

NAVRHOVÁNÍ A VÝSTAVBA PREFABRIKOVANÝCH KONSTRUKCÍ – NĚKTERÉ PROBLÉMY

Pavel Čížek

1 Úvod

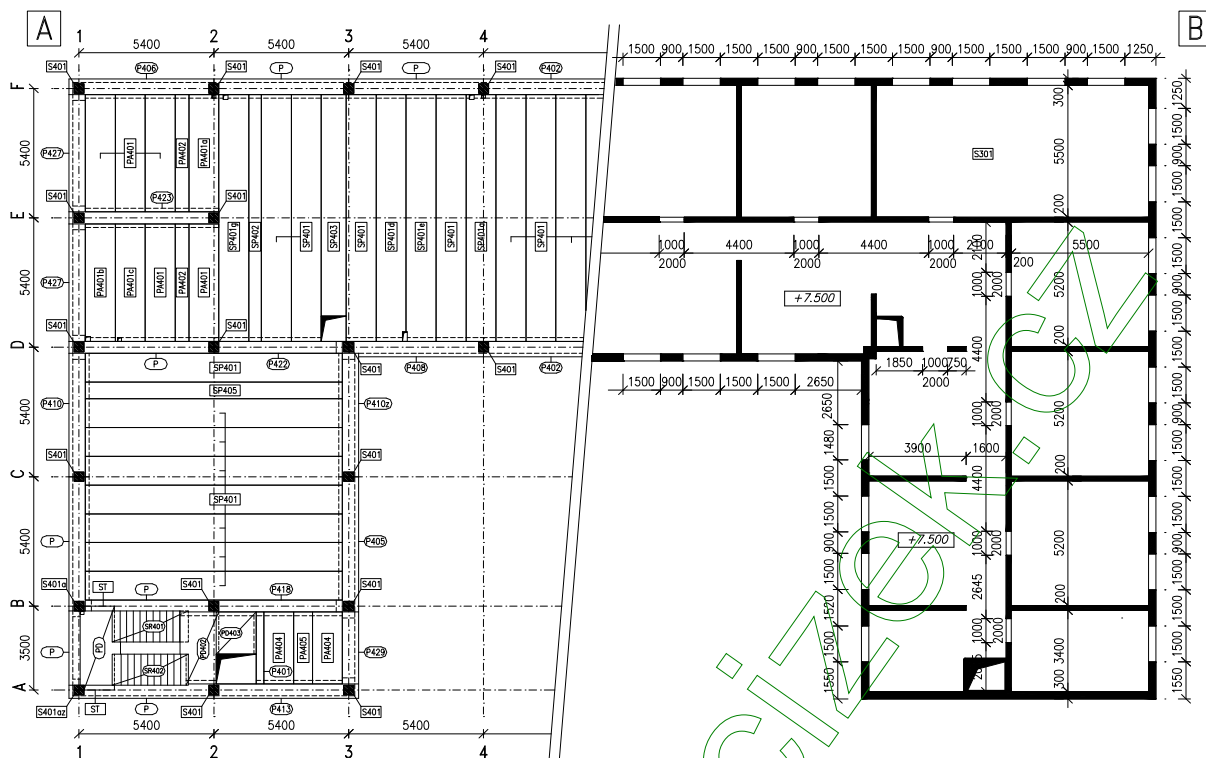
Proces navrhování a výstavby konstrukcí se neustále zkracuje a to je jedna z mnoha příčin nedostatků i nešvarů, které nás postihují. Někdy si je ani nestačíme uvědomit. Pokud ano, pak často nemáme možnost ani kompetenci je napravit. Třetí konference o prefabrikaci dává příležitost k pozastavení a zamyšlení se nad problémy, které se nás bytostně dotýkají. Sedm následujících kapitol je toho dokladem.

2 Vynucená náhrada monolitických konstrukcí prefabrikovanými

Koncepční návrh konstrukcí pro budovy či haly v pozemním stavitelství vzniká ve spolupráci klientem vyvoleného architekta či architektonické kanceláře a smluvně zajišťovaného statika či statické skupiny v období zpracovávání projektů pro stavební povolení či stavební řízení. Kvalita navržené konstrukce závisí na úrovni vzájemné spolupráce architekta se statikem a zejména na schopnostech koncepčního myšlení a znalostech statika – konstruktéra, vzbuzujícího respekt architekta, kterému se pak stává rovnocenným partnerem.

Na základě vlastní praxe ve stavební organizaci, která výstavbu prefabrikovaných konstrukcí zajišťuje a kde se zpracovávají realizační projekty včetně výrobní dokumentace musím konstatovat, že většina vstupů, které dostáváme jako podklad pro naši činnost ve formě projektové dokumentace konstrukcí včetně statických výpočtů je značně diskutabilní. A protože se stáváme subdodavatelem konstrukce na základě výběrových řízení, ve kterých u hlavního dodavatele stavby uspějeme, po vzájemné dohodě upravujeme nebo dokonce i zcela měníme konstrukci většinou ve stádiu zahajování výstavby nebo v těsném předstihu. V následujícím uvádím tři příklady totální změny technologie výstavby z původně navrženého monolitu na konstrukci prefabrikovanou. Důvody byly různé: zkrácení termínu výstavby, zlevnění konstrukce, výstavba v zimním období, či uvolnění vnitřní dispozice podlaží.

Novostavba Finančního úřadu v Mostě Pro šestipodlažní budovu s půdorysem tvaru U vepsaného do obdélníkového půdorysu 44/26 m byla v projektu pro stavební provolení navržena monolitická železobetonová konstrukce s krabicovým stěnovým systémem v modulu 5,2/5,5 m ve vrchních čtyřech podlažích, uloženém na ortogonálně orientovaných rámech se sloupy situovanými v křížení vrchních stěn. A to i v suterénu, určeném z části pro parkování osobních aut a z části pro skladové hospodářství. Konstrukce byla založena prostřednictvím rozměrných patek uvnitř dispozice a na základové pasy s vazbou na suterénní stěny po obvodu. Náročnost takto navržené monolitické konstrukce z hlediska provádění – bednění i vyztužování a doby výstavby vedla k návrhu celomontované prefabrikované konstrukce s využitím všech obvodů pro situování rámu s doplněním vnitřních sloupů pouze v rohových sekcích a u schodiště (obr.1). Tím vznikly v podélných sekcích prostory bez vnitřních podpor vhodné pro flexibilní uspořádání interiéru a bezproblémové budoucí inovace. Pro stropní konstrukce jsme použily dutinové předem předpínané panely s tloušťkami 150 – 200 – 265 – 320 mm od menších až po největší rozpory 10,8 m. Stropní konstrukce jsou prakticky shodné ve všech podlažích. Obvodové suterénní stěny jsme rovněž prefabrikovali a sloupy konstrukce založili prostřednictvím vrtaných pilot. Uvolněný prostor pro sklady a parking v suterénu byl dalším pozitivním přínosem realizované prefabrikované konstrukce.

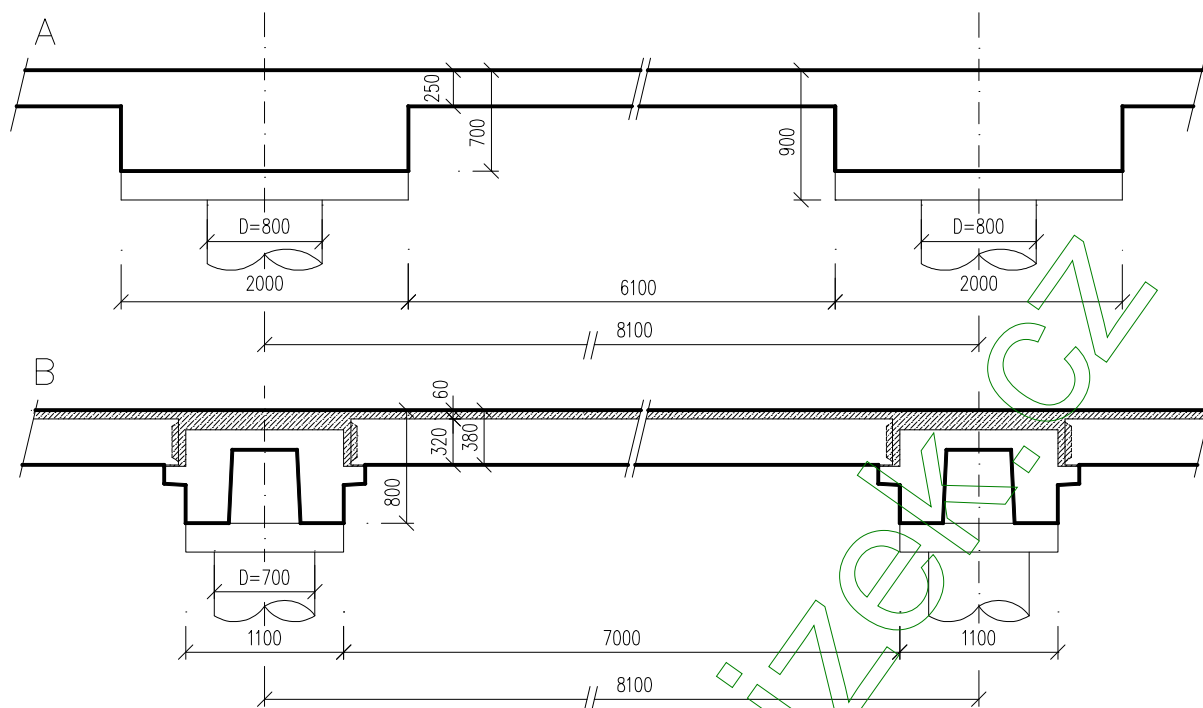


Obr.1 Finanční úřad v Mostě - skladba stropu 3. podlaží stropní konstrukce
A – prefabrikované; B – monolitické

Centrum Olympie Plzeň Ocelová halová konstrukce jedné části rozsáhlého obchodně-společenského centra v Plzni s půdorysem 161/97 m je uložena na železobetonovou konstrukci suterénu s parkingem. Monolitická konstrukce byla navržena s kruhovými vnitřními sloupy průměru 0,7 m v modulové osnově 20 x 8,1/9 x 10,8 m nesoucí stropní konstrukci s příčně orientovanými plochými průvlaky 2,0/0,7 m v oblasti sloupů zesílenými na výšku 0,9 m. Na ně navazuje spojitá deska tloušťky 0,25 m se světlym rozponem 6,1 m (obr.2). Suterénní obvodové stěny měly tloušťku 0,3 m.

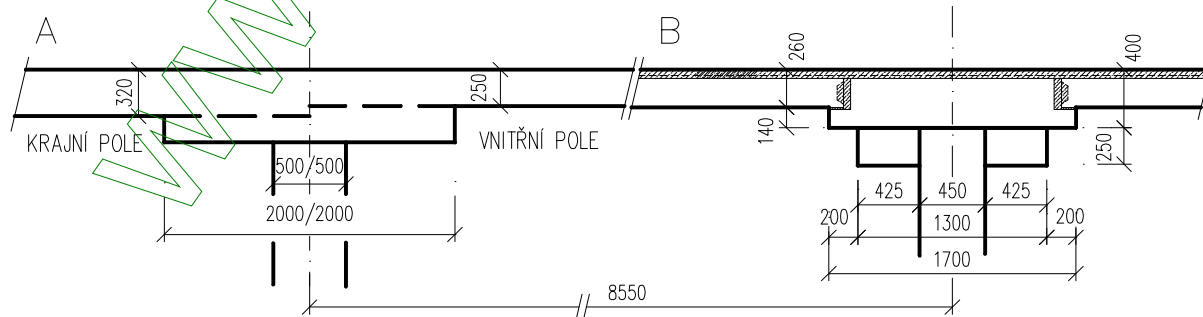
Nejen z důvodů urychlení výstavby bylo rozhodnuto monolitickou konstrukci nahradit konstrukcí prefabrikovanou při zachování všech požadovaných uživatelských vlastností: zachování modulové osnovy a prostorového uspořádání suterénu, vazeb na ukládání vrchní ocelové konstrukce se značnými nároky na lokální přenos svislého a vodorovného zatížení včetně požadovaného užitého rovnoměrného zatížení stropu v hodnotě $20 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$.

V realizované prefabrikované konstrukci jsme zachovali princip nosného systému monolitické konstrukce. Monolitická stropní deska byla v délce nahrazena předpjatými dutinovými panely PARTEK s tloušťkou 0,32 m a délkou 7,0 m. Ty jsou uloženy na průběžné konzolky spojitých nosníků s příčným průřezem tvaru obráceného písmene U vepsaného do obdélníku 1,1/0,8 m. Nosníky i panely jsou spřaženy s nadbetonovanou membránou tloušťky 60 mm nad panely a 130 mm nad průvlaky. Na membránu se pokládá 12,5 resp. 25 mm silná podlahová vrstva. Vnitřní kruhové sloupy průměru 0,6 m mají úložné konzoly orientované ve směru styčných spar příčl. Obvodové suterénní stěny jsou rovněž prefabrikované s tloušťkou 0,2 m. Jsou opřené do stropní konstrukce a úložných prefabrikovaných základových prahů. Konstrukce byla rozdělena jedinou příčně orientovanou dilatační spárou na dvě plošně rovnocenné části. Hmotnost prefabrikované stropní konstrukce oproti monolitické je o $190 \text{ kg}/\text{m}^2$ nižší. Do v předstihu prováděných vrtaných pilot bylo ještě možné změnit kotvení oblast s návazností na prefabrikované dílce.



Obr.3 OLYMPIA PLZEŇ – stropní konstrukce s příčným řezu
A – monolitická; B – prefabrikovaná

KIKA Čestlice Pro trojpodlažní objekt s prodejnou nábytku a skladovými zázemím nad obdélníkovým půdorysem 155/75 m a s čtvercovou osnovou sloupů 8,55/8,55 m byla v projektu pro stavební povolení navržena monolitická konstrukce s bezprůvlakovými deskovými stropy tloušťky 0,25 m resp. 0,32 m v obvodových polích s pravouhlými hlavicemi nad vnitřními sloupy. Z časových důvodů výstavby v zimních měsících byla tato konstrukce nahrazena prefabrikovanou a pouze atypická část velkoryse koncipovaného ústředního prostoru se spirálovou rampou zůstala logicky v monolitickém provedení. Z důvodů omezených konstrukčních výšek podlaží a z toho vyplývajícího stísněného prostoru na vedení rozvodů byla povolena maximální výška stropní konstrukce v oblasti příčně orientovaného sloupového pruhu maximálně 0,4 m. Zvoleny ploché rámové příčle s šířkou 1,7 m stykované nad sloupy opět s dvojkonzolkami orientovanými pod styčnou spáru příčlí (obr.3). Na jejich spodní přírubby jsou uloženy předem předpjaté dutinové panely tloušťky 0,2 m. Příčle a panely sprážené s 60 mm membránou s úložnou vrchní plochou určenou na provedení 10 mm tenké podlahové vrstvy. Celková tloušťka desky je pak 0,26 m. Hmotnost prefabrikované stropní konstrukce je o 150 kg/m² nižší oproti monolitické.



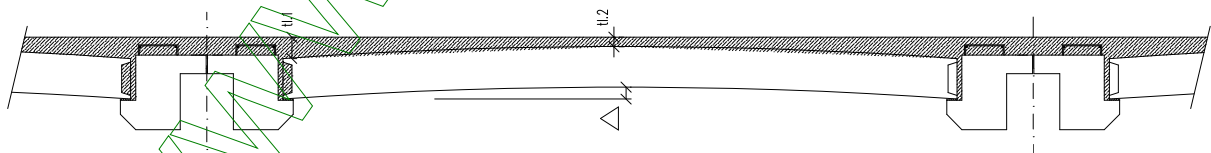
Obr.3 KIKA Čestlice – stropní konstrukce s příčným řezem v úložné oblasti na sloupu
A – monolitická; B – prefabrikovaná

Nástrahám zimy a neúprosnému termínovému diktátu výstavby však část stropní konstrukce neunikla. Navzdory upozornění v technické zprávě o nutnosti přijetí patřičných opatření při betonování membrány za nízkých teplot a to i ve stavebním deníku, na dosti rozsáhlé ploše stropu byla membrána pokládána v mrazivých únorových dnech roku 2005, kdy se teploty pohybovaly v rozsahu od $-13\text{ }^{\circ}\text{C}$ do $-4\text{ }^{\circ}\text{C}$ více dní. Zatímco u monolitických konstrukcí bednění lze odspodu snadno zateplovat, jinak je tomu u 200 mm vysokých panelů a 340 mm vysokých plochých příčlív, zcela promrzlých.

Potřeba kontinuální dodávky velkého množství plochých průvlaků na stavbu si vynutila zadat výrobu do tří výroben. Jelikož se jednalo o dílce spíše deskového charakteru, skladování a doprava byla podmíněna liniovým uložením dílců ve vzdálenosti jedné pětiny délky 8,5 m od čel. Dále byla požadována záměrně zdrsňená úprava vrchní plochy dílce ve styku s dodatečně na stavbě nadbetonovávanou membránou. Zanedbání úložných podmínek vedlo v několika případech k dodávce dílců s viditelným průhybem a to až 38 mm. Dílce měly dva odlišně zdrsňené povrchy stykové plochy a také plochy nezdrsňované, tedy hladké. Všechny uvedené nedostatky jsou v časové tísní jen velice obtížně napravitelné.

3 Předpjaté dutinové panely s většími rozpony

Pro stropní konstrukce budov se dosti často používají předem předpjaté stropní dutinové panely dodávané u nás čtyřmi výrobny a to s tloušťkami od 150 do 400 mm. Tyto stropy patří u nás k nejlevnějším a jejich obliba vzrůstá. Problémem, se kterým se na našich stavbách setkáváme je značný rozptyl vzepětí u panelů s tloušťkou 320 a 400 mm a s délkami nad 10 m. To může způsobit potíže při výstavbě skeletových konstrukcí. Pro rozpon 12 m panelů s tloušťkou 320 mm se udává tolerance vzepětí ± 12 mm. Při proklamovaném teoretickém vzepětí po jednom měsíci vyrobeného panelu $-1/1000 = -12$ mm tomu odpovídá rozptyl od 0 do -24 mm. Ve skutečnosti však dochází k převýšení až 45 mm, čemuž odpovídá hodnota vzepětí $1/360$ L. Vznikají dva problémy: nerovný podhled a nerovný podklad na uložení podlahové vrstvy. Nerovný podhled se zlomy v podélných sparách lze zanedbat v případě použití zavěšených podhledů. Jinak je nepřijatelný. Jakožto nerovná úložná plocha předem definované podlahové vrstvy se jedná o podklad nevyhovující a vede k nepříjemným diskusím s dodavatelem podlah, někdy i k časovým ztrátám při výstavbě, vícenákladům eventuelně i finančním postihům. Po dlouhodobých zkušenostech s tímto fenoménem navrhuje snížení uložení těchto panelů na nosníky tak, aby teoretické vzepětí nad plánovanou úložnou plochu dosahovalo ještě přijatelné hodnoty tj. asi 10 mm jak uvádím na příkladu stropní konstrukce s panely délky 14,6 m z výstavby obchodního domu TESCO Letňany (obr.4).

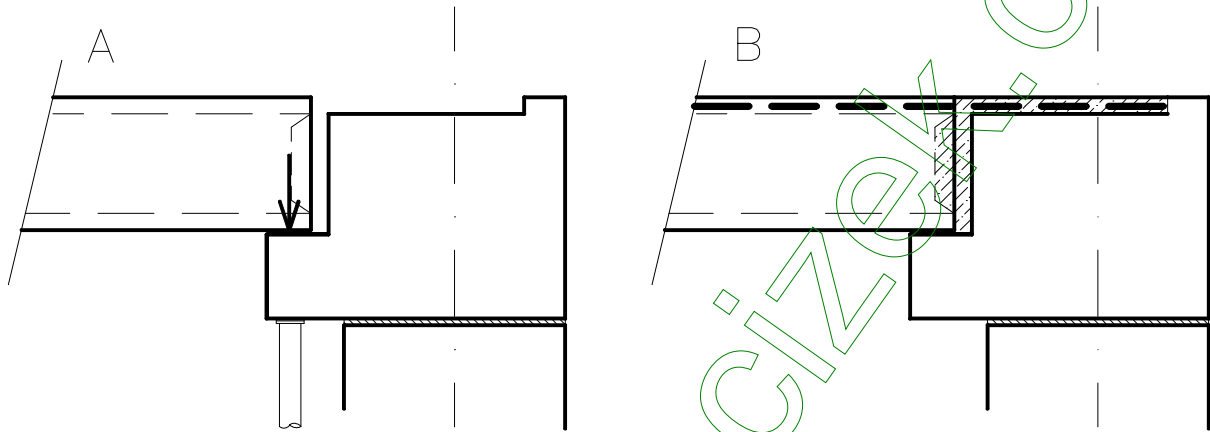


Obr.4 TESCO Letňany – nadvýšení stropních panelů PARTEK

Pokud je mi známo, dodávané předpjaté dutinové panely mají ještě dostatečnou rezervu únosnosti. Projektant by měl proto navrhovat tyto panely s tímto vědomím a nevytvářet velkou rezervu výrobcem udávané únosnosti a vyhnout se tak výše uvedeným obtížím při výstavbě. Výše uvedenému problému se vyhneme tak, že raději navrhujeme panely s větší výškou a menším počtem lan než panely nižší s větším počtem lan se srovnatelnou únosností.

4 Vázané kroucení

Na obvodové nosníky či příčle ukládáme stropní panely buď na spodní přírubu nebo průběžnou konzolku, většinou předsazenou před líci sloupu. Zatížení působí excentricky a mělo by vyvolat v nosníku kroučící účinky. Za předpokladu, že je při ukládání panelů nosník v úložné linii dočasně podepřený a podpěry odstraníme až po osazení kleštinové výztuže a ztvrdnutí zálivky, zabráníme deplanaci průřezu (obr.5). Mluvíme o tzv. vázaném kroucení, které můžeme zanedbat [1]. Je vhodné, aby styčná plocha nosníku byla zdrsňená, u dutinových panelů použití krytek je dnes běžné a styk je proto dostatečně tuhý.



Obr.5 Vázané kroucení A – montážní stadium s dočasnou podporou
B – zálivka a kleštinová výztuž brání deplanaci průřezu

5 Tuhost styčnicků s ložisky

Pro halové objekty obchodních center, průmyslu a skladového hospodářství se dnes s oblibou používají prefabrikované vazníkové haly s velmi variabilními i velkými rozpony a světlými výškami. U většiny hal se při zakládání používají piloty, v menší míře plošné základy – patky. Zatěžovací silové účinky v místech pomyslného vetknutí sloupů haly do základů stanovuje převážně statik vrchní části konstrukce. Tyto hodnoty slouží jako podklad pro návrh základových konstrukcí, jež však často provádí jiný subjekt – převážně specializovaná firma na zakládání. Ve výpočetním programu halové konstrukce se většinou používají tyto okrajové podmínky: plné vetknutí do základů a kloubové uložení dílců střešní konstrukce ve zhlaví sloupů. Tato idealizace neodpovídá skutečnosti a způsobuje nehospodárný návrh jak sloupů haly, tak jejich základů.

Tuhostí styku vazníku uloženého na sloup prostřednictvím elastomerného ložiska a zabudovaného trnu se zabývali dva kolektivy a to na Technologické Univerzitě v Tampere [2] a v oddělení pro konstrukce Univerzity v Sao Paulu [3]. Výsledky ověřovacích zatěžovacích zkoušek a výpočetního modelu lze shrnout do následujících bodů:

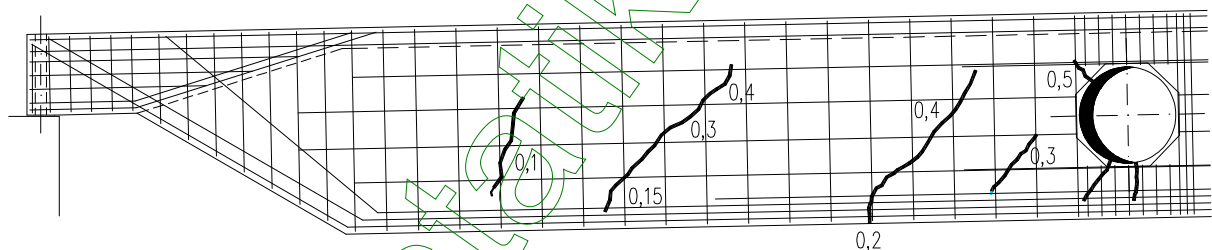
1. Kontaktní plocha ložiska a jeho modul pružnosti mají být co nejvyšší
2. Tvarový součinitel $B < 5$
3. Poměr délky k tloušťce u ložiska $a/h < 20$
4. Čím vyšší hodnota normálové síly, tím nižší vodorovná výchylka [4]
5. Poměr průměru trnu k tloušťce ložiska $D/h > 1$
6. Čím štíhlejší sloup a nižší míra jeho vetknutí do základů, tím je vliv polotuhého styčnicku významnější.

Globálně vzato zvyšováním tuhosti styčnicku lze zkracovat vzpěrnou délku, snížit spotřebu betonu a výztuže sloupu a uspořít na základových konstrukcích.

U halových staveb převládají obvykle půdorysné rozměry nad jejich výškami. Vodorovné zatížení bývá trojího druhu. Vždy vítr, u průmyslových hal vodorovné účinky od jeřábů a boční nárazy vozidel do sloupů. Při výpočtu na tato zatížení se zanedbává spolupůsobení s obvodovým a střešním pláštěm, které bývají kotveny přímo do tyčových dílců betonové konstrukce. Je nutno si uvědomit při dimenzování, že spolupůsobení těchto podružných konstrukcí se děje ve prospěch zvýšení tuhosti a bezpečnosti konstrukce.

6 Železobetonové vazníky s kruhovými otvory

Nejčastěji se kruhové otvory ve stojinách vazníků používají na vedení technologických rozvodů. Existují doporučení pro jejich velikost v závislosti na situování po délce vazníku ve vztahu k výšce vazníku a také variantní modely vyztužování metodou *strutand tie model* [5]. Potíže vznikají při nárocích na extrémní průměry otvorů nevhodně situovaných. Na jedné hale některých vazníků délky 24 m a 1,5 m vysokých s otvory průměru 0,7 situovaných v třetinách rozponu byly asi dva měsíce před kolaudací zjištěny trhlinky znázorněné na obr. 6. Trhlinky představují běžný fenomén u železobetonových dílců namáhaných kombinací ohybu a smyku. V případech, kdy se dílce dodatečně opatří bílým povlakem stávají se zřetelně viditelnými, nepůsobí esteticky a mohou vyvolat nedůvěru. Vliv na rozvoj a velikost trhlinek mají stadia výroby, dopravy, skladování a manipulace až po konečné uložení při montáži. Následuje historie způsobu a velikosti zatížení. Nemalý vliv má i způsob vyztužení. Z uvedeného je zřejmé, že i shodné dílce mohou mít trhlinky s rozdílnými průběhy i šířkami, jak tomu bylo i v našem případě.



Obr.6 Charakteristické polohy trhlin a jejich pokrytí výztuží (z měření na stavbě)

Provedli jsme vlastní přepočít se zjištěním, že vazníky mají dostatečnou rezervu ohybové a smykové únosnosti. Pro jistotu jsme objednali výpočet programem ATENA u fy ČERVENKA CONSULTING, který prokázal, že globální součinitel bezpečnosti splňuje podmínku bezpečnosti odpovídající metodě parciálních součinitelů podle ČSN ENV 1992 – 1 – 1 – 731201.

Zjištění, že u méně zatížených vazníků byly trhlinky širší než u některých více zatížených vazníků nás podnítilo k hledání příčin tohoto jevu. Doba výstavby byla enormě krátká a na výrobu 70 ks vazníků nebylo také mnoho času. Výroba byla zahájena v předstihu a vazníky dopravovány na dvě mezisklárky v blízkosti staveniště. Některé vazníky byly převáženy brzy po vyjmutí z formy. Některé vazníky nebyly správně skladovány. Po roku nedošlo u namontovaných vazníků k žádným změnám. Po dvou letech při rozšiřování haly se stejnými prvky investor souhlasil s velikostí otvoru průměru 0,4 m. Původní otvory průměru 0,7 m nebyly plně využity.

7 Závěr

Je evidentní, že mnohé závady mají na svědomí stále se neúprosně zkracující termíny na projekt, výrobu a montáž. Chyby jsou ale i v nás. Pokud si každý posluchač či čtenář odnese z uvedeného alespoň jeden nový poznatek pro svoji činnost, pak příspěvek splnil svůj účel.

- [1] Elliott K. S., Davies G., Gorgun H.: The Stability of Precast Skeletal Structures. PCI Journal vol. 43 n. 2, pp 42 – 57
- [2] Keronen A.: Effect of semi-rigid connections in RC portal frame
The Second International Symposium on Prefabrication 17-19 May 2000 Helsinki – Proceedings, pp 89 – 94
- [3] Ferreira M., El Debs M.: Deformability of a beam-column connection with elastomeric cushion and dowel bar to beam axial force
The Second International Symposium on Prefabrication 17-19 May 2000 Helsinki – Proceedings, pp 95 – 100
- [4] Čížek P. : Druhé mezinárodní symposium o prefabrikaci, Beton a zdivo 2000/3, str. 15-19
- [5] Beton Gelementboken – bind C-Elementer og knutepunkter, BLF – Betongindustriens Landsforening-2000, pp 30- 37

Ing. Pavel Čížek

✉ PBK ČÍŽEK a. s.
Pardubická 326
537 01 Chrudim
☎ 469 655 403
📄 469 655 406
😊 cizek@pbkcizek.cz
URL www.pbkcizek.cz