


| | | | |
|-----------------------|--------------------|--|--|
| ČÁST DOKUMENTACE | STATICKÉ POSOUZENÍ | | Ing. Bohumil Rusek –konstrukční kancelář Na Konečné 1016 500 09 HRADEC KRÁLOVÉ tel.: 495 270 239 |
| ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT | Ing. Bohumil Rusek | | |
| VYPRACOVAL | Ing. Bohumil Rusek | | |
| VYPRACOVAL | | | |

| | | | |
|---|--|---|-------------------------------------|
| HLAVNÍ PROJEKTANT | TRENTO s.r.o., Jižní 870, Hradec Králové |  | |
| VEDOUCÍ PROJEKTANT | Ing. Miloš Pařízek | | |
| MÍSTO STAVBY | Bělěhradská 379, Pardubice | | |
| OBJEDNATEL PD | Statutární město Pardubice zastoupené RFP,a.s. | číslo zakázky | T2013–06–1000 |
| PASPORTIZACE A STAVEBNÍ OPRAVY BYTU Č.30 BĚLEHRADSKÁ Č.P. 379, PARDUBICE | | stupeň PD | DOKUMENTACE PRO VÝBĚR DODAVATELE |
| | | datum | 12/2013 |
| | | měřítko | |
| STATICKÉ POSOUZENÍ | | označení přílohy | 05 |

**Objednatel : Statutární město Pardubice
zastoupené RFP, a.s.**

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

**POSOUZENÍ STROPNÍ KONSTRUKCE
V PANELOVÉM DOMĚ čp. 379 – BYT Č.30
V BĚLEHRADSKÉ ULICI V PARDUBICÍCH**

1 Úvodní poznámky :

Statutární město Pardubice zastoupené RFP, a.s. požádalo Konstrukční kancelář – Ing. Bohumil Rusek – Hradec Králové o posouzení stropní konstrukce v panelovém domě čp. 379 v bytě č. 30 v Bělehradské ulici v Pardubicích.

V bytě č. 30 bude rekonstruováno bytové jádro. Stávající, již nevyhovující, typové bytové jádro z umělých hmot bude vyměněno za jádro provedené ze sádkartonových příček. (viz přílohy tohoto posudku).

Posudkem má být prokázáno, že uvedenými stavebními úpravami nedojde k nepřijatelnému 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 bodovým vysokopodlažním bytovým domem vybudovaným z panelové konstrukční soustavy krajské materiálové varianty HK-65.

Projektovou dokumentaci vypracoval Stavoprojekt Hradec Králové – pobočka Pardubice v 70. letech minulého století.

Jedná se o příčný nosný systém s nosnými panelovými dutinovými stěnami tl. 25 cm v osových vzdálenostech 625 cm orientovanými kolmo na sebe.

Konstrukční výška podlaží je 285 cm.

Stropní konstrukci panelových domů konstrukčního souboru HK-65 po revizi soustavy v roce 1969 tvořily železobetonové dutinové stropní panely typových značek L.

Únosnost těchto panelů je v typových podkladech udána :

L_{1B} - $M_m = 8,80 \text{ Mpm}$

L₁₁ - $M_m = 11,10 \text{ Mpm}$

Stropní panel L_{1B} (méně únosný) byl posouzen pro zatížení stávajícími keramickými příčkami tl. 70 mm a nově navrhovanými sádrokartonovými 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 sádrokartonovými 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 sádrokartonových 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 sádrokartonových 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.

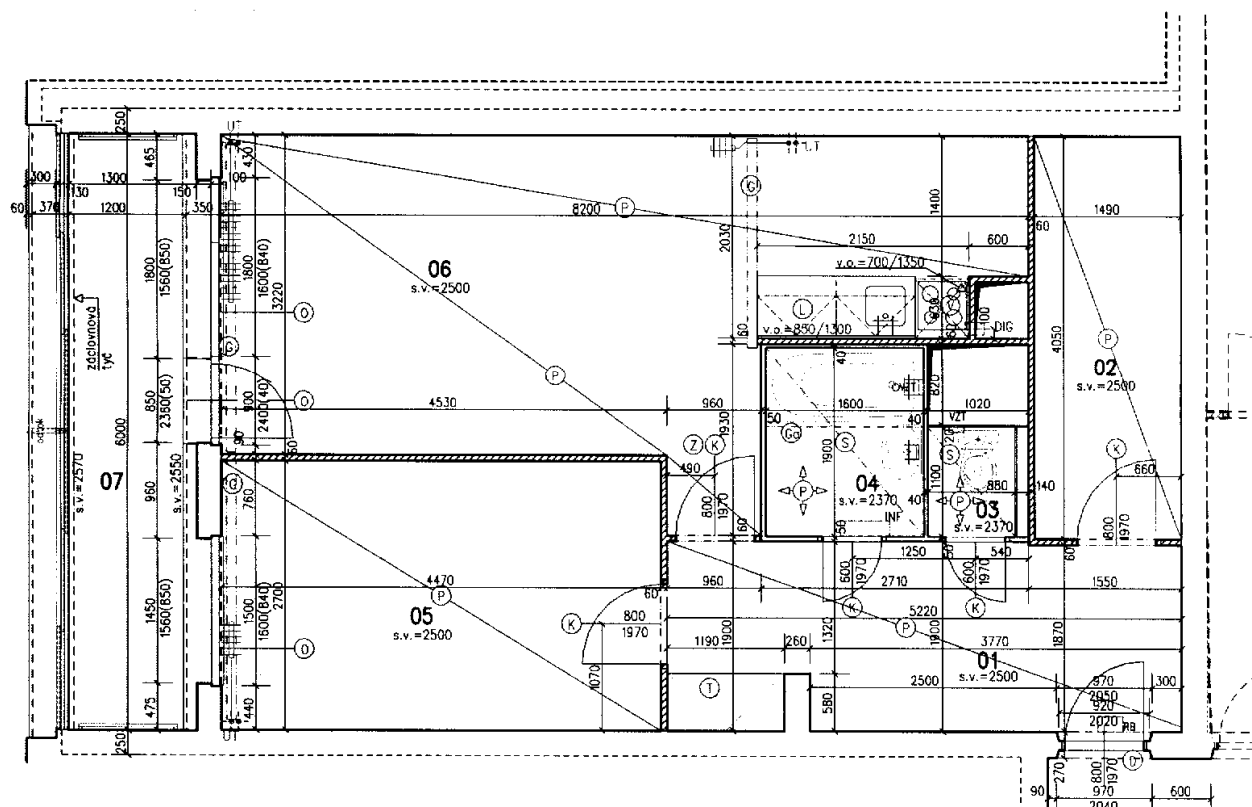


Hradec Králové, prosinec 2013

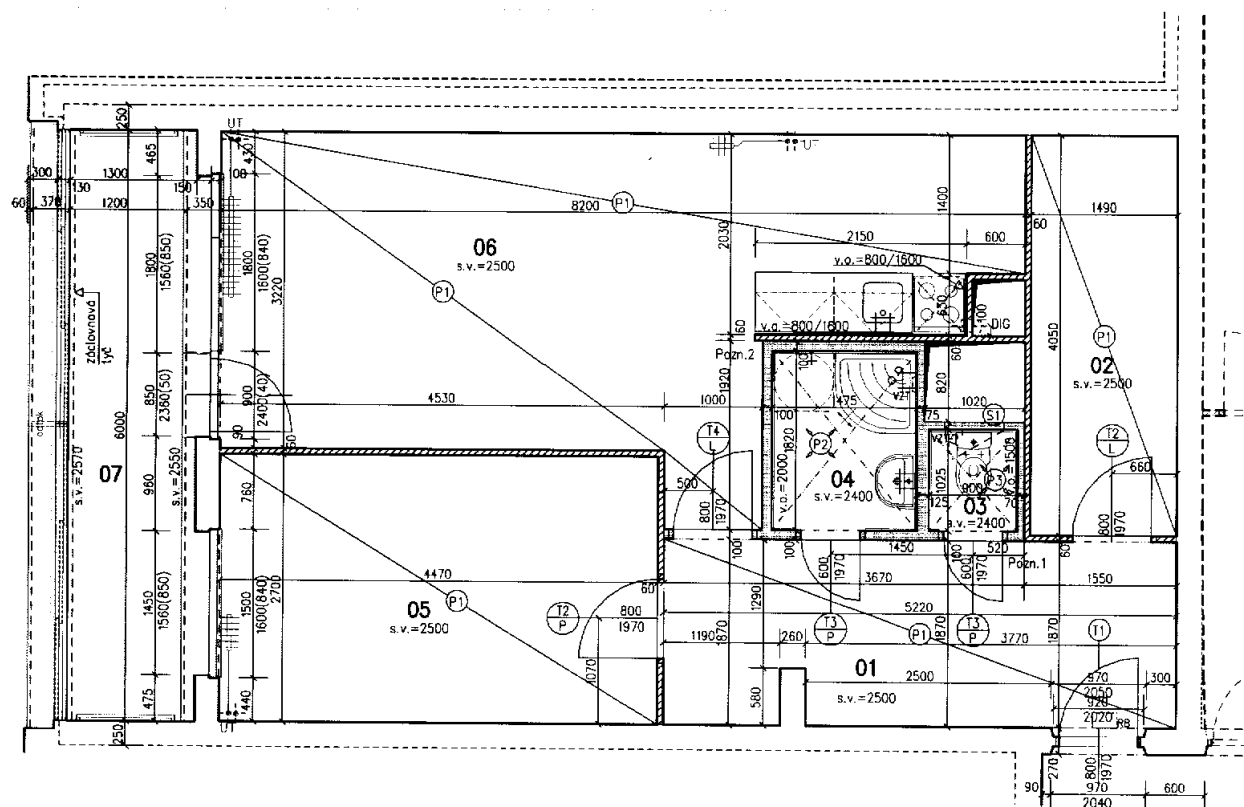
Ing. Bohumil Rusek

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

PŮDORYS BYTU č.30 – BĚLEHRADSKÁ 379, PARDUBICE STÁVAJÍCÍ STAV + BOURACÍ PRÁCE



PŮDORYS BYTU č.30 – BĚLEHRADSKÁ 379, PARDUBICE NOVÝ STAV





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^3 , malty 18 kN/m^3

| | | | |
|--|---|---|-----------------------|
| objem příčky délky 1 m | $0,04 \times 1 \times 1$ | = | $0,04 \text{ m}^3$ |
| objem cihel 75% | $0,03 \text{ m}^3 \times 10 \text{ kN/m}^3$ | = | $0,30 \text{ kN/m}^2$ |
| objem malty 25% | $0,01 \text{ m}^3 \times 18 \text{ kN/m}^3$ | = | $0,18 \text{ kN/m}^2$ |
| váha omítky tl. 2 x 7,5 mm je | $0,015 \times 18$ | = | $0,27 \text{ kN/m}^2$ |
| váha 1 m ² keramické příčky tl. 60 mm | | | $0,75 \text{ kN/m}^2$ |

váha 1 bm ker. příčky tl. 60 mm

výšky 2,6 m je $0,75 \text{ kN/m}^2 \times 2,6 \text{ m} = 1,950 \text{ kN/bm}$

Sádrokartonové příčky

Pro sádrokartonové příčky typu KNAUF podle Technického listu W 11 se uvažuje statické zatížení 1 m² pro příčky :

| | |
|--|-----------------------|
| W 111-příčka jednoduché konstr. jednoduše opláštěná tl.75÷125 mm | $0,35 \text{ kN/m}^2$ |
| W 112-příčka jednoduché konstr. dvojité opláštěná tl. 100÷150 mm | $0,50 \text{ kN/m}^2$ |
| W 115-příčka dvojitá dvojitě opláštěná tl. 155÷225 mm | $0,50 \text{ kN/m}^2$ |
| W 116-příčka dvojitá dvojitě opláštěná tl. > 220 mm | $0,50 \text{ kN/m}^2$ |

váha 1 bm sádrokartonové příčky tl. do 220 mm

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



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 kN/bm.

Protože vlastní tíha příček se pohybuje od 1,0 kN/bm do 2,0 kN/m', je ve statickém výpočtu uvažováno plošné zatížení příčkami 0,80 kN/m².

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 ² |
| - zatížení podlahou, omítkou a příčkami 1,0+0,25+0,8 = | 2,05 kN/m ² |
| - zatížení užité | 1,50 kN/m ² |

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.

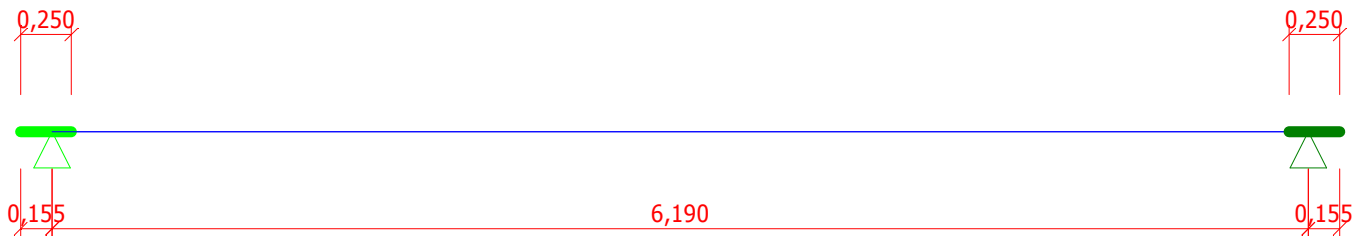
2 Stropní panel L1B

2.1 Vstupní data

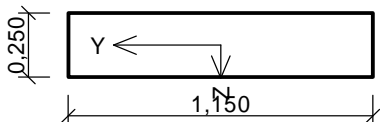
Geometrie

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 | γ_f ($\gamma_{f,inf}$)* | Součinitele pro kombinace | | | | |
|----|--|--------|----------|----------------------------------|---------------------------|----------|----------|----------|----------|
| | | | | | ξ | Kateg.** | ψ_0 | ψ_1 | ψ_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 |
| | $\gamma_{f,sup,1} * G1 + \gamma_{f,sup,2} * G2 + \gamma_{f,sup,3} * G3$ |
| 2 | Q4:G1+G2+G3; základní kombinace |
| | $\gamma_{f,sup,1} * G1 + \gamma_{f,sup,2} * G2 + \gamma_{f,sup,3} * G3 + \gamma_{f,sup,4} * Q4$ |

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

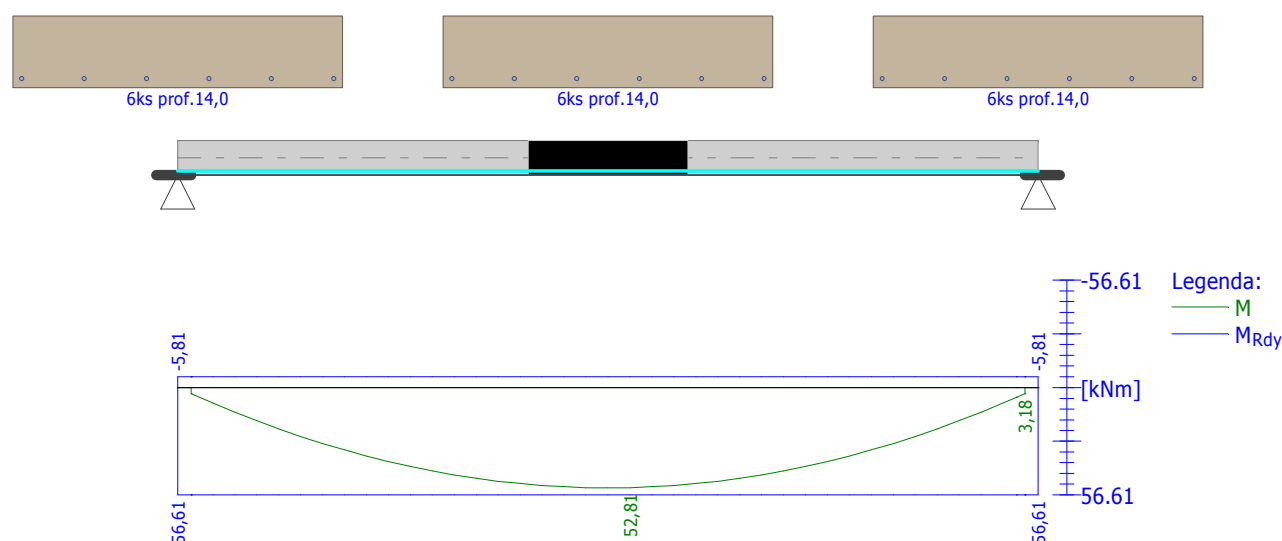
Nosník (tažená výztuž):

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

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

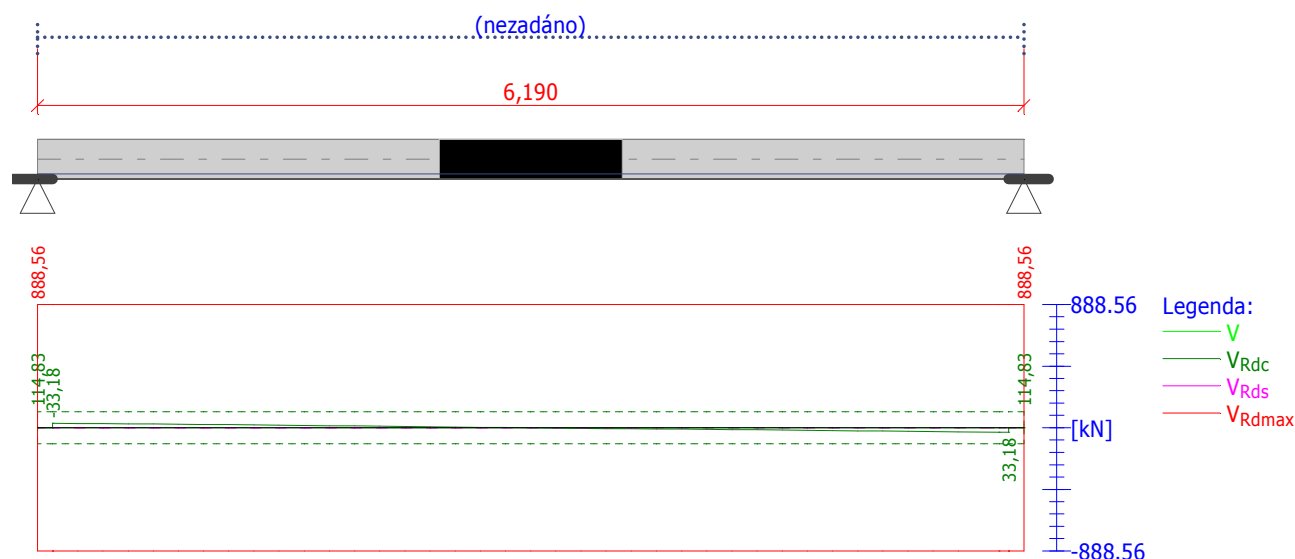


Smyk

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

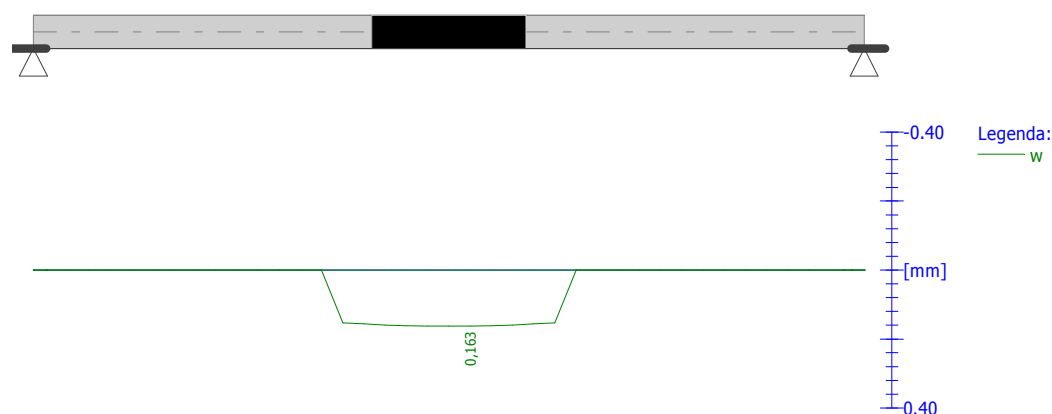
Mezní stav použitelnosti (šířka trhlin) je posuzován pro všechny kvazistálé zatěžovací případy

Prostředí - X0 nebo XC1 - šířka trhliny neovlivňuje trvanlivost

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

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

Šířka trhlin VYHOVUJE



Průhyb

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

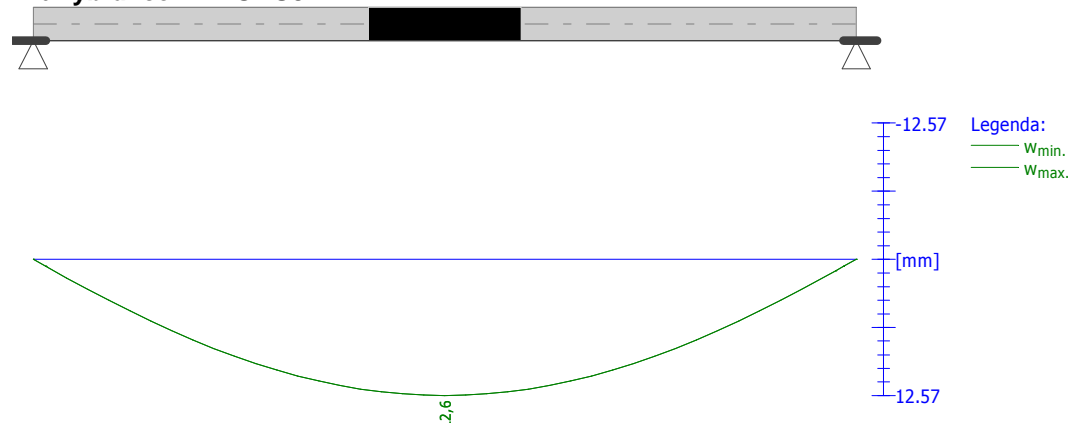
Počátek přetvoření: $t_s = 7$ [dny]

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:

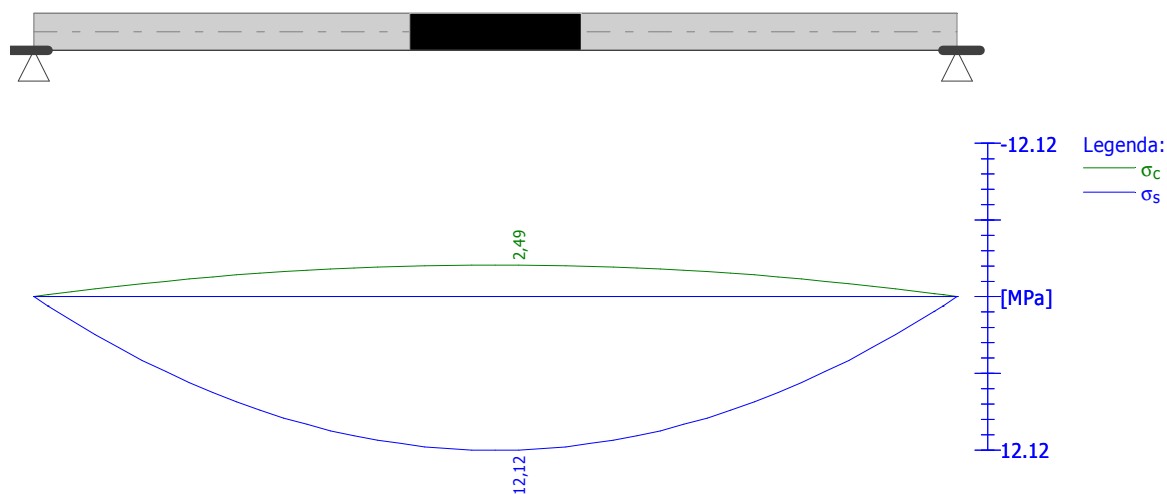
$$\sigma_c = 2,5 \text{ MPa} < k_1 \cdot f_{ck} = 12,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Splněna hodnota pro prostředí XD, XF, XS}$$

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

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