

NEMOCNICE PÍSEK a.s.

**STATICKÉ POSOUZENÍ NOSNÝCH KONSTRUKCÍ
ZASTŘEŠENÍ PRO MOŽNOST
INSTALACE FOTOVOLTAICKÉ ELEKTRÁRNY**

OBJEKT H



Objednatel : **NEMOCNICE PÍSEK a.s.**
Karla Čapka 589
397 01 Písek

Vypracoval : **KUPROS s.r.o.**
Ing. Karel Šatava
Vlkova 23
130 00 Praha 3
WWW.KUPROS-SRO.CZ



Datum: 11/2022

Obsah:

A	PODKLADY	3
B	ÚČEL POSUDKU	3
C	NOSNÁ KONSTRUKCE OBJEKTU	3
D	ZATÍŽENÍ	5
E	STŘEŠNÍ KONSTRUKCE.....	7
E.1	BEDNĚNÍ STŘECHY	7
E.2	STROPNÍ DESKA.....	7
F	ZÁVĚR	10

A PODKLADY

Pro vypracování dokumentace sloužily následující podklady:

- Archivní dokumentace ve stupni DZS Nemocnice Písek a.s., Hemodialýza, SO02 – Dialýza, Změna č.1., vypracoval Projektový atelier AD s.r.o., Husova 4 České Budějovice, 05/2010.
- Výkresová dokumentace poloprefabrikovaných stropů ve stupni RDS Nemocnice Písek a.s., Hemodialýza, SO02 – Dialýza, Změna č.1., vypracoval: Jihočeská stavebně konstrukční kancelář s.r.o., Otakarova 20, České Budějovice, 09/2009
- Projekt FVE, vypracoval AMPLUGGED s.r.o. Těšnov 1163/5, Nové Město , 11000 Praha 1

ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991 Zatížení konstrukcí

ČSN EN 1992 Navrhování betonových konstrukcí

ČSN EN 1993 Navrhování ocelových konstrukcí

ČSN EN 1995 Navrhování dřevěných konstrukcí

ČSN EN 1994 Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí

ČSN EN 1996 Navrhování zděných konstrukcí

ČSN EN 1997 Navrhování geotechnických konstrukcí

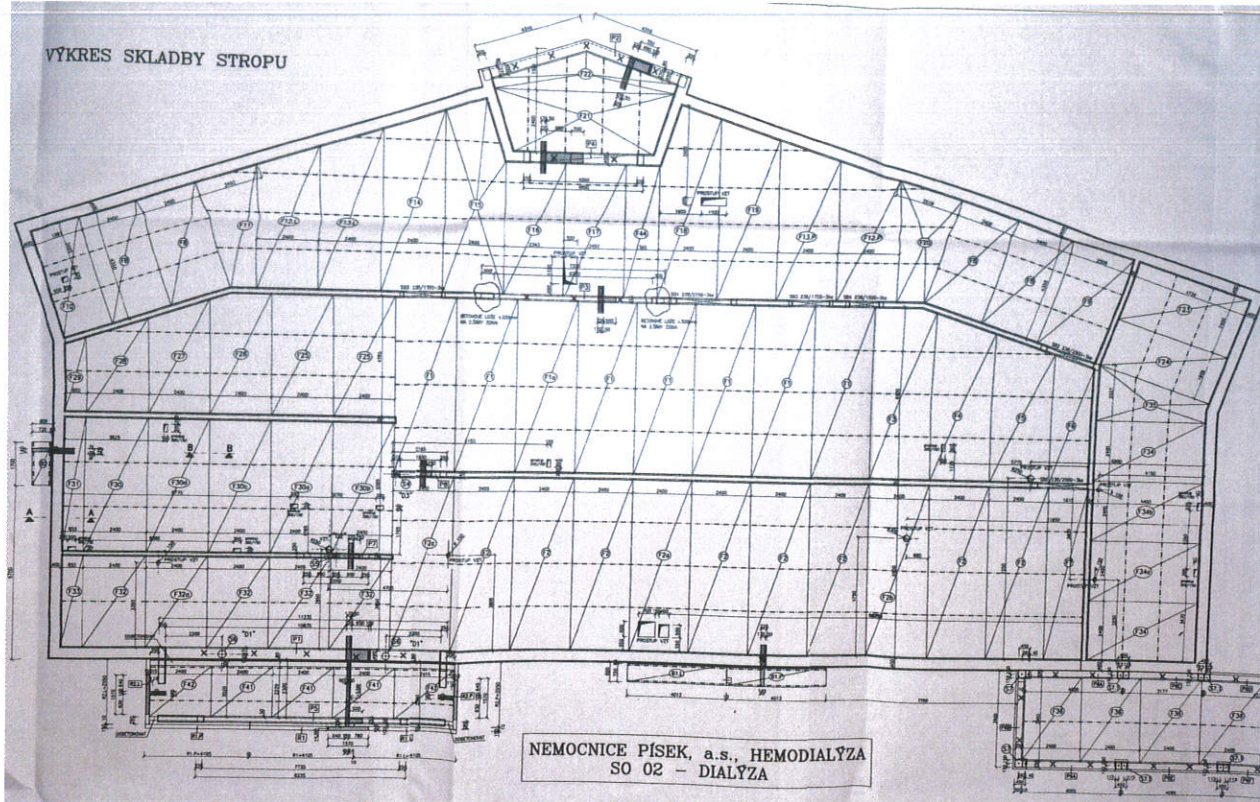
NORMY A PŘEDPISY PLATNÉ V ČR

B ÚČEL POSUDKU

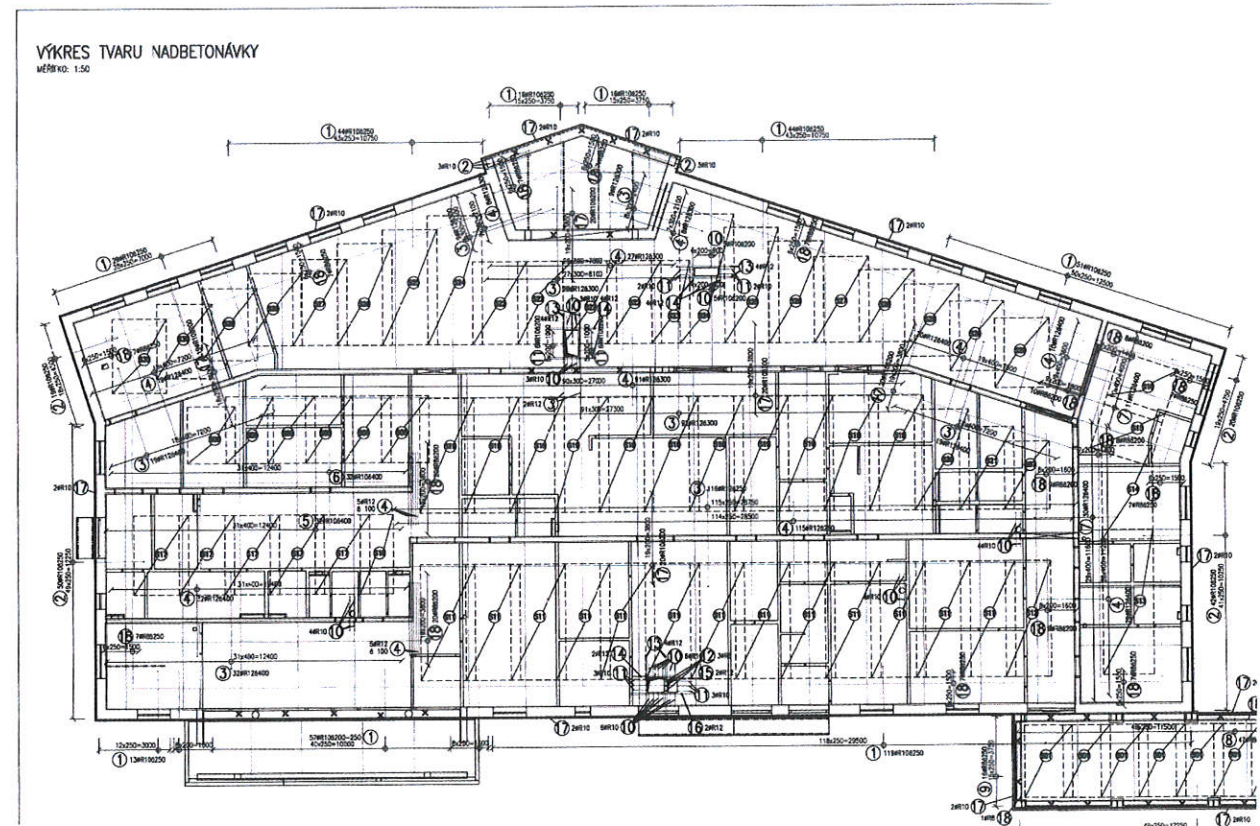
Účelem posudku je statické posouzení konstrukce střech objektů v areálu Nemocnice Písek a.s. pro možnost instalace fotovoltaické elektrárny

C NOSNÁ KONSTRUKCE OBJEKTU

Objekt má jedno nadzemní podlaží. Svislé nosné konstrukce jsou provedeny z keramického zdiva, obvodové stěny tl. 450mm, vnitřní nosné tl. 250mm. Střešní konstrukce je dvouplášťová – nosný plášť tvoří železobetonová prefamolitická – prefabrikované filigránové desky tl.50mm spřažené s monolitickou dobetonávkou na celkovou tloušťku desky 220mm. Na desce jsou osazeny distanční dřevěné příhradové vazníky s horním pasem ve spádu s bedněním z OSB desek 2x12mm.



Skladba stropu



D ZATÍŽENÍ

STŘEŠNÍ		Hodnota zatížení g_k (v kN/m^2)
Oprava střešní krytiny (2x)	$2 \cdot 0,05 =$	0,10
Původní krytina		0,05
OSB 2x12mm	$7 \cdot 0,024 =$	0,17
Příhradové vazníky cca		0,15
Tepelná izolace 200mm	$0,35 \cdot 0,2 =$	0,07
Pojistná izolace		0,05
Stropní deska 220mm	$25 \cdot 0,22 =$	5,50
Omítka/podhled		0,35
celkem		6,44

PŘÍTÍŽENÍ OD FVE		Hodnota zatížení g_k (v kN/m^2)
FVE panely + instalační konstrukce + betonové dlaždice		0,50

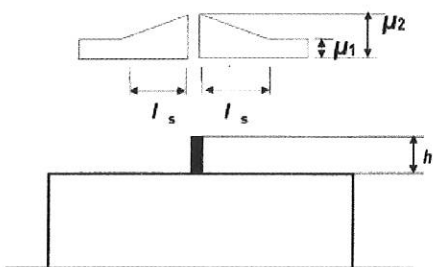
NAHODILÉ	Hodnota zatížení q_k (v kN/m^2)	Poznámka
sněh oblast II	$1,0 \cdot 1,0 = 1,0$	$\mu_2 = 1,0$
vítr (oblast II, terén II)	25 m/s	

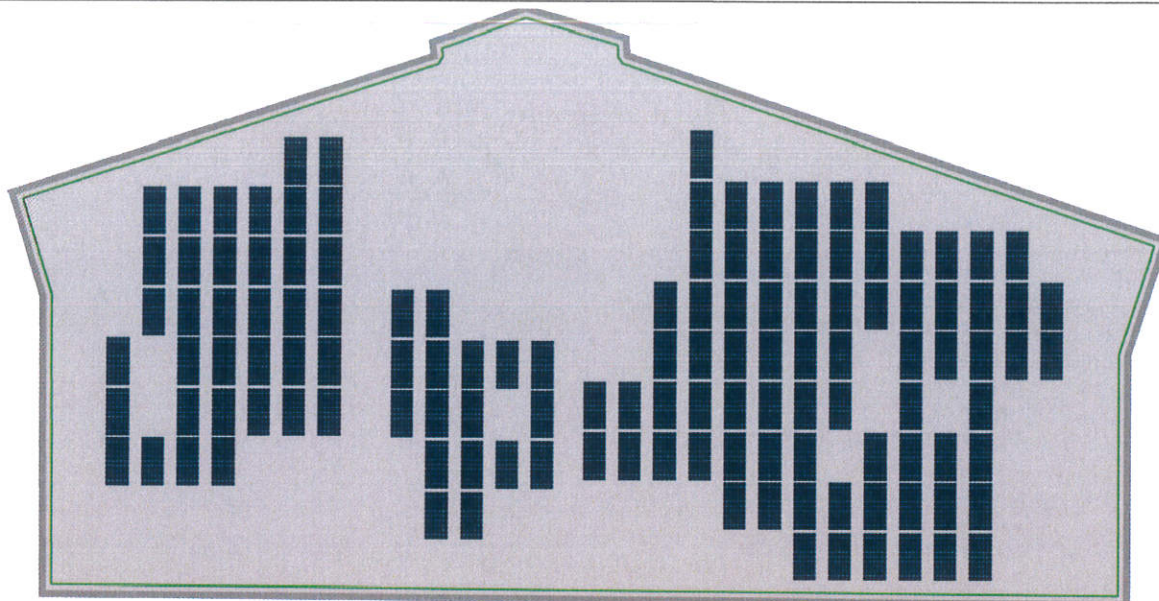
V případě instalace FVE je nutné uvažovat zvýšení zatížení sněhem vlivem návěje za překážkou. V normě ČSN EN 1991-1-3 *Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem* není vliv solárních panelů na střeše řešen přímo, bude obsaženo v připravované revizi. Ve výpočtu je uvažován článek 6.2 normy: 6.2 Návěje na výstupky a překážky:

Max. možná výška panelů nad střechou 0,5m.

tvárový součinitel $\mu_1 = 0,8$ $\mu_2 = \gamma \cdot h / s_k = 2 \cdot 0,5 / 1 = 1,0$,

délka návěje $l_s = 2 \cdot h = 2 \cdot 0,5 = 1,0\text{m}$, min. 5m, tj. $l_s = 5\text{m}$ - vzhledem k rozměrům a vzdálenosti solár. panelů budu uvažovat tvarový součinitel 1,0 v celé ploše.





Plánované rozmístění FV panelů

SUMMARY OF LOAD PARAMETERS [BUDOVA H]

Snow load	0.8 kN/m²
Wind load	0.72 kN/m²
Friction Constant μ	0.5
Factor of Safety for Uplift	1.5
Factor of Safety for Sliding	1.5
Load factor applied to Dead Load	0.9
Weight per ballast block	15 kg
Number of ballast blocks:	438
System surface area	404.96 m²
Roof area	976.32 m²
Total ballast weight	6,570 kg
Weight Module/Rack	3,392 kg
Total System weight	9,962 kg
Surface load on system area	24.6 kg/m²
Surface load on roof	10.2 kg/m²
Max surface load on system area	51.42 kg/m²
Average horizontal load	0.097 kN
Maximum horizontal load	0.15 kN
Total horizontal load	12.42 kN

Plánované přetížení od FVE – max 51,42 kN/m² (posuzuji na 50kg/m²)

E STŘEŠNÍ KONSTRUKCE

E.1 BEDNĚNÍ STŘECHY

V archivní dokumentaci je uvedeno v řezu 2xOSB 12mm.

Podpory pro FV panely jsou ve vzdálenosti cca 2,1m. Zatížení na 1m šířky desky:

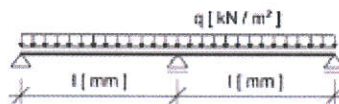
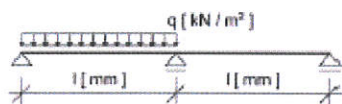
FVE	$0,5 \cdot 2,1 =$	1,05
Skladba střechy		0,32
Sníh (plošně)		1,00
		2,37 kN/m ²

Rovnoměrné zatížení na prostém nosníku

■ rozpětí ve směru hlavní osy

tloušťka desky [mm]	rozpětí [osová vzdálenost podpor] [mm]											
	312	400	417	500	600	625	700	800	833	900	1 000	1 250
	největší normové zatížení [kN/m] pro šířku desky 1 m											
12	9,80	4,72	4,18	2,44	1,42	1,25	0,89	0,60	0,53	0,42	0,31	0,15
15	17,25	9,10	8,06	4,72	2,75	2,44	1,74	1,17	1,03	0,82	0,60	0,30
18	24,85	15,12	13,72	8,08	4,72	4,18	2,99	2,01	1,78	1,41	1,03	0,53
22		25,41	23,38	16,26	9,59	8,51	6,10	4,12	3,65	2,90	2,12	1,09
25			30,19	21,00	13,92	12,37	8,88	6,00	5,33	4,24	3,10	1,60
				24,05	21,38	15,34	10,37	9,21	7,33	5,36	2,76	

Rovnoměrné zatížení na spojitém nosníku o dvou stejných polích



■ rozpětí ve směru hlavní osy

tloušťka desky [mm]	rozpětí [osová vzdálenost podpor] [mm]											
	312	400	417	500	600	625	700	800	833	900	1 000	1 250
	největší normové zatížení [kN/m] pro šířku desky 1 m											
12	11,04	6,58	5,81	3,37	1,95	1,72	1,23	0,82	0,73	0,57	0,42	0,21
15		10,50	9,65	6,58	3,81	3,37	2,34	1,61	1,42	1,12	0,82	0,42
18					6,58	5,82	4,14	2,77	2,46	1,95	1,42	0,73
22					11,29	10,40	8,29	5,73	5,08	4,02	2,93	1,50
25						13,44	10,71	8,20	7,45	5,91	4,30	2,20

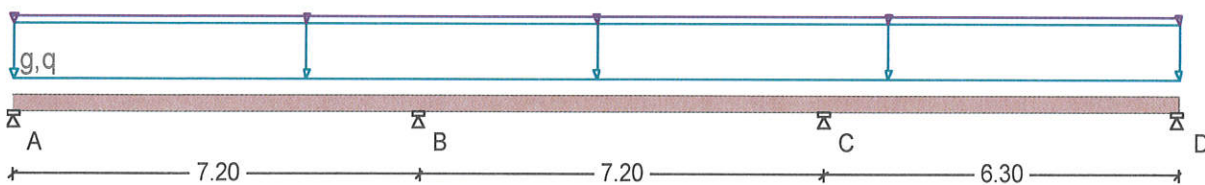
Předpokládám, že jsou desky uloženy vytrídane, tj. lze použít statické schéma nosníku o alespoň dvou polích. Únosnost bednění při rozteči podpor 0,8m potom bude $2 \cdot 0,82 = 1,64 \text{ kN/m}^2 < 2,37 \text{ kN/m}^2$. **Bednění nevyhovuje.** Nevyhoví ani při uvažování pouze plošného zatížení $0,5 + 0,32 + 1 = 1,82 \text{ kN/m}^2$

FV panely jsou na střechu uloženy prostřednictvím roštu, který je orientován kolmo na vazníky a má rozteč cca 2,1m Z důvodu malé únosnosti bednění střechy je nutné, aby tento rošt přenesl zatížení do vazníků jako samonosný – tzn. aby jeho nosníky uložené na střeše v příčném směru přes vazníky měli únosnost $2,1 \cdot 50 = 105 \text{ kg/m}$ jako spojitý nosník při vzdálenosti podpor 0,8m.

E.2 STROPNÍ DESKA

Stropní deska je provedena jako prefamonolitická - filigránové desky tl.50mm spřažené s monolitickou dobetonávkou na celkovou tloušťku desky 220mm. Staticky deska působí převážně jako jednosměrně pnutá – spojitý nosník o třech polích. Deska bude instalací FVE přitížena $(6,44 + 0,5 + 1) / (6,44 + 0,8) = 7,94 / 7,24 = 1,097$ tj. o 10%. V archivní PD je výkres horní výztuže, výkresy výztuže filigránů nejsou k dispozici. Nad podporou B jsou R12 po 125mm. Nad

podporou C jsou R12 po 150mm.

FVE NEMOCNICE PÍSEK - H - strop

Dílčí součinitelé

Únosnost

Použitelnost

Stálé účinky

gama-F, g 1.35

1.00

Proměnné účinky

gama-F, q 1.50

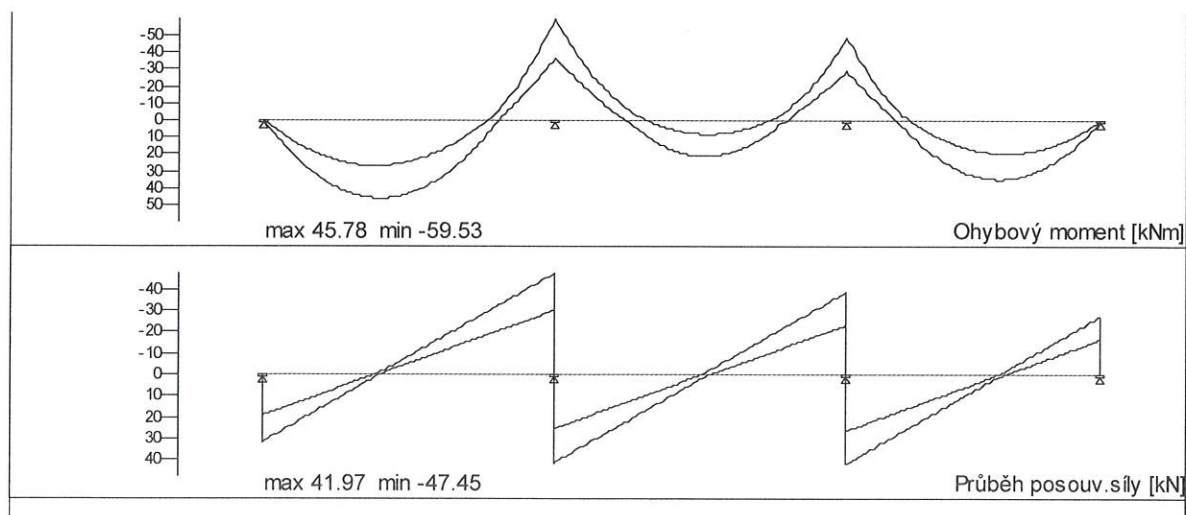
1.00

Zatížení (charakteristické)Stálé zatř. $q_1 = 6.95 \text{ kN/m}$ ($x = 0.00$ až 20.70 m)Proměnné zatř. $q_1 = 1.00 \text{ kN/m}$ ($x = 0.00$ až 20.70 m) r.pole**Vnitřní účinky** (Návrhové na MSÚ)

Pole	x [m]	max Md [kNm]	x [m]	min Md [kNm]	Md-le [kNm]	Md-pr [kNm]	Vd-le [kN]	Vd-or [kN]
1	2.88	45.78	7.20	-59.53	0.00	-59.53	31.57	-47.45
2	3.74	21.05	0.00	-59.53	-59.53	-48.46	41.42	-38.48
3	3.78	34.66	0.00	-48.46	-48.46	0.00	41.97	-27.47

Reakce (Návrhové na MSÚ)

Podpora	max A [kN]	min A [kN]	max M [kNm]	min M [kNm]
A	31.57	19.29	0.00	0.00
B	88.86	55.49	0.00	0.00
C	80.46	49.54	0.00	0.00
D	27.47	16.46	0.00	0.00

Výsledková grafika

POSOUZENÍ PRVKU NA OHYB A SMYK DLE EN 1992 podpora B

ZADÁNÍ

Beton	$f_{ck} =$	20	MPa
	$f_{cd} =$	13,33	MPa
	$f_{ctm} =$	2,20	MPa
	$E_{cm} =$	30000	MPa
Ocel	$f_{yk} =$	500	MPa
	$f_{yd} =$	434,78	MPa
	$E_s =$	200000	MPa

BETON	C20/25
OCEL	B500B

VÝSLEDKY

$A_s =$	0,000905	m^2
$\min A_s =$	0,000776	m^2
$\xi =$	0,1951	

$$x < x_{max}$$

Mezivýsledky ohyb

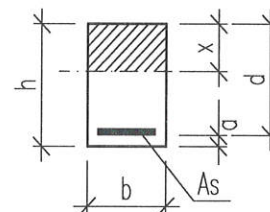
$d =$	0,1890	m
$x =$	0,0369	m
$\rho_h =$	0,0041	
$\xi_{max} =$	0,45	
$\xi_{bal,1} =$	0,617	

Zatížení	$M_{Ed} =$	59,5	kNm
	$V_{Ed} =$	0	kN

3

Rozměry	$h =$	0,22	m
	$b =$	1	m

MOMENT ÚNOSNOSTI		
$M_{Rd} =$	68,55	kNm
využití	86,80	%
MINIMÁLNÍ VYZTUŽENÍ		
$A_{s,min} =$	0,000246	m^2
$A_{s,max} =$	0,008800	m^2



OHYB

Výztuž	\emptyset	12	mm
	počet	8	ks
	$A_{s1d} =$	0,000000	m^2
	$c =$	25	mm
	$\emptyset_{sw} =$	0	mm

POSOUZENÍ PRVKU NA OHYB A SMYK DLE EN 1992 podpora C

ZADÁNÍ

Beton	$f_{ck} =$	20	MPa
	$f_{cd} =$	13,33	MPa
	$f_{ctm} =$	2,20	MPa
	$E_{cm} =$	30000	MPa
Ocel	$f_{yk} =$	500	MPa
	$f_{yd} =$	434,78	MPa
	$E_s =$	200000	MPa

BETON	C20/25
OCEL	B500B

VÝSLEDKY

$A_s =$	0,000753	m^2
$\min A_s =$	0,000624	m^2
$\xi =$	0,1624	

$$x < x_{max}$$

Mezivýsledky ohyb

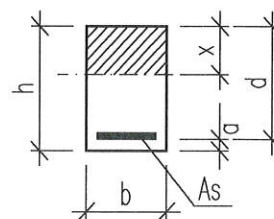
$d =$	0,1890	m
$x =$	0,0307	m
$\rho_h =$	0,0034	
$\xi_{max} =$	0,45	
$\xi_{bal,1} =$	0,617	

Zatížení	$M_{Ed} =$	48,5	kNm
	$V_{Ed} =$	0	kN

3

Rozměry	$h =$	0,22	m
	$b =$	1	m

MOMENT ÚNOSNOSTI		
$M_{Rd} =$	57,87	kNm
využití	83,80	%
MINIMÁLNÍ VYZTUŽENÍ		
$A_{s,min} =$	0,000246	m^2
$A_{s,max} =$	0,008800	m^2



OHYB

Výztuž	\emptyset	12	mm
	počet	6,66	ks
	$A_{s1d} =$	0,000000	m^2
	$c =$	25	mm
	$\emptyset_{sw} =$	0	mm

Horní výztuž vyhovuje s rezervou 13% a 17%. Přetížení je 10%, spodní výztuž bude mít pravděpodobně obdobnou rezervu. Spodní výztuž v poli nebyla posouzena, je možné provést sondy – odhalit výztuž a posoudit. Ovšem k malému přetížení od FVE vzhledem k stávajícímu zatížení (hmotný ž.b. strop) a rezervě v horní výztuži považuji průzkum pro další posouzení jako neopodstatněný.

F ZÁVĚR

Konstrukce střechy je dvouplášťová. Spodní nosná část tvořená železobetonovou prefamonolitickou deskou z prefabrikovaných filigránových desek spřažených s monolitickou nabetonávkou, vyhovuje na přetížení od FVE o předloženém zatížení a rozsahu. Horní plášť tvořený dřevěným bedněním z OSB desek 2x12mm na distančních dřevěných příhradových vaznicích (nenosných) ukládaných na ž.b. desku po 0,8m nevyhoví. Ovšem FV panely a přetížení z betonových dlaždic jsou ukládány na střechu prostřednictvím ocelové/hliníkové konstrukce, která je orientována příčně přes dřevěné vazníky po vzdálenosti cca 2,1m. Je nutné použít takovou konstrukci, která vyhoví na zatížení od FVE při rozteči podpor 0,8m (vzdálenost distančních vazníků) a nepřetěžovala bednění střechy.

Přetížení nosných konstrukcí střechy od FVE není vzhledem k původnímu zatížení velké (vyjma bednění). Proto bylo statické posouzení zpracováno pouze podle archivní projektové dokumentace předané objednatelem. Nebyl prováděn stavebně technický a diagnostický průzkum stavu konstrukcí. Předpokládáme, že je prováděna běžná údržba konstrukcí střechy tak, aby byly nosné konstrukce v dobrém technickém stavu, že jsou prováděny opravy střešního pláště proti zatékání vody a kondenzaci vlhkosti, atd..

Při realizaci FVE není možné lokálně přetěžovat střešní konstrukci např. skladováním materiálu!

V Praze, 11/2022

vypracoval: Ing. Karel Šatava