

## **Vyjádření zhotovitele stavby k variantnímu materiálovému provedení ztužujících jader objektu Nová radnice pro Prahu 7 a k návrhu postupu provádění těchto ztužujících jader.**

---

Na základě požadavku zástupců investora výše jmenované stavby předložil GP dne 20. 6. 2018 dvě varianty Postupu výstavby a bourání ztužujících stěn na ose C. Dne 26. 6. 2018 bylo za účelem projednání těchto dvou variant svoláno jednání za účasti zástupců investora, TDI, generálního projektanta (včetně architekta a statika stavby) a generálního zhotovitele stavby.

S ohledem na závěry tohoto jednání se zástupce generálního zhotovitele stavby vyjadřuje k oběma předloženým variantám následujícím sdělením:

### **1. Varianta Postupu výstavby a bourání ztužujících stěn na ose C - monolitická stěna:**

---

Předložená varianta uvažuje s provedením menší části svislých konstrukcí ztužujícího jádra výtahové šachty jako monolitické železobetonové konstrukce, konkrétně jde pouze o jednu ŽB stěnu tloušťky 400 mm situovanou v ose ztužujícího jádra výtahů doplněnou v každém podlaží dvěma ocelovými válcovanými nosníky HEB sloužícími jako trvalé podpůrné konstrukce, které budou následně spřaženy (zmonolitněny) se střední železobetonovou stěnou a tak ochráněny z hlediska požární odolnosti. Zmíněné vertikální ocelové prvky jsou nezbytné z důvodu nutnosti podepření ponechaného stávajícího prefabrikovaného průvlastku, který je uložen na stávající železobetonové (v 1. PP monolitické, v ostatních podlažích prefabrikované) ztužující stěně, která má být v souladu s projektovou dokumentací odstraněna (vybourána). Ostatní stěny ztužujícího jádra tato varianta uvažuje provést v souladu s původním řešením svislých konstrukcí, a to z tvárnic ztraceného bednění tloušťky 200 nebo 250 mm. Dále by obdobným způsobem měla být realizována ŽB ztužující stěna tloušťky 400 mm umístěná v prodloužení osy C jako součást ztužujícího jádra hlavního schodiště, která by opět měla být doplněna zbývajícími ztužujícími stěnami tloušťky 200 a 250 mm provedenými z tvárnic ztraceného bednění. Vzhledem k umístění obou ztužujících jader v jedné ose (osa C) nelze provést tyto stěny z rozdílných materiálů (tzn. ze železobetonu u výtahového jádra a z tvárnic ztraceného bednění u schodišťového jádra) ze statických důvodů, neboť by docházelo k rozdílnému namáhání konstrukcí při působení vodorovných sil v jejich společné ose a tím i k rozdílnému přenosu svislých sil do základových konstrukcí. *(Podle názoru zhotovitele by tento princip měl platit nejenom pro konstrukci svislých ztužujících stěn situovaných rovnoběžně se směrem os průvlastků, ale i ve směru kolmém na průvlastky, jinak by samozřejmě mohlo docházet k rozdílným deformacím jednotlivých stěn ztužujícího jádra i jádra jako celku, což by se projevilo zejména na nerovnoměrném rozložení zatížení přenášeném do základových konstrukcí.)*

Zhotovitel stavby konstatuje, že navržené řešení uvažující s kombinací menší části svislých konstrukcí provedených ze ŽB monolitické konstrukce a zbývajících stěn ztužujících jader z tvárnic ztraceného bednění je podle jeho odborného názoru nevhodné k realizaci, a to zejména z důvodu návrhu svislých konstrukcí ztužujícího jádra (ztužujících jader) provedených z materiálů rozdílných mechanických vlastností. Střední železobetonová stěna bude vlivem své vyšší tuhosti přejímat větší část vodorovného zatížení než ostatní stěny provedené z TZB, které jsou méně tuhé. Tato skutečnost se projeví zejména v nerovnoměrné zatížení základových konstrukcí tvořených ŽB základovou deskou podepíranou mikropilotami, které byly navrženy na rovnoměrný přenos zatížení od svislých stěn ztužujícího jádra. Toto nerovnoměrné zatížení bude nepříznivě ovlivňovat namáhání základové desky, kdy lze hodnověrně předpokládat, že u více zatížených mikropilot pod střední ŽB svislou stěnou dojde k jejich většímu poklesu, a tím i k možnému porušení celistvosti nové základové desky jako takové a ke zvýšenému smykovému namáhání styku nově navržené a původní základové desky. Porušením konstrukce základové desky by s nejvyšší pravděpodobností došlo i k

porušení náročným způsobem doplněné a se stávající fóliovou hydroizolací spojené původní fóliové hydroizolace. Je nutné si uvědomit, že v této části dochází ke spojení konstrukcí s dobou realizace před více než 30 lety s konstrukcemi novými, jakékoli nerovnoměrné namáhání po dokončení stavby může způsobit velice těžko odstranitelné poruchy (nákladově, časově, provozně, z hlediska možného omezení plnohodnotného využití rekonstruované budovy vlastníkem atp.).

Navíc je nutno konstatovat, že při uvažované kombinaci svislých konstrukcí z monolitické železobetonové konstrukce a z tvárnic ze ztraceného bednění vznikají velice problematické svislé styky obou konstrukcí rozdílné tuhosti a s velkou pravděpodobností lze na tomto styku očekávat vývoj zejména svislých trhlin, neboť nelze stoprocentně zajistit bezporuchový svislý styk obou typů konstrukcí tvořených v podstatě pouze vodorovnou ocelovou výztuží. K tomu je nutno dále podotknout, že obvodové stěny vlastní výtahové šachty by byly tvořeny, jak již bylo výše podrobněji uvedeno, dvěma rozdílnými typy svislých konstrukcí, což by se také mohlo velice nepříznivě projevit na vlastním provozu výtahů (na jedné straně jsou vodička ukotvena do tuhé železobetonové stěny, na straně druhé do konstrukce z tvárnic ztraceného bednění, kde je vlastní konstrukce skořepiny tloušťky 35 mm provedena z betonové směsi o pevnosti max. 15 MPa, kdežto výplň z betonu projektovou dokumentací předepsané kvality, tedy z betonu C25/30), kdy bude podle našeho názoru nutné častěji provádět servis obou výtahů, např. kontrolu polohy svislých vodiček a jejich rektifikaci. Toto může být samozřejmě velice problematické i z architektonického hlediska, zmíněným vlivem dynamického namáhání stěn rozdílné tuhosti vlivem provozu výtahu lze očekávat další v podstatě neopravitelný rozvoji trhlin na povrchu stěn ztužujícího jádra výtahu, za nejvíce rizikové lze považovat svislé spáry mezi svislými ztužujícími konstrukcemi rozdílných tuhostí. Vzhledem k tomu, že stěny ztužujících jader nebylo možné z důvodů jednak provozně dispozičních, jednak z důvodů polohy stávajících nosných konstrukcí navrhnout přesně v modulu vyráběných tvárnic ztraceného bednění (délkový modul odpovídá násobku 250 mm), bude mít tato skutečnost vliv na nutnost provádět svislé dobetonávky v jednotlivých řadách (vrstvách, šárách) tvořených tvárnicemi tak, aby bylo možné splnit požadavky na navržené délky jednotlivých ztužujících stěn. I tato skutečnost může mít další vliv na tuhost svislých ztužujících stěn z tvárnic ztraceného bednění a případný následný rozvoj trhlin v pohledově exponovaném prostoru. Nedílnou součástí při provádění těchto dobetonávek budou i drobné úpravy svislé výztuže, kterou bude nutno lokálně ohýbat nebo doplňovat, aby byly jak dobetonávky, tak i dutiny ve tvárnicích ztraceného bednění, dostatečně vyztuženy. V neposlední řadě může mít použití svislých ztužujících konstrukcí rozdílných mechanických vlastností i vliv na další deformace objektu dané jiným než původně předpokládaným statickým schématem (styčníky průvlaků se nacházejí nad sloupy a vytvářejí kloub), které mohou mít nepříznivý vliv na doplňkové konstrukce a finální úpravy vodorovných a svislých povrchů (namáhání rámu prosklených konstrukcí, vznik trhlin v celistvých podlahových konstrukcích apod.).

**Vzhledem k výše uvedeným skutečnostem považuje zhotovitel stavby tuto variantu (kombinace svislých konstrukcí ztužujících jader z materiálů rozdílné tuhosti) jako nevhodnou pro realizaci.**

## **2. Varianta Postupu výstavby a bourání ztužujících stěn na ose C - stěna z tvárnic ztraceného bednění:**

Druhá varianta uvažuje s provedením všech svislých konstrukcí obou ztužujících jader (jádra výtahové šachty a jádra schodiště) v souladu s projektovou dokumentací z tvárnic ztraceného bednění tloušťky 400, 250 nebo 200 mm. U ztužujícího jádra výtahové šachty je navrženo provedení hlavní střední svislé stěny tloušťky 400 mm ve dvou fázích/etapách tak, že ve finále se bude v dotčené svislé zdi nacházet z našeho pohledu velice problematická spára, jejíž existence je vyvolána touto skutečností, že je prakticky nemožné provést zavázání zdiva z tvárnic ztraceného bednění a následné "zmonolitnění" obou etapovitě provedených částí původně předpokládané "jedné" stěny. Předmětný styk obou částí bude tvořen v

podstatě pouze vodorovnou ocelovou výztuží dodatečně vlepenou do již hotové části (střední v ose C situované) svislé stěny. Tato výztuž bude následně svázána s výztuží druhé etapy prováděné střední svislé konstrukce, která bude opět následně postupně "zmonolitněna". Etapovité provedení této bezesporu konstrukčně velice důležité stěny je nezbytné z důvodu nutnosti podepření ponechaného stávajícího prefabrikovaného průvlastku, který je uložen na stávající železobetonové (v 1. PP monolitické, v ostatních podlažích prefabrikované) ztužující stěně, která má být v souladu s projektovou dokumentací odstraněna (vybourána). Okraj stávající stěny podepírající stávající průvlastek lze pro účely realizace druhé části střední svislé ztužující stěny výtahového jádra bourat až po náběhu dostatečné pevnosti betonu "zmonolitňujícího" první část střední ztužující stěny tloušťky 400 mm situované v ose C.

Zhotovitel stavby konstatuje, že navržené řešení uvažující s provedením veškerých svislých konstrukcí ztužujících jader z tvárnic ztraceného bednění, je podle jeho odborného názoru nevhodné k realizaci, a to zejména s ohledem na rozdílný původní předpoklad o provedení železobetonového montovaného skeletu objektu s napojením průvlastků mimo styk průvlastků se svislými nosnými konstrukcemi (překonzolované průvlastky s vloženými poli s klouby umístěnými v poloze nulového momentu, styk vodorovné a svislé konstrukce by tak bylo možné považovat za vetknutí) a skutečné provedení nosné konstrukce stávajícího objektu, kdy jsou průvlastky stykovány přímo nad sloupy a tak zde vytvářejí kloub. Ze statického hlediska tak lze styčník svislých a vodorovných konstrukcí považovat za méně tuhý, z čehož vyplývá menší celková tuhost stávajícího skeletu oproti původním předpokladům (konstrukce je tak bezpečná, jak je bezpečný její nejslabší prvek). Z výše uvedené skutečnosti samozřejmě výpočtově vyplývají i větší hodnoty deformací stávajícího skeletu dotčeného rekonstrukcí než bylo původně v projektové dokumentaci uvažováno. Deformace nosné konstrukce budou po provedení stavebních úprav/dokončení stavby dokonce větší, než deformace dotčeného objektu před zahájením jeho rekonstrukce.

S ohledem na z pohledu zhotovitele výše uvedenou zásadní skutečnost, týkající se statiky, lze provedení svislých konstrukcí ztužujících jader považovat za problematické a z hlediska vlivu předpokládaných deformací na doplňkové konstrukce a finální úpravy vodorovných a svislých povrchů za nebezpečné z důvodu možnosti vzniku a následného rozvoje trhlin ovlivněných menší celkovou tuhostí nosné konstrukce a z toho vyplývajících větších deformací rekonstruovaného skeletu stávajícího objektu.

Jak již bylo v názoru na návrh 1. varianty výše uvedeno, vzhledem k tomu, že stěny obou ztužujících jader nebylo možné z důvodů jednak provozně dispozičních, jednak z důvodů polohy stávajících nosných konstrukcí navrhnout přesně v modulu vyráběných tvárnic ztraceného bednění (délkový modul odpovídá násobku 250 mm), bude mít tento návrh provedení svislých stěn skutečnost vliv na nutnost provádět svislé dobetonávky v jednotlivých řadách (vrstvách, šárách) tvořených tvárnicemi tak, aby bylo možné splnit požadavky na navržené délky jednotlivých ztužujících stěn. V jednotlivých případech dokonce pravděpodobně nebude ani možné TZB použít a bude nutné provést vybetonování některých částí stěn jako monolitické ŽB konstrukce, což se opět může projevit v rozdílné tuhosti stěny jako celku a s v lepším případě výsledkem případného rozvoje trhlin v pohledově exponovaném prostoru.

Svislou stěnu z tvárnic ztraceného bednění nelze z pohledu zhotovitele v tomto konkrétním případě považovat za jednolitou nebo "monolitickou". Tvárnice ztraceného bednění jsou tvořeny skořepinou z prostého betonu pevnostní značky max. 15 MPa, jejich vnitřní výplň je v tomto konkrétním případě navržena z betonové směsi C25/30. Stěny mají být vyztuženy svislou a vodorovnou výztuží, jejíž poloha je ovlivněna rozměry tvárnice a jejím tvarem (prohloubení v bočních stěnách pro uložení výztuže apod.). Na vlastní stěnu vyskládanou z tvárnic ztraceného bednění a vyplněnou betonem lze velice zjednodušeně pohlížet jako na železobetonovou stěnu tloušťky použité tvárnice s odečtením tlouštěk stěn, tedy o cca 70 mm tenčí, než je tloušťka celé stěny (např. u stěny z tvárnic pro tloušťku stěny 200 mm je skutečná

započitatelná tloušťka ŽB výplně pouze 130 mm!!). Navíc je nutné si uvědomit, že svislé příčné stěny tvarovek prostupují z jednoho líce stěny na druhý, a to v rozměru cca 70 x 220 mm, co znovu oslabuje tuhost celé takovéto ztužující stěny. Tu tedy nelze v žádném případě považovat za "monolitickou", je to relativně pravidelně nesourodá konstrukce z částí/prvků o rozdílných mechanických vlastnostech, "monolitická" konstrukce by při zprůhlednění materiálu tvarovek vypadala jako pravidelně perforovaná deska, nebo spíše jako soustava vedle sebe po 70 mm postavených sloupů o rozměrech 180 x 130 (pro stěnu tloušťky 200 mm) nebo 180 x 180 (pro stěnu tloušťky 250 mm) nebo 180 x 300 mm (pro stěnu tloušťky 400 mm) propojených vodorovnými příčkami výšky cca 280 mm.

Vliv nutných dobetonávek daných vzájemně neodpovídajícím modulem tvarovek a délek jednotlivých ztužujících stěn ovlivněných dispozicí provozu a polohou zachovávaných nosných dále zvyšuje nesourodost takto zhotovených stěn z pohledu jejich mechanických vlastností. Celá situace je dále ovlivněna tou skutečností, že ztužující stěny z tvárnic ztraceného bednění mají být v některých případech vestavovány do prostor vymezených stávajícími, zejména vodorovnými konstrukcemi. Po vlepení výztuže do příslušné vodorovné konstrukce budou na výztuž nasouvány na vazbu jednotlivé tvarovky ztraceného bednění, po jednotlivých vrstvách bude vkládána vodorovná výztuž. Po uložení prvních dvou vrstev bude nutno svislou výztuž nastavit delším svislým prutem, který by měl ideálně dosahovat co nejvyšší, vzhledem k nutnosti nasouvat tvarovky na svislé pruty by zase měla z praktických důvodů co nejkratší. Po usazení vždy čtyř vrstev tvarovek bude provedeno vybetonování vnitřních dutin tvarovek tak, aby finální vrstva betonové směsi v každém záběru končila cca v jedné polovině čtvrté vrstvy záběru, aby došlo k neposuvnému propojení betonových vrstev nižšího a vyššího záběru. Je nutné se zmínit, že hutnění takto prováděné konstrukce je rovněž velice problematické, a to s ohledem na již zmíněnou vnitřní světlost otvorů v tvarovkách navíc zde umístěnou svislou a vodorovnou výztuží. S ohledem na popsany způsob provádění stěny z tvárnic z TZB je nutné se zmínit i o způsobu provádění posledního záběru pod průvlakem, kdy už v podstatě není možné provádět nasunutí tvarovky na výztuž, je zde velice omezený prostor, svislou výztuž by bylo nutné všelijak ohýbat, aby k nasunutí mohlo vůbec dojít a všechny vrchní vrstvy posledního záběru byly vzájemně vyrovnány v ložných spárách. Zbývající prostor pod průvlakem by měl být dozděn betonových cihel na "betonovou" maltu, což samo o sobě znamená ne zcela ideální stav ve smyslu spolupůsobení svislé výztuže ve stěně jako celku, nutnost permanentních úprav materiálu dozdivky (jaké betonové cihly bez úpravy je možné bez řezání použít na dozdění svislé stěny tloušťky 200 nebo 400 mm...) dále celý proces výstavby zpomaluje. Finální práce by měly v tomto konkrétním případě spočívat ve vyplnění styčné spáry mezi horním lícem dozdivky z betonových cihel a spodním lícem stávající vodorovné nosné konstrukce ideálně rozpínavou maltou. I zde je nutné konstatovat, že jde o použití dalšího materiálu s mechanicky odlišnými vlastnostmi, který dále ovlivní vlastnosti ztužující stěny jako celku. Z výše popsaného zestručněného postupu provádění vyplývá značná složitost této konstrukce z hlediska provádění, kdy může dojít vlivem neschopnosti kontrolovatelných míst k nechtěným chybám (nedostatečné obalení vodorovné výztuže betonovou směsí), které mohou dále zhoršit z hlediska různorodosti mechanických vlastností už tak značně problematickou nesourodou svislou ztužující konstrukci.

V neposlední řadě je nutné zmínit z hlediska provádění důležitou okolnost, která se týká provedení dočasných montážních otvorů do instalačních šachet umístěných ve ztužujícím jádru výtahů. Tyto montážní otvory jsou nezbytné pro realizaci páteřních rozvodů vnitřních instalací, na každém podlaží je nutno v jedné z obvodových stěn každé instalační šachty při provádění svislých ztužujících konstrukcí příslušného jádra vynechat prostup velikosti cca 1000 x 2000 mm, který bude po dokončení montáže svislých rozvodů a přípravě jejich napojení na vodorovné rozvody uzavřen/zazděn. Vzhledem k předpokládané délce provádění předmětných rozvodů bude tudíž ztužující jádro z hlediska svého předpokládaného celkového působení jako ztužující konstrukce oslabeno, což by v případě realizace svislých ztužujících stěn z tvárnic ztraceného

bednění znamenalo možnost ještě větších deformací, než je předpokládáno. Navíc nelze uvedenou dozdvíšku do již provedených svislých konstrukcí dostatečně zavázat, tudíž by bylo provedeno napojení obdobně jako v případě etapovité výstavby střední stěny mezi výtahovými šachtami (stěna tloušťky 400 mm v ose C), kdy jediné propojení konstrukcí by bylo pomocí do ostění navrtané výztuže (samozřejmě by šlo zmíněné montážní otvory zazdít betonovými cihlami, k tomu je ovšem nutné vyjádření statika a požárního specialisty).

**Vzhledem k výše uvedeným skutečnostem považuje zhotovitel stavby tuto variantu (provedení svislých konstrukcí ztužujících jader z tvárnic ztraceného bednění) jako nevhodnou pro realizaci, a to zejména z důvodu problematických technických parametrů konstrukce svislých ztužujících stěn z tvárnic ztraceného bednění s ohledem na nesourodost mechanických vlastností stěn, která je ve vztahu ke zjištěné skutečnosti týkající se stávající nosné konstrukce budovy (prefabrikovaný železobetonový skelet S 1.2 se stykováním průvlaků nad sloupy, které zde tvoří kloub) méně tuhá, než bylo původně v souladu s původní projektovou dokumentací z roku 1988 projektem uvažováno, a tím pádem bude po dokončení realizace vykazovat větší deformace než původní objekt před zahájením rekonstrukce, což může mít významný vliv na vznik následných poruch týkajících se zejména kompletačních a finálních povrchových úprav stavebních a interiérových konstrukcí, který by se s největší pravděpodobností projevil až po dokončení a předání stavby k užívání.**

#### **Souhrnné stanovisko zhotovitele stavby:**

---

**Z výše uvedených dílčích stanovisek o oběma návrhům vypracovaných generálním projektantem na základě požadavku zástupců investora vyplývá, že obě varianty zhotovitel stavby považuje za nevhodné k realizaci, a to zejména z důvodů předpokládaného budoucího výskytu poruch způsobených menší celkovou tuhostí stávající nosné konstrukce objektu a z toho vyplývajících větších deformací, které se mohou nepříznivě projevit na následně zabudovaných konstrukcích budoucí Nové radnice pro Prahu 7.**

Je nutné si uvědomit, že montovaný skelet nelze z hlediska tuhosti porovnávat se skeletem monolitickým. Výchozím stavem při rekonstrukci stávající nosné konstrukce předmětného objektu je před více než 30 lety zhotovená prefabrikovaná nosná konstrukce, u které obecně platí, že některé prvky skeletu nejsou vzájemně spojeny pomocí tuhých styčnicků, některé styky umožňují například vzájemné pootočení dílců. Pokud stávající skelet projde náročnými úpravami na své konstrukci, jako v tomto případě, může logicky dojít při přenosu vodorovného zatížení do nových ztužujících jader k jinému namáhání zachovaných styků stávajících prvků, než na které byla stávající zvyklá. Pokud bude celá konstrukce dostatečně ztužena nedostatečně tuhými jádry (jádra z tvárnic ztraceného bednění), může při deformacích od vodorovného zatížení dojít k nečekanému namáhání styků prvků, které nebyly dotčeny rekonstrukcí (například styčnický průvlak a obvodových ztužidel apod.), a takto vzniklé deformace se budou dále přenášet do nově budovaných konstrukcí. **Zde je opět nutné připomenout téměř univerzální větu, že "pevnost řetězu je dána jeho nejslabším článkem". Toto pravidlo lze podle našeho názoru zcela jednoznačně aplikovat na rekonstrukci dotčený stávající prefabrikovaný skelet. Pokud bychom připustili větší deformace, než se kterými bylo v původním řešení nosné konstrukce uvažováno, může se takovéto rozhodnutí projevit buď už v průběhu výstavby (lepší varianta) nebo až po jejím dokončení a předání stavby investorovi k užívání (špatná varianta) poruchami situovanými obvykle na nečekaných a špatně přístupných místech.**

Původní nosná konstrukce byla ztužena třemi ztužujícími stěnami v každém podlaží, jejich počet a rozmístění přesně vyplýval z konstrukčních zásad uvedených v typovém podkladu soustavy S 1.2. Jedna ztužující stěna byla situována uprostřed dispozice ve směru os průvlaků nesoucích stropní desku tvořenou

železobetonovými prefabrikovanými panely, dvě ztužující stěny byly umístěny příčně, tedy ve směru kolmo na osu průvlaků. V tomto směru (kolmém na osu průvlaků) podle našeho odhadu statik původní stavby předpokládal menší tuhost prefabrikovaného skeletu. I z tohoto pohledu vyplývá nutnost použití nikoli méně tuhé konstrukce ztužujících jader, ale konstrukce dostatečně tuhé a z hlediska mechanických vlastností jednolitě konstrukce, tedy monolitického železobetonu.

Rekonstrukce, zvláště pokud se týká nosných konstrukcí, je velice náročnou oblastí, a to pro všechny zúčastněné strany. O žádné části projektové dokumentace, zejména se to týká stavebně-konstrukční (statické) části, není možné prohlásit, že je definitivní a že se v průběhu realizace nemohou objevit nové skutečnosti, které nebylo možno do odkrytí původně zakryté konstrukce nebo její části odhalit. Některá problematická místa se objeví až později, pokud se tak stane ještě v průběhu realizace hrubé stavby, dají se tyto nové skutečnosti vhodným způsobem řešit. Vždy je ale možné, že se v nosné konstrukci nacházejí místa, která ukrývají skryté vady, dané například technologickou nekázní při provádění původní realizace, proto je nutné jejich vliv dostatečně eliminovat bezpečným návrhem s dostatečnou rezervou. Typickým příkladem může být technologická nekázeň při provádění montáže prefabrikovaného skeletu, kdy je ve styčnicku dvou průvlaků proveden ne zcela dokonalý svar výztuže, ocelová spojovací deska, ke které je výztuž přivařena, není dostatečně podbetonována. Takto je možné pokračovat dále, kdy není tento styk správně ochráněn betonovou směsí předepsaných parametrů a do tohoto lože je osazen sloup skeletu dalšího podlaží. Celá léta tento styčnick bez problémů plnil svoji funkci, a to až do doby, kdy je po provedených stavebních úpravách (kompletní rekonstrukce objektu včetně zásahů do jeho nosné konstrukce) celý skelet vystaven novému extrémnímu zatížení. Teprve v této chvíli se může výše popsaná vada projevit a následně způsobit řetězovou reakci výskytu dalších menších či větších problémů (vad, poruch, nemožností užívání části nebo celého objektu atd.). Proto je nutné k řešení celku i posuzování každého detailu přistupovat individuálně, aby nemohl být tím kritickým místem, které může způsobit další navazující a především nepředpokládané problémy, které nelze žádným specializovaným výpočetním programem vymodelovat (zainjektování významně upravovaných nebo namáhaných styčnicků, použití doplňkových ocelových konstrukcí, sanace poškozených zhlaví prefabrikovaných prvků apod.).

**Jedinou možnou variantou, která je dle našeho názoru ve vztahu k potřebám na mechanickou odolnost a stabilitu rekonstrukcí dotčené předmětné nosné prefabrikované konstrukce objektu a zachování jeho budoucí užitné hodnoty, je provedení všech svislých stěn ztužujících jader jako monolitických železobetonových konstrukcí. Ty jsou schopny veškerá ve výše uvedených vyjádřeních zmíněná rizika v nejvyšší míře eliminovat, a to zejména z důvodu zajištění stejnorodosti a dostatečné tuhosti svislých ztužujících konstrukcí, což se příznivě projeví na snížení deformací stávající nosné konstrukce dotčené rozsáhlými zásahy vyvolanými požadavky investora.**

**Zároveň lze toto námi navrhované řešení z hlediska absolutního času provádění v porovnání s předloženými návrhy na provádění svislých konstrukcí ztužujících jader buď pouze z tvárnic ztraceného bednění, nebo jako kombinaci provedení menší části stěn z monolitického železobetonu a větší části stěn z tvárnic ztraceného bednění považovat za nejpříznivější, a to zejména s ohledem na výše uvedený náročný postup při realizaci stěn z tvárnic ztraceného bednění.**

---

Datum: 28. 6. 2018.

Vypracovali: Ing. Jan Biňovec, Metrostav a.s. divize 9  
Ing. Libor Sommerschuh, Metrostav a.s. divize 9