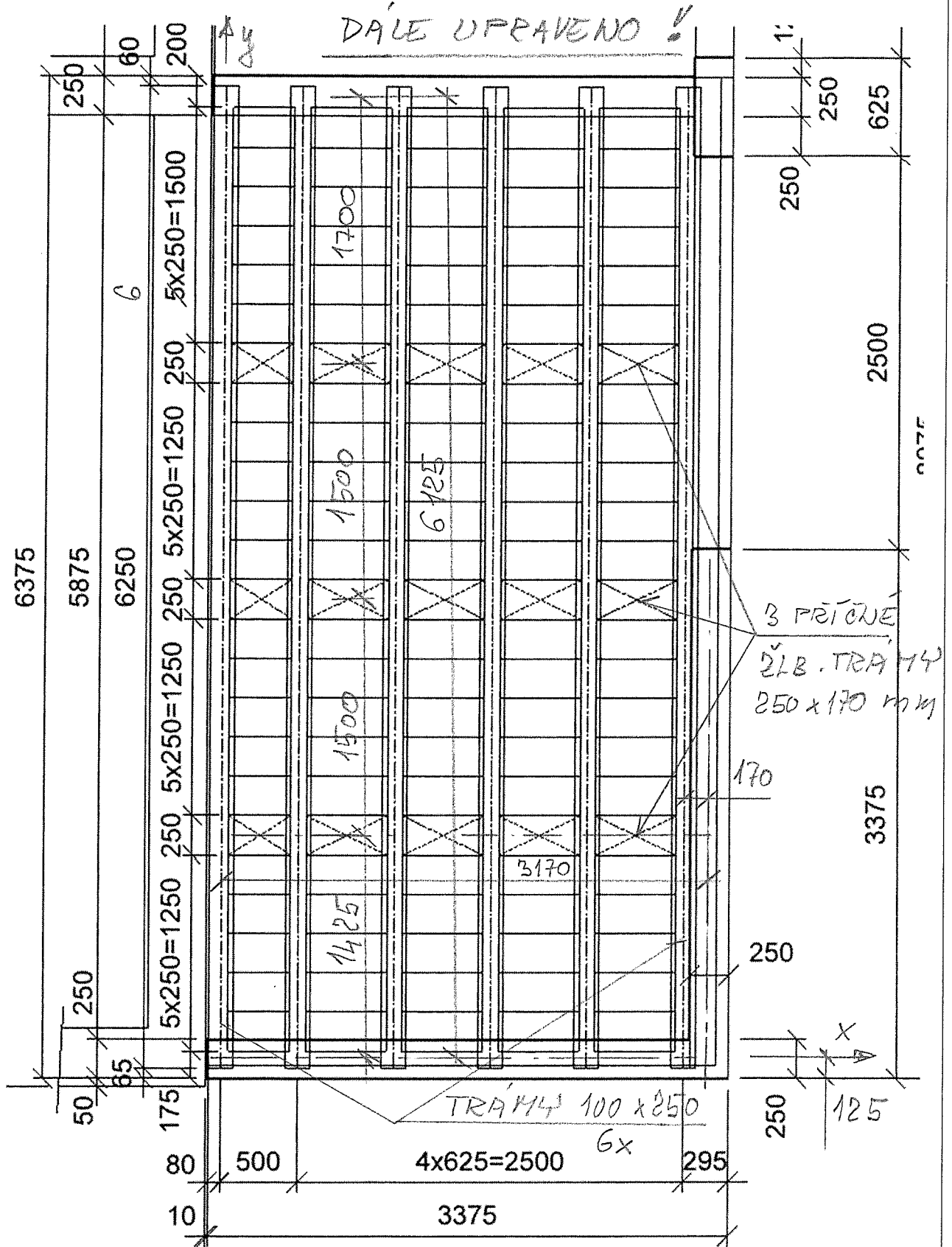
Na západní straně přístavby je stávající betonová zídka s navazujícím podiem. Tato konstrukce má být během provádění přístavby zachována. Není známé založení zídek, v případě nedostatečně hlubokých základových pasů pod zídkou a podiem bude nutno konstrukci provizorně zapažit.



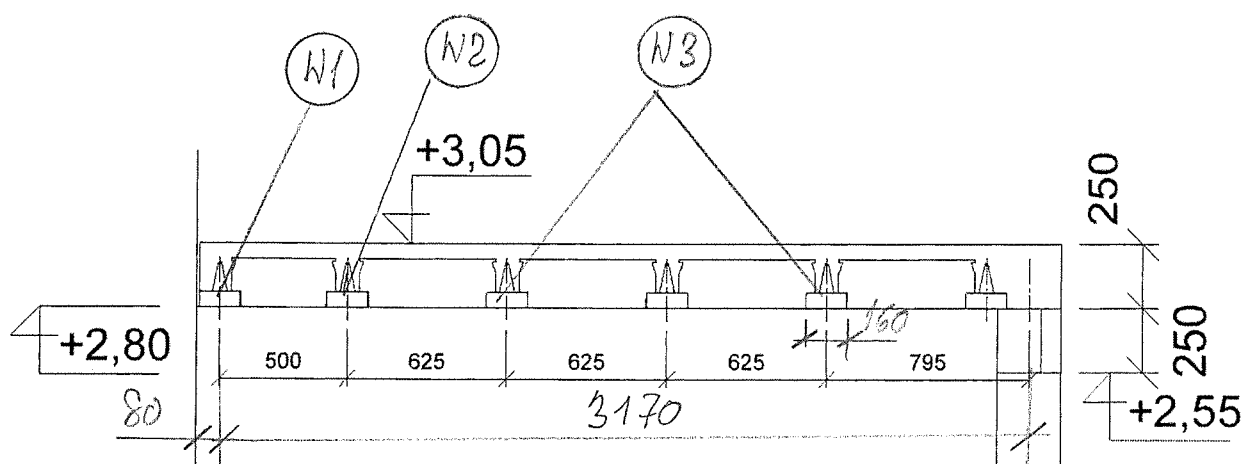
**Obr. č. 4:** Konstrukce zídky a pódia  $\rightarrow$  má zůstat zachována (nejsou informace o založení)

STATICKÝ VÝPOČET:

Přístavba – schéma stropní konstrukce ... návrh ... půdorys



**Příčný řez A-A**



ZATÍŽENÍ, ZATĚŽ. STAVY

ZS1 -  $g_0$  ... VLASTNÍ TÍHA ŽLB.

→ GENERUJE SCIA

ZS2 - OSTATNÍ STÁLE'

- ŽLB. DESKA TL. 60 mm ...  $25,0 \cdot 0,06 = 1,50 \text{ kN/m}^2$

- FOLIE + ASFALT. PÁŠ ...  $0,10 \text{ kN/m}^2$

- POLYSTYREŇ TL. 400 mm

$0,40 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,40 \text{ m} = 0,16 \text{ kN/m}^2$

- SDK PODHLED ...  $\approx 0,25 \text{ kN/m}^2$

$\Delta g_k = 0,51 \text{ kN/m}^2$

NOSNÍK (W1)

TÍHA VLOŽEK HIAKO 19/50 FTH

$0,112 \text{ kN/1 KS DL. 250 mm}$

$\Delta g_k = 0,112 \cdot 4/2 + 1,50 \cdot 0,23 + 0,51 \cdot 0,33 =$   
 $= 0,74 \text{ kN/m}^2 \quad (0,40 \text{ kN/m}^2)$

NOSNÍK (N2)  $z_s = (0,50 + 0,625) / 2 = 0,56 \text{ m}$

VLOŽKA MIAKO 19/62,5 PTH  $\rightarrow 0,15 \text{ kN/1 ks}$

$\Delta g_{k1} = (0,112 + 0,15) \cdot 4 / 2 = 0,524 \text{ kN/m}^2 \dots \text{VLOŽ.}$

$1,50 \cdot 0,46 = 0,69 \text{ kN/m}^2 \dots \text{ŽLB.}$

$0,51 \cdot 0,56 = 0,29 \text{ kN/m}^2 \dots \text{VÍRSTVY}$

CELKEM  $\dots \Delta g_{k1} = 1,51 \text{ kN/m}^2 / 0,88 \text{ kN/m}^2$

NOSNÍK (N3)  $z_s = 0,625 \text{ m}$

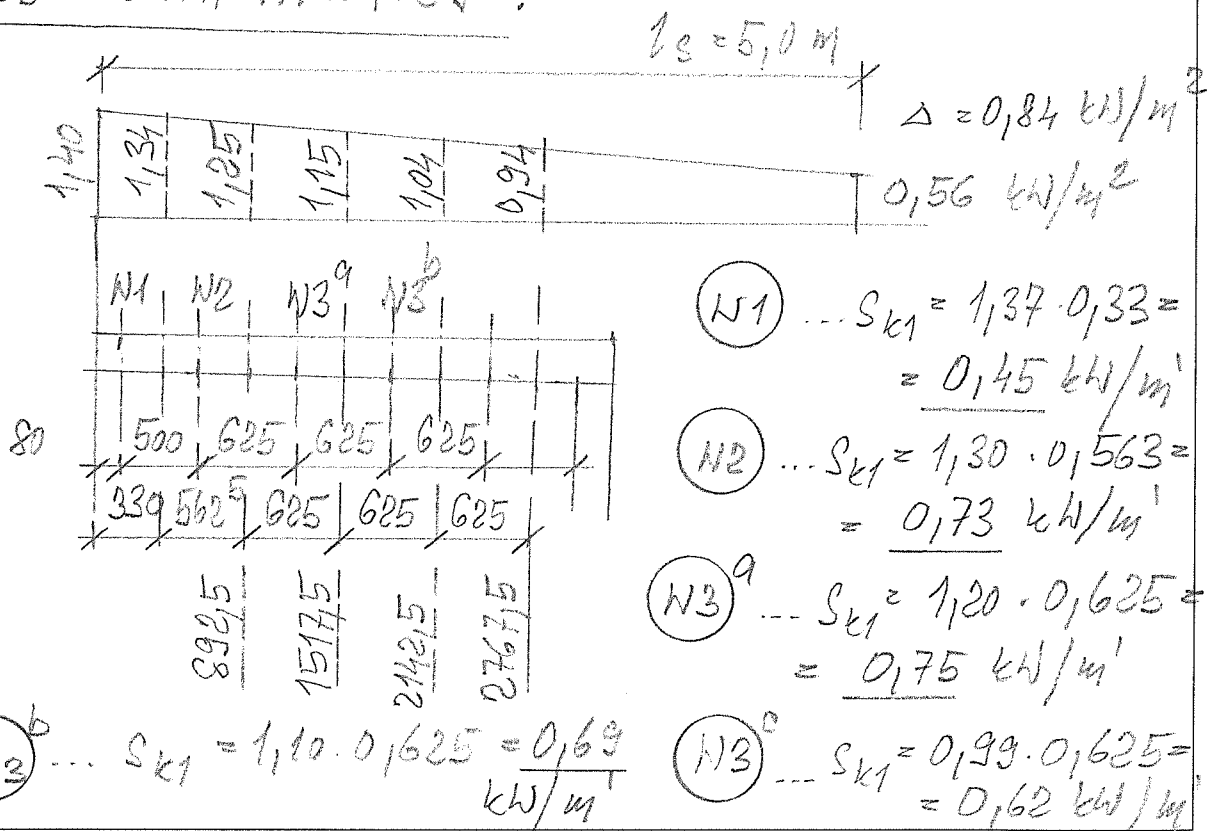
$\Delta g_{k1} = 0,15 \cdot 4 = 0,60 \text{ kN/m}^2 \dots \text{VLOŽKY}$

$1,50 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,525 = 0,79 \text{ kN/m}^2 \dots \text{ŽLB}$

$0,51 \cdot 0,625 = 0,32 \text{ kN/m}^2$

CELKEM  $\dots \Delta g_{k1} = 1,71 \text{ kN/m}^2 / 0,92$

ZSB - SNÍH ... NÁVĚŠ :



# 1. MSP-kvazi ... Normově závislý průhyb; $\delta_{tot}$

Hodnoty:  $\delta_{tot,z}$

Lineární výpočet

Kombinace: MSP-Kvazi (auto)Extrém:

Globální

Výběr: Vše

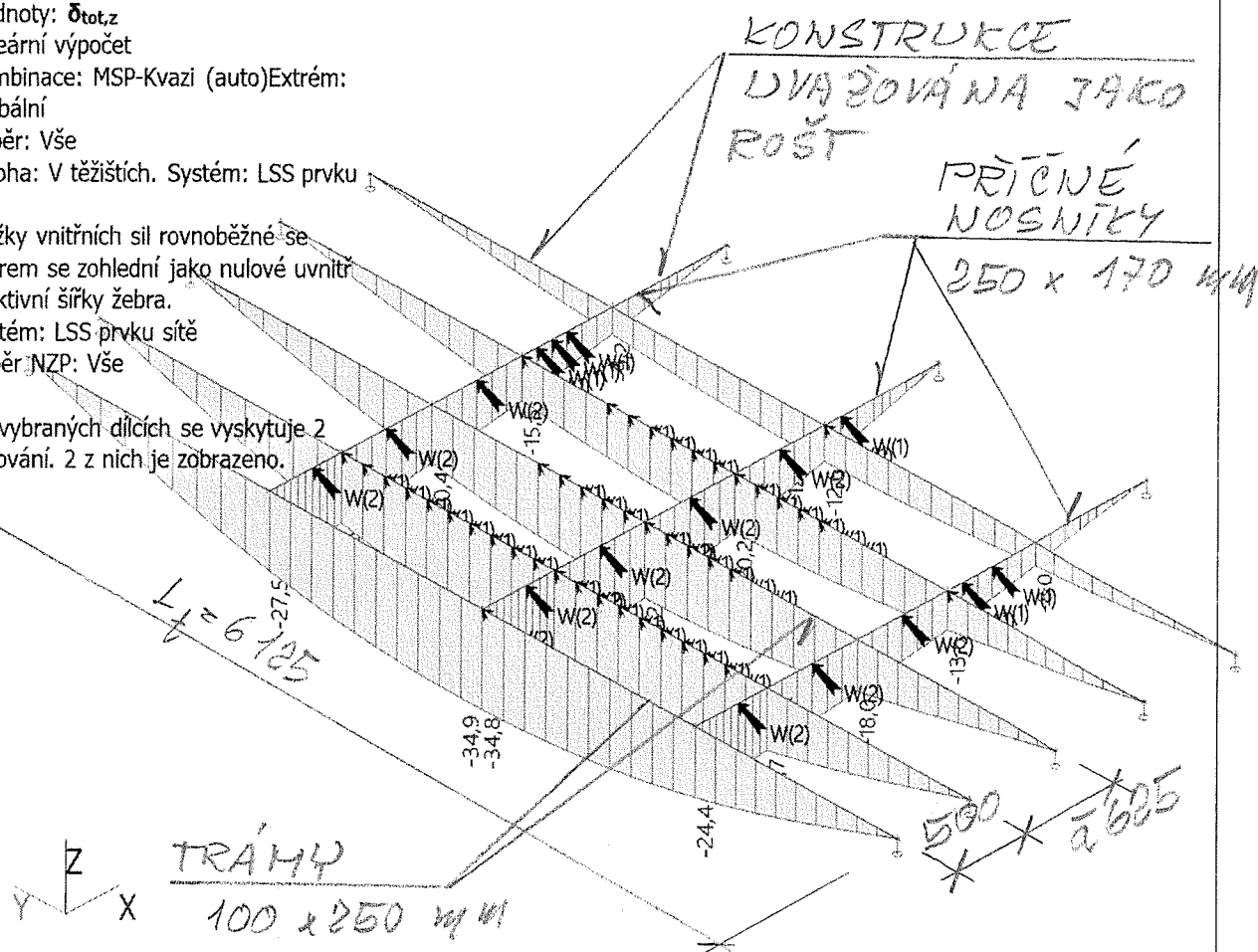
Poloha: V těžších. Systém: LSS prvku sítě

Složky vnitřních sil rovnoběžné se žebrem se zohlední jako nulové uvnitř efektivní šířky žebra.

Systém: LSS prvku sítě

Výběr NZP: Vše

Na vybraných dílcích se vyskytuje 2 varování. 2 z nich je zobrazeno.

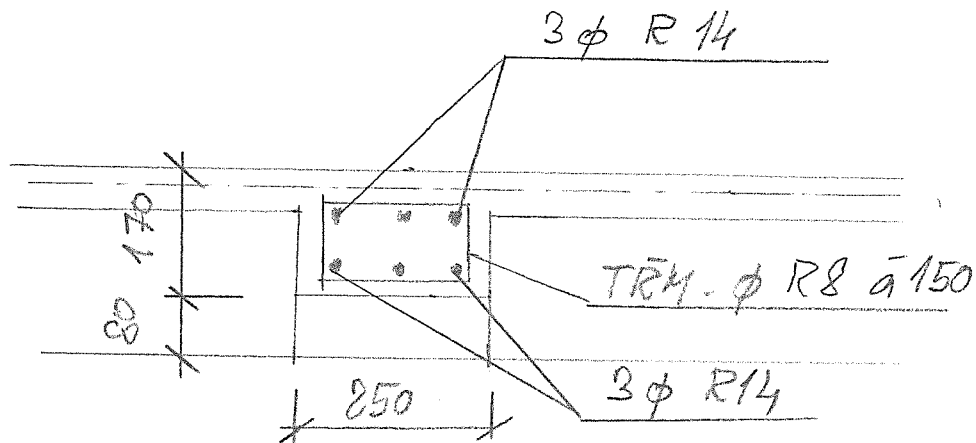


STROPNÍ KONSTRUKCE NEVYHOVÍ Z HLEDISKA PŘÍHYBLI

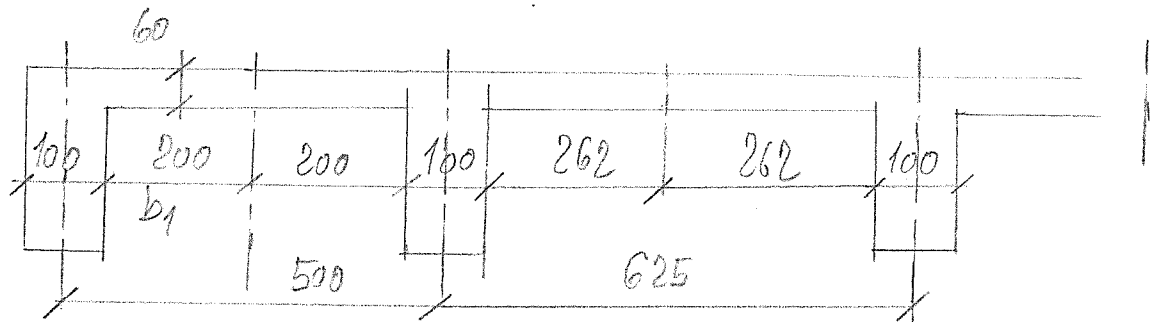
$$\delta_{tot} = 34,9 \text{ mm} > \delta_{tot,mez} = \frac{L}{250} = \frac{6125}{250} = 24,5 \text{ mm}$$

→ ÚPRAVY UMÍSTĚNÍ NOSNÍKŮ  
POT 625/902

## VÝSTUŽ PŘÍČNÝCH TRÁMÍ



ZADÁNÍ "Y" PRŮŘEZU :



(N1)

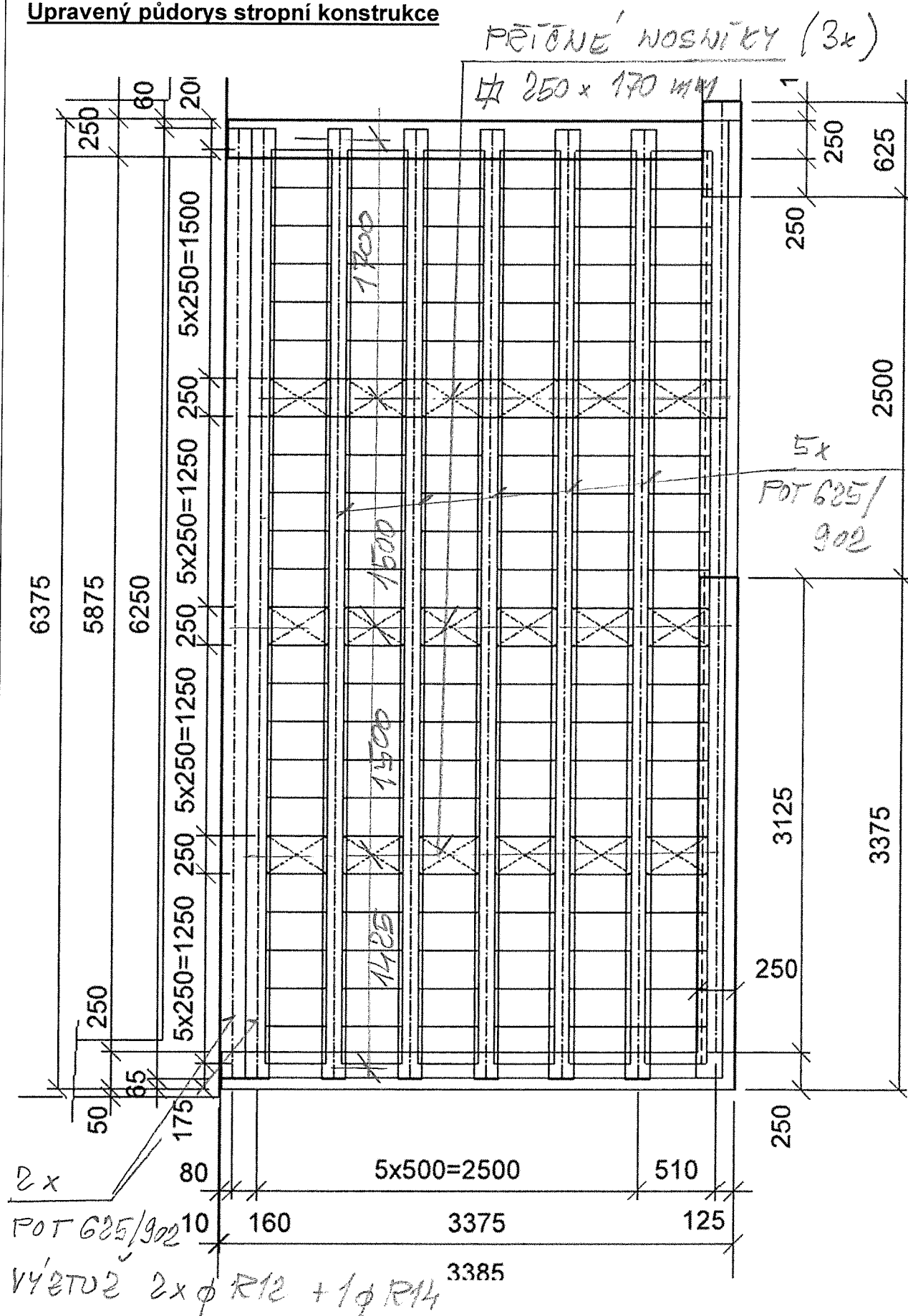
$$b_{eff} = b_w + b_{eff,1} ; \quad b_{eff,1} = 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot z_0 =$$

$$= 0,2 \cdot 200 + 0,1 \cdot 6125 = 652,5 \text{ mm}$$

$$= 0,2 \cdot z_0 = 0,2 \cdot 6125 = 1225 \text{ mm}$$

$$b_{eff,1} \leq b_1 = 200 \text{ mm}$$

Upravený půdorys stropní konstrukce



**ZS1** – vlastní tíha železobetonu  $g_0 \dots$  generuje program Scia

Skladka střechy ... asfaltový pás + polystyrén + SDK podhled ... **0,51 kN / m<sup>2</sup>**  
+ tíha miako vložek ... Miako 19/50 PTH ... 0,112 kN / 1 ks (šířka 250 mm)

**T1 ... ZS = 0,49 m  $\rightarrow \Delta g_{k1} = 0,51 \cdot 0,49 + 0,112 \cdot 4 / 2 = 0,47 \text{ kN / m}$**

**T2 až T6 ...**  $ZS = 0,50 \text{ m} \rightarrow \Delta g_{k1} = 0,51 \cdot 0,50 + 0,112 \cdot 4 = \mathbf{0,70 \text{ kN / m}}$

**ZS3 – sníh** – rozdíl výšek stávajícího objektu a přístavby zhruba 1,0 m → **návěj**

### I. sněhová oblast ... zatížení sněhem na střechách

$$\dots s_k = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{km} = 0,80 \cdot 1,0 \cdot 0,70 = \underline{0,56} \text{ kPa}$$



**návěj** ... rozdíl úrovní střech  $h = 1,0 \text{ m}$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

$\mu_s$  ... sesuv z horní střechy se sklonem  $\alpha > 15^\circ$ ; pro  $\alpha < 15^\circ \rightarrow \mu_s = 0$

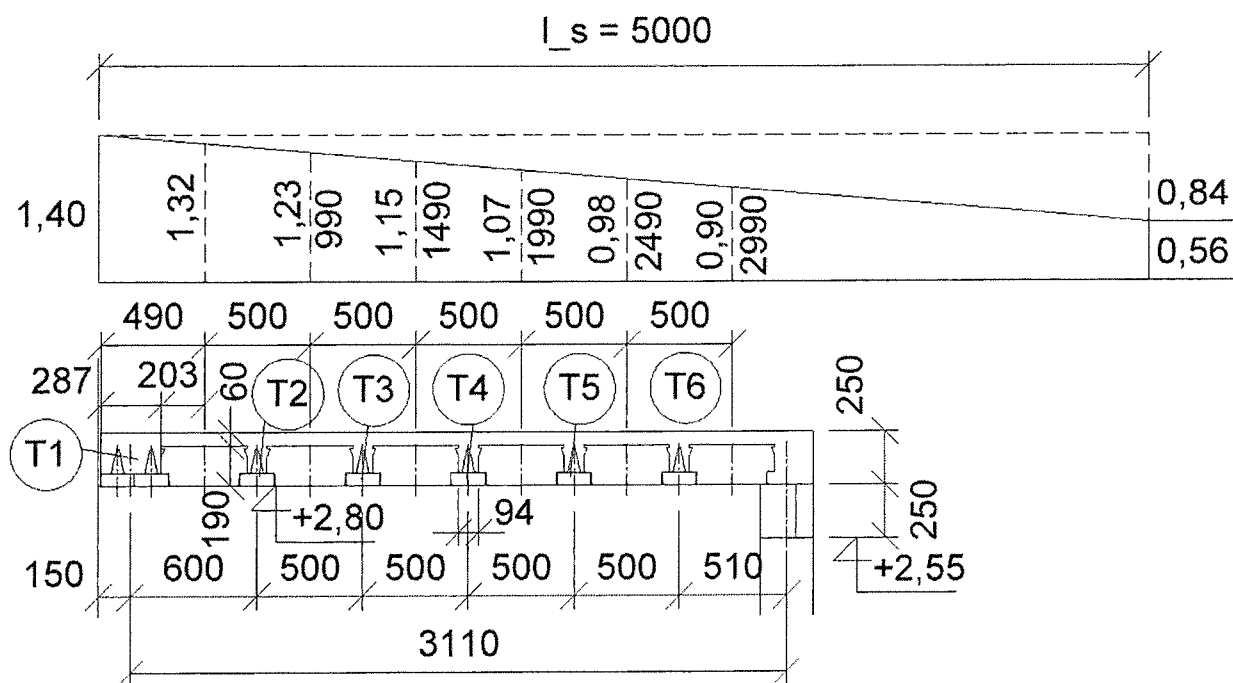
$$\mu_w = (b_1 + b_2) / (2 \cdot h) = (\text{cca } 12,6 + 3,4) / (2 \cdot 1,0) = 8,0; \mu_w = \leq \gamma \cdot h / s_k = 2,0 \cdot 1,0 / 0,7 = 2,86 \dots \text{pro I. až IV. sněhovou oblast} \dots \text{max } \mu_w = 2,0$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w = 0,0 + 2,0 = 2,0$$

zatížení sněhem u vyššího objektu ...  $s_{k2} = 2,0 \cdot 0,7 = \underline{1,40 \text{ kN/m}^2}$

délka návěje  $l_s = 2 \cdot h = 2 \cdot 1,0 = 2,0 \text{ m}$ ; ale  $5,0 \text{ m} \leq l_s \leq 15,0 \text{ m} \rightarrow l_s = \underline{5,0 \text{ m}}$

schéma zatížení sněhem na trámký



**T1**  $s_{k1} = 1,36 \cdot 0,49 = \underline{0,67 \text{ kN/m}}$

**T2**  $s_{k1} = 1,28 \cdot 0,50 = \underline{0,64 \text{ kN/m}}$

**T3**  $s_{k1} = 1,19 \cdot 0,50 = \underline{0,60 \text{ kN/m}}$

**T4**  $s_{k1} = 1,11 \cdot 0,50 = \underline{0,56 \text{ kN/m}}$

**T5**  $s_{k1} = 1,03 \cdot 0,50 = \underline{0,52 \text{ kN/m}}$

**T6**  $s_{k1} = 0,94 \cdot 0,50 = \underline{0,47 \text{ kN/m}}$

## Výsledky výpočtu-program Scia engineer...1. třídy-všechny MSÚ... $M_{yd}$

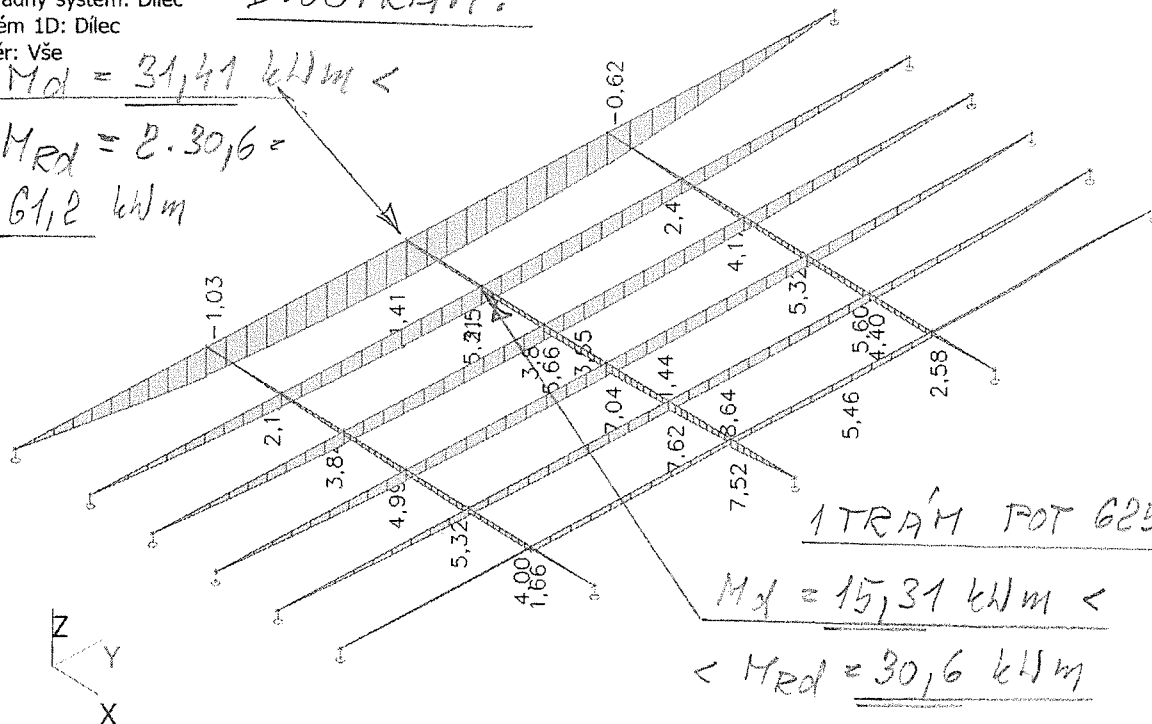
Hodnoty:  $M_y$   
Lineární výpočet  
Třída: Všechny MSÚ  
Souřadný systém: Dílec  
Extrém 1D: Dílec  
Výběr: Vše

POT 625/902 ...  $M_{rd} = 30,6 \text{ kNm}$  (1 TRÁM)  
DVOUTRÁM:

$$M_d = 31,41 \text{ kNm} <$$

$$< M_{rd} = 2 \cdot 30,6 =$$

$$= 61,2 \text{ kNm}$$



1 TRÁM POT 625/902:

$$M_d = 15,31 \text{ kNm} <$$

$$< M_{rd} = 30,6 \text{ kNm}$$

## 2. třídy-všechny MSÚ ... posouvající síly $V_z$

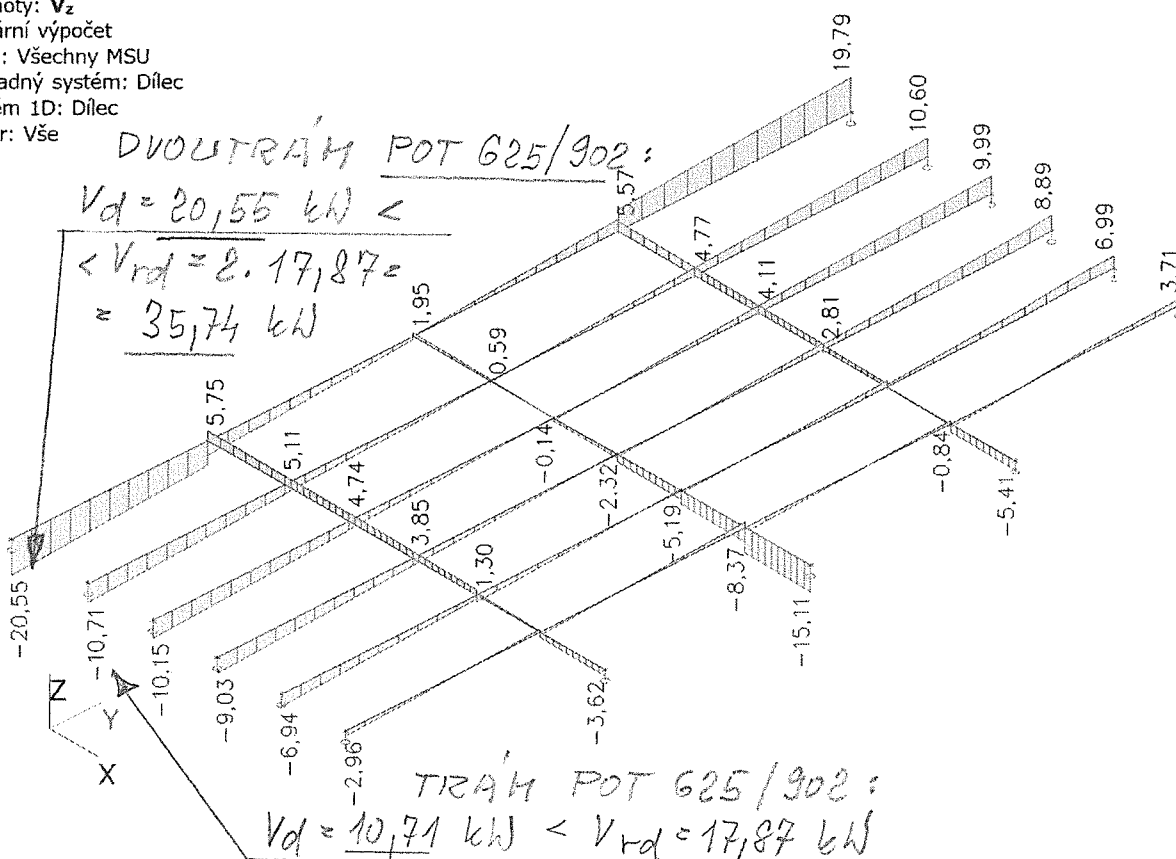
Hodnoty:  $V_z$   
Lineární výpočet  
Třída: Všechny MSÚ  
Souřadný systém: Dílec  
Extrém 1D: Dílec  
Výběr: Vše

DVOUTRÁM POT 625/902:

$$V_d = 20,55 \text{ kN} <$$

$$< V_{rd} = 2 \cdot 17,87 =$$

$$= 35,74 \text{ kN}$$



1 TRÁM POT 625/902:

$$V_d = 10,71 \text{ kN} < V_{rd} = 17,87 \text{ kN}$$

### 3. MSP-kvazi ...Normově závislý průhyb; $\delta_{tot}$ – dlouhodobý

Hodnoty:  $\delta_{tot,z}$

Lineární výpočet

Kombinace: MSP-Kvazi (auto)Extrém:

Globální

Výběr: Vše

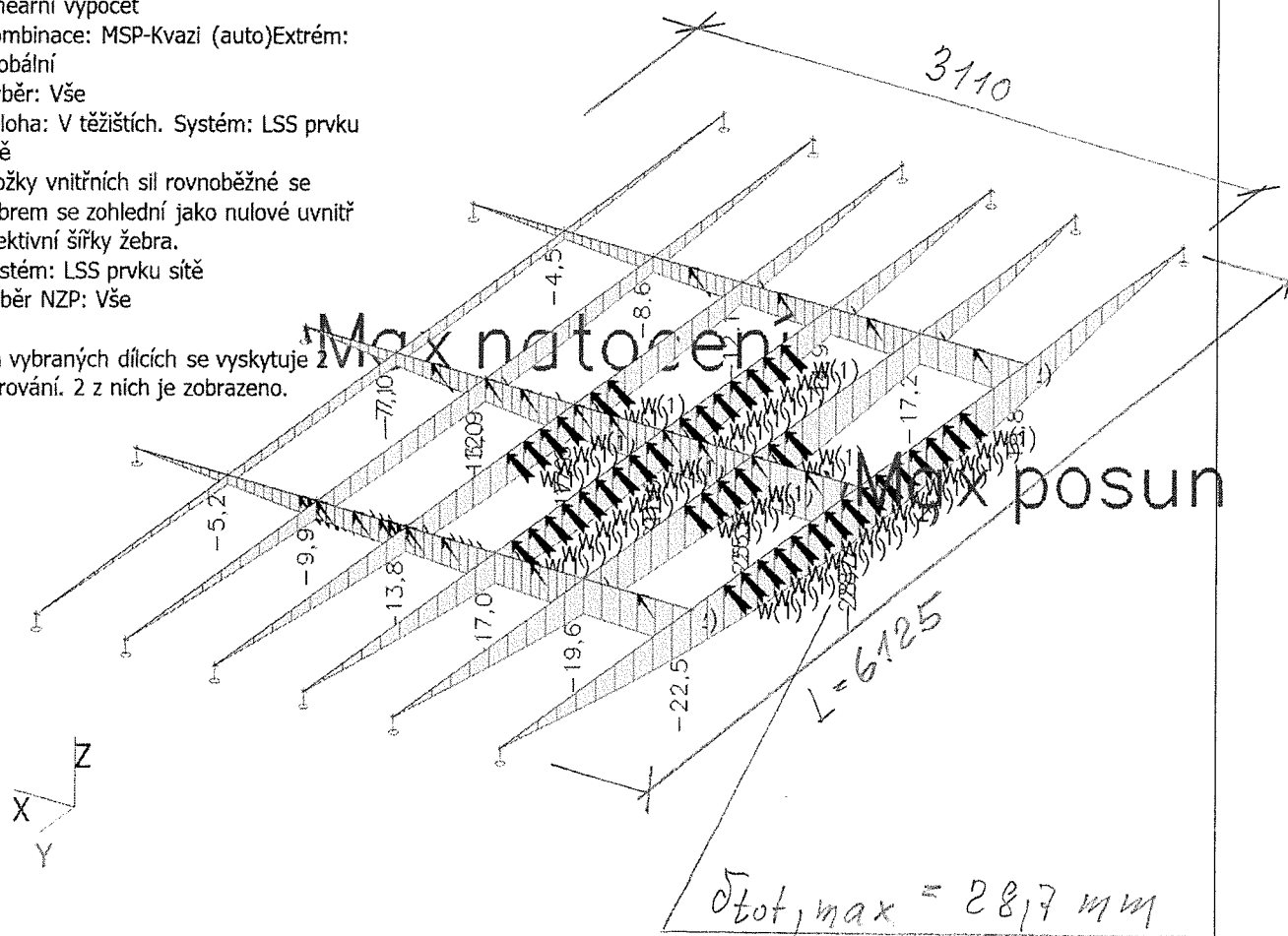
Poloha: V těžištích. Systém: LSS prvku sítě

Složky vnitřních sil rovnoběžné se žebrem se zohlední jako nulové uvnitř efektivní šířky žebra.

Systém: LSS prvku sítě

Výběr NZP: Vše

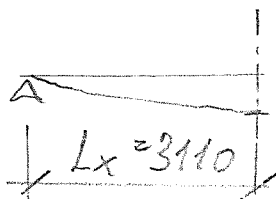
Na vybraných dílcích se vyskytuje 2 varování. 2 z nich je zobrazeno.



$$\sigma_{tot,mez}^y = \frac{L_y}{250} = \frac{6125}{250} = 24,5 \text{ mm} \dots \text{SMĚR "y"}$$

SMĚR "x":

$$\sigma_{tot,mez}^x = \frac{2 \cdot L_x}{250} = \frac{2 \cdot 3110}{250} = 24,9 \text{ mm} \rightarrow \text{PLATÍ}$$



$$\sigma_{tot,mez} = 24,5 \text{ mm}$$

→ NUTNO PROVÉST NADVÝŠENÍ ...  $\frac{l_s}{H} = \frac{5875}{250} =$

$$= 23,5 > 15 \quad \text{NADVÝŠENÍ} = \frac{L_t}{400} = \frac{6125}{400} = 15,3 \text{ mm} \rightarrow$$

→ NADVÝŠENÍ = 15 mm

### Výsledný maximální průhyb stropní desky

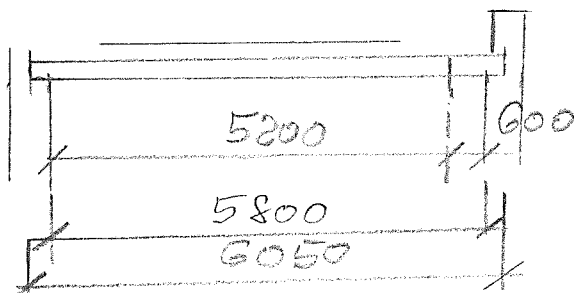
$$\delta_{\text{tot}} = 28,7 - 15,0 \text{ (nadvýšení)} = \underline{13,7 \text{ mm}} < \delta_{\text{tot, lim}} = L / 250 = 6125 / 250 = \underline{24,5 \text{ mm}}$$

### stropní deska vyhoví

**Poznámka :** nutno zajistit dilatační mezeru mezi horní hranou příček a spodní hranou stropní konstrukce → viz stavební část + VÝKRES Č. D.3.4.03

### Provizorní podpůrná konstrukce - zatížení

NÁKRES - ŘEZ :



ZATÍŽENÍ ... VÝPOČET Z DSP (STR. 10-11)

STÁLE ...  $g_k = \underline{9,36 \text{ kN/m}^2}$

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

$z_s = \underline{3,40 \text{ m}}$

$$f_k = (9,36 + 0,75) \cdot 3,40 = \underline{34,4 \text{ kN/m}'} \\ + \text{TÍHA ZDIVA} \quad \Delta g_{k1} = 18,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,5 \cdot 0,3 = \\ = \underline{2,70 \text{ kN/m}'}$$

$$\Sigma f_k = \underline{37,1 \text{ kN/m}'}$$

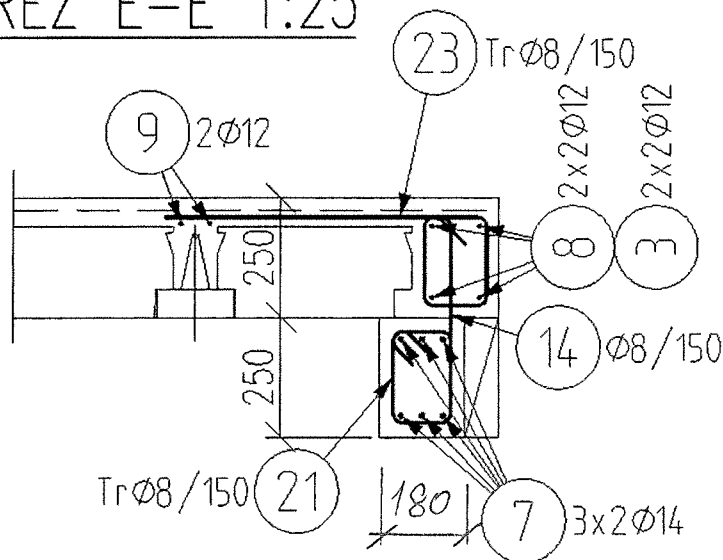
$$f_d = 1,35 (9,36 \cdot 3,4 + 2,7) + 1,5 \cdot 0,75 \cdot 3,4 = \\ = 46,6 + 3,8 = \underline{50,4 \text{ kN/m}'}$$

Překlad nad otvorem  $L_s = 2,50$  m ... výztuž

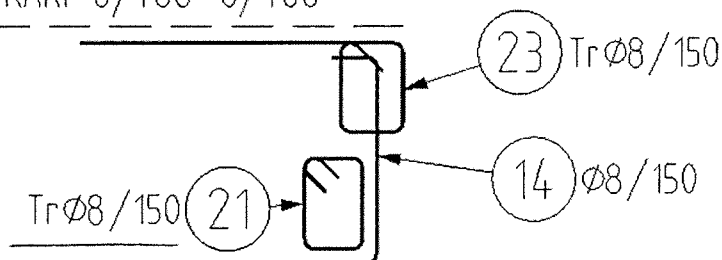
**Nákres**

ŘEZ E-E 1:25

KRYTÍ  $c = 25$  mm



SIŤ KARI 6/100-6/100



DSP :

$$M_d = 25,33 \text{ kNm} \quad (\text{STR. - 24-})$$

$$V_d = f_d \cdot \frac{l}{2} = 26,50 \cdot \frac{2,75}{2} = 36,4 \text{ kN}$$

PROGRAM FINE :  $M_d = 25,33 \text{ kNm} < M_{Rd} = 37,77$

$V_d = 36,4 \text{ kN} < V_{Rd} = 94,63 \text{ kN}$

$0,67 < 1,0 \rightarrow$  PRŮŘEZ VYHOVÍ

2. 2025

21. 9