

Výpočtová analýza vlivu polohy výztuže na únosnost tenkostěnných střešních panelů

Daniel Makovička, ČVUT v Praze, Kloknerův ústav,
Šolínova 7, 166 08 Praha 6, Česká republika

&

Daniel Makovička, jr., Statika a dynamika konstrukcí,
Šultysova 170, 284 00 Kutná Hora, Česká republika

Anotace

The purpose of the paper is computational analysis of the actual bearing capacity of thin-walled roof panel with respect to the real position of its reinforcement. To panel on the span 6 m and upper concrete plate thickness 15 mm is reinforcement position in panel ribs very important, namely if differences of the cover thickness of reinforcement in transversal panel ribs are of the order about 100%. The verification analysis is concerned to the comparison of actual and design capacity of this structure and recommendation for the next continue as a part of the roof structure.

1. Úvod

Pro zastřešení výrobní haly byly použity přibližně v letech 1984 až 1986 železobetonové střešní tenkostěnné panely řady SZD [1]. V současnosti jsou některé panely střešního pláště s odpadlým krytím výztuže a místy i s vypadlými většími plochami betonu mezi výztužnými vložkami. Při prohlídce konstrukce bylo zjištěno, že odchylky provedení těchto panelů co do polohy výztuže se liší od výrobní dokumentace. To byl důvod zabývat se reálnou únosností těchto panelů vzhledem ke skutečné poloze výztuže. Příspěvek je s ohledem na jeho přijatelný rozsah zaměřen pouze na panely SZD 341 - 150/600.

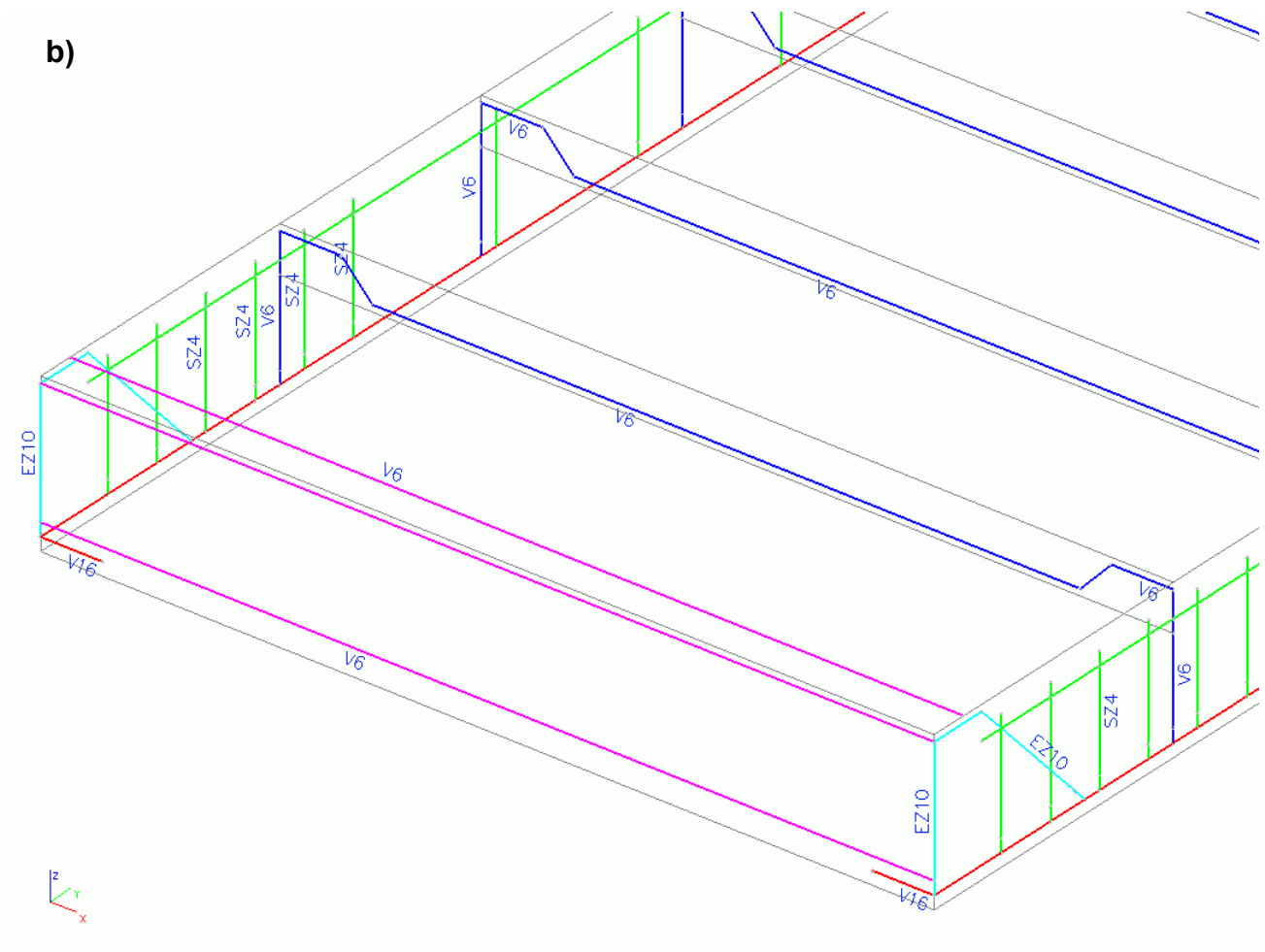
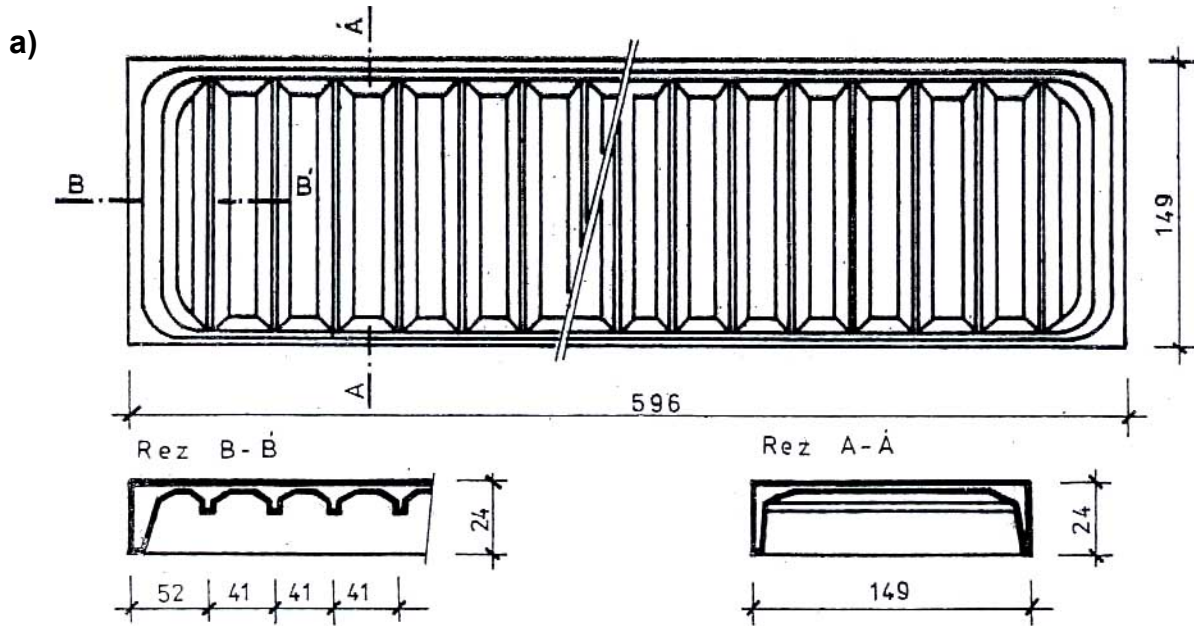
Panely byly podle původní dokumentace navrhovány podle dřívějších metodik na zatížení od vlastní tíhy a užité zatížení $2,5 \text{ kN/m}^2$ se součiniteli zatížení 1,0, odpovídající této metodice. Při výpočtovém ověřování únosnosti byl respektován tento požadavek na zatižitelnost panelů včetně předpokládaného původního (podle výrobní dokumentace) a skutečného rozmístění výztuže.

2. Popis konstrukce

Posuzované střešní panely jsou tenkostěnné deskové konstrukce, ztužené podélnými a příčnými žebry na rozpětí 6 m. Celkový pohled na modelovaný střešní panel je na obr.1 včetně návrhového rozmístění výztuže. Hlavní ohybové namáhání přenášejí podélná žebra, ve kterých je umístěna jedna výztužná vložka ØV16 mm při dolním povrchu. Smykovou výztuž podélných žebrov tvoří žebříček z profilů ØV6 mm a ØSZ4 mm . V krajní části podélných žebrov je jeden ohyb z profilu ØEZ10 mm .

Při prohlídce konstrukce byla ověřována poloha výztuže ve 30 panelech [2]. Skutečná poloha výztuže v podélných žebrech $1 \times \text{ØV16 mm}$, která rozhodují o ohybové únosnosti panelu, téměř souhlasila s výrobní dokumentací. Krytí podélné výztuže kolísalo v rozmezí $\pm 3 \text{ mm}$ okolo návrhové hodnoty 20 mm; u většiny ověřovaných panelů však byla výška krytí spíše menší, tedy z hlediska únosnosti na straně bezpečné. V případě podélné

výztuže obvodového žebra lze tedy při posuzování průměrných tloušťek krytí konstatovat, že výztuž je obecně ve vyhovující poloze, která se velmi blíží poloze podle výrobní dokumentace.



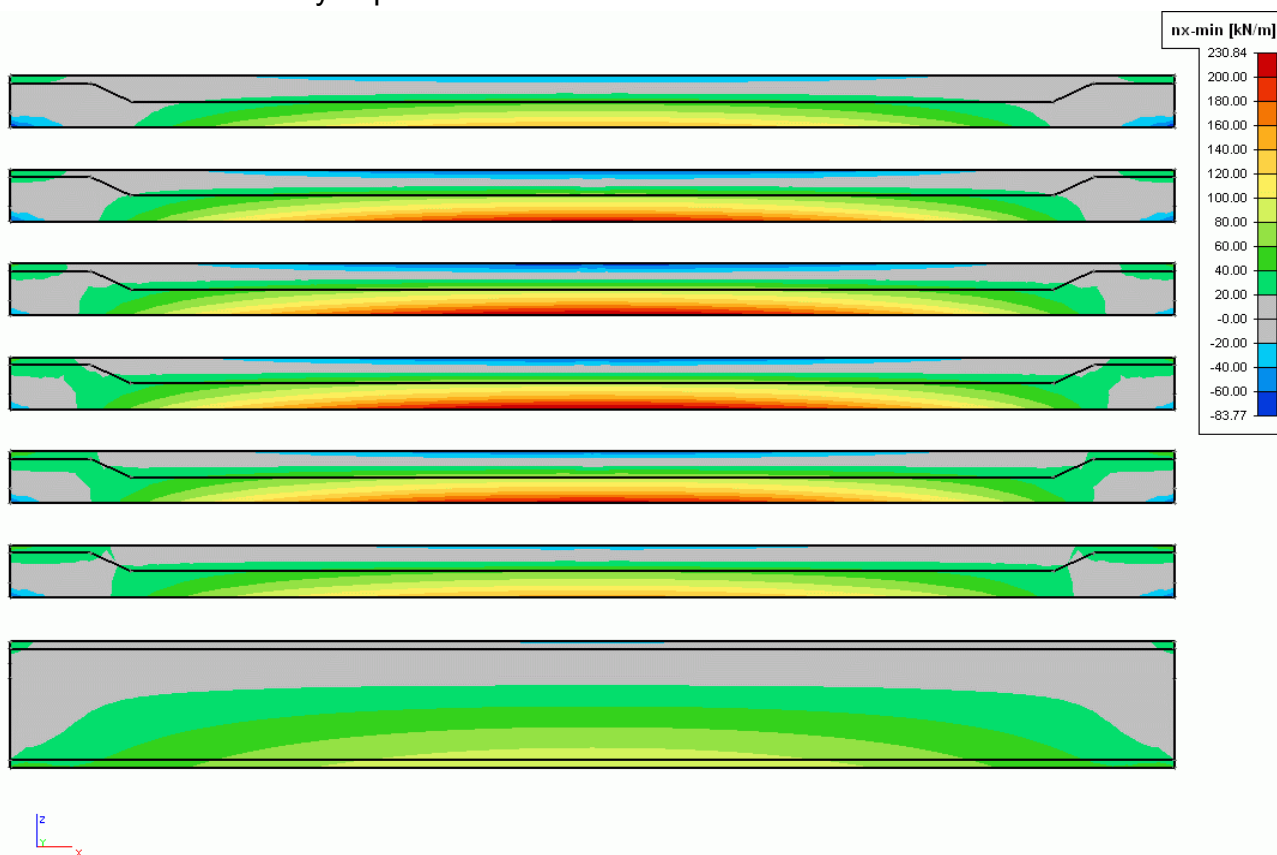
Obr.1 Model střešního panelu a rozmístění jeho výztuže

Příčná žebra jsou vyztužena jedním profilem ØV6 mm při dolním povrchu žebra v jeho střední části. V blízkosti kontaktu příčných a podélných žebor přechází výztužný profil příčného žebra ohybem k hornímu povrchu žebra a je kotven do podélného žebra. Návrhová tloušťka krycí vrstvy byla 10 mm; u 22 prvků (z 30) byla tato hodnota překročena, přičemž u šesti prvků lze toto překročení charakterizovat jako velmi výrazné. Směrodatné odchylky se pohybovaly v rozmezí od 4 do cca 15 mm a variační koeficienty v rozmezí 25 až 105%. Další, i konstruktivní výztuž ve střešních panelech nebyla použita.

Horní deska panelů mezi žebry má tvar lomenicových kleneb. Ve střední části má deska tloušťku 15 mm a u svých okrajů na kontaktu s žebry má tloušťku 25 mm. Horní deska je nevyztužená z prostého betonu. Betony jsou pevnostní třídy B33.

3. Výpočetní model

Při sestavování výpočetního modelu byl respektován skutečný tvar střešních panelů podle výkresů bednění, zejména co do tvaru horní klenbové (lomenicové) mezižeborní desky. Horní deska včetně mezižeborních částí byla modelována deskovými prvky. Výztuž žebor byla modelována kruhovými profilem, odpovídající průřezu výztužných vložek v místech jejich uložení a to ve dvou variantách, podle výrobní dokumentace a podle zjištění při jejich ověřování (jednalo se o zavedení maximálních zjištěných diferencí u příčné výztuže; u podélné výztuže pak malé rozdíly v jejím uložení nebyly uvažovány). V rámci zjednodušení výpočetního modelu nebyly modelovány kotevní háky výztuže a nebyla modelována kotevní (spodní) část vložek s ohyby v podélných žebrech. Šikmá, svislá a horní část ohybů však byla do modelu zavedena. Z hlediska výpočetního programu byly vložky výztuže modelovány jako žebra v desce (ve stěně), které přejímají osové síly v tažené části betonových průřezů.



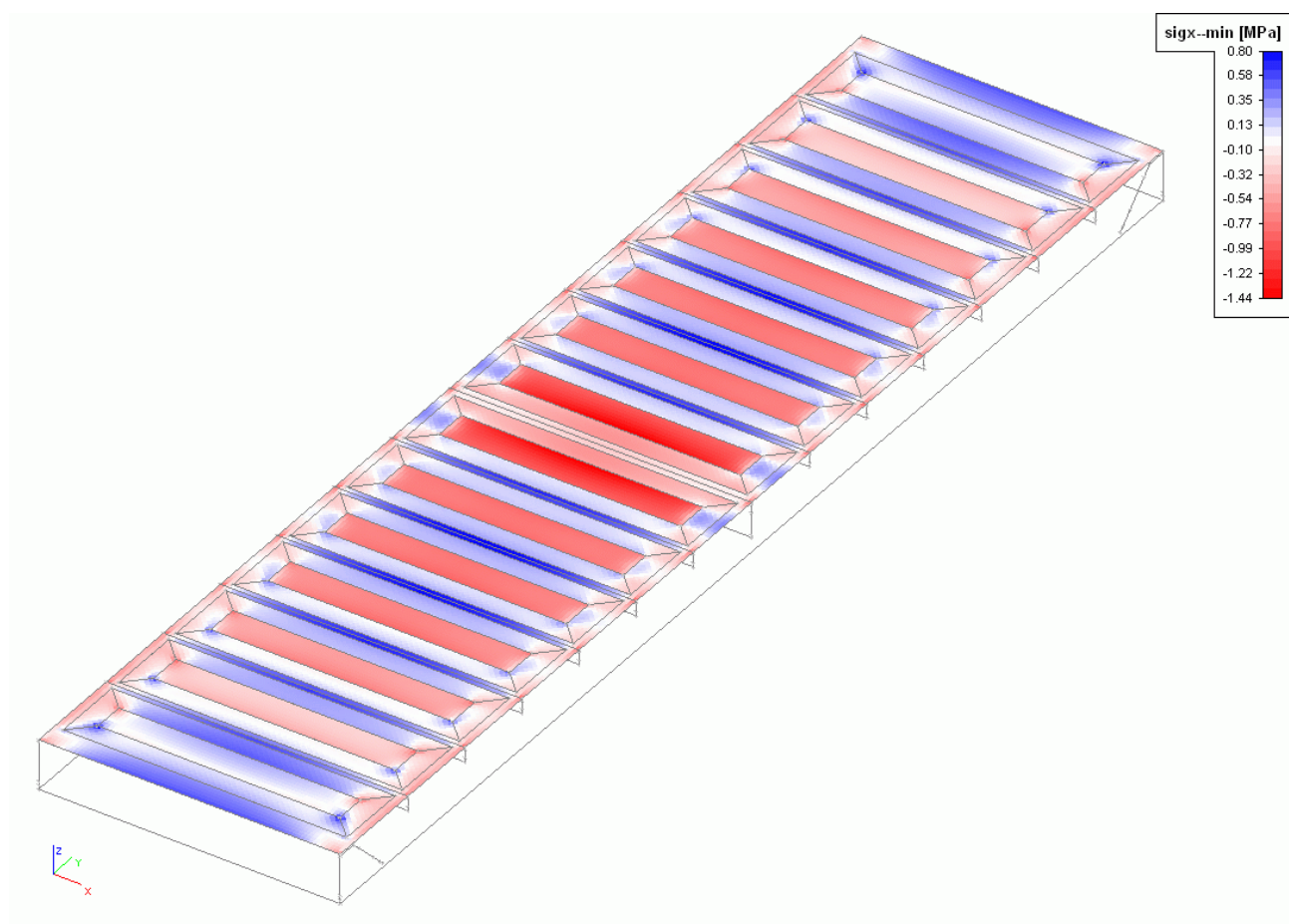
Obr.2 Rozdělení normálových sil v příčných žebrech, působících ve směru žebor, pro reálnou polohu výztuže pro kombinaci zatěžovacích stavů

Výpočetní model uvažoval střešní panel uložený na protilehlých kratších stranách jako prostě podepřená deska (liniový kloub / posuvný kloub). Zatížení střešních panelů bylo uvažováno ve dvou zatěžovacích stavech (vlastní tíha, užité zatížení $2,5 \text{ kN/m}^2$) a jejich kombinace. Zatížení od vlastní tíhy odpovídalo tvaru konstrukce a užité zatížení bylo uvažováno jako rovnoměrné spojité. Oba zatěžovací stavy i jejich kombinace byly pro účely tohoto výpočtu uvažovány s jednotkovými součiniteli, tak aby bylo možné získat nezkrácené výsledky odezvy panelů a bylo možné posoudit jejich reálnou zatížitelnost.

3. Výsledky výpočtů

Z hlediska únosnosti panelu je kromě podélné výztuže v podélných žebrech, rozhodující namáhání příčných žebek a jejich výztuže a pak namáhání nevyztužené horní mezižebek desky. Na obr.2 jsou vyneseny pro ilustraci normálové síly v příčných žebrech (záporná hodnota znamená tah, kladná hodnota tlak). Z tohoto obrázku lze usuzovat na vliv výztuže žebra (její mezní poloha je zakreslena), respektive na polohu neutrální osy v průřezu, tedy v rozdělení průřezu na tlačnou a taženou část. Z obrázku je patrné, že i po posunu výztuže do střední části průřezu v důsledku výrobních odchylek v tloušťce krytí výztuže je výztuž stále v tažené oblasti průřezu.

Na obr.3 jsou vynesena napětí v lomenicové nevyztužené deskové části panelu. Z obrázku je zřejmé že tahové namáhání překračuje normovou pevnost betonu B330 v tahu $1,35 \text{ MPa}$ již v případě zatížení a rozmístění výztuže podle výrobní dokumentace.



Obr.3 Namáhání dolního povrchu nevyztužené mezižebek desky v příčném směru při poloze výztuže v žebrech podle výrobní dokumentace pro kombinaci zatěžovacích stavů

Tab.1 Normálové síly N_x ve výztuži panelu (kombinace zatěžovacích stavů)

Umístění výztuže	Profil	Podle výrobní dokumentace			Podle skutečného provedení		
		$N_{x \min}$ [kN]	$N_{x \max}$ [kN]	Využití	$N_{x \min}$ [kN]	$N_{x \max}$ [kN]	Využití
podélné žebro	V16	-0,05	37,80	50%	-0,05	37,81	50%
	V6	-0,66	2,95	28%	-0,68	2,95	28%
příčné žebro	V6	-0,71	4,67	44%	-0,71	6,29	59%
podélné žebro	SZ4	-0,59	0,23	11%	-0,59	0,23	11%
	SZ6	-10,36	-1,12	87%	-10,38	-1,12	87%
	EZ10	-4,29	9,93	59%	-4,27	9,92	59%

Tab.2 Využití nevyztužené desky stropního panelu (kombinace zatěžovacích stavů)

Horní deska	Podle výrobní dokumentace				Podle skutečného provedení			
	σ_{\min} [MPa]	σ_{\max} [MPa]	Využití		σ_{\min} [MPa]	σ_{\max} [MPa]	Využití	
			Tlak	Tah			Tlak	Tah
Směr x, horní povrch	-2,25	0,43	15%	48%	-2,31	0,43	15%	48%
Směr x, dolní povrch	-1,44	0,80	9%	89%	-1,46	0,81	9%	90%
Směr y, horní povrch	-8,11	0,66	52%	73%	-8,14	0,70	53%	78%
Směr y, dolní povrch	-6,95	0,94	45%	104%	-7,02	0,97	45%	108%

Z tab. 1 vyplývá porovnání namáhání jednotlivých výztužných vložek v betonu podle výrobní dokumentace s reálným provedením, zjištěným zkouškami na místě [2]. Při porovnání využití výztuže, je zřejmé, že díky posunu výztuže příčných žeborů do střední části průřezu došlo k navýšení namáhání této výztuže přibližně o třetinu. Změna polohy příčné výztuže u reálné konstrukce prakticky neovlivnila namáhání ostatní výztuže v jiné části konstrukce. Změny v řádu jednotek procent (do 1%) u ostatní výztuže jsou nevýznamné. Nutno dodat, že tab. 1 v části pro reálnou konstrukce vychází z konzervativního předpokladu, že krytí výztuže příčného žebra (32 mm) je zvýšené ve všech příčných žebrech o tuto maximální zjištěnou hodnotu [2]. Ve skutečnosti k takto velkému navýšení krytí došlo pravděpodobně jen u několika příčných žeborů. I přes tento značně konzervativní předpoklad je namáhání výztuže v příčných žebrech i v ostatních částech konstrukce v bezpečných mezích.

Obdobně je v tab. 2 porovnáno namáhání betonu v horní lomenicové desce střešního panelu. Z porovnání tahových a tlakových napětí v nevyztuženém betonu desky je zřejmé, že tlaková namáhání jsou v bezpečné oblasti (pod 100%) ve smyslu normy pro navrhování [4] a pro danou třídu betonu B330. Tahová napětí v desce jsou překročena již v případě výrobní dokumentace při dolním povrchu o 8%. Toto překročení přípustné meze neznámá havárii konstrukce, protože se jedná o relativně malou diferenci a protože v současnosti při navrhování podle mezních stavů jsou zatížení navýšená součiniteli zatížení, odvozenými pravděpodobnostními přístupy při analýze jednotlivých zatížení (jejich velikosti a výskytu, včetně jistých překročení normových hodnot).

V místech, kde krytí výztuže v příčných žebrech dosahuje významného překročení uvažovaných hodnot podle výrobní dokumentace, lze předpokládat, že i při největším uvažovaném krytí 32 mm (35 mm do středu profilu výztužné vložky), zůstává výztuž stále v tažené oblasti. Nicméně je nutné předpokládat, že spodní povrch příčných žebek s takto vysokým krytím výztuže se poruší mikrotrhlinami.

4. Závěr

Příspěvek je zaměřen na posouzení skutečné únosnosti lehkého střešního panelu ve srovnání s požadavky jeho výrobní dokumentace. K největším odchýlkám v poloze výztuže došlo u příčných žebek panelu u nichž výrobní nepřesnost dodržení předepsané tloušťky krytí výztuže přesáhla 100%. I přes tuto skutečnost tahová výztuž zůstala v tahové oblasti průřezu a přenáší s dostatečnou rezervou namáhání průřezů při zatížení kombinací od vlastní tíhy a „užitého“ zatížení (ve smyslu dřívějších norem pro navrhování).

Kritickým místem střešních panelů je nevyztužená velmi tenká mezižebekní deska ve tvaru lomenice. Tato deska vzhledem ke svým rozměrům (ve střední části 15 mm) je snadno poškoditelná při výrobě, skladování a dopravě. I při dodržení předepsané kvality betonu při výrobě je tato deska navíc v tahu přemáhána přibližně o 10%. Toto navýšení namáhání rovněž souvisí i s výrobními tolerancemi umístění výztuže v panelu.

Celkově lze konstatovat, že střešní panel, který byl určen pro typové použití je velmi citlivá konstrukce. Sice i dnes vyhoví požadavkům norem pro navrhování podle mezních stavů, ale jen v tom případě, že původně udávaná kapacita „užitého zatížení“ je snížena o přírůstek zatížení, způsobený jeho navýšením součiniteli zatížení [3] a to jak pro proměnná zatížení, tak i pro vlastní tíhu.

Poděkování

Práce na této problematice vznikla za podpory projektem GAČR: 103/08/0859 „Odezva konstrukci při statických a dynamických zatíženích působených přírodní a lidskou činností“. Autoři si dovoluji touto cestou vyslovit grantové agentuře za její podporu svůj dík.

Literatura

- [1] *Střešný panel SZD 34 - 150/600, SZD341 – 150/600, výkresy výztuže a bednění*, ZIPP Bratislava spol. s r.o. - výrobní dokumentace, vypracovali: Fériová, Ing. Schmuck, 1985.
- [2] Dohnálek, J.: *Ověření tloušťky krycí vrstvy betonu v hlavních obvodových a mezilehlých žebrech střešních panelů*, Praha, 2007.
- [3] ČSN 73 0035: *Zatížení stavebních konstrukcí*.
- [4] ČSN 73 1201: *Navrhování betonových konstrukcí*.