


ČÁST DOKUMENTACE	STATICKÉ POSOUZENÍ		<div>Ing. Bohumil Rusek —konstrukční kancelář</div> <div>Na Konečné 1016 500 09 HRADEC KRÁLOVÉ tel.: 495 270 239</div>
ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT	Ing. Bohumil Rusek		
VYPRACOVAL	Ing. Bohumil Rusek		
ČÍSLO ZAKÁZKY			

HLAVNÍ PROJEKTANT	HMPtop s.r.o., Jižní 870, 500 03 Hradec Králové	 top s.r.o. Jižní 870, 500 03 HRADEC KRÁLOVÉ e-mail: parizek@hmptop.cz, TEL: 603570332
VEDOUČÍ PROJEKTANT	Ing. Miloš Pařízek	
MÍSTO STAVBY	Gagarinova č.p.383, 530 09 Pardubice	
OBJEDNATEL PD	Statutární město Pardubice, Pernštýnské nám. 1	
<div>Pasportizace a stavební opravy bytu č.19 – Gagarinova č.p. 383, Pardubice</div>	číslo zakázky	HMP2013–08–300
	stupeň PD	DOKUMENTACE PRO PROVEDENÍ STAVBY
	datum	10/2014
	měřítko	
STATICKÉ POSOUZENÍ	označení přílohy	05

**Objednatel : Statutární město Pardubice**

**Zpracovatel : Ing. Bohumil Rusek  
Konstrukční kancelář  
Na Konečné 1016  
500 09 Hradec Králové**

**POSOUZENÍ STROPNÍ KONSTRUKCE  
V PANELOVÉM DOMĚ čp. 383 – BYT Č.19  
V GAGARINOVĚ ULICI V PARDUBICÍCH**

## 1 Úvodní poznámky :

Statutární město Pardubice požádalo Konstrukční kancelář – Ing. Bohumil Rusek – Hradec Králové o posouzení stropní konstrukce v panelovém domě čp. 383 v bytě č. 19 v Gagarinově ulici v Pardubicích.

V bytě č. 19 bude rekonstruováno bytové jádro. Stávající bytové jádro v minulosti vyzděné z keramických příček, bude vyměněno za jádro provedené ze sádkokartonových příček. (viz přílohy tohoto posudku).

Posudkem má být prokázáno, že uvedenými stavebními úpravami nedojde k nepřipustnému namáhání stropní konstrukce, především k průhybům, které by byly větší, než připouští dnes platná ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.

## 2 Podklady

### 2.1 Podklady předané objednatelem :

- 2.1.1 Schéma stávajícího stavu a navrhovaných stavebních úprav (viz přílohy tohoto posudku).

### 2.2 Podklady opatřené zpracovatelem

- 2.2.1 Katalog prvků konstrukčního systému HK-65
- 2.2.2 PGM – FIN 10 - BETONOVÝ VÝSEK – FINE, s.r.o.
- 2.2.3 Publikace „Regenerace nosné konstrukce panelových domů realizovaných stavební soustavou HK“ – Rusek, Ježek - ČVUT, ČKAIT – Praha 1999
- 2.2.4 Použité normy :
- ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí, ČNI, 2004
- ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí.  
Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb, ČNI, 2004
- ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí  
Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, ČNI, 2006

## 3 Posouzení stropní konstrukce

Objekt, ve kterém mají být požadované stavební úpravy provedeny, je řadovým bytovým domem vybudovaným z panelové konstrukční soustavy krajské materiálové varianty HK-65.

Projektovou dokumentaci vypracoval Stavoprojekt Hradec Králové – pobočka Pardubice – 168 b.j. Pardubice – Polabiny, z.č. Pa 69-63203, 9/1969.

Jedná se o příčný nosný systém s nosnými panelovými dutinovými stěnami tl. 25 cm v osových vzdálenostech 625 cm. Zavětrovací stěny jsou orientovány v rovině kolmé na příčné nosné stěny. Konstrukční výška podlaží je 285 cm.

Stropní konstrukci tvoří železobetonové dutinové stropní panely konstrukčního souboru HK-65 typových značek L. Únosnost těchto panelů je v typových podkladech udána

L<sub>1B</sub> -  $M_m = 8,80 \text{ Mpm}$

L<sub>11</sub> -  $M_m = 11,10 \text{ Mpm}$



Stropní panel  $L_{1B}$  (méně únosný) byl posouzen pro zatížení stávajícími keramickými příčkami tl. 70 mm a nově navrhovanými sádkartonovými příčkami kolem bytového jádra podle současně platné ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, včetně zjištění deformací (průhybu).

Výsledky posouzení panelu  $L_{1B}$  jsou v příloze tohoto posudku.

Stropní konstrukce pro dané zatížení stávajícími příčkami a sádkartonovými příčkami kolem rekonstruovaného bytového jádra vyhoví.

Stavebními úpravami nebude zasahováno a nebude ovlivněna únosnost svislých nosných konstrukcí a základů.

#### 4 Závěr

Posouzením stropní konstrukce bylo prokázáno, že zamýšlená výměna stávajícího bytového jádra z umělých hmot za jádro provedené ze sádkartonových příček v dispozici podle předaného půdorysného schéma je ze statického hlediska reálná.

Stávající stropní konstrukce pro dané zatížení vyhoví pro 1. a 2. mezní stav, únosnost ostatních prvků nosné konstrukce objektu není ovlivněna.

Navrhovaná stavební úprava – výměna stávajícího bytového jádra za jádro provedené ze sádkartonových příček splňuje požadavky na mechanickou odolnost a stabilitu hlavních nosných konstrukcí objektu podle § 156 odst. (1) stavebního zákona.

Podle § 152 odst. (1) stavebního zákona je za provedení této stavební úpravy odpovědný stavebník, který je povinen dbát na řádnou přípravu a provádění stavebních prací. Přitom musí mít na zřeteli zejména ochranu života a zdraví osob nebo zvířat, ochranu životního prostředí a majetku i šetrnost k sousedství. O zahájení prací je povinen v dostatečném předstihu informovat osoby těmito pracemi dotčené.

Při provádění všech stavebních prací a stavebních úprav je třeba dbát nařízení a ustanovení platných norem a předpisů.

Zejména je třeba přísně dbát ustanovení Nařízení vlády č. 591/2006 Sb., o bližších minimálních požadavcích na bezpečnost a ochranu zdraví při práci na staveništích, které stanoví požadavky k zajištění bezpečnosti práce a technických zařízení při přípravě a provádění stavebních, montážních a udržovacích prací a při pracích s nimi souvisejících.

Vyhláška se vztahuje na právnické a fyzické osoby, které provádějí stavební práce a jejich pracovníky.

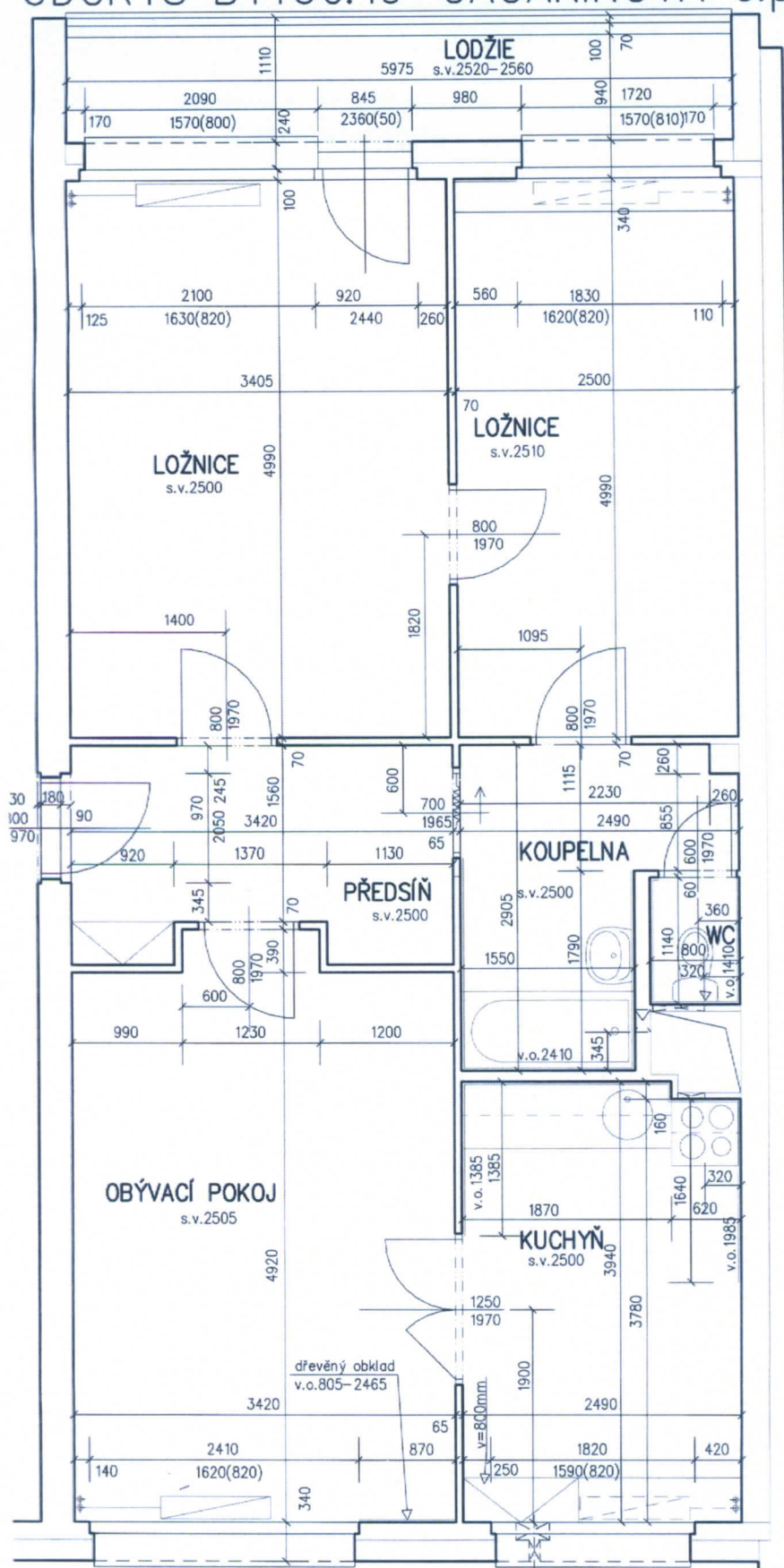


Hradec Králové, březen 2013

Ing. Bohumil Rusek

Příloha : Schéma stávajícího stavu a navrhovaných stavebních úprav  
Statický výpočet stropního panelu  $L_{1B}$

## PŮDORYS BYTU č.19–GAGARINOVA č.p.383,PARDUBICE



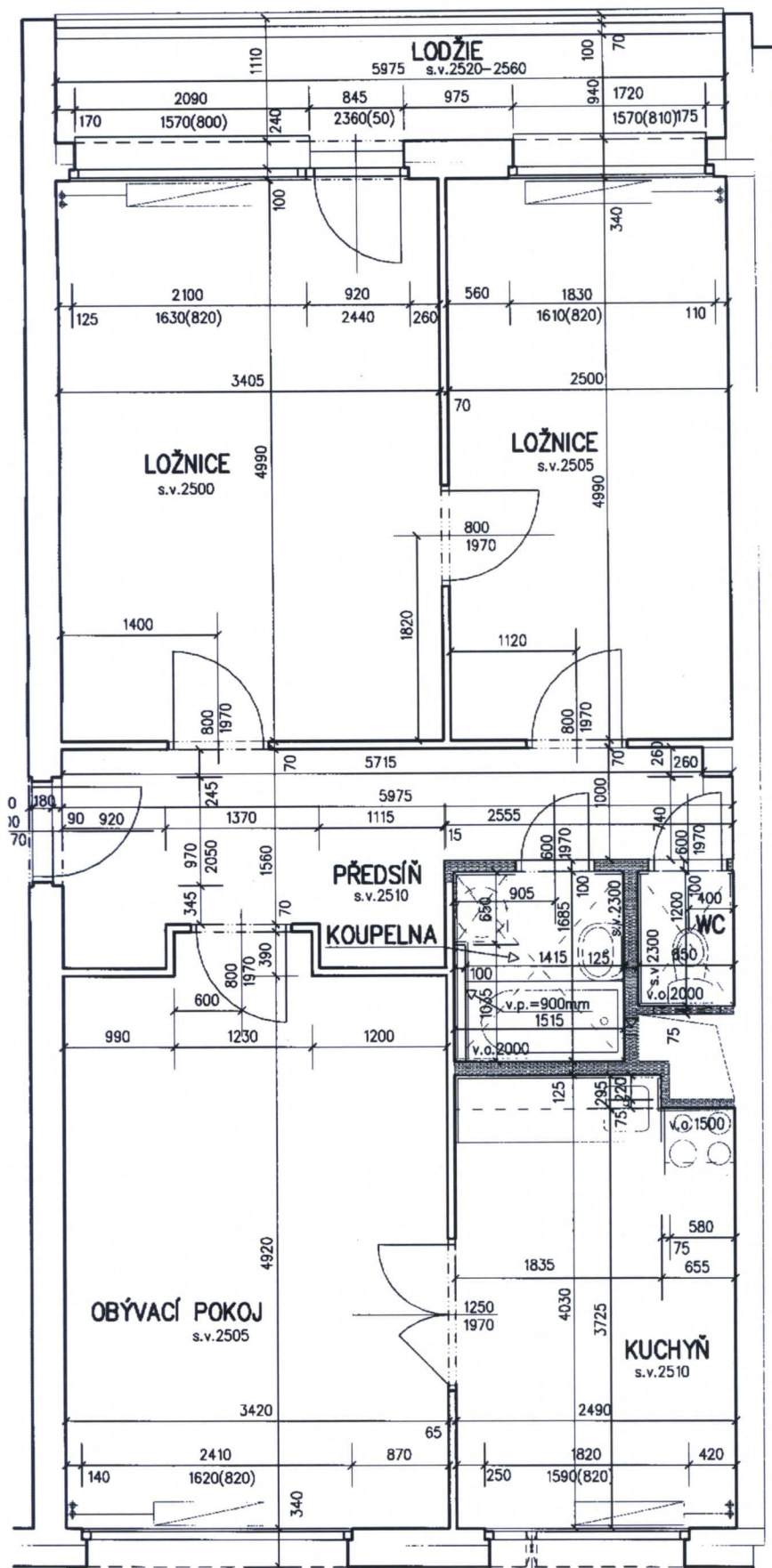
– STÁVAJÍCÍ  
STAV

## LEGENDA MATERIÁLŮ

STÁVAJÍCÍ NOSNÉ A  
NENOSNÉ KONSTRUKCE



# PLÁNOVÝ PRŮŘEZ BYTU č. 19 – GAGARINOVA č.p. 383, PARDUBICE – NOVÝ STAV



## LEGENDA MATERIÁLŮ:

- STÁVAJÍCÍ NOSNÉ A NENOSNÉ KONSTRUKCE
- SÁDROKARTONOVÉ KONSTRUKCE V SYSTÉMOVÉM PROVEDENÍ VÝROBCE



## STATICKÝ VÝPOČET

### STROPNÍ PANEL proj.zn. L1B

V panelových domech konstrukční soustavy HK-65 stavěných od konce druhé poloviny 60.letech minulého století byly ve stropní konstrukci používány železobetonové dutinové stropní panely projektové značky L.

Únosnost panelů je ve statickém výpočtu (revize KMV HK-65 v roce 1969) udávána (výpočet podle stupně bezpečnosti - ČSN 73 2001-67):

Stropní panel L1	- normální:	$M_m = 6,58 \text{ Mpm}$
Stropní panel L1B	- zesílený:	$M_m = 8,80 \text{ Mpm}$
Stropní panel L1C	- zesílený:	$M_m = 10,50 \text{ Mpm}$
Stropní panel L11	- prostupový:	$M_m = 11,30 \text{ Mpm}$
Stropní panel L2	- lodžiový:	$M_m = 8,80 \text{ Mpm}$
Stropní panel L3	- balkonový:	$M_m = 8,80 \text{ Mpm}$
Stropní panel L4	- zesílený:	$M_m = 8,80 \text{ Mpm}$
Stropní panel L5	- podestový:	$M_m = 8,80 \text{ Mpm}$

V místech bytového jádra byl použit vždy prostupový panel L11 ( $M_m = 11,30 \text{ Mpm}$ ) a vedle něho většinou panel L1C ( $M_m = 10,50 \text{ Mpm}$ ), případně L1B, nebo L4 ( $M_m = 8,80 \text{ Mpm}$ ). Statický výpočet pro zatížení příčkami z tvárnic lehkého betonu je proto proveden pro méně únosné panely s momentem na mezi únosnosti ( $M_m = 8,80 \text{ Mpm}$ ).

Panel projektové značky L1B má rozměry 6190/1190/250 mm, je vylehčen 5 dutinami průměru 190 mm. Beton panelu je B III (podle ČSN 73 2001-67), výztuž 6 Ø 14 - ocel 10 335-J (podle Metodických pokynů pro používání výztužných ocelí v betonových konstrukcích -VÚPS, Praha 1967)

#### Rozbor zatížení příčkami v panelových domech typu HK

##### Keramická příčka tl. 60 mm (stávající)

Dle ČSN 73 0035 - P 3.11 objemová hmotnost zdiva se stanoví součtem hmotností cihel a malty v jednotce objemu zdiva; přitom objem malty ve zdivu se uvažuje u zdiva z cihel lehčených a příčně děrovaných pálených cihel 25%  
objemová hmotnost cihel 11 kN/m<sup>3</sup>, malty 18 kN/m<sup>3</sup>

objem příčky délky 1 m	$0,04 \times 1 \times 1$	=	0,04 m <sup>3</sup>
objem cihel 75%	$0,03 \text{ m}^3 \times 10 \text{ kN/m}^3$	=	0,30 kN/m <sup>2</sup>
objem malty 25%	$0,01 \text{ m}^3 \times 18 \text{ kN/m}^3$	=	0,18 kN/m <sup>2</sup>
váha omítky tl. 2 x 7,5 mm je	$0,015 \times 18$	=	0,27 kN/m <sup>2</sup>
váha 1 m <sup>2</sup> keramické příčky tl. 60 mm			0,75 kN/m <sup>2</sup>
<b>váha 1 bm ker. příčky tl. 60 mm</b>			
výšky 2,6 m je	$0,75 \text{ kN/m}^2 \times 2,6 \text{ m}$	=	1,950 kN/bm

##### Sádrokartonové příčky

Pro sádrokartonové příčky typu KNAUF podle Technického listu W 11 se uvažuje statické zatížení 1 m<sup>2</sup> pro příčky :

W 111-příčka jednoduché konstr. jednoduše opláštěná tl.75÷125 mm	0,35 kN/m <sup>2</sup>
W 112-příčka jednoduché konstr. dvojité opláštěná tl. 100÷150 mm	0,50 kN/m <sup>2</sup>
W 115-příčka dvojité opláštěná tl. 155÷225 mm	0,50 kN/m <sup>2</sup>
W 116-příčka dvojité opláštěná tl. > 220 mm	0,50 kN/m <sup>2</sup>

##### **váha 1 bm sádrokartonové příčky tl. do 220 mm**

výšky 2,6 m je	$0,50 \text{ kN/m}^2 \times 2,6 \text{ m}$	=	1,30 kN/bm
----------------	--	---	------------





**Zatížení příčkami podle Eurocode EN 1991-1-1.**

Tento předpis dovoluje volit plošné zatížení  $q_k$  v závislosti na liniovém zatížení od přemístitelných příček  $q$  :

$$q = 1,0 \text{ kN/m} \rightarrow q_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 2,0 \text{ kN/m} \rightarrow q_k = 0,80 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 3,0 \text{ kN/m} \rightarrow q_k = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

Příčky keramické tl. 60 mm, z tvárnic lehkého betonu YTONG s oboustrannou omítkou tl. 50+75 mm a příčky sádrokartonové do tl. 220 mm mají vlastní tíhu na 1 bm při světlé výšce 2,60 m  $1,30+1,95 \text{ kN/bm}$ .

Protože vlastní tíha příček se pohybuje od  $1,0 \text{ kN/bm}$  do  $2,0 \text{ kN/m}$ , je ve statickém výpočtu uvažováno plošné zatížení příčkami  $0,80 \text{ kN/m}^2$ .

## STATICKÝ VÝPOČET

### PGM Fin10 - Betonový výsek EC [Panel L1B]

Statický výpočet je proveden podle současně platných norem :

EN 1190 Eurokód	Zásady navrhování konstrukcí
EN 1991 Eurokód 1 :	Zatížení konstrukcí
EN 1992 Eurokód 2 :	Navrhování betonových konstrukcí

Ve statickém výpočtu je uvažováno zatížení :

- zatížení vlastní tíhou	3,25 kN/m <sup>2</sup>
- zatížení podlahou, omítkou a příčkami $1,0+0,25+0,8 =$	2,05 kN/m <sup>2</sup>
- zatížení užitečné	1,50 kN/m <sup>2</sup>

Součinitelé výpočtu jsou uvažovány dle EC2.





## 1 Stropní panel proj. zn. L1B HK-65

**Popis:** Dutinový železobetonový panel 120/25 cm

**Součinitele výpočtu**

Uvažovány dle normy ČSN EN 1992-1-1.

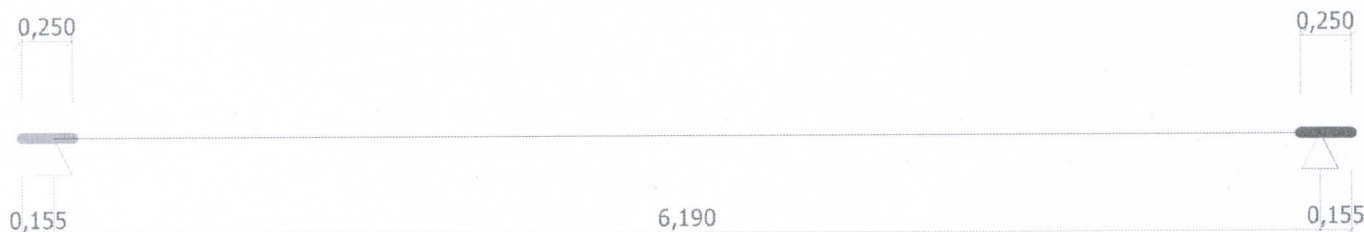
## 2 Stropní panel L1B

### 2.1 Vstupní data

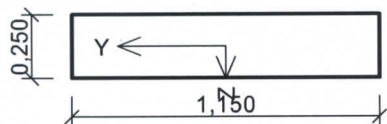
**Geometrie**

Délka dílce = 6,19m

x [m]	Podpora	Šířka [m]	Uložení	Odsazení [m]
0,000	kloub	0,250	přímé	0,16
6,190	kloub	0,250	přímé	0,16



**Průřez**



**Materiály**

**Beton : C 20/25**

$f_{ck} = 20,0\text{MPa}$ ;  $f_{ct} = 2,2\text{MPa}$ ;  $E_{cm} = 29000,0\text{MPa}$

**Ocel podélná : J - 10 335 (uživ.)**

$f_{yk} = 325,0\text{MPa}$ ;  $E = 200000,0\text{MPa}$

**Ocel příčná : E - 10 216 (uživ.)**

$f_{yk} = 206,0\text{MPa}$ ;  $E = 200000,0\text{MPa}$

Pevnost oceli neodpovídá rozsahu 400-600MPa určenému normou, další výpočet odpovídá postupům EC2

### Zatěžovací stavy

č.	Název	Kód	Typ	$\gamma_f (\gamma_{f,inf})^*$	Součinitele pro kombinace				
					$\xi$	Kateg.**	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
1	G1 silové-stálé - vlastní tíha dutinového panelu	Silové	Stálé	1,35(0,90)	1,00	-	-	-	-
2	G2 silové-stálé - podlaha 1,25 kN/m2	Silové	Stálé	1,35(0,90)	1,00	-	-	-	-
3	G3 stálé - zatížení příčkami 0,8 kN/m2	Silové	Stálé	1,35(0,90)	1,00	-	-	-	-
4	Q4 silové- užitné zatížení 1,5 kN/m2	Silové	Proměnné	1,50	-	A	0,70	0,50	0,30

\*  $\gamma_{f,inf}$  pro příznivě působící stálá zatížení

\*\* Kategorie proměnných zatížení podle tabulky A1.1 v EN 1990



**G1 SILOVÉ-STÁLÉ - VLASTNÍ TÍHA DUTINOVÉHO PANELU - ZATÍŽENÍ**

Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
spojité rovnoměrné na část nosníku	0,000	6,190	3,90kN/m	-

**G2 SILOVÉ-STÁLÉ - PODLAHA 1,25 KN/M2 - ZATÍŽENÍ**

Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
spojité rovnoměrné na část nosníku	0,095	6,000	1,50kN/m	-

**G3 STÁLÉ - ZATÍŽENÍ PŘÍČKAMI 0,8 KN/M2 - ZATÍŽENÍ**

Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
spojité rovnoměrné na část nosníku	0,095	6,000	0,96kN/m	-

**Q4 SILOVÉ- UŽITNÉ ZATÍŽENÍ 1,5 KN/M2 - ZATÍŽENÍ**

Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
spojité rovnoměrné na část nosníku	0,095	6,000	1,65kN/m	-

**Kombinace**

**2.2 Kombinace pro výpočet podle 1.řádu**

**Kombinace pro posouzení mezního stavu únosnosti (MSÚ)**

Číslo	Název a druh kombinace
	Složení
1	G1+G2+G3; základní kombinace $\gamma_{f,sup,1} \cdot G1 + \gamma_{f,sup,2} \cdot G2 + \gamma_{f,sup,3} \cdot G3$
2	Q4:G1+G2+G3; základní kombinace $\gamma_{f,sup,1} \cdot G1 + \gamma_{f,sup,2} \cdot G2 + \gamma_{f,sup,3} \cdot G3 + \gamma_{f,sup,4} \cdot Q4$

**Kombinace pro posouzení mezního stavu použitelnosti (MSP)**

Číslo	Název a druh kombinace
	Složení
1	G1+G2+G3; charakteristická kombinace $G1 + G2 + G3$
2	G1+G2+G3; kvazistálá kombinace $G1 + G2 + G3$
3	G1+G2+G3; častá kombinace $G1 + G2 + G3$

**Vyztužení**

Typ vložky	Počátek [m]	Konec [m]	Krytí [mm]	Profil [mm]	Počet
Dolní	0,000	6,190	24,0	14,0	6

S tlačnou výztuží není počítáno.

**Smyková výztuž**

Úsek č.: 1, (0,00m - 6,19m)

Průřez bez smykové výztuže.





## 2.3 Výsledky - mezní stav únosnosti

Mezní stav únosnosti je posuzován pro obálku extrémních zatěžovacích případů

### Ohyb

Tlačená výztuž neuvažována; redukce momentu - líc podpory  
Vzdálenost vložek nebyla kontrolována

### Posouzení min. a max. stupně vyztužení

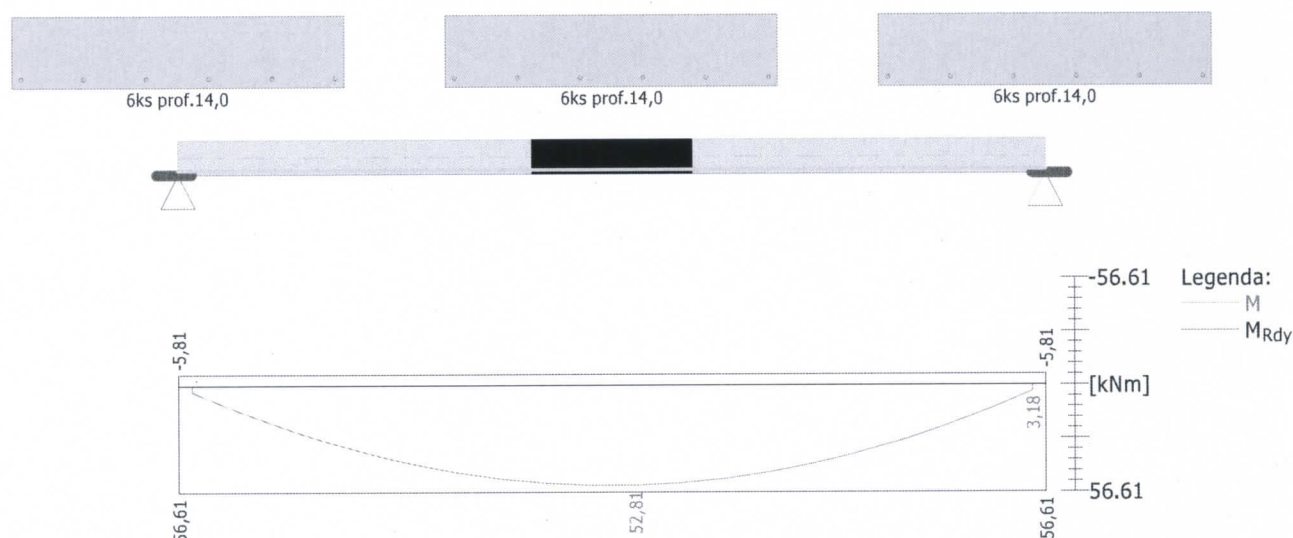
Nosník (tažená výztuž):

$$\rho_{s,min} = 0,00154 \leq \rho_s = 0,00321 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Kritický řez v bodě  $x = 2,937\text{m}$

$$M_{Ed} = 52,81\text{kNm} \leq M_{Rd} = 56,61\text{kNm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Ohyb dílce **VYHOVUJE**

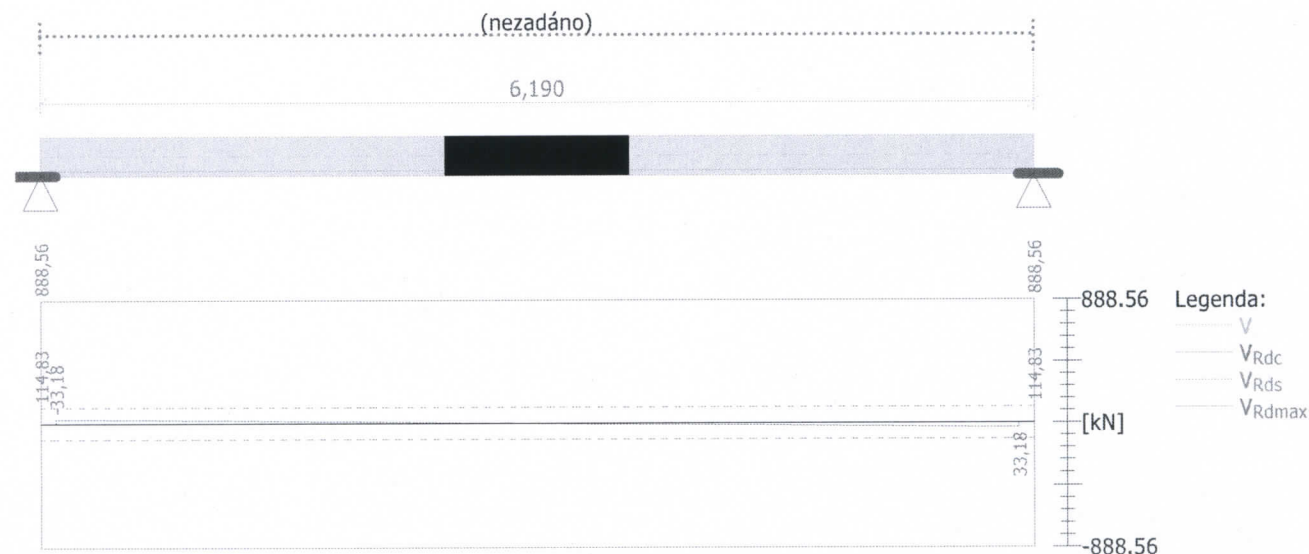


### Smyk

Typ prvku : trám Kritický řez v bodě  $x = 0,095\text{m}$

$$V_{Ed} = 33,18\text{kN} \leq V_{Rd} = 114,83\text{kN} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Smyk dílce **VYHOVUJE**







## Kotvení

Koncová úprava vložek - Jiný než přímý prut

Typ	ks	profil [mm]	$l_{bd}$ [m]	Úč. délka [m]	Celk. délka [m]
Dolní	6	14,0	0,419	6,190	7,027

Mezní stav únosnosti (ohyb, smyk) **VYHOVUJE**

## 2.4 Výsledky - mezní stav použitelnosti

Mezní stav použitelnosti je posuzován pro obálku provozních zatěžovacích případů

### Trhliny

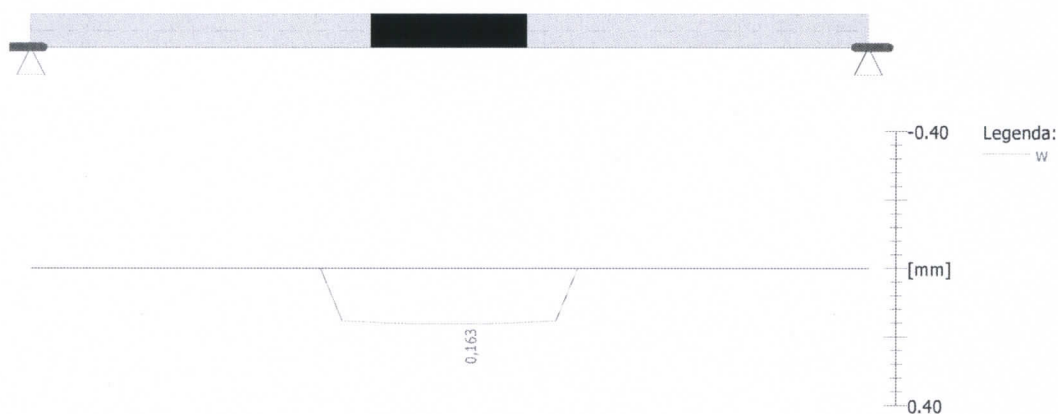
Mezní stav použitelnosti (šířka trhlin) je posuzován pro všechny kvazistálé zatěžovací případy

Prostředí - X0 nebo XC1 - šířka trhlin neovlivňuje trvanlivost

Maximální velikost trhlin:  $w_k = 0,163\text{mm}$

Maximální povolená šířka trhlin:  $w_{max} = 0,400\text{mm}$

**Šířka trhlin VYHOVUJE**



### Průhyb

Mezní stav použitelnosti (omezení průhybu) je posuzován pro všechny kvazistálé, charakteristické, časté zatěžovací případy

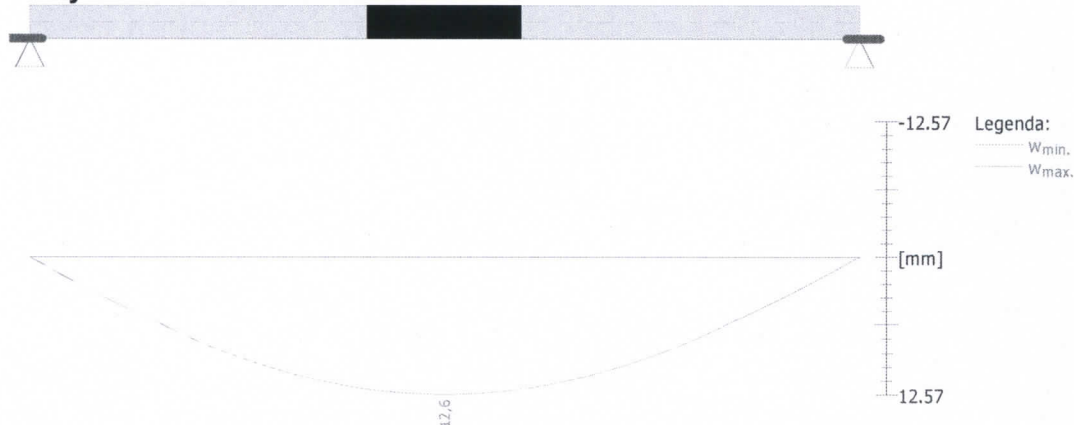
Počátek přetvoření:  $t_s = 7$  [dny]

Konec přetvoření:  $t = 29200$  [dny]

Maximální deformace prutu od kvazistálých kombinací je 12,6mm v bodě  $x = 3,095\text{m}$

Maximální povolená deformace prutu od kvazistálých kombinací je 24,8mm

**Průhyb dílce VYHOVUJE**





### Napětí

Mezní stav použitelnosti (omezení napětí) je posuzován pro všechny charakteristické zatěžovací případy

Největší tlakové napětí v betonu:

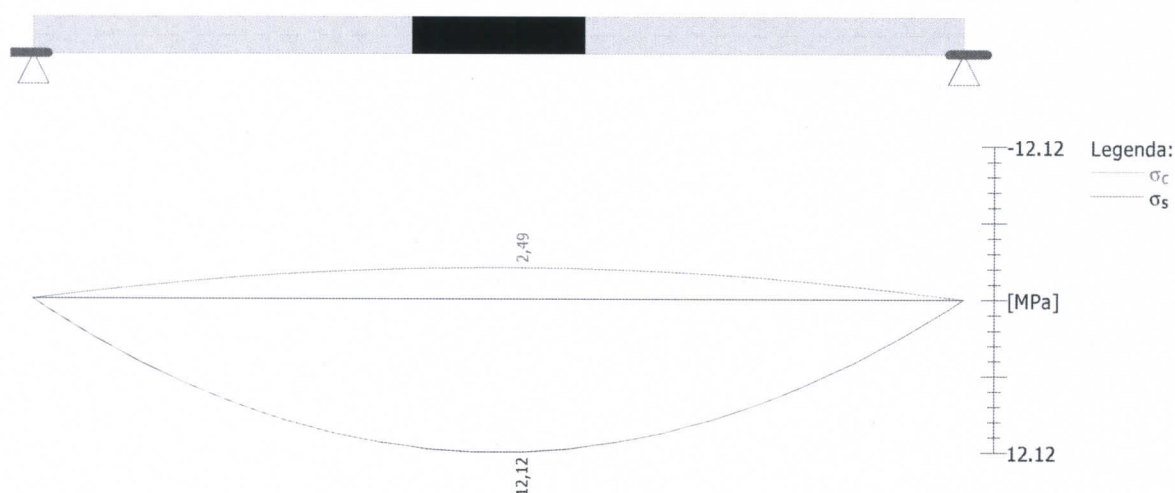
$$\sigma_c = 2,5 \text{ MPa} < k_1 \cdot f_{ck} = 12,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Splněna hodnota pro prostředí XD, XF, XS}$$

$$\sigma_c = 2,5 \text{ MPa} < k_2 \cdot f_{ck} = 9,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Lineární dotvarování}$$

Největší tahové napětí ve výztuži:

$$\sigma_s = 12,1 \text{ MPa} < k_3 \cdot f_{yk} = 260,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Nepřijatelné trhliny ani deformace nevzniknou}$$

**Napětí na dílci VYHOVUJE**



**Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE**