

KLENBOVÉ MOSTY

Ing. Radim Nečas, Ph.D.



Ústav betonových a zděných k-cí
Veveří 331/95
602 00 Brno



+420 541 147 855



+420 549 250 218

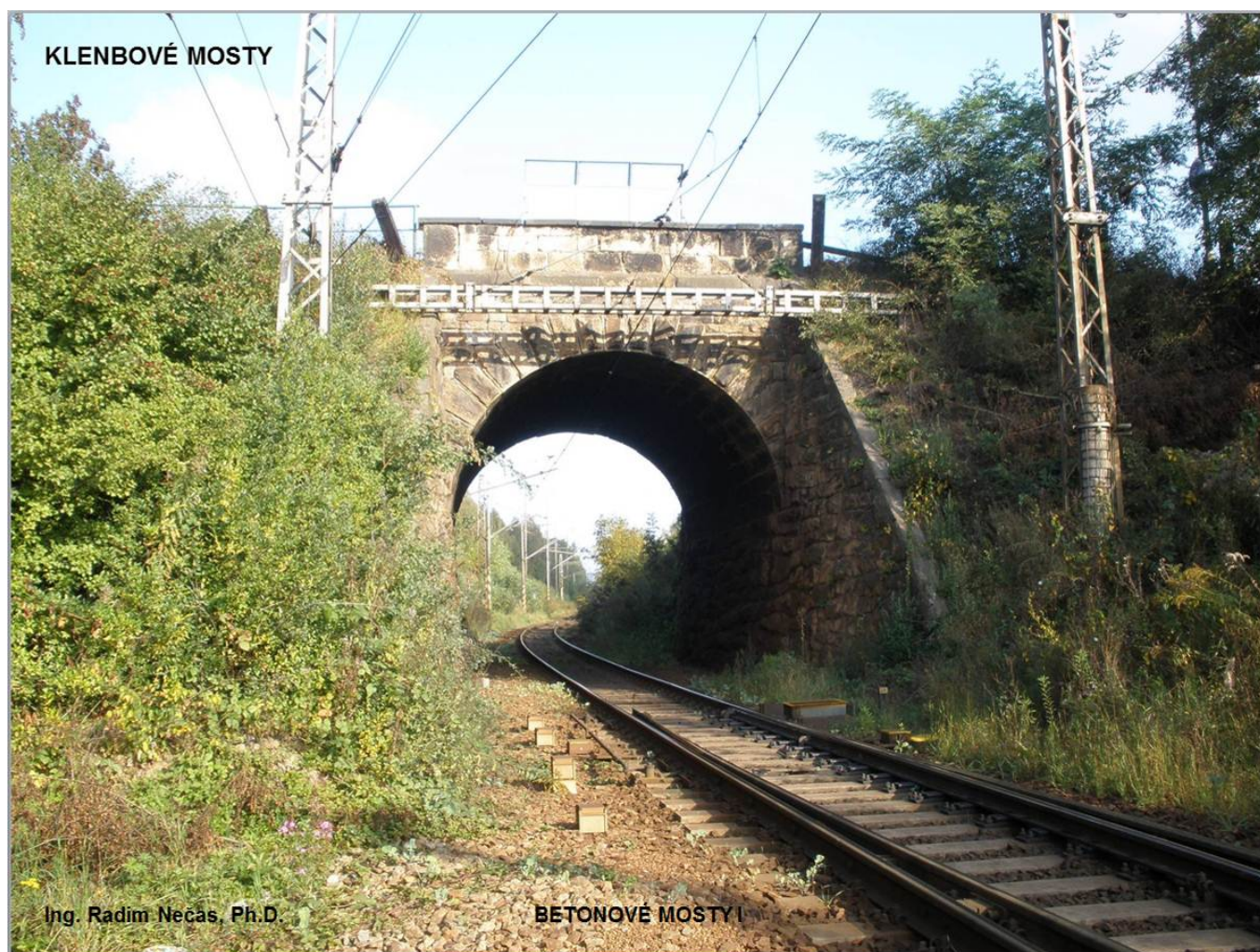


necas.r@fce.vutbr.cz

URL

www.fce.vutbr.cz

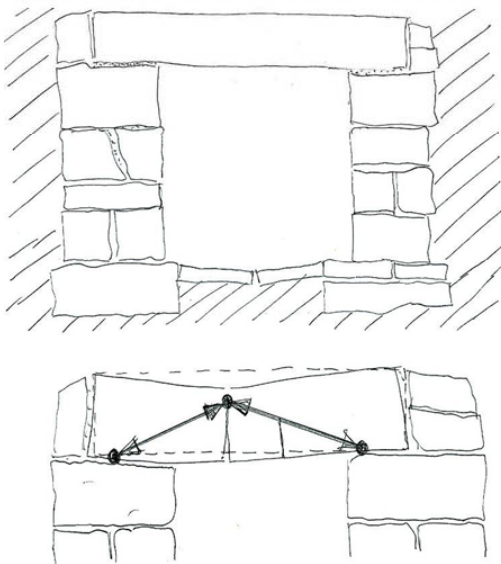
1



KLENBOVÉ MOSTY

1. VZNIK KLENEB

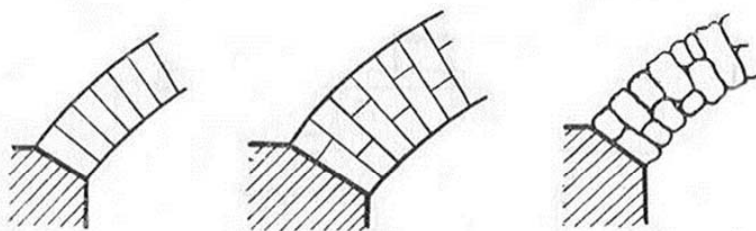
U malých otvorů se nejprve provádělo prosté přeložení (překlenutí, zastropení) kamennými kvádry. Kvádry vzdorovaly účinkům zatížení stálého i nahodilého svojí ohybovou tuhostí. Pro bezpečnost těchto nejjednodušších konstrukcí byla pevnost kamene v tahu za ohybu. Tyto stavby byly stavěny bez jakýchkoli výpočtů, pouze na základě zkušenosti. Použily se pro světlosti otvorů do **1.2 m**.



Po překročení pevnosti použitých kamenů v tahu za ohybu se nosné prvky zlomily (porušily svislou trhlinou). Přestože nastal pohyb odlomených částí, v některých případech se takové překlady nezřítily. Opřely se totiž v tlačené (horní) části průřezu o sebe při vzniku jiné statické soustavy, která připomíná **klenbové působení**.

2. KONSTRUKCE KLENEB

Klenbami označujeme konstrukce, které jsou namáhány pouze tlakem. Tahová napětí jsou v průřezích buď zcela vyloučena, nebo nevedou k selhání klenby. Materiálem přenášející tlakové namáhání bylo odedávna kamenné a cihelné zdivo.



Klenba z ložného tesaného kamene, z lomového kamene

Životnost kamenných kleneb z nenasákavých hornin (žula, rula, vápenec, některé druhy pevných pískovců) je výrazně vyšší, než životnost kleneb cihelných.

Tvary kleneb:

- * kruhové
- * segmentové
- * parabolické

Materiál kleneb:

- * kámen (žula, rula, pískovec, opuka, vápenec)
- * cihly pálené
- * kombinace cihelného (vlastní klenba) a kam. zdiva (opěry)
- * beton



5

Ing. Radim Nečas, Ph.D.

BETONOVÉ MOSTY I



6

Ing. Radim Nečas, Ph.D.

BETONOVÉ MOSTY I

Tloušťky kleneb z kamenného zdiva bývají **min. 400 mm** při rozpětí **$L = 3$ až 5 m**, při větším rozpětí dosahují běžně až **800 mm** (**$L = 6$ až 10 m**).

Tloušťky kleneb z cihelného zdiva bývají **min. 300 mm** při rozpětí **$L = 3$ až 5 m**, při větším rozpětí se zvětšují po násobcích skladebného modulu použitých cihel; běžně až **600 mm** (**$L = 5$ až 8 m**).



Tloušťka klenby ve vrcholu závisí na tvaru klenby, na zatížení a na **plochosti f/L** . Předběžně se volí podle empirických vzorců.

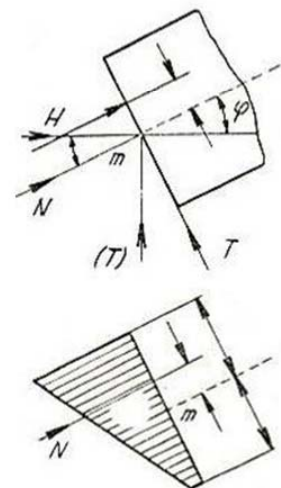
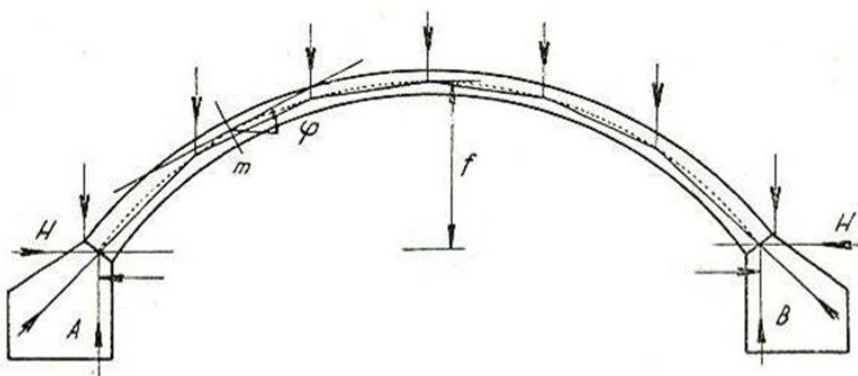
Konstrukční zásady kleneb z prostého, nebo slabě vyztuženého betonu se přebírají z kleneb zděných.

Beton dosahuje mnohem vyšších pevností, proto je možné konstruovat bet. klenby na větší rozpětí (tyto konstrukce pak označujeme jako oblouky).

3. PODSTATA OBLOUKOVÉHO PŮSOBNÍ

Šikmé reakce opěr a zatížení se skládají v **obloukovou výslednici, tlakovou čáru**. Shoduje-li se střednice konstrukce (spojnice těžišť) s tlakovou čarou, je oblouk ve všech průřezích namáhán tlakem, jehož výslednice **N** je hlavně závislá na vodorovné složce reakce opěry **H** . Je tím větší, čím je větší rozpětí oblouku **L** a čím menší je jeho vzepětí **f** (výška vrcholu oblouku nad spojnici patek). Síly **(T)** jsou svislé posouvající síly, **φ** je úhel sklonu tečny ke střednici v místě vyšetřovaného průřezu.

$$N = H \cos \varphi + (T) \sin \varphi$$



Oblouková síla H a síly (T) rostou také se zatížením. V ideálním případě je oblouk vlivem vlastní tíhy a tíhy násypu a vozovky tlačén konstantním napětím v celém průřezu. Vytvoří se tak přirozená **rezerva tlakového napětí (gravitační předpětí)**, která může být potom využívána pro eliminaci tahových napětí vznikajících vlivem pohyblivého zatížení.

Výpočet vnitřních sil

Výpočet vnitřních sil se dříve prováděl analytickým řešením oblouků, jehož výsledkem byly vzorce pro výpočet staticky neurčitých veličin:

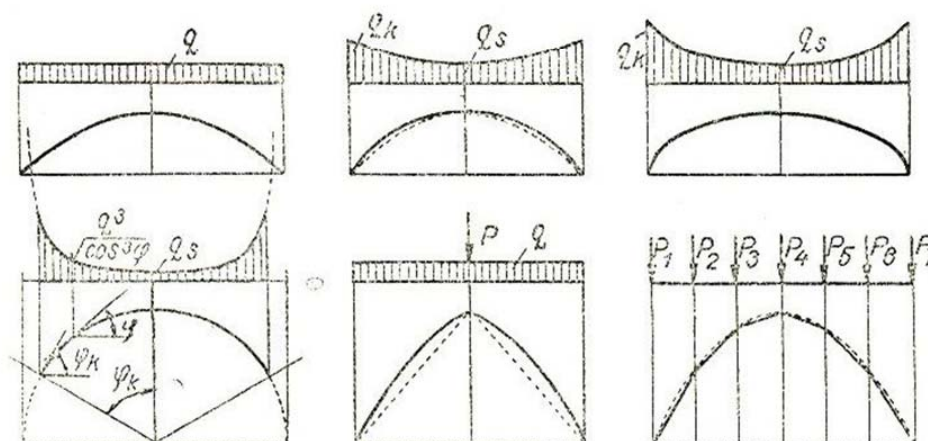
vodorovné síly H , posouvající síly T a ohybového momentu M .

Za základní staticky určitou soustavu lze volit např. dvě konzoly, které vzniknou rozříznutím oblouku ve vrcholu.

Na základě analytického řešení byly zpracovány tabulky pro řešení oblouků, jež byly s výhodou používány v praxi.

Tvar oblouku

Tvar oblouku je určen podmínkou nejmenších (ideálně nulových) ohybových momentů od stálého zatížení. Rovnoměrnému zatížení q vyhovuje střednice parabolická, zatížení rostoucímu k patám (opěrám) střednice ve tvaru paraboly vyšších stupňů, ve zvláštních případech i elipsa (používaná často u kamenných mostů), kruhová střednice pro zatížení rostoucí k patám k nekonečnu, gotický oblouk pro rovnoměrné se silou uprostřed, mnohoúhelník pro soustavu osamělých břemen.



Kruhový oblouk odpovídá teoreticky zatížení rostoucímu od vrcholu klenby z hodnoty q_s k patám s hodnotu q v libovolném místě podle vzorce

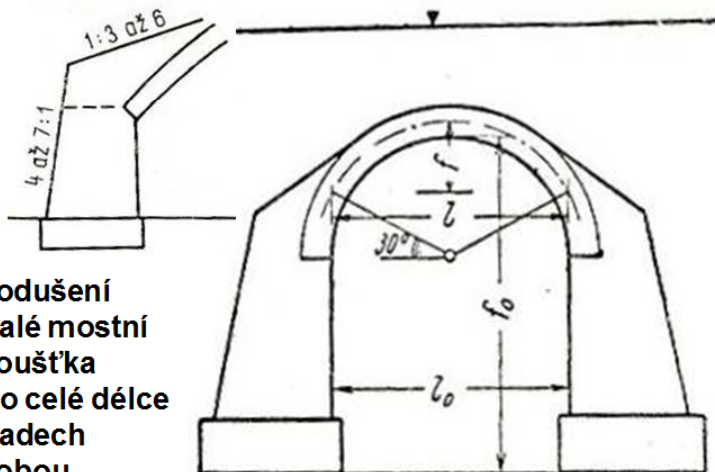
$$q = \frac{g_s}{\cos^3 \varphi}$$

kde φ je úhel tečny ke kružnici ve vyšetřovaném bodě.

Nad podporou je $\varphi_k = \pi/2$, q nabývá velikosti $q_k = \infty$.

Skutečné zatížení nemůže této hodnoty nabýt a proto kruh nevyhovuje pro tvar střednice teoreticky nikdy. Kruhový segment vyhovuje pro oblouky s patkami v úhlu $\varphi_k = 60^\circ$.

Proto se při přijatelné míře zjednodušení používá kruhová střednice pro malé mostní klenby až do rozpětí cca **15 m**. Tloušťka průřezu se navrhuje konstantní po celé délce klenby. Klenba se v běžných případech uvažuje jako oblouk vetknutý na obou koncích.

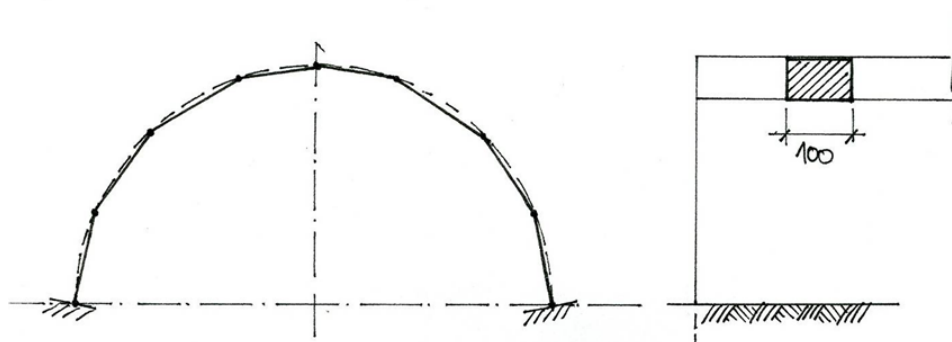


4. STATICKÁ ANALÝZA – prutovým modelem

Nejjednodušším výpočtovým modelem je **prutový model** (vystihující pruh klenby široký 1m). K vlivu stěnové tuhosti čelních stěn se tedy nepřihlíží.

Klenba se nahrazuje střednicí. Kružnice (nebo jiný tvar) lze nahradit dostatečně hustým **polygonem přímých prutů** (body polygonu leží na střednici vyšetřované konstrukce). Dělení lze stanovit buď na základě shodných délek stran polygonu, nebo na základě shodných středových úhlů. Obvykle postačuje nahrazení poloviny klenby alespoň 10 přímými pruty.

V běžných případech se považují paty klenby vetknuté do opěr.



Stálé zatížení násypem a vozovkou se nahrazuje různě velkými svislými silami působícími ve vrcholech polygonu.

Proměnná zatížení je buď rovnoměrné na vozovce, nebo se tlaky kol roznášejí násypem pod úhlem 2:1 až ke střednici klenby. Následně se opět tato spojitá zatížení rozpočítají do sil v uzlech.

Spolupůsobením násypu za rubem klenby je bráněno zatlačování klenby do násypu. Zatížení kolem středu klenby bývá kritické (zvýšené ohybové namáhání vede na vznik velkých ohybových momentů – při větší excentricitě než je velikost jádrové úsečky je část průřezu tažena), zapojení násypu vede na zmenšení deformace a tedy i na zmenšení momentů ve vrcholu. Násyp lze vystihnout náhradními pružinami.

Dimenzování průřezů klenby ve vrcholu, ve čtvrtinách rozpětí a v patě pro dvojice sil **N** a **M** se provádí podle příslušných dimenzovacích norem (klenby zděné ze zdiva kamenného nebo cihelného, klenby betonové).

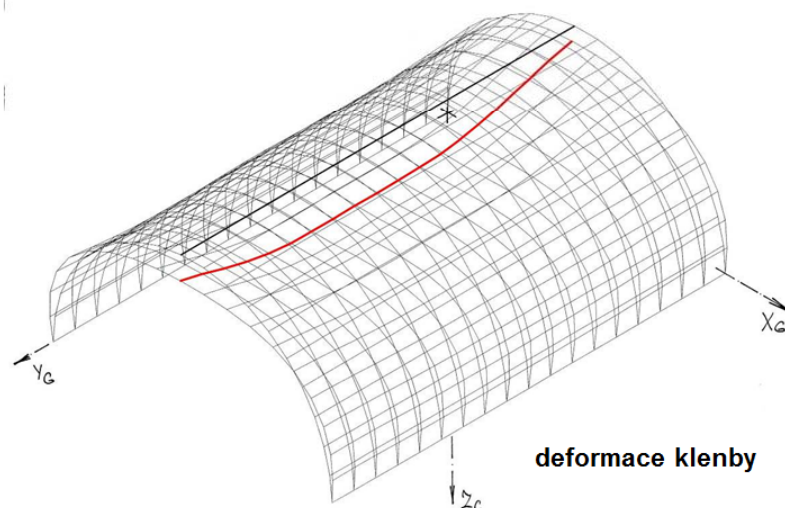
Plošný model – klenba jako skořepina

Volíme-li globální souřadnicový systém tak, že osa X_g je orientována ve směru rozpětí a osa Y_g kolmo k rovině čela klenby, potom momenty M_x a síly N_x odpovídají vnitřním silám na prutovém modelu.

Navíc lze z modelu získat momenty M_y a síly N_y ve směru příčném a krouticí moment M_{xy} .

V příčném směru není zdivo klenby nijak vyztuženo a ani se zde neprojevuje příznivé gravitační předpětí jako ve směru podélném.

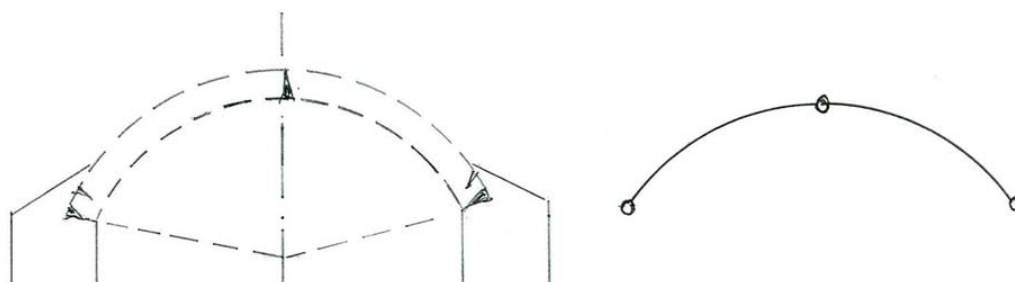
Pomocí skořepinového modelu lze vysvětlit časté poruchy (trhlíny v pod. směru) uprostřed a při okrajích klenby.



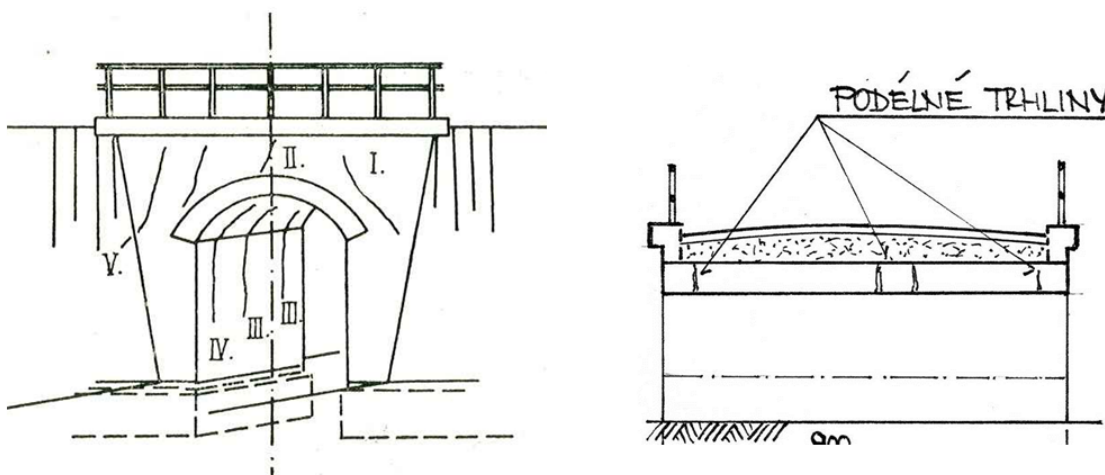
5. PORUCHY KLENEB

Příčné trhliny přímo ovlivňují hlavní nosný směr klenby; jsou deformačním projevem překročení únosnosti průřezu klenby v místě trhliny.

Klenba potom přechází v jinou statickou soustavu, kdy vkládáme do statického modelu v místě trhliny klouby a konstrukci analyzujeme a dimenzujeme pro změněnou statickou soustavu. Takto lze do klenby vkládat tolik kloubů, dokud nenastane ztráta tvarové určitosti.



Podélné trhliny dělí konstrukci na několik samostatně působících klenbových pásů za vzniku výrazného vodorovného odsouvání čel od klenby; jsou deformačním projevem překročení únosnosti podélných průřezů klenby v tahu. Kromě působících příčných sil vznikajících prostorovým působením klenby tuto poruchu významně ovlivňují vodorovná složka zemního tlaku působící na klenbu a čelní zdi a účinky periodického zamrzání srážkové vody zatékající za rub čel a také do trhlin v jejich inicializační stadiu.





Ing. Radim Nečas, Ph.D.

BETONOVÉ MOSTY I

17



Ing. Radim Nečas, Ph.D.

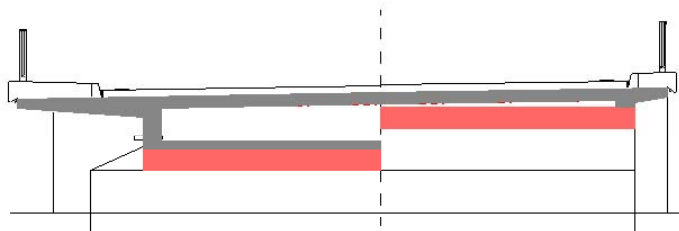
BETONOVÉ MOSTY I

18

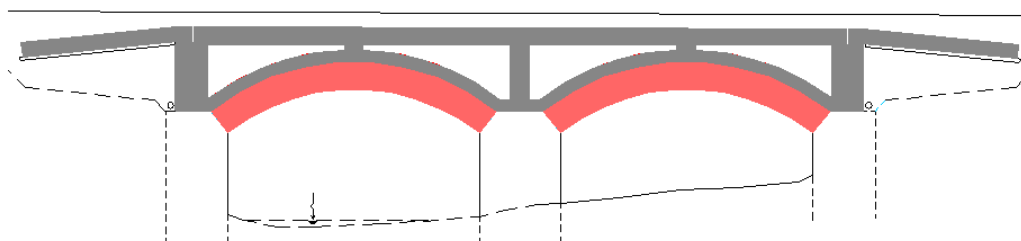
6. ZESILOVÁNÍ KLENEB

Zesilování kleneb **v podélném směru** není příliš časté (neporušené klenby mívají v podélném směru zpravidla dostatečnou únosnost).

K zesilování se přistupuje v souvislosti s nutností rozšířit komunikaci, potom lze klenbu využít jako bednění pro novou železobetonovou konstrukci.

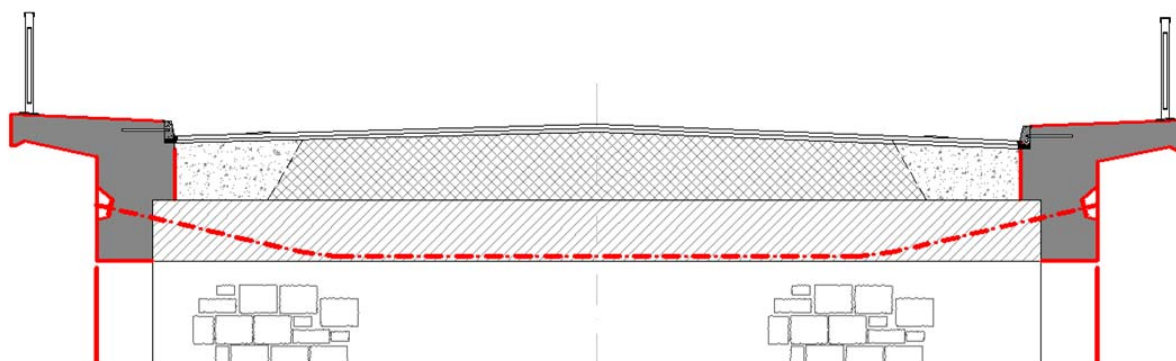


Zesílení klenby a její rozšíření lze provést novou rubovou konstrukcí, která využívá opěr původní klenby a vlastní zdivo klenby ve fázi betonáže jen jako bednění.



Zesilování kleneb **v příčném směru** je běžně používané v těch případech, kdy je hlavní nosný směr (podélný) dostatečně únosný a **klenba je porušována podélnými trhlinami, odkláněním čelních zdí, případně rozpadem čelních zdí.**

Pro zesílení lze použít kombinaci příčného předpětí klenby (použití monostrendů) s novými železobetonovými čelními stěnami. Příčné předpětí účinně eliminuje tahy vznikající skutečným prostorovým působením kleneb. Nové železobetonové čelní stěny lze využít pro kotvení přepínacích kabelů a také pro značné rozšíření mostu v příčném směru.



Statické zajištění klenby ev.č. 11-061 v obci Rybná nad Zdobnicí

Most ev.č. 11-061 Rybná nad Zdobnicí, povodní strana



Vyklonění čelní
zdi až 180 mm.

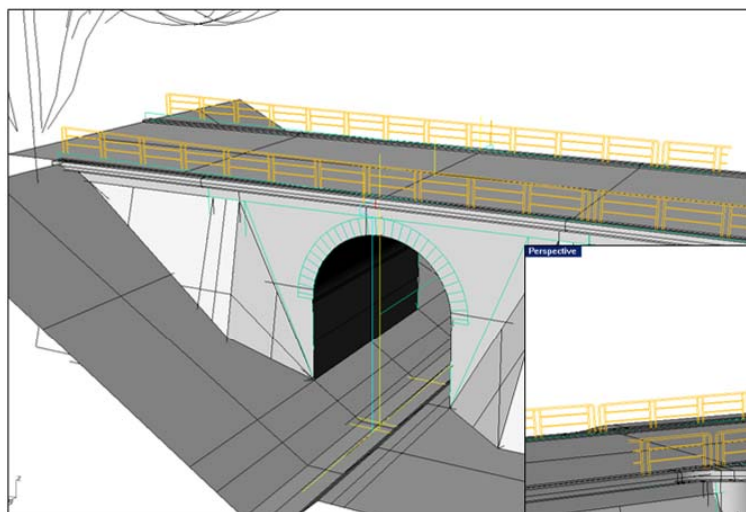


Most ev.č. 11-061 Rybná nad Zdobnicí, návodní strana

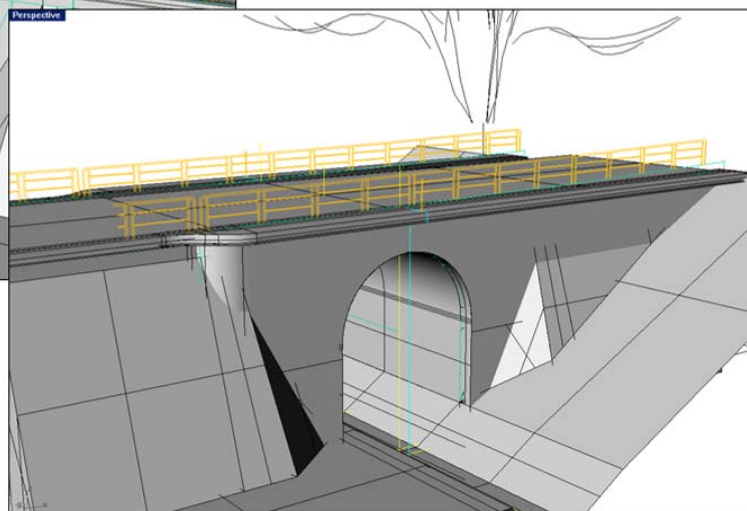
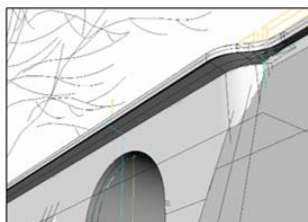
Porušení klenby:

- * podélnými trhlinami,
- * odkláněním čelních zdí,
- * rozpadem čelních zdí.





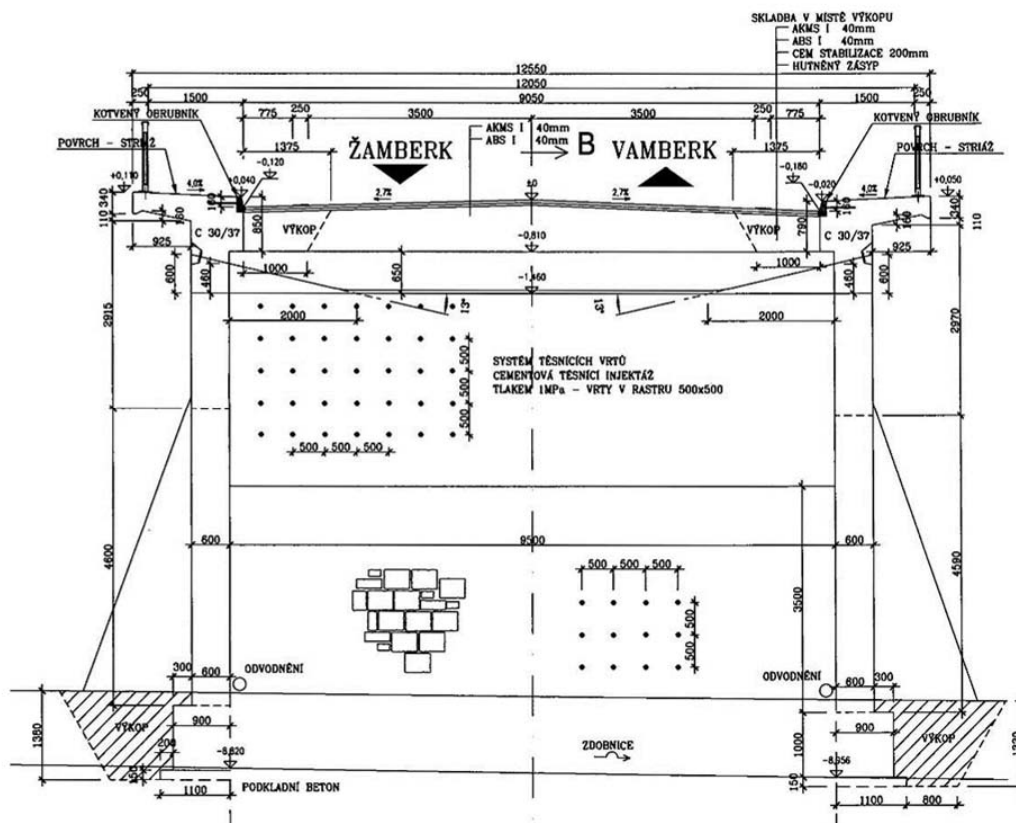
Vizualizace možného zesílení klenby kombinací příčného předpětí s novými železobetonovými čelními stěnami.



Ing. Radim Nečas, Ph.D.

BETONOVÉ MOSTY I

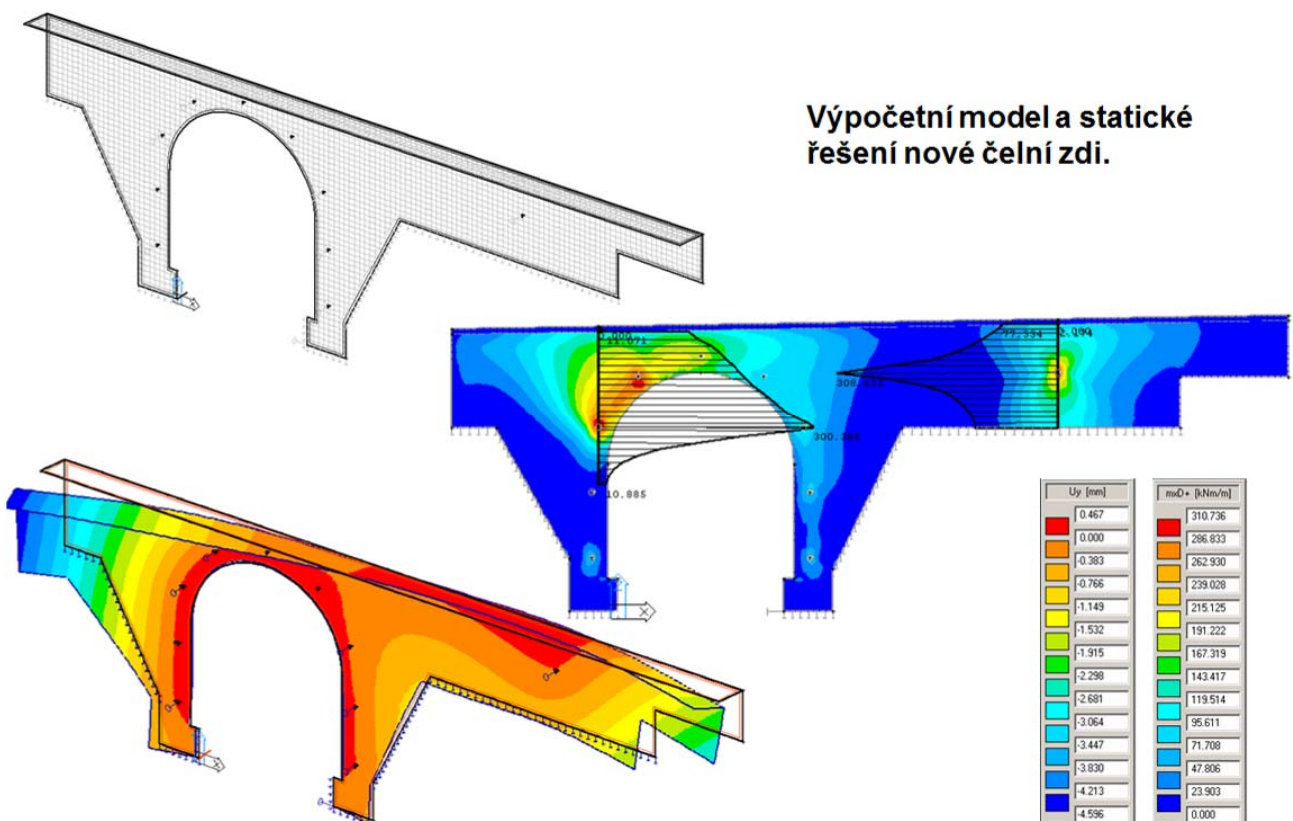
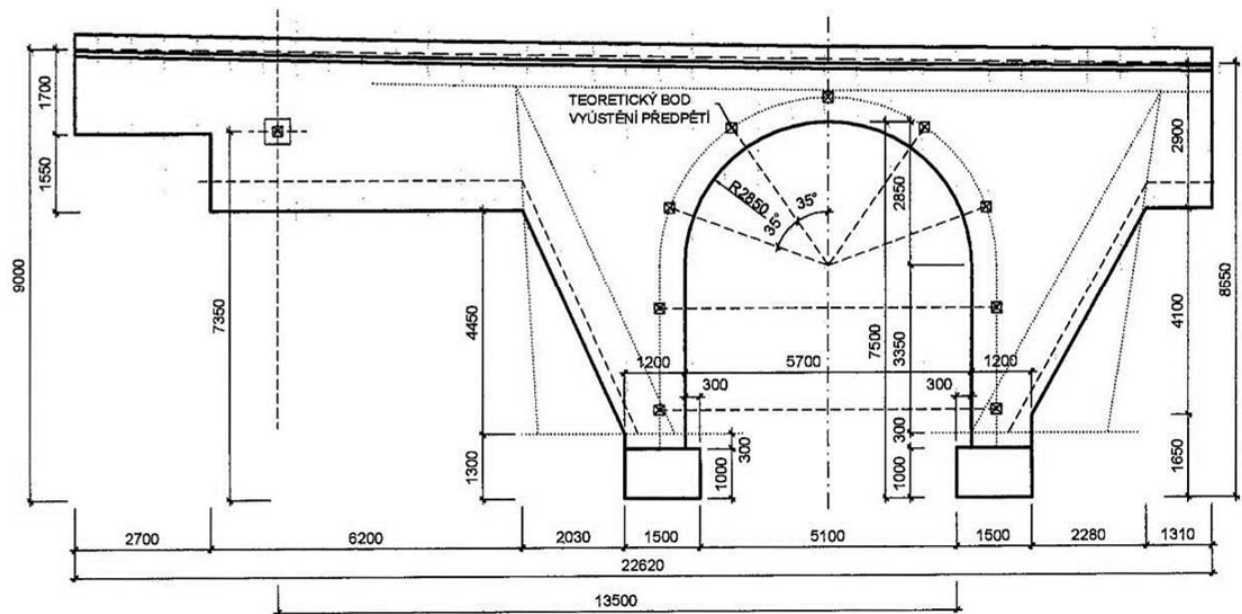
23



Ing. Radim Nečas, Ph.D.

BETONOVÉ MOSTY I

24





Most ev.č. 11-061, betonáž čelních zdí

Ing. Radim Nečas, Ph.D.

BETONOVÉ MOSTY I

27



Most ev.č. 11-061 po opravě, povodní strana

Ing. Radim Nečas, Ph.D.

BETONOVÉ MOSTY I

28



Most ev.č. 11-061 po opravě, návodní strana



Most ev.č. 11-061 po opravě, prostorové rozšíření



Příklad nevhodného „zesílení“ klenby

