
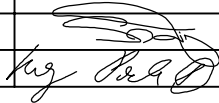


TÚ: 1801 - Veselí n/Lužnicí - Jihlava
DÚ: 30 - Kostelec u Jihlavy - Rantířov

Souřadnicový systém - JTSK
Výškový systém - Balt p.v.

Akce	Rekonstrukce mostu v km 84,843 trati Veselí nad Lužnicí - Jihlava	Část dokumentace E.1.4.1
------	--	------------------------------------

Investor	 SPRÁVA ŽELEZNIČNÍ DOPRAVNÍ CESTY, s.o. STAVEBNÍ SPRÁVA PLZEŇ Purkyňova 22, 304 88 Plzeň
----------	---

	Navrhl	Ing. Rybár		Objednatel	SŽDC, s.o.
	Vypracoval	Ing. Rybár		Zak. číslo	10PL11019
	Zodp. projektant	Ing. Šlais		Datum	12/2011
	Tech. kontrola	Ing. Porkát		Stupeň	PROJEKT
	Objekt:			Měřitko	
	SO 01 - Železniční most			Č. přílohy	Paré
Zhotovitel:	Příloha :			18	
Valbek, spol. s r.o., středisko Plzeň Parková 11 326 00 Plzeň	STATICKÝ VÝPOČET (KAMENNÁ KLENBA)				

STATICKÝ VÝPOČET

A. TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU

A.1 Obsah

A. TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU	1
A.1 Obsah	1
A.2 Základní údaje	2
A.3 Technický popis konstrukce	4
A.4 Výpočetní model	4
A.4.1 Hlavní nosná konstrukce	4
A.4.2 Založení	4
A.4.3 Zatížení	4
A.5 Výpočetní pomůcky	5
A.6 Použitá literatura a normy	5
A.7 Podklady pro zpracování statického výpočtu	5
A.8 Autor statického výpočtu	6
B. GRAFICKÉ PŘÍLOHY STATICKÉHO VÝPOČTU	7
B.1 Situace	8
B.2 Původní výkresová dokumentace	9
B.3 Navrhovaný stav	10
B.4 Fotodokumentace stávajícího stavu	11
C. VÝPOČET	15
C.1 Průřezové a geometrické charakteristiky	16
C.2 Zatížení	17
C.2.1 Stálé	17
C.2.2 Nahodilé	18
C.2.3 Dynamický součinitel	18
C.3 Materiály	19
C.3.1 Zdivo	19
C.3.2 Beton	20
C.4 Vstupní předpoklady výpočtu	21
C.5 Posouzení klenby	23
C.6 Zatížitelnost	35
C.7 Komentář k provedenému statickému výpočtu	37
D. OSTATNÍ PŘÍLOHY STATICKÉHO VÝPOČTU	38
D.1 Diagnostický průzkum mostu v km 84,843	39

A.2 Základní údaje

Identifikační údaje

Název stavby: **Rekonstrukce mostu v km 84,843 trati Veselí nad Lužnicí - Jihlava**
Kraj: Vysočina
Okres: Jihlava
Místo stavby: Trať Veselí nad Lužnicí – Jihlava, km 84,843, TÚ 1801, DÚ 30
Katastrální území: Rantířov (739316)
Rounek (787761)
Druh stavby: Rekonstrukce

Objednatel dokumentace

Název: Správa železniční dopravní cesty, s.o., Stavební správa Plzeň
Adresa: Purkyňova 22, 304 88 Plzeň
Zástupce ve věcech obchodních a technických: Ing. Václav Šťastný
(ředitel Stavební správy Plzeň)
Zástupce ve věcech technických
(projednání dokumentace): Ing. Stanislav Kejval

Zhotovitel dokumentace

Název: Valbek, spol. s r.o., středisko Plzeň
Adresa: Parková 1205/11, 326 00 Plzeň
Zástupce ve věcech obchodních a technických: Ing. Zbyněk Voříšek
Hlavní inženýr projektu: Ing. Tomáš Šlais

Technické parametry stavby

Železniční trať: Veselí nad Lužnicí - Jihlava
Traťová rychlost: 65 km/hod
Přechodnost tratě: D4

Statický výpočet

Základní údaje o mostě

Charakteristika mostu

evidenční staničení objektu:	km 84, 843
skutečné staničení dle žel. svršku	km 84,842 370
počet mostních otvorů:	3
přemostovaná překážka:	vodoteč (řeka Jihlava)
úhel křížení překážky:	cca 62° (s osou NK)
délka přemostění:	48 750 mm
rozpětí nosné konstrukce:	pole 1: 6 000 mm (kamenná klenba) pole 2: 31 200 mm (ocelová komora) pole 3: 6 000 mm (kamenná klenba)
délka nosné konstrukce:	pole 2: 32 340 mm (ocelová komora)
šikmost mostu:	90° (kolmý)
šířka mostu:	pole 1,3: 7 065 mm (včetně lávky) pole 2: 6 880 mm (včetně lávky)
volná šířka na mostě:	pole 1,3: 5 090 mm pole 2: 5 090 mm
prostorová průchodnost:	pole 1,3: VMP 2,5 bez rezerv dle ČSN 73 6201 pole 2: VMP 2,5 bez rezerv dle ČSN 73 6201
stavební výška (od TK):	pole 1: 2 470 mm (vrchol klenby) pole 2: 2 310 mm (ocelová komora) pole 3: 2 610 mm (vrchol klenby)
výška mostu:	14 000 mm
volná výška pod mostem (min):	9 000 mm
počet kolejí:	1
směrové poměry koleje:	kolej v přímé
převýšení koleje:	0 mm
podélný sklon koleje na mostě:	4,35 ‰ / 1,00 ‰

A.3 Technický popis konstrukce

Stávající stav

Stávající valená kamenná klenba (pole 1 i 3) je segmentová, světlost otvoru 6000 mm, vzepětí 3000 mm, tloušťka ve vrcholu klenby byla stanovena diagnostickým průzkumem a činí 700 mm. V důsledku porušeného (či chybějícího) hydroizolačního systému je klenba zasažena velmi silným zatékáním, což má za následek výluhy a inkrustaci na lici kleneb a víceméně celoplošnou degradaci pojiva při vzdušném povrchu. Na klenbě jsou dále patrné trhliny rovnoběžné s osou mostu přibližně v místech uložení zdiva poprsních zídek. Zdivo poprsních zídek je mírně roztlačené a přesahuje přes okraj klenby.

Stav po rekonstrukci

V rámci rekonstrukce bude provedena sanace kamenného zdiva (opěry a klenby) a dále dojde k příčnému sepnutí klenby pomocí předpínacích tyčí. Rub klenby bude odhalen a následně přebetonován (dimenze viz výkresová dokumentace).

A.4 Výpočetní model

Výpočetní model jednotlivých konstrukčních částí i samotné konstrukce jako celku byl vytvořen takovým způsobem, aby v maximální možné míře realisticky vystihoval skutečné působení konstrukce.

A.4.1 Hlavní nosná konstrukce

Hlavní nosná konstrukce z pohledu tohoto statického přepočtu je kamenná valená segmentová ($\alpha=157,4^\circ$) přebetonovaná klenba z lomového kamene, světlost 6000 mm, vzepětí 3000 mm, tloušťka ve vrcholu 700 mm (zdivo). Pro výpočet napjatosti byl vytvořen stěnový model klenby. Výpočet bude proveden za předpokladu pružného lineárního působení.

A.4.2 Založení

Klenba je součástí masivní opěrné konstrukce, která je plošně založena. Konsolidace základové půdy již proběhla, proto nepředpokládám možnost nerovnoměrného sednutí, které by mělo nepříznivý vliv na únosnost klenby. Na opěře nejsou patrné poruchy, které by signalizovaly nedostatečnou únosnost na základové spáře.

A.4.3 Zatížení

Zatížení bylo uvažováno v normových velikostech a směrech působení. Pro výpočet zatížitelnosti bylo použito, dle ČD SR(5), zatěžovací schéma vlaku UIC-71.

Podrobně o uvažovaných zatíženích viz. oddíl C.2 tohoto statického výpočtu.

A.5 Výpočetní pomůcky

A.6 Použitá literatura a normy

Normy:

(bez ohledu na současnou platnost)

- [1] ČSN 73 6203 Zatížení mostů
- [2] ČSN 73 6213 Navrhování zděných mostních konstrukcí
- [3] ČSN 1230-1937 Navrhování mostů
- [4] ČSN 73 0038 Navrhování a posuzování stavebních konstrukcí při přestavbách
- [5] ČSN 73 1101 Navrhování zděných konstrukcí
- [6] ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí
- [7] ČSN 73 0037 Zemní tlak na stavební konstrukce

Literatura:

- [8] Předpisy pro železniční a silniční mosty, část I. - Směrnice pro navrhování mostů, Vědecko-technické nakladatelství 1951
- [9] ČD SR 5 Určování zatížitelnosti železničních mostů, ČD 1995
- [10] Průzkumy a opravy stavebních konstrukcí, Pume D. – Čermák F., ARCH 1993
- [11] Stavební mechanika I, Novák O., SNTL 1955
- [12] Historické klenby, Lipanská O., EL Consult
- [13] Konstrukce pozemních staveb 60, Poruchy a rekonstrukce staveb 2. díl, Witzany J., ČVUT 1995
- [14] Kamenné a cihelné mosty, Kolář – Klokner, Technicko-vědecké vydavatelství 1951
- [15] Technický průvodce 11, Mostní stavitelství, Bechyně S., 1930

A.7 Podklady pro zpracování statického výpočtu

- (1) Podélný řez, původní dokumentace (viz. B.2)
- (2) Geotechnický a stavebně-technický průzkum, Rantířov, Arcadis, č.z. 09 1019-051
- (3) Výkres č. 07 Sanace kamenného zdiva, stupeň Projekt, Valbek Plzeň
- (4) Zpráva č. 14/11, diagnostický průzkum mostu v km 84,843 trati Veselí nad Lužnicí-Jihlava
autor: Diagnostika stavebních konstrukcí s.r.o., 02/2011 (viz. D.1)

A.8 Autor statického přepočtu

Ing. Pavel Rybár

Autorizovaný inženýr pro statiku a dynamiku staveb
Valbek, spol. s r.o.

Kontrola:

Ing. Zdeněk Porkát

Autorizovaný inženýr pro mosty a inž. konstrukce

Originál tohoto statického přepočtu v celkovém počtu 39 stran bude uložen u autora výpočtu na adrese Parková 1205/11, 326 00 Plzeň. Data budou archivována po dobu 5 let v tištěné a digitální podobě.

.....
Ing. Pavel Rybár

.....
Ing. Zdeněk Porkát

V Plzni 12/2011

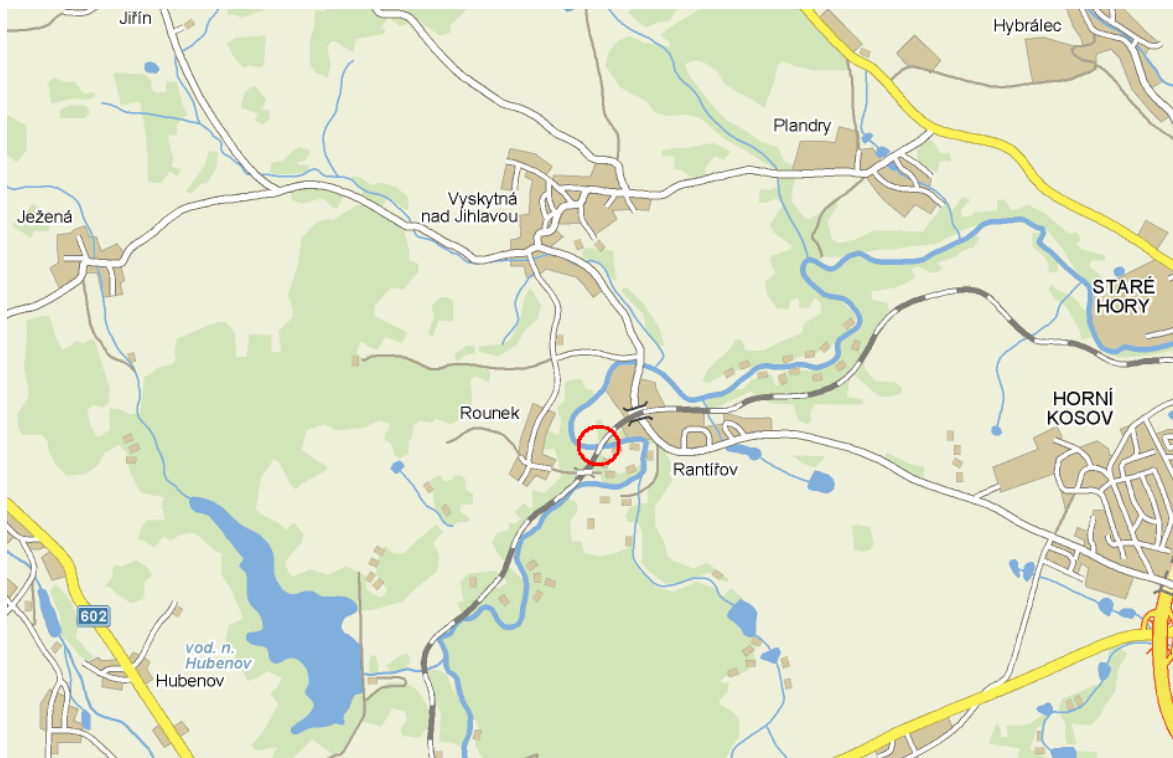
Valbek, spol. s r.o.

středisko Plzeň
Parková 1205/11
326 00 Plzeň

tel.: 377 481 234
e-mail: rybar@valbek.cz
www.valbek.cz

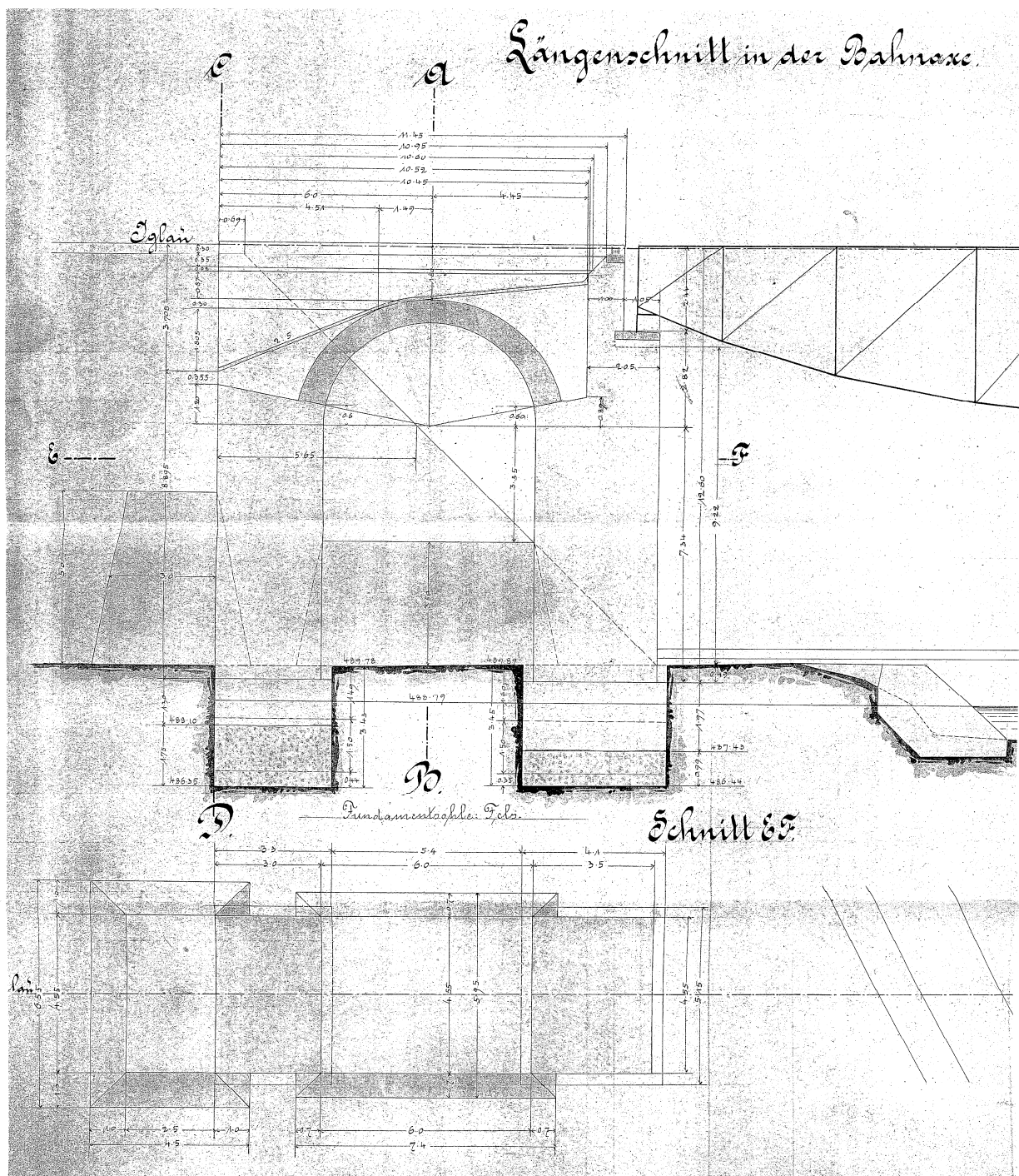
B. GRAFICKÉ PŘÍLOHY STATICKÉHO VÝPOČTU

B.1 Situace



Statický výpočet

B.2 Původní výkresová dokumentace



B.4 Fotodokumentace stávajícího stavu



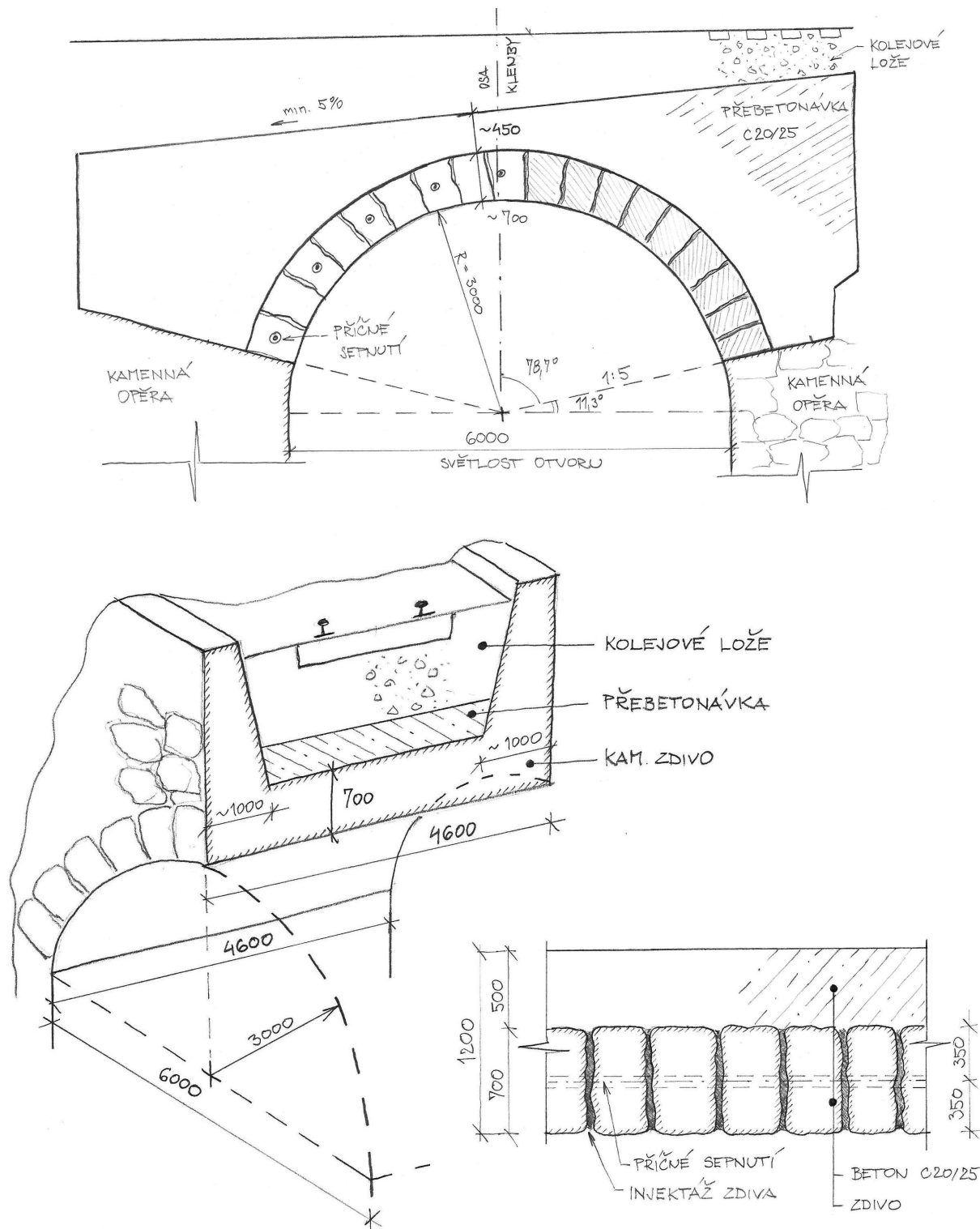






C. VÝPOČET

C.1 Průřezové a geometrické charakteristiky



C.2 Zatížení

Dle čl. 4.2.2 ČSN 73 6213 při navrhování kleneb s přesypávkou a se vzepětím větším než 1/4 světlosti se účinky teplotních změn a dotvarování ve výpočtu neuvažují, jestliže se jedná o železniční mosty do 12 m světlosti.

C.2.1 Stálé

Stálé

Železniční kolejnice s upevňovacími	1,8 kN/m	. 1,2	= 2,16 kN/m
Bet. pražce	3,0 kN/m	. 1,2	= 3,60 kN/m
Kolejové lože včetně dřev. pražců	20 kN/m ³	. 1,4	= 28 kN/m ³
Beton (přebetonávka - nevyztuženo)	23 kN/m ³	. 1,1	= 25,3 kN/m ³
Kamenné zdivo	0,75.25+0,25.20 = 23,8 kN/m ³	. 1,1	= 26,2 kN/m ³

Dalším stálým zatížením je **nerovnoměrný pokles podpor**, ovšem vzhledem k proběhlé konsolidaci zemin a stávajícímu stavu klenby, na které nejsou patrné charakteristické poruchy způsobené případným deformačním zatížením, tento zatěžovací stav v dalším výpočtu neuvažují.

Smršťování

Účinky smršťování nově provedené nadbetonávky kamenné klenby budou ve výpočetním modelu nahrazeny účinky rovnoměrné změny teploty o -10°C.

Dotvarování

Dotvarování nového betonu bude zohledněno pomocí příslušně upraveného modulu pružnosti betonu (různý pro dlouhodobé a krátkodobé zatížení).

Tlak čerstvé betonové směsi

TLAK ČERSTVÉHO BETONU (dle normy ČSN 73 0035)

Objemová tíha čerstvého betonu $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
 Čerstvý beton uvažuje na vnějškové konstrukci hlavy, která odvíjí na vlastnostech čerstvé směsi, způsobu zpracování a ukládání a objemových rozměrech konstrukce.

$$p_{10} = \gamma_{01} \cdot d$$

$$p_{60} = 3 \cdot \gamma_{01} + 1006 + 15$$

$$p_{30} = \gamma_{01} \cdot \gamma_{02} \cdot d + 5$$

kde γ_{01} je objemová tíha betonu
 d hloubka betonované vrstvy
 γ_{02} rychlost kládění betonu
 6 nejmenší požadovaný rozměr
 d opravný součinitel (teplota, vibrace, zpracovatelnost)

→ maximální tlak daný nejmenší hodnotou p_{10}
 hloubka d , ve které je dosažen maximální tlak, je $\frac{\min p_{10}}{\gamma_{01}}$

Statický výpočet

Doporučená rychlost ukládání bet. směsí – $1,7 \text{ m/hod}$
při vstupu (kružnice 50 mm (konkrétně velmi měkka) a teplotě
 20°C je $\beta = 0,78$

$$\rightarrow p_{sn} = 24 \cdot 1,7 \cdot 0,78 + 5 = 37 \text{ kN/m}^2$$

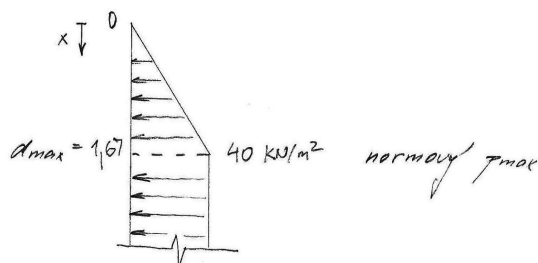
p_{sn} – neuplatní se, $b > 0,5 \text{ m}$

p_{sn} – rovne lineárně v hloubkách

$$\rightarrow \min p_{in} = p_{sn} = \max 40 \text{ kN/m}^2 \quad \beta = 0,9 \text{ resp. } 1,1$$

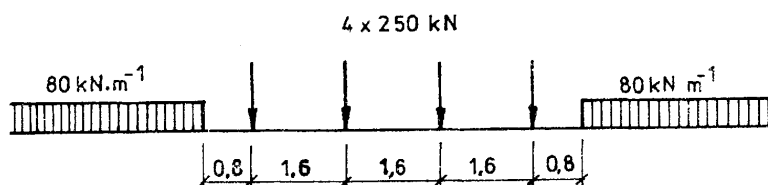
$$d_{max} = 40 / 24 = 1,67 \text{ m}$$

= průběh vodorovného tlaku částečně bet. směsí



C.2.2 Nahodilé pohyblivé

Nahodilé pohyblivé zatížení bude pro výpočet zatížitelnosti reprezentováno zatěžovacím schématem vlaku UIC-71.



IDEÁLNÍ ZATĚŽOVACÍ VLAK UIC-71

součinitel zatížení = 1,25 (dle čl. 7.5.1 ČD SR5)

C.2.3 Dynamický součinitel

Při výpočtu zatížitelnosti se dynamický součinitel δ pro zatěžovací schéma UIC-71 vypočte dle vzorce:

$$\delta = \frac{2,16}{L_d^{0,5} - 0,2} + 0,73$$

kde L_d je náhradní délka. Pro klenby je to, dle řádku 9.4 tab. 7.1 ČD SR5, 2x světlost otvoru
 $\Rightarrow 2,6 = 12 \text{ m}$

$$\Rightarrow \delta = \frac{2,16}{12^{0,5} - 0,2} + 0,73 = \frac{2,16}{12^{0,5} - 0,2} + 0,73 = 1,39$$

Statický výpočet

C.3 Materiály

C.3.1 Zdivo

Zjištěná průměrná **pevnost kamene** (přeměněná hornina) zdiva: klenba v poli 1 **33,9 MPa**
klenba v poli 3 **37,2 MPa**

Zjištěná **pevnost malty**: klenba v poli 1 **6,3 MPa**
klenba v poli 3 **6,3 MPa**

Vazba zdiva odpovídá **hrubému řádkovému zdivu**.

STANOVENÍ VÝPOČTOVÉ PEVNOSTI ZDIVA (dle ČSN 730033)

$$\text{Výpočtová pevnost } R_d = 1,6 \cdot \frac{f_{in} \cdot f_{rm}}{f_{mm}} \cdot R_{m,d}$$

f_{in} - součinitel informace o stavu zdiva

(klenba po rekonstrukci odhalena $\rightarrow f_{in} = 0,9$)

f_{rm} - součinitel posílení provedení z hlediska celistvosti zdiva, v rámci rekonstrukce provedeno přičlenění a injektáž zdiva $\rightarrow f_{rm} = 1,0$

f_{mm} - součinitel spolehlivosti zdiva v závislosti na vaze a vlhkosti, $f_{mm} = 1,6$ - dle údajů diag. průzkumu

$R_{m,d} = 1500 \text{ kPa}$ (pro pevnostní značku kamene 20, hrubé řádkové zdivo a malta ~10)

$$\Rightarrow R_d = 1,6 \cdot \frac{0,9 \cdot 1,0}{1,6} \cdot 1500 = \underline{1350 \text{ kPa}}$$

Součinitel přetvárnosti kamenného zdiva (řádkového, $p > 1800$)
je pro maltu ~10 dle tab. 63. ČSN 731101 změna 6
 $\alpha = 1500$

Modul přetvárnosti (vrchní) $E_{d1} = 0,5 \cdot E_{d1}$
kde $E_{d1} = \alpha \cdot E_m \cdot R_d$ $E_m = 4,1$

$$\Rightarrow E_{d1} = 0,5 \cdot \alpha \cdot E_m \cdot R_d = 0,5 \cdot 1500 \cdot 2,1 \cdot 1,35 = \underline{2125 \text{ MPa}}$$

Tab. 113. Dovolená namáhání zdiva a kvádrů mostních staveb

Podle Směrnic pro navrhování mostů z r. 1950

Zdivo na cementovou maltu	Dovolené namáhání při zatížení hlavním (kg/cm ²)		Nejmenší množství cementu v kg na 1 m ³ hotové malty	Poznámka
	v tlaku	v tahu za ohybu		
kvádrové { z žuly, čediče, porfyru a pod. z vápence a pod. z pískovce a pod.	60 50 40	4,0	450	Kámen do zdiva musí mít krychelnou pevnost rovnou aspoň 15násobku dovoleného namáhání zdiva v tlaku, nejmeně však 600 kg/cm ² . Kámen na úložné kvádry musí mít krychelnou pevnost aspoň 1000 kg/cm ² .
řádkové	30	3,0	400	
lomové... { vrstevné obyčejné	20 15	2,0	350	
cihelné... { z cihel P 600 z cihel P 350	25 15	1,0	350	
Úložné kvádry	65	20	450	

Dovolené namáhání řádkového zdiva v tahu za ohybu je 300 kPa.

C.3.2 Beton

Beton přebetonávky klenby	C20/25
Modul pružnosti	27 500 MPa
Objemová tíha	23 kN/m ³
Objemová tíha čerstvé směsi	24 kN/m ³
Výpočtová pevnost v tlaku	14,5 MPa
Výpočtová pevnost v tahu	1,05 MPa

Základní modul pružnosti $E = 27500 \text{ MPa}$

Součinitel dotvarování $\gamma = \gamma_0 \cdot (\varphi_t - \varphi_0)$

Základní hodnota souč. dotvarování $\gamma_0 = 4$

$t = 50 \text{ let}$; $t_0 = 0$

$\Rightarrow \gamma = 4 \cdot (1 - 0) = 4$

\Rightarrow modul přetvárnosti $E_b = \frac{E}{1 + \gamma} = \frac{27500}{1 + 4} = \underline{\underline{5500 \text{ MPa}}}$

pro krátkodobé zatížení: $E = 27500 \text{ MPa}$

pro dlouhodobé zatížení: $E_b = 5500 \text{ MPa}$

C.4 Vstupní předpoklady přepočtu

ČD SR 5 – Určování zatížitelnosti železničních mostů

- dle kap. 3.2 bude zatížitelnost určena tímto přepočtem kategorie D, tj. zatížitelnost určená novým přepočtem na základě diagnostického průzkumu.
- čl. 4.5 Pokud se zatížitelnost určuje v rámci projektu zesílení mostu, je při jejím určení nutno uvažovat nový stavební stav mostu, a to včetně vlivu spolupůsobení zesílených částí na části nezesílované.
- čl. 6.2.1 Všechny železniční mosty se při přepočtech posuzují s využitím teorie mezních stavů podle ČSN 73 0031/88.
- čl. 7.1 Zatížení dosavadních mostů se uvažuje podle ČSN 73 6203/89.
- čl. 7.2.1 Pro výpočet zatížitelnosti se uvažuje zásadně zatěžovací schéma UIC-71.
- čl. 7.5.1 Pro zatěžovací schéma pohyblivého železničního zatížení (UIC-71) se uvažuje součinitel zatížení 1,25.
- čl. 7.5.2 Pro ostatní zatížení se součinitele zatížení uvažují podle ČSN 73 6203/89.
- čl. 7.6.1 Při výpočtu se dynamický součinitel pro zatěžovací schéma UIC-71 vypočte dle vztahu $\delta = 2,16/(L_d^{0,5}-0,2)+0,73$, přičemž musí být větší než 1,05 a menší než 2,00. L_d je náhradní délka vyšetřovaného prvku. Dle tab. 7.1, řádek 9.4, je náhradní délka klenby rovna dvojnásobku světlosti mostního otvoru.
- čl. 7.7.1 Do roznášecí tloušťky se započítává tloušťka klenby poloviční hodnotou.
- čl. 7.7.2 Na mostě s kolejovým ložem o výšce min 0,5 m je dovoleno svislé nápravové síly zatěžovacího schématu UIC-71 nahradit rovnoměrným zatížením bez ohledu na rozhodující délku zatížení.
- čl. 9.2.1 Zděné konstrukce se posuzují podle ČSN 73 1101/87.
- čl. 9.4.3 V běžných případech je dovoleno posoudit pás klenby o jednotkové šířce jako rovinnou konstrukci.
- čl. 9.4.4 Pokud má klenba po šířce proměnnou tloušťku, je při řešení rovinné úlohy dovoleno uvažovat její průměrnou hodnotu.
- čl. 9.4.5 Pokud se nepočítá přesněji, lze pro všechny průřezy klenby uvažovat výšku přesypávky h_p zjednodušeně stejnou střední hodnotou.
- čl. 9.4.6 Pokud se nepostupuje přesněji, je při posouzení klenby dovoleno pro pohyblivé zatížení uvažovat pouze zatěžovací stavy:
 - s pohyblivým zatížením po celé délce klenby,
 - s pohyblivým zatížením pouze na jedné polovině klenby.
- čl. 9.4.7 Spolupůsobení čelních zdí a nadezdívky se běžně neuvažuje. Jeho případný příznivý vliv je dovoleno započítat pouze tehdy, pokud se spolehlivě prokáže.
- čl. 9.4.8 Při stanovení výpočtové únosnosti průřezu klenby nebo oblouku namáhaného dostředným a mimostředným tlakem se vzpěrná délka nosného prvku stanoví podle ČSN 73 6206/89, čl. 121f.
- čl. 9.4.9 Posouzení průřezu klenby se provádí za vyloučeného tahu.
- čl. 9.4.10 Průřezy klenutých železničních mostů zděných se posuzují podle čl. 9.2 ČD SR5.
- čl. 9.4.12 U klenby lze připustit vytváření tzv. plastických kloubů a změny statického schématu, nedosáhne-li se tím tvarové neurčitosti. Při postupném zatěžování klenby modelované jako vetknutý oblouk se může její statický systém postupným zplastizováním (resp. vznikem trhlin)

nejvíce namáhaných průřezů změnit až na trojkolbový oblouk. Klenba zůstává i nadále tvarově určitá a její únosnost není bezprostředně ohrožena.

ČSN 73 6213/95 – Navrhování zděných mostních konstrukcí

- čl. 3.3 Výpočetní charakteristiky, tj. výpočtové pevnosti, moduly přetvárnosti, pracovní diagramy, celková poměrná stlačení, atd., platné pro cihelné a kamenné zdivo, se uvažují podle ČSN 73 1101.
- čl. 4.2.2 Při navrhování kleneb s přesypávkou a se vzepětím větším než 1/4 světlosti se účinky teplotních změn a dotvarování ve výpočtu neuvažují, jestliže se jedná o železniční mosty do 12 m světlosti nebo o silniční mosty do 20 m světlosti.
- čl. 5.2 U kleneb se vzepětím rovným nejméně 1/4 rozpětí a tloušťkou ve vrcholu nejméně 400 mm může být výpočet nahrazen grafickým řešením, kterým se prokáže, že tlaková čára při stálém a nahodilém zatížení nevychází z vnitřní třetiny průřezu a že v průřezích jsou splněny podmínky spolehlivosti podle ČSN 73 1101.

OVĚŘENÍ VLIVU VZPĚRU

Ověření vlivu vzpěru provedeno pro stav, kdy původní pouze samotná kamenná klenba.

Výškovitní poměr (dle čl. 79 normy ČSN 73 1101) pro obdélníkové průřezy je

$$\lambda_1 = \frac{l_{ef}}{h} \cdot \sqrt{\frac{1000}{\alpha}}, \text{ kde}$$

l_{ef} je výšková délka prvku, pro vřetený oblouk je $l_{ef} = 9,36 \cdot l$
 h hlavní rozměr v rovině vybočení
 α součinitel přetvárnosti zdiva

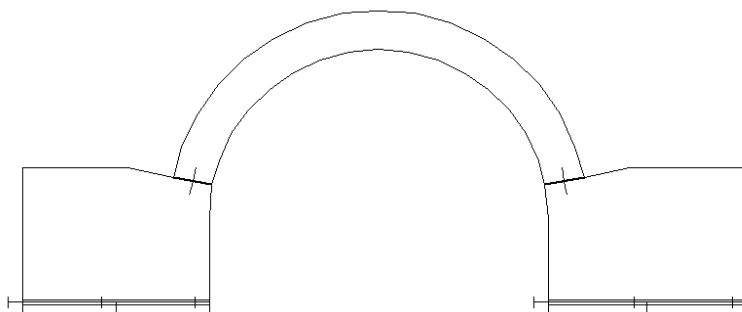
$$\Rightarrow \lambda_1 = \frac{9,36 \cdot 9,2}{0,7} \cdot \sqrt{\frac{1000}{1500}} = 7,86$$

\Rightarrow z tab. 10 součinitel vzpěrnosti $\varphi = 0,99$

\Rightarrow vliv vzpěru lze zanedbat!

C.5 Posouzení klenby

Statický model (působí samotná klenba):

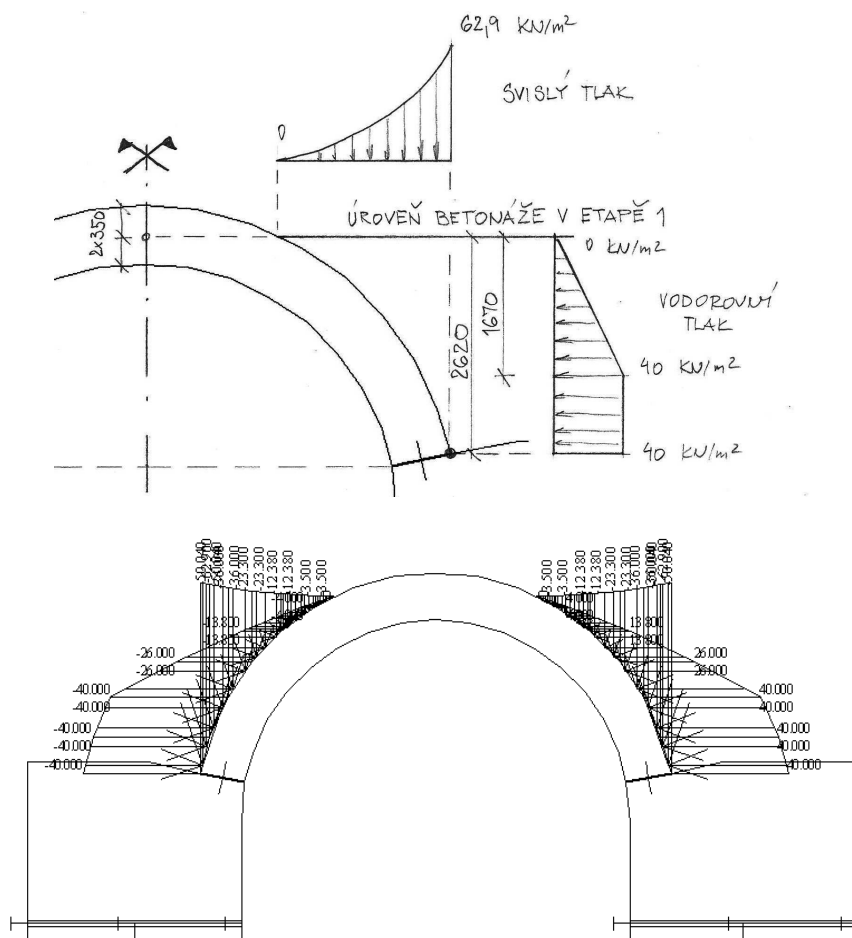


Původní zasanovaná (proinjektovaná a sepnutá) klenba je zatížena vlastní tíhou a tíhou čerstvé betonové směsi etapy 1.

Zatížení stěnového modelu:

Vlastní tíha započtena automaticky

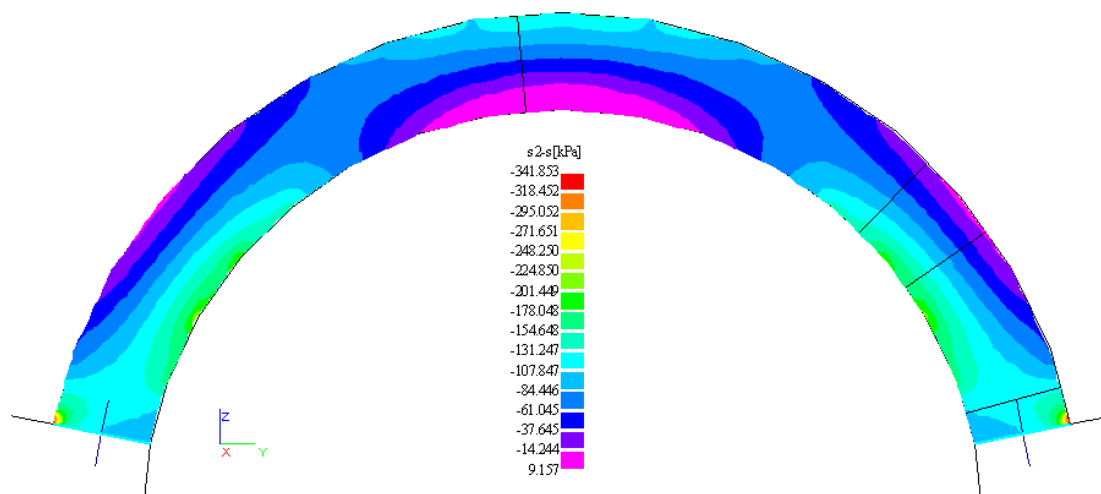
Tlak betonové směsi – betonáž do úrovně etapy 1



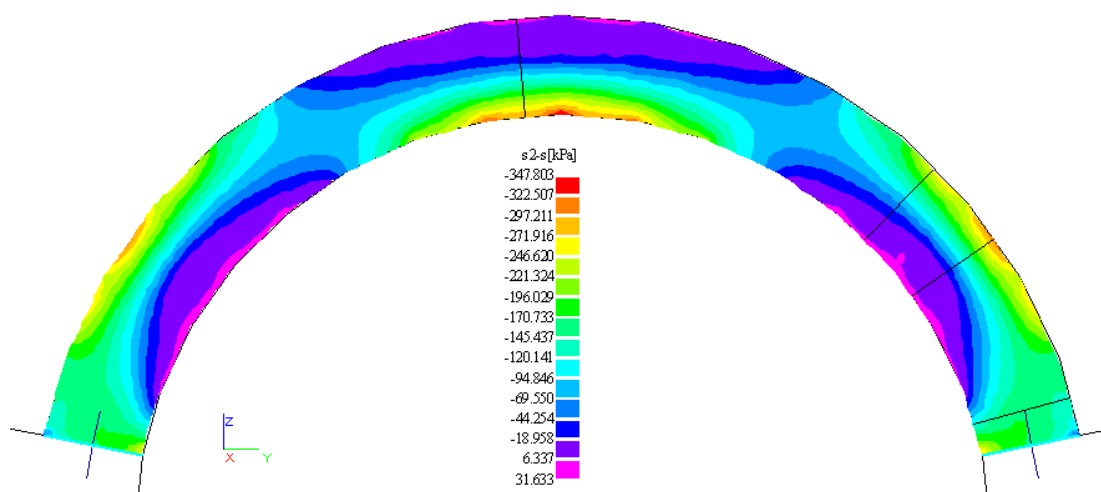
Statický výpočet

Výsledná napjatost (izolinie hlavního napětí sigma2)

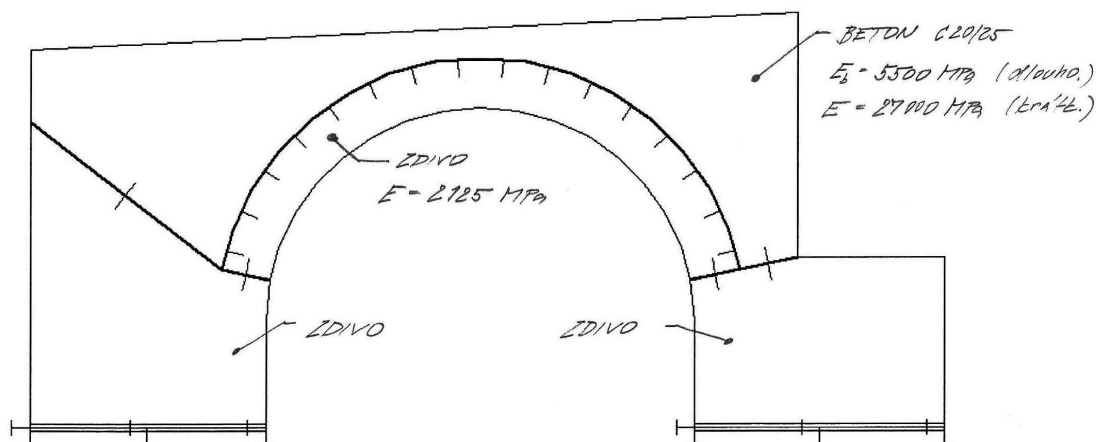
Vlastní tíha



Tlak čerstvého betonu



Statický model (působí zesílená klenba):



Po zesílení klenba zatížena smršťováním betonu, ostatním stálým zatížením a nahodilým pohyblivým zatížením.

Zatížení modelu:

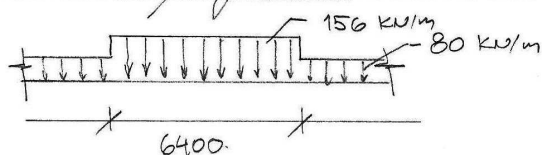
Smršťování – definováno jako změna teploty o -10°C .

Stálé 'stálé' zatížení (uváděn rozdíl zatížení na celou šířku)

pražce + kolejniče	$(1,8 + 3) / 4,6 = 1,04 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,2 = 1,25 \text{ kN/m}^2$
kolejové lože + pražce	$1,15 \cdot 20 = 23,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,4 = 32,2 \text{ kN/m}^2$
betonové stopy 2	$\sim 27,24 = 16,8 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,1 = 18,5 \text{ kN/m}^2$
	$\Sigma = 49,8 \text{ kN/m}^2 \quad \underline{\underline{52 \text{ kN/m}^2}}$

=> stálé 'stálé' zatížení: provozní $\underline{\underline{49,8 \text{ kN/m}^2}}$
 maximální $\underline{\underline{52 \text{ kN/m}^2}} \quad (1,127)$
 minimální $\underline{\underline{36,7 \text{ kN/m}^2}} \quad (1,019)$

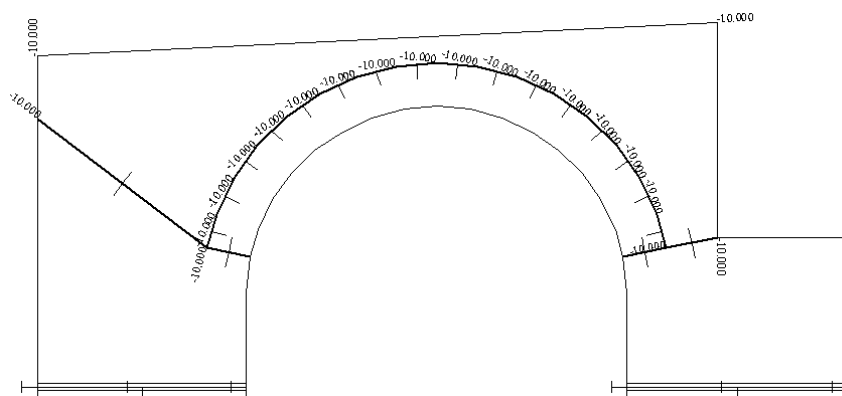
Nahodilé 'pohyblivé' V/C - 71 (rozdíl uváděn na celou šířku klenby)



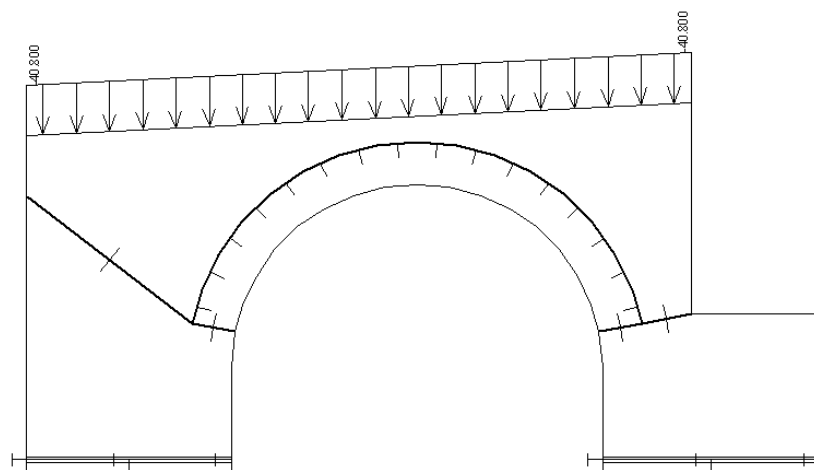
$\gamma_F = 1,25; \gamma = 1,39$

hlavní zatížení
 $q_{k1} = 156 / 4,6 = \underline{\underline{33,9 \text{ kN/m}}}$
 $q_{k2} = 80 / 4,6 = \underline{\underline{17,4 \text{ kN/m}}}$

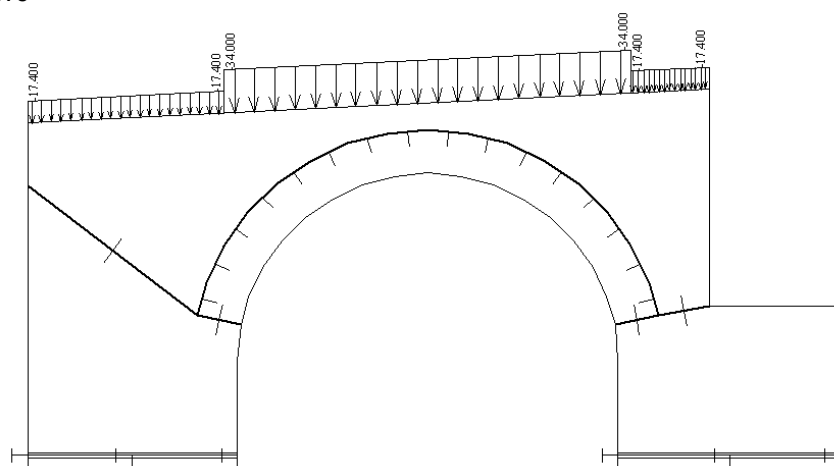
Smršťování



Ostatní stálé



Nahodilé pohyblivé



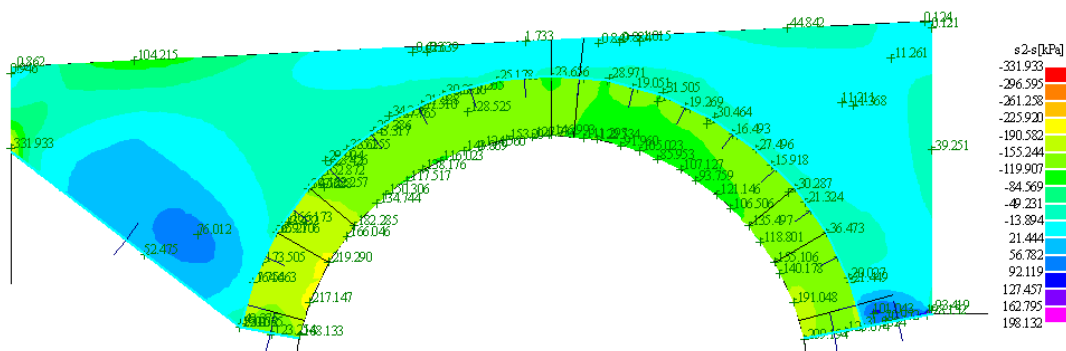
Rekonstrukce mostu v km 84,843 tr. Veselí nad Lužnicí – Jihlava

SO 01.1 – Železniční most – Sanace spodní stavby a kleneb

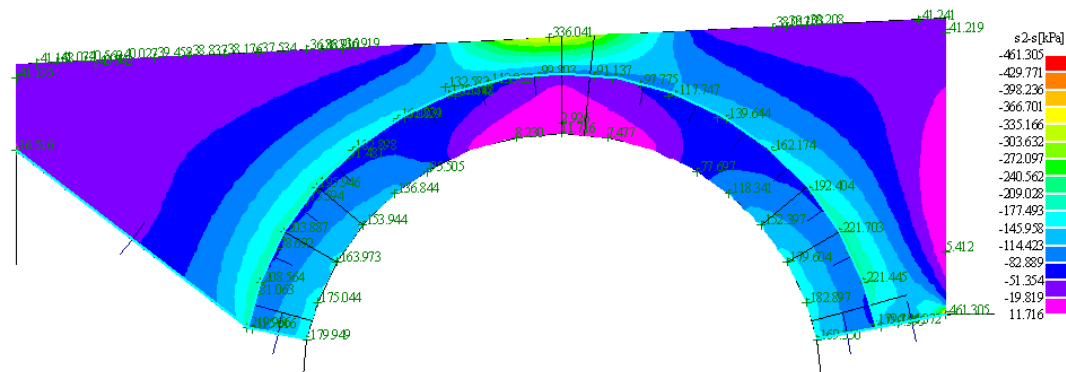


Výsledná napjatost (izolinie hlavního napětí sigma2)

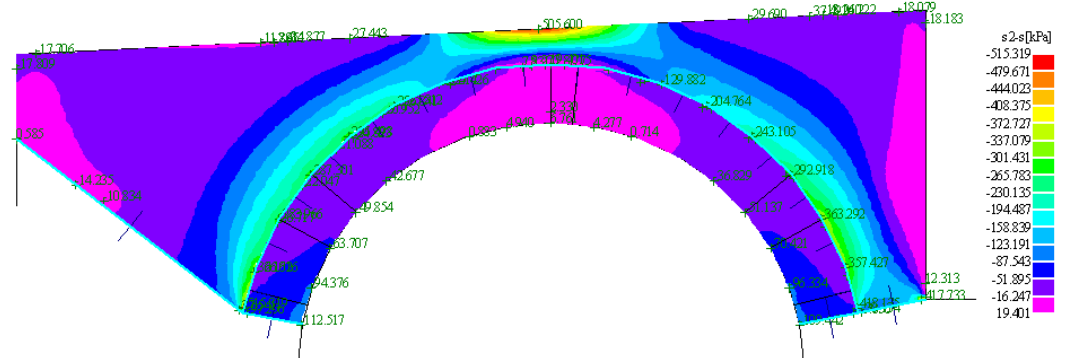
Smršťování



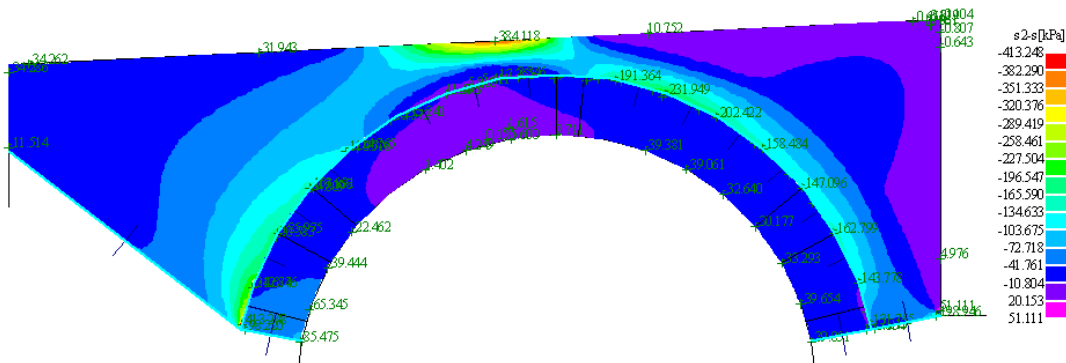
Ostatní stálé



Nahodilé pohyblivé – vlak nad celou klenbou



Nahodilé pohyblivé – vlak nad polovinou klenby

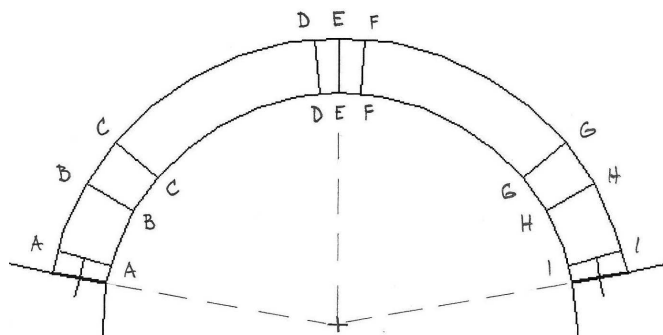


Statický výpočet

Valbek, spol. s r.o. ■ Plzeň ■ 14. prosince 2011

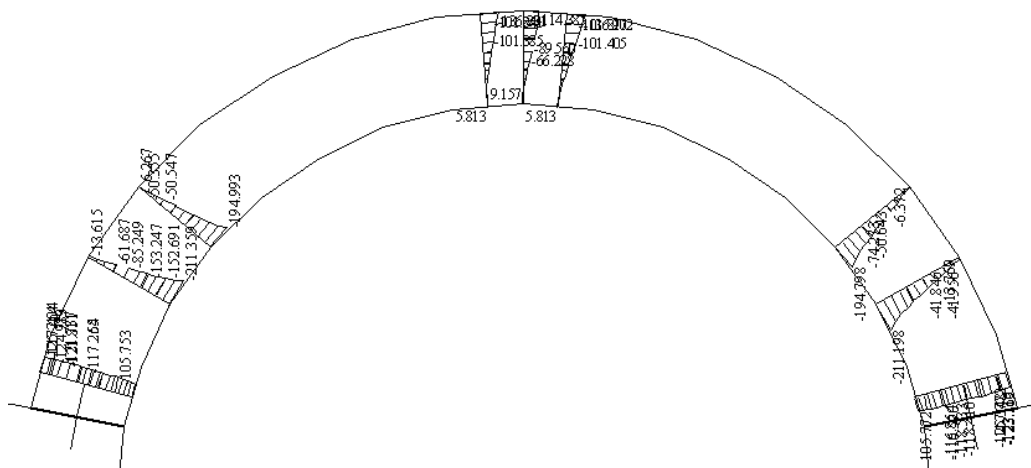
strana 27/ 39

Rekapitulace napětí v jednotlivých řezech klenby

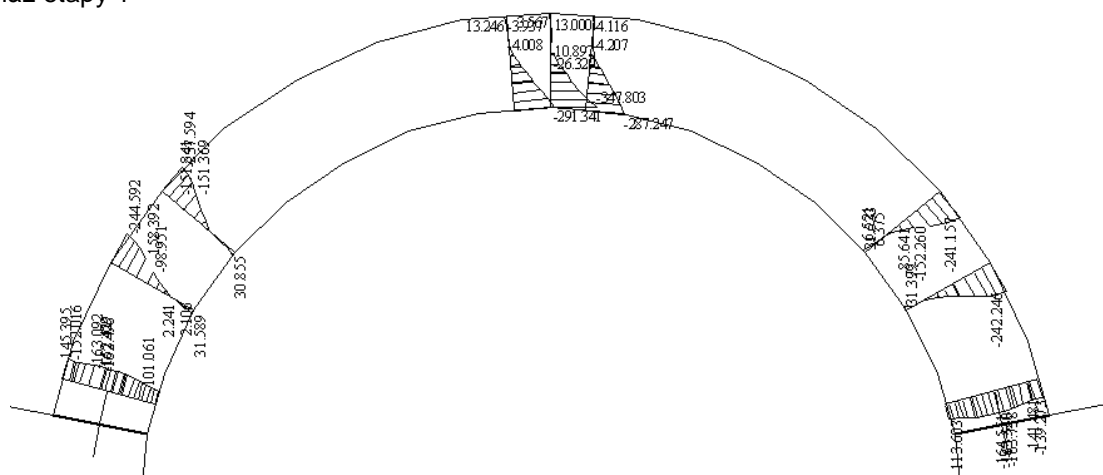


Napjatost v jednotlivých řezech (hlavní napětí sigma2 – normové hodnoty)

Vlastní tíha



Betonáž etapy 1





strana **29**/ 39

Rekonstrukce mostu v km 84,843 tr. Veselí nad Lužnicí – Jihlava

SO 01.1 – Železniční most – Sanace spodní stavby a kleneb



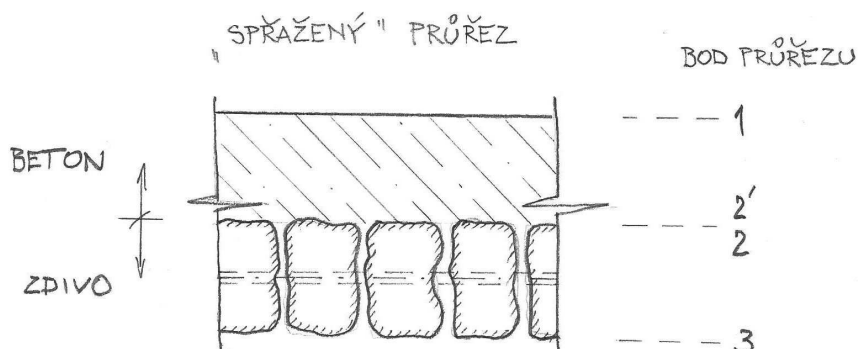
Řez	Bod průřezu č.	Napětí v (kPa)					
		Vlastní tíha	Betonáž	Ostatní stálé	Smršťování	Nahodilé 1	Nahodilé 2
A-A	1	0,00	0,00	-95,20	37,50	-61,90	-61,26
	2'	0,00	0,00	-200,90	-13,50	-329,00	-253,40
	2	-117,40	-152,00	-88,00	-175,00	-42,90	-41,70
	3	-105,70	-101,10	-154,30	-169,70	-92,64	-65,80
B-B	1	0,00	0,00	-41,10	-30,00	-17,80	-34,17
	2'	0,00	0,00	-203,90	-26,20	-283,90	-185,90
	2	-13,62	-244,60	-81,20	-163,00	-27,60	-21,10
	3	-211,40	31,60	-164,00	-219,30	-63,71	-38,70
C-C	1	0,00	0,00	-39,48	-20,00	-16,00	-33,00
	2'	0,00	0,00	-195,90	-39,60	-287,30	-153,90
	2	-6,30	-237,60	-77,80	-147,20	-23,44	-15,30
	3	-195,00	30,90	-153,90	-182,30	-49,85	-21,70
D-D	1	0,00	0,00	-325,70	1,70	-483,80	-341,50
	2'	0,00	0,00	-100,10	-13,30	7,50	0,30
	2	-136,90	13,25	-45,90	-122,90	-13,70	-18,70
	3	5,80	-291,30	4,20	-128,26	1,81	1,36
E-E	1	0,00	0,00	-333,90	1,00	-500,60	-191,17
	2'	0,00	0,00	-108,10	-23,66	19,40	-19,40
	2	-114,40	3,57	-41,90	-109,30	-11,30	-23,90
	3	9,16	-347,80	11,70	-147,00	6,76	2,70
F-F	1	0,00	0,00	-301,07	0,00	-431,60	-36,50
	2'	0,00	0,00	-91,70	-15,00	6,10	-95,80
	2	-136,90	13,00	-42,07	-124,80	-13,30	-25,70
	3	5,80	-287,20	3,81	-113,60	1,61	0,40
G-G	1	0,00	0,00	-26,00	-14,00	0,00	0,00
	2'	0,00	0,00	-190,10	-30,00	-292,90	-147,10
	2	-6,30	-241,20	-78,60	-134,10	-28,30	-12,00
	3	-194,80	31,60	-152,40	-135,50	-51,14	-30,18
H-H	1	0,00	0,00	3,00	-35,00	5,60	3,00
	2'	0,00	0,00	-221,70	-36,50	-363,00	-162,80
	2	-13,80	-242,20	-87,70	-131,50	-31,76	-13,10
	3	-211,20	31,40	-179,60	-155,10	-70,40	-33,30
I-I	1	0,00	0,00	-31,90	-12,70	10,10	5,00
	2'	0,00	0,00	-187,30	35,20	-273,30	-96,80
	2	-117,80	-139,30	-76,40	-157,40	-34,30	-8,65
	3	-105,80	-113,60	-152,70	-177,40	-91,90	-36,17

* Nahodilé 1

Nahodilé pohyblivé nad celou klenbou

* Nahodilé 2

Nahodilé pohyblivé nad polovinou klenby



Rekonstrukce mostu v km 84,843 tr. Veselí nad Lužnicí – Jihlava

SO 01.1 – Železniční most – Sanace spodní stavby a kleneb



Výsledná celková napjatost				Bod průřezu č.	Řez
Stálé max	Stálé min	Vše 1	Vše 2		
-79,65	-51,93	-187,21	-186,09	1	A-A
-269,99	-192,96	-841,63	-710,28	2'	
-600,60	-479,16	-675,14	-673,05	2	
-610,11	-477,72	-771,07	-724,44	3	
-85,20	-63,99	-116,12	-144,57	1	B-B
-287,77	-207,09	-781,05	-610,77	2'	
-566,47	-452,18	-614,42	-603,13	2	
-647,29	-506,79	-757,99	-714,53	3	
-72,14	-53,53	-99,94	-129,48	1	C-C
-292,35	-211,95	-791,54	-559,75	2'	
-529,02	-422,01	-569,74	-555,60	2	
-576,49	-450,27	-663,11	-614,20	3	
-411,77	-291,60	-1252,37	-1005,13	1	D-D
-141,76	-102,06	-128,73	-141,24	2'	
-329,50	-263,21	-353,30	-361,99	2	
-449,80	-368,60	-446,66	-447,44	3	
-422,95	-299,61	-1292,75	-755,11	1	E-E
-163,31	-118,58	-129,61	-197,02	2'	
-295,36	-235,83	-314,99	-336,88	2	
-519,35	-426,55	-507,60	-514,65	3	
-382,36	-270,96	-1132,26	-445,78	1	F-F
-132,96	-96,03	-122,36	-299,41	2'	
-327,00	-261,69	-350,11	-371,65	2	
-429,66	-352,07	-426,86	-428,97	3	
-48,42	-36,00	-48,42	-48,42	1	G-G
-274,43	-198,09	-783,34	-530,01	2'	
-519,58	-414,18	-568,75	-540,43	2	
-522,12	-405,99	-610,97	-574,56	3	
-34,69	-28,80	-24,96	-29,48	1	H-H
-321,71	-232,38	-952,42	-604,57	2'	
-537,63	-427,68	-592,81	-560,39	2	
-596,48	-463,05	-718,80	-654,34	3	
-54,48	-40,14	-36,93	-45,80	1	I-I
-199,15	-136,89	-674,01	-367,34	2'	
-552,98	-441,81	-612,57	-568,01	2	
-630,41	-494,55	-790,09	-693,25	3	

* Stálé max

vl. tíha x 1,1 + betonáž x 1,1 + ostatní stálé x 1,27 + smršťování x 1,1

* Stálé min

(vl. tíha + betonáž + ostatní stálé + smršťování) x 0,9

* Vše 1

stálé max + (nahodilé 1) x 1,25 x 1,39

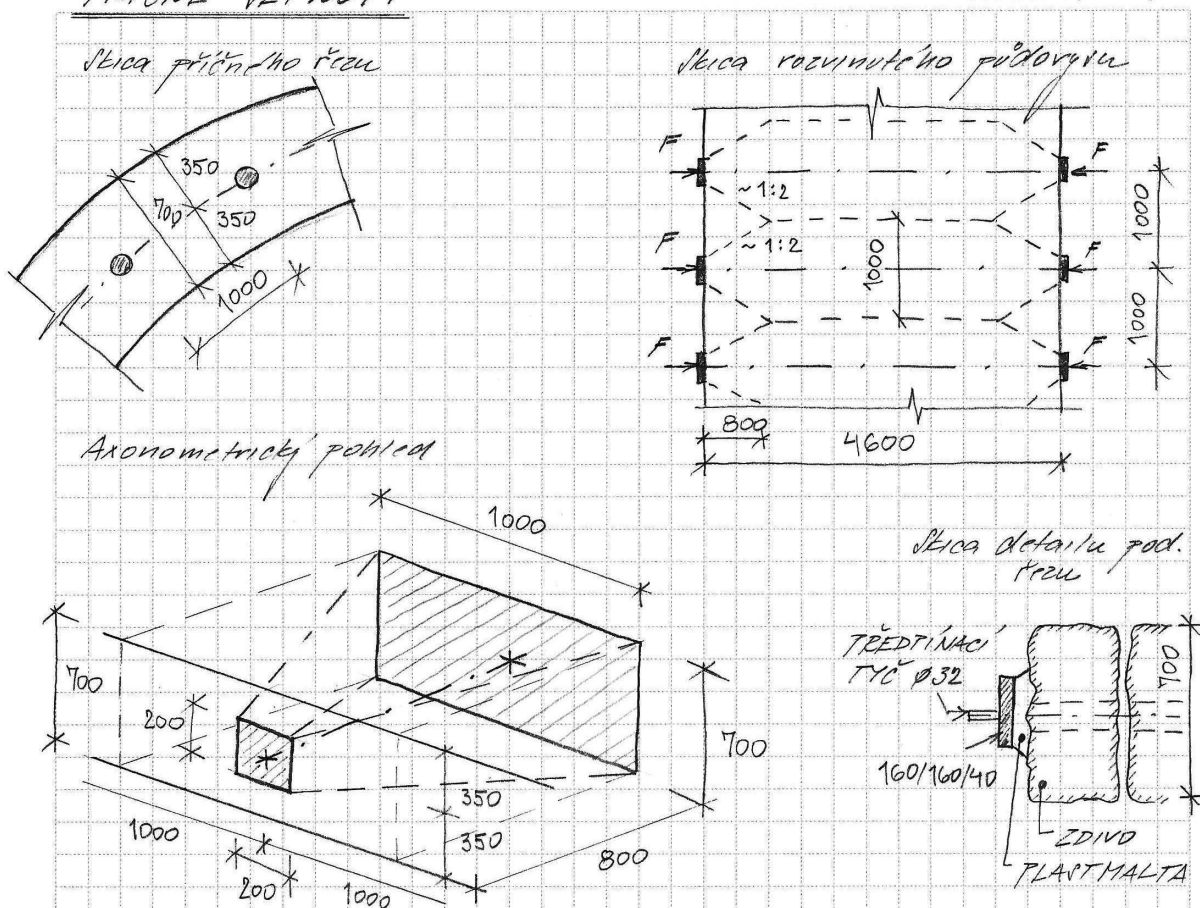
* Vše 2

stálé max + (nahodilé 2) x 1,25 x 1,39

$\sigma_1, \sigma_2 > -14500 \text{ kPa} = R_{bd}$ (výpočtová pevnost betonu v tlaku)
 $< +1050 \text{ kPa} = R_{bta}$ (výpočtová pevnost betonu v tahu)
 $\sigma_2, \sigma_3 > -1350 \text{ kPa} = R_d$ (výpočtová pevnost oceli v tlaku)
 $< +200 \text{ kPa} = R_{td}$ (odhadovaná pevnost oceli v tahu za ohybu)
-> NAPŘAŽENÍ VÝHODNÉ

Příčné sepnutí klenby

PŘÍČNÉ SEPNUTÍ



Kontaktní plocha (plastmalta-zdivo): $A_1 = 9,2^2 = 9,04 \text{ m}^2$

Rozsvícená plocha: $A_2 = 1,07 = 9,7 \text{ m}^2$

Limitující parametry návrhu:

- výpočtová pevnost zdiva v tlaku $R_d = 1350 \text{ kPa}$
- max. vnošená napětí ve zdivu $= 1/10 R_d = 135 \text{ kPa}$
- pevnost zdiva v tahu (projektorovo) ohrad. $= 200 \text{ kPa}$

$$\Rightarrow F/A_2 = \max 1/10 R_d \Rightarrow F_{\max} = 94,5 \text{ kN}$$

$$F/A_1 = \max R_d \Rightarrow F_{\max} = 54 \text{ kN}$$

\Rightarrow do dalších výpočtů vložím maximální
„přápinací“ sílu $F = 50 \text{ kN}$

Napětí v předfinanci tyči Ø 32 ($A = 8,042 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$)

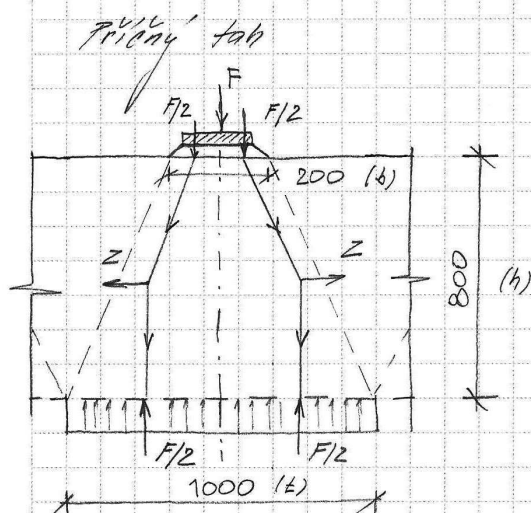
$$\sigma = F/A = 50 / 8,042 \cdot 10^{-4} = \underline{62,17 \text{ MPa}} < f_y \quad \text{VYHOVUJE}$$

Tlakové napětí v kontaktu plátna - edivo

$$\tau = F/A_1 = 50 / 0,04 = \underline{1250 \text{ kPa}} < 1350 \text{ kPa} \quad \text{VYHOVUJE}$$

Tlakové napětí na "rozevrat" ploše a v příčném klenbu

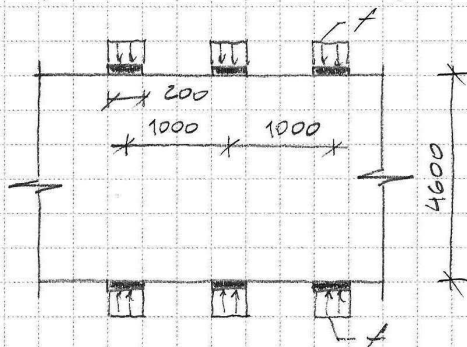
$$\tau = F/A_2 = 50 / 0,7 = \underline{71,4 \text{ kPa}} < 135 \text{ kPa} \quad \text{VYHOVUJE}$$



$$Z = F \cdot \frac{t-b}{4h} = 50 \cdot \frac{1-0,2}{4 \cdot 0,8} = \underline{12,5 \text{ kN}}$$

$$\tau_{\max} = 1,5 \cdot \frac{Z}{h} = 1,5 \cdot 12,5 / 0,8 = \underline{23,4 \text{ kPa}} < 200 \text{ kPa} \quad \text{VYHOVUJE}$$

Pro příčné stanovení napětí bude vytvořen iténový model
a řešení provedeno MKP



$$E = 2125 \text{ MPa}$$

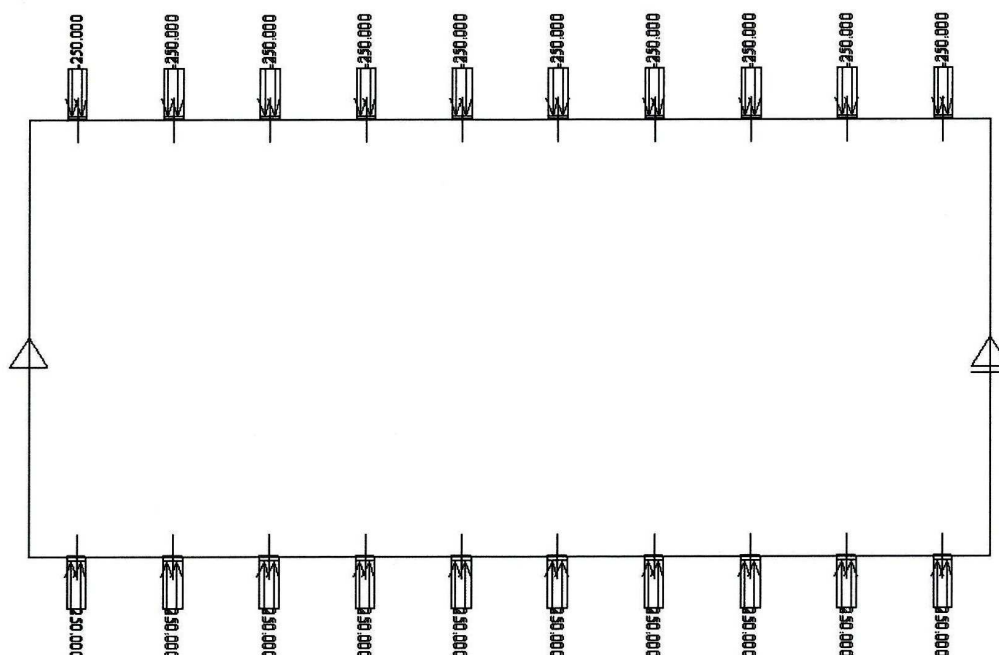
$$f = 50 / 0,2 = 250 \text{ kN/m}$$

Rekonstrukce mostu v km 84,843 tr. Veselí nad Lužnicí – Jihlava

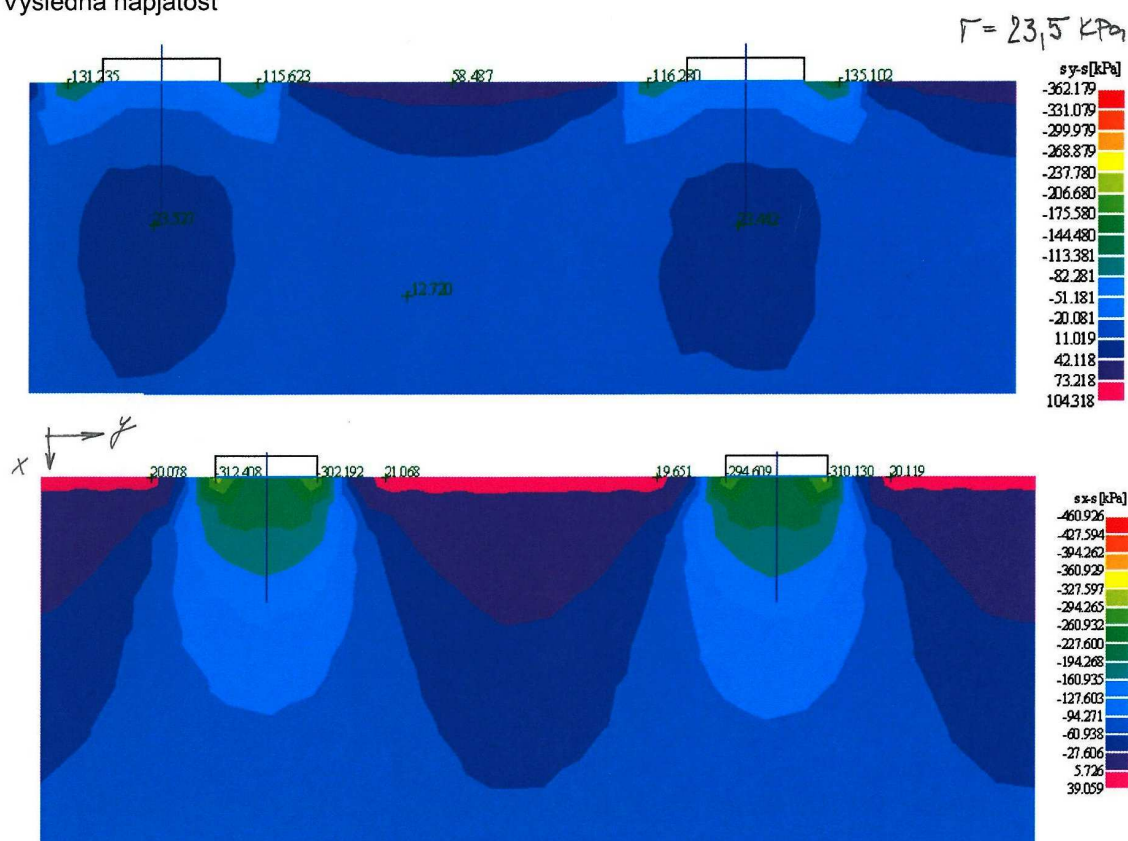
SO 01.1 – Železniční most – Sanace spodní stavby a kleneb



Schéma statického modelu



Výsledná napjatost



tahová napětí menší než 200 kPa.

C.6 Zatížitelnost

ZATÍŽITELNOST

$$Z_{vic} = \frac{R_d - \sigma_{ri}}{\sigma_{vic}}$$

R_d - výpočtová pevnost betonu / záva v tlaku / tahu

σ_{vic} - napětí od zatěžovacího schématu VIC včetně dynamického součinitele

σ_{ri} - napětí od všech účinků kromě nahodilého pokyblivého zat.

Řez A-A (pata)

$$Z_{vic3} = \frac{1350 - 610,1}{92,64 \cdot 1,25 \cdot 1,39} = \underline{\underline{4,6}}$$

$$Z_{vic2} = \frac{1350 - 600,6}{42,9 \cdot 1,25 \cdot 1,39} = \underline{\underline{10}}$$

$$Z_{vic2'} = \frac{14500 - 270}{329 \cdot 1,25 \cdot 1,39} = \underline{\underline{24}}$$

Řez I-I (pata)

$$Z_{vic3} = \frac{1350 - 630,4}{99,9 \cdot 1,25 \cdot 1,39} = \underline{\underline{4,5}}$$

$$Z_{vic2} = \frac{1350 - 552,9}{34,3 \cdot 1,25 \cdot 1,39} = \underline{\underline{13,3}}$$

$$Z_{vic2'} = \frac{14500 - 199,7}{273,8 \cdot 1,25 \cdot 1,39} = \underline{\underline{50}}$$

Řez B-B (1/4)

$$Z_{vic3} = \frac{1350 - 647,3}{63,7 \cdot 1,25 \cdot 1,39} = \underline{\underline{6,3}}$$

$$Z_{vic2} = \frac{1350 - 566,5}{27,6 \cdot 1,25 \cdot 1,39} = \underline{\underline{16}}$$

$$Z_{vic2'} = \frac{14500 - 287,7}{283 \cdot 1,25 \cdot 1,39} = \underline{\underline{28}}$$

Rekonstrukce mostu v km 84,843 tr. Veselí nad Lužnicí – Jihlava

SO 01.1 – Železniční most – Sanace spodní stavby a kleneb



Řez H-H (1/4)

$$Z_{vic3} = \frac{1350 - 596,5}{794 \cdot 1,25 \cdot 1,39} = \underline{6,1}$$

$$Z_{vic2} = \frac{1350 - 537,6}{577 \cdot 1,25 \cdot 1,39} = \underline{14,7}$$

$$Z_{vic2'} = \frac{14500 - 321,7}{863 \cdot 1,25 \cdot 1,39} = \underline{22,4}$$

Řez E-E (vrchol)

$$Z_{vic3} = \frac{426,5}{6,76 \cdot 1,25 \cdot 1,39} = \underline{36} \quad (\text{neveniklé tah})$$

$$Z_{vic2} = \frac{1350 - 295}{23,9 \cdot 1,25 \cdot 1,39} = \underline{25}$$

$$Z_{vic2'} = \frac{1050 + 118}{194 \cdot 1,25 \cdot 1,39} = \underline{34} \quad (\text{přebročení tahové pružnosti})$$

$$Z_{vic1} = \frac{14500 - 422,9}{5096 \cdot 1,25 \cdot 1,39} = \underline{16}$$

\Rightarrow MINIMÁLNÍ ZATÍŽITELNOST VE $Z_{vic} = \underline{4,5}$

Tabulka zatížitelnosti

Most v km 84,843 tr. Veselí - Jihlava

TÚ 1801

DÚ 30

Nosná konstrukce

Poř. č.	Prvek	Detail	Namáhání	ki	typ	Lp (m)	δ	Ld (m)	viz. str.	Poznámka	Zuic
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Klenba	v patě	normálové	1,0	N	6,0	1,39	12	35		4,5
2	Klenba	v 1/4	normálové	1,0	N	6,0	1,39	12	36		6,1

Statický výpočet

C.7 Komentář k provedenému statickému výpočtu

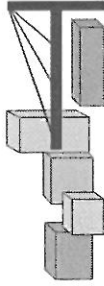
- Předmětem tohoto statického výpočtu bylo stanovení zatížitelnosti zesílené valené segmentové kamenné klenby. Výpočet byl proveden pro potřeby dokumentace ve stupni „Projekt“. Výpočet a posouzení provedeno v souladu s ČD SR5, tj. dle původní normové soustavy ČSN.
- Před zahájením stavebních prací (odhalení rubu, betonáž) na klenbách je nutné zajistit klenbu vhodným způsobem pomocí podpůrné konstrukce!
- Vzhledem ke skutečnosti, že klenba je rozvolněna podélnými trhlinami, které rozdělují klenbu v příčném směru na několik částí, přičemž hlavní nosná funkce v podélném směru není bezprostředně ohrožena, bude provedeno příčné sepnutí klenby. Předpínací tyče pr. 26 mm (ocel min. 580/1050) budou umístěny do dodatečně vyvrtaných kanálků v kamenném zdivu. Sepnutím bude zajištěna schopnost bezpečně odolávat příčným tahům. Sepnutí je nutno realizovat až po přespárování zdiva a jeho řádném proinjektování. Namáhání zdiva napříč od sepnutí může být maximálně velikosti 1/10 pevnosti zdiva kolmo k ložné spáře, proto maximální „předpínací“ síla vnesená do 1 spínací tyče je 50 kN.
- Čelní zdi budou pod úrovní izolace (v přebetonávce) vzájemně propojeny ($\varnothing R20$) a bude tak zajištěna jejich stabilita. Propojení bude realizováno před betonáží přebetonávky rubu klenby.
- Sanace zdiva bude probíhat od svislých podpůrných konstrukcí (opěr) a dále od patních průřezů klenby směrem k vrcholu klenby.
- Pro zajištění vzájemného spolupůsobení (soudržností) původního sanovaného kamenného zdiva a nového betonu je nutno provést „proškrábnutí“ spár klenby do hloubky min. 30 mm (závisí na tvaru zdících prvků – kamenů – na rubu), čímž dojde k zvýšení a zlepšení adheze.
- Před betonáží je nutno provést odstranění uvolněných částí a nečistot z rubového povrchu a dále řádně zvlhčit povrch takovým způsobem, aby nebyla odnímána voda nutná k řádnému průběhu hydratačního procesu.
- Betonáž je nutno provádět symetricky k ose klenby, maximální povolený výškový rozdíl jednotlivých úrovní je 200 mm! V době, kdy působí pouze samotná kamenná klenba, nesmí dojít k jejímu výraznému nesymetrickému zatížení či soustředěnému zatížení.
- Betonáž bude rozdělena do dvou etap, v první etapě (viz. výkresová dokumentace) bude betonováno maximálně do úrovně vrcholu klenby, v následující etapě bude dobetonováno do požadovaného tvaru. Pro omezení vzniku smršťovacích trhlin bude při horním povrchu přebetonávky vložena KARI síť $\varnothing 8-100/100$.

V Plzni 14. prosince 2011

Ing. Pavel Rybář

D. OSTATNÍ PŘÍLOHY STATICKÉHO VÝPOČTU

D.1 Diagnostický průzkum mostu v km 84,843

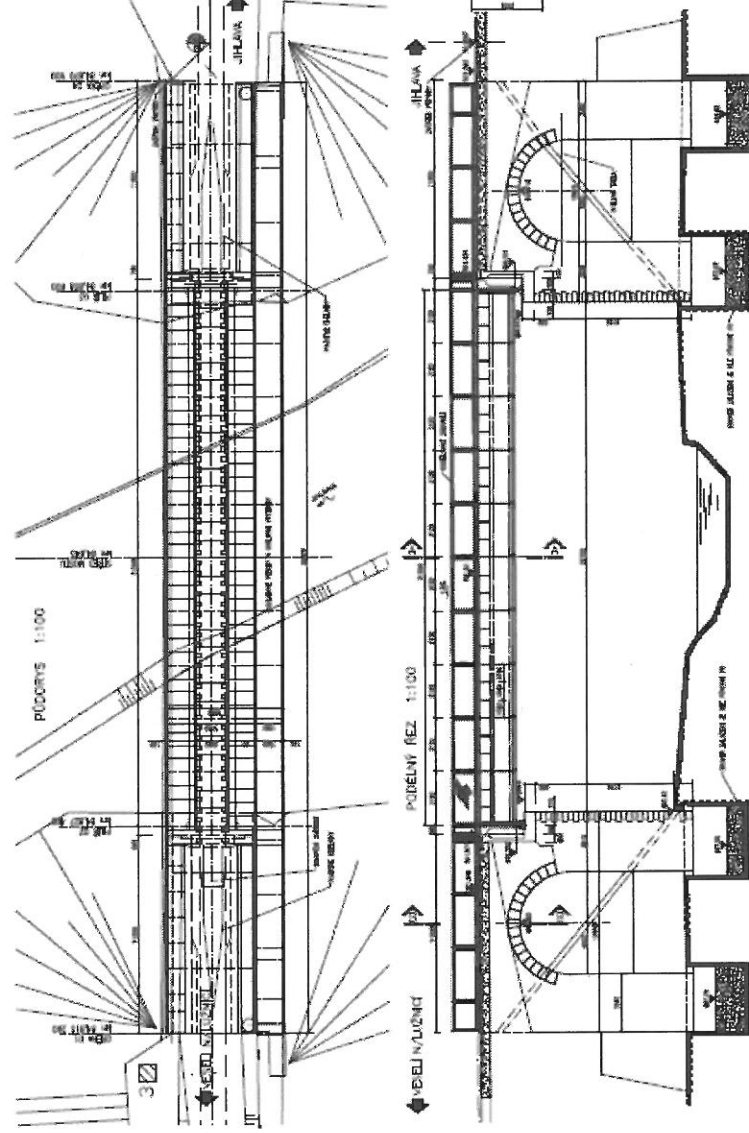


Diagnostika stavebních konstrukcí s.r.o.

Svobody 814, Liberec 15, 460 15,
tel. 482750583, fax. 482750584, mobil 603711985, 724034307
e-mail : diagnostika.lb@volny.cz, <http://www.diagnostikaliberec.cz>

ZPRÁVA č. 14/11

Diagnostický průzkum mostu v km 84,843
na trati Veselí nad Lužnicí – Jihlava
u železniční stanice Rantířov



Počet stran : 8
Počet příloh : 9
Datum : 19.2.2011

Vypracovali :
ing.K.Čapek
ing.A.Hlaváček



1. ÚVOD

OBJEDNAVATEL : VALBEK spol. s r.o., středisko Plzeň
STAVBA-OBJEKT : Most v km 84,843 trati Veselí nad Lužnicí-Jihlava
u železniční stanice Rantířov

Na základě požadavku objednavatele byl únoru 2011 proveden diagnostický průzkum výše uvedeného železničního mostu. Rozsah diagnostického průzkumu byl stanoven požadavkem objednavatele. Diagnostický průzkum se týkal pouze kamenných kleneb v polích č.1 a č.3.

POPIS KONSTRUKCÍ :

Jedná se o most se dvěma krajními poli tvořenými kamennými klenbami a středním nejdelším polem přes řeku Jihlavu. Toto střední pole tvoří ocelová svařovaná truhlíková konstrukce. Všechny ostatní parametry konstrukcí jsou uvedeny v přílohách č.2 až č.5 a v dalších bodech této zprávy. Umístění mostu je patrné ze situace v příloze č.1.

2.PODKLADY

Objednavatelem byla předána původní výkresová dokumentace bez uvedeného roku provedení. Tyto výkresy jsou součástí této zprávy jako přílohy č.2a a č.2b.

Dále byla objednavatelem poskytnuta jako podklad první hlavní prohlídka po rekonstrukci mostu v roce 1971. V tomto roce byla provedena nová nosná ocelová konstrukce středního pole nahrazující původní zřejmě příhradovou konstrukci. Ze záznamů v prohlídce je pro zkoušené klenby patrné, že nebyly provedeny hydroizolace kleneb. V rámci této rekonstrukce byla také v klenbě v poli č.3 realizována ocelová táhla pro zpevnění klenby při zatížení konzolovým jeřábem GEPK 130 při rekonstrukci.

Jako podklad bylo poskytnuto rovněž zaměření stávajícího stavu uvedené v příloze č.3.

3.PROVEDENÉ PRÁCE A ZJIŠTĚNÉ SKUTEČNOSTI

Na základě požadavku objednavatele byl proveden diagnostický průzkum v rozsahu specifikovaném v objednávce. Diagnostika byla prováděna pro konstrukce kleneb. Klenby byly označeny jako klenba v poli č.1 a klenba v poli č.3 č.2 dle přílohy č. 6.

3.1. KLENBY

3.1.1. OPTICKÉ VYŠETŘENÍ BOROSKOPEM OLYMPUS

Při diagnostickém průzkumu bylo uskutečněno optické vyšetření konstrukce boroskopem OLYMPUS. Optické vyšetření bylo uskutečněno pro zjištění tloušťky kleneb. V klenbě v poli č.1 bylo provedeno optické vyšetření konstrukce v místě BS1 a v klenbě v poli č.3 bylo provedeno optické vyšetření BS2.

Optické vyšetření mohlo být prováděno vzhledem k tomu, že nad konstrukcí klenby je proveden výrazně odlišný materiál (kamenný zához s vápennou maltou a zeminou), zatímco samotná klenby vykazuje maltu i kámen vysoké pevnosti.

V sondě BS1 v klenbě v poli č.1 byla zjištěna tloušťka klenby 650 mm. Tloušťka klenby tak odpovídá tloušťce kamenů na boku klenby. Zde byly zjištěny kameny odpovídající tloušťce klenby 600-800mm. Je tedy možno počítat s průměrnou tloušťkou klenby v poli č.1 cca 700 mm.

V sondě BS2 v klenbě v poli č.3 byla zjištěna tloušťka klenby 700 mm. Tloušťka klenby také zde odpovídá tloušťce kamenů na boku klenby. Zde byly zjištěny kameny tloušťky 600-900 mm. Doporučujeme tedy rovněž pro klenbu v poli č.3 počítat s průměrnou tloušťkou klenby cca 700 mm.

3.1.2. ZKOUŠKY PEVNOSTI KAMENE

Byly provedeny zkoušky pevnosti kamene. Zkoušky byly zaměřeny na kamenné zdivo kleneb. Na základě podrobné prohlídky konstrukcí kleneb bylo zjištěno, že se jedná o kámen (přeměněná hornina) s proměnlivou pevností.

Zkoušky pevnosti kamene byly prováděny na vzorcích. Jako vzorky byly odebrány jádrové vývrty profilu 45mm přístrojem DUSS. Zkoušky pevnosti byly po zakončení vzorků diamantovou pilou prováděny jako zkoušky pevnosti dle ČSN EN 1926. Výsledky zkoušek pevnosti přírodního kamene klenby v poli č.1 v místech V1 až V5 jsou uvedeny v tabulce č.1 a výsledky zkoušek kamene klenby v poli č.3 jsou uvedeny v tabulce č.3. Protokoly zkoušek kamene je uveden v příloze č.7a a č.7b.

TABULKA č.1 Výsledky zkoušky pevnosti kamene –klenba v poli č.1

Zkušební vzorek sada č.1	Rozměry v mm		Tlačná plocha (mm ²)	Maximální zatížení při porušení	Pevnost kamene N/mm2
	průměr	výška			
1	45	45	1589	N	30,2
2	45	45	1589	48000	27,7
3	45	45	1589	44000	25,2
4	45	45	1589	40000	59,2
5	45	45	1589	94000	27,0

PRŮMĚR 33,9

TABULKA č.2 Výsledky zkoušky pevnosti kamene –klenba v poli č.3

Zkušební vzorek sada č.2	Rozměry v mm		Tlačná plocha (mm ²)	Maximální zatížení při porušení	Pevnost kamene N/mm2
	průměr	výška			
1	45	45	1589	54500	34,3
2	45	45	1589	35000	22,0
3	45	45	1589	35000	22,0
4	45	45	1589	74000	46,6
5	45	45	1589	97500	61,4

PRŮMĚR 37,2

3.1.3. NEDESTRUKTIVNÍ ZKOUŠKY MALTY A VYHODNOCENÍ ZKOUŠEK ZDIVA

Nedestruktivní zkoušky malty byly provedeny tak, aby bylo možno následně stanovit výpočtovou (resp.návrhovou) pevnost zdiva ve smyslu ČSN 730038, ČSN ISO 13822 a ČSN EN 1990. Hodnoty výpočtové (resp. návrhové) pevnosti zdiva klenob byly stanovovány na základě těchto nedestruktivních zkoušek malty a destruktivních zkoušek kamene uvedených v odstavci 3.1.2.

Na zkušebním místě bylo jako příprava zkoušky odstraněno spárování mezi kameny provedené úpravou (zpevněním) povrchu malty ve spárách. Nebyla zjištěna přímo například cementová malta určité tloušťky, ale bylo zjištěno zpevnění povrchové vrstvy jinak do hloubky stejnorodého spárování mezi kameny.

Zkoušky malty byly provedeny nedestruktivní metodou elektrického přilepového vrtání dle TZÚS Praha (přístrojem pro zkoušky složek zdiva PZZ 01). K vyhodnocení bylo využito obecných kalibračních vztahů pro maltu s následným statistickým zpracováním výsledků a zaříděním materiálů v souladu s ČSN 731101, ČSN EN 998-2 a ČSN EN 771-6. Vyhodnocení zkoušek malty prováděných pro zdivo opěr, pilířů a klenob je uvedeno v přílohách č. 8a a č.8b.

Zařídění materiálů je uvedeno v tabulce č.3 dle výsledků zkoušek. Výpočtové pevnosti zdiva dle ČSN 73 0038 jsou uvedeny v tabulce č.4.

TABULKA č.3 - Charakteristiky zdiva pilíře, opěr a klenby dle ČSN 73 11 01

konstrukce kámen	malta % hm.	kusové stavivo	vazba
klenba pole č.1	MC 50	přeměněná hornina pevn. zn.20	hrubé řádkové zdivo
klenba pole č.3	MC 50	přeměněná hornina pevn. zn.20	hrubé řádkové zdivo

POZNÁMKA : Převládajícím zdícím materiálem je přeměněná hornina místy vrstevnaté struktury. Byly zjištěny jednotlivé kameny velmi rozdílné pevnosti, opracování kamene není přesně odpovídající hrubému řádkovému zdivu, nejedná se však také přímo o zdivo lomové.

TABULKA č.4 - Stanovení výpočtové pevnosti zdiva Rd dle ČSN 73 0038

konstrukce	Rmsd (MPa) ČSN731101	γ_{mm}	γ_{rm}	γ_{in}	Rd (MPa)
klenba pole č.1	1,2	1,6	0,85	0,9	0,9
klenba pole č.3	1,2	1,6	0,85	0,9	0,9

Výpočtová pevnost zdiva je stanovena dle ČSN 73 0038 "Navrhování a posuzování stavebních konstrukcí při přestavbách" ze vztahu :

$$R_d = 1,6 \cdot \frac{\gamma_{in} \cdot \gamma_{rm}}{\gamma_{mm}} \cdot R_{msd}$$

Poznámka: - Rmsd výpočtová pevnost zdiva stanovená dle ČSN 731101 s použitím výsledků zkoušek pevnosti kusových staviv

- γ mm součinitel spolehlivosti zdiva
ČSN 730038, použitá literatura
Pro kamenné zdivo nebylo použito snižujícího součinitele proto, že bylo rozhodující zařazení vazby
- γ m součinitel podmínek působení
ČSN 730038, použitá literatura
- γ in součinitel informace
ČSN 730038, použitá literatura

Hodnoty součinitelů vycházely z poznatků o zdivu a byly převzaty z literatury: "Rekonstrukce a poruchy staveb I" kolektivu autorů v závislosti na zjištěné vazbě původního zdiva. Pro kámen jsou tyto hodnoty nahrazeny zařazením vazby zdiva.

V přílohách této zprávy je použito následujícího označení veličin :

- R je výběrový průměr vyšetřované pevnosti zjištěný z "n" vzorků
- s_x je výběrová směrodatná odchylka
- t_n součinitel pro meze konfidenčního intervalu
pro odhad průměru základního souboru náhodné veličiny se zvolenou konfidencí.

Bylo rovněž provedeno vyhodnocení zkoušek zdiva dle ČSN ISO 13822 (730038 - 2005) toto je uvedeno v tabulce č.5.

Charakteristická pevnost zdiva v tlaku f_k byla stanovena ze vztahu

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta$$

Návrhová pevnost zdiva v tlaku f_d byla stanovena ze vztahu

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3} \cdot \gamma_{m4}}$$

K... konstanta dle druhu zdiva, skupiny zdících prvků závislá na geometrických charakteristikách těchto prvků dle ČSN EN 1996-1-1 tabulek 3.1 a 3.3.

f_bnormalizovaná průměrná pevnost v tlaku zdících prvků v MPa (N/mm²)
 $f_b = f_{b \text{ prům.}} \cdot \delta$
 δ ... součinitel tvaru vyjadřující vliv rozměrů zkušební vzorku dle ČSN EN 772-1
 $\delta = 0,85$ vývrt průměru 45 mm

f_m ... průměrná pevnost malty v tlaku v MPa (N/mm²).
uvažuje se max $2f_b$ nebo 20 MPa

α exponent závislý na tloušťce ložných spár a druhu malty
 $\alpha = 0,65$ – nevyztužené zdivo s obyčejnou nebo lehkou maltou.

β ... exponent závislý na druhu malty
 $\beta = 0,25$ pro obyčejnou maltu

γ_{m1} základní hodnota díličího součinitele

γ_{m2}součinitel vlivu pravidelnosti vazby zdiva a vyplnění spár maltou

γ_{m3} součinitel zvýšené vlhkosti

γ_{m4} součinitel vlivu svislých a šikmých trhlin ve zdivu

**TABULKA č.5 - Stanovení návrhové pevnosti zdiva f_d
dle ČSN ISO 13822 (2005)**

zkuš. místo	δ	f_b ($f_b = f_{b \text{ prům. } \delta}$)	$f_m \cdot$	K	α	β ($f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta$)	f_k	V_{m1}	V_{m2}	V_{m3}	V_{m4}	f_d
KLENBA POLE č.1	0,85	28,7	2,0	0,45	0,65	0,25	4,7	2,5	1,2	1,25	1,4	0,89
KLENBA POLE č.3	0,85	31,6	2,0	0,45	0,65	0,25	5,0	2,5	1,2	1,25	1,4	0,95

3.1.4. PORUCHY KONSTRUKCÍ KLENEB

Při diagnostickém průzkumu byly zjištěny známky velmi silného zatékání do konstrukcí obou kleneb s výluhy a inkrustacemi na spodním líci kleneb. V klenbě v poli č.1 i klenbě v poli č.3 byly zjištěny trhliny rovnoběžné s osou mostu. Tyto trhliny vznikají v klenbách přibližně v místě uložení zdiva popravních zádek. Toto zdivo bylo rovněž zjištěno s mírným roztlačením a přesahem přes okraj kleneb.

Klenby bude třeba v rámci rekonstrukce v příčném směru sepnout táhly.

4. ZÁVĚR

4.1. VÝSLEDKY ZKOUŠEK

Veškeré zjištěné skutečnosti jsou uvedeny v předchozích bodech této zprávy a přílohách č.1 až č.9 - fotodokumentace.

Z hlediska kamene použitého pro klenby použitý jako kusové stavivo pro zděné konstrukce kleneb vykazuje pevnost v tlaku dle odstavce 3.1.2. této zprávy.

Malta ve spárách je místy degradována na povrchu v důsledku protékání a zmrazovacích cyklů. Pevnostní charakteristiky neporušené malty jsou uvedeny v bodě 3.1.3. této zprávy.

Tloušťka kleneb je proměnná dle výšky použitých kamenů a pohybuje se v hodnotách 0,6-0,9m. Pro posouzení doporučujeme vycházet z průměrné hodnoty tloušťky klenby 0,7m.

4.2. NÁVRH NA OPRAVU KLENEB MOSTU

Pro zděné konstrukce kleneb provedených z kamenného zdiva je třeba počítat především s celkovou rekonstrukcí hydroizolačního systému. Z toho vyplývá, že bude třeba odebrat materiál nad úrovní rubu kleneb. Při návrhu rekonstrukce je třeba počítat s nějakým způsobem sepnutí kleneb v příčném směru, neboť jsou porušeny podélnými trlinami rovnoběžnými s osou mostu v místě uložení poprsních zidek.

Je možno také navrhnout železobetonovou nosnou konstrukci nad klenbami, která převezme jejich nosnou funkci a tyto klenby zůstanou jen jako podhledové prvky mostu. Zároveň by železobetonová konstrukce plnila funkci ztužení, nebo navrhnout kombinaci stávající konstrukce se zesílením betonem na rubu kleneb.

Na novou železobetonovou desku nad klenbami je možno provést hydroizolaci se systémem jejího odvodnění, aby nedocházelo k dalšímu zatékání také do zdiva opěr.

v Liberci dne 19.2.2011

DIAGNOSTIKA

STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ s. r. o.

460 15 Liberec 15, Svobody 814

Tel. 482 750 583, fax 482 750 584

E-mail: diagnostika.lb@volny.cz

IČ 44564996, DIČ CZ44564996



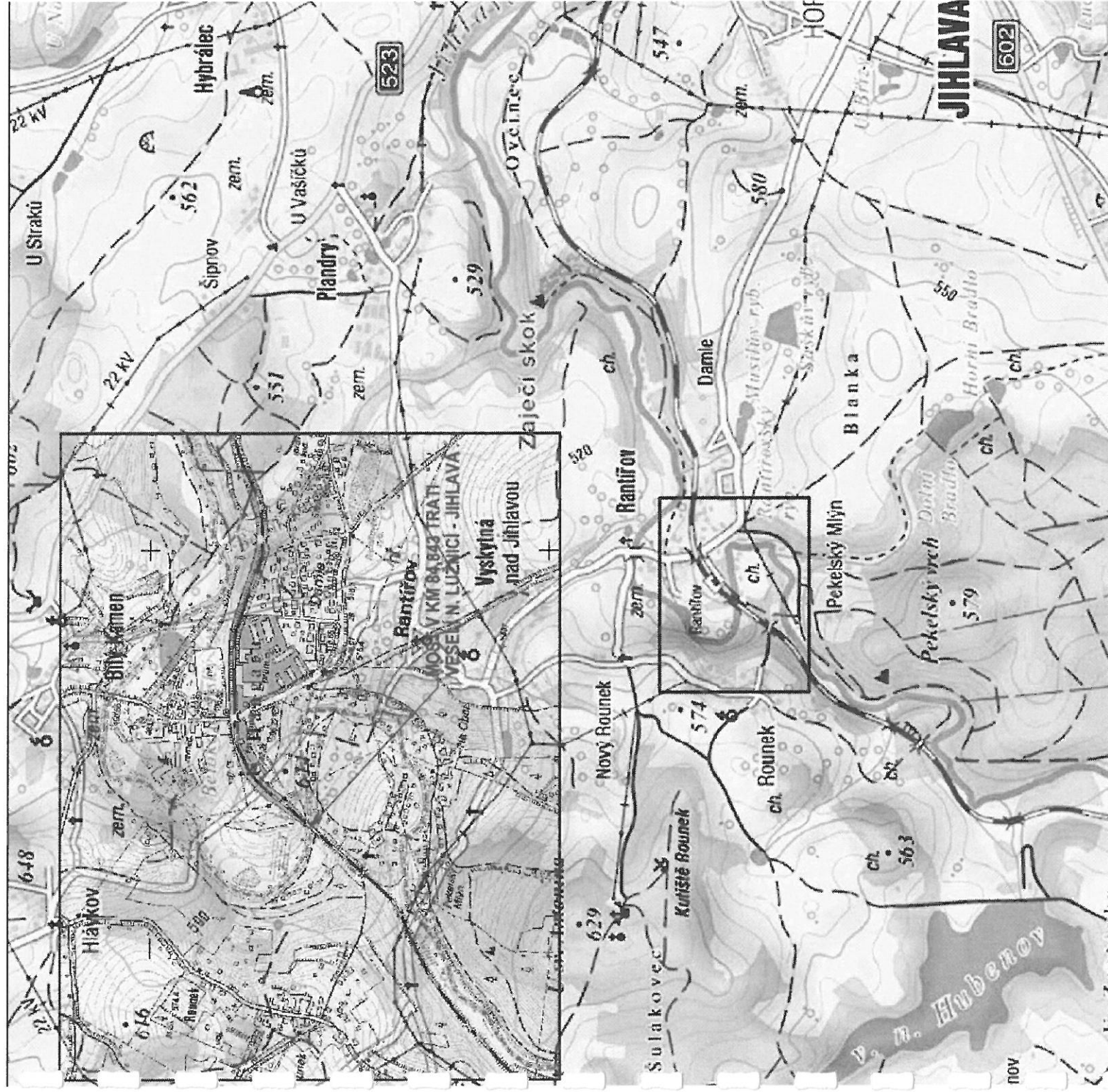
Diagnostika stavebních konstrukcí

s.r.o.

ing. K.Čapek

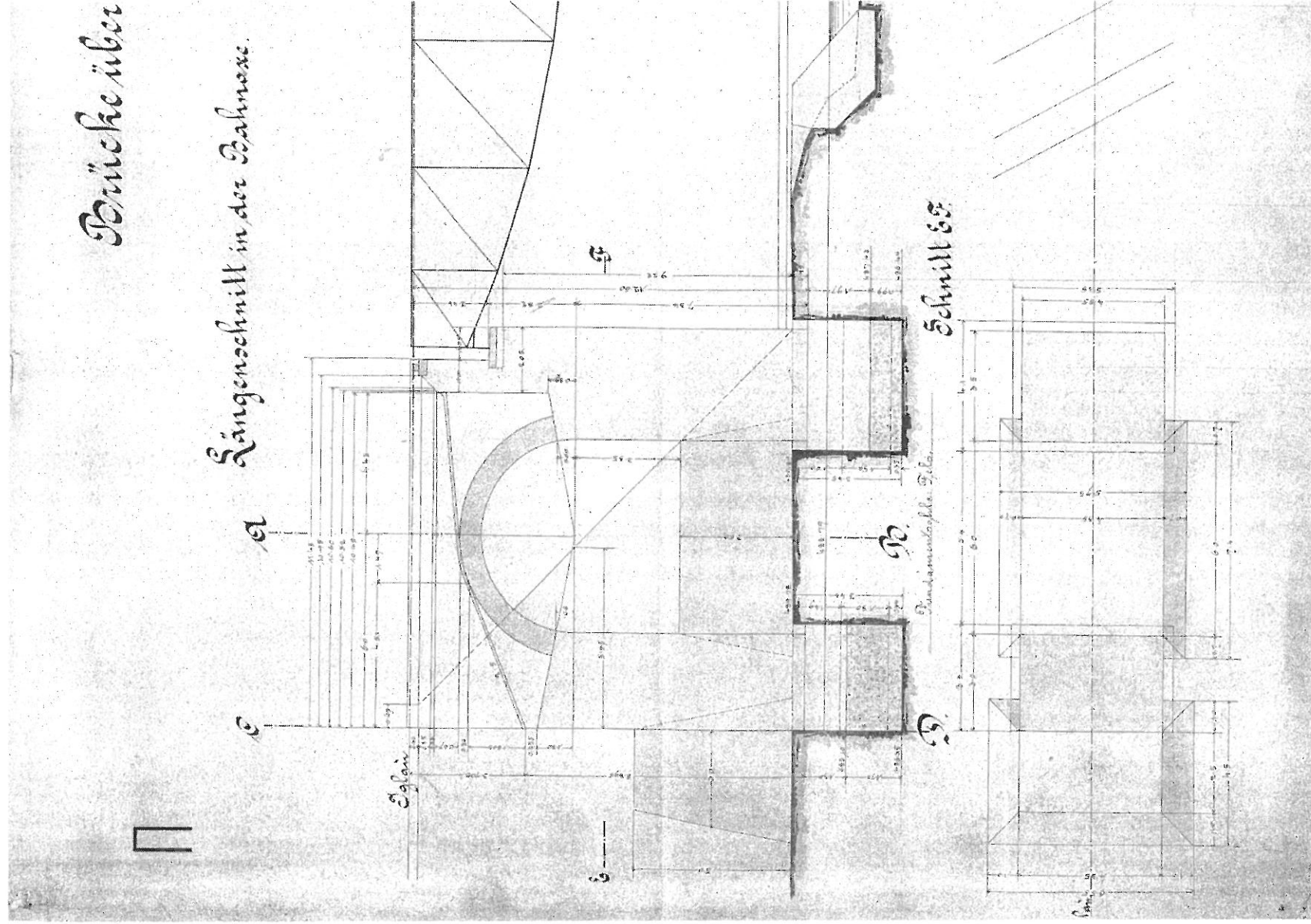
ing. A.Hlaváček

SITUACE



PŘÍLOHA č.1

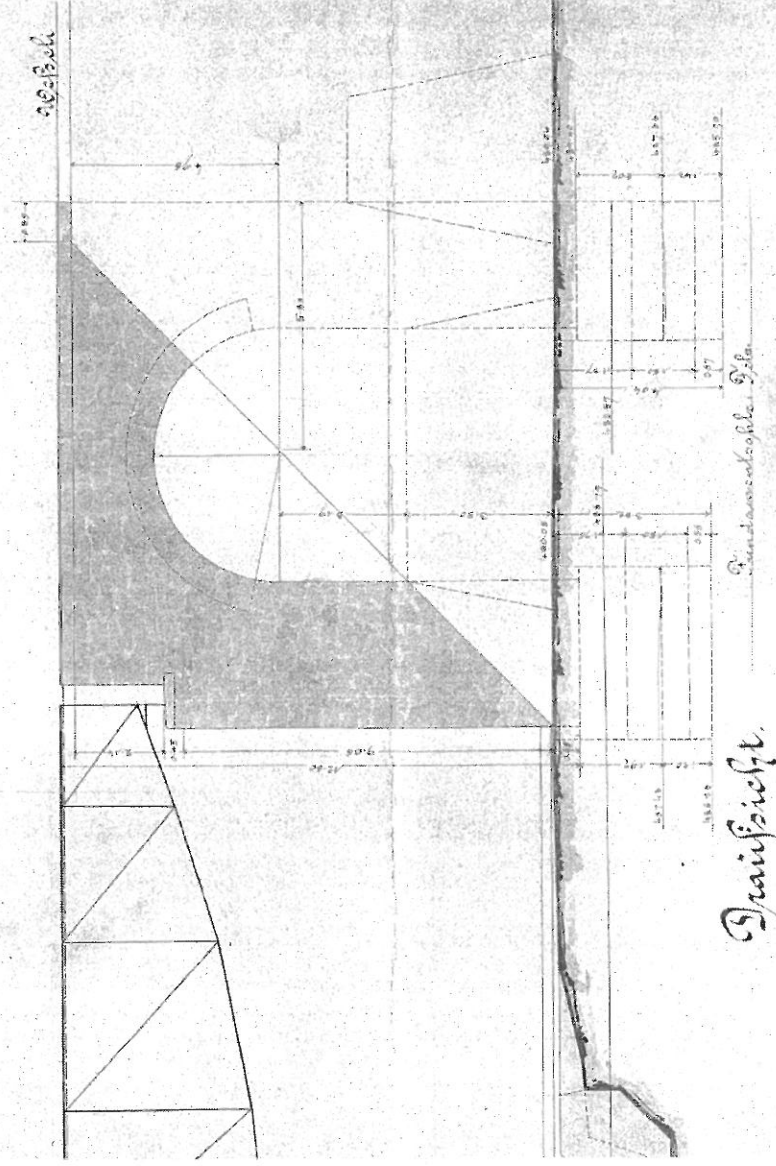
ARCHIVNÍ DOKUMENTACE



ARCHIVNÍ DOKUMENTACE

2.0 wt % m: 7.956. [8494305]

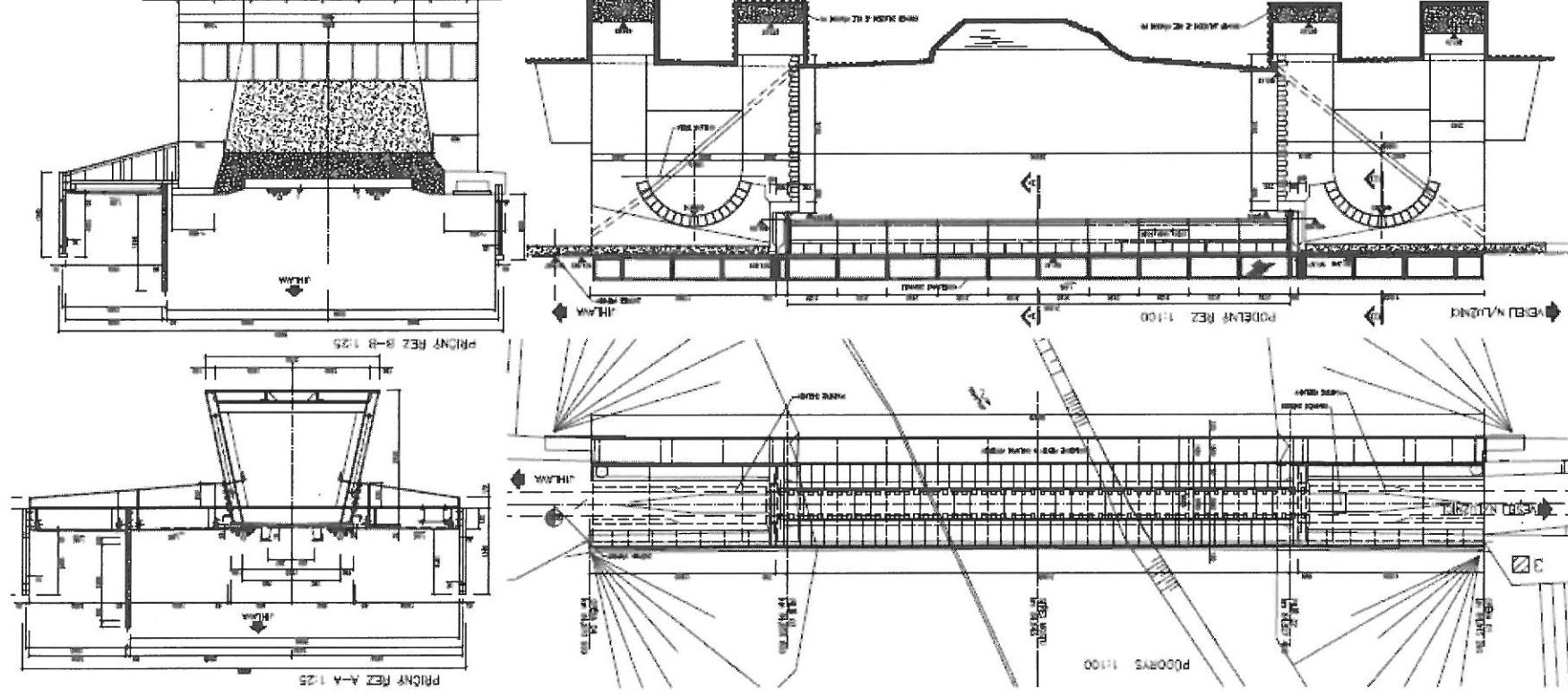
Anzahl



Drainsicht.



ZAMĚŘENÍ STÁVAJÍCÍHO STAVU



ZÁPIS O PŘEVZETÍ STAVBY 1971

Z á p í s

o odevzdání a převzetí stavby nebo jejích ucelených částí
/ investiční výstavba /

Převzetí řízení provedeno dne : 14. prosince 1971.

1/ Účelo a název stavby : 27-44-110 - J.Hradec - Jihlava, předeloitr. úpravy

Účelo a název objektu : 49 - žst. Rantířov most km 84,843

Část objektu : 492/1 - M238 - příjezdová cesta

2/ Zástupci investora : viz přesměrní listina.

SVBZ v Plzni, odb. I.-red. Převzetí řízení : o. J. Šváb

3/ Zástupci dodavatele :

viz přesměrní listina

4/ Zástupci ostatních účastníků řízení :

viz přesměrní listinu.

5/ Místo stavby : žst. Rantířov

Okres : Jihlava

Kat. území : Rantířov
Kraj : Jihomoravský

6/ Generální projektant : SUDOP Praha

Projektant : Ing. J. Štěpánek

7/ Generální dodavatel : Železniční stavitelství Praha

Subdodavatel : Železniční stavitelství Brno

8/ Schválení projektové a rozpočtové dokumentace :
Prohládnuto s poukazem na schválení náč. ED Plzeň dne 31.8.70 č.j. 377/70.

9/ Hospodářská smlouva s gen. dodavatelem
čís. 735 ze dne 10.6.1969

10/ Zahájení prací - dle hosp. smlouvy : 041

dle skutečnosti : květen 1971 - prosince 1970 / konstrukce/

11/ Dokončení prací - dle hosp. smlouvy : 121

dle skutečnosti : prosinec 1971

12/ Stručný techn. popis stavby - objektu :

Konstrukce mostu je plochostěnná, svařovaná a přímým pojžděním o rozpětí 31,20 m.

Konstrukce je pro valk A. Na pravé straně mostu je lávka pro pěší a šířka 1,50 m.

Konstrukční výška hlavních nosníků je 2130 mm. Účinná výška je 2620 mm. Osa koleje je v přísm. Niveleta na mostě soupá 0,627 ‰. Úložné prahy jsou prefabrikáty a tvoří se sávrnou zádkou a obodákovými koncovy ižáden ocelk. Žel.svršek je tv.T.

Obj.č.492/1 - slouží pro přístup k mostu 84,843. Panelová cesta byla 170 m dl.

šifky 2,00 m. Byla provedena se silničních panelů K20 300 x 200 cm. Fixaně bude za-
členěna do obj.č.49 - most km 84,843 žst. Rantířov.

13/ Zjištěné odchylky od projektu a jejich příčiny :

Senase kleneb nebyla provedena. Viz zápis ze dne 6. července 1971.

14/ Průběh a výsledky provedených zkoušek :

20.8.1971 - první hl.prohídka a zatěžovací zkouška.

15/ Hodnota stavby / objektu / dle rozpočtu : 2,532,443,80

Skutečný náklad stavby / objektu / :

Objekt bude navržen konečnou fakturou za měsíc prosinec 1971.

PŘÍLOHA č.4

ZÁPIS O PŘEVZETÍ STAVBY 1971

" 2 "

na zjišťovacích nedodávkách a sávkách. Oprávnění a lhůty k jejich odstranění :

- 1/ Spravit střešní kotelny / do konce května 1972/
- 2/ Oadřít dřevěné lávky k pojistným úhelnicím.
- 3/ Doplnit závěsy k příjezdovým pojistným úhelnicím / zbudat/
- 4/ Výškově upravit pojistné úhelnice do 31.12.1972.
- 5/ Zřídit kotelny střešní a dlatatelní volnosti na vanačské střešní nosu 31.3.1972/
- 6/ Opravit podlahy pod šrouby tak, aby nedošlo k dotyku upevňovací 31.5.1972/.

Vlastní práce :

- 1/ Opravit poškozené nátěry / 31.5.1972/
- 2/ Natřít staré příhradové konstrukce / 31.5.1972/
- 3/ Provést ošetření lávy pro pěší / 31.12.1971/
- 4/ Upravit bes. přechody nových úložných přežít a zádržné sídky do starého kam. sdrva 31.5.1972.
- 5/ Vyřešovat úložné prahy pro odtok vody od ložisek 31.5.1972.
- 6/ Opravit spárovaní na mostě /31.5.1972/
- 7/ Upravit kůžele v prostoru starých konstrukcí lávky 31.5.1972.
- 8/ Provést nátěr středních lávek / stěnek/ 31.5.1972.
- 9/ Provést nátěr ložiskových čepů 31.5.1972.

Zástupce al.13 Ing.Sýkora konstataje, že nebyla provedena sanace podle projektu a i po provedení injektací dochází k průsaku vody na obou klonách. Bude předmetem dalšího jednání.

Neodůvodněl termín pro odstranění vad zajišťující neproplacení 20% záručnatelnou rozpočtu stavby - objektu dle výk. 89/67 Sb. příp. je pod dalším penalizačním sankcemi dle platn. předpisů.

17/ Potřeba dodatečných výpočtů, případně dodávek a termínů k jejich provedení :

18/ Zhodnocení jakosti provedených prací

Práce byly provedeny odborně a odpovídají schválené dokumentaci.

19/ Údaje o předání projektové dokumentace :

do 31.1.1972.

20/ Záruční doba dle platných předpisů :

8. 109/64 Sb.

21/ Vyjádření zástupce pověřeného podniku :

Gen. dodavatel souhlasí se zápisem a zjištěnými skutečnostmi a doložitelnými termíny pro odstranění vad a nedodávek. Gen. dodavatel prohlašuje, že v případě nedodržení těchto termínů bude přiznán majetkové sankce jakož i škody vzniklé z tohoto titulu. Tento zápis o převzetí a odevzdání je zároveň zápisem mezi gen. dodavatelem a subdodavatelem stavby.

22/ Závěrečný pseudokomise, předání a převzetí do majetku a účelů :

Na základě písemného konečného výkladu dnešního jednání předání zástupce investora 20 Plzeň s. Sváb ved. Ing. Štekl O. Budějovice techn. poplsem stavební částí stavby dle š. dnů dnem od dodavatele a předává souhlasné ve stejném rozsahu a na stejných podmínkách jako investor všem dodavatelům do majetku a udržívatelům zástupce al.13 Ing. Sýkora, Ing. Matějka, který provedené práce přijímá. Neodůvodněl a sávkou bude předán nem. zápisem.

23/ Povolení ke zkušebnímu - trvalému provozu :

MD č. 6.777/60 - OI § 11.8.

V Rantířově dne 14.12.1971.

Stončec, předseda a podpisy.

Podpis ved. předávacího řízení : J. Sváb v.r.

Podpis účastníků : viz přenesení listiny.

Podpisové listiny :

25 Plzeň - střešní
20 Plzeň - OI
28 Brno Remasels
28 Brno, Lomáčka
20 O. Budějovice
20 Třinec

20 Plzeň al.13 2x
20 Plzeň 1x
20 O. Budějovice 1x
Vojtěch 2479 Jihlava 2x
20 Rantířov 1x
Stav. 20. 5.1.14 s. Ondrášek 1x

PRVNÍ HLAVNÍ PROHLÍDKA 1971

Z á p í s

sepsaný dne 20.srpna 1971 v Žst Rentřov.

Jednání se zúčastnili za:

Federální ministerstvo dopravy,
odbor traťového hospodářství ing. Bohumil Kňažko
Správu Jihozápadní dráhy, službu trať-
ového hospodářství ing. Mirija Francouz
Odbor investiční výstavby Ing. Josef Turek
Investorský úsek, České Budějovice Miroslav Klička
(stavební dozor ČSD)
Traťovou distanci Tábor Josef Láf
Železniční stavitelství Brno Ing. Jan Procházka
závod Ol Brno Ing. Gustav Zukal
stavební oddíl Jihlava Ing. Oldřich Sedlák
Jaroslav Rozsival
Vojenský útvar č.2479 Pohořelice pplk Ing. Oldřich Peter
mjr Jaromír Parolek
Technický a zkušební ústav stavební v Brně ... ing. Ladislav Bystřický

P ř e d m ě t e m

jednání je první hlavní prohlídka a zatěžovací zkouška mostu přes Jihlávku v km 84,843 trati Veselí n.Lužnicí - Jihlava.

Ü v o d

(dokumentace)

V rámci předelektrisačních úprav traťového úseku Jindřichův Hradec-Jihlava bylo rozhodnuto vyměnit stávající ocelovou mostní konstrukci v km 84,843 a sanovat masivní část mostu.

Souhrnné projektové řešení vypracované SUDOPEM, středisko Ol v Praze bylo schváleno ministrem dopravy čj.27641/68-6 ze dne 31.10.1968.

Dokončující (prováděcí) projekt spodní stavby vypracovaný SUDOPEM, středisko Ol v Praze byl schválen náčelníkem Jihozápadní dráhy v Plzni čj.377/70 ze dne 30.8.1970.

Konečné projektové řešení (projekt v konečném stadiu řešení) ocelové nosné konstrukce vypracoval výzkum ocelových konstrukcí n.p. Vítkovické železářny Kl.Gottwalda, Frýdek - Místek a byl schválen náčelníkem Jihozápadní dráhy v Plzni čj.427/69 ze dne 5.2.1970. Výrobní výkresy (dílenké) vypracoval Výzkum ocelových konstrukcí Vítkovických železáren Kl.Gottwalda, Frýdek - Místek a byly schváleny náčelníkem Jihozápadní dráhy v Plzni čj.371/70 ze dne 13.5.1970.

PRVNÍ HLAVNÍ PROHLÍDKA 1971

- 2 -

Generálním dodavatelem je Železniční stavitelství Praha, přímý dodavatel je Železniční stavitelství Brno, závod Ol Brno. Ocelovou nosnou konstrukci vyrobily Vítkovické železářny Klementa Gottwaldů, n.p., závod 6 Ostrava. Spodní stavbu, montáž chodníků a lávky k ocelové konstrukci, která došla z mostáreny vcelku, provedl Vojenský útvar číslo 2479 Pohořelice.

P o s t u p s t a v b y .

Převzetí staveniště:	12.5.1971
Zahájení stavby	7.12.1970
Složení ocelové konstrukce na pračkové rovnání dva jeřáby EIK 60	22.12.1970
Zahájení montáže ocelové konstrukce (montáž konzol a podlah)	12.5.1971
Zahájení vrtání pro injektáž a vysekání spar	20.5.1971
Provádění nátěrů, zahájení	20.5.1971
Převzetí armatury úložných prahů	6.7.1971
Betonáž úložného prahu na jihlavské straně ...	13.7.1971
Betonáž dvou kusů úložného prahu na kostelecké straně	14.7.1971
Montáž ocelových táhel pro stažení klenby	29.7.1971
Převzetí nátěrů ocelové konstrukce zástupcem Traťové distance Tábor	2.9.1971
Převzetí ocelové konstrukce ve VŽKG, závod 6 Ostrava	26.11.1970

V nepřetržitě výluce koleje zahájené dne 16.8.1971 a skončené dne 20.8.1971 byla pomocí konzolového jeřábu GEPK - 130 vyjmuta stávací ocelová konstrukce mostu a lávky a uložena vlevo objektu na provozní pračkové podpěry; a poté bylo ubouráno staré zdivo a nahrazeno železobetonovými prefabrikáky úložných prahů a závěrných zdí; na ně byla uložena nosná ocelová konstrukce opět pomocí jeřábu GEPK - 130.

P o p i s m o s t u .

Jednokolejný most přes řeku Jihlávku je nyní tvořen původními masivními částmi, a to jednou kamennou klenbou o světlosti 6 m na obou koncích mostu přecházejících v rovnoběžná křídla. Ve středním poli je osazena celosvařovaná ocelová truhlíková konstrukce s příjímá upevněním kolejnic. Po pravé straně konstrukce je na prodloužených konzolách namontována lávka pro pěší, oddělená zábradlím se síťovou výplní od služebního chodníku.

Nová ocelová konstrukce je kolmá a má rozpětí 31,20 m při světlosti 29,66 m.

PRVNÍ HLAVNÍ PROHLÍDKA 1971

- 3 -

Most leží v posunovacím obvodu žst Rantířov. Kolej na mostě je přímá stoupá směrem do stanice 0,7 ‰. Blížší údaje o mostě jsou uvedeny v přílohách A, a B.

H l a v n í p r o h l í d k a .

A) Spodní stavba.

Spodní stavba byla upravena a sanována podle projektu až na izolaci kleneb, od nichž bylo upuštěno, neboť provozních důvodů nebylo možno povolit delší nepřetržitou výluku.

Žulové zdivo spodní stavby bylo proinjektováno a vyspárováno a do klenby na jihlavské straně mostu byla vložena 3 ocelová táhla (pro zajištění její stability při práci s jeřábem GEPK 130).;

Železobetonový prefabrikát nového tříložného prahu a závěrné zdi na jihlavské straně byl zhotoven vcelku a svými rozměry odpovídá v podstatě projektu. Na veselské straně mostu je prefabrikát rozdělen svisle na dvě části a po vložení byl zmonolitněn. Jeho rozměry rovněž odpovídají v podstatě projektu. Pro dosažení projektovaných rozměrů musely být oba prefabrikáty po vložení upraveny šramováním, při čemž nebyla odkryta armatura. Upravena byla ložisková hnízda obou prefabrikátů a levá část závěrné zdi na jihlavské straně. Vystupující částí závěrné zdi v místě levého služebního chodníku neumožňují plynulý přechod z ocelové konstrukce na masivní část mostu.

Doposud nebyly osazeny železobetonové parapety v místech přechodu na ocelovou konstrukci (z obou konců levé poloviny mostu). Pod mostem leží sbytky po bourání ždíva a stará ocelová konstrukce s lávkou na provizorních podpěrách.

B) Nosná konstrukce.

Nová nosná ocelové konstrukce byla odborně vyrobena v mostárně Vítkovických železáren Klementa Gottwalda, n.p., závod 6 a dodáno vcelku na staveniště. Její dílenské převzetí se uskutečnilo dne 26.11.1970, o čemž byl vyhotoven zápis, který je uložen u služby Traťového hospodářství Jihozápadní dráhy. Na staveništi byly na ocelovou konstrukci pouze namontovány chodníkové konzoly, zábradlí a podlahy z plechu s oválnými výstupky, dále kabelový žlab a odvodnění.

U lávky pro pěší (na pravé straně mostu) nejsou dosud prodlouženy dosavadní příhradové ocelové konzoly a osazeny nové podlahové nosníky pro navázání na podlahu lávky na nové ocelové konstrukci. Rovněž projektované osvětlení lávky není dosud provedeno.

PŘÍLOHA č.5

PRVNÍ HLAVNÍ PROHLÍDKA 1971

- 4 -

Na nové ocelové konstrukci nejsou dosud namontovány žebříky pro sestup k revizi konstrukce.

Ochranný nátěr ocelové konstrukce byl proveden podle předpisů ČSD S 49, t.j. dvakrát základní a dvakrát vrchní nátěr. Je však na mnoha místech poškozen v důsledku manipulace s konstrukcí při skládání na staveništní plošinu a při osazování na opěry. Pevné části ložisek (zejména vahadlové desky) nejsou dosud opatřeny ochrannými nátěry. Funkční a pohyblivé části ložisek jsou opatřeny (namažány) grafitovou směsí.

C) Železniční svršek.

Na mostě leží železniční smršek z kolejnic tvaru T, které jsou na masivní části mostu uloženy na příčných dřevěných pračích s rozdělením "d" v drceném štěrku zrnitosti 5 - 7 cm. Kolejnicové styky jsou umístěny 11 m před novou konstrukcí a 5,5 m za ní, takže na celé nové ocelové konstrukci není žádný styk kolejnic.

Na nové ocelové konstrukci jsou kolejnice připevněny přímo k nosné konstrukci a to stejným způsobem jako na mostě v km 76,563 trati Protivín - Zdice (podle projektu Dr.Holaně).

Při sestavování jednotlivých součástí přímého upevnění kolejnic se však zjistilo, že zejména součástka sestavena z pozic 301, 302 a 304 neodpovídá svým rozměrům projektu. Svěrku nebylo možno zasunout a proto pozice 302 musela být zkrácena upálením. To však nestačilo k tomu, aby kolejnice mohla doceda plnou plochou na podkladnice, a byla dána osově do polohy zajišťující předepsaný rozchod koleje. Vznikly rovněž pochybnosti o správnosti rozměrů a eventuelní správnosti přivaření pozice 305. Po smontování bylo proto zjištěno, že kolejnicové pasy na celou délku nové konstrukce jsou téměř ve svislé poloze (místo ve sklonu 1 : 20) rochod koleje je zvětšen o 7 - 8 mm.

Na obou koncích mostu nejsou dosud namontovány pojistné uheľníky s klínovým ukončením. Rovněž na veselské straně mostu (u pohyblivých ložisek) není dosud zřízen styk kolejnic s dilatační volností v projedítované vzdálenosti od začátku ocelové konstrukce.

D) Prostorová úprava.

Na nové ocelové konstrukci byla prostorová úprava zkontrolována při jejím dilenském převzetí.

PŘÍLOHA č.5

PRVNÍ HLAVNÍ PROHLÍDKA 1971

- 5 -

Z a t ě ž o v a c í z k o u š k a.

Zatěžovací zkouška byla provedena dvoukonzolovým železničním jeřábem GEPK 130 výr.číslo 07 z pracovní poloze bez břemene s průměrným nápravovým tlakem 28,6 Mp, jehož zatěžovací účinek dosahoval podle čl. 38 ČSN - 736209 hodnotu 0,964. (Statická účinnost podle čl.53 byla 1,359).

Močná konstrukce byla zatěžována ve dvou cyklech, při čemž průhyby uprostřed rozpětí byly měřeny dvěma Huggen - Begerovými průhyboměry a nivelačním přístrojem NI - 004. U všech čtyřech ložisek byly umístěny indikační ink hodinky pro měření jejich dotlačení.

Měření deformací vykonali pracovníci Technického a zkušebního ústavu stavebního v Praze, pracoviště Brno. Pružný průhyb byl naměřen menší než vypočtený a hodnota trvalého průhybu dosáhla asi $\frac{1}{8}\%$ hodnot pružného průhybu.

Podrobné vyhodnocení výsledku měření při zatěžovací zkoušce bude provedeno ve zvláštní dokumentaci.

V ý s l e d e k .

Vzhledem k příznivému výsledku první hlavní prohlídky a zatěžovací zkoušky není námitek proti zahájení provozu na tomto mostě, pro nějž se uděluje

p o v o l e n í k z a h á j e n í p r o v o z u
z moci komise za těchto podmínek:

1) Most vyhovuje na zatížení ideálním zatěžovacím vlakem A podle normy ČSN 736203 při plné traťové rychlosti. Do doby definitivní úpravy železničního svrátku na nové ocelové konstrukci podle projektu smí být však most pojištěn rychlostí nejvýše 10 km/hod.

Zvýšení rychlosti až na traťovou provede traťová distance Tábor teprve po odstranění závad v přímém upevnění kolejnic a namontování výběhá pojistných úhelníků na obou koncích mostu.

^{přímý}
směrný
Základní dodavatel - Železniční stavitelství Brno okamžitě vyrozumí výrobce ocelové konstrukce o závadách zjištěných v přímém uložení kolejnic s tím, aby vyslal své zástupce na stavbu k projednání způsobu neprodleného odstranění uvedených závad.

PŘÍLOHA č.5

PRVNÍ HLAVNÍ PROHLÍDKA 1971

- 6 -

2) Příímý dodavatel nejpozději do 20. září 1971 provede:

- vyčištění prostoru pod mostem od zbytků po bourání zdiva spodní stavby, staré ocelové konstrukce železničního mostu a lávky, pomocných a provizorních opěr a přemostění řeky;
- vyrovnání úložné desky levého pohyblivého ložiska na veselské straně mostu;
- zalití ložiskových míst u všech ložisek a opatření jejich pevných částí ochranným nátěrem podle předpisů ČSD S 49;
- opravu poškozených nátěrů na celé nové ocelové konstrukci, zejména na spodním pohledu truhlíku konstrukce;
- definitivní osazení žebřiců pro umožnění revize mostní konstrukce
- plynulý přechod služebních chodníků z ocelové části mostu na masivní;
- namontování pojistných uhevníků s klínovým ukončením na obou koncích mostu;
- osazení železobetonových parapetů na přechodu ocelové konstrukce na masivní část mostu v jeho levé polovině;
- prodloužení stávajících příhradových konzol lávky pro pěší podle projektu včetně přechodu na lávku, která je součástí nové konstrukce a přechodu na pěšinu podél tratí;
- dokončení osvětlení lávky pro pěší podle projektu;
- zřízení kolejnicového styku s dilatační volností na veselské straně mostu (u pohyblivých ložisek) a to ve vzdálenosti udané v projektu železničního svršku;

3) Technický a zkušební ústav stavební v Praze, pracoviště Brno provede podrobné vyhodnocení výsledků měření při zatěžovací zkoušce mostu, odešle ho investorovi ve čtyřech vyhotoveních nejpozději do 31. října 1971.

4) Příímý dodavatel nejpozději do kolaudačního řízení předá službě tražového hospodářství Jihozápadní dráhy v Plzni soupravu výřezů spodní stavby mostu podle provedení. Na této soupravě bude opsána schvalovací doložka projektu.

PŘÍLOHA č.5

PRVNÍ HLAVNÍ PROHLÍDKA 1971

- 7 -

Tento zápis byl sepsán ve dvou stejnopisech a 6 přípisech. První stejnopis včetně příloh A, B, C převzal zástupce Federálního ministerstva dopravy, druhý stejnopis rovněž s přílohami A, B, C, převzal zástupce Správy dráhy v Plzni. Druhý zápis bez příloh obdržel Odbor investiční výstavby SJHŽD v Plzni, investorský úsek v Českých Budějovicích, TD Tábor, ŽS Brno, závod Ol a 2 z a V.Ú.2479 Pohořelice.

Skončeno, přečteno a podepsáno:

za

Federální ministerstvo dopravy :




za Správu Jihozápadní dráhy v Plzni:



PŘÍLOHA č.5

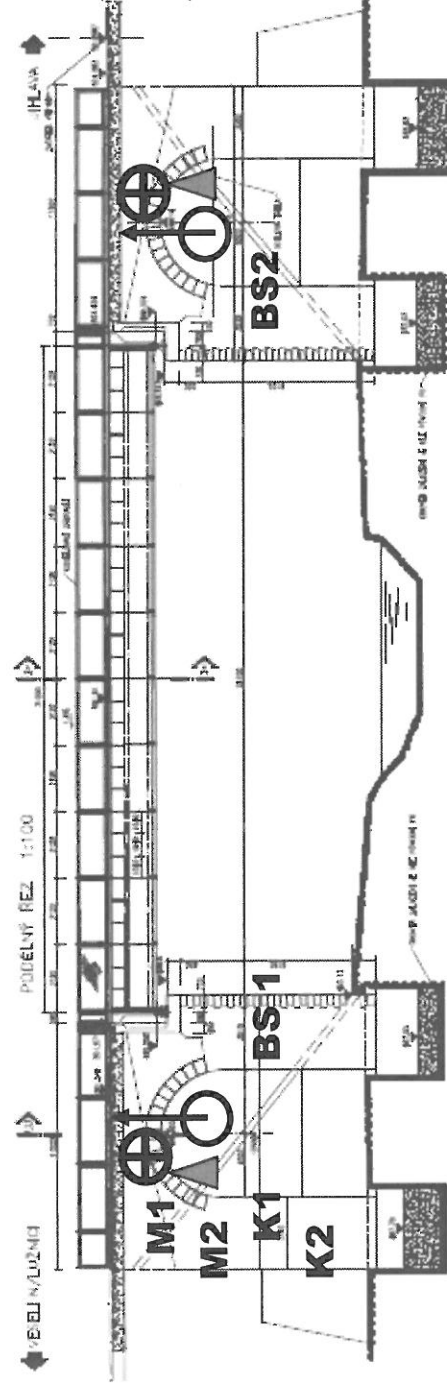
OZNAČENÍ POUŽITÁ V PŘÍLOZE č.6

 **BS** - místa provedení optického vyšetření
konstrukcí boroskopem OLYMPUS

 **K** - místa odběru sady vzorků kamene

 **M** - nedestruktivní zkoušky malty

SCHEMA OZNAČENÍ KLENEB MÍSTA ZKOUŠEK A ODBĚRU VZORKŮ



PŘÍLOHA č.6

DESTRUKTIVNÍ ZKOUŠKY KAMENE

KLENBA V POLI č.1

TESTAV - LAB s.r.o.

ul. Chodská 7, 46010 Liberec 3

Tel. : 485151265

Fax : 485150496

E-mail : testav-lab@raz-dva.cz

Společnost je zapsaná do obchodního rejstříku Krajského soudu v Ústí nad Labem v oddílu C, vložka 13890 dne 11.05.1998. IČ: 25036645, DIČ: CZ25036645

Zpráva č. 005/2011

O zkoušce stanovení pevnosti kamene v prostém tlaku na odebraných vývrtech

Zákazník : Diagnostika stavebních konstrukcí, s.r.o.

Ul. Svobody 814/95

460 15 Liberec 15

Zpracovatel : TESTAV - LAB s.r.o.,

ul. Chodská 7, 460 10 Liberec 3

Počet výtisků : 3

Výtisk číslo :

Počet stran :2

Rozdělovník : výtisk č. 1 a č. 2 - zákazník

výtisk č. 3 - archiv TESTAV - LAB s.r.o.

Obsah:

1. Zkušební vzorky
2. Výsledky zkoušek

1. Zkušební vzorky

Dne 10.02.2011 doručil zástupce objednavatele do zkušební laboratoře 5 ks jádrových vývrťů z kamene průměru 45 mm. Zkušební vzorky byly označeny zákazníkem jako sada č.1 - vzorky číslo 1 až 5 a odebrány zákazníkem na akci „ČD most Rantířov“.

PŘÍLOHA č.7a

2. Výsledky zkoušek

Před zkouškou byly ložné plochy vzorků zarovnány. Zkoušky byly provedeny podle zákazníkem odsouhlaseného zkušebního postupu dle ČSN EN 1926 (vydání červenec 2007). Zkušební měřidla a zařízení jsou metrologicky ověřena. Zkoušky byly zahájeny 11.02.2011. Zkoušky byly ukončeny 16.02.2011.

Výsledky zkoušek viz tabulka:

Zkušební vzorek sada č.1	Rozměry v mm		Tlačná plocha (mm ²)	Maximální zatížení při porušení	Pevnost kamene N/mm2
	průměr	výška		N	N/mm2
1	45	45	1589	48000	30,2
2	45	45	1589	44000	27,7
3	45	45	1589	40000	25,2
4	45	45	1589	94000	59,2
5	45	45	1589	43000	27,0

Upozornění:

Stížnost nebo námitku proti výsledkům zkoušek lze podat do 15 dnů od obdržení zprávy k rukám vedoucího laboratoře Ing. M. Zahradníka.

Výsledky zkoušek se týkají pouze zkoušeného vzorku.

Bez písemného souhlasu zkušební laboratoře nesmí být tato zpráva reprodukována jinak, než celá.

Zkoušky provedl : P. Okajček

Ing. Miloš Zahradník
vedoucí zkušební laboratoře

V Liberci dne 16.02.2011

PŘÍLOHA č.7a

DESTRUKTIVNÍ ZKOUŠKY KAMENE

KLENBA V POLI č.3

TESTAV - LAB s.r.o.

ul. Chodská 7, 46010 Liberec 3

Tel. : 485151265

Fax : 485150496

E-mail : testav-lab@raz-dva.cz

Společnost je zapsaná do obchodního rejstříku Krajského soudu v Ústí nad Labem v oddílu C, vložka 13890 dle 11.05.1998. IČ: 25036645, DIČ: CZ25036645

Zpráva č. 006/2011

O zkoušce stanovení pevnosti kamene v prostém tlaku na odebraných vývrtech

Zákazník : Diagnostika stavebních konstrukcí, s.r.o.

Ul. Svobody 814/95

460 15 Liberec 15

Zpracovatel : TESTAV - LAB s.r.o.,

ul. Chodská 7, 460 10 Liberec 3

Počet výtisků : 3

Výtisk číslo :

Počet stran : 2

Rozdělovník : výtisk č. 1 a č. 2 - zákazník

výtisk č. 3 - archiv TESTAV - LAB s.r.o.

Obsah:

1. Zkušební vzorky
2. Výsledky zkoušek

1. Zkušební vzorky

Dne 10.02.2011 doručil zástupce objednavatele do zkušební laboratoře 5 ks jádrových vývrťů z kamene průměru 45 mm. Zkušební vzorky byly označeny zákazníkem jako sada č.2 - vzorky číslo 1 až 5 a odebrány zákazníkem na akci „ČD most Rantířov“.

PŘÍLOHA č.7b

2. Výsledky zkoušek

Před zkouškou byly ložné plochy vzorků zarovnány. Zkoušky byly provedeny podle zákazníkem odsouhlaseného zkušebního postupu dle ČSN EN 1926 (vydání červenec 2007). Zkušební měřidla a zařízení jsou metrologicky ověřena. Zkoušky byly zahájeny 11.02.2011. Zkoušky byly ukončeny 16.02.2011.

Výsledky zkoušek viz tabulka:

Zkušební vzorek sada č.2	Rozměry v mm		Tlačná plocha (mm ²)	Maximální zatížení při porušení		Pevnost kamene N/mm2
	průměr	výška		N	N	
1	45	45	1589	54500		34,3
2	45	45	1589	35000		22,0
3	45	45	1589	35000		22,0
4	45	45	1589	74000		46,6
5	45	45	1589	97500		61,4

Upozornění:

Stížnost nebo námitku proti výsledkům zkoušek lze podat do 15 dnů od obdržení zprávy k rukám vedoucího laboratoře Ing. M. Zahradníka.

Výsledky zkoušek se týkají pouze zkoušeného vzorku.

Bez písemného souhlasu zkušební laboratoře nesmí být tato zpráva reprodukována jinak, než celá.

Zkoušky provedl : P. Okajček

Ing. Miloš Zahradník
vedoucí zkušební laboratoře

V Liberci dne 16.02.2011

PŘÍLOHA č.7b

NEDESTRUKTIVNÍ ZKOUŠKY MALTY
KLENBA V POLI č.1

D I A G N O S T I K A STAVEBNICH KONSTRUKCI s.r.o.
Svobody 814 460 15 LIBEREC tel.482750583,482750584,603711985

OBJEDNAVATEL :VALBEK spol.s r.o.
STAVBA :MOST km.84.843 na trati Veselí nad Lu^onicí -Jihlava
KONSTRUKCE :KLENBA 1
POCET ZKUSEBNICH MIST : 8
SOUCINITEL alfa : 1

i	m(i,j)	Prum	Rmi	alfa	R=Rmi*alfa
1	12 14 14	13.33	7.98	1	7.98
2	12 10 10	10.66	10.89	1	10.89
3	18 19 21	19.33	4.76	1	4.76
4	17 17 15	16.33	6.02	1	6.02
5	2 2 3	2.33	90.08	1	90.08
6	17 10 14	13.66	7.71	1	7.71
7	8 8 11	9	13.79	1	13.79
8	5 6 7	6	24.23	1	24.23

prumer R prum = 20.68837 [MPa]
 Sr = 28.7093 [MPa]
beta n = .5
PEVNOST MALTY Rmg = 6.333716 [MPa]

NEDESTRUKTIVNÍ ZKOUŠKY MALTY

KLENBA V POLI č.3

D I A G N O S T I K A STAVEBNICH KONSTRUKCI s.r.o.
Svobody 814 460 15 LIBEREC tel.482750583,482750584,603711985

OBJEDNAVATEL : VALBEK spol. s r.o.
STAVEBA : MOST km 84.843 na trati Veselí nad Lu^onicí-Jihlava
KONSTRUKCE : KLENBA - 3
POČET ZKUSEBNICH MIST : 8
SOUCINITEL alfa : 1

i	m(i,j)	Prum	Rmi	alfa	R=Rmi*alfa
1	12 18 16	15.33	6.57	1	6.57
2	18 18 16	17.33	5.54	1	5.54
3	18 16 20	18	5.26	1	5.26
4	10 6 8	8	16.24	1	16.24
5	16 14 12	14	7.46	1	7.46
6	10 6 8	8	16.24	1	16.24
7	14 16 14	14.66	6.99	1	6.99
8	18 20 18	18.66	5	1	5

prumer R prum = 8.669181 [MPa]
Sr = 4.75554 [MPa]
beta n = .5
PEVNOST MALTY Rmg = 6.291411 [MPa]

FOTODOKUMENTACE

KLENBA V POLI č.1

FOTO č.1

Pohled na klenbu č.1

FOTO č.2,3

Známký silného zatékání do zdiva klenby s výluhy a inkrustacemi.

FOTO č.4

Zcela rozdílná kvalita malty zdiva klenby a poprsní zídky. Malta poprsní zídky degradovaná rozrušená

FOTO č.5

Zdivo poprsní zídky na klenbě s uchycenou vegetací v rozrušené maltě spár.

FOTO č.6

Dokumentace vzorků kamene-sada 1 z klenby v poli č.1.

KLENBA V POLI č.3

FOTO č.7

Pohled na klenbu s ocelovými táhly v patě, zřízenými při výměně nosné konstrukce středního pole mostu.

FOTO č.8

Známký silného zatékání do zdiva klenby

FOTO č.9

Detail zdiva klenby s projevy zatékání, výluhy, inkrustace

FOTO č.10

Podélná trhlina v klenbě v poli č.3 rovnoběžná s osou mostu v místě uložení poprsní zídky

FOTO č.11

Detail podélné trhliny v klenbě

FOTO č.12

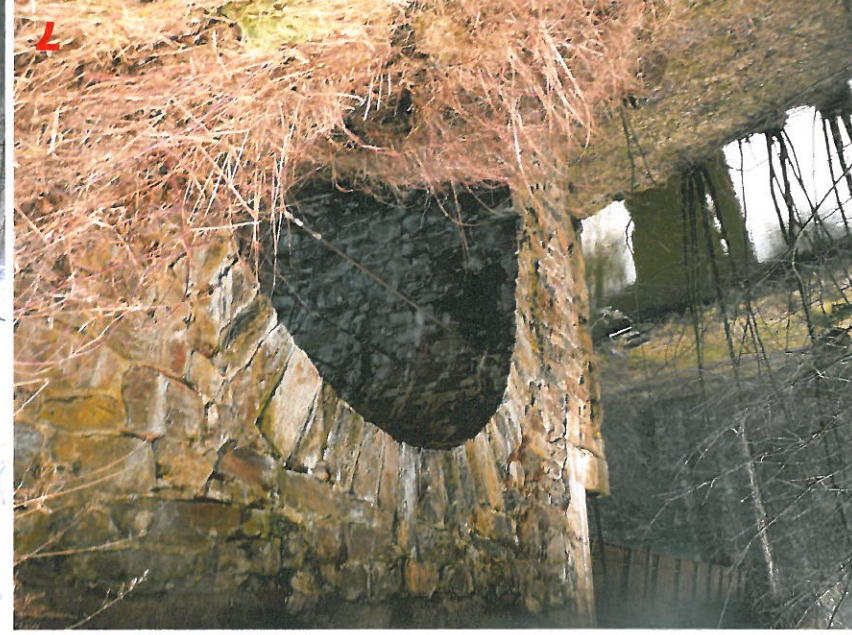
Dokumentace vzorků kamene – sada 2 z klenby v poli č.3. Na vzorcích jsou patrné různé vlastnosti kamenů v klenbě.

PŘÍLOHA č.9

FOTODOKUMENTACE



FOTODOKUMENTACE



PRÍLOHA č.9

FOTODOKUMENTACE



PŘÍLOHA č.9