

Nový viadukt v Milwaukee, USA

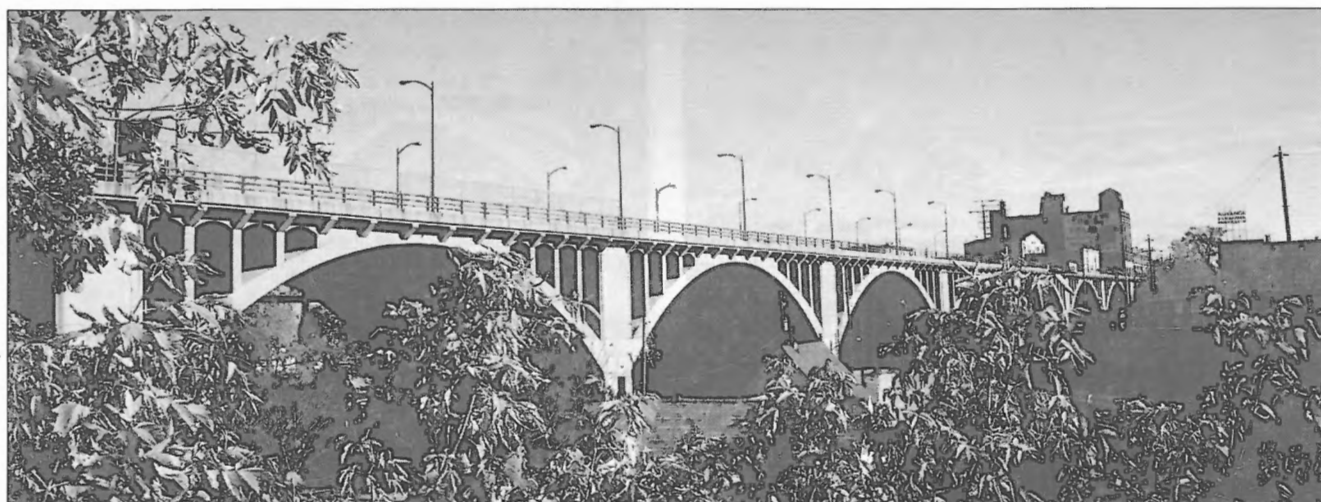
Jiří Stráský, Jaroslav Navrátil

*Silniční most – obloukový most – obloukové žebro – prefabriko-
vaný obloukový segment – monolitická část oblouku – prefabri-
kovaný nosník – spřažená deska – monolitická spára – postupná
montáž – časově závislá analýza – program – předpínání předem
– předpínání dodatečně*

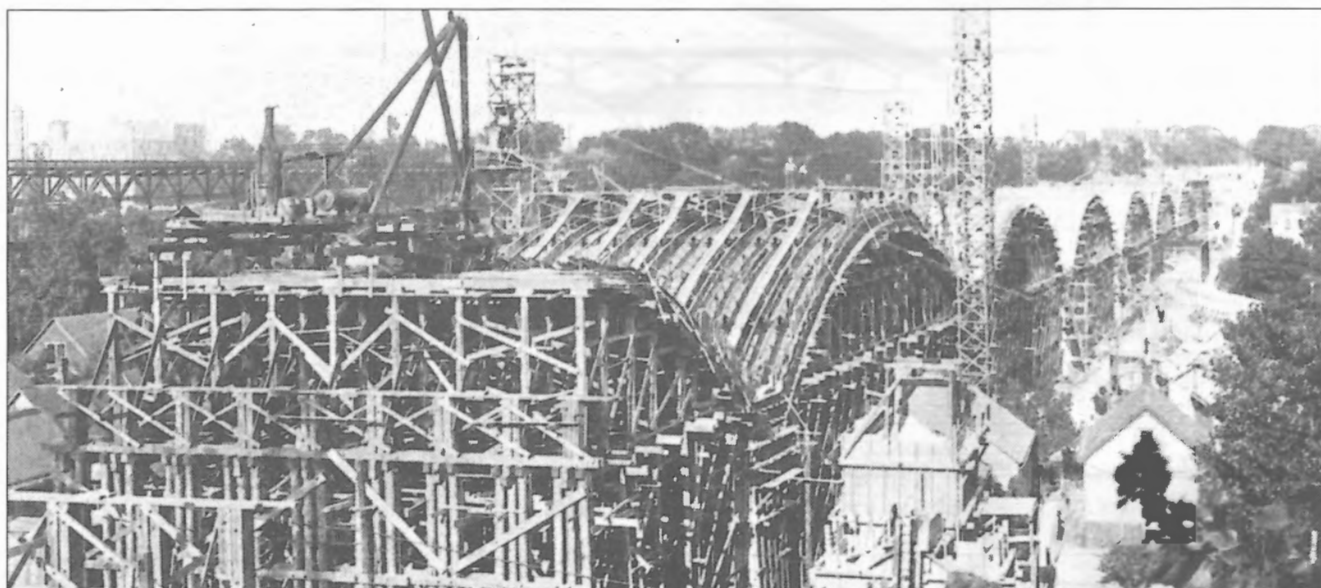
Nový most situovaný na hlavní třídě spojující střed města Milwaukee s jeho západním předměstím nahradil dnes již nevyhovující krásnou obloukovou konstrukcí postavenou v roce 1907 – obr. 1 a 2. Původní most, který byl první větší betonovou konstrukcí ve státě Wisconsin (obr. 3) a který tvořil bránu do obchodního centra, byl ve městě velmi oblíben. Proto město požadovalo, aby nová konstrukce byla stejně tak hezká a svým konstrukčním uspořádáním navázala na původní konstrukci.



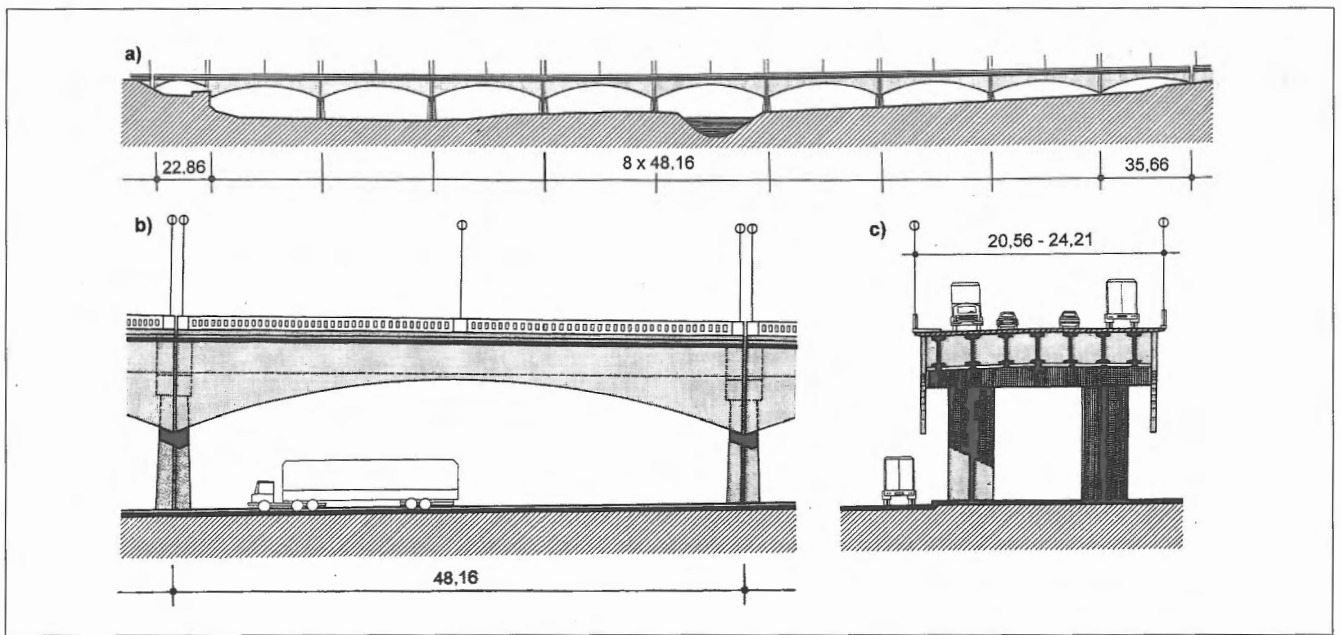
Obr. 3 – Situování mostu – poloha státu Wisconsin a města Milwaukee.



Obr. 1 – Původní most z roku 1907



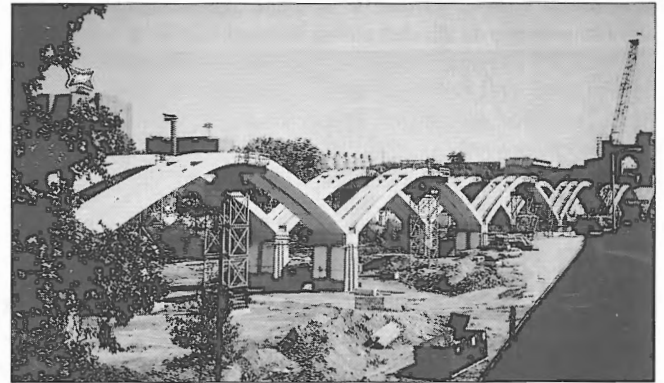
Obr. 2 – Stavba původního mostu



Obr. 4 – Návrh CH2M HILL (a – pohled na most, b – pohled na typické pole, c – příčný řez)



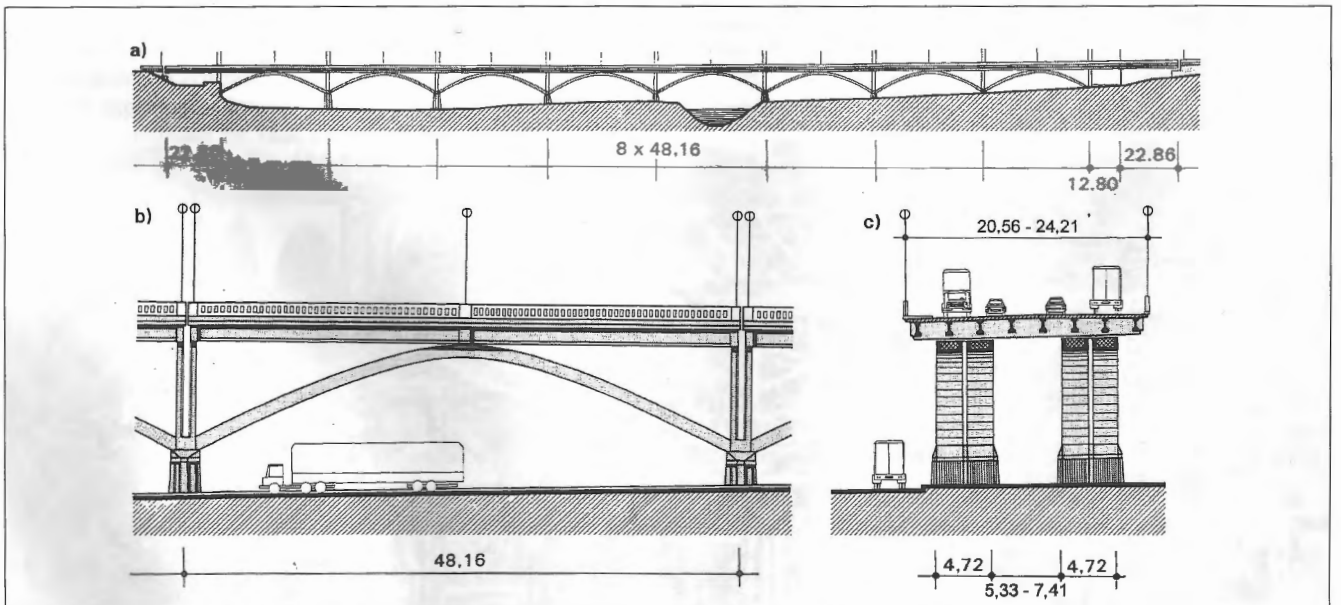
Obr. 5 – Nový most – pohled na dokončenou konstrukci



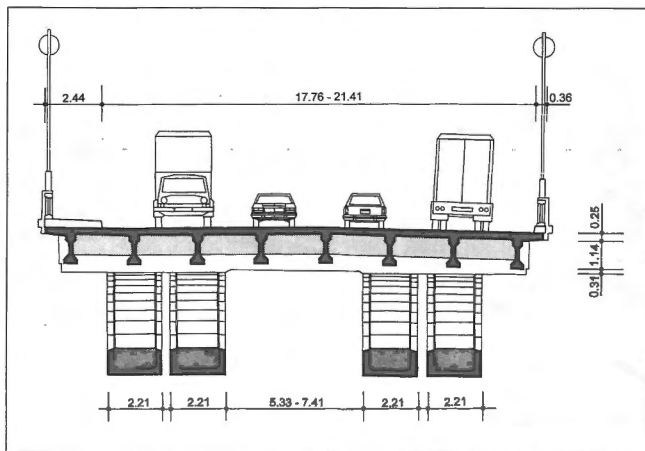
Obr. 6 – Nový most – pohled na konstrukci během montáže

Naopak stát Wisconsin požadoval, aby konstrukce mostu byla vytvořena z typizovaných prefabrikovaných I nosníků sprážených s přímo poježděnou mostovkovou deskou, kterou lze v budoucnu vyměnit. Tento přístup odpovídá technické politice mnoha států

v USA, kde považují za výhodnější vyměnit spráženou desku, než navrhovat izolaci a pojezdnou asfaltovou vrstvu. Tento přístup ovlivňuje konstrukční řešení mostů a eliminuje použití betonových komorových nosníků.



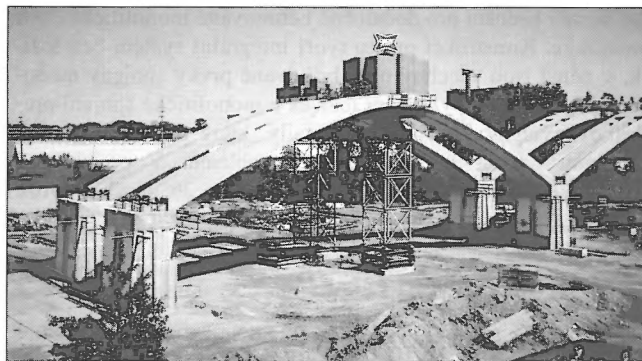
Obr. 7 – Realizovaný návrh (a – pohled na most, b – pohled na typické pole, c – příčný řez)



Obr. 8 – Příčný řez nosnou konstrukcí.

V době, kdy první z autorů začal spolupracovat na projektu mostu, bylo město rozhodnuto přijmout řešení, ve kterém byl most sestaven z prefabrikovaných nosníků, k nimž byly na vnějších okrajích připevněny panely vytvářející dojem obloukového mostu (obr. 4). Autorovi se podařilo přesvědčit jak projektanta, tak i město a stát, aby se upustilo od tohoto konstrukčně falešného řešení a aby se přijala konstrukce popsaná v dalším výkladu.

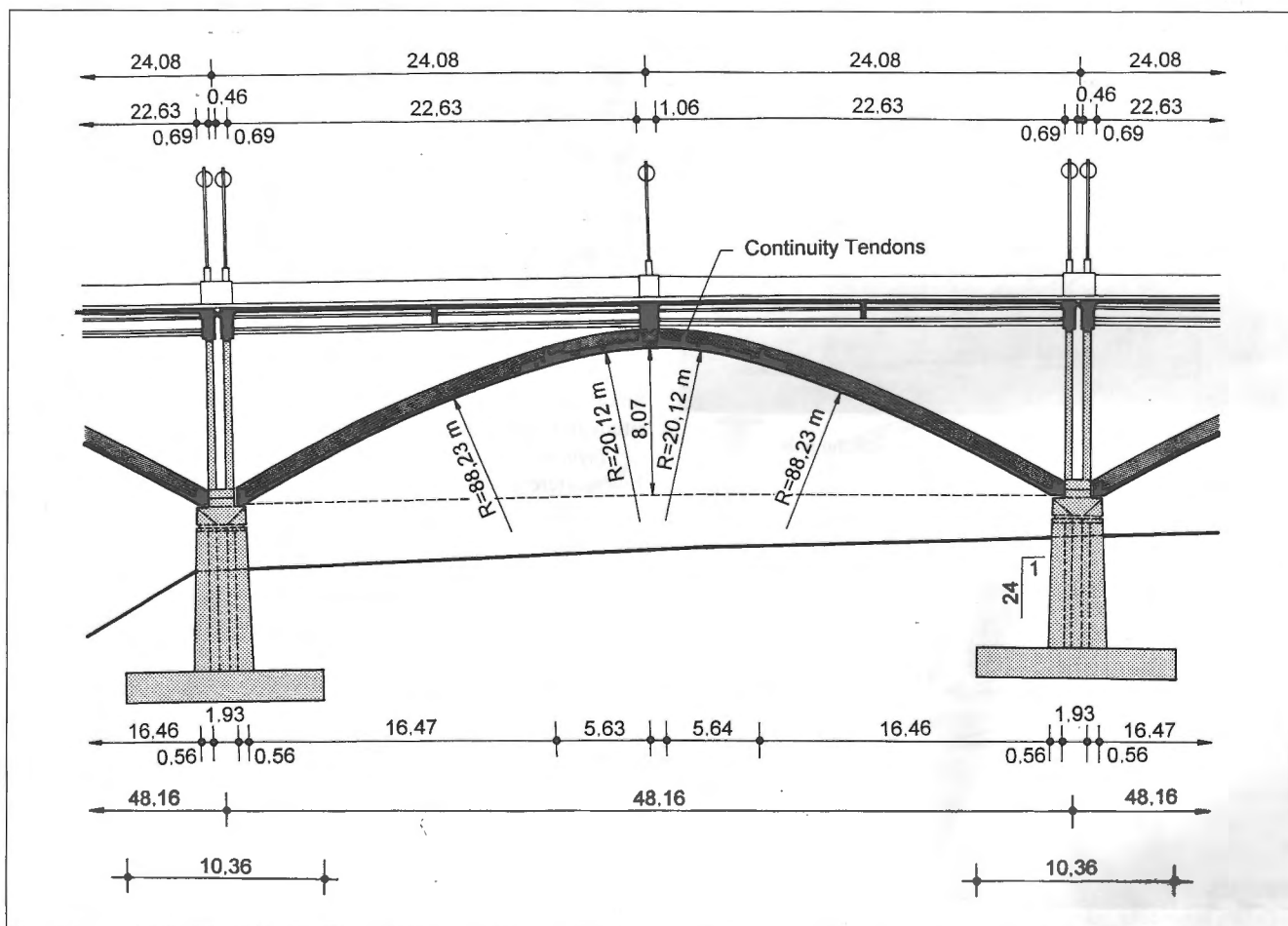
Konstrukce splňuje požadavky jak města, tak i státu je nejen esteticky zajímavá, ale také velmi jednoduchá a ekonomická – obr. 5 a 6. Kombinuje technologii prefabrikovaného a monolitického betonu tak, aby se zachovala *výhoda spojitosti monolitického betonu* a přitom byla umožněna *rychlá montáž mostu*. Konstrukci oblouků tvoří prefabrikované prvky, které sloužily



Obr. 10 – Obloukové segmenty typického pole (příčný pohled)



Obr. 11 – Obloukové segmenty typického pole (podélný pohled)

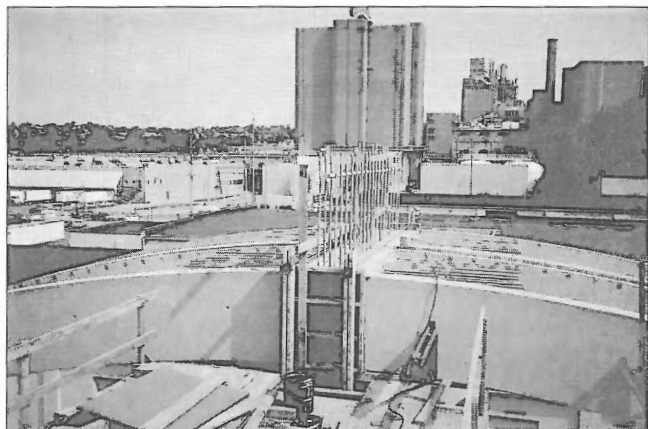


Obr. 9 – Podélný řez typickým polem (*continuity tendons* – kabely spojitosti)

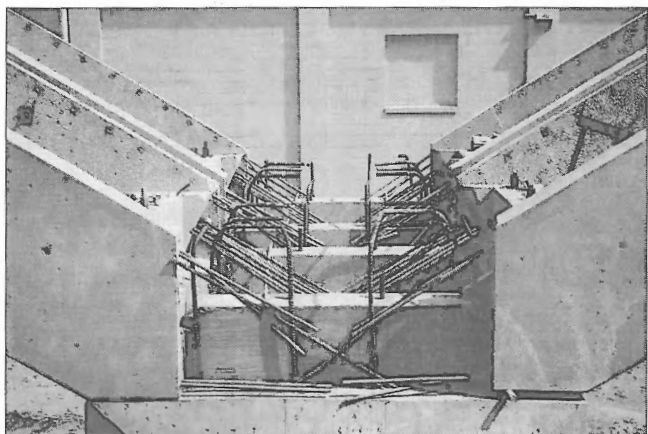
jako skruž i bednění pro dodatečně betonované monolitické části konstrukce. Konstrukci mostu tvoří integrální systém bez ložisek, v němž jsou všechny prefabrikované prvky spojeny monolitickými sparami. Vyloučení ložisek a monolitické spojení prefabrikovaných prvků eliminují detaily, které obvykle vyžadují průběžnou údržbu a jsou zdrojem problémů. V projektu se předpokládá, že mostovka bude vyměněna po 30 letech provozu mostu.

1 Konstrukční řešení

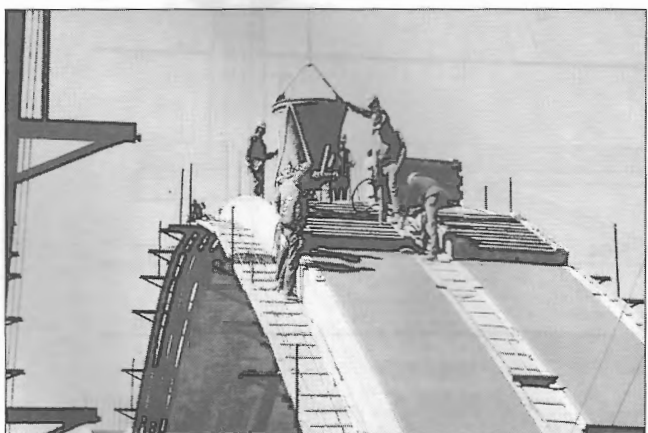
Nový most má 11 polí s rozpětími $22,86 + 8 \times 48,16 + 12,80 + 22,86$ m – obr. 7. Jeho celková délka je 443,80 m. S ohledem na zrychlovací pruhy přilehlé křižovatky má most proměnnou šířku.



Obr. 12 – Spára mezi obloukovými segmenty typického pole



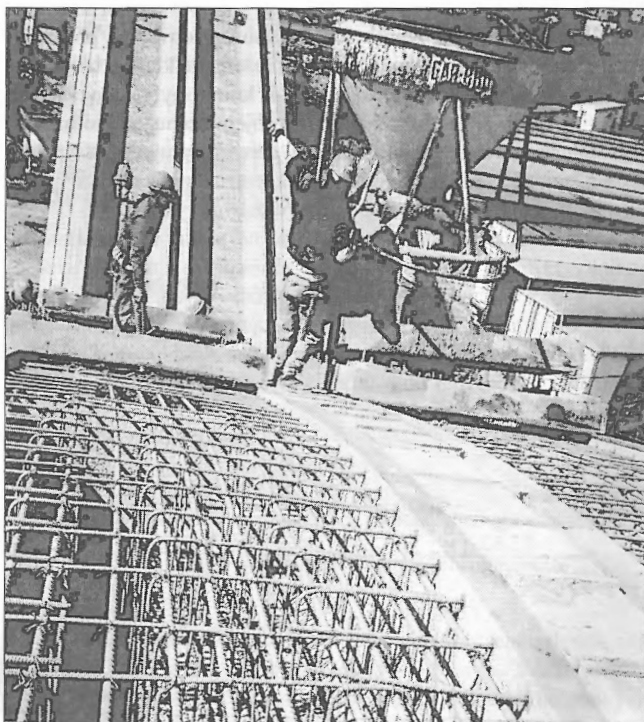
Obr. 13 – Uložení obloukových segmentů typického pole



Obr. 14 – Betonáž monolitické části oblouků typického pole



Obr. 15 – Obloukové segmenty typického pole – uložení na skládce

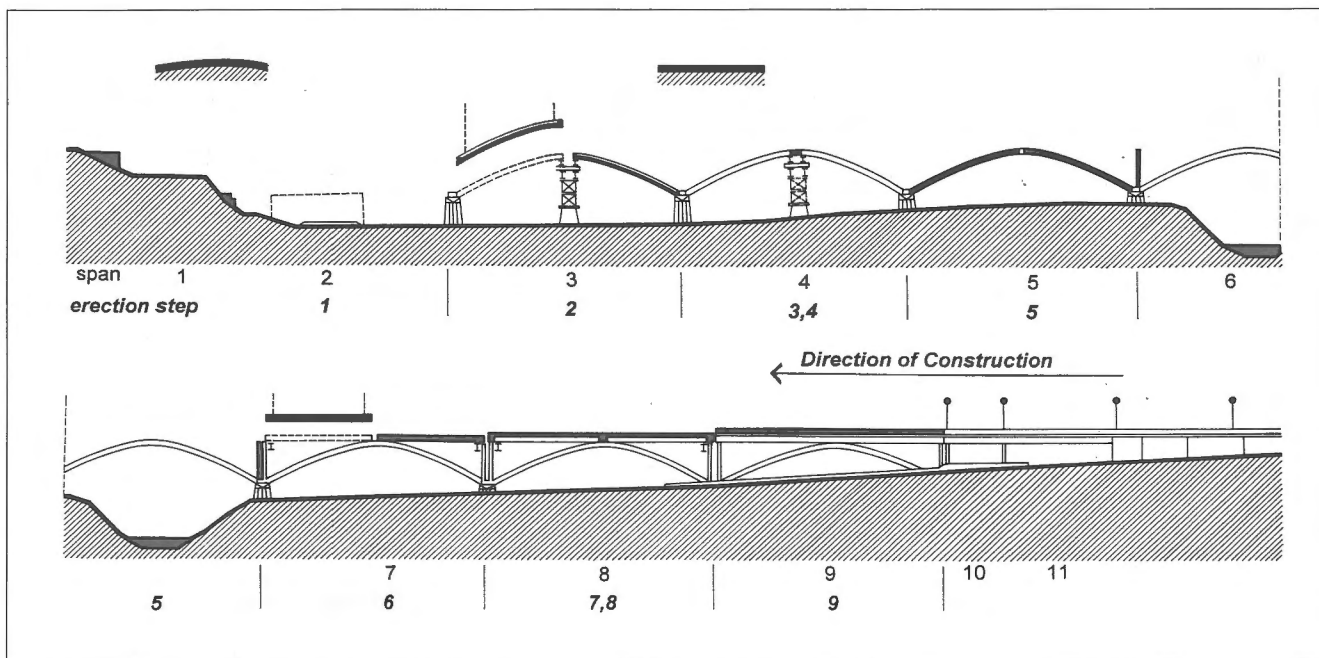


Obr. 16 – Betonářská výztuž monolitické části oblouků typického pole

Šířka vozovky je od 17,76 do 21,41 m. Na severní straně je také situován jednostranný chodník šířky 2,10 m.

Typické pole s rozpětím 48,16 m je tvořeno 2×2 obloukovými žebry, které podporují mostovku sestavenou z prefabrikovaných nosníků a sprážených desek – obr. 8 a 9. Stejná mostovka je také použita v krajních polích. Konstrukce je podepřena monolitickými, plošně založenými podpěrami situovanými v místě podpěr původního mostu. Vzhledem k tomu, že nová konstrukce má oproti původní konstrukci poloviční hmotnost, je založení jak krajních, tak i vnitřních podpěr poměrně jednoduché.

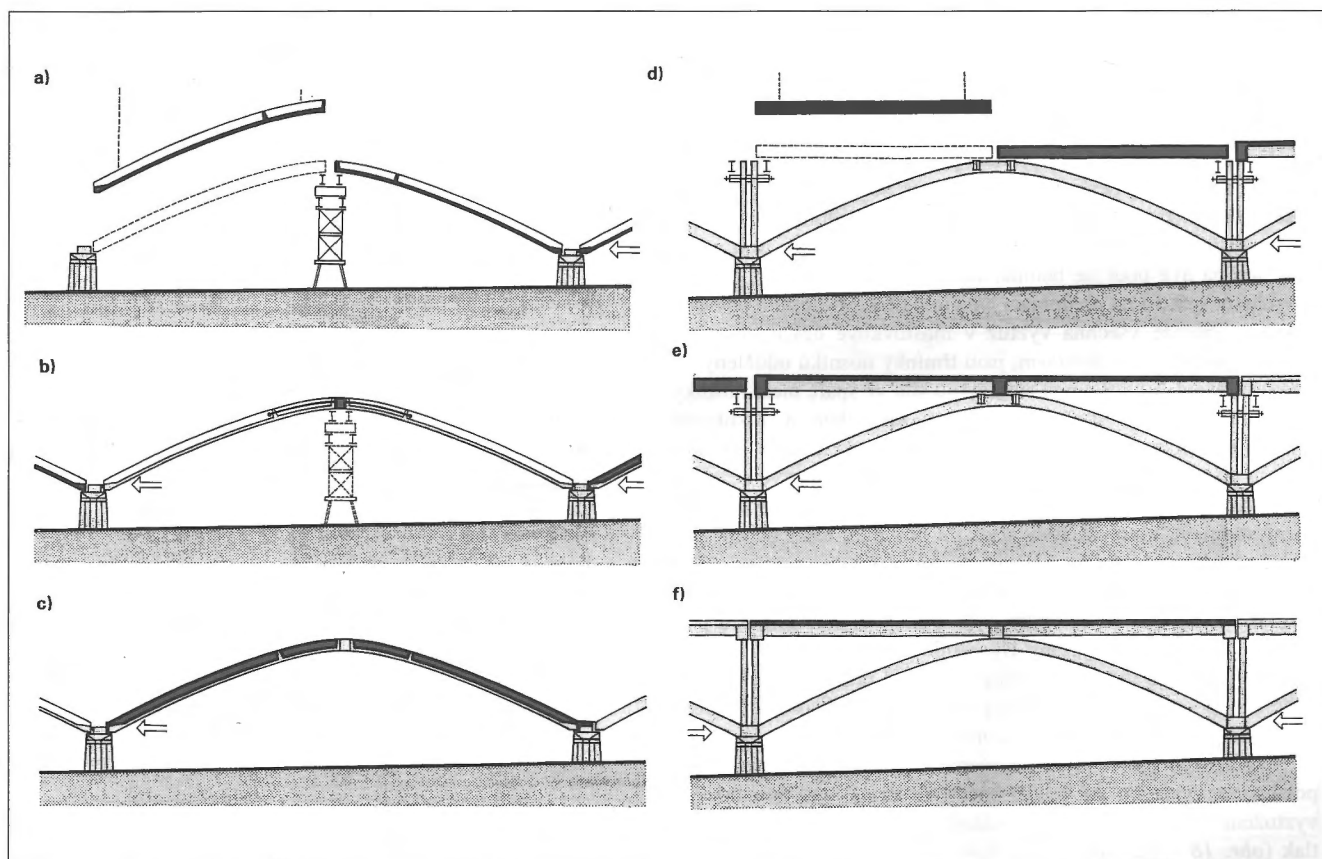
Každé obloukové žebro je sestaveno ze dvou prefabrikovaných segmentů (obr. 10 a 11) spojených ve vrcholu oblouku dodatečně předpjatou sparou (obr. 12). Žebra jsou podporována masivními železobetonovými pilíři. V době montáže byla žebra opřena o betonové bloky situované na hlavicích pilířů (obr. 13), po montáži se spára mezi sousedními žebry vyztužila a vybetonovala. Pilíře také podporují dvojici štíhlých stěn rámově spojených s mostovkou. Uspořádání výztuže ve spáře mezi obloukovými žebry zajišťuje rámově působení spoje. Oblouky tak tvoří spojitou konstrukci o osmi polích.



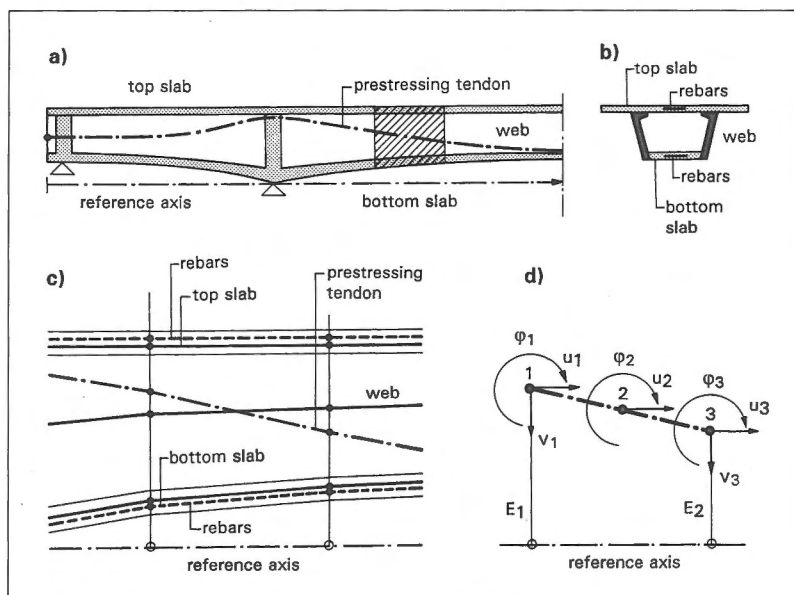
Obr. 19 – Postupná výstavba mostu (1 – spodní stavba, betonáž a předepnutí obloukových segmentů, 2 – montáž prefabrikovaných obloukových segmentů, 3 – betonáž střední spáry mezi obloukovými segmenty, betonáž prefabrikovaných nosníků, 4 – předepnutí střední spáry krátkými kabely spojitosti, demontáž prozatímní střední podpěry, předepnutí nosníků, 5 – betonáž monolitické části oblouku a pilířových stěn, 6 – montáž prefabrikovaných nosníků, 7 – betonáž příčnicků a spřažené desky, 8 – odskržení nosníků – odstranění jejich montážního podepření nad pilířovými stěnami a uprostřed rozpětí, 9 – provedení chodníků a zábradlí; span – pole, erection step – montážní krok, direction of construction – postup výstavby)

Prefabrikované segmenty mají korýtkový průřez a jsou centricky předepnuty pro montážní zatížení. Po předepnutí střední spáry jsou segmenty vyplněny betonem (obr. 14), který společně s prefabrikáty tvoří kompletní oblouková žebra. Segmenty jsou

22,66 m dlouhé a váží 55 tun (obr. 15). Ve vzdálenosti 6,09 m od vrcholu oblouku jsou v dolních rozích průřezu umístěny dva nálitky, ve kterých jsou kotveny krátké kabely zajišťující spojitost spáry. V místě nálitků jsou žebra vyztužena štíhlým diafragmatem



Obr. 20 – Postupná montáž typického pole (a – montáž prefabrikovaných obloukových segmentů, b – betonáž a předepnutí střední spáry, c – betonáž monolitické části oblouků, d – montáž prefabrikovaných nosníků, e – betonáž příčnicků a spřažené desky, předepnutí příčnicků, f – případná výměna spřažené desky)



Obr. 24 – Modelování typické konstrukce programem TDA (a – podélný řez, b – příčný řez, c – část konstrukce, d – konečný prvek; top slab – horní deska, bottom slab – dolní deska, web – žebro, reference axis – referenční osa, prestressing tendon – předpínací kabel, rebar – betonářská výztuž)

eliminujícím místní druhotné účinky vyvolané příčným momentem od předpětí.

Spražení prefabrikovaného a monolitického betonu obloukových žebér zajišťuje betonářská výztuž spojkovaná v horní části stěn korýtkového průřezu (obr. 16) a třmínky vystupující z povrchu dolní desky. Třmínky desky se překrývají s třmínky monolitického betonu a vytvářejí tak petlicový styk. Betonářská výztuž vyčnívá také z obou konců obloukových segmentů, kde se překrývá s výztuží spar (obr. 13 a 17 – viz barevnou přílohu). Všechna betonářská výztuž oblouků je chráněna epoxidovým nátěrem.

Mostovka je nad vnitřními podpěrami oblouků podepřena dvojicí stěn a je zde rozdělena dilatačními sparami. Mezi dilatačními sparami tvoří mostovka spojitou konstrukci o dvou polích. Tato konstrukce se skládá z 2×8 předem předpjatých prefabrikovaných nosníků a sprážených desek. Prefabrikované nosníky jsou navrženy v souladu se zvyklostmi běžnými v USA. Předpínací lana zde nahrazují funkci podélné betonářské výztuže. Třmínky jsou navázány jen na dvě podélné betonářské vložky situované při horním povrchu nosníku a na předpínací lana umístěná při dolním povrchu nosníku. Protože všechna výztuž v mostovkové desce musí být chráněna epoxidovým potahem, jsou třmínky nosníků odděleny od prvků sprážení. Vodotěsnou smykovou sílu ve spáře mezi nosníky a deskou přenášejí třmínky, opatřené epoxidem a zakotvené v nosnících. Lana jsou na koncích nosníků vytažena do monolitických příčniců. Protože jsou zde ohnuta a řádně zakotvena, působí ve sparách jako betonářská výztuž schopná přenést kladný i záporný moment, který tu vzniká jak za provozu, tak i během případné výměny mostovky.

Nosníky jsou podepřeny monolitickými příčnicemi uprostřed rozpětí a nad stěnami. Příčnicemi jsou v příčném směru mostu předepnuté předpínací tyčemi. Uprostřed rozpětí prefabrikovaných nosníků jsou dále vytvořeny železobetonové příčnicemi. Prefabrikované nosníky tak spolu s příčnicemi vytváří i bez desky dostatečně tuhou konstrukci umožňující výměnu desky.

Konstrukce mostu byla navržena tak, aby umožňovala jeho postupnou výstavbu od jedné opěry ke druhé bez montážního vyztužení vnitřních podpěr přenášejících jednostranný montážní tlak (obr. 18 – viz barevnou přílohu a 19). Postup výstavby byl uspořádán tak, aby tento tlak byl vždy v přijatelných mezích. Montáž typického pole probíhala v těchto šesti stádiích:

- montáž prefabrikovaných obloukových segmentů (obr. 20a a obr. 21 – viz barevnou přílohu),
- betonáž a předepnutí střední spáry (obr. 20b),
- betonáž monolitické části oblouků (obr. 20c a obr. 22 – viz barevnou přílohu),
- montáž prefabrikovaných nosníků (obr. 20d a obr. 23 – viz barevnou přílohu),
- betonáž příčniců a sprážených desek, předepnutí příčniců (obr. 20e).

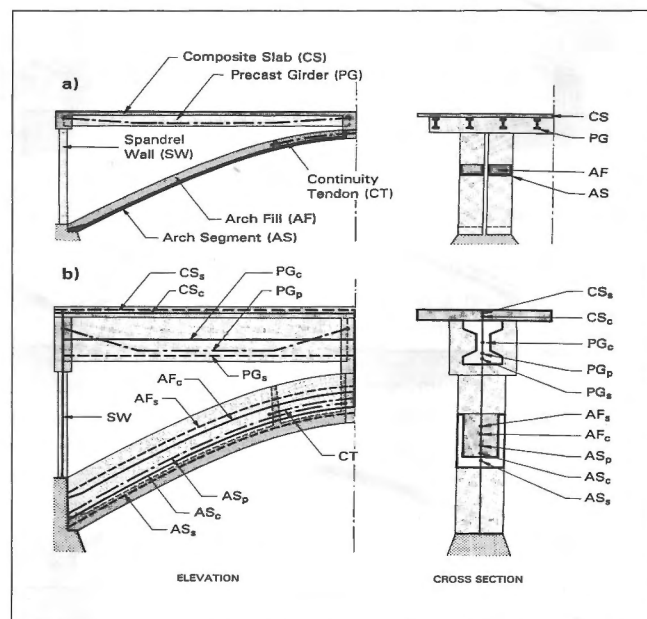
Kromě jednoduchých montážních podpěr podírajících prefabrikované obloukové segmenty uprostřed rozpětí nevyžadovala výstavba jinou skruž. Smontované prefabrikované oblouky tvořily dostatečně tuhou skruž pro betonáž jejich monolitické části i pro montáž mostovky.

2 Statické řešení

Ačkoliv konstrukce mostu je poměrně jednoduchá, její statické řešení si vyžádalo, vzhledem k postupu výstavby i případné výměně sprážených desek, podrobnou časovou analýzu všech montážních stavů. Také prostorové chování konstrukce bylo nutno ověřit podrobným výpočtem. Pro účinky nahodilého zatížení se konstrukce vyšetřovala jako prostorový rám, ve kterém oblouky, nosníky, příčnicemi i mostovka byly modelovány pruty. Montážní stavy se ověřily na rovinném modelu programem TDA.

2.1 Program TDA

Program umožňuje vystihnout změny ve statickém působení rovinné rámové konstrukce v době výstavby a vliv dotvarování, smršťování a rozdílného stáří betonových prvků, z kterých je sestavena celá konstrukce, i jednotlivé části průřezu. Časová analýza vychází z teorie viskoelastivity. Metoda je založena na postupném výpočtu – step-by-step analysis – v časových uzlech, kterými je řešený časový úsek rozdělen. V každém časovém uzlu je konstrukce vyšetřena metodou konečných prvků [4].



Obr. 25 – Výpočtový model (a – konstrukce, b – modelování konstrukce: composite slab – sprážená deska, precast girder – prefabrikovaný nosník, spandrel wall – pilířová stěna, arch segment – obloukový segment, arch fill – monolitická část oblouku, continuity tendon – kabel spojitosti)

2.1.1 Modelování časově závislých vlastností betonu

Celkovou poměrnou deformaci betonu v čase lze vyjádřit

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_{\sigma}(t) + \varepsilon_s(t) + \varepsilon_T(t) \quad (1)$$

kde $\varepsilon_{\sigma}(t)$ je poměrná deformace od zatížení, $\varepsilon_s(t)$ smrštění a $\varepsilon_T(t)$ poměrná deformace od teplotních změn. Deformace od smrštění a od teplotních změn nezávisí na namáhání. Smrštění konstrukčního prvku se vyjadřuje v závislosti na vlastnostech jeho příčného řezu jako celku, přičemž se zohledňuje velikost prvku a relativní vlhkost okolního prostředí.

Poměrná deformace od zatížení je tvořena počáteční pružnou deformací a deformací od dotvarování. Při výpočtu pružného přetvoření je respektována změna modulu pružnosti v čase způsobená stárnutím betonu. Model dotvarování je založen na předpokladu lineární závislosti mezi napětím a poměrnou deformací, což umožňuje použití principu superpozice. Numerické řešení pak vychází z náhrady známého *dědičného integrálu* pro výpočet dotvarování sumací. Problém se tak převádí na sérii lineárních výpočtů podle teorie pružnosti.

$$\varepsilon_m(t) = \sum_{j=0}^n [\Delta \sigma(t_j) / E(t_j) + (\Delta \sigma(t_j) / E(t_j)) \varphi(t, t_j)] \quad (2)$$

kde $\Delta \sigma(t_j)$ je přírůstek napětí a $E(t_j)$ je modul pružnosti v čase, $\varphi(t, t_j)$ je koeficient dotvarování. Hodnota koeficientu dotvarování závisí stejně jako velikost smršťování na vlastnostech příčného řezu jako celku. Funkce dotvarování, smršťování a vliv stárnutí se mohou uvažovat podle obou platných našich norem (ČSN 736207 [5] a ČSN 731201 [6]) a podle doporučení CEB-FIP z roku 1978 nebo 1990 [7].

2.1.2 Statický model a použitý konečný prvek

Příčný řez postupně vytvářených nosných prvků konstrukce je obvykle vytvořen z různých materiálů, například z betonového nosníku, sprážená deska, předpínacích kabelů a betonářské výztuže.

že. Je proto vhodné modelovat tyto rozdílné materiály individuálními prutovými prvky, jejichž těžištní osa je excentrická vzhledem k referenční ose, určené spojnicí uzlů MKP – obr. 24c.

Osově a příčně přemístění $u(x)$ a $w(x)$ a smykové zkosení lze vyjádřit pomocí lokálních parametrů deformace – obr. 24d. Pro daný konečný prvek je použito šest vnějších a dva vnitřní parametry deformace. Jako tvarové funkce jsou pro osově a příčně přemístění zvoleny polynomy druhého a třetího stupně. Protože je užita statická kondenzace parametrů vnitřních uzlů, je zajištěna plná kompatibilita přetvoření na styčných excentrických prvků. Při odvození matice tuhosti elementu se vychází z předpokladu zachování rovinnosti průřezu, který však po deformaci nemusí zůstat kolmý k přetvořené střednici prvku. Matice tuhosti prvku a zatěžovací vektor zahrnují vliv normálové, ohybové a smykové deformace.

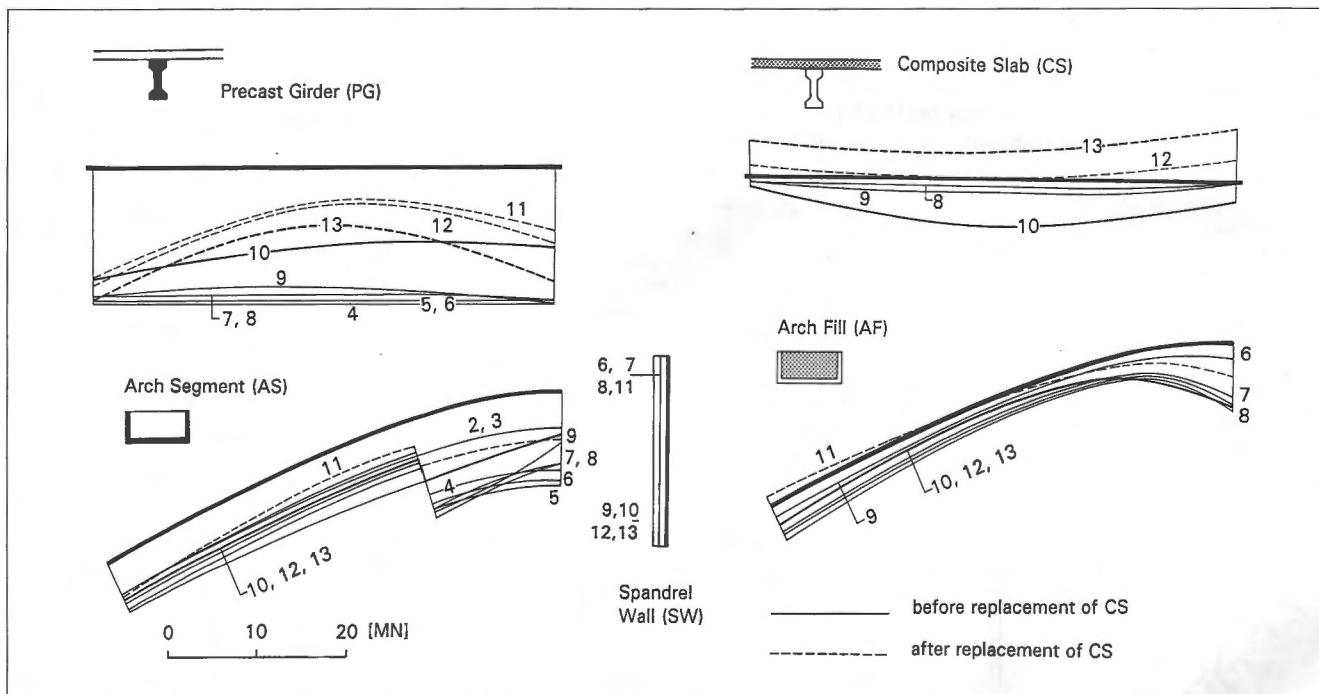
Konstrukce je sestavena z prvků, které např. u komorového průřezu modelují betonová žebra, horní a dolní desku, předpínací kabely a betonářskou výztuž – obr. 24c. Prvky mohou vznikat, nebo mohou být odstraňovány podle způsobu výstavby. Také další operace běžně užívané při stavbě, jako jsou montáž či demontáž segmentu, napnutí nebo zrušení předpětí, změna okrajových podmínek, změna zatížení či předepsané deformace, mohou být modelovány.

Předpínací kabely jsou modelovány excentricky připojenými konečnými prvky. Při napínání je do globálních rovnic rovnováhy zahrnuto pouze zatížení ekvivalentní jejich přetvoření. Po zakotvení kabelů je jejich tuhost zahrnuta do tuhosti konstrukce. Lze modelovat jak soudržné, tak nesoudržné kabely. Při řešení jsou změny předpětí způsobené zatížením konstrukce určeny automaticky.

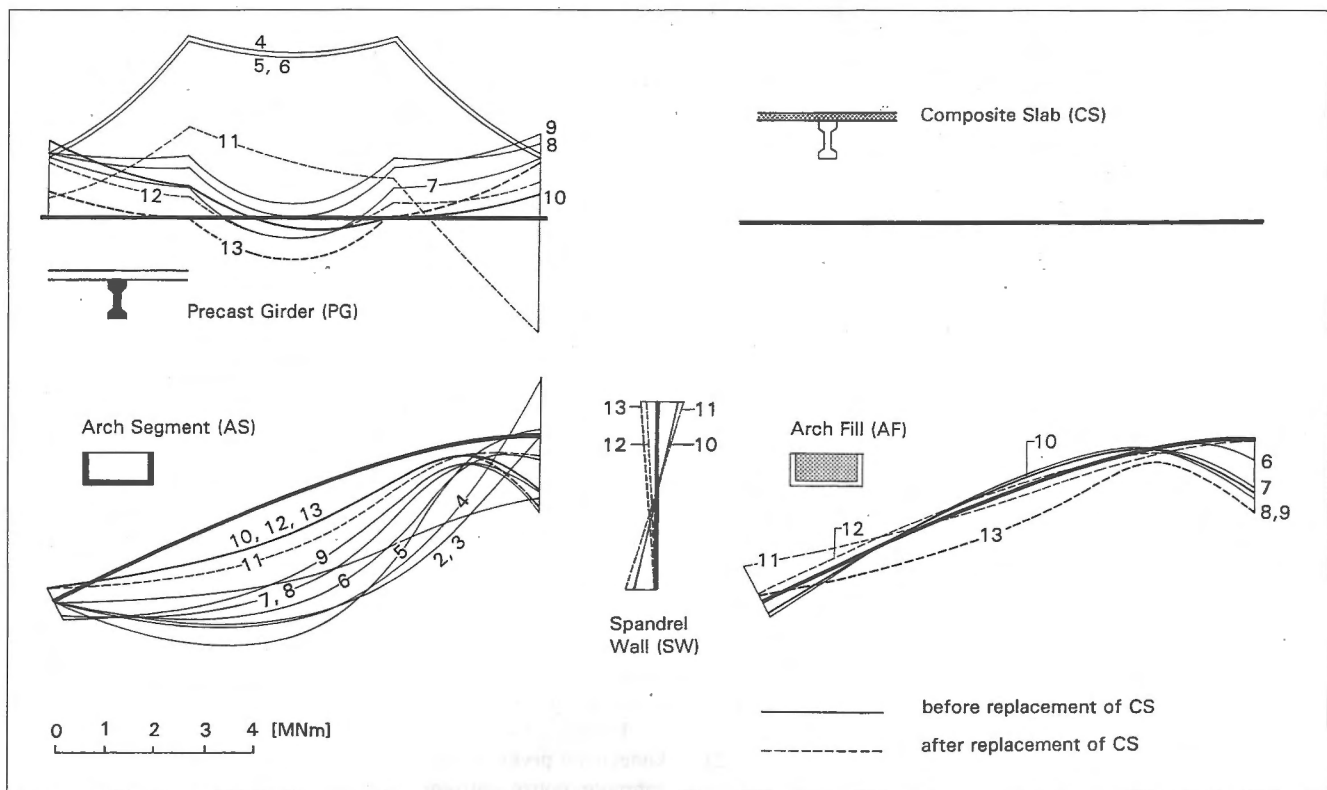
Je-li prvek zrušen nebo jsou-li změněny okrajové podmínky, jsou vnitřní síly a odpovídající reakce automaticky přičteny k zatěžovacímu vektoru.

2.1.3 Postup výpočtu

Metoda použitá při analýze je založena na postupném výpočtu, při kterém je řešený časový úsek rozdělen časovými uzly t_j ($j = 1, 2, \dots, n$). Výpočet v j -tém časovém uzlu zahrnuje tyto kroky:



Obr. 26 – Normálové síly v prefabrikovaném nosníku, sprážená deska, prefabrikovaném obloukovém segmentu a monolitické části oblouku – montážní kroky 1 až 13 (*composite slab – sprážená deska, precast girder – prefabrikovaný nosník, spandrel wall – piliřová stěna, arch segment – obloukový segment, arch fill – monolitická část oblouku, before replacement of CS – před výměnou sprážené desky, after replacement of CS – po výměně sprážené desky*)



Obr. 27 – Ohybové momenty v prefabrikovaném nosníku, spřažené desce, prefabrikovaném obloukovém segmentu a monolitické části oblouku – montážní kroky 1 až 13 (composite slab – spřažená deska, precast girder – prefabrikovaný nosník, spandrel wall – piliřová stěna, arch segment – obloukový segment, arch fill – monolitická část oblouku, before replacement of CS – před výměnou spřažené desky, after replacement of CS – po výměně spřažené desky)

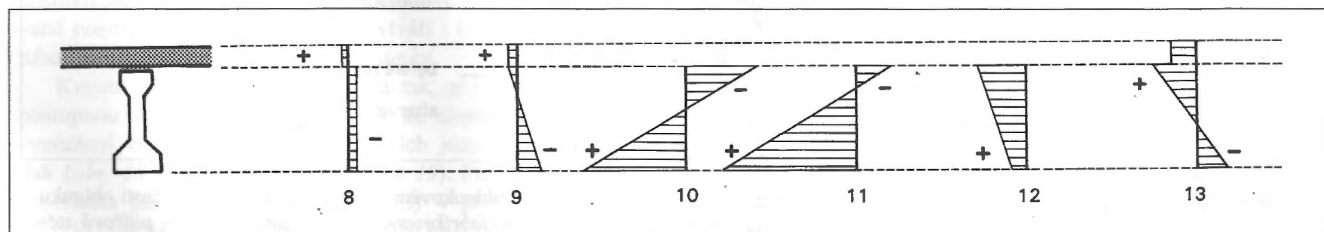
1. Přírůstky poměrných deformací, křivosti a smykových zkosení od dotvarování v intervalu $\langle t_{j-1}, t_j \rangle$ se vypočtou podle druhého členu rovnice (2). Zároveň jsou vypočteny také účinky smrštění.
2. Sestaví se zatěžovací vektor dF_p , který je ekvivalentní účinkům od poměrných deformací určených v kroku 1.
3. Vypočtou se matice tuhosti jednotlivých prvků K v čase t_j a je sestavena matice tuhosti K_g celé konstrukce.
4. Vyřeší se soustava rovnic $K_g d\Delta_g = dF_p$. Vektor přírůstků uzlových přemístění $d\Delta_g$ se přičte k vektoru celkových uzlových přemístění Δ_g .
5. Přírůstky vnitřních sil a přírůstky pružných poměrných deformací se vypočtou z přírůstků parametrů deformace na prvku.
6. Zavedou se změny v uspořádání konstrukce provedené v časovém uzlu t_j .
7. Určí se přírůstky poměrných deformací prvků zatížených předpětím nebo změnou teploty v časovém uzlu t_j . Veškeré změny předpětí vyvolané deformací konstrukce jsou automaticky zahrnuty v analýze v rámci přírůstků vnitřních sil.
8. Sestaví se zatěžovací vektor dF_z jako ekvivalent účinků poměrných přetvoření určených v kroku 7. Přírůstky jiných typů dlouhodobých zatížení zavedených v časovém uzlu t_j jsou přičteny k zatěžovacímu vektoru dF_z .

9. Je analyzován systém rovnic $K_g d\Delta_g = dF_z$. Vektor přírůstků uzlových deformací $d\Delta_g$ se přičte k vektoru celkových uzlových přemístění Δ_g .
10. Přírůstky vnitřních sil a poměrných deformací se určí z přírůstků parametrů deformace na prvku.
11. Přírůstky vnitřních sil určené v krocích 5 a 10 se přičtou k celkovým vnitřním silám. Přírůstky pružných poměrných deformací určené v krocích 5 a 10 jsou sečteny a uloženy k historii elastických deformací jako přírůstek v časovém uzlu t_j .
12. Návrat ke kroku č. 1 a provedení výpočtu pro časový uzel $j+1$.

2.2 Časová analýza mostu

Časová analýza byla provedena pro typické pole. S ohledem na symetrii konstrukce a symetrický postup výstavby byla řešena jen jedna jeho polovina s odpovídajícími okrajovými podmínkami na ose symetrie. Konstrukce byla modelována rovinným rámem sestaveným z prvků maximální délky 0,90 m – obr. 25.

Mostovka byla modelována sérií rovnoběžných prvků reprezentujících prefabrikované nosníky (precast girders – PG_c), příčníky, spřaženou desku (composite slab – CS_c), výztuž nosníků (rebars of the girders – PG_s), výztuž spřažené desky (rebars of the slab – CS_s) a bednění. Předpínací výztuž nosníků (prestressing steel of the girders – PG_p) byla modelována prvky s lineárním



Obr. 28 – Napětí ve spáře mezi prefabrikovaným nosníkem a středním monolitickým příčnickem – montážní kroky 1–13

průběhem výstřednosti. Referenční osa pro všechny prvky mostovky byla umístěna v těžištní ose nosníků.

Také *oblouk* byl modelován serií rovnoběžných prvků popisujících prefabrikované obloukové segmenty (precast arch segments – AS_c), monolitickou část oblouků (cast-in-place arch fill – AF_c), betonářskou výztuž obloukových segmentů (rebars of the arch segments – AS_s), betonářskou výztuž monolitické části oblouků (rebars of the arch fill – AF_s), předpínací výztuž prefabrikovaných obloukových segmentů (prestressing steel of the precast arch segments – AS_p) a kabely spojitosti (continuity tendons CT). Referenční osa pro všechny prvky oblouku byla situována v těžištní ose prefabrikovaných segmentů.

Pilířová stěna byla modelována svislými prvky s referenční osou situovanou v těžištích průřezů stěny. Spojení těžišť průřezů stěny a oblouků s mostovkou bylo modelováno velmi tuhými prvky.

Časová analýza sledovala postup výstavby montáže a betonáže všech prvků. Konstrukce byla analyzována v 70 časových uzlech. Změny konstrukčního systému nebo zatížení se provedly v těchto krocích – *obr. 19*:

1. Čas 7 dní (uzel 2) – předepnutí obloukových segmentů na skládce.
2. Čas 60 dní (uzel 7) – montáž prefabrikovaných obloukových segmentů.
3. Čas 90 dní (uzel 10) – betonáž střední spáry mezi obloukovými segmenty, betonáž prefabrikovaných nosníků.
4. Čas 97 dní (uzel 13) – předepnutí střední spáry krátkými kabely spojitosti, demontáž prozatímní střední podpěry, předepnutí nosníků.
5. Čas 120 dní (uzel 17) – betonáž monolitické části oblouku a pilířových stěn.
6. Čas 150 dní (uzel 20) – montáž prefabrikovaných nosníků.
7. Čas 180 dní (uzel 23) – betonáž příčníků a sprážené desky.
8. Čas 195 dní (uzel 26) – odsružení nosníků – odstranění jejich montážního podepření nad pilířovými stěnami a uprostřed rozpětí.
9. Čas 210 dní (uzel 28) – provedení chodníků a zábradlí.
10. Čas 10950 dní (uzel 47).
11. Čas 10950 dní (uzel 48) – odstranění zábradlí, chodníků a sprážené desky.
12. Čas 10970 dní (uzel 53) – betonáž sprážené desky a provedení chodníků a zábradlí
13. Čas 22000 dní (uzel 70).

Výpočtem konstrukce se získaly deformace a vnitřní síly ve všech elementech a ve všech časových uzlech. Na *obr. 26* a *27* jsou uvedeny průběhy rozhodujících vnitřních sil v betonových prvcích konstrukce v krocích 1 až 13. Časová analýza umožnila určit napětí ve všech prvcích a navrhnout výztuž spojení mezi prefabrikovanými a monolitickými prvky. Jako příklad jsou na *obr. 28* uvedena napětí ve spáře mezi prefabrikovanými nosníky a monolitickým příčnickem. V průběhu času se tahová napětí vyskytují jak při horních, tak i dolních vláknech. Pro jejich zachycení bylo nutno navrhnout betonářskou nebo předpínací výztuž vystupující z nosníků a zakotvenou v příčně předpjatých příčnicích.



Obr. 18 – Postupná výstavba mostu



Obr. 21 – Prefabrikované obloukové segmenty 9. pole



Obr. 22 – Betonáž monolitické části oblouku v 8. poli



Obr. 23 – Montáž prefabrikovaných nosníků



Obr. 29 – Betonáž prefabrikovaného obloukového segmentu



Obr. 31 – Prefabrikované obloukové segmenty 6. pole

3 Postup výstavby

V říjnu 1991 byl starý most uzavřen a byla zahájena jeho demolice. Dodavatel měl jenom 24 měsíců pro demolici starého a stavbu nového mostu. Vlastní stavba nového mostu byla zahájena v lednu 1992. Výkopy a betonáž základů vnitřních podpěr postupovaly současně s výstavbou opěr a opěrných zdí. Pilíře se betonovaly do ocelového bednění, do kterého se vkládaly panely z překližky a polystyrénu vytvářející pohledový reliéf v betonu. Polystyrénové panely byly odstraněny z betonu až těsně před otevřením mostu a tvořily tak jeho účinnou ochranu po celou dobu výstavby.

Prefabrikované segmenty se betonovaly a předpínaly ve výrobě *PBM Concrete* v Rochelle ve státě Illinois, 180 km od staveniště. Pro výrobu 64 segmentů byly použity dvě formy (obr. 29 – viz barevnou přílohu). Obloukové segmenty byly před vyzdvížením z formy částečně předepruty. Po vyzdvížení byly segmenty předepruty plně a dopraveny na stavbu.

Obloukové segmenty byly montovány dvojicí automobilových jeřábů, které je umístily na hlavice pilířů a montážní podpěry (obr. 30 a 31 – viz barevnou přílohu). Proti vodorovnému pohybu byly zajištěny ocelovými podložkami vloženými mezi prefabrikované segmenty a pilířové bloky. Po vybetonování a předeprnutí střední spáry byly oblouky odskruzeny – obr. 32 – viz barevná příloha. Dále následovalo osazení betonářské výztuže a betonáž monolitické části oblouků (obr. 14 a 22 – viz barevná příloha). Ta se provedla ve dvou 6 m dlouhých pohyblivých formách přikotvených k betonářské výztuži. Betonovalo se ve dvou pracovních skupinách o 10 lidech, pracujících současně ve směru od pilířů ke středu oblouků. Dodavatel vybetonoval čtyři žebra během jedné pracovní směny. Protože žebra byla také betonována v zimních měsících, bylo nutno beton ohřívát, chránit ho tepelnou izolací z polystyrénu a musel se vhnět teplý vzduch do obalu, ve kterém byla oblouková žebra zabalena.

Po vybetonování oblouků se betonovaly *pilířové stěny* a následně se osadila skruž a bednění pro montáž prefabrikovaných nosníků. Skruž tvořily ocelové nosníky přikotvené k pilířovým stěnám a ke středu oblouků (obr. 33 – viz barevnou přílohu). Po montáži prefabrikovaných nosníků (obr. 23 – viz barevnou přílohu) byly současně betonovány příčníky i deska celého mostního pole. Protože přenos sil mezi jednotlivými prefabrikovanými prvky je zajištěn výztuží zakotvenou v monolitickém betoně příčníků, bylo nutno zajistit, aby se přilnavost betonu neporušila deformací nosníků během betonáže. Proto bylo předepsáno použití *zpomalovače tuhnutí*, který zajistil, že beton příčníků zůstal plastický po celou dobu betonáže mostovky. Množství zpomalovače použitého při betonáži jednotlivých příčníků bylo odlišné v závislosti na postupu betonáže. S ohledem na hustotu výztuží příčníků byl v jejich betonu také použit superplastifikátor.

Výstavba mostu pokračovala podle harmonogramu bez jakýchkoliv významných problémů (obr. 34 a 35 – viz barevnou přílohu). Poslední betonáž mostovky byla provedena v červenci 1993. Dodavatel tak měl dostatek času na betonáž betonového zábradlí a montáž speciálního osvětlení. Most byl otevřen podle předpokladu v listopadu 1993 – obr. 36 – viz barevnou přílohu. Na jaře následujícího roku byly provedeny sadové úpravy.

Závěr

Účelnou kombinací prefabrikovaného a monolitického betonu se podařilo navrhnout esteticky zajímavou konstrukci, která splnila protichůdné požadavky města a státu. Celková cena rekonstrukce včetně demolice starého mostu byla 13,8 mil. \$. Podrobná analýza prokázala, že realizovaný most byl oproti klasické monolitické konstrukci o 2 mil. \$ levnější. Porovnání *obr. 2* a *obr. 6*, kde jsou zobrazeny skruže původního a nynějšího mostu, jasně ukazují pokrok v technice a vědě, kterého stavebnictví dosáhlo.

Most byl kladně přijat jak laickou, tak i odbornou veřejností. Projekt mostu získal v roce 1994 cenu *Honor Award* v soutěži organizované *American Consulting Engineers Council (ACEC)*. Ve stejném roce dále získal ceny *Design Award* a *Industry Advancement Award*, které každoročně uděluje *Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI)* v Chicagu, Illinois. Porota PCI ocenila využití prefabrikovaného betonu pro tradiční obloukovou konstrukci, která dostala nový, architektonicky zajímavý tvar. Porota však především hodnotila účelné využití prefabrikovaného betonu jako nosného prvku, který současně převzal funkci skruže i bednění pro následně betonované konstrukční prvky.

Oběma autory byly v nedávné době vypracovány rozsáhlé parametrické studie zhodnocující vliv rozdílné hladiny napětí betonových prvků různého stáří na velikost přerozdělení vnitřních sil vyvolaných dotvarováním a smršťováním betonu. Dále se studovaly další konstrukční typy, u kterých lze výhodně využít prefabrikovaných prvků v kombinaci s monolitickým betonem pro architektonicky zajímavé konstrukce nejen mostního, ale i pozemního stavitelství. Autoři věří, že budou mít příležitost realizovat tyto konstrukce nejen v zahraničí, ale i doma.

Zúčastnění

Vlastníkem mostu je město Milwaukee, investorem bylo oddělení dopravy státu Wisconsin. Projekt mostu vypracovala projekční kancelář *CH2M Hill* z Milwaukee ve spolupráci s *C. Redfieldem* z Mill Valley, Kalifornie. Vedoucím projektu byl *S. Wanders*, zodpovědným projektantem byl *M. Maday*. *J. Strásky* vypracoval koncept řešení a kontrolu projektu. V rámci kontrolního výpočtu provedl ve spolupráci s *J. Navrátelem* podrobnou časovou analýzu postupu výstavby.

Dodavatelem stavby byla firma *Lunda Construction Company* z Black River Falls, Wisconsin. Prefabrikované obloukové segmenty byly vyrobeny firmou *PBM Concrete* z Rochelle, Illinois, prefabrikované nosníky firmou *Spancrete Industries* z Waukesha, Wisconsin.

Literatura

[1] Wanders S., Maday M., Redfield C., Strasky J.: Wisconsin Avenue Viaduct, Milwaukee, Wisconsin, USA. *PCI Journal*, September/October 1994, s. 20–34.



Obr. 33 – Konstrukce před montáží prefabrikovaných nosníků



Obr. 34 – Konstrukce před dokončením



Obr. 36 – Pohled na dokončenou konstrukci



Obr. 30 – Prefabrikované obloukové segmenty 3. pole



Obr. 35 – Konstrukce před dokončením

[2] Wanders S., Maday M., Redfield C., Strasky J.: Wisconsin Avenue Viaduct, Milwaukee, Wisconsin, USA. *L'Industria Italiana del Cemento* – v tisku.

[3] Stráský J., Navrátil J.: Time-dependent Analysis of the Wisconsin Avenue Viaduct, Wisconsin USA, *Proc. of the Third International Kerensky Conference on Global Trends in Structural Engineering*, Singapore, July 1994, s. 589–596.

[4] Navrátil J.: Časově závislá analýza rámových konstrukcí, *Stavebnícky časopis*, 1992/7 (40), s. 429–451.

[5] ČSN 73 6207–93 *Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu*, Český normalizační institut, 1993.

[6] ČSN 73 1201–86 *Navrhování betonových konstrukcí*, ÚNM Praha.

[7] CEB–FIB Model Code 1990, Comité Euro–International du Béton, Lausanne.

Prof. Ing. Jiří Stráský, CSc., P.E., vedoucí Ústavu betonových a zděných konstrukcí, Vysoké učení technické, Stavební fakulta, Údolní 53, 662 42 Brno, tel.: 05–43167 243, fax: 05–43212 106 & technický ředitel, STRÁSKÝ, HUSTÝ A PARTNEŘI, Inženýrská kancelář, s.r.o., Bohunická 50, P.B. 641, 639 41 Brno, tel.: 05–43214 085, fax: 05–324 574

Ing. Jaroslav Navrátil, CSc., Ústav betonových a zděných konstrukcí, Vysoké učení technické, Stavební fakulta, Údolní 53, 662 42 Brno, tel.: 05–43167 223, fax: 05–43212 106

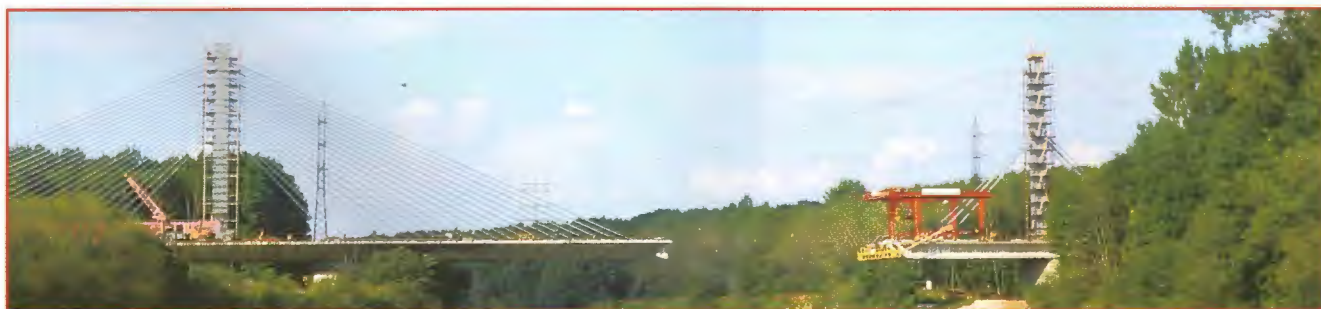


STRÁSKÝ, HUSTÝ A PARTNEŘI, Inženýrská kancelář s.r.o.

Bohunická 50, P.B. 641, 639 41 Brno
tel.: 05-43214 085 fax: 05-324 5741

Nezávislá inženýrská kancelář s praktickými zkušenostmi s návrhem a prováděním monolitických a prefabrikovaných betonových konstrukcí všech statických systémů realizovaných jak v České a Slovenské republice, tak i v Západní Evropě, Severní Americe a Asii.

Partneři jsou autorizovanými inženýry v České republice a ve Spojených státech.



Studie, projekty pro územní rozhodnutí a stavební řízení, dodavatelská dokumentace, lineární a nelineární statické a dynamické výpočty, nezávislá kontrola projektu.

Tvořivý přístup k architektonickému a konstrukčnímu řešení a inovačním technologiím byl oceněn nejen domácími cenami v soutěžích „Hledáme dokonalé projekty“ a „Stavba roku“, ale i prestižními mezinárodními cenami udělenými Hannoverskou Universitou a organizacemi FIP (Federation Internationale de la Precontrainte), Portland Cement Association, Precast/Prestressed Concrete Institute a American Consulting Engineers Council's (ACEC).



Obr. 30 – Prefabrikované obloukové segmenty 3. pole



Obr. 35 – Konstrukce před dokončením

[2] Wanders S., Maday M., Redfield C., Strasky J.: Wisconsin Avenue Viaduct, Milwaukee, Wisconsin, USA. *L'Industria Italiana del Cemento* – v tisku.

[3] Stráský J., Navrátil J.: Time-dependent Analysis of the Wisconsin Avenue Viaduct, Wisconsin USA, *Proc. of the Third International Kerensky Conference on Global Trends in Structural Engineering*, Singapore, July 1994, s. 589–596.

[4] Navrátil J.: Časově závislá analýza rámových konstrukcí, *Stavebnický časopis*, 1992/7 (40), s. 429–451.

[5] ČSN 73 6207–93 *Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu*, Český normalizační institut, 1993.

[6] ČSN 73 1201–86 *Navrhování betonových konstrukcí*, ÚNM Praha.

[7] CEB–FIB Model Code 1990, Comité Euro–International du Béton, Lausanne.

Prof. Ing. Jiří Stráský, CSc., P.E., vedoucí Ústavu betonových a zděných konstrukcí, Vysoké učení technické, Stavební fakulta, Údolní 53, 662 42 Brno, tel.: 05–43167 243, fax: 05–43212 106 & technický ředitel, STRÁSKÝ, HUSTÝ A PARTNEŘI, Inženýrská kancelář, s.r.o., Bohunická 50, P.B. 641, 639 41 Brno, tel.: 05–43214 085, fax: 05–324 574

Ing. Jaroslav Navrátil, CSc., Ústav betonových a zděných konstrukcí, Vysoké učení technické, Stavební fakulta, Údolní 53, 662 42 Brno, tel.: 05–43167 223, fax: 05–43212 106



STRÁSKÝ, HUSTÝ A PARTNEŘI, Inženýrská kancelář s.r.o.
Bohunická 50, P.B. 641, 639 41 Brno
tel.: 05-43214 085 fax: 05-324 5741

Nezávislá inženýrská kancelář s praktickými zkušenostmi s návrhem a prováděním monolitických a prefabrikovaných betonových konstrukcí všech statických systémů realizovaných jak v České a Slovenské republice, tak i v Západní Evropě, Severní Americe a Asii.

Partneři jsou autorizovanými inženýry v České republice a ve Spojených státech.



Studie, projekty pro územní rozhodnutí a stavební řízení, dodavatelská dokumentace, lineární a nelineární statické a dynamické výpočty, nezávislá kontrola projektu.

Tvořivý přístup k architektonickému a konstrukčnímu řešení a inovačním technologiím byl oceněn nejen domácími cenami v soutěžích „Hledáme dokonalé projekty“ a „Stavba roku“, ale i prestižními mezinárodními cenami udělenými Hannoverskou Universitou a organizacemi FIP (Federation Internationale de la Precontrainte), Portland Cement Association, Precast/Prestressed Concrete Institute a American Consulting Engineers Council's (ACEC).