

Statický výpočet pro most SO.M2

22 m

Stavba: Revitalizace zámeckého parku Klučov

Místo: Tvrziště Klučov pozemky p. č. 387/4, k. ú. Klučov u Českého Brodu, obec Klučov, okres Kolín

Investor: Obec Klučov, Klučov č.p.114, 282 01 Klučov
IČO 002 35 431

Konstrukce: SO.M2-ocelová spřažená mostovka železobetonovou deskou 22x3 m

Charakteristika:

- most s únosností pro normové zatížení $5,0 \text{ kN/m}^2$
- ocelové nosníky s osovou vzdáleností 0,75 m spřažené železobetonovou deskou tl.10 cm
- světlé rozpětí mostu 20,95 m-výpočtové rozpětí $20,95 \cdot 1,05 = 22,0 \text{ m}$ (ve prospěch bezpečnosti)
- šířka mostu 3,0 m
- povrch dvousložkový – pochozí i pojízdný tl. 10 mm

Ocelové nosníky HE 300 B

Stálé zatížení

Potěr.....	$0,01 \cdot 19 \cdot 1,2$	$0,23 \text{ kN/m}^2$
žb. deska	$0,10 \cdot 24 \cdot 1,2$	2,88 -,-
celkem		$3,11 \text{ kN/m}^2$

přepočten na 1 m nosníku.....	$0,75 \cdot 3,11$	$2,33 \text{ kN/m}$
vlastní nosníky.....	$1,17 \cdot 1,1$	$1,29 \text{ kN/m}$

celkové stálé zatížení na 1 m nosníku **3,62 kN/m**

Zatížení stálé na celé délce nosníku $22,0 \cdot 3,62 = 79,64 \text{ kN}$

Nahodilé zatížení

Most pro dopr. obsluhu do 2,5 t..... $5,0 \cdot 1,2$ $6,0 \text{ kN/m}^2$

užitné zatížení na 1 m nosníku..... $6,0 \cdot 0,75$ 4,5 kN/m

Zatížení užité na celé délce nosníku $22,0 \cdot 4,5 = 99,0 \text{ kN}$

Ohybové momenty:

$$\begin{array}{lll} M_g = 0,125 \cdot 3,62 \cdot 22,0^2 = 219,0 \text{ kNm} & n = \frac{210\,000}{33\,000} = 6,36 & E_a \text{ pro ocel} \\ M_p = 0,125 \cdot 4,50 \cdot 22,0^2 = 272,3 \text{ kNm} & & E_b \text{ pro C 30/37 XC4} \end{array}$$

$$\max M = 219,0 + 272,3 = 491,3 \text{ kNm}$$

Spřažený ocelobetonový průřez

Beton **C 30/37 XC4**..modul pružnosti pro krátkodobé zatížení $E_b = 33\,000 \text{ MPa}$

$$R_{bd} = 19,5 \text{ MPa} \quad R_{btd} = 1,30 \text{ MPa}$$

$$\text{Ocel } \mathbf{11\,373} \quad E_s = 210\,000 \text{ MPa} \quad n = 6,0$$

- dlouhodobé od dotvarování betonu

Vlhké prostředí: $\psi = 0,6 \quad t = \infty \quad t = 2 \text{ měsíce}$

$$\varphi = 5 \cdot \psi \cdot \{(1 - e^{-t0,5})^{0,5} - (1 + e^{-t0,5})^{0,5}\} = 5 \cdot 0,6 \cdot (1 - 0,578) = 1,27$$

$$E_b' = \frac{33\,000}{1 + 1,27} = 14\,537 \text{ MPa} \quad n = \frac{210}{14,54} = 14,44$$

- dlouhodobé od smrštění $t_0 = 0, \quad t = \infty$

$$\varphi = 5 \cdot 0,6 \cdot 1,0 = 3,0$$

$$E_b' = \frac{33\,000}{1 + 3} = 8\,250 \text{ MPa} \quad n = \frac{210}{8,25} = 25,45$$

Spolupůsobící šířka desky: $d_o = 10 \text{ cm}; \quad B_o = 75 \text{ cm}; \quad l = 2\,200 \text{ cm}$

- a) $b_d = 0,15 \cdot 20\,950 = 3\,143 \text{ mm}$
- b) $b_d = 6 \cdot 100 = 600 \text{ mm}$
- c) $b_d = 0,5 \cdot 450 = 225 \text{ mm}$

$$b = 300 + 2 \cdot 225 = 750 \text{ mm}$$

Plocha bet. průřezu:

$$F_b = 75 \cdot 10 = 750 \text{ cm}^2; \quad I_b = 1/12 \cdot 75 \cdot 10^3 = 6\,250 \text{ cm}^4$$

Plocha ocel. průřezu nosníku **HE 300 B**

$$F_o = 149,1 \text{ cm}^2; \quad I_x = 25\,170 \text{ cm}^4$$

Vzdálenost těžišťových os obou průřezů

$$e' = 150 + 50 = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$$

SPŘAŽENÝ OCELOBET.NOSNÍK PRO ZATÍŽENÍ

	KRÁTKODOBÉ	DLOUHODOBÉ	SMRŠŤOVÁNÍ
$n = \frac{E_a}{E_b}$	6,0	14,44	25,45
Plocha F_b/n	125	51,9	29,5
F_o	+149,1	+149,1	+149,1
$F_s \text{ (cm}^2\text{)}$	274,1	201,0	178,6
stat. mom. $F_b/n \cdot e'$ k ose x (S_s) (cm^3)	2 500	1 038	590
vzáł. těž. od osy x $e = S_s/F_s \text{ (cm)}$	9,12	5,16	3,30
mom. setrv. $I_b/n \text{ (cm}^4\text{)}$	1 042	432,8	245,6
$F_b/n \cdot e'^2$	50 000	20 760	11 800
I_x	+ 25 170	+ 25 170	+ 25 170
I_s	75 170	45 930	36 970

Vyčíslení napětí

1) Montážní zatížení

žb.deska.....	0,10*0,75*24*1,1.....	1,98 kN/m
ocelový nosník.....	1,17*1,1.....	1,29 "
vyztužení.....	25,04*1,1.....	0,28 "
celkem		3,55 kN/m

$$M = 0,125 \cdot 3,55 \cdot 20,95^2 = 194,76 \text{ kNm}$$

1a) Spřažený průřez se ztužením (krátkodobý účinek)

$$\sigma_{bh} = - \frac{194760}{75170} \cdot \frac{9,1}{6,0} = - 3,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bd} = - \frac{194760}{75170} \cdot \frac{0,9}{6,0} = + 3,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_h = - \frac{194760}{75170} \cdot 0,9 = + 2,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = + \frac{194760}{75170} \cdot 30,9 = + 80,06 \text{ MPa}$$

1b) Zbytek stálého zatížení (krátkodobý účinek)

potěr.....	0,01*19*1,2.....	0,23 kN/m ²
vyztužení.....	25,04*1,1.....	0,28 "
celkem		0,51 kN/m ²

$$q = 0,51 \cdot 0,75 = 0,38$$

$$M = 0,125 \cdot 0,38 \cdot 20,95^2 = 28,0 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{bh} = - \frac{28000}{75170} \cdot \frac{9,1}{6,0} = - 0,37 \cdot 1,52 = -0,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bd} = - 3,699 \cdot \frac{0,9}{6,0} = -0,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_h = + 3,699 \cdot 0,9 = + 3,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = + 3,699 \cdot 30,9 = + 114,3 \text{ MPa}$$

2b) - dlouhodobý účinek

$$\sigma_{bh} = - \frac{194760}{45930} \cdot \frac{5,1}{14,44} = - 4,24 \cdot 0,35 = -1,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bd} = + 4,24 * \frac{4,9}{14,44} = + 1,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_h = + 4,24 * 4,9 = +20,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = + 4,24 * 34,9 = + 147,98 \text{ MPa}$$

3) Účinek dotvarování betonu (rozdíl dlouhodobého a krátkodobého zatížení)

$$\sigma_{bh} = -1,50 + (-3,93 - 0,56) = -1,50 - 3,37 = -4,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bd} = +1,44 + (+3,86 - 0,55) = -0,16 - 0,31 = -0,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_h = +20,78 + (+2,23 + 3,33) = +20,78 + 5,56 = +26,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = +147,98 + (80,06 + 114,30) = +342,34 \text{ MPa}$$

4) Nahodilé zatížení (krátkodobý účinek)

$$0,125 * 4,5 * 20,95^2 = 246,88 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{bh} = - \frac{246880}{75170} * \frac{9,1}{6,0} = -3,28 * 1,52 = -4,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bd} = +3,28 * \frac{0,9}{6,0} = +0,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_h = +3,28 * 0,9 = +2,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = +3,28 * 30,9 = +101,35 \text{ MPa}$$

5) Účinek nerovnoměrného oteplení (krátkodobý účinek)

Uvažuje se ochlazení žb. desky o 15° C oproti ocelovému průřezu.

Poměrné smrštění betonu

$$\lambda = 0,000012 * 15 = 0,00018$$

tahové napětí betonu při znemožněném smrštění

$$\sigma_{bo} = \lambda * E_b = 0,00018 * 33\,000 = 26,4 \text{ MPa}$$

Celková normální síla v žb. části průřezu

$$N = 26,4 \cdot 750 / 10 = 1980 \text{ kN}$$

Moment excentricity síly N k těžišti spřaženého průřezu

$$M_{\text{exc}} = 1980 \cdot 0,049 = 97,02 \text{ kNm}$$

Napětí v betonové a ocelové části průřezu

$$\sigma_{bh} = 26,4 - \frac{1980 \cdot 10}{24,45 \cdot 750} - \frac{97020}{36\,970} \cdot \frac{9,1}{24,45} = 26,4 - 1,08 - 0,98 = 24,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bd} = 26,4 - 1,08 - 0,98 \cdot \frac{0,9}{24,45} = 25,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_h = - \frac{1980 \cdot 10}{149,1} - 1,08 \cdot 9,1 = -132,8 - 9,83 = -142,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = -132,8 + 1,08 \cdot 30,9 = -132,8 + 33,37 = -99,43 \text{ MPa}$$

6) Účinek smršťování betonu (dlouhodobý účinek od času $t_0 = 0$ až po $t = \infty$)

poměrné smrštění betonu

$$\lambda = 0,0003 \cdot 0,6 \cdot 1,0 = 0,00018$$

Tahové napětí v betonu při znemožněném smrštění

$$\sigma_{bo} = \lambda \cdot E_b' = 0,00018 \cdot 8250 = 1,49 \text{ MPa}$$

Celková normální síla v žb.části průřezu

$$N = 1,49 \cdot 750 / 10 = 111,38 \text{ kN}$$

Moment excentricity síly N k těžišti spřaženého průřezu

$$M_{\text{exc}} = 111,38 \cdot 0,033 = 3,67 \text{ kNm}$$

Napětí v betonové a ocelové části betonu

$$\sigma_{bh} = 1,49 - \frac{111,38 \cdot 10}{25,45 \cdot 750} - \frac{3\,670}{36\,970} \cdot \frac{9,1}{25,45} = 1,49 - 0,06 - 0,04 = +1,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bd} = 1,49 - 0,06 - 0,1 \cdot \frac{0,9}{25,45} = +0,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_h = - \frac{111,38 \cdot 10}{149,1} - \frac{3\,670}{36\,970} \cdot 0,9 = -7,47 - 0,09 = -7,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = -7,47 + 0,1 \cdot 30,9 = -7,47 + 3,09 = -4,38 \text{ MPa}$$

Výpočtové pevnosti: $R_b = 19,5 \text{ MPa}$ $R_{bz} = 1,30 \text{ MPa}$ (**C30/37 XC4**)
 $R_s = 210,0 \text{ MPa}$ (ocel 11 373)

Druh zatížení	BETON		OCEL		Posouzení	
	hor.vl.	dol.vl.	hor.vl.	dol.vl.	B	Oc
Montážní	-3,93	+3,86	-2,33	+80,06	9,46	194,36
zb.stálého	-0,56	-0,55	+3,33	+114,30	*	*
nahodilé	-4,97	+0,49	+2,95	+101,35	1,4	1,4
					13,24	194,36
hlavní	-9,46	+3,80	+3,95	+295,71	<	<
zatížení	-3,37	-3,31	+1,00	+194,36	19,5	210
dotvar.betonu	-4,87	-0,47	+26,34	+342,34	12,94	169,41
rozdíl teplot	±24,34	±25,28	+142,63	+99,43	*	*
smršť.betonu	+1,39	+0,43	-7,56	-4,38	1,2 =	1,2. =
					15,53	203,30
Celkové	-12,94	+3,76			<	<
zatížení	-8,24	+3,35	+162,41	289,41	19,5	210

Tahové napětí v betonu bude eliminováno vyztužením betonu

Návrh prvků spřažení

Tuhé kozlíky přivařené k horním přírubám nosníků – profily **I 120 dl.80 mm** $A = 14,2 \text{ cm}^2$
 $W_x = 54,7 \text{ cm}^3$

ocel kozlíku 11 373 ($R_a = 210 \text{ MPa}$)

beton C 30/37 XC4 ($R_{bi} = 19,5 \text{ MPa}$)

$$N_{uo} = \omega_o \cdot R_{bc} \cdot F_2$$

$$\omega_o = 4 - 5 \sqrt{\frac{36}{64}} + 2 \cdot \frac{36}{64} = 4 - 3,75 + 1,125 = 1,375$$

$$N_{uo} = 1,375 \cdot 0,9 \cdot 19,5 \cdot 36 / 10 = 772,2 \text{ kN}$$

Únosnost třmínků je maximálně 25 % N_{uo}

$$N_{ut} = 772,2 \cdot 0,25 = 193,05 \text{ kN} = F_a \cdot R_a$$

$$F_{at} = \frac{193,05 \cdot 10}{210} = 9,19 \text{ cm}^2$$

Jednostřížná kotva I 120

$$F_{at} = 14,2 / 2 = 7,1 \text{ cm}^2 \text{ (dle ČSN jen polovina plochy)}$$

$$N_{tr} = 7,1 \cdot 210 / 10 = 149,1 \text{ kN}$$

$$N = 772,2 + 149,1 = 921,3 \text{ kN}$$

Posouvající síla mezi ocelovou a železobetonovou částí průřezu:

Zatížení - části připojené po zatvrdnutí betonu

Montážní + zbytek stálého.....4,06 kN/m (viz str.3-4)

$$A = \frac{4,06 \cdot 20,95}{2} = 42,53 \text{ kN}$$

Nahodilé - rovnoměrné.....4,5 kN/m

$$T = 42,53 \text{ kN}$$

$$S = \frac{750}{6,0} \cdot (10,0 - 0,9) = 1138 \text{ cm}^3$$

Maximální vzdálenost kozlíků

$$e = \frac{921,3 \cdot 10 \cdot 75170}{1171 \cdot 10 \cdot 1138 \cdot 1,4} \cdot 2 = \frac{692541210}{18656372} = 37,0 \text{ cm}$$

V krajních třetinách mostu budou po 35 cm, ve střední třetině 40 cm

$$\tau = \frac{921,3 \cdot 10}{1,4 \cdot 14,2 \cdot 3} = 154,5 \text{ MPa}$$

$$M_{exc} = 772,2 \cdot 0,009 + 149,1 \cdot 0,1 = 6,95 + 14,91 = 21,86 \text{ kNm}$$

$$W = 54,7 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{21\,860}{54,7} = 40,6 \text{ MPa} < 210 \cdot 0,6 = 126,0 \text{ MPa}$$

Průhyb nosníků

$$y_{max} < l/300 = 2095/250 = 8,38 \text{ cm}$$

$$y = y_1 + y_2 + y_3 < y_{max}$$

$$y_1 = \frac{5 \cdot 3,62 \cdot 1,926 \cdot 10^{13}}{3,84 \cdot 10^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 4,593 \cdot 10^4} = 2,94 \text{ cm}$$

$$y_2 = \frac{5 \cdot 4,5 \cdot 1,926 \cdot 10^{13}}{3,84 \cdot 10^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 7,517 \cdot 10^4} = 3,71 \text{ cm}$$

$$y_3 = \frac{5 \cdot 10 \cdot 1,926 \cdot 10^{13}}{3,84 \cdot 10^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 7,517 \cdot 10^4} = 1,59 \text{ cm}$$

$$y = 2,94 + 3,71 + 1,59 = 8,24 \text{ cm} < 8,38 \text{ cm} \dots \text{využití } 8,24 \cdot 100 / 8,38 = \mathbf{98,3 \%}$$

Železobetonová deska

stálé zatížení 3,11 kN/m² viz str.1
 nahodilé zatížení..... 6,00 kN/m²

$$\text{prázdný most: } M_g = 0,125 \cdot 3,11 \cdot 0,75^2 = 0,22 \text{ kNm}$$

$$\text{zatížený most dopravou: } M_Q = 0,25 \cdot 7,5 \cdot 0,75 = 1,41 \text{ kNm}$$

$$\text{zatížený most pěší: } M_p = 0,125 \cdot 6,0 \cdot 0,75^2 = 0,42 \text{ kNm}$$

$$M_{max} = 0,22 + 1,41 = 1,63 \text{ kNm}$$

Dimenzování

Beton C 30/37 XC4 $R_{bi} = 19,5 \text{ MPa}$ $d = 100 \text{ mm}$ $b = 750$

Ocel KARI - $R_a = 440 \text{ MPa}$

$$h_s = h - a_{st} = 100 - 20 = 80 \text{ mm} \quad m_8 = 0,90$$

$$\alpha = \frac{80}{\sqrt{1\,630\,000/0,9*750}} = 1,628 \quad \beta = 0,656$$

$$N_s = 750 * 0,656 * \sqrt{\frac{1\,630\,000}{0,90 * 750}} = 24\,177 \text{ N}$$

$$A_s = \frac{24\,177}{440} = 55 \text{ mm}^2$$

Návrh: **6 Ø R6 (KARI 6,0/150x6,0/150) ... $A_s = 170 \text{ mm}^2$**

Rozdělovací výztuž $A_{ss} = 170 \text{ mm}^2$

$$h_s = 100 - 20 - 3 = 77 \text{ mm}$$

$$\mu_s = \frac{170}{750 * 77} * 100 = 0,294 \% \quad \mu_{sm} = 0,09 \% < 0,294 \%$$

$$z_b = 77 - \frac{170 * 440}{2 * 750 * 19,5} = 77 - 2,6 = 74,4 \text{ mm}$$

$$0,723 * 77 = 55,7 < 74,4 \text{ mm}$$

$$M_u = 0,90 * 170 * 440 * 74,4 = 5\,008\,608 \text{ Nmm} = 5,01 \text{ kNm} > 1,63 \text{ kNm} \dots$$

...využití $1,63 * 100 / 5,01 = 32,5 \%$

Situace

Ocelobetonová spřažená mostovka s přiznanými trámy je klasická mostní konstrukce s pochozím či pojízdným povrchem. Jedná se o nosnou konstrukci mostu s jedním polem, prostě uloženým. Most bude překonávat vodní příkop a bude ležet na dvou železobetonových mostních opěrách. Most bude nový od základů až po vlastní konstrukci mostovky, která bude na jedné straně uložena na pevném ložisku a na druhé straně na kluzném ložisku.

Konstrukční řešení

Nejprve budou vybudované mostní opěry s plošným založením, které budou v dosedacích plochách opatřeny ložisky. Založení opěr bude na infiltračním podkladu jako plovoucí v úrovni maximální hladiny vody v příkopu. Pak budou uloženy jednotlivé nosníky HE 300 B o délce ca 22,0 m, které budou propojené ocelovými příčníky z plechů P12x140-749 mm v sedminách rozpětí mostu (po 2, 965 m). Příčníky budou ke stojinám nosníků přivařené oboustrannými koutovými svary $t = 12$ mm. Na horní příruby nosníků budou přivařené spráhovací prvky (kozlíky) v krajních třetinách rozpětí po 350 mm a ve vnitřní třetině po 400 mm. Kozlíky budou z profilů I 120 dl. 80 mm. V úrovni přírub bude zhotoveno bednění, které lze mezi nosníky podepřít dolními přírubami. Přes kozlíky bude provedena výztuž desky podle prováděcího výkresu, která bude spojitá o 4 polích s rozpětími 675 mm na celou šířku mostu 3 000 mm. Výztuž sprážené desky bude ze sítě KARI 6/150x6/150 mm. Mostní deska bude vymezená krajním bedněním 22,0x3,0 m a bude vybetonovaná 100 mm nad horní plochy přírub nosníků. Sítě KARI 6,0/150x6,0/150 mm budou nastavovány přes 1 oko = 150 mm.

Před betonáží bude most uprostřed podepřen montážní podpěrou o nosnosti 10 až 12 tun a její pomocí budou nosníky předepruty nahoru o 55-65 mm.

Pak bude provedena betonáž z betonu **C30/37 XC4** najednou v celém rozsahu mostovky na výšku 100 mm nad horní plochy přírub nosníků HE 300 B. Po srovnání betonu bude jeho povrch zakryt folií (PVC, PE), která zabrání odpařování vody, potřebné pro hydrataci betonu. Tu lze po 2-3 dnech sejmout a beton nechat doschnout. Dolní podpory se doporučuje odebrat nejdříve po 20 dnech.

Důsledky

Sprážená betonová deska s ocelovými nosníky se při zatížení podělí o vnitřní napětí, kde betonová deska bude podélně převážně tlačena a mezi trámy namáhána na tah za ohybu kde tah zachytí výztuž. Ocelové nosníky budou v tažené oblasti, kde napětí v dolních přírubách nepřekročí dovolené namáhání (ca 10 % pod mez pružnosti). Most lze zatěžovat pěším provozem do 500 kg/m² nebo obslužným vozidlem do hmotnosti 3,5 tuny s rychlostí pohybu **do 10 km/h**. Úroveň povrchu mostovky je nutné sladit náběhem na terén u obou stran mostu, kde budou umístěny dilatace mostu. Před otevřením mostu veřejnosti bude provedena zatěžkávací zkouška pod dohledem autora statického řešení.

Mostní opěry

Statický návrh a posouzení

Každou opěru mostu bude vhodné založit na šterkový polštář z drceného či těžného kameniva, aby se při hutnění zakleslo do sebe. Pak je roznášení napětí pod úhlem 45° s tím, že vznikající svahové okraje polštáře budou průběžně obsypávané zeminou a společně budou hutněné. Tím nedojde k roztlačování kameniva do okolního prostředí.

Zatížení od hmotnosti mostu: nosníky	$19,6 \cdot 1,17 \cdot 5 \cdot 1,1/2 =$	63,06 kN
příčníky	$32 \cdot 0,63 \cdot 1,1/2 =$	11,09 kN

mostovka	$3,0 \cdot 19,6 \cdot 0,10 \cdot 24,0 \cdot 1,1/2 =$	77,62 kN
zábradlí	$22,0 \cdot 2 \cdot 0,8 \cdot 1,1/2$	19,36 kN

Stálé zatížení $\approx 171,0$ kN

Užitné zatížení $5,0 \cdot 3,0 \cdot 22,0 \cdot 1,2/2 =$ 198,0 kN

Celkové zatížení na každou opěru 369,0 kN

Na opěru 370 kN

Opěra bude 600 mm silná, 3 300 mm dlouhá a 1 000 mm vysoká se sedlem 300x400 mm. Úhlová patka bude v půdorysu 3 300 x 1 000 mm a bude 300 mm vysoká. Bude použit beton **C25/30 XC4 XF1**. Bude vyztužená sítěmi **KARI 6/100x6/100 mm** a **4/100x4/100 mm** podle nákresu.

Budeme uvažovat založení mostu na tuhém základu, který spolupracuje s upraveným základovým prostředím. Protože povrch mostovky bude v rovině, bude u tohoto mostu založení na stejných úrovních. Přírodní základová spára bude těsně nad maximální dosažitelnou hladinou H_{P10} s kótou 206,23 m n.m., na vrstvě vložené infiltrační vrstvy, takže bude mít charakter plovoucího základu. Na vykopanou základovou spáru (kóta 206,13 m n.m.) bude položen hutněný kamenitý polštář zrnitosti 0/63 mm v tl. 200 mm. Jeho šířka v základně bude 1100x3400 mm a během jeho nasypávání bude přihrnován zeminou výkopkem a společně s ním hutněn. Přihrnutí by mělo zabránit jeho roztlačení do stran.

S konsolidací podkladní vrstvy se dá předpokládat, že bude rovnoměrná, kterou zajistí dostatečná tuhost mostních opěr a jejich základů. Při výstavbě opěr se bude betonovat rovnoměrně na celé základové ploše 3,7 m², aby probíhalo rovnoměrné přetěžování základové spáry výstavbou opěr.

Základové poměry v daném prostředí se dají hodnotit jako jednoduché složité pro nenáročnou konstrukci. Únosnost základové spáry bude zkontrolována výpočtem.

Podle předpokládaných hodnot (zemina s obsahem přes 50 % zrn nad 0,25 mm s příměsí zrn < 0,05 mm pod 2 %, velmi vlhká či vodou nasycená)

$$\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3 \quad \varphi_u = 30^\circ \quad E_o = 25 \text{ MPa} \quad \nu = 0,30 \quad \beta = 0,74 \quad q_o = 0,3 \text{ MPa}$$

$$N_{\gamma r} = 9,0 \quad N_{gr} = 15,8 \quad N_{cr} = 25,6$$

$$q_f = n \cdot \gamma_{n1} \cdot \frac{B}{2} \cdot N_{\gamma r} + n \cdot \gamma_{n2} \cdot D \cdot N_{qr} + k \cdot c' \cdot N_{cr}$$

$$\gamma_1 = 20,0 \text{ kN/m}^3 \quad \gamma_2 = 20,0 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi_u = 30^\circ \quad c_u = 0$$

Dále uvažujeme: $B = 1,0$ m
 $D = 1,0$ m

Mezní únosnost pak vyjde:

$$q_z = 0,9 \cdot 20,0 \cdot \frac{1}{2} \cdot 9,0 + 0,9 \cdot 20,0 \cdot 1,0 \cdot 15,8 + 0 = 81,0 + 284,4 = 365,4 \text{ kPa}$$

$$= 0,365 \text{ MPa}$$

Zatížení od stavby:

Od lávky: 370,0 kN

$$\text{Od op.zdi: } 1,0 \cdot 3,30 \cdot 0,3 \cdot 24,0 \cdot 1,1 + 0,6 \cdot 3,30 \cdot 0,3 \cdot 24,0 \cdot 1,1 + 0,3 \cdot 3,30 \cdot 0,3 \cdot 24,0 \cdot 1,1 = 26,13 + 15,68 + 7,84 = 49,7 \text{ kN}$$

$$\text{Celkem: } P = 370 + 49,7 = 419,7 \text{ kN}$$

Napětí v základové spáře

$$\sigma_1 = \frac{419,7 \cdot 10}{100 \cdot 330} = 0,127 \text{ MPa} < 0,365 \text{ MPa} \quad \dots \text{využití } 0,127 \cdot 100 / 0,365 = \mathbf{34,8 \%}$$

Rezerva únosnosti je vyhovující, základové podmínky se předpokládají dobré. Ta vyhovuje i nepředvídatelným dějům v základové spáře.

Zemní tlaky za opěrami a polohy výslednic sil

$$q = 6,0 \text{ kN/m}^2$$

Úroveň: (1,0 m pod povrchem terénu)

$$v = 6,0 / 20,0 = 0,30 \text{ m}$$

$$Z' = \frac{1}{2} \cdot (1,0 + 0,30)^2 \cdot 1,0 \cdot 20,0 \cdot \{\text{tg}(45 - 30/2)\}^2 = 0,5 \cdot 1,69 \cdot 1,0 \cdot 20,0 \cdot 0,333 = 5,63 \text{ kN}$$

$$Z = 5,63 \cdot \left\{ 1 - \left(\frac{0,30}{1,0 + 0,30} \right)^2 \right\} = 5,63 \cdot 0,7694 = 4,33 \text{ kN}$$

$$h_t = \frac{100}{3} \cdot \frac{100 + 3 \cdot 30}{100 + 2 \cdot 30} = 39,6 \text{ cm} - \text{poloha výslednice nad zvolenou úrovní}$$

měrný tlak v 1. úrovni

$$z_{\max} = (1,0 + 0,30) \cdot 1,0 \cdot 20,0 \cdot \text{tg}^2(45^\circ - 30/2^\circ) = 1,30 \cdot 20,0 \cdot 0,333 = 8,67 \text{ kPa}$$

$$\text{kontrola: } 5,63 * \frac{2}{1,0+0,30} = 8,66 \text{ kPa}$$

Dimenzování zdi opěry

$$M_{\max} = 4,33 * 0,396 = 1,71 \text{ kNm/m}$$

Ocel 10 505, beton (C25/30 XC4, XF1).... $R_{bi} = 17,0 \text{ MPa}$

$$R_{st} = 440 \text{ MPa} \quad d = 300 \text{ mm}$$

$$h_s = 300 - 20 - 4 = 376 \text{ mm} \quad m_g = 1,0$$

$$\alpha = \frac{376}{\sqrt{1 \, 710 \, 000 / 1,0 * 1000}} = 9,093 \quad \beta = 0,453$$

$$N_s = 1000 * 0,453 * \sqrt{\frac{19 \, 490 \, 000}{1,0 * 1000}} = 63 \, 242 \text{ N}$$

$$A_s = \frac{63 \, 242}{440} = 144 \text{ mm}^2 \text{.....návrh } 10 \, \emptyset \, R6 \text{.....KARI } 6/100 \times 6/100 \text{ mm} \quad A_s = 283 \text{ mm}^2$$

$$h_s = 300 - 20 - 3 = 277 \text{ mm}$$

$$\mu_s = \frac{283}{1000 * 277} * 100 = 0,102 \%$$

$$\mu_{sm} = 0,09 * \frac{210}{440} = 0,043 \% < 0,102 \% \text{ stupeň vyztužení vyhovuje}$$

$$z_b = 277 - \frac{283 * 440}{2 * 1000 * 17,0} = 277 - 3,7 = 273,3 \text{ mm}$$

$$0,723 * 277 = 200,3 < 273,3 \text{ mm.....poloha neutrální osy vyhovuje}$$

$$M_u = 1,0 * 283 * 440 * 273,3 = 34 \, 031 \, 316 \text{ Nmm} = 34,0 \text{ kNm}$$

.....využití $19,49 * 100 / 34,0 = 57,3 \%$

Posouzení základové spáry

- prostor užívaný nad zdí je uvažován s výpočtovým zatížením $6,0 \text{ kN/m}^2$
- šířka základového pasu bude **1000 mm**

$$q_z = 0,365 \text{ MPa} \quad (\text{viz str. 13})$$

Posouzení

beton **C 25/30 XC2** $R_{bi} = 17,0 \text{ MPa}$

Rovnoměrné zatížení

Stálé: žb deska.....	$0,30 \cdot 1,00 \cdot 24 \cdot 1,1$		$7,92 \text{ kN/m}$
stěna	$(1,0 \cdot 0,30 + 0,6 \cdot 0,3) \cdot 24 \cdot 1,1$		$12,67 \quad "$
celkem			$20,59 \text{ kN/m}$

- napětí na styku nosná deska – podkladní vrstva

$$\sigma = \frac{20,59 \cdot 10}{100 \cdot 100} = 0,021 \text{ MPa} < 0,365 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{využití } 100 \cdot 0,021 / 0,365 = \mathbf{5,8 \%}$$

Při roznášecím úhlu 45° (platí pro železobeton) se kontaktní plocha zvětší na každou stranu o tloušťku vrstvy a napětí se ještě zmenší

Vyhovuje pro výpočtovou hodnotu $0,365 \text{ MPa}$ s velkou rezervou

Dimenzování základového pasu

Základový pás bude 1000 mm široký a opěra mostu bude do něj vetknutá.

$M = 1,71 \text{ kNm}$ (viz str. 14) Beton C25/30 XC2 Ocel 10 505 (R)

$R_{bi} = 17,0 \text{ MPa}$ $R_{sd} = 440 \text{ MPa}$ **$d = 300 \text{ mm}$**

$h_s = 300 - 30 - 3 = 267 \text{ mm}$ $m_g = 1,00$

$$\alpha = \frac{267}{\sqrt[2]{1\,710\,000 / 1,00 \cdot 1000}} = 6,456$$

$$\beta = 0,453$$

$$N_s = 1000 \cdot 0,453 \cdot \sqrt[2]{1\,710\,000 / 1,00 \cdot 1000} = 18\,733 \text{ N}$$

$$A_s = \frac{18\,733}{440} = 43 \text{ mm}^2$$

$$10 \text{ } \varnothing \text{ R } 4 \dots A_s = 125 \text{ mm}^2 \text{ (KARI 4/100x4/100)}$$

$$h_s = 300 - 20 - 2 = 278 \text{ mm}$$

$$\mu_s = \frac{125}{1000 \cdot 278} \cdot 100 = 0,045 \%$$

$$\mu_{sm} = \frac{210}{440} \cdot 0,09 = 0,043\% < 0,045\% \text{ stupeň vyztužení vyhovuje}$$

$$z_b = 278 - \frac{125 \cdot 440}{2 \cdot 1000 \cdot 17,0} = 278 - 1,6 = 276,4 \text{ mm}$$

$$0,723 \cdot 278 = 201,0 \text{ mm} < 276,4 \text{ mm} \dots \text{ poloha neutrální osy vyhoví}$$

$$M_u = 1,00 \cdot 125 \cdot 440 \cdot 276,4 = 15\,202\,000 \text{ Nmm} = 15,20 \text{ kNm}$$

$\dots \text{využití } 1,71 \cdot 100 / 15,20 = 11,3 \%$

Stabilita opěry

Opěra bude posouzena na stabilitu proti překlolení, kde vodorovná síla 49,22 kN/m bude působit, při sednutí zásypu za zdi na rameni 0,450 m.

Klopný moment je tedy:

$$M_{\max} = 4,33 \cdot 0,396 = 1,71 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Tíha zdi: } Q = 1,0 \cdot 0,30 \cdot 24,0 + 0,6 \cdot 0,3 \cdot 24 + 0,3 \cdot 0,4 \cdot 24,0 = 7,2 + 4,32 + 2,88 = 14,4 \text{ kN/m}$$

Tíha zeminy, působící pod úhlem 45°:

$$S = 1,0 \cdot \tan 45^\circ \cdot 1,0 / 2 \cdot 20,0 = 10,0 \text{ kN/m} \dots \text{na rameni } (1,0 \cdot \tan 45^\circ) / 3 = 0,33 \text{ m}$$

$$\text{Hmotnost od mostu } 360 / 3,3 = 109,1 \text{ kN (viz str.12)}$$

$$\text{Rameno otáčení kolem protějšího bodu základu opěry } r = 0,42 \text{ m}$$

$$M_Q = 14,4 \cdot 0,33 = 4,75 \text{ kNm/m}$$

$$M_S = 10,0 \cdot 0,42 = 4,20 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{cel}} = 4,75 + 4,2 = 8,95 \text{ kNm}$$

Využití $1,71 \cdot 100 / 8,95 = 19,1 \%$

Stabilita $8,95 / 1,71 = 5,23$ násobná

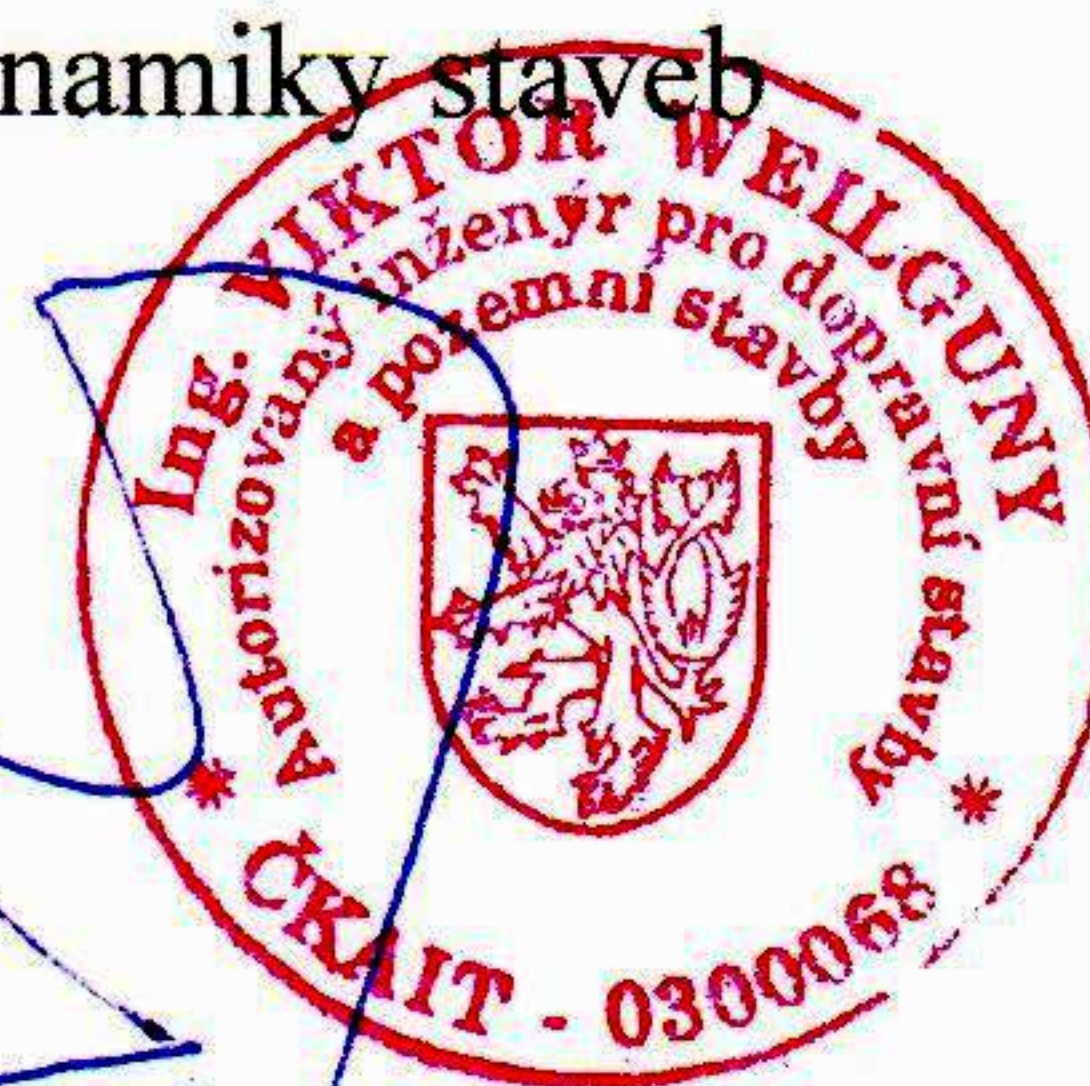
Ve výpočtu byl, z důvodu bezpečnosti, zanedbán rozpěrné působení mostu mezi opěrami.

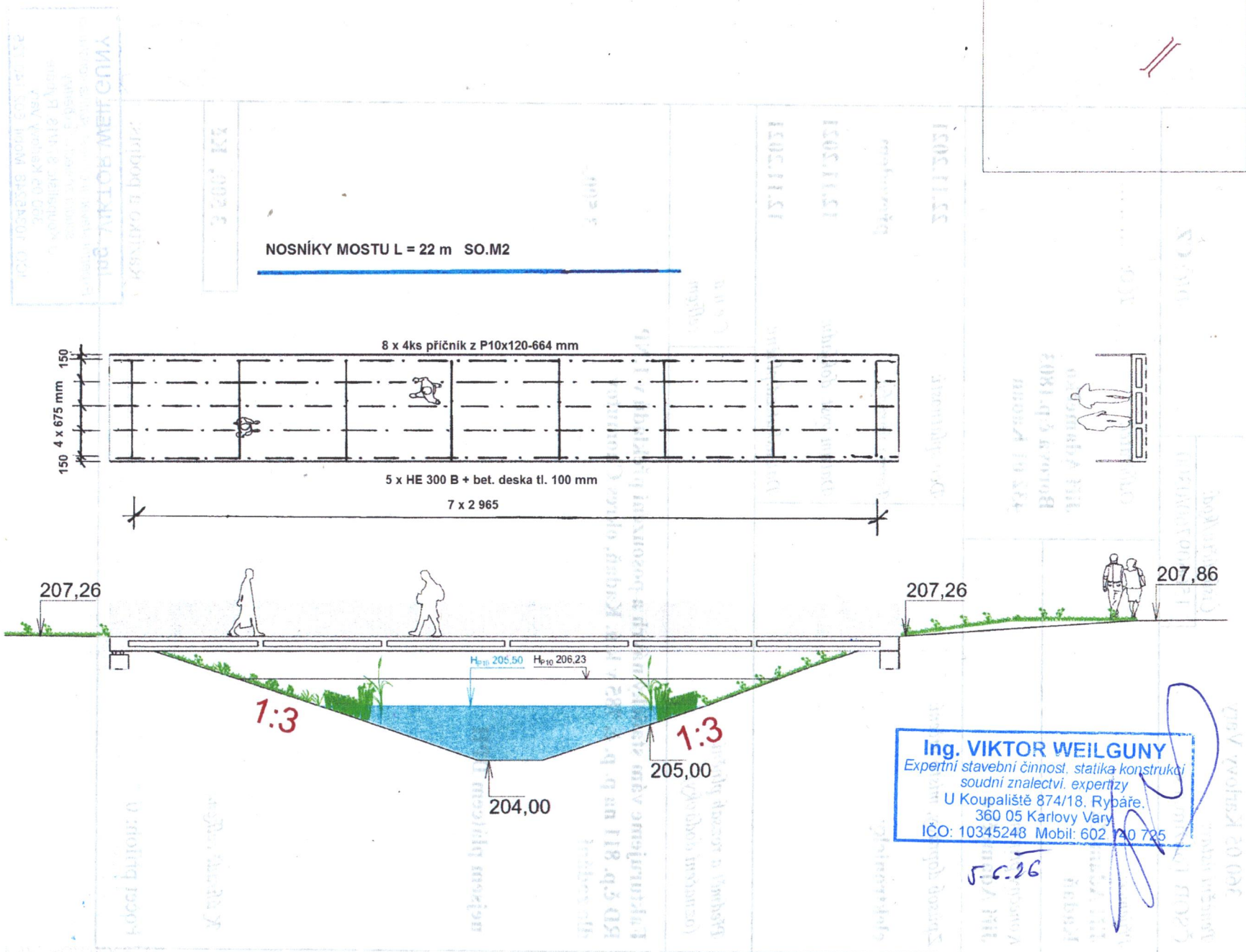
V Karlových Varech dne 29.03.2024

Ing. Viktor Weilguny

AI 0300068 (PS a DS)

znalec v oboru statiky a dynamiky staveb





an architekt
sn architekt

REVITALIZACE ZÁMEČKÉHO PARKU
TVRZISTĚ KLUCOV

Obec Klučov
IČ: 174 840 000
DIK: 174 840 000
DIK: 174 840 000
DIK: 174 840 000

Studio Anarchitekt s.r.o.
MgA. Jiří Soukup
IČ: 174 840 000
DIK: 174 840 000

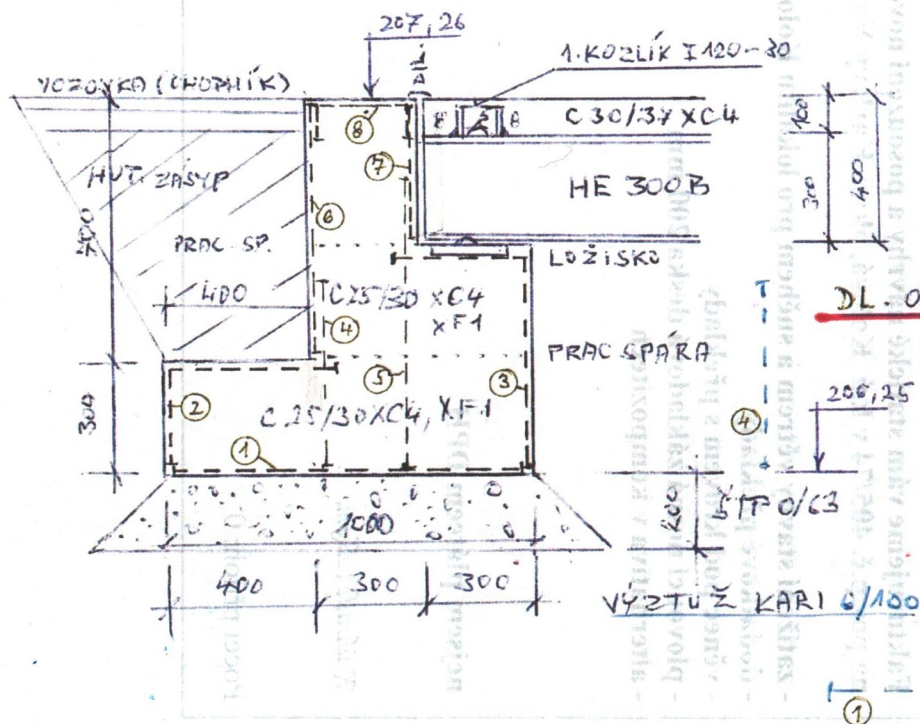
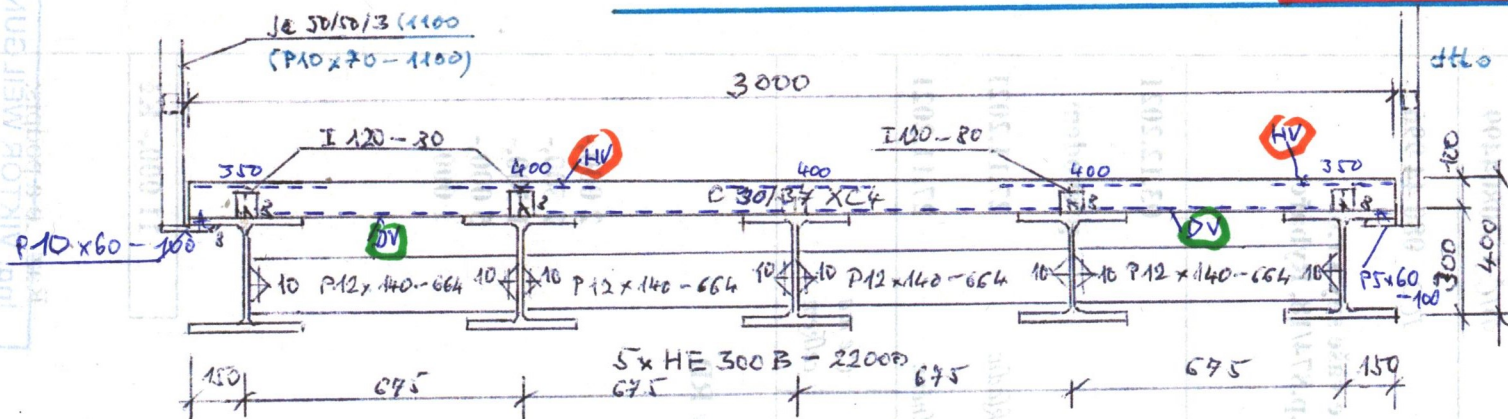
Ing. VIKTOR WEILGUNY
Expertní stavební činnost, statika konstrukcí
soudní znalectví, expertizy
U Koupaliště 874/18, Rypáře,
360 05 Karlovy Vary
IČO: 10345248 Mobil: 602 740 725

Detail most 2
ČAST
DUR + DSP

PROJEKTANT	01/2024
PROJEKTANT	2x/4
PROJEKTANT	1:100
PROJEKTANT	DUR + DSP

SO.M2

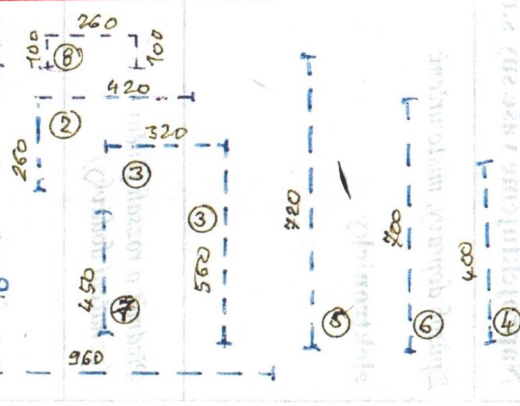
VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ MOSTOVKOU 50.M2 - 22 m



KOZLÍKY I 120-80 - $\dot{\alpha}$ 350 v krajních třetinách zátky
 Beton C 30/37 XC4 $\dot{\alpha}$ 400 ve střední třetině zátky

HV - hor. výztuž } KARI 6/100 x 6/100, křivka 15 mm
 DV - dol. výztuž }

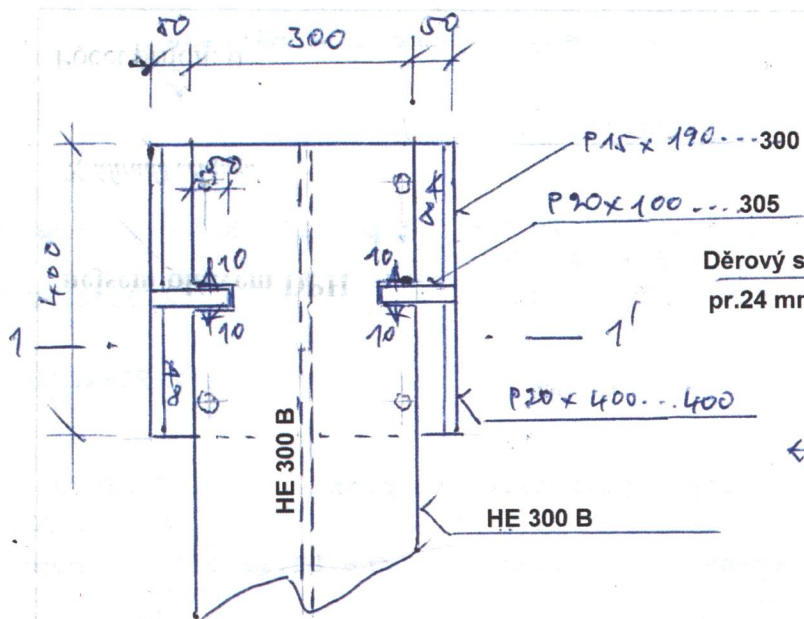
DL. OPĚRY 3300 mm



Ing. VIKTOR WEILGUNY
 Expertní stavební činnost, statika konstrukce
 soudní znalectví, expertízy
 U Koupaliště 874/18, Rybáře
 360 05 Karlovy Vary
 IČO: 10345248 Mobil: 602 140 725

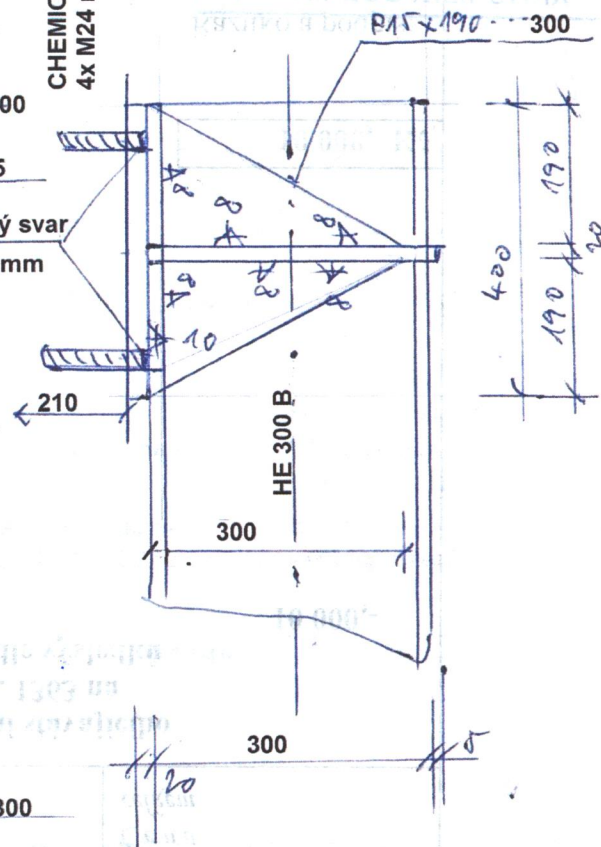
J.Č. 26

PUDORYS

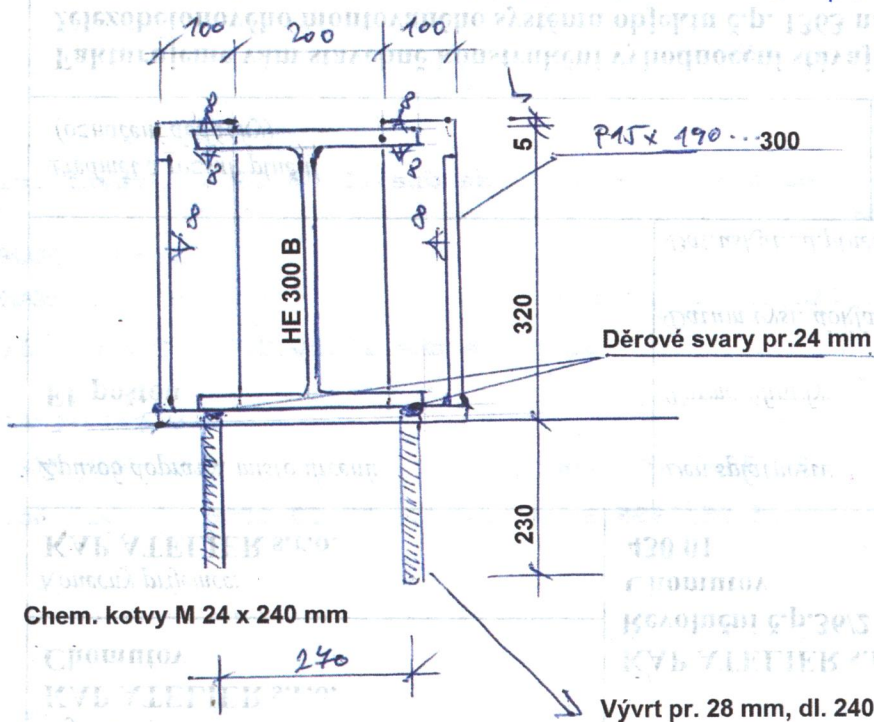


CHEMICKÉ KOTVY
4x M24 mm, dl. 230

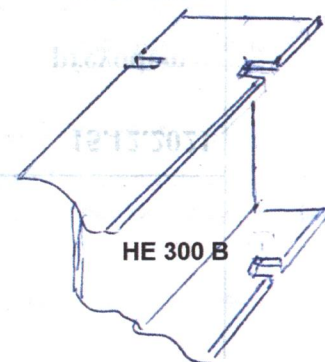
BOKORYS



ŘEZ 1-1'



Nasadit a
shora přivařit



PEVNÉ LOŽISKO PRO NOSNÍK HE 300 B

Ing. VIKTOR WEILGUNY

Expertní stavební činnost, statika konstrukcí
soudní znalectví, expertizy
U Koupaliště 874/18, Rybáře,
360 05 Karlovy Vary
IČO: 10345248 Mobil: 602 140 725

J. 6. 26