

Ing. Jan Kopsa, projekční kancelář pro pozemní stavby
ul. Vrbová 655, 562 01 Ústí nad Orlicí
tel. 465 52 43 65, mob. 604 466 489

Investor : Vojenská ubytovací a stavební správa Pardubice,
Teplého ulice 1899/C 530 02 Pardubice

Akce : Konstrukční a statická kontrola hlavních nosných prvků a nosného
systému budovy č. 49 u VZ Ústí nad Orlicí vč. návrhu opatření.

Popis stávající konstrukce budovy skladové haly – obj. č. 49 u VZ 4218 Ústí nad Orlicí.

Skladová hala byla vyprojektována a postavena v roce 1979. Projektantem byl Vojenský projektový ústav Praha, Ateliér 5, projektant Ing. Kutnar.

Na montovanou žel. bet. konstrukci byly použity montované prvky výrobce ZIPP Bratislava.

Spon sloupů byl zvolen 12x 18m. Sloupy jsou založeny na žel. bet. patkách.

Konstrukce haly je sestavena z dílů, které nevytvářely ucelenou komplexně zpracovanou soustavu vazníkůvých hal.

Jedná se o prvky vyráběné v té době Firmou ZIPP Bratislava, účelově použité pro uvedenou halu.

Střešní plášť je z prvků TT, na rozpětí 18m uložených na žel. betonové průvlaky o rozponu 12m a průvlaky jsou následně uloženy na žel. bet. sloupy, konkrétně v tomto případně chybně otočené o 90°.

Konstrukce byla doplňována ocel. prvky na sloupech, které měly eliminovat chybu v otočení.

Konstrukce nebyla typovou soustavou s vyřešenými spoji jednotlivých prvků, nenašel se v projektu předpis, který by určoval jak mají být jednotlivé prvky vzájemně svařeny montážní armaturou a opatřeny betonovou zálivkou.

Jsou tedy naskládány na sebe pouze nesvařovaným uložením.

V celkovém pohledu na halu se jedná o skladbu prvků s maximálně dosažitelným půdorysným sponem sloupů 12x18m a skutečností jsou velká zatížení průvlaků a sloupů.

Zatížení, která se v běžných návrzích hal nevyskytují.

Časovým zlomem pro takovýto maximalistický návrh bylo zahájení výroby TT profilů

$l = 12m, 15m \text{ a } 18m.$

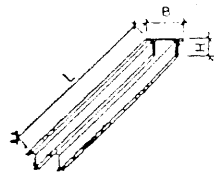
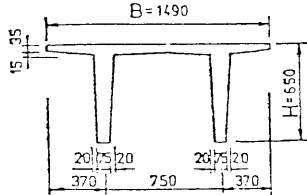
Jednotlivé prvky použité na halu :

1) TT profily střešního pláště – označení PPS – 5/4/18 18 000/1500 mm.

Kopie ze stavební publikace ROCHL

BETONOVÉ VÝROBKY

Střešní panely

Název	STŘEŠNÍ PANELE PŘEDPJATÉ 12, 15 a 18 m					Zobrazení				
Pramen	Katalogový list — ZIPP, n. p., Bratislava — leden 1973 a ceník — 1977									
Použití	Předpjaté panely tvaru TT jsou určeny pro vytvoření nosné konstrukce střešního pláště jedno a vícepodlažních hal větších rozpětí. Používají se především pro občanské stavby, jako např. tělocvičny, jídelny, plovárny, kotelny, obchodní střediska, služby apod.									
Výrobce	Závody inžinierskej a priemyselovej prefabrikácie, n. p., Bratislava									
Rozměry a technické vlastnosti										
Označení		Výrobní rozměry			Objem	Hmotnost panelu	Technické vlastnosti			Hmotnost 1 m panelu
Nové	Původní	L	B	H			ML ¹⁾	q _{dov.} ²⁾	světł.	
		(cm)			(m ³)	(kg)	(kN m)	(kN/m)	(m)	(kg/m)
—	*) PPS-1/4-12	1197	149	65	2,264	5886	213,0	6,51	11,60	495
PPS-2/4-12	*) PPS-2/4-12	1197	149	65	2,264	5886	369,4	6,51	11,60	495
—	*) PPS-3/4-15	1497	149	65	2,831	7361	335,5	6,51	14,60	495
PPS-4/4-15	*) PPS-4/4-15	1497	149	65	2,831	7361	479,3	6,51	14,60	495
PPS-5/4-18	PPS-5/4-18	1797	149	65	3,329	8837	488,0	6,51	17,60	495
PPS-21/4-12		1197	119	60	2,570	6682				
PPS-24/4-12		1197	239	60	3,450	8970				
PPS-24/4-15		1497	119	60	3,220	8372				
PPS-28/4-15		1497	239	60	4,310	11260				
PPS-29/4-18		1797	119	60	3,860	10036				
PPS-32/4-18		1797	239	60	5,180	13468				
Beton	BV (B 400)					PODROBNOST				
Dovolené odchylky	Délka	Šířka		Výška	Příčný řez stropním panelem 					
	(mm)									
	± 20	± 6	± 6							
Pozn.	1) ML — moment vypočítaný z výpočtového zatížení + vlastní hmotnost. 2) q _{dov.} — výpočtové zatížení bez vlastní hmotnosti. 3) PPS-2/4 je navrhován pro podvěsný jeřáb typu PŽ o nosnosti 5000 kg. 4) PPS-4/4 je navrhován pro jeřáb typu PŽ 1 o nosnosti 3500 kg. Pro umístění jeřábu jsou vynechány otvory v nosných žebrech, ve vzdálenosti 3 m a po celé délce panelu. *) Nejsou uvedeny v ceníku 1977.					Poznámka	Výrobce dodává panel tvaru TT i nepředpjatý, který po příslušné úpravě je vhodný pro obvodový plášť budov, kde to dovolují tepelněizolační parametry provozu.			
Výhled	V další etapě se připravuje výroba předpjatého panelu tvaru TT pro stropní konstrukce vícepodlažních budov pro zatížení do 5,0 kN/m ² , na rozpětí až 12 m, šířky 240 cm, výšky 40 a 60 cm.					Označení	Střešní panel předpjatý PPS — 3/4 — 15			
						Množství	Množství se udává v kusech (ks).			

Tabulka č. 1

Bové značka	Převodná značka	Rozměry			Měrná hmotnost			Technické vlastnosti							Poznámka
		L	H	B	ε	κ	δ	h _h kPa	h _g kPa	α _{rel} kPa/m	R _{rel} kPa	Objem m ³	Váha kg	Betón	
RZT 2/3	R ₁ - 12/12	1 195	120	60	+ 9	+ 6	+ 9	92 300	-	-	27 030	3,688	9 220	B 250	100 pro pln. výhledy d1, 12
593231004002	16-60E-3														pro TP 12 m
RZT 1/4	R ₂ - 12/12	1 195	140	60	+ 9	+ 6	+ 9	-	175000	9 110	-	4,830	12 200	KII	
59323100400	16-60E-1														pro TP 18 m
RZT 2/4	R ₃ - 12/18	1 195	160	60	+ 9	+ 6	+ 9	-	250500	13 700	-	4,830	12 200	IV	
59323100400	16-60E-2														
RZT 3/4	R ₄ - 6/18	597	60	29	+ 8	+ 5	+ 3	-	29400	6 830	-	1,039	2 597	III	pro TP 18 m
593231004003	16-60E-4														

R - návrhová síla v směru rozpěru přívlačky
 κ - moment v výpočtovém zatížení včetně vl. váhy
 α - výpočtové zatížení bez vlastní váhy

3) Sloupy SV 4 délka 12 300mm- kopie z katalogu žel.bet. prvků montovaných sestav

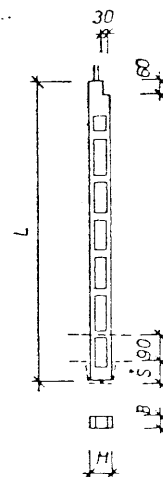
Číslo odborov. číslo	Značka	Rozměry			Techn. vlastnosti			Druh bet.	Kubat. m ³	Hmotn. kg	Výrobce	Poznámky
		L cm	H cm	B cm	Š cm	M/N Mpm/Mp	M _y Mpm					

STĚPY

JEDNOPODLAŽNÁ HALA - ROZPON 18 m
SV VÝŠKA „X“
PODVESNÝ ŽERÁV

SK

KRAJNÝ



593 221

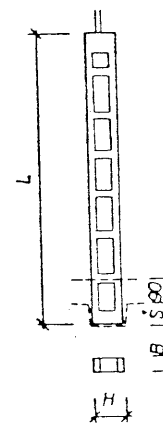
208 304	SK - 4	1290	90	50	90	37,0 67,7	9,6	250	3,39	8475	Z	x = 9,5m
208 304	SK - 5	1170	90	50	90	30,4 59,9	8,1	250	3,07	7687	Z	x = 8,4m
208 304	SK - 6	1050	90	50	90	24,5 56,4	6,8	250	2,83	7027	Z	x = 7,2m

STĚPY

JEDNOPODLAŽNÁ HALA - ROZPON 18 m
SV VÝŠKA „X“
PODVESNÝ ŽERÁV

SV

VNÚTORNÝ



593 221

208 304	SV - 4	1230	120	50	90	45,0 115,5	14,9	250	4,12	10312	Z	x = 9,5m
208 304	SV - 5	1110	120	50	90	37,8 114,0	15,8	250	3,72	9300	Z	x = 8,4m
208 304	SV - 6	990	120	50	90	28,7 112,4	13,2	250	3,42	8550	Z	x = 7,2m

zjištěno sondami 01. 2006 Ing. Ježek

- polystyren + krytina
- hydroizolace SAP 20 mm
- beton se síti 50 – 70 mm
- porobeton 125 mm (+53,6 % vlhkosti Haman)

Zatížení stálé

zatížení střeš.		zatížení		
konstrukce	tl. (mm)	normové	součinitel	výpočtové
nová hydroizolace	10	0,077 kN/m ²	1,2	0,0924kN/m ²
nová tepelná izolace	120	0,03 kN/m ²	1,2	0,036 kN/m ² *
původní asfaltová krytina	20	0,25 kN/m ²	1,20	0,30 kN/m ²
cementový potěr se sítí	70	1,68 kN/m ²	1,30	2,18 kN/m ²
Siporex	1,25.1,54	1,35 kN/m ²	1,30	2,00 kN/m ²
CELKEM	315	3,38 kN/m ²		4,6 kN/m ²
panel TT PPS-5/4-18	650	3,30 kN/m ²		3,63 kN/m ²
CELKEM		6,68 kN/m ²		8,23 kN/m ²

Posouzení jednotlivých prvků :

a) Střešní TT panel -

q dovol. 8,23 kN/m² – výpočtové zatížení bez vlastní hmotnosti :

Skutečné qv	stálé	3,38 kN/m ² (Ing. Ježek)
	<u>sníh (1979)</u>	<u>1,4 kN/m²</u>
	Celkem	4,78 kN/m ² < 6,51 kN/m ²

Vyhovuje s rezervou 1,73 kN/m².

Dtto sních (2006)	stále	3,38 kN/m ²
	<u>sních (2006)</u>	<u>2,8 kN/m²</u>
	Celkem	6,18 kN/m ²

Vyhovuje je $< 6.51 \text{ kN/m}^2$.

V dalších postupech jsou podle potřeby údaje převáděny na kp, Mp, kpm, Mpm.

$$\text{Vlastní hmotnost TT panelu} \frac{8\,837}{18,1,5} = 327 \text{ kg/m}^2 = 3,27 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení TT panelu celkem / m²

	v		v
sníh 1979	1,4	2006	2,8
stř. plášť	3,38		3,38
vl. hmotnost TT	3,27		3,27
Celkem (výpočet)			
(Sníh 1979)	8,05 kN/m ²	(Sníh 2006)	9,45 kN/m ²

b) Posouzení průvlaku RZT 2/4 - 16 – 6CE - 2

Q_r – výpočtové zatížení bez vlastní hmotnosti = 13 700/ kp/m' = 137 kN/m'

Zatížení na bm' průvlaku – sníh 1979

$$Q_v 1979 = 8,05 \cdot 18 = 144,9 \text{ kN/m}' > 137 \text{ kN/m}'$$

Průvlak nevyhovuje rozdíl je však zanedbatelný.

Sníh 2006

$$Q_v 2006 = 9,45 \cdot 18 = 170,1 \text{ kN/m}' > 137 \text{ kN/m}'$$

Průvlak na změnu normy nevyhovuje.

Poznámka : Skutečnost ve fyzickém stavu průvlaků je taková, že podle přiložených fotografií na průvlacích vznikají smykové trhliny, které znehodnocují průvlak a vytváří jejich nejasné statické hodnoty. Jedná se o základní problém montované haly. Průvlak limituje další používání objektu a bude mu věnována samostatná část.

Zatížení průvlakem – vl. hmotnost

$$Q_v \text{ vazníku } 12,200 \cdot 1,1 = 13,42 \text{ kN/m}'$$

c) VIRENDELOVY SLOUPY :

Údaje pro určení sloupů – Ing. Ježek
V7J 4/5, V7J 24/5 a V2J 42/5
(SV – 4)

Pro posouzení je vybrán sloup V2J 24/5 – označení podle katalogu ZIPP Bratislava –

SV – 4 označení podle ROCHLA oba údaje jsou staticky shodné

$$\begin{aligned} M/N (M_{pmx} / M_p) &= 45 \text{ Mpm} / 115,5 \text{ Mp} \\ M_y &= 14,9 \text{ Mpm} \end{aligned}$$

Poznámka : všechny prvky vazníkových hal jsou navrhovány podle ČSN 73 20 01.

Posouzení na výpočtové zatížení :

Posouzeno pouze na svislou norm. sílu.

$$(S_{\text{sníh 1979 Nv}}) S = 0,823 \cdot 18 \cdot 12 + 13,42 = 191,18 \text{ Mp} > 115,5 \text{ nevyhovuje.}$$

Posouzení na normové zatížení :

$$N_n (S) = 0,668 \cdot 18 \cdot 12 + 13,42 = 157,71 \text{ Mp} > 115,5 \text{ nevyhovuje.}$$

Závěr : sloup pracuje v nedovoleném stupni bezpečnosti.

První vážnou závadou je tedy nižší stupeň bezpečnosti.

Druhou vážnou závadou jsou otočené sloupy.

d) Vazník : Samostatná pasáž pojednání o vazníku RZT – 2/4 (16-6CE-2).

Vazník byl navržen časově v rozmezí platnosti výpočtu betonových konstrukcí podle :

a) stupně bezpečnosti

b) podle mezních stavů ČSN 731201

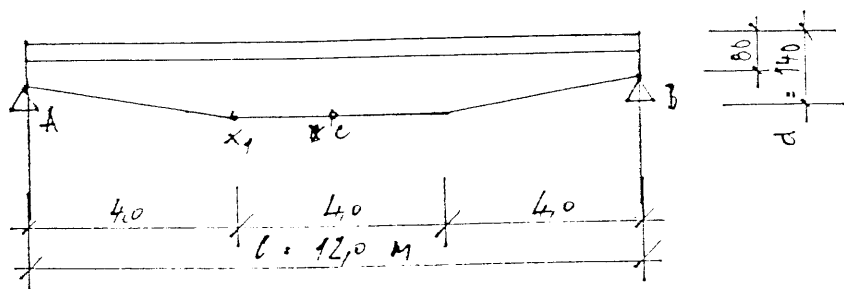
ad a) Provedli jsme posouzení podle stupně bezpečnosti

Železobetonový průvlak

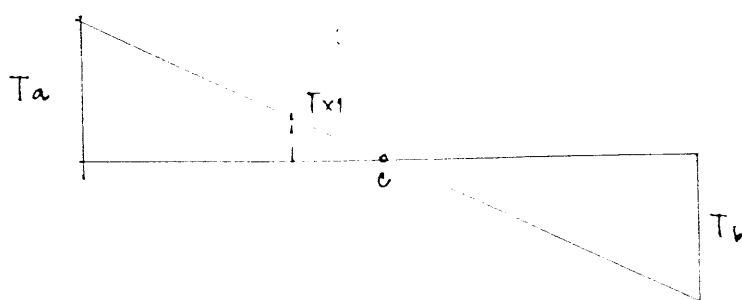
$l = 12,0 \text{ m}$

$q = 14,5 \text{ t/m}$

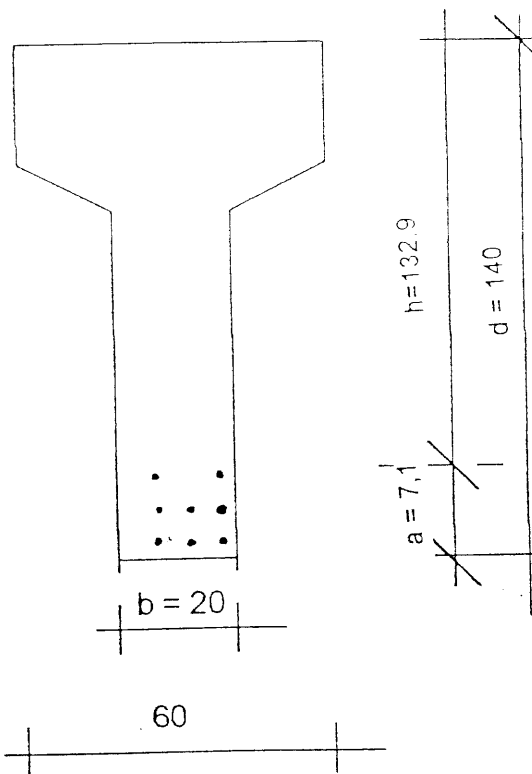
Průvlak R3



Beton IV – 330
Ocel V – 10 425 (c=2,3)



ŘEZ I – I



$$Q = q \cdot l = 174 \text{ t}$$

$$A = B = \frac{Q}{2} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{14,5 \cdot 12,0}{2} = 87 \text{ t}$$

$$T_a = A = 87 \text{ t}$$

$$T_{x1} = A - \frac{q \cdot x_1}{2} = 87,0 - \frac{14,5 \cdot 4,0}{2} = 29 \text{ t}$$

$$\max \tau_b = \frac{T}{b \cdot d \cdot h}$$

$$\text{ocel } 4\phi \text{ V } 28 + 4\phi \text{ V } 32 \quad F_v = 4 \times 6,16 = 24,64 \text{ cm}^2, \quad F_a = F_v \cdot 2,30 = 56,67 \text{ cm}^2$$

$$+ 4 \times 8,04 = 32,16 \text{ cm}^2 \quad F_a = F_v \cdot 3,2 = 73,97 \text{ cm}^2$$

$$F_v = 56,80 \text{ cm}^2$$

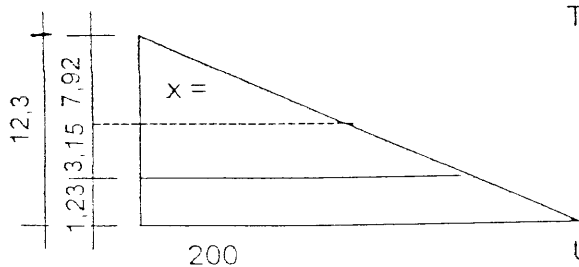
$$F_a = 130,64 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{2 \cdot 8,04 \cdot 3,6 + 6,16 \cdot 3,6 + 2 \cdot 8,04 \cdot 8,8 + 6,16 \cdot 8,8 + 2 \cdot 6,16 \cdot 13,5}{56,80} = \frac{403}{56,80} = 7,1 \text{ cm}$$

$$h = 140 - 7,1 = 132,9 \text{ cm}$$

$$\varphi = \frac{100 \cdot F_a}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 130,64}{20 \cdot 132,9} = 4,9 \%, \text{ z tab } \delta = 0,8819$$

$$\max T_b = \frac{T}{b \cdot r} = \frac{T}{b \cdot \delta \cdot h} = \frac{29\,000}{20 \cdot 132,9 \cdot 0,882} = 12,3 \text{ kg/cm}^2 < 24$$

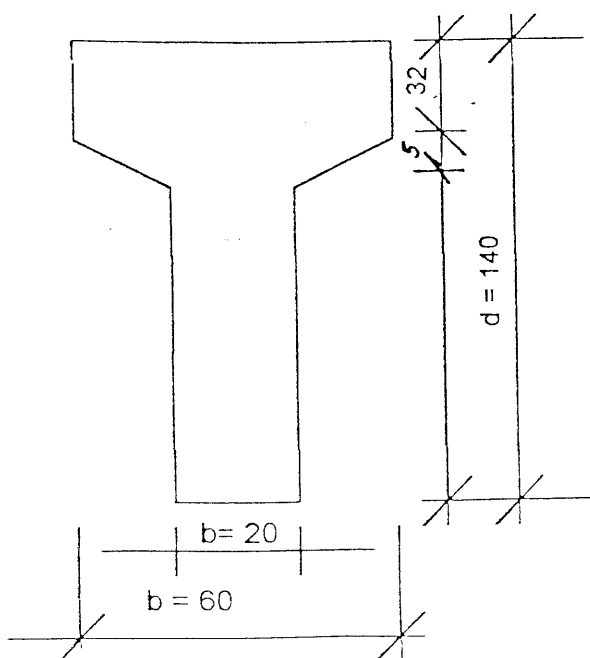


$$\text{Třminky } \tau_t = \frac{f \cdot \chi_a}{a \cdot b \cdot s} = \frac{2,0,5 \cdot 1,15 \cdot 2300}{20 \cdot 20 \cdot 1,9} = 3,515 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = 200 \cdot \frac{7,92}{12,3} = 128,8 \text{ cm}$$

$$F_a = \frac{U \cdot b \cdot s}{\chi_a \cdot \sqrt{2}} = \frac{\frac{1}{2} \cdot 7,92 \cdot 128,8 \cdot 20 \cdot 1,9}{2 \cdot 300 \cdot \sqrt{2}} = 5,96 \text{ cm}^2$$

Průvlak R 3 – Posouzení uprostřed na ohyb



$$M = \frac{1}{8} q l^2 = \frac{1}{8} \cdot 14,5 \cdot 12,0^2 = 261 \text{ tm}$$

$$k_b = 270 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_a = 2\,300 \text{ kg/cm}^2 \text{ (zatížení hlavní)}$$

$$o = 2,3$$

$$s = 1,9$$

a) Předpoklad spolupůsobení desky

$$M_m = 261 \cdot 1,9 = 495,9 \text{ tm}$$

$$d = 140 \text{ cm}, h = 132,9 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{\frac{h}{M_n} = \frac{132,9}{49\,590\,000} = \frac{132,9}{8\,265} = \frac{132,9}{909,12}}{\frac{b}{60}} = 0,1462$$

$$\varphi = 2,26 \%$$

$$F_a = \frac{2,26 \cdot 60 \cdot 132,9}{100} = 180,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Navrženo } 4\phi V28 + 4\phi V32 = F_a = 130,64 \text{ cm}^2$$

$$F_v = 56,80 \text{ cm}^2$$

Výztuž nevyhoví, $F_a = 130,64 < 180,2 \text{ cm}^2$

b) Předpoklad bez spolupůsobení desky

$$M_m = 495,9 \text{ km} = 495\,900 \text{ kgm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{\frac{h}{M_n} = \frac{132,9}{49\,590\,000} = \frac{132,9}{1574,64}}{\frac{b}{20}} = 0,0844$$

Min. tab. hodnota $\alpha = 0,137$, takže hodnota φ nelze určit. Tento předpoklad nelze brát v úvahu.

Závěr pro stupeň bezpečnosti

Průvlak nevyhoví ani na ohyb ani na smyk.

Z hlediska smyku je chybně nadimenzována smyková výztuž.

ad b) Posouzení průvlaků podle mezních stavů :

Návštěvou v ZIPPU Bratislava u hlavního statika se podařilo získat kompletní zatěžovací zkoušku průvlaků RZT – 2/4, která je následně vložena.

Zkouška byla provedena katedrou betonových konstrukcí Stavební fakulty v Bratislavě v roce 1974.

Zkouška je provedena v plném rozsahu normy ČSN 731201, včetně statického výpočtu a výstupů, včetně průhybu.

V dalším textu je přiložena kopie zkoušky Stavební fakulty Bratislava.

Protokol – záznam o měření průhybu nosníku RZT – 2/4 ve skladové hale Ústí nad Orlicí.

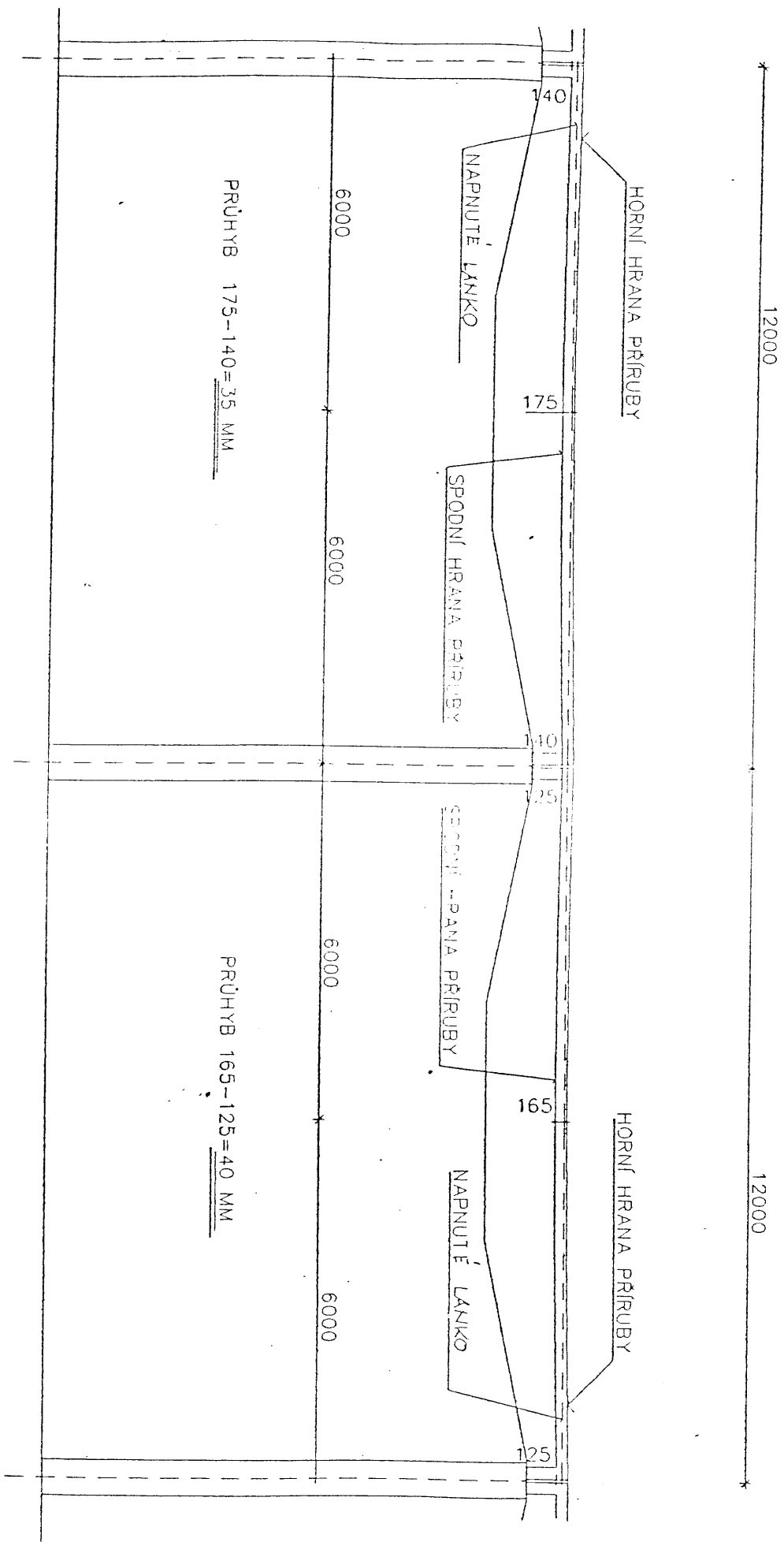
Měření bylo provedeno 5.12. 2007 od 8⁰⁰ - 11⁰⁰ hod. pomocí pracovníků s možností práce ve výškách.

Měření bylo organizováno a kontrolováno průběžně projektantem.

Byly měřeny dva žel. bet. nosníky tak, že do spáry mezi čela nosníků se zatloukly dřevěné klíny, 100mm od horního okraje průvlaků se zatloukly hřebíky do dřev. klínků a přes tyto hřebíky bylo nataženo lanko pod zátěží.

Uprostřed průvlaků byl naměřen průhyb **40mm**, u průvlaků 2 3,5cm

Byla vypracovaná grafická část, která je pokračováním protokolu. Střešní plášť nebyl zatížen sněhem.



Porovnání zatěžkávacích zkoušek průvlaku RZT 2/4, které provedla fakulta betonových konstrukcí Stavební fakulty Bratislava.

Podle přiložené strany 22 byl nosník zatěžován do průhybu 40mm, při uvedeném průhybu byl nosník namáhán 160% normového zatížení.

Odvozeno ze strany 4 zkoušek je poměr $\frac{q_v}{q_n} = \frac{14,76}{12,13} = 1,21$ bez sněhu

Skutečný poměr odvozený z průhybu na stavbě je – nosník s průhybem 40mm.

$$\frac{q_x}{q_n} = 1,60$$

$$q_x = 19,40 \text{ Mp/m}^2 \text{ (40mm)}$$

Průvlak je tedy přetížen o 7,27 Mp/m² tj. o 0,40 Mp/m² (n) střechy.

Nosník s průhybem 35mm.

Nosník je podle grafu namáhán 150% normového zatížení.

$$\frac{q_x(35\text{mm})}{q_n} = 1,50 \quad q_x = 18,19 \text{ Mp/m}^2$$

Průvlak je tedy přetížen o 6,06 Mp/m² tj. o 0,336 Mp/m².

$$\text{Povolný průhyb } y_{\text{pov.}} = \frac{1200}{320} = 3,75 \text{ cm}$$

Pro sníh je tedy reserva 0,25 cm tj. 8% normového zatížení tj. 12,13 · 0,08 = 0,970 Mp /m² tj. 0,054 Mp/cm² = 54 kg/m².

Závěr z hlediska průhybu : Je nutné zjistit sondou skutečný stav střešního pláště a jeho hmotnost.

Uvažované normové zatížení, čili zatížení, kterým byl nosník zkoušen je

$$\frac{12,13 \text{ Mp}}{18} = 0,673 \text{ Mp/m}^2$$

to je prakticky shodné se skutečným normovým zatížením 0,68 Mp/m² bez sněhu. Při normovém zkouškovém zatížení tj. 100% byl naměřen průhyb 22mm, skutečný současný průhyb je v rozmezí 35 – 40 mm.

Poznámka ke str. 19 zkouškového protokolu.

První zkouška byla ukončena při zatížení 189% normového tj.

12,13 · 1,89 tj. 22,92 Mp/m² → 1,27 Mp/cm² při průhybu 80mm.

Nosník nebyl zkoušen do zlomení.

Šířka trhliny při zkušebním zatížení je 0,25mm.

Závěrečné výsledky hodnocení jednotlivých prvků :

- a) Střešní panel TT vyhověl na zatížení, které bylo převzato z předcházejících zkoušek a protokolů.
Vyhověl i na nové výpočtové zatížení sněhem (upravená tabulka 2006 sních $2,8 \text{ kN/m}^2$
- b) Průvlak RZT – 2/4
Bylo zjištěno, že byl navržen v roce 1970 pro účely výstavby hal, kde pro střešní plášť budou použity TT panely na rozpon 12,15 a 18m.
Takto vyprojektovaný průvlak byl odzkoušen na Stavební fakultě v Bratislavě a podařilo se získat kompletní textové výsledky – závěrečnou zprávou, která je uvedena v příloze.

Závěry zkoušky SVŠT Bratislava.

- 1) Průvlak byl navržen na výpočtové zatížení, při kterém je max. ohybový moment ve středu nosníku $M^v = 250,5 \text{ Mpm}$
- $$\text{a poměr mezi } \frac{\ddot{q}^u}{q_n} = \frac{14,76}{12,13} = 1,21$$

ohybový moment se shoduje s tabulkovými údaji výrobce.

- 2) Zkouška byla ukončena po dosáhnutí 189% normového zatížení.

Při 160% byly odstraněny měřicí zařízení nedošlo ke zlomení nosníku.

Při zkušebním zatížení, které dosáhlo 121,7% normového zatížení, tedy hodnot q v předepsaných ČSN byl naměřen průhyb do 30mm.

Při zkušebním zatížení 165% dosáhl průhyb hodnoty 44mm.

Normou povolený průhyb $y = \frac{1200}{320} = 3,75 \text{ cm}$

Průhyby naměřené na stavbě se pohybují v rozmezí 3,5 – 4cm, u některých nosníků jsou mimo povolenou hodnotu ČSN.

Je tedy nutné novým oměřením zjistit příčiny přetížení. Rezerva na sníh je minimální z hlediska průvlaků $40\text{-}50 \text{ kg/m}^2$.

- 3) Zkoušky byly přerušeny ne z důvodu konečného zlomení nosníku, ale z důvodu vzniku smykových trhlin k podpoře. Zpracovatel posudku potvrzuje, že smyková výztuž je navržena chybně a zřejmě do výpočtu smykové výztuže (Výzkumný ústav Brno) nebyla započítána výslednice sil hlavní tahové výztuže v lomu dolního pasu průvlaku.

Tato skutečnost je zřejmě hlavní příčinou smykových trhlin a pokud se nezjistí přetížení vyplývající z průhybu bude se tato chyba podílet na zvýšeném průhybu tzv. dlouhodobým efektem.

Sít' trhlin je patrná na fotografii ze zkoušek.

4) Uložení průvlaku

Je v zásadě chybné již z původního projektu. Průvlak měl být uložen v délce 47,5 cm, což se otočením sloupů nepodařilo. Byla tedy v minulosti hlava sloupu (uložení vazníku) doplněno ocelovou hlavou, na které je patrné, jak je zatěžována jinak, než předpokládal navrhovatel. Průhybem průvlaků není zatížena na ploše včetně sloupu, ale na hraně, kde dochází k drcení betonu průvlaku a kroucení ocelové čepice sloupu.

- c) Sloup – byl zřejmě navržen podle stupně bezpečnosti, t.zn. na stupeň bezpečnosti 2,2. Skutečnost je ale jiná. Požadovaného stupně bezpečnosti sloup nedosahuje, jeho reserva je výrazně nižší. Dále je provedeno nevhodné ocelové uložení průvlaků, které při rozdílných průhybech vnáší do sloupů nedefinovatelné příčné momenty.

Sloup nevyhovuje.

Poznámka : Hlavní nebezpečí vzniká z lokálního přetížení kdy by mohlo dojít k dominovému efektu sloupů, který je nedefinovatelný.

Konečný ucelený názor na žel. bet. halu :

- 1) Skladba prvků byla navržena v maximalistické sestavě velmi zatížených žel.bet. prefabrikátů .
- 2) Skladba haly nebyla nikdy typovou sestavou ZIPP Bratislava, nemá vyřešené spoje, prvky jsou jen naskládány na sebe.
- 3) Sestava má velmi vadné spoje, průvlak sloup. ocelový nástavec je vykroucený, beton prohnutého průvlaku se na ocel. hraně drtí.
- 4) Průvlak vykazuje nadměrné smykové trhliny a zvýšený nenormový průhyb. Zkušební ze zkoušek průvlaku hovoří o tom, že průvlak do zatížení 160% hodnot normového zatížení se nezlomil.

Projektant předpokládá, že zvýšený dlouhodobý průhyb vznikl z hlediska chybně řešené smykové výztuže.

Nebyla vůbec řešena přídatná vnitřní napětí, která jsou výrazná a která vznikají ohybovou směrovou změnou spodních tažených prutů. Silová výslednice z ohybu prutů výrazně zvyšuje klasické smykové napětí od posouvající síly.

- 5) Dodatečně vložené ocelové uložení průvlaků je vykroucené (vadné) a neplní uvažovanou funkci. Beton se na ocelové hraně drtí.
- 6) Žel. betonové VIRENDELOVY SLOUPY nevyhovují a to výrazně pro zatížení, které přenáší.
Vyjádřeno v předcházejícím textu.

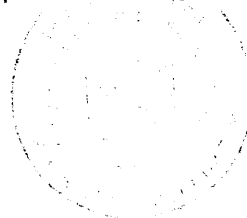
Konstrukce má následující vážné vady:

- Průhyb nesplňuje mezní stav smykových trhlin a následně při zatížení sněhem dovolený průhyb.
- Ocelová konstrukce uložení průvlaku je zkroucená a neplní uvažovanou funkci.
- Žel. betonový sloup je nedovoleně přetížen.
- **Halu je nutné ihned opravit doplňující ocel. konstrukcí.**
Jedná se od počátečního návrhu o vadné konstrukční řešení.

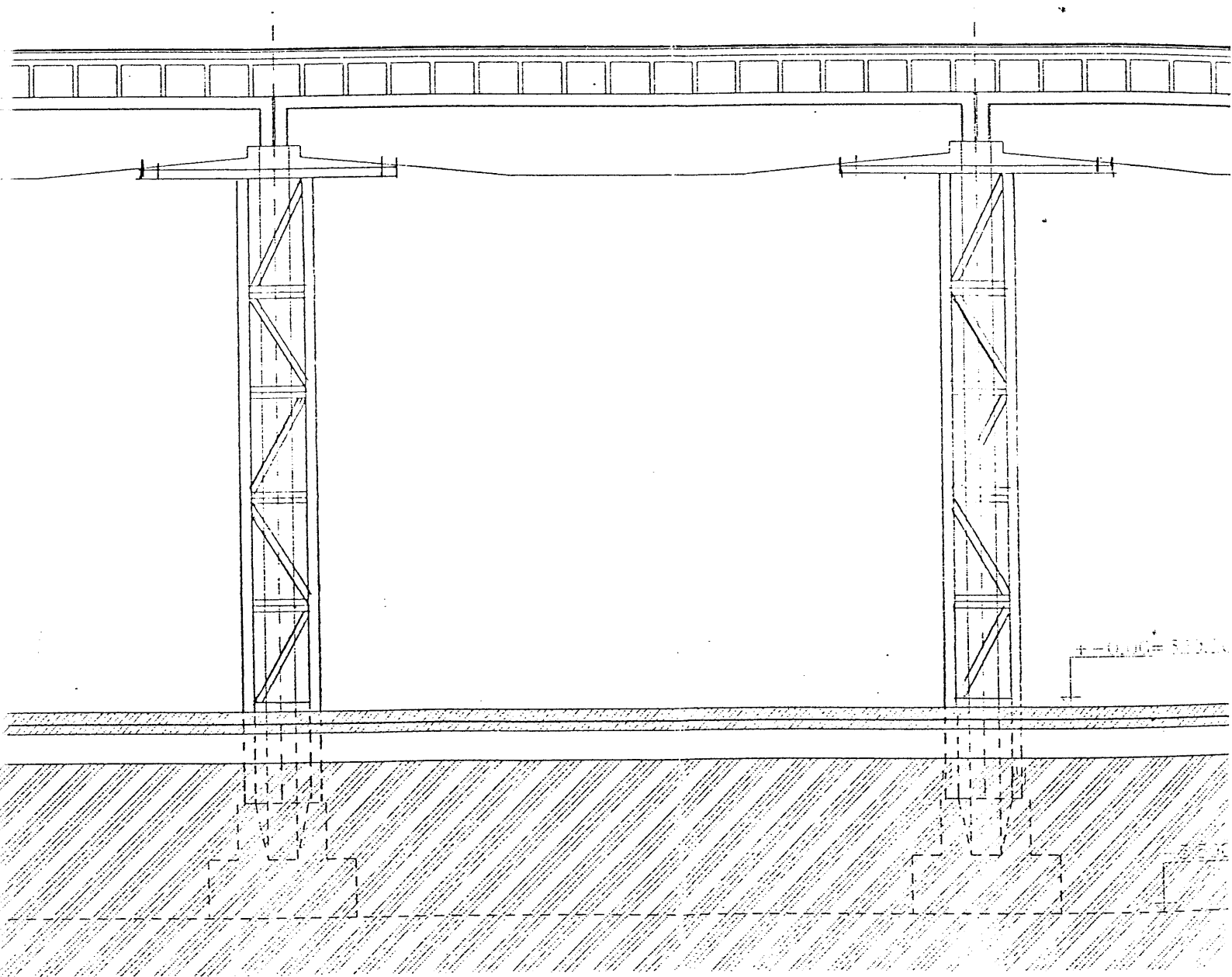
V Ústí nad Orlicí dne 11.12. 2007

str. 16

vypracoval : Ing. Jan Kopsa



Ing. Kopsa



5

3

NÁVRH NA OPRAVU KONSTRUKCE HALY – DOPLNĚNÍ OCEL.