

STATICKÝ VÝPOČET

NÁZEV STAVBY: Havarijní oprava stropů

MÍSTO STAVBY: Městský úřad Mariánské Lázně, Ruská 155,

DATUM: 18. března 2017

ZAKÁZKA Č. 2/2017

STUPEŇ: DSŘ

VYPRACOVAL: Ing. Martin Pospíšil, Ph.D.

POČET LISTŮ: 17/17

PŘÍLOHA: ano



1 OBSAH

1	Obsah	1
1	Úvod	3
1.1	Rozsah statického výpočtu konstrukce.....	3
1.2	Podklady.....	4
1.2.1	Použité normy	4
1.2.2	Použitá literatura	5
1.2.3	Výpočetní programy	5
1.2.4	Podklady	5
2	Posudek stávajícího dřevěného stropu	6
2.1	Zatížení	7
2.1.1	Stálé	7
2.1.2	Proměnné.....	8
2.2	Výpočet.....	8
3	Nová stropní konstrukce	8
3.1	Zatížení	10
3.1.1	Zatížení stálé	10
3.2	Proměnné zatížení.....	10
3.2.1	Užitné rovnoměrné zatížení stropů.....	10
4	Výpočet	11
4.1	Trapézový plech	11
4.2	Posouzení železobetonové spojitě desky	12
4.3	Nosník IPE 220, S235JR	12
4.4	Spřažení	13
4.5	Průvlak IPN 320, S 235JR	15

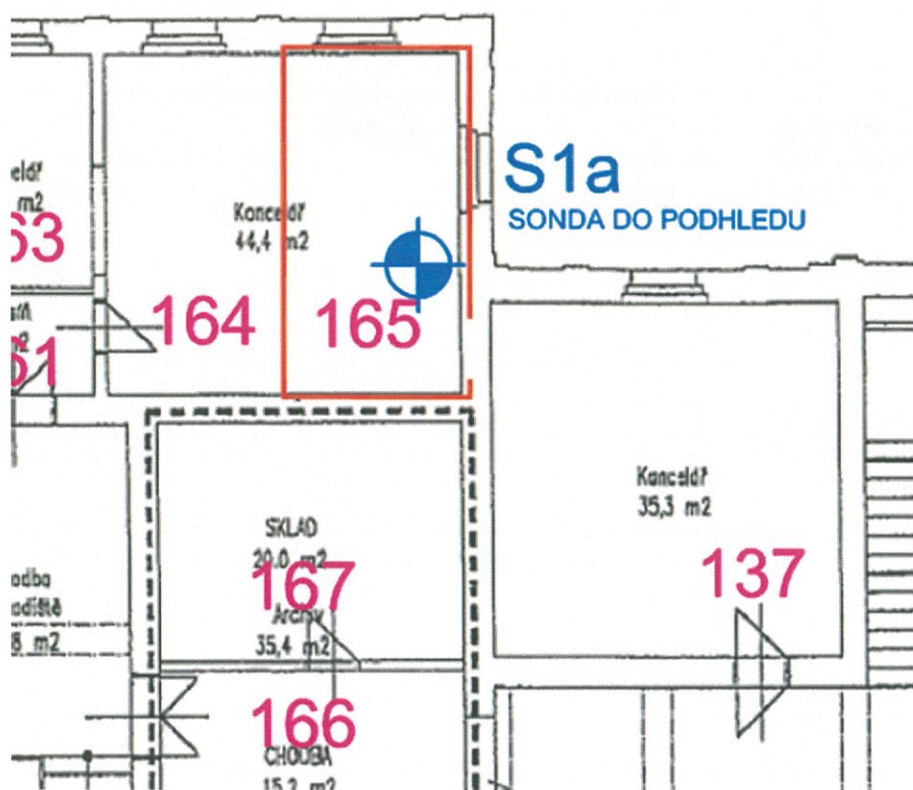
4.6	Přípoj stropnic na průvlak.....	16
5	Rekapitulace.....	17
6	Závěr.....	17

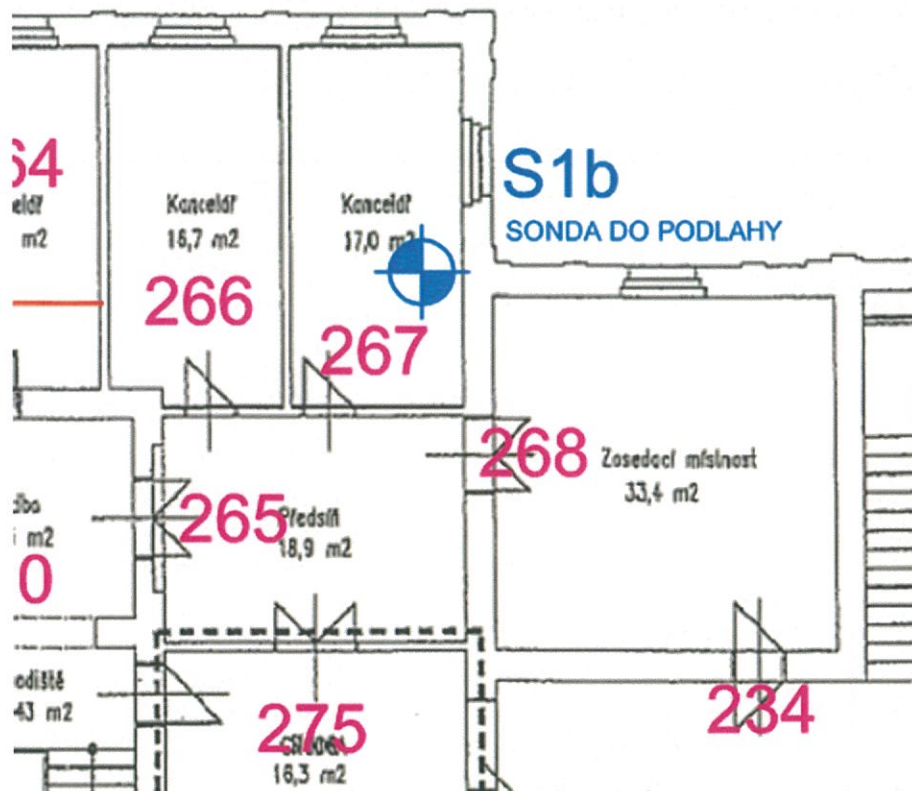
1 ÚVOD

1.1 ROZSAH STATICKÉHO VÝPOČTU KONSTRUKCE

Statický výpočet řeší posouzení stávající stropní dřevěné konstrukce a návrh nové stropní konstrukce v objektu Městského úřadu v Mariánských Lázních. Konkrétně se jedná o kanceláře nacházející se v jižním traktu budovy a to č. 164, 165 a 137 ve 2.N.P. a č. 266, 267 a 268 ve 3.N.P. .

2.N.P. -1. patro





1.2 PODKLADY

1.2.1 POUŽITÉ NORMY

ČSN EN 1991-1-1 (730035)

Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

ČSN EN 1992-1-1 (731201)

Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN EN 1991-1-3 (730035) - červen 2005

Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem
K normě byly vydány následující změny a opravy:
Z1 10.06t, Z2 2.10t, Oprava 1 2.10t, Z3 3.10t

ČSN EN 1991-1-4 (730035) - duben 2007

Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem
K normě byly vydány následující změny a opravy:
Oprava 1 9.08t, Z1 3.10t

ČSN EN 1993-1-1 (731401) - prosinec 2006

Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
K normě byly vydány následující změny a opravy:
Z1 3.10t

ČSN EN 1995-1-1 (731701) - prosinec 2006

Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla - Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
K normě byly vydány následující změny a opravy:
A1 5.09t

1.2.2 POUŽITÁ LITERATURA

- [1] Novák J. – Hořejší J. : Statika stavebních konstrukcí, SNTL Praha, 1973
- [2] Hořejší J. – Šafka J. : Statické tabulky, SNTL Praha, 1988

1.2.3 VÝPOČETNÍ PROGRAMY

Kompletní výpočty jsou archivovány u zpracovatele statického výpočtu.

1.2.4 PODKLADY

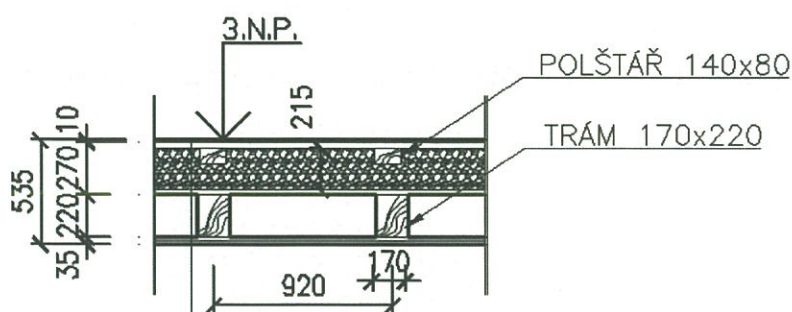
- [1] Stavebně technický průzkum radnice 2. část, Za autorský kolektiv Ing. Jiří Kovařík říjen 2015
- [2] Rozbor vzorků odebraných ze skladby podlahy pod kanceláří 267 – Ing. Martina Hřebenářová, únor 2017
- [3] Vlastní zaměření uvedených prostor, zaměření sond

2 POSUDEK STÁVAJÍCÍHO DŘEVĚNÉHO STROPU

Strop tvoří dřevěné stropní trámy rozm. 170×220 mm uložené v osových vzdálenostech 920 mm. Záklop stropu je z překládaných prken tl. 25 mm. V násypu ze stavební suti tl. cca 210 mm jsou podlahové polštáře, které nesou hrubou tesařskou podlahu tl. 30 mm s podlahovou krytinou. Podhled stropních trámů je z rákosové vápenné omítky na dřevěném bednění. Průzkumem biotického napadení byla zjištěna, mimo jiné, uhnílá zhlaví u všech sedmi stropních trámů. Krajní trámy jsou napadené rovněž i po délce s doporučením výměny celého trámu. Opravu tohoto stropu nemá smysl provádět. Následně jsem provedl přepočítání tohoto stropu, jak je uvedeno níže, tj. bez vlivu biotického napadení. Trámy jsou na jedné straně uloženy v obvodovém zdivu a na druhé straně jsou uloženy v přírubě ocelového nosníku IPN 320. Zhlaví trámů je obezděné cihlami plnými bez ponechání vzduchové mezery a bez podložení dřevěnou podložkou. Rozpětí $L = 5,500$ m.

Z uvedeného posouzení plyne, že stávající strop, i v případě, že bude uvažován s bioticky nenapadenou nosnou konstrukcí, nevyhoví z hlediska únosností a použitelnosti. Uvedený závěr o přetížené stropní konstrukci lze dovodit z řady prasklin v podhledech a příčkách a z průhybů stropní konstrukce patrných při běžné chůzi po kanceláři. V neposlední řadě je třeba zmínit to, že daná konstrukce neodpovídá ani návrhu dle empirických vzorců používaných v dané době a pro daný účel budovy.

STÁVAJÍCÍ KONSTRUKCE



KOBEREK TL. 2 mm
LINOLEUM TL. 2 mm
SOLOLIT TL. 6 mm
TESAŘSKÁ PODLAHA TL. 30 mm
NÁSYP TL.215 mm
POLŠTÁŘ 140 / 80 mm á cca 920 mm
ZÁKLOP PŘEKLÁDANÝ 2*25 mm
VZDUCHOVÁ MEZERA 220 mm
STROPNÍ TRÁM 170/220 mm á 920 mm
PODBÍJENÍ TL.13 mm
RÁKOSOVÁ OMÍTKA TL.20 mm

2.1 ZATÍŽENÍ

2.1.1 STÁLÉ

OZN.	POPIS	TL. m	ROZM. 1 m	ROZM.2 m	OBJ. HM. kNm3	CHAR. kNm2	γ_F	VÝP. kNm2
1	koberec	0,002	1	1	12	0,02		
2	lino	0,002	1	1	12	0,02		
3	sololit	0,006	1	1	8,5	0,05		
4	tesařská podlaha	0,03	1	1	5	0,15		
5	násyp	0,215	1	1	13	2,80		
6	záklop	0,025	1	1	5	0,13		
7	stropní trám á 0,92	0,17	0,22	1,09	5	0,20		
8	podbíjení	0,0015	1	1	5	0,01		
9	rákosová omítka	0,02	1	1	18	0,36		
10	SDK příčky	1	1	1	1	0,50		
11	CELKEM					4,24	1,35	5,72

2.1.2 PROMĚNNÉ

Užitné zatížení uvažuji hodnotou 2,50 kN/m² (kancelářské prostory , kat. B)

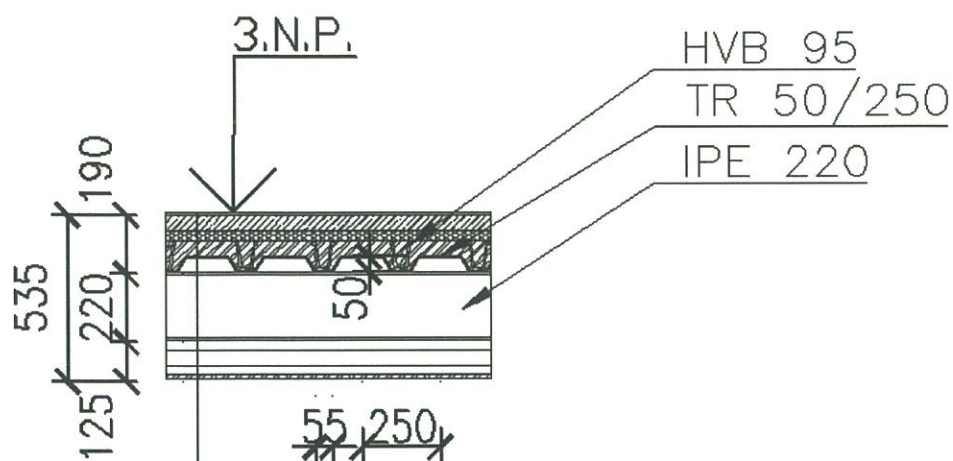
2.2 VÝPOČET

Výpočet uveden v příloze v souboru *stávající_strop*.

3 NOVÁ STROPNÍ KONSTRUKCE

Nová stropní konstrukce se skládá z nosníků IPE č. 220, S235, přes které se položí trapézové plechy pozinkované TR 50×250, tl. 1,0 mm, pozitivní poloha. Na tyto plechy se vyznačí poloha IPE nosníků a přistřelí se k pásnicím spřahovacími trny HILTI HVB 95 v počtu dvou kusů do každé vlny TR plechu. Následně se položí betonářská výztuž B500B a vybetonuje se železobetonová deska z betonu C25/30, XC1 v celkové tl. 100 mm, tj. 50 mm nad vlny TR plechu. Ocelové IPE nosníky budou opatřené dvojnásobným syntetickým základovým nátěrem S2005 (dva různé odstíny pro možnost kontroly nátěru). Osazení nosníků do kapes ve zdivu na podložku z ocelového plechu P10-250×250 mm do cementové malty MC10, hloubka uložení 250 mm. Původní ocelový průvlak IPN 320 v kanceláři č. 266 je vzhledem k roku výstavby budovy Městského úřadu tj. 1877 – 1878 zhotoven ze svárkového železa a jeho mechanické vlastnosti nejsou známé. Nosník se posune směr k cihelné přičce a na jeho místo se osadí nový nosník IPN 320, S235. Připoj stropnic k tomuto novému průvlaklu bude pomocí čelní desky dle detailu.

NOVÁ KONSTRUKCE



KOBEREC TL. 2 mm

BET. MAZ. C25/30 TL. 50 mm, SÍŤ KA17 4/150

PE FOLIE TL. 1 mm

IZOLACE KROČEJOVÁ TL. 30 mm

ŽELEZOBETONOVÁ DESKA TL. 100 mm

IPE 220, S235 + HVB 95

SDK PODHLED KAZETOVÝ

3.1 ZATÍŽENÍ

3.1.1 ZATÍŽENÍ STÁLÉ

OZN.	POPIS	TL.	ROZM. 1	ROZM.2	OBJ. HM.	CHAR.	γ_F	VÝP.
		m	m	m	kN/m3	kN/m2		kNm2
1	koberec	0,003	1	1	12	0,04		
2	bet.mazanina	0,05	1	1	25	1,25		
3	folie	0,002	1	1	12	0,02		
4	izolace	0,03	1	1	1,18	0,04		
5	želbet deska	0,067	1	1	25	1,68		
6	TR50/250/1	1	1	1	0,1	0,10		
7	IPE 240	1	1	1	0,31	0,31		
8	izolace	0,05	1	1	0,5	0,03		
9	SDK podhled	1	1	1	0,3	0,15		
10	příčky	1	1	1	0,5	0,50		
11	CELKEM					4,11	1,35	5,54

3.2 PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ

3.2.1 UŽITNÉ ROVNOMĚRNÉ ZATÍŽENÍ STROPŮ

Položka	Charakteristické	γ_F	Návrhové
Kancelářské plochy kat. B (ČSN EN 1991-1-1)	2,50	1,5	
Schodiště	3,00	1,5	
Balkony	3,00	1,5	

4 VÝPOČET

Budou posouzené jednotlivé prvky konstrukce a to v následujícím pořadí:

1. Trapézový plech
2. Železobetonová spojitá deska
3. Nosník IPE 220, S235JR
4. Spřažení
5. Průvlak IPN 320, S 235JR
6. Spoj stropnice a průvlaku čelní deskou

4.1 TRAPÉZOVÝ PLECH

Nadbetonování 50 mm nad vlnou, beton C25/30, XC1

Montážní stadium

Položka	Charakteristické	γ_F	Návrhové
Stálé			
Čerstvý beton 26 kNm^{-3} , $0,07 \cdot 26$	1,82	1,35	
$t_{\text{stov}} = 50 + 50 \cdot (54 + 30,5) / 250 = 66,9 = 67 \text{ mm}$			
Trapezový plech	0,10	1,35	
Celkem	1,92	1,35	2,59
Proměnné			
	0,75	1,50	
Alt. 1,5 na čtverci $3 \cdot 3 \text{ m}$	1,50	1,50	2,25

TR plech uvažujeme jako řetěz prostých nosníků pro $L=2,50 \text{ m}$

$$g_k + q_k = 1,92 + 1,50 = \underline{3,42 \text{ kNm}^{-2}}$$

$$g_d + q_d = 2,59 + 2,25 = \underline{4,84 \text{ kNm}^{-2}}$$

Navrhujeme TR 50/250 tl. 1mm

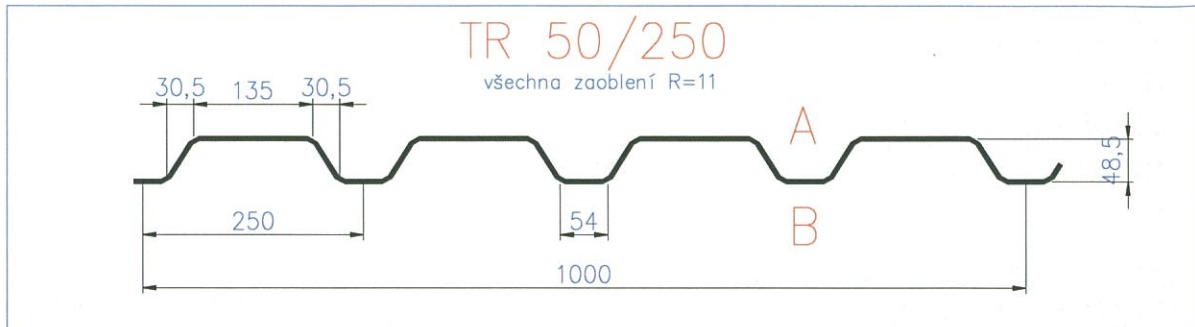
$$W_{y,\text{eff}} = 12430 \text{ mm}^3/\text{m}$$

$$I_{y,\text{eff}} = 311000 \text{ mm}^4/\text{m}$$

$L = 2,50 \text{ m}$

$M_{ed} = 0,125 \cdot 4,84 \cdot 2,50^2 = \underline{3,78 \text{ kNm}}$

$M_{rd} = 12430 \cdot 320 = 3,98 \cdot 10^6 = \underline{3,98 \text{ kNm}} > M_{ed} = 3,78 \text{ kNm}$ VYHOVÍ



4.2 POSOUZENÍ ŽELEZOBETONOVÉ SPOJITÉ DESKY

Železobetonová deska spojitá o třech polích je navržena z betonu C25/30, XC1. Rozpětí polí $L=1,84 \text{ m}$. Deska je dimenzovaná na užité zatížení $2,50 \text{ kNm}^{-2}$ a na zatížení SDK příčkami. Deska je betonovaná do pozinkovaného trapézového plechu TR 50/250 tl.1mm sloužícího jako ztracené bednění. Vlastní výpočet uveden v příloze v souboru D_{301} .

4.3 NOSNÍK IPE 220, S235JR

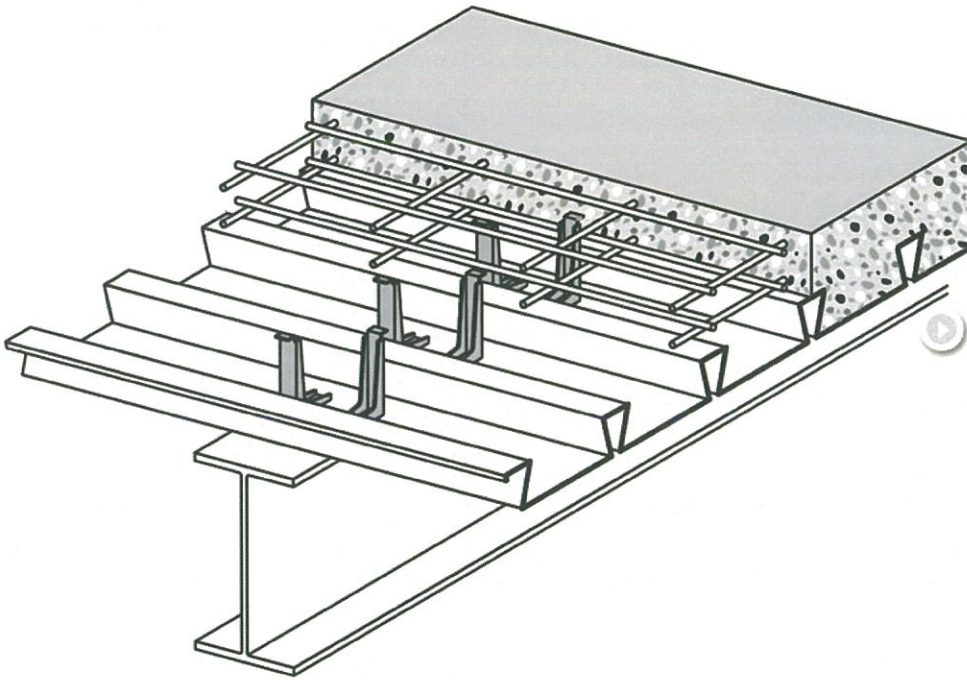
Stropnice IPE 220 je navržena na rozpětí $L=6,0 \text{ m}$, max. osová vzdálenost $2,50 \text{ m}$. Ocel S235JR. Stropnici uvažují jako spřažený nosník s železobetonovou deskou tl. 100 mm . Spřažení zajišťují kotvy X-HVB 95, které budou přistřelené k horní pásnici vždy dva kusy do jedné vlny. Uložení stropnic 250 mm . Podkladní plech P10-250×250 mm do cementové malty MC-10. Nátěr nosníků dvojnásobný barvou syntetickou základní.

IPE_220	stropnice		S235JR
L	6	m	max. rozpětí
G	4,11*2,5	10,275	2,5 m rozteč
Q	2,5*2,5	6,25	2,5 m rozteč
kombinace	10,28*1,35+6,25*1,5	23,25	kN/m
Med	$0,125*23,25*6^2$	104,61	kNm
V	$0,5*23,25*6$	69,74	kN
beff	2*6000/8000	1500,00	2*L/8
x(neutr. osa)	$(3340*235)/(1500*14,2)$	36,85	mm
MplRD	$3340*235*(210-37/2)$	150 308 350,00	150,308 kNm
Mplard	286*1000*235	67 210 000,00	67,21 kNm
Mrd	$67,21+(150,308-67,21)*0,59$	116,24	> Med=104,61
zatížení	0,26+2,5*1,68	4,46	1,68 vl. váha desky
průhyb	$(5*4,46*6000^4)/(384*210000*27,7*10^6)$	12,94	mm
zbytek zatížení	$2,5*(4,11-1,68)$	6,08	kN/m
Q	2,5*2,5	6,25	kN/m
součet		12,33	kN/m
průhyb2	$5*12,33*6000^4)/(384*210000*99,6*10^6)$	9,95	mm
průhyb celk.	12,94+9,95	22,89	< 6000/250 = 24 mm

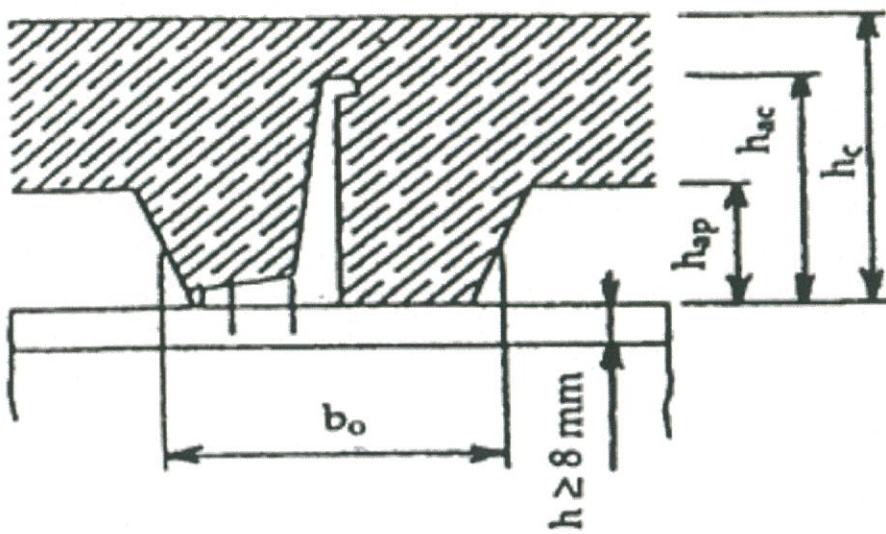
4.4 SPŘAŽENÍ

Spřažení zajišťují kotvy HILTI X-HVB 95, které budou přištřelené k horní pásnici vždy dva kusy do jedné vlny. Tvar a rozměry kotev viz obr. níže. Schéma konstrukce viz následující obrázek. Uvažuji částečné spřažení pomocí 24 kotev na polovině nosníku.

žebra kolmo k nosníku							
a	0,60	1,14	1		0,69		
na 0,5 nosníku potřebujeme přenést sílu				$(3373*235/1000)$	784,195	kN	
únosnost 1 kotvy		28 kN		$28*0,69= 19,32$	40,87	ks kotev	
máme místo na 3000/250= 12*2					24	ks kotev	
η				24/41	0,59	>	0,4



Obr. 1 – Spřažení ocelového nosníku s betonovou deskou pomocí X-HVB prvků

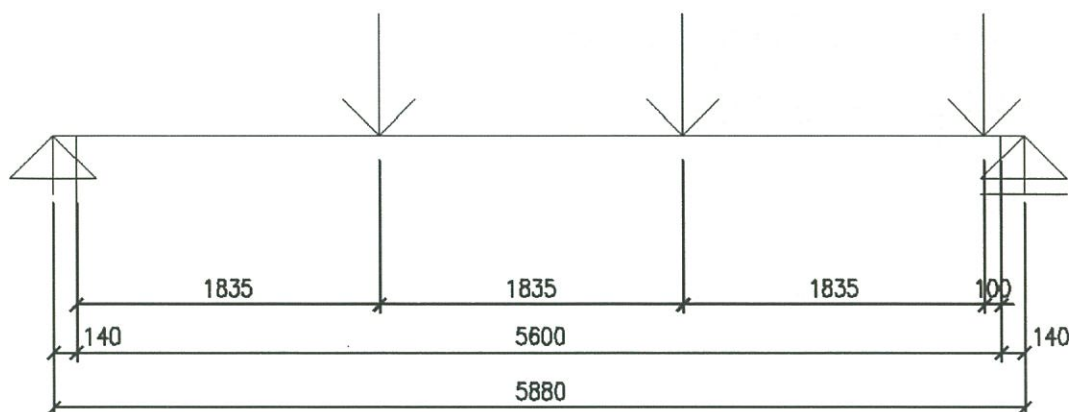


4.5 PRŮVLAK IPN 320, S 235JR

Stávající průvlak IPN 320 bude posunut směrem ke zděné příčce a na jeho místo se osadí totožný průvlak IPN 320, S235JR. Horní příruby budou na úrovni 190 mm pod čistou podlahou 3.N.P.. Vzhledem k době výstavby budovy (1877-1878), je původní průvlak ze svářkového železa a nejsou známy jeho materiálové vlastnosti. Uložení průvlaku bude 250 mm. Podkladní plech P10-250×250 mm do cementové malty MC-10. Výpočet statických veličin uveden v příloze v souboru *IPN_320*. Nátěr nosníků dvojnásobný barvou syntetickou základní.

IPN_320	průvlak		S235JR
L	5,6*1,05	5,88	m
G1,2	5,6*4,11	23	kN
Q1.2	5,6*2,5	14	kN
G3	3,1*4,11	12,74	kN
Q3	3,1*2,5	7,75	kN
Med		113,64	kNm
Ved		81,3	kN
průhyb		11,12	< 5880/400 =14,70 mm
	3,05*1,835	5,6	m ²
	3,05*(1,835*0,5+0,1)	3,1	m ³

$$\begin{array}{ccc}
 P_g = 23 \text{ kN} & P_g = 23 \text{ kN} & P_g = 12,74 \text{ kN} \\
 P_q = 14 \text{ kN} & P_q = 14 \text{ kN} & P_q = 7,75 \text{ kN}
 \end{array}$$



Posouzení prutu na tlak a dvouosý ohyb

Pozn.: Výpočet proveden dle ČSN EN 1993-1-1 pro průřezy třídy 1,2,3

1) Vnitřní síly působící na průřez

Návrhová normálová síla	N_{Ed}	0 kN
Ohybový moment k ose y	$M_{y,Ed}$	113,64 kN
Ohybový moment k ose z	$M_{z,Ed}$	0 kN
Maximální posouvající síla	V_{Ed}	81,3 kN

2) Charakteristické hodnoty průřezu pro výpočet

navržený průřez

I320

podmínka únosnosti dle ČSN 1993-1-1 vzorec (6.61 a 6.62)

$N_{Ed}/N_{y,RD}$	+	$k_{yy} M_{y,Ed}/M_{y,b,Rd}$	+	$k_{yz} M_{z,Ed}/M_{z,c,RD}$	0,53 ≤ 1,0
0,00		0,53		0,00	VYHOVUJE
$N_{Ed}/N_{y,RD}$	+	$k_{zy} M_{y,Ed}/M_{y,b,Rd}$	+	$k_{zz} M_{z,Ed}/M_{z,c,RD}$	0,34 ≤ 1,0
0,00		0,34		0,00	VYHOVUJE

4.6 PŘÍPOJ STROPNIC NA PRŮVLAK

Navržen přípoj pomocí čelní desky. Dle detailu 1:20 v příloze.

L	5,43*1,025	5560	mm
G	4,11*1,835	7,54	kN/m
Q	2,5*1,835	4,59	kN/m
komb.	7,54*1,35+4,59*1,5	17,06	kN/m
Vrd	(5,56*17,06)/2	47,43	kN

Rozhoduje únosnost stěny nosníku IPE 220 ve smyku.

$$V_R = 0,9 * 150 * 5,9 * 235 / \sqrt{3} = \underline{108,07} \text{ kN} > 47,43 \text{ kN Vyhoví}$$

5 REKAPITULACE

Spřažená deska tl. 50 + 50 mm, beton C25/30, XC1, ocel B500B

Trapézový plech TR 50/250 tl. 1,0 mm

Spřažení kotvani Hilti X-HVB 95, 2ks do každé vlny

Stropnice z IPE 220, S235JR

Čelní deska P10-150×150, 4×M20, 8.8

Podkladní plechy P10-250×250 mm

Průvlak IPN 320, S235JR osazen na místo původního průvlaku

Původní průvlak IPN 320 se posune na nové místo

6 ZÁVĚR

V případě nejasností nebo výskytu nepředpokládaných věcí je nutné informovat statika, stavební dozor a projektanta stavebních úprav.

V Mariánských Lázních dne 18. března 2017

Vypracoval: Ing. Martin Pospíšil Ph.D.

Spolupráce: Ing. Jan Panoš





PŘÍLOHA

SEZNAM

POSOUZENÍ STÁVAJÍCÍHO DŘEVĚNÉHO STROPU

ŽELEZOBETONOVÁ DESKA D_301

VÝPOČET STATICKÝCH VELIČIN PRŮVLAKU IPN_320

PŮDORYS STROPU NAD 2.N.P.

DETAIL PŘÍPOJE ČELNÍ DESKOU 1:20

PŘEDBĚŽNÝ ROZPOČET

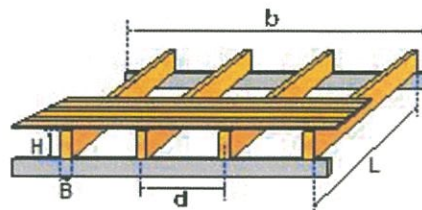
SPŘAHOVACÍ KOTVY X-HVB

ISOVER EPS RIGIFLOOR 5000



1. Stávající strop

Strop o jednom poli

**2. Obecný popis, předpoklady, materiály, zatížení****2.1. Druh konstrukce**

Dřevěný strop, ze dřeva C24

Vzdálenost stropních nosníků 0.920m, rozpětí nosníku 5.550m

Průřez stropních nosníků BxH=170mmx220mm. Tloušťka záklopu 25mm.

2.2. Návrhové normy

EN1990:2002 Zásady navrhování konstrukcí

EN1991-1-1:2002 Zatížení konstrukcí

EN1995-1-1:2009 Navrhování dřevěných konstrukcí

2.3. Návrhová metoda

Vnitřní síly jsou spočteny na koncích a ve středu pole stropních nosníků, pružné deformace ve středu pole, pro všechny kombinace zatížení, podle EC 1 a EC 5. Všechna ověření podle Eurokódu 5 jsou provedena v mezním stavu únosnosti, (EC5 EN1995-1-1:2009, §6). Průhyby jsou ověřeny v mezním stavu použitelnosti podle EC5 EN1995-1-1:2009, §7.2. Jsou zahrnuta ustanovení Eurokódu 5 pro ověření vibrací nosníku (EC5 EN1995-1-1:2009, §7.3.3).

2.4. Parametry materiálů (dřevo) (EC5 EN1995-1-1:2009, §3)

Třída dřeva : C24

Třída provozu : Třída 1, vlhkost \leq 12% (EC5 §2.3.1.3)Součinitel materiálu $\gamma_M=1.30$ (EC5 Tab. 2.3)**Charakteristické vlastnosti materiálu pro dřevo**f_{m,k} = 24.0 MPa, f_{t0,k} = 14.0 MPa, f_{t90,k} = 0.4 MPaf_{c0,k} = 21.0 MPa, f_{c90,k} = 5.3 MPa, f_{v,k} = 2.5 MPaE_{0,m} = 11000 MPa, E_{0,05} = 7400 MPa, E_{90,m} = 370 MPaG_m = 690 MPa, ρ_k = 350 Kg/m³**2.5. Rovnoměrná zatížení podlahy**Záklop podlahy $G_e = 0.240$ kN/m²Vlastní tíha (izolace-nosníky) $G_w = 3.630$ kN/m²Stropní podhled $G_c = 0.370$ kN/m²Suma stálých zatížení $G_e+G_w+G_c = G_s = 4.240$ kN/m²Proměnné zatížení stropu $Q_f = 2.500$ kN/m²**2.6. Přímkové zatížení (kN/m) stropních nosníků**Stálé zatížení $G_k = 0.920 \times 4.240 = 3.901$ kN/mProměnné zatížení $Q_k = 0.920 \times 2.500 = 2.300$ kN/m**2.7. Průřezové charakteristiky stropních nosníků**Průřez BxH=170mmx220mm, A=3.740E+004mm², I=1.508E+008mm⁴, W=1.371E+006mm³**3. Maximální vnitřní síly a průhyby nosníku (L=5.550m)**Stálé zatížení $G_k = 3.901$ kN/m, maxV= 10.82kN, maxM= 15.02kNm, maxΔ= 29.74mmProměnné zatížení $Q_k = 2.300$ kN/m, maxV= 6.38kN, maxM= 8.86kNm, maxΔ= 17.54mm

4. Mezní stav použitelnosti (EC5 EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)**Ověření průhybu prostřed rozpětí nosníku (EC5 §7.2)**

Zatížení [kN/m]	u [mm]	Trvání	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Kdef
(G) Stálé Gk = 3.901	29.741	Stálé	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qf) Proměnné Qk = 2.300	17.536	Střednědobé	0.70	0.50	0.30	0.60

Kombinace zatížení	w.inst	w.fin [mm]
1 G	29.741	47.586
2 Q1	17.536	20.692
3 G + Q1	47.277	68.278

w.fin, g=w.inst, g(1+kdef), w.fin, q=w.inst, q(1+ ψ_2 ·kdef) (EC5 §2.2.3, Rov.2.3, Rov.2.4)

Maximální hodnoty průhybu

w.inst = 47.277 mm, w.fin = 68.278 mm

Ověření podle EC5 EN1995-1-1:2009 §7.2, Tab.7.2**Konečné průhyby**

w.inst = 47.277 mm > L/300=5550/300= 18.500 mm

w.net, fin = 68.278 mm > L/250=5550/250= 22.200 mm

w.fin = 68.278 mm > L/150=5550/150= 37.000 mm

Ověření NEVYHOVUJE**5. Vibrace** (EC5 EN1995-1-1:2009, §7.3.3)

Základní vlastní frekvence stropu $f = (3.14/2L)^2 \sqrt{EI/M}$ (EC5 EN1995-1-1:2009 §7.3.3)

L=5.550 m, E=1.100E+010 N/m², I=1.508E-004 m⁴, M=397.64 kg, f=3.29 Hz

f=3.29 Hz < 8 Hz. The basic natural frequency is not acceptable

6. Mezní stav únosnosti (EC5 EN1995-1-1:2009, §6)

Zatížení [kN/m]	Trvání	γ_g	γ_q	ψ_0
(G) Stálé Gk = 3.901	Stálé	1.35	0.00	1.00
(Qf) Proměnné Qk = 2.300	Střednědobé	0.00	1.50	0.70

L.C.	Kombinace zatížení	Třída trvání	kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	$\gamma_g \cdot G$	Stálé	0.60	24.356	33.793
2	$\gamma_g \cdot G + \gamma_q \cdot Qf$	Střednědobé	0.80	30.234	41.950
	Maximální hodnoty			30.234	41.950

Smyk, Fv=24.187 kN (EC5 §6.1.7)

Obdélníkový průřez, bef=0.67x170=114 mm, h=220 mm, A= 25 080 mm²

Modifikační součinitel Kmod=0.80 (Tab.3.1), Součinitel materiálu $\gamma_M=1.30$ (Tab. 2.3)

fvk=2.50 N/mm², fvd=Kmod·fvk/ $\gamma_M=0.80 \times 2.50 / 1.30 = 1.54$ N/mm² (EC5 Rov.2.14)

Fv=24.187 kN, fv0d=1.50Fv0d/Anetto=1000x1.50x24.187/25080=1.45 N/mm² < 1.54 N/mm²=fv0d (Rov.6.13)

Ověření vyhovuje

Ohyb, Myd=33.560 kNm, Mzd=0.000 kNm (EC5 §6.1.6)

Obdélníkový průřez, b=170mm, h=220mm, A=3.740E+004mm², Wy=1.371E+006mm³, Wz=1.060E+006mm³

Modifikační součinitel Kmod=0.80 (Tab.3.1), Součinitel materiálu $\gamma_M=1.30$ (Tab. 2.3)

fmyk=24.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/ $\gamma_M=0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77$ N/mm²

fmzk=24.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/ $\gamma_M=0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77$ N/mm²

Obdélníkový průřez $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my, netto} = 1E+06 \times 33.560 / 1.371E+006 = 24.47 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz, netto} = 1E+06 \times 0.000 / 1.060E+006 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 1.657 + 0.000 = 1.66 > 1$ (EC5 Rov.6.11)

$K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 1.160 + 0.000 = 1.16 > 1$ (EC5 Rov.6.12)

Ověření NEVYHOVUJE

Příčná a torzní stabilita nosníků, $M_{yd}=33.560 \text{ kNm}$, $M_{zd}=0.000 \text{ kNm}$ (EC5 §6.3.3)
 Obdélníkový průřez, $b=170 \text{ mm}$, $h=220 \text{ mm}$, $A=3.740E+004 \text{ mm}^2$, $W_y=1.371E+006 \text{ mm}^3$, $W_z=1.060E+006 \text{ mm}^3$
 Modifikační součinitel $K_{mod}=0.80$ (Tab.3.1), Součinitel materiálu $\gamma_M=1.30$ (Tab. 2.3)
 $f_{c0k}=21.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d} = K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.80 \times 21.00 / 1.30 = 12.92 \text{ N/mm}^2$
 $f_{yk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{ykd} = K_{mod} \cdot f_{yk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77 \text{ N/mm}^2$
 $f_{mk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mkd} = K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77 \text{ N/mm}^2$

Obdélníkový průřez $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my, netto} = 1E+06 \times 33.560 / 1.371E+006 = 24.47 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz, netto} = 1E+06 \times 0.000 / 1.060E+006 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

Vzpěrná délka

$S_{ky} = 1.00 \times 5.550 = 5.550 \text{ m} = 5550 \text{ mm}$

$S_{kz} = 0.10 \times 5.550 = 0.555 \text{ m} = 555 \text{ mm}$

Štíhlost

$i_y = \sqrt{I_y / A} = 0.289 \times 220 = 64 \text{ mm}$, $\lambda_y = 5550 / 64 = 86.72$

$i_z = \sqrt{I_z / A} = 0.289 \times 170 = 49 \text{ mm}$, $\lambda_z = 555 / 49 = 11.33$

$\sigma_{m, crit} = 0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005} / (h \cdot I_{ef}) = 0.78 \times 170^2 \times 7400 / (220 \times 4995) = 151.80 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Rov.6.32)

$\sigma_{m, crit} = 0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005} / (h \cdot I_{ef}) = 0.78 \times 220^2 \times 7400 / (170 \times 555) = 2960.94 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Rov.6.32)

Kritická napětí

$\sigma_{m, crity} = 151.80 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, my} = \sqrt{f_{yk} / \sigma_{m, crity}} = 0.40$ (EC5 Rov.6.30)

$\sigma_{m, critz} = 2960.94 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, mz} = \sqrt{f_{mk} / \sigma_{m, critz}} = 0.09$ (EC5 Rov.6.30)

$\lambda_{rel, my} = 0.40$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{crity} = 1.00$ (EC5 Rov.6.34)

$\lambda_{rel, mz} = 0.09$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{critz} = 1.00$ (EC5 Rov.6.34)

$\sigma_{myd} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + K_m \cdot \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 1.657 + 0.000 = 1.66 > 1$ (EC5 Rov.6.33)

$K_m \cdot \sigma_{myd} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 1.160 + 0.000 = 1.16 > 1$ (EC5 Rov.6.33)

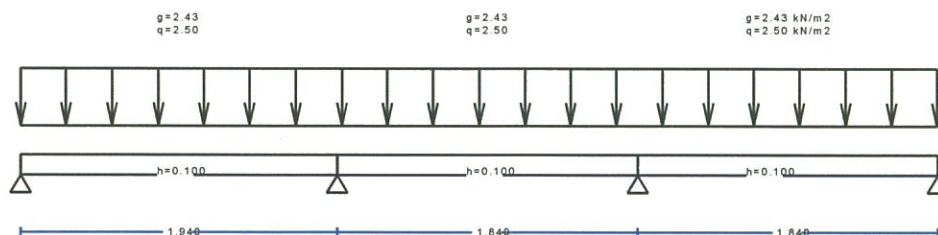
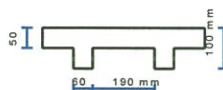
Ověření NEVYHOVUJE



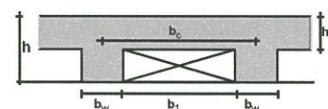
1. D_301**Spojité žebrová deska působící v jednom směru**

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-CSN:2007)

C25/30 - B500B

Návrh železového betonu

Třída betonu-výztuže : C25/30-B500B (EC2 §3)
 Stupně vlivu prostředí : XC1 (EC2 §4.4.1)
 Krycí vrstva betonu : $C_{nom}=25$ mm (EC2 §4.4.1)
 Tíha betonu : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Tabulka 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=1.00 \times 25/1.50=16.67$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0.05/\gamma_c=1.00 \times 1.8/1.50=1.20$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Modul pružnosti betonu $E_{cm}=31.0$ GPa

2. Rozměry a zatížení

Spojitá deska, počet polí=3, příčný rozměr $L_y=6.00$ m
 Dílčí součinitele zatížení : $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.50$ (EC0 Příloha A1)
 Kombinace proměnných zatížení : $\psi_0=0.70$, $\psi_1=0.60$, $\psi_2=0.30$
 Tloušťka horní plné desky $h_s=0.050$ m
 Šířka žebra $b_w=0.060$ m, světlá vzdálenost mezi žebry $b_l=0.190$ m, vzdálenost žeber $b_c=0.250$ m
 Účinná výška průřezu $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\varnothing/2=25+12/2=31$ mm

Rozpětí (L), tloušťka (h), zatížení polí (g=vlastní tíha+stálé, q=proměnné)

Pole-1, $L=1.940$ m, $h=0.100$ m, $g=(1.55+2.43) \times 1.000=3.98$ kN/m², $q=2.50 \times 1.000=2.50$ kN/m²
 Pole-2, $L=1.840$ m, $h=0.100$ m, $g=(1.55+2.43) \times 1.000=3.98$ kN/m², $q=2.50 \times 1.000=2.50$ kN/m²
 Pole-3, $L=1.840$ m, $h=0.100$ m, $g=(1.55+2.43) \times 1.000=3.98$ kN/m², $q=2.50 \times 1.000=2.50$ kN/m²

3. Mezní stav únosnosti (MSÚ), návrh na ohyb

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1, §9.3.1)

Zatížení (STR) Pole-1 $q_{ed}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q=1.35g+1.50q=1.35 \times 3.98+1.50 \times 2.50=9.12$ kN/m
 Zatížení (STR) Pole-2 $q_{ed}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q=1.35g+1.50q=1.35 \times 3.98+1.50 \times 2.50=9.12$ kN/m
 Zatížení (STR) Pole-3 $q_{ed}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q=1.35g+1.50q=1.35 \times 3.98+1.50 \times 2.50=9.12$ kN/m

4. Posouvající síly a ohybové momentyMaximální ohybové momenty v polích pro kombinace zatížení 1.35g+1.50qPole-1, Med= 3.10 kNm/m, $x_0=0.824$ m, $x_1=0.000$ m, $x_2=0.291$ mPole-2, Med= 1.61 kNm/m, $x_0=0.927$ m, $x_1=0.332$ m, $x_2=0.319$ mPole-3, Med= 2.82 kNm/m, $x_0=1.053$ m, $x_1=0.267$ m, $x_2=0.000$ mMaximální ohybové momenty v podporách pro kombinace zatížení 1.35g+1.50qPodpora-0, Med= 0.00 kNm/m, $x_1=0.000$ m, $x_2=0.000$ mPodpora-1, Med= -3.55 kNm/m, $x_1=0.401$ m, $x_2=0.528$ mPodpora-2, Med= -3.27 kNm/m, $x_1=0.493$ m, $x_2=0.389$ mPodpora-3, Med= 0.00 kNm/m, $x_1=0.000$ m, $x_2=0.000$ mMaximální smykové síly pro kombinace zatížení 1.35g+1.50q

Pole-1, Ved,A= 7.52 kN/m, Ved,B= -10.68 kN/m

Pole-2, Ved,A= 9.14 kN/m, Ved,B= -8.87 kN/m

Pole-3, Ved,A= 10.17 kN/m, Ved,B= -7.18 kN/m

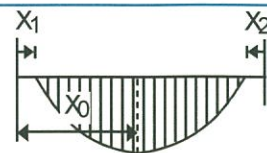
Maximální reakce od stálých a proměnných zatížení (Rg a Rq)

Podpora-0, Rg(x1.35)= 4.20 kN/m, Rq(x1.50)= 3.14 kN/m

Podpora-1, Rg(x1.35)= 11.27 kN/m, Rq(x1.50)= 8.55 kN/m

Podpora-2, Rg(x1.35)= 10.75 kN/m, Rq(x1.50)= 8.29 kN/m

Podpora-3, Rg(x1.35)= 3.98 kN/m, Rq(x1.50)= 2.99 kN/m

**5. Návrhová zatížení, posouvající síly a ohybové momenty**

Hodnoty návrhových zatížení po redistribuci momentů 0%

(EC2 §5.5)

Redukce hodnot z teoretického podepření do lince (bsup=0.10 m)

(EC2 §5.3.2.2.3)

Kontrola minimálních hodnot,

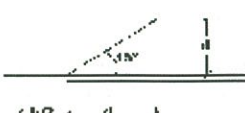
(0.65ql (EC2 §5.3.2.2.3N))

Maximální ohybové momenty a posouvající síly v poli pro kombinace zatížení 1.35g+1.50q

Pole-1, Med= 3.10 kNm/m, Ved,A= 7.07 kN/m, Ved,B= -10.22 kN/m

Pole-2, Med= 1.61 kNm/m, Ved,A= 8.68 kN/m, Ved,B= -8.42 kN/m

Pole-3, Med= 2.82 kNm/m, Ved,A= 9.71 kN/m, Ved,B= -6.72 kN/m

Maximální ohybové momenty v podporách pro kombinace zatížení 1.35g+1.50qPodpora-0, Med= 0.00 kNm/m, $x_1=0.000$ m, $x_2=0.000$ mPodpora-1, Med= -3.09 kNm/m, $x_1=0.401$ m, $x_2=0.528$ mPodpora-2, Med= -2.82 kNm/m, $x_1=0.493$ m, $x_2=0.389$ mPodpora-3, Med= 0.00 kNm/m, $x_1=0.000$ m, $x_2=0.000$ mMaximální smykové síly ve vzdálenosti d od lince podpory 1.35g+1.50qPole-1, $b/2+d=0.119$ m, 1.35g+1.50q= 9.12kN/m., VedA= 6.44kN/m, VedB= 9.59:Pole-2, $b/2+d=0.119$ m, 1.35g+1.50q= 9.12kN/m., VedA= 8.05kN/m, VedB= 7.79:Pole-3, $b/2+d=0.119$ m, 1.35g+1.50q= 9.12kN/m., VedA= 9.08kN/m, VedB= 6.09:**6. Mezní stav únosnosti (MSÚ), návrh na ohyb**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1, §9.3.1)

Výztuž políMed1= 3.10kNm/m, d= 69mm, Kd=1.239 $x/d=0.07$ $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-1.5/20.0$ $k_s=2359$, **As= 106mm²/m** $x=0.07 \times 69 = 5\text{mm} \leq 50\text{mm} = h_s$, neutrální osa v desceMed2= 1.61kNm/m, d= 69mm, Kd=1.720 $x/d=0.05$ $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-1.0/20.0$ $k_s=2339$, **As= 55mm²/m** $x=0.05 \times 69 = 3\text{mm} \leq 50\text{mm} = h_s$, neutrální osa v desceMed3= 2.82kNm/m, d= 69mm, Kd=1.299 $x/d=0.07$ $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-1.4/20.0$ $k_s=2355$, **As= 96mm²/m** $x=0.07 \times 69 = 5\text{mm} \leq 50\text{mm} = h_s$, neutrální osa v desceVýztuž nad podporamiMed1= -3.09kNm/m, d= 69mm, Kd=1.240 $x/d=0.07$ $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-1.5/20.0$ $k_s=2359$, **As= 106mm²/m**Med2= -2.82kNm/m, d= 69mm, Kd=1.299 $x/d=0.07$ $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-1.4/20.0$ $k_s=2355$, **As= 96mm²/m**

7. Minimální vyztužení v polích

(EC2 EN1992-1-1:2004, §9.3.1)

Pole-1, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 22 \text{ mm}^2/\text{m}$ minimální vyztužení $1\text{Ø} 8/250$ (201mm²/m)
 Pole-2, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 22 \text{ mm}^2/\text{m}$ minimální vyztužení $1\text{Ø} 8/250$ (201mm²/m)
 Pole-3, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 22 \text{ mm}^2/\text{m}$ minimální vyztužení $1\text{Ø} 8/250$ (201mm²/m)

8. Mezní stav únosnosti (MSÚ), návrh na smyk

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2, §9.2.2)

Smyková únosnost bez smykové výztuže V_{rdc} (EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

(EC2 Rov.6.2.a)

$$V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

(EC2 Rov.6.2.b)

$$C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120, f_{ck} = 25 \text{ MPa}, b_w = 1000 \text{ mm}, d = 69 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2, k = 2.00, k_1 = 0.15$$

$$\rho_l = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 106 / (1000 \times 69) = 0.0015$$

$$v_{min} = 0.0350 \cdot k^{1.50} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.49 \text{ N/mm}^2,$$

(EC2 Rov.6.3N)

$$V_{rd, c}(\text{min}) = 0.001 \times (0.49) \times 1000 \times 69 = 33.81 \text{ kN/m}$$

$$V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 2.00 \times (0.15 \times 25)^{0.33}] \times 1000 \times 69 = 25.73, V_{rdc} = 33.81 \text{ kN/m}$$

$$V_{ed} = 9.59 \text{ kN/m} \leq V_{rdc} = 33.81 \text{ kN/m}, V_{ed} \leq V_{rdc} \text{ smyková výztuž není nutná}$$

Minimální nutná šířka plné části u podpory (kontrola smyku) = 0.25m

9. Výztuž**Výztuž pole**

Pole-1 hlavní dole, : $1\text{Ø} 10/250$ (314mm²/m), *rozdělovací: $2\text{Ø} 10/970$ (162mm²/m),
 Pole-2 hlavní dole, : $1\text{Ø} 10/250$ (314mm²/m), *rozdělovací: $2\text{Ø} 10/920$ (170mm²/m),
 Pole-3 hlavní dole, : $1\text{Ø} 10/250$ (314mm²/m), *rozdělovací: $2\text{Ø} 10/920$ (170mm²/m),

Výztuž nad podporami

Podpora-0 výztuž nahoře: $\text{Ø} 10/200$ (393mm²/m),
 Podpora-1 výztuž nahoře: $\text{Ø} 10/200$ (393mm²/m),
 Podpora-2 výztuž nahoře: $\text{Ø} 10/200$ (393mm²/m),
 Podpora-3 výztuž nahoře: $\text{Ø} 10/300$ (262mm²/m),

10. Mezní stav použitelnosti (MSP), Pole-1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$$l = 1.940 \text{ m}, b_w = 0.240 \text{ m}, b_{eff} = 1.000 \text{ m}, h = 0.100 \text{ m}, h_f = 0.100 \text{ m}, d = 0.069 \text{ m}$$

$$\text{Zatížení (kvazistálá kombinace)} q_{ed} = g + \psi_2 \cdot q = 3.98 + 0.30 \times 2.50 = 4.73 \text{ kN/m}$$

$$l_{eff} = 1.940 \text{ m}, M_{ed} = (4.73 / 9.12) \times 3.10 = 1.61 \text{ kNm/m}, M_{ed}(\text{MSP}) = 1.61 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Součinitel konečného dotvarování } \phi(\infty, t_0) = 2.50$$

(EC2 §3.1.4, Příloha B)

$$\text{Celkové přetvoření od smrštění } \epsilon_{cs} = -0.30\%$$

$$\gamma_c = 1.00, \gamma_s = 1.00$$

(EC2 §2.4.2.4.2)

$$\text{Modul pružnosti betonu } E_{cm} = 31.0 \text{ GPa}, E_{ceff} = 31.0 / (1 + 2.50) = 8.86 \text{ GPa} = 8860 \text{ MPa}$$

(EC2 Rov.7.20)

$$\text{Modul pružnosti oceli } E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulární součinitel } E_s / E_c = 200 / 31.0 = 6.45, \text{ účinný } E_s / E_{c,eff} = 200 / 8.86 = 22.57$$

$$\text{Tahová výztuž: } \text{Ø} 10/250 \text{ (314mm}^2/\text{m)}$$

$$\text{Stupeň vyztužení } \rho = A_{s1} / (b \cdot d) = 314 / (1000 \times 69) = 0.005$$

10.1. Stadium I (průřez bez trhlin) (MSP), Pole-1

$$\text{Ohybová tuhost průřezu bez trhlin, } EI = (200 / 22.57) \times (0.001 \times 0.065) = 580 \text{ kNm}^2$$

$$A_i = A_c + (n-1) (A_{s1} + A_{s2}), e = (n-1) (A_{s1} \cdot y_{1s} - A_{s2} \cdot y_{2s}) / A_i, I = I_c + b \cdot h \cdot e^2 + (A_{s1} \cdot y_{1s}^2 + A_{s2} \cdot y_{2s}^2) (n-1)$$

$$S = A_s \cdot y_{2s} = (0.001) 2 \times 314 \times 0.017 = (0.001) \times 0.005 \text{ m}^3, y_2 = 48 \text{ mm}, y_{2s} = y_2 - d_2 = 48 - 31 = 17 \text{ mm}$$

(EC2 Rov.7.21)

$$\text{Křivost od momentu } 1/r_M = 1.61 / 580 = (0.001) \times 2.772 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Křivost od smrštění } 1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 22.57 \times (0.005 / 0.065) = (0.001) \times 0.000 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Celková křivost } 1/r = (0.001) \times 2.772 + (0.001) \times 0.000 = (0.001) \times 2.772 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Moment na mezi vzniku trhlin, } M_{cr} = f_{ctm} \cdot (I / y_2) = 2.6 \times (0.065 / 0.048) = 3.51 \text{ kNm}$$

10.2. Stadium II (průřez s trhlinami) (MSP), Pole-1

$$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0.005, n \cdot \alpha_e = 22.57, n \cdot \rho = 0.113, \xi = 0.546, \alpha = 0.375, x = \alpha \cdot d = 0.026 \text{ m}$$

$$\text{Ohybová tuhost průřezu s trhlinami, } EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0.546 \times 200 \times 314 \times 0.069^2 = 163 \text{ kNm}^2$$

$$y_2 = (1 - \alpha) d = 43 \text{ mm}, \epsilon_s = y_2 \cdot M / EI = (0.001) \times 43 \times 1.61 / 163 = 0.42$$

$$S = A_s \cdot y_2 = (0.001) \times 2 \times 314 \times 0.043 = (0.001) \times 0.014 \text{ m}^3$$

(EC2 Rov.7.21)

$$\text{Křivost od momentu } 1/r_M = 1.61 / 163 = (0.001) \times 9.840 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Křivost od smrštění } 1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 22.57 \times (0.014 / 0.018) = (0.001) \times 0.000 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Celková křivost } 1/r = (0.001) \times 9.840 + (0.001) \times 0.000 = (0.001) \times 9.840 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Med} = 1.61 \text{ kNm}, \epsilon_c / \epsilon_s = 0.25 / 0.42, x = 26 \text{ mm}, \sigma_s = 85 \text{ N/mm}^2$$

10.3. Ověření průhybů bez výpočtu (MSP), Pole-1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.4.2)

$$1/d = K [1 + 1.5 \sqrt{f_{ck} (\rho_o / \rho) + 3.2 \sqrt{f_{ck} (\rho_o / \rho - 1)^{3/2}}}] = 24.05$$

(EC2 Rov.7.16a)

$$f_{ck} = 25.00 \text{ N/mm}^2, \rho_o = 0.001 \times \sqrt{25.00} = 0.005, \rho = 0.005, \rho' = 0.000, \rho < \rho_o, K = 1.3$$

$$1/d = (310 / \sigma_s) \times (1/d), \sigma_s = 85 \text{ N/mm}^2, 1/d = (310 / 85) \times 24.05 = 87.91$$

(EC2 Rov.7.17)

$$l_{eff} / d = 1.940 / 0.069 = 28.12 \leq 87.91, \text{ Mezní poměr rozpětí/výška je dodržen}$$

10.4. Ověření průhybů výpočtem (MSP), Pole-1

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$$\text{Med} = 1.61 < 0.70 \times M_{cr} = 0.70 \times 3.51 = 2.46 \text{ kNm}, \zeta = 0.00$$

(Rov.7.19)

$$\text{Konečná křivost } (1/r) = 0.00 \times (0.001 \times 9.840) + (1 - 0.00) \times (0.001 \times 2.772) = (0.001) \times 2.772 \text{ (1/m)}$$

(Rov.7.18)

$$\beta = (M_a + M_b) / M_c = (0.00 + 3.09) / 3.10 = 1.00, k = 0.104 (1 - 1.00 / 10) = 0.0936$$

$$f = k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r) = 0.0936 \times 1.940^2 \times 2.772 = 0.98 \text{ mm}$$

$$f = 0.98 \text{ mm} \leq 1000 \times 1.940 / 250 = 7.76 \text{ mm}, \text{ Mezní průhyb je dodržen}$$

10.5. Minimální plochy výztuže (MSP)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

$$\text{Minimální plochy výztuže } A_{s, \min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct, \text{eff}} \cdot A_{ct} / \sigma_s$$

(EC2 Rov.7.1)

$$b = 0.240 \text{ m}, b_{eff} = 1.000 \text{ m}, h = 0.100 \text{ m}, d = 0.069 \text{ m}, x = 0.026 \text{ m}, \varnothing = 10 \text{ mm}$$

$$N_{ed} = 0.00 \text{ kN}, \sigma_c = (N_{ed} / b h) = 0.0 \text{ N/mm}^2, \sigma_s = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{ct} = (h - x) \cdot b = (100 - 26) \times 240 = 17783 \text{ mm}^2$$

$$\max(h, b_1) = 0 \text{ mm}, f_{ctm} = 2.60 \text{ N/mm}^2, A_{ct} = 17783 \text{ mm}^2, k = 0.94, k_c = 0.40, k_1 = 1.50$$

$$\text{Minimální vyztužení, } A_{s, \min} = 0.40 \times 0.94 \times 2.60 \times 17783 / 435 = 40 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

10.6. Výpočet šířky trhlin (MSP), Pole-1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$$w_k = s_{r, \max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

(EC2 Rov.7.8)

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct, \text{eff}} / \rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$$

(EC2 Eq.7.9)

$$\sigma_s = 85 \text{ N/mm}^2, \text{ krátkodobé zatížení: } E_s / E_c = 6.45, k_t = 0.6, \text{ dlouhodobé zatížení: } E_s / E_c = 22.57, k_t = 0.4$$

$$A_{c, \text{eff}} = 0.333 (h - x) b = 0.333 \times (100 - 26) \times 240 = 5922 \text{ mm}^2$$

(§7.3.2.3)

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c, \text{eff}}, \rho_{eff} = 314 / 5922 = 0.053$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [85 - 0.4 \times (2.6 / 0.053) (1 + 22.57 \times 0.053)] / 200 = 0.21\% \geq 0.6 \times 85 / 200 = 0.25\%$$

$$s_{r, \max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing / \rho_{eff}$$

(EC2 Rov.7.11)

$$\varnothing = 10 \text{ mm}, k_1 = 0.8, k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5, k_3 = 3.4, k_4 = 0.425$$

$$s_{r, \max} = 3.4 \times 25.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 10 / 0.053 = 117.06 \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r, \max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 117.06 \times 0.001 \times 0.25 = 0.03 \text{ mm}$$

$$w_k = 0.03 \text{ mm} \leq 0.40 \text{ mm} = w_{\max}, \text{ Stupně vlivu prostředí: XC1, Mezní šířka trhlin je dodržena}$$

11. Mezní stav použitelnosti (MSP), Pole-2

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$$l = 1.840 \text{ m}, b_w = 0.558 \text{ m}, b_{eff} = 1.000 \text{ m}, h = 0.100 \text{ m}, h_f = 0.100 \text{ m}, d = 0.069 \text{ m}$$

$$\text{Zatížení (kvazistálá kombinace) } q_{ed} = g + \psi_2 \cdot q = 3.98 + 0.30 \times 2.50 = 4.73 \text{ kN/m}$$

$$l_{eff} = 1.840 \text{ m}, \text{Med} = (4.73 / 9.12) \times 1.61 = 0.83 \text{ kNm/m}, \text{Med (MSP)} = 0.83 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Součinitel konečného dotvarování } \phi(\infty, t_0) = 2.50$$

(EC2 §3.1.4, Příloha B)

$$\text{Celkové přetvoření od smrštění } \epsilon_{cs} = -0.30\%$$

$$\gamma_c = 1.00, \gamma_s = 1.00$$

(EC2 §2.4.2.4.2)

$$\text{Modul pružnosti betonu } E_{cm} = 31.0 \text{ GPa}, E_{c, \text{eff}} = 31.0 / (1 + 2.50) = 8.86 \text{ GPa} = 8860 \text{ MPa}$$

(EC2 Rov.7.20)

$$\text{Modul pružnosti oceli } E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulární součinitel } E_s / E_c = 200 / 31.0 = 6.45, \text{ účinný } E_s / E_{c, \text{eff}} = 200 / 8.86 = 22.57$$

$$\text{Tahová výztuž: } \varnothing 10/250 \text{ (314 mm}^2/\text{m)}$$

$$\text{Stupeň vyztužení } \rho = A_s l / (b \cdot d) = 314 / (1000 \times 69) = 0.005$$

11.1. Stadium I (průřez bez trhlin) (MSP), Pole-2

Ohybová tuhost průřezu bez trhlin, $EI=(200/22.57) \times (0.001 \times 0.039) = 346 \text{ kNm}^2$

$A_i = A_c + (n-1)(A_{s1} + A_{s2})$, $e = (n-1)(A_{s1} \cdot y_{1s} - A_{s2} \cdot y_{2s}) / A_i$, $I = I_c + b \cdot h \cdot e^2 + (A_{s1} \cdot y_{1s}^2 + A_{s2} \cdot y_{2s}^2) (n-1)$

$S = A_s \cdot y_2 = (0.001) 2 \times 314 \times 0.016 = (0.001) \times 0.005 \text{ m}^3$, $y_2 = 47 \text{ mm}$, $y_2 s = y_2 - d_2 = 47 - 31 = 16 \text{ mm}$ (EC2 Rov.7.21)

Křivost od momentu $1/r_M = 0.83/346 = (0.001) \times 2.415 \text{ (1/m)}$

Křivost od smrštění $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 22.57 \times (0.005/0.039) = (0.001) \times 0.000 \text{ (1/m)}$

Celková křivost $1/r = (0.001) \times 2.415 + (0.001) \times 0.000 = (0.001) \times 2.415 \text{ (1/m)}$

Moment na mezi vzniku trhlin, $M_{cr} = f_{ctm} \cdot (I/y_2) = 2.6 \times (0.039/0.047) = 2.14 \text{ kNm}$

11.2. Stadium II (průřez s trhlinami) (MSP), Pole-2

$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0.005$, $n \cdot \alpha_e = 22.57$, $n \cdot \rho = 0.113$, $\xi = 0.546$, $\alpha = 0.375$, $x = \alpha \cdot d = 0.026 \text{ m}$

Ohybová tuhost průřezu s trhlinami, $EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0.546 \times 200 \times 314 \times 0.0692 = 163 \text{ kNm}^2$

$y_2 = (1-\alpha) d = 43 \text{ mm}$, $\epsilon_s = y_2 \cdot M / EI = (0.001) \times 43 \times 0.83 / 163 = 0.22$

$S = A_s \cdot y_2 = (0.001) 2 \times 314 \times 0.043 = (0.001) \times 0.014 \text{ m}^3$

(EC2 Rov.7.21)

Křivost od momentu $1/r_M = 0.83/163 = (0.001) \times 5.110 \text{ (1/m)}$

Křivost od smrštění $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 22.57 \times (0.014/0.018) = (0.001) \times 0.000 \text{ (1/m)}$

Celková křivost $1/r = (0.001) \times 5.110 + (0.001) \times 0.000 = (0.001) \times 5.110 \text{ (1/m)}$

$M_{ed} = 0.83 \text{ kNm}$, $\epsilon_c / \epsilon_s = 0.13/0.22$, $x = 26 \text{ mm}$, $\sigma_s = 44 \text{ N/mm}^2$

11.3. Ověření průhybů bez výpočtu (MSP), Pole-2

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.4.2)

$l/d = K[1 + 1.5 \sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho)} + 3.2 \sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho - 1)^{3/2}}] = 27.75$

(EC2 Rov.7.16a)

$f_{ck} = 25.00 \text{ N/mm}^2$, $\rho_0 = 0.001 \times \sqrt{25.00} = 0.005$, $\rho = 0.005$, $\rho' = 0.000$, $\rho \leq \rho_0$, $K = 1.5$

$l/d = (310/\sigma_s) \times (l/d)$, $\sigma_s = 44 \text{ N/mm}^2$, $l/d = (310/44) \times 27.75 = 195.33$

(EC2 Rov.7.17)

$l_{eff}/d = 1.840/0.069 = 26.67 \leq 195.33$, **Mezní poměr rozpětí/výška je dodržen**

11.4. Ověření průhybů výpočtem (MSP), Pole-2

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$M_{ed} = 0.83 < 0.70 \times M_{cr} = 0.70 \times 2.14 = 1.50 \text{ kNm}$, $\zeta = 0.00$

(Rov.7.19)

Konečná křivost $(1/r) = 0.00 \times (0.001 \times 5.110) + (1 - 0.00) \times (0.001 \times 2.415) = (0.001) \times 2.415 \text{ (1/m)}$

(Rov.7.18)

$\beta = (M_a + M_b) / M_c = (3.09 + 2.82) / 1.61 = 3.67$, $k = 0.104(1 - 3.67/10) = 0.0658$

$f = k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r) = 0.0658 \times 1.840^2 \times 2.415 = 0.54 \text{ mm}$

$f = 0.54 \text{ mm} \leq 1000 \times 1.840 / 250 = 7.36 \text{ mm}$, **Mezní průhyb je dodržen**

11.5. Minimální plochy výztuže (MSP)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimální plochy výztuže $A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$

(EC2 Rov.7.1)

$b = 0.558 \text{ m}$, $b_{eff} = 1.000 \text{ m}$, $h = 0.100 \text{ m}$, $d = 0.069 \text{ m}$, $x = 0.026 \text{ m}$, $\varnothing = 10 \text{ mm}$

$N_{ed} = 0.00 \text{ kN}$, $\sigma_c = (N_{ed}/bh) = 0.0 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = 435 \text{ N/mm}^2$

$A_{ct} = (h-x) \cdot b = (100-26) \times 558 = 41355 \text{ mm}^2$

$\max(h, b_1) = 0 \text{ mm}$, $f_{ctm} = 2.60 \text{ N/mm}^2$, $A_{ct} = 41355 \text{ mm}^2$, $k = 1.00$, $k_c = 0.40$, $k_1 = 1.50$

Minimální vyztužení, $A_{s,min} = 0.40 \times 1.00 \times 2.60 \times 41355 / 435 = 99 \text{ mm}^2/\text{m}$

11.6. Výpočet šířky trhlin (MSP), Pole-2

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$

(EC2 Rov.7.8)

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff} / \rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$

(EC2 Eq.7.9)

$\sigma_s = 44 \text{ N/mm}^2$, krátkodobé zatížení: $E_s/E_c = 6.45$, $k_t = 0.6$, dlouhodobé zatížení: $E_s/E_c = 22.57$, $k_t = 0.4$

$A_{ceff} = 0.333(h-x)b = 0.333 \times (100-26) \times 558 = 13771 \text{ mm}^2$

(§7.3.2.3)

$\rho_{eff} = A_s/A_c$, $\rho_{eff} = 314/13771 = 0.023$

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [44 - 0.4 \times (2.6/0.023) (1 + 22.57 \times 0.023)] / 200 = -0.13\% \geq 0.6 \times 44 / 200 = 0.13\%$

$s_{r,max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing / \rho_{eff}$

(EC2 Rov.7.11)

$\varnothing = 10 \text{ mm}$, $k_1 = 0.8$, $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5$, $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$

$s_{r,max} = 3.4 \times 25.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 10 / 0.023 = 159.56 \text{ mm}$

$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 159.56 \times 0.001 \times 0.13 = 0.02 \text{ mm}$

$w_k = 0.02 \text{ mm} \leq 0.4 \text{ mm} = w_{max}$, Stupně vlivu prostředí: XC1, **Mezní šířka trhlin je dodržena**

FRAME-51-08_03_2017

Uzlové body

Uzel	x [m]	y [m]
1	0.000	0.000
2	5.880	0.000
3	1.975	0.000
4	3.810	0.000
5	5.645	0.000

Podpory

Uzel	druh	ux [mm]	uy [mm]	ur [rad]
1	kloub	ux=uy=0		
2	kluzný	uy=0		

Materiály

Materiál : Ocel, E= 210.000 [GPa]
 Objemová tíha : 78.500 [kN/m³]
 Vlastní tíha prvku je zahrnuta do zatížení a hmot

Průřezy prvku

Průřez	b [mm]	h [mm]	Ac [mm ²]	Ic [mm ⁴]
1			7.77000E+003	1.25100E+008

Prvky

Prvek	uzel 1	uzel 2	materiál	délka (m)	úhel
2	1	3	1	1.975	0.000
3	3	4	1	1.835	0.000
4	4	5	1	1.835	0.000
5	5	2	1	0.235	0.000

Uzlová zatížení svislé síly Fy, (yg=1.35, yq=1.50)

Uzel	Fyg [kN]	Fyq [kN]	ygFyg+yqFyq [kN]
3	-23.000	-14.000	-52.050
4	-23.000	-14.000	-52.050
5	-12.740	-7.750	-28.824

Spojité zatížení prvku, (yg=1.35, yq=1.50)

Prvek	druh zatížení	směr zatížení	G [kN/m]	Q [kN/m]	ygG+yqQ [kN/m]
1	rovnoměrné	kolmý	0.000	0.000	0.000

Spojité zatížení prvku od vlastní tíhy, (yg=1.35, yq=1.50)

Prvek	druh zatížení	směr zatížení	G [kN/m]	Q [kN/m]	ygG+yqQ [kN/m]
2	rovnoměrné	svislý	0.610	0.000	0.824
3	rovnoměrné	svislý	0.610	0.000	0.824
4	rovnoměrné	svislý	0.610	0.000	0.824
5	rovnoměrné	svislý	0.610	0.000	0.824

Uzlové posuvy

Uzel	ux [mm]	uy [mm]	ur [rad]
1	0.000	0.000	0.00828
2	0.000	0.000	-0.00843
3	0.000	-13.607	0.00413
4	0.000	-14.039	-0.00370
5	0.000	-1.976	-0.00835

Uzlové reakce

Uzel	Fx [kN]	Fy [kN]	M [kNm]
1	0.000	56.464	0.000
2	0.000	81.301	0.000

Vnitřní síly na koncích prvku (globální systém)

Prvek	FxA [kN]	FyA [kN]	MA [kNm]	FxB [kN]	FyB [kN]	MB [kNm]
2	0.000	56.464	0.000	0.000	-54.838	-109.910
3	0.000	2.788	109.910	0.000	-1.277	-113.639
4	0.000	-50.774	113.639	0.000	52.285	-19.083
5	0.000	-81.107	19.083	0.000	81.301	0.000

Vnitřní síly na koncích prvku (lokální systém)

Prvek	fxA [kN]	fyA [kN]	mA [kNm]	fxB [kN]	fyB [kN]	mB [kNm]
2	0.000	56.464	0.000	0.000	-54.838	-109.910
3	0.000	2.788	109.910	0.000	-1.277	-113.639
4	0.000	-50.774	113.639	0.000	52.285	-19.083
5	0.000	-81.107	19.083	0.000	81.301	0.000

Diagram vnitřních sil M, V, N, a deformací d, prvkut 2

n	x/l	x [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]	dx [mm]	dy [mm]	d [mm]
0	0.000	0.00	0.00	-56.46	0.00	0.000	0.000	0.000
1	0.100	0.20	11.14	-56.30	0.00	0.000	-1.632	1.632
2	0.200	0.40	22.24	-56.14	0.00	0.000	-3.247	3.247
3	0.300	0.59	33.31	-55.98	0.00	0.000	-4.830	4.830
4	0.400	0.79	44.35	-55.81	0.00	0.000	-6.363	6.363
5	0.500	0.99	55.36	-55.65	0.00	0.000	-7.830	7.830
6	0.600	1.19	66.33	-55.49	0.00	0.000	-9.215	9.215
7	0.700	1.38	77.27	-55.33	0.00	0.000	-10.501	10.501
8	0.800	1.58	88.19	-55.16	0.00	0.000	-11.673	11.673
9	0.900	1.78	99.06	-55.00	0.00	0.000	-12.714	12.714
10	1.000	1.98	109.91	-54.84	0.00	0.000	-13.607	13.607

Maximální hodnoty pro prvek 2

maxM=	109.91 kNm,	minM=	0.00 kNm
maxV=	-54.84 kN,	minV=	-56.46 kN
maxN=	0.00 kN,	minN=	0.00 kN
maxd=	13.607 mm		

Diagram vnitřních sil M, V, N, a deformací d, prvek 3

n	x/l	x [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]	dx [mm]	dy [mm]	d [mm]
0	0.000	0.00	109.91	-2.79	0.00	0.000	-13.607	13.607
1	0.100	0.18	110.41	-2.64	0.00	0.000	-14.294	14.294
2	0.200	0.37	110.88	-2.49	0.00	0.000	-14.839	14.839
3	0.300	0.55	111.32	-2.33	0.00	0.000	-15.241	15.241
4	0.400	0.73	111.73	-2.18	0.00	0.000	-15.502	15.502
5	0.500	0.92	112.12	-2.03	0.00	0.000	-15.619	15.619
6	0.600	1.10	112.48	-1.88	0.00	0.000	-15.592	15.592
7	0.700	1.28	112.81	-1.73	0.00	0.000	-15.421	15.421
8	0.800	1.47	113.12	-1.58	0.00	0.000	-15.105	15.105
9	0.900	1.65	113.39	-1.43	0.00	0.000	-14.645	14.645
10	1.000	1.83	113.64	-1.28	0.00	0.000	-14.039	14.039

Maximální hodnoty pro prvek 3

maxM=	113.64 kNm,	minM=	109.91 kNm
maxV=	-1.28 kN,	minV=	-2.79 kN
maxN=	0.00 kN,	minN=	0.00 kN
maxd=	15.619 mm		

Diagram vnitřních sil M, V, N, a deformací d, prvek 4

n	x/l	x [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]	dx [mm]	dy [mm]	d [mm]
0	0.000	0.00	113.64	50.77	0.00	0.000	-14.039	14.039
1	0.100	0.18	104.31	50.92	0.00	0.000	-13.290	13.290
2	0.200	0.37	94.95	51.08	0.00	0.000	-12.407	12.407
3	0.300	0.55	85.56	51.23	0.00	0.000	-11.402	11.402
4	0.400	0.73	76.15	51.38	0.00	0.000	-10.287	10.287
5	0.500	0.92	66.71	51.53	0.00	0.000	-9.075	9.075
6	0.600	1.10	57.24	51.68	0.00	0.000	-7.778	7.778
7	0.700	1.28	47.74	51.83	0.00	0.000	-6.407	6.407
8	0.800	1.47	38.22	51.98	0.00	0.000	-4.974	4.974
9	0.900	1.65	28.66	52.13	0.00	0.000	-3.493	3.493
10	1.000	1.84	19.08	52.28	0.00	0.000	-1.976	1.976

Maximální hodnoty pro prvek 4

maxM=	113.64 kNm,	minM=	19.08 kNm
maxV=	52.28 kN,	minV=	50.77 kN
maxN=	0.00 kN,	minN=	0.00 kN
maxd=	14.039 mm		

Diagram vnitřních sil M, V, N, a deformací d, prvek 5

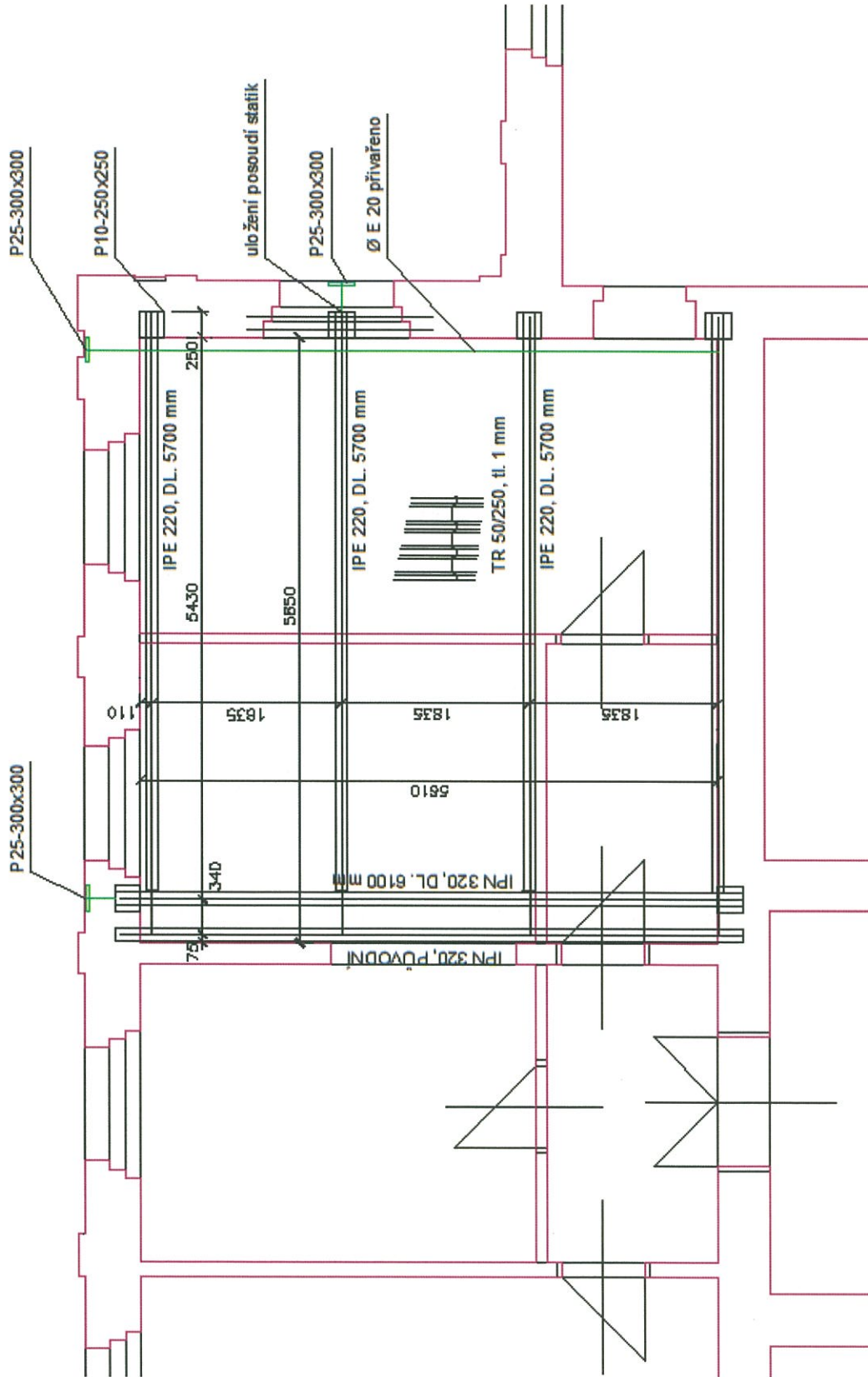
n	x/l	x [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]	dx [mm]	dy [mm]	d [mm]
0	0.000	0.00	19.08	81.11	0.00	0.000	-1.976	1.976
1	0.100	0.02	17.18	81.13	0.00	0.000	-1.779	1.779
2	0.200	0.05	15.27	81.15	0.00	0.000	-1.582	1.582
3	0.300	0.07	13.36	81.17	0.00	0.000	-1.385	1.385
4	0.400	0.09	11.46	81.18	0.00	0.000	-1.188	1.188
5	0.500	0.12	9.55	81.20	0.00	0.000	-0.990	0.990
6	0.600	0.14	7.64	81.22	0.00	0.000	-0.792	0.792
7	0.700	0.16	5.73	81.24	0.00	0.000	-0.594	0.594
8	0.800	0.19	3.82	81.26	0.00	0.000	-0.396	0.396
9	0.900	0.21	1.91	81.28	0.00	0.000	-0.198	0.198
10	1.000	0.24	0.00	81.30	0.00	0.000	0.000	0.000

Maximální hodnoty pro prvek 5

maxM=	19.08 kNm,	minM=	0.00 kNm
maxV=	81.30 kN,	minV=	81.11 kN
maxN=	0.00 kN,	minN=	0.00 kN
maxd=	1.976 mm		



ROZMĚRY PŘEMĚŘIT NA STAVBĚ !



DETAIL ČELNÍ DESKY 1:20

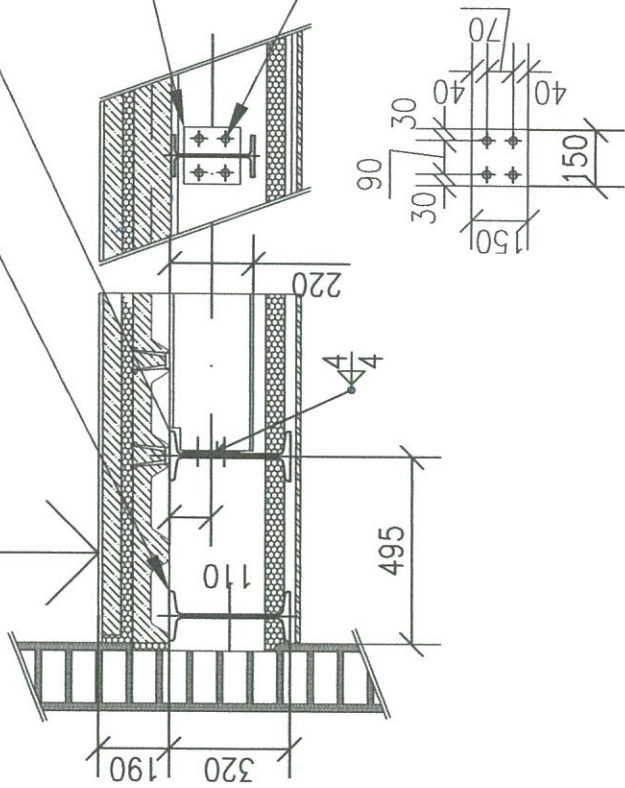
IPN 320 přesunuté pův.

IPN 320 nové

P10-150x150

4xM20,8.8

3.N.P.



X-HVB spřahovací kotvy

- Spřahování ocelobetonových konstrukcí
- Jednoduchá aplikace pro DX 76 MX s úpravou pro HVB
- Program pro výpočet spřažených stropů naleznete na www.hilti.cz, www.hilti.sk

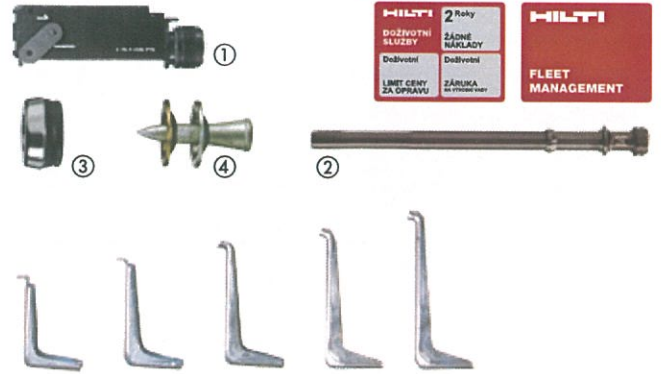
Přestavba (úprava) z DX76 na DX76 HVB

Označení	Balení	Č. výrobku
Opěrná deska X-76-F-HVB	1 ①	285 486
Píst X-76-P-HVB	1 ②	285 493
Zastavovací kroužek X-76-PS	1 ③	285 494
Jednotlivé hřebě X-ENP-21 HVB	100 ④	283 512

X-HVB spřahovací kotvy

Výška	Balení	Označení	Č. výrobku
80	250	X-HVB 80	239 357
95	200	X-HVB 95	348 179
110	200	X-HVB 110	348 180
125	125	X-HVB 125	348 181
140	120	X-HVB 140	348 321

1 ks HVB se připevňuje 2ks hřebů X-ENP 21 HVB



Přímá montáž



Technická data pro X-HVB

Základem pro statický návrh je Eurocode 4.

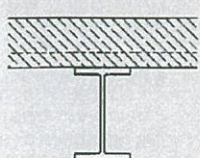
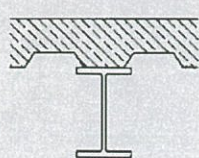
Odkaz: uvedené hodnoty jsou v souladu s výsledky technických zkoušek deklarovaných v certifikátu, kterým firma Hilti disponuje.

Smykové únosnosti a výška žebra profilového plechu

	Max. výška žebra profil. plechu h_{ap} (mm)		Charakteristická únosnost P_{Rk} (kN)	Výpočtová únosnost P_{Rd} (kN)		Výpočtová únosnost R_d (kN)	
	$b_o/h_{ap} \geq 1,8$ ¹⁾	$b_o/h_{ap} < 1,8$ ¹⁾		EC4 plasticita	EC4 elasticita		
X-HVB 80	45	45	28	23	16		
X-HVB 95	60	57	35	28	22		
X-HVB 110	75	66	35	28	22		
X-HVB 125	80	75	35	28	22		
X-HVB 140	80	80	35	28	22		

¹⁾ $b_o \cdot h_{ap}$ viz str. 90

Redukční součinitel zohledňující tvar žebra a hustotu X-HVB

Žebra kolmo k nosníku	Žebra rovnoběžně s nosníkem
 $k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_o}{h_{ap}} \cdot \frac{h_{sc} - h_{ap}}{h_{ap}}$ <p> $N_r = 1$ (1 ks X-HVB v žebře) $N_r = 2$ (2ks a více X-HVB v žebře) $k_t \leq 1,0$!!! </p>	 <p> pro: $\frac{b_o}{h_{ap}} \geq 1,8 \rightarrow k_p = 1,0$ pro: $\frac{b_o}{h_{ap}} < 1,8 \rightarrow$ $\rightarrow k_p = 0,6 \cdot \frac{b_o}{h_{ap}} \cdot \frac{h_{sc} - h_{ap}}{h_{ap}}$ $k_p \leq 1,0$!!! </p>
<p>Jednotlivé položky viz str. 90</p>	<p>Jednotlivé položky viz str. 90</p>

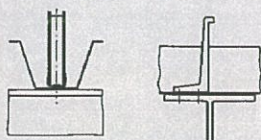
Při dimenzování se tabulková únosnost přenásobí součinitelem k_t resp. k_p .

2. Betonová deska s profilovými plechy

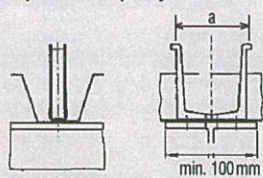
Žebra kolmo k nosníku, spřahovací prvky kolmo k nosníku

Žebro s plochým dnem

1 spřahovací prvek v žebře

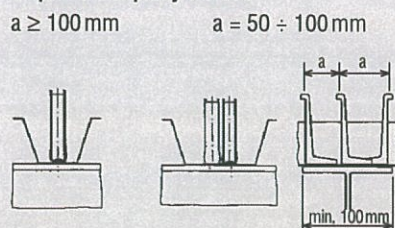


2 spřahovací prvky v žebře



$a \geq 100$ mm
min. šířka pásnice 100 mm

3 spřahovací prvky v žebře



$a \geq 100$ mm $a = 50 \div 100$ mm

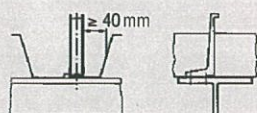
$a \geq 100$ mm

$a \geq 50$ mm
u kompaktního profilu ¹⁾

minimální šířka pásnice 100 mm pro $a = 50$ mm

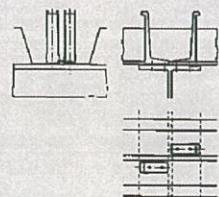
Žebro se ztužujícím žlábkem

1 spřahovací prvek v žebře



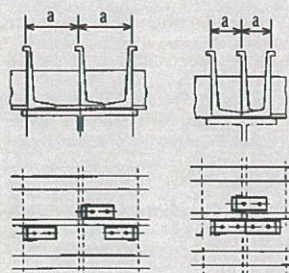
Spřahovací prvek musí být umístěn min. 40 mm od žebra v jeho střední výšce.

2 spřahovací prvky v žebře



Spřahovací prvky jsou rozmístěny symetricky ve vztahu k podélné ose nosníku.

3 spřahovací prvky v žebře



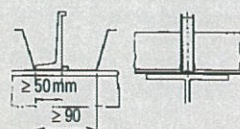
$a \geq 100$ mm

$a \geq 50$ mm
u kompaktního profilu ¹⁾

minimální šířka pásnice 100 mm pro $a = 50$ mm

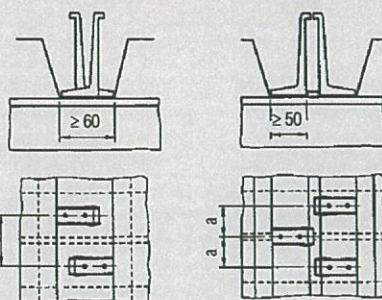
Žebra kolmo k nosníku, spřahovací prvky rovnoběžně s nosníkem

1 spřahovací prvek v žebře



Spodní šířka žebra min. 90 mm. U žebra se ztužujícím žlábkem min. šířka půlžebra 50 mm.

2 nebo 3 spřahovací prvky v žebře

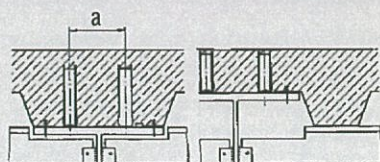


Spodní šířka žebra min. 60 mm. U žebra se ztužujícím žlábkem min. šířka půlžebra 50 mm. V případě problémů při osazování spřahovacího prvku X-HVB nad stojinu doporučujeme osadit spřahovací prvek protilehle posunutý jednou doprava, podruhé doleva od stojiny.

$a \geq 100$ mm

$a \geq 50$ mm u kompaktního profilu ¹⁾

Žebra rovnoběžně s nosníkem

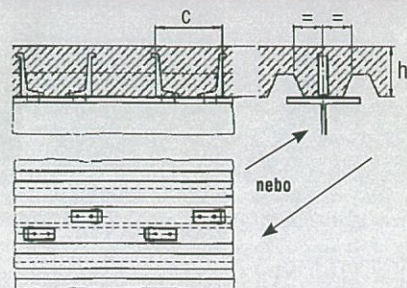


Spřahovací prvky jsou rozmístěny přednostně rovnoběžně s nosníkem.

$a \geq 50$ mm

$c \geq 100$ mm; $c \leq 600$ mm; $c \leq 4h_c$

V případě problémů při osazování spřahovacího prvku nad stojinu doporučujeme osadit spřahovací prvek protilehle posunutý jednou doprava, podruhé doleva od stojiny.



¹⁾ pro kompaktní profil platí: $b_o/b > 0,7$ a současně $b_o/h_{ap} > 1,8$
 b_o, b, h_{ap} - viz str. 90

Isover EPS RigiFloor 5000

elastifikované desky pro kročejový útlum podlah



Kód značení: EPS T-EN13163-T0-L3-W3-S5-P10-BS50-DS (N)5-SD15 až 30*-CP2-WL(T)5

CHARAKTERISTIKA VÝROBKU

Isover EPS RigiFloor je speciálním typem elastifikovaných desek EPS s minimální dynamickou tuhostí. V kombinaci s roznášecí deskou umožňuje vytvářet podlahy s vysokou kročejovou neprůzvučností. Izolační desky EPS Isover jsou vyrobeny pomocí nejnovějších technologií bez obsahu CFC a HCFC (známé jako freony). Moderní technologie zajišťuje stálou kvalitu a minimální energetickou náročnost výroby, což deskám zajišťuje výborný poměr cena/výkon. Veškeré desky EPS Isover se vyrábějí v samozhášivém provedení se zvýšenou požární bezpečností.*

POUŽITÍ

Izolační desky Isover RigiFloor 5000 jsou určeny pro kročejový útlum podlah s užitným zatížením max. 5kN/m² (knihovny, archivy, jeviště, tribuny apod). Aplikace nejčastěji jako těžká plovoucí podlaha s roznášecí železobetonovou deskou (min. tl. 50mm, beton B20, síť W4 oka 150/150 mm). Kolem stěn a navazujících konstrukcí je nutno použít pružné obvodové podlahové pásy (Isover N/PP).

ROZMĚRY, IZOLAČNÍ VLASTNOSTI

	Tloušťka (mm)	Max. stlačení CP (mm)	Rozměry (mm)	Balení			dynamická tuhost (Mpa/m)	snížení hladiny kročejového hluku (dB)**	Deklarovaný tepelný odpor R _p (m ² .K.W ⁻¹)
				ks	m ²	m ³			
Isover EPS RigiFloor 5000	20	2	1000 x 500	25	12,5	0,250	30	0,50	
Isover EPS RigiFloor 5000	30	2	1000 x 500	16	8,0	0,240	20	0,75	
Isover EPS RigiFloor 5000	40	2	1000 x 500	12	6,0	0,240	20	1,00	

HRANY

Desky jsou standardně opatřeny rovnou hranou.

ZÁKLADNÍ TECHNICKÉ PARAMETRY

Parametr	Jednotka	Hodnota	Norma
Deklarovaný součinitel tepelné vodivosti λ _p (stanovený na základě série měřených hodnot podle ČSN EN 12667)	W.m ⁻¹ .K ⁻¹	0,039	ČSN EN 13163
Charakteristický součinitel tepelné vodivosti λ _{k10}	W.m ⁻¹ .K ⁻¹	0,038	-
Objemová hmotnost	kg.m ⁻³	10-15***	ČSN EN 1602
Dlouhodobá nasákavost při úplném ponoření WL(T)	%	5	ČSN EN 12 087
Třída reakce na oheň	-	E****	ČSN EN 13 501-1
Tepelná odolnost dlouhodobě	°C	80	-
Faktor difuzního odporu (μ) MU	-	20-40	ČSN EN 12 086

SOUVISEJÍCÍ DOKUMENTY

- Prohlášení o vlastnostech CZ0004-012 (www.isovert.cz/DOP)

* Samozhášivost EPS je zajištěna pomocí retardéru hoření hexabromcyklododekan HBCD. Podrobné informace viz technický informační list na <http://www.isovert.cz/data/files/technicky-informacni-list-isovert-eps-429-609.pdf>.

** Stanoveno pro těžký referenční strop tl. 120mm a roznášecí žb. desku tl. 50 mm.

*** Objemová hmotnost je pouze orientační a je určena především pro potřeby statiky a výpočtu požárního zatížení.

**** Pro požární bezpečnost staveb je rozhodující zatřídění celých konstrukcí a systémů, EPS se nepoužívá bez nehořlavých krycích vrstev.

Pozn.: Konkrétní aplikace musí splňovat obecné požadavky technických podkladů Saint-Gobain Isover CZ s.r.o., platných technických norem a konkrétního projektu.

1. 7. 2014 Uvedené informace jsou platné v době vydání technického listu. Výrobce si vyhrazuje právo tyto údaje aktualizovat.