


ČÁST D.2

VÝŠKOVÝ SYSTÉM Bpv

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM S-JTSK

Číslo změny:	Obsah změny:	Datum změny:
00	-	-
01	-	-
02	-	-

Objednatel:  SPRÁVA ŽELEZNIČNÍ DOPRAVNÍ CESTY		Správa železniční dopravní cesty, s.o. Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1 Stavební správa západ Sokolovská 278/1955, 190 00 Praha 9
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Generální projektant: 	SUDOP PRAHA a.s. Olšanská 1a, 130 00 Praha 3 tel.: +420 267 094 111 fax: +420 224 230 316 e-mail: praha@sudop.cz	Hlavní inženýr projektu: ING. MARTIN VLASÁK
		Garant profese: ING. MARTIN VLASÁK

Středisko: SUDOP PRAHA a.s., STŘEDISKO - MOSTŮ			
Vedoucí střediska: ING. DANA WANGLER	Odpovědný projektant SO: ING. JAKUB GÖRINGER, Ph.D.	Vypracoval: ING. JAKUB GÖRINGER, Ph.D.	Kontroloval: ING. TOMÁŠ MARTINEK

Název akce: REKONSTRUKCE MOSTU V KM 41,791 TRATI TÁBOR - PÍSEK	Číslo smlouvy: 17 186 209	
	Projektový stupeň: DUSP+PDPS	
Část: INŽENÝRSKÉ OBJEKTY MOSTY, PROPUSTKY A ZDI SO 20-01 ŽELEZNIČNÍ MOST PŘES VD ORLÍK	Datum: 10/2019	
	Číslo části: D.2.1.4	
Název přílohy: TECHNICKÁ ZPRÁVA	Měřítko: -	Počet formátů: x A4
	Číslo přílohy: 001	

Obsah

1	Identifikační údaje mostu	4
2	Základní údaje o mostu	5
2.1	Stávající stav	5
3	Účel stavby.....	6
4	Rozsah navrhovaných opatření	7
5	Zpracování projektové dokumentace	8
5.1	Návaznost na předchozí stupně	8
5.2	Účel dokumentace.....	8
6	Podklady.....	9
7	Dotčené normy a předpisy, použitá literatura.....	10
8	Prostor výstavby.....	12
8.1	Územní podmínky.....	12
8.2	Seznam souvisejících PS a SO	12
9	Geologické a geotechnické podmínky	14
9.1	Rozsah průzkumných prací	14
9.2	Geotechnické poměry	14
9.3	Hydrogeologické poměry a agresivita prostředí	16
9.4	Měření korozní agresivity	16
10	Stávající stav mostního objektu.....	17
11	Nový stav mostního objektu	19
11.1	Základní údaje	19
11.1.1	Návrhové zatížení a interoperabilita (TSI)	19
11.1.2	Prostorové uspořádání na mostě	19
11.1.3	Prostorové uspořádání pod mostem	19
11.2	Provedené výpočty	19
11.2.1	Výpočet prostorového uspořádání na mostě dle ČSN 73 6201.....	19
11.2.2	Výpočet nutného obrysu KL dle ČSN 73 6201	20
11.2.3	Statické výpočty	20
11.2.4	Odchytky oproti předpisům a normám	20
11.3	Založení mostu	20
11.3.1	Výkopy.....	20
11.3.2	Sanace základové spáry	21
11.3.3	Demolice stávajícího mostu	Chyba! Záložka není definována.
11.3.4	Založení opěry OP1	21
11.3.5	Založení pilířů a opěry OP2 (mimo oblouk)	22
11.3.5.1	Kotvení základu horninovými kotvami.....	22
11.3.6	Založení oblouku (pilíře P3 a P9).....	22
11.3.7	Požadavky na materiál	22
11.4	Spodní stavba.....	22
11.4.1	Opěra OP1	22
11.4.2	Pilíře P1, P2, P3, P9, P10 a P11.....	23
11.4.3	Pilíře P4, P5, P7 a P8	23
11.4.4	Opěra OP2	23
11.4.5	Oblouk	23
11.4.5.1	Zpětné závěsy	24

11.4.6	Požadavky na materiál spodní stavby	24
11.4.6.1	Beton	24
11.4.6.2	Betonářská výztuž	25
11.4.6.3	Předpínací výztuž – zpětné závěsy	25
11.5	Nosná konstrukce	25
11.5.1	Požadavky na materiál nosné konstrukce	26
11.5.1.1	Beton	26
11.5.1.2	Betonářská výztuž	26
11.5.1.3	Předpínací výztuž	26
11.6	Římsy	27
11.6.1	Požadavky na materiál říms	27
11.6.1.1	Beton	27
11.6.1.2	Betonářská výztuž	28
11.6.1.3	Těsnící profily	28
11.6.1.4	Tmely	28
11.7	Ložiska	29
11.7.1	Požadavky na výrobu ložisek	30
11.7.2	Požadavky na kvalifikaci výrobce ložisek	30
11.7.3	Požadavky na materiál ložisek	30
11.8	Mostní závěry	30
11.9	Protikorozi ochrana ocelových konstrukcí	31
11.9.1	Požadavky na protikorozi ochranu	31
11.9.2	Protikorozi ochrana zábradlí	31
11.10	Izolace nosných konstrukcí a spodní stavby	31
11.10.1	SVI 1 – nosná konstrukce	31
11.10.2	SVI 2 – Rub opěr	31
11.10.3	SVI 3 – Izolace proti zemní vlhkosti	32
11.11	Odvodnění mostní konstrukce	32
11.12	Zábradlí na římsách	32
11.13	Železniční svršek	32
11.14	Přechody do trati a terénní úpravy	32
11.14.1	Přechodové oblasti	32
11.14.2	ZKPP	33
11.14.3	Přechod kolejového lože	33
11.14.4	Svahové kužely kolem opěr	33
11.15	Opatření proti bludným proudům	33
11.16	Kabelové trasy	34
11.17	Letopočet	34
11.18	Zajišťovací a geodetické značky	34
11.19	Staničníky	34
12	Provádění objektu	35
12.1	Úvod	35
12.1.1	Požadavky na dokumentaci zhotovitele	35
12.1.2	Vytyčení objektu	35
12.1.3	Předání staveniště	35
12.1.4	Ostatní požadavky	35
12.1.5	Požadavky na výluky a omezení provozu	35
12.1.5.1	Železniční trať	35
12.1.5.2	Lodní doprava	36
12.2	Popis stavebních prací	36
12.2.1	Etapizace (časový sled prací je pouze orientační)	36
13	Zatěžovací zkouška	38

14 Vytyčení objektu	39
15 Bezpečnost práce	40
16 Pokyny pro provozování a údržbu objektu	41
16.1 Obecně	41
16.2 Přístup pro revize a údržbu	41
16.3 Výměna ložisek.....	41
16.4 Údržba odvodnění mostu	41
16.5 Zábradlí	42
16.6 Železniční svršek na mostě.....	42
16.7 Požadavky na sledování mostní konstrukce.....	42
17 Závěrečná ustanovení	43
Příloha A – Technické řešení trhacích prací.....	44
Příloha B – Zajištění stavebních jam.....	45
Příloha C – Zajištění skalních svahů	46

1 Identifikační údaje mostu

- 1.1. Stavba: 17-186.209 Rekonstrukce mostu v km 41,791 trati Tábor - Písek
Objekt: SO 20-01 Železniční most přes VD Orlík
- 1.2. Název mostu: „Červená“
- 1.3. Katastrální území: Oslov (okres Písek), Jetětice (okres Písek)
- 1.4. Kraj: Jihočeský
- 1.5. Objednatel: **Správa železniční dopravní cesty, státní organizace**
se sídlem Praha 1, Dlážďená 1003/7, PSČ 110 00,
IČ: 70994234, DIČ: CZ70994234

zapsaná v obchodní rejstříku vedeném Městským soudem v Praze, oddíl A,
vložka 48384
- 1.6. Správce mostu: Správa železniční dopravní cesty, s. o., Oblastní ředitelství Plzeň, Správa
mostů a tunelů
- 1.7. Projekt stavby:
Zhotovitel projektu: **SUDOP PRAHA a. s.**
se sídlem: Olšanská 1a, 130 80 Praha 3
IČ: 25793349 DIČ: CZ25793349

zapsaná v obchodním rejstříku u Městského soudu v Praze, oddíl B,
vložka 6088

HIP: Ing. Martin Vlasák
SO 20-01: **Ing. Jakub Göringer, Ph.D.**
e: jakub.goringer@sudop.cz, m: 607 741 784, t: 267 094 128
- 1.8. Evidenční km: km 41,791
Staničení mostu: km 41,787 080
Traťový úsek: 1811 Tábor (mimo) – Písek (mimo)
Definiční úsek: 14 Červená n/Vltavou – Vlastec
- 1.9. Přemostovaná překážka: řeka Vltava (VD Orlík)
1.9.1. Staničení trati: km 41,799 911
1.9.2. Staničení překážky: km 179,2 (říční kilometr)
1.9.3. Úhel křížení: ~73,0° (81,1°)
1.9.4. Volná výška: 20,63 (nad retenční hladinou dle obr. 12.4 ČSN 73 6201)
24,33 (nad zásobní hladinou)

2 Základní údaje o mostu

2.1 Stávající stav

- 2.1. Druh nosné konstrukce: kamenná klenba (pole 1, 5)
příhradový trámová, přímopásová s podružnými svislicemi (pole 2, 3 a 4)
- 2.2. Spodní stavba: kamenné masivní opěry – břehová část
kamenné masivní pilíře – část ve vodě
- 2.3. Počet mostních otvorů: 5
- 2.4. Délka přemostění 276,00 m
- 2.5. Délka mostu: 283,75 m
- 2.6. Rozpětí NK: 8,70 + 3 x 84,40 + 8,70 m
- 2.7. Stavební výška: 3,22 m (vrchol klenby – pole 1, 5)
8,80 m (OK – pole 2, 3 a 4)
- 2.8. Uložení koleje: s průběžným KL (pole 1, 5)
prvkové s plošně uloženými mostnicemi (pole 2, 3 a 4)
- 2.9. Obrys KL: -
- 2.10. Volná výška: 69,3 m (nade dnem Vltavy)
- 2.11. Světlost kolmá: -
- 2.12. Šikmost mostu: -
- 2.12.1. Úhel šikmosti: 90°
- 2.13. Úhel křížení: ~73,0° (řeka Vltava – VD Orlík)
- 2.14. Světlost šikmá: -
- 2.15. Šířka mostu: 5,78 m
- 2.16. Rok výstavby: 1889
- 2.17. Rok posl. rekonstrukce:
- 2.17.1. 1960 - zesílení spodní stavby pilířů (zatopení v nádrži)
 - 2.17.2. 1970 - zesílení koncových svislic a revizní lávka
 - 2.17.3. 1980 - styčnickové plechy táhla vloženého pole
 - 2.17.4. 1979-1981 - obnova ONS (ZOGRAF SKOPJE SFRJ)
 - 2.17.5. 2008 – 3x KDZ, mostnice
- 2.18. Zatížitelnost: **B1/30 s délkou 30 m**
- 2.19. Stavební stav objektu: K3 / S2
- 2.20. Cizí zařízení: vpravo – sdělovací / zabezpečovací kabel
vpravo – na P1 na úložném prahu vede 2x plastová kabelová chránička
Ø60 mm, jeden kabel v chráničce stoupá po pilíři vpravo

3 Účel stavby

Projektová dokumentace je zpracována v souladu s požadavky na revitalizaci trati Tábor-Písek, jejímž cílem je zvýšení kvality a bezpečnosti v oblasti osobní dopravy, dosažení bezpečnosti a spolehlivosti provozu, zvýšení rychlosti a snížení vlivu na životní prostředí. Cílem stavby je udržení a zachování provozu, odstranění propadu rychlosti, odstranění trvalého omezení rychlosti a nevyhovující přechodnosti traťové třídy B1 na mostě.

Zvýšení traťové rychlosti a zajištění traťové třídy zatížení (TZZ) C3 v celém traťovém úseku 1811 je možno dosáhnout pouze výstavbou nového mostního objektu, neboť stávající ocelové konstrukce mají nevyhovující únosnost a podle výsledků přepočtu je most neopravitelný.

4 Rozsah navrhovaných opatření

V rámci stavby Rekonstrukce mostu v km 41,791 trati Tábor – Písek se v rámci stavebního objektu navrhuje:

komplexní rekonstrukce - přestavba jednokolejného železničního mostu

Nový mostní objekt bude splňovat požadavky na prostorovou průchodnost VMP 2,5 dle ČSN 73 6201 a bude navržen na zatížení LM 71 dle ČSN EN 1991-2, $\alpha = 1,10$.

Rozbor koncepce mostu a popis technického řešení jsou obsaženy v kap. 11.

Stavební objekt SO 20-01 zahrnuje veškeré úkony spojené s výstavbou mostu.

Předmětem stavebního objektu je komplexní zabezpečení výstavby SO:

- zajištění stávajících sítí v prostoru stavby,
- zřízení dočasných přístupů do prostoru staveniště od tělesa stávající trati (viz řešení ZOV). Jedná se tedy o přístupové cesty ke stavebním jamám, (přístup z dopravních tras – součást zařízení staveniště),
- provedení výkopů pod úrovní stávajícího terénu, včetně jímek pro čerpání povrchových vod,
- kompletní výstavba nového mostu včetně všech jeho náležitostí specifikovaných projektem – spodní stavba, nosná konstrukce, mostní vybavení vč. odvodnění apod.,
- provedení projektem definovaných kontrol vč. zatěžovací zkoušky před uvedením mostu do železničního provozu,
- provedení přechodových klínů a terénních úprav – odláždění, úprava svahu,
- demolice stávající konstrukce včetně pilířů ve vodě,
- staveništní přípojky (elektro, voda, kanalizace apod.) - součást zařízení staveniště,

Předmětem navazujících SO/PS jsou zejména tyto činnosti:

- přístupové cesty ke staveništi (dopravní trasy celé stavby),
- provizorní stavy, přeložky a definitivní vedení kabelových a jiných sítí,
- definitivní kolejový svršek SO 10-01
- definitivní kolejový spodek SO 11-01
- vystrojení trati (staničníky) SO 14-01
- základní měření bludných proudů

5 Zpracování projektové dokumentace

5.1 Návaznost na předchozí stupně

Dokumentace navazuje na studii proveditelnosti **Rekonstrukce mostu km 41,791 trati Tábor – Písek**. V dokumentaci se vychází z vybraného řešení obloukové konstrukce přemostňující oba břehy VD Orlík pomocí „jednoho“ mostního otvoru.

- Konstrukce je navržena jako oblouková s dvoutrámovou nosnou konstrukcí z předpjatého betonu
- Založení oblouku a podpěr ve výkopu je plošné
- Založení opěry v násypu (O1) je hlubinné na velkopřůměrových pilotách

5.2 Účel dokumentace

Dokumentace je vyprojektována ve stupni Projekt stavby ve smyslu Směrnice GŘ SŽDC s. o. č. 11/2006.

Dokumentace byla zpracována bez znalosti konkrétního zhotovitele stavby. Případné změny, které by dokumentaci přizpůsobily technickému vybavení a možnostem konkrétního zhotovitele, musí být odsouhlaseny odpovědným projektantem objektu a schváleny objednatelem.

6 Podklady

Projekt stavby „**Rekonstrukce mostu km 41,791 trati Tábor – Písek**“ je zpracován na základě zadávacích podmínek a zadávací dokumentace odchodní veřejné soutěže stavby, kterou vydala Správa železniční dopravní cesty s.o. Návrh technické řešení projektu stavby vzešel z následující výchozích podkladů předaných zadavatelem:

- 1) Zadávací dokumentace na zpracování projektu stavby a výkonu autorského dozoru projektanta při realizaci stavby „Rekonstrukce mostu km 41,791 trati Tábor – Písek“ vydaná SŽDC s.o.
- 2) Záměr projektu „Rekonstrukce mostu km 41,791 trati Tábor – Písek“ (SUDOP PRAHA a.s., 07/2018)
- 3) Ortofotomapa a DMR břehů nádrže vodního díla Orlík (GEOVAP, spol. s r.o., 05/2016)
- 4) Geodetické a mapové podklady (SŽDC s.o., 04/2017)
- 5) Směrnice Generálního ředitele č.11/2006, č.j.: 13 511/06-OP ze dne 30. 6. 2006, ve znění Změny č.1, vydané pod č.j.: 24052/10/OTH s platností od 01.06.2010 v platném znění
- 6) Směrnice GŘ SŽDC, s.o č. 16/2005, č.j.: 3790/05 - OP“Zásady modernizace a optimalizace vybrané železniční sítě České republiky“
- 7) Platné a účinné dokumenty a předpisy – uvedené v dílu 4 příloha č. 3b Zadávací dokumentace,
- 8) Rychlost větru a intenzita horizontální turbulence v lokalitách Červená nad Vltavou a Vilémov u Šluknova (ČHMÚ, 12/2018)
- 9) Doplnující geotechnický, stavebně technický a hydrogeologický průzkum (SUDOP PRAHA a.s.)
- 10) Geodetické doplňující zaměření (SUDOP PRAHA a.s.)
- 11) Korozní průzkum
- 12) Protokol o podrobné prohlídce, most v ev. km 41,791, (SŽDC s.o. 05/2015)
- 13) Vlastní prohlídka místa stavby a pořízení fotografické dokumentace.

Projednání dokumentace s útvary SŽDC:

Tento objekt byl projednáván na výrobních poradách, probíhajících za účasti útvarů SŽDC OŘ, SŽDC GŘ a SŽDC SSz.

7 Dotčené normy a předpisy, použitá literatura

Pozn.: Dotčené normy a předpisy se uvažují v platném znění v době zahájení prací na projektové dokumentaci.

- 1) **TSI subsystém infrastruktura Nařízení Komise (EU) č. 1299/2014 (TSI 1299/2014/EU), 11/2014**
- 2) č. 266/1994 Sb. Zákon Parlamentu ČR o dráhách,
- 3) č. 177/1995 Sb. Vyhláška Ministerstva dopravy, kterou se vydává stavební a technický řád drah, v platném znění,
- 4) č. 22/1997 Sb. Zákon Parlamentu ČR o technických požadavcích na výrobky, v platném znění,
- 5) č. 137/1998 Sb. Vyhláška Ministerstva pro místní rozvoj o obecných technických požadavcích na výstavbu, v platném znění,
- 6) č. 163/2002 Sb. Nařízení vlády ČR, kterým se stanoví technické požadavky na vybrané stavební výrobky, v platném znění,
- 7) TKP Technické kvalitativní podmínky staveb státních drah, 3. aktualizované vydání, 2000, vč. zm. 1/2001, 2/2002, 3/2002, 4/2004, 5/2007, 6/2008, 7 a 8
- 8) GŘ SŽDC s. o. 16/2005 Směrnice GŘ SŽDC s. o. Dokumentace pro přípravu staveb na železničních tratích celostátních a regionálních
- 9) GŘ SŽDC s. o. 11/2006 Směrnice GŘ SŽDC s. o., Zásady modernizace a optimalizace vybrané železniční sítě ČR,
- 10) SŽDC S 3 Železniční svršek, 2008,
- 11) SŽDC (ČD) S 3/2 Bezstyková kolej, 2013,
- 12) SŽDC S 4 Železniční spodek, 2008,
- 13) SŽDC (ČD) S 5 Správa mostních objektů, nepublikovaný předpis, 2012,
- 14) SŽDC S 5/4 Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí, 2019,
- 15) Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů, 09/2015,
- 16) SŽDC (ČD) SR 5/7 (S) Ochrana železničních mostních objektů proti účinkům bludných proudů, 1997,
- 17) SŽDC (ČD) MVL 102 Přejít mezi nosnými konstrukcemi. Přejít mezi nosnou konstrukcí a opěrou. Přejít mezi spodní stavbou a zemním tělesem, 1996,
- 18) SŽDC (ČD) MVL 511 Nosné konstrukce železničních mostů se zabetonovanými nosníky, 2005,
- 19) ČSN EN 206+A1 Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda (04/2018),
- 20) ČSN EN 1090-2 Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí. Část 2: Technické požadavky na ocelové konstrukce (02/2019),
- 21) ČSN EN 1536+A1 Provádění speciálních geotechnických prací – Vrtané piloty (12/2016),
- 22) ČSN EN 1990 ed.2 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí (05/2015),
- 23) ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb (03/2004),
- 24) ČSN EN 1991-1-3 ed.2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem (06/2013),
- 25) ČSN EN 1991-1-4 ed.2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem (04/2013),
- 26) ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou (05/2005),
- 27) ČSN EN 1991-1-6 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění (10/2006),
- 28) ČSN EN 1991-1-7 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-7: Obecná zatížení - Mimořádná zatížení (12/2007),
- 29) ČSN EN 1991-2 ed.2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou (12/2018),

- 30) ČSN EN 1992-1-1 ed.2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby (07/2011),
- 31) ČSN EN 1992-2 Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty (05/2007),
- 32) ČSN EN 1993-1-1 ed.2 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby (07/2011),
- 33) ČSN EN 1993-1-8 ed.2 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-8: Navrhování styčníků (11/2013),
- 34) ČSN EN 1993-1-9 ed.2 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-9: Únava (12/2013),
- 35) ČSN EN 1993-1-10 ed.2 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-10: Houževnatost materiálu a vlastnosti napříč tloušťkou (01/2014),
- 36) ČSN EN 1993-1-11 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-11: Navrhování ocelových tažených prvků (01/2008),
- 37) ČSN EN 1993-1-12 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-12: Doplnující pravidla pro oceli vysoké pevnosti do třídy S700 (09/2008),
- 38) ČSN EN 1993-2 Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2: Ocelové mosty (01/2008),
- 39) ČSN EN 13670 Provádění betonových konstrukcí (06/2010),
- 40) ČSN EN ISO 2553 Svařování a příbuzné procesy - Zobrazování na výkresech - Svarové spoje (09/2014),
- 41) ČSN 73 1001 Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy (08/1988, neplatná),
- 42) ČSN 73 1002 Pilotové základy (02/1989 – neplatná),
- 43) ČSN 73 0037 Zemní tlak na stavební konstrukce (1990),
- 44) ČSN 73 3050 Zemní práce. Všeobecná ustanovení (1986) vč. změny a (1991),
- 45) ČSN 73 6200 Mosty – Terminologie a třídění (7/2011),
- 46) ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů (10/2008),
- 47) ČSN 74 3305 Ochranná zábradlí (09/2017),
- 48) ČSN 73 6133 Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací (02/2010),
- 49) ČSN P 73 6213 Navrhování zděných mostních konstrukcí (05/2012),
- 50) TNŽ 73 6280 Navrhování a provádění vodotěsných izolací železničních mostních objektů (03/2015),
- 51) TP 124 Základní ochranná opatření pro omezení vlivu bludných proudů na mostní objekty a ostatní betonové konstrukce pozemních komunikací, Ministerstvo dopravy, odbor infrastruktury (01/2009),
- 52) TP ČBS 03 Pohledový beton, Česká betonářská společnost, 2018

8 Prostor výstavby

8.1 Územní podmínky

Most převádí jednokolejnou železniční trať Tábor - Písek přes Vodní nádrž Orlík. Jedná se o jediné přemostění Vltavy na železnici mezi Českými Budějovicemi a Prahou.

Obrázek 8-1: Situace umístění mostu v km 41,791 trati Tábor- Písek



Tať Tábor - Písek je součástí regionální sítě tratí SŽDC. Provoz na trati odpovídá spíše regionálnímu charakteru, což je dáno stávající minimální přechodností v místě přemostění.

Z hlediska přechodnosti trati je most jediným limitem. V minulosti byla trať velmi využívána pro nákladní a osobní dopravu jako propojení III. a IV. tranzitního železničního koridoru a dále trati České Budějovice - Plzeň. Často byla využívána i pro rychlíkové vlaky.

Z hlediska strategického má trať velký význam jako objízdna trasa zejména při výlukových pracích na těchto páteřních tratích a pro mimořádné přepravy. Po realizaci stavby lze očekávat na trati výrazné oživení železniční osobní i nákladní dopravy.

8.2 Seznam souvisejících PS a SO

PS, SO Název PS, SO

D.1.1 Železniční zabezpečovací zařízení

PS 01-21 Úpravy traťového zabezpečovacího zařízení

D.1.2 Železniční sdělovací zařízení

PS 02-51 Úpravy stávajících sdělovacích kabelů SŽDC

PS 02-52 Úpravy stávajících sdělovacích kabelů ČD-Telematika

D.2.1.1 Železniční svršek a spodek

SO 10-01 Železniční svršek

SO 11-01 Železniční spodek

SO 14-01 Výstroj trati

D.2.1.4 Mosty, propustky a zdi

SO 20-01.1 Železniční most v ev. km 41,791 přes VD Orlík - plavební značení

D.2.1.5 Ostatní inženýrské objekty

SO 76-01 Úpravy stávajících rozvodů NN

D.2.1.11 Objekty pro zajištění veřejného zájmu

SO 80-01 Příprava území

SO 82-01 Rekultivace a terénní úpravy

SO 84-01 Příjezdové cesty

SO 84-01.1 Příjezdové cesty - provizorní přemostění

SO 84-02 Oprava stávajících komunikací

9 Geologické a geotechnické podmínky

9.1 Rozsah průzkumných prací

Celkem byly provedeny 2 průzkumné jádrové vrty o celkové metráži 131,0 bm. Vrtý J101 a J106 byly provedeny vrtnou soupravou ADBS/MB Atego ve vrtném průměru 195 mm do zastižení pevného skalního podloží a do konečné hloubky vrtným průměrem 76 mm pomocí dvojitého jádrováku Craelius s vnitřní jádrovnicí a diamantovou korunkou. Vrtáno bylo za pomoci vodního výplachu.

V rámci prováděných karotážních prací byly vrty dočasně vystrojeny plastovou perforovanou pažnicí průměru 63 mm. S ohledem na zvolenou technologii vrtání nebylo možné sledovat naraženou hladinu podzemní vody. Ustálená hladina byla stanovena během karotážního měření ve vrtech. Po ukončení měření byla pažnice částečně vytěžena a vrty byly likvidovány tamponáží jílocementovou směsí a vytěženým materiálem.

Vrtné jádro vrtů bylo fotograficky zdokumentováno, byl proveden geologický popis a měření RQD a zaznamenány pukliny a foliace a na závěr byly odebrány vzorky pro laboratorní zkoušky. Vrtý byly po jejich dokončení geodeticky polohově a výškově zaměřeny.

V případě terénu nedostupného pro vrtnou techniku byly v rámci ověření průběhu geologických vrstev a skalního podloží pro návrh založení nového tělesa železniční tratě prováděny dynamické penetrační zkoušky. Celkem byly provedeny 3 dynamické penetrační zkoušky v souhrnné metráži 7,2 bm.

9.2 Geotechnické poměry

Kvartérní sedimenty

Navážky, humózní a organické zeminy

Geotechnický typ Y1 Navážky budou zastiženy především v tělese stávající železniční trati a v zásypech opěr železničního mostu, místy pak také v blízkosti stávajících budov a místních polních a lesních cest. Bude se jednat převážně o překopané místní zeminy s příměsí stavebního odpadu, stavební odpad, případně škváru ap. Nejmnocnější navážky budou tvořit těleso železniční tratě, především pak v úsecích náspů a v přechodové oblasti opěr železničního mostu. Zde budou nabývat především charakteru štěrků s variabilní příměsí jemnozrnných zemín (geotechnický typ Y1), méně často také charakteru písčitých zemín s variabilní příměsí jemnozrnných zemín (geotechnický typ Y2). Navážky budou dále zastiženy v místech křížení se stávajícími komunikacemi. Zde se bude jednat převážně o štěrkovité konstrukční vrstvy a překopané místní zeminy.

Geotechnický typ H Část zájmového území je s výjimkou urbanizovaných ploch překryta humózním horizontem, případně lesní hrabankou, a to nejčastěji v mocnosti od 0,1-0,2 m. Z geotechnického hlediska se jedná převážně o hlíny s variabilní písčitou příměsí. Tyto zeminy byly zařazeny do geotechnického typu H. Upozorňujeme, že se jedná o kulturní vrstvu zemín, které podléhá zákonné ochraně – zákon č. 334/1992 Sb. o ochraně zemědělského půdního fondu a jeho novely č. 231/1999 Sb.

Sondážními pracemi nebyly zastiženy jiné kvartérní sedimenty. Lze však místy předpokládat zastižení deluviálních sedimentů charakteru obdobného zcela zvětralým podložním horninám, jejichž mocnost však bude dosahovat zpravidla pouze desítek centimetrů, maximálně 1–2 metrů.

Horniny předkvartérního podkladu

Moldanubikum, metamorfit, proterozoikum-paleozoikum

Ruly, pararuly, migmatity

Geotechnický typ MR1 Zcela zvětralé ortoruly – eluvia nabývají charakteru převážně písčitých až hlinitopísčitých zemín, s hojnými střípkami a úlomky matečné horniny. Zeminy jsou

středně ulehlé až ulehlé, středně zrnité až hrubozrnné, často se zachovalou strukturou matečné horniny, s převládající hnědou až rezavě hnědou barvou. Mocnost těchto zemin je variabilní, dosahuje průměrně cca 0,5-2,0 m. Mocnost zvětralínového pláště je závislá na tektonickém porušení a místy také na morfologii terénu.

Geotechnický typ MR2 Horniny níže přecházejí do silně zvětralých pevnostní třídy **R6/R5** až **R5**, s převážně velkou hustotou diskontinuit. Horniny jsou málo pevné, středně zrnité až hrubozrnné, slabě slídnaté, usměrněné, vrstevnaté, úlomkovitě rozpadavé, světle hnědé barvy, na plochách odlučnosti s limonitickými povlaky. Mocnost těchto hornin je také variabilní, dosahuje obvykle cca 1,0-1,6 m.

Geotechnický typ MR3 Horniny dále nabývají na pevnosti, dosahují třídy **R4/R3**, s převážně střední hustotou diskontinuit. Horniny jsou středně pevné, úlomkovitě až kusovitě rozpadavé, místy tektonicky podrcené, hrubozrnné, slídnaté, usměrněné, vrstevnaté, šedé až šedohnědé barvy, na plochách odlučnosti s limonitickými povlaky, místy s výplní sekundárních minerálů. Mocnost těchto hornin je opět variabilní, dosahuje průměrně 3,5-5,5 m.

Geotechnický typ MR4 Horniny přecházejí až do navětralých a zdravých poloh, se střední až vysokou pevností, s pevnostní třídou **R3/R2** až **R2**, s převážně střední hustotou diskontinuit. Horniny jsou celistvé, kusovitě až balvanitě rozpadavé, místy tektonicky podrcené, usměrněné, vrstevnaté, středně zrnité, slídnaté, světle šedé barvy, na plochách odlučnosti s limonitickými povlaky. Tyto horniny jsou obtížně těžitelné.

Moldanubikum, středočeský pluton, karbon-perm

Aplity

Geotechnický typ MA1 Aplity navětralé až zdravé, o vysoké pevnosti (**R2**), jemnozrnné, šedobílé barvy, s patrnými vyrostlicemi křemene a živce

Geotechnický typ	Geologické stáří	Třída / symbol CSN P / 3 1005	Třídy zemin podle CSN EN ISO 14689-1	Objemová tíha γ [kN.m ⁻³] ¹⁾	I_g * [°] / I_a ** [%]	E_{def} [MPa]	ν []	ϕ ^{ef} * [°]	c_{ef} , c * [kPa]	Předpokládaná únosnost R_{ϕ} [kPa] ²⁾	$U_{x,lab}$ [kN] ³⁾	Těžitelnost ⁴⁾ Vrtatelnost ⁵⁾
Navážky												
Y1	R	G3 G-FY G4 GMY	saGr, siGr	18,0	-	-	-	-	-	-	-	I / I
Y2	R	S3 S-FY S4 SMY	grSa, siSa	17,0	-	-	-	-	-	-	-	I / I
Humózní zemin												
H	Q	S4/SM+O	siorSa	16,0	-	-	-	-	-	-	-	I / I
Moldanubikum – metamorfní horniny (ruly)												
MR1	Pt	R6/S-F, SM, MS	grSi	20,5	60**	12	0,32	29	2	350	950	I / I-II
MR2	Pt	R5	-	24,0	-	65	0,30	30*	20*	400	1250	II / III-IV
MR3	Pt	R3	-	25,5	-	250	0,26	45*	100*	700	2500	III / V
MR4	Pt	R3/R2	-	26,5	-	1250	0,24	55*	500*	2000	2500	III / V
Moldanubikum – aplitické proniky												
MA1	C	R2	-	27,0	-	2500	0,25	60*	600*	2750	2500	III / V

9.3 Hydrogeologické poměry a agresivita prostředí

Z hydrogeologického hlediska můžeme v daném území rozlišit následující, vzájemně spolu komunikující zvodněná prostředí, která mohou být uvažovanou stavbou dotčena:

- a) mělký kolektor s volnou hladinou podzemní vody a průlinovou propustností, vázaný na kvartérní sedimenty, především fluvialní, dále deluviofluvialní a deluvialní, případně na reliktu terciérních jezerně – říčních písků a štěrků,
- b) přípovrchový kolektor s volnou až mírně napjatou hladinou a s průlinovo-puklinovou propustností vázaný na zvětralínový plášť a svrchní zónu rozvolnění a rozpukání hornin krystalinika, který bude komunikovat s výše uvedeným mělkým horizontem,
- c) hlubší kolektor s napjatou hladinou podzemní vody vázaný na puklinový systém a tektonické poruchy hornin krystalinika.

Srážkové vody infiltrují v celém rozsahu území. Proudění podzemních vod ve svrchních kolektorech je určováno zejména morfologií terénu a místně je usměrňováno průběhem puklinových systémů, případně vložek hornin s odlišnými propustnostními parametry. K drenáži mělkého oběhu podzemní vody dochází nejčastěji v úrovni drenážních bází prameny s nízkou a rozkolísanou vydatností, nebo pozvolnými výrony podzemní vody do povrchových toků prostřednictvím málo mocných fluvialních a deluvialních sedimentů. Regionální směry proudění podzemní vody vedou směrem k hlavnímu údolí Vltavy, které plní funkci drenážní báze vzhledem k okolnímu krystaliniku. Hladina vody v přípovrchovém kolektoru v údolní bází je ovlivňována výškou hladiny ve vodní nádrži Orlík. Úroveň zásobní hladiny vody v nádrži je 349,90 m n. m., úroveň maximální retenční hladiny je 353,60 m n. m. V místech morfologických depresí v širším okolí lze přirozeně očekávat výskyty podzemních vod v mělkých hloubkových úrovních.

Dle Vyhlášky MZe č. 292/2002 Sb. o oblastech povodí ve znění pozdějších předpisů spadá posuzovaná lokalita do oblasti povodí Dolní Vltavy, číslo hydrologického pořadí povodí 3.řádu „1-07-05 – Vltava od Lužnice po Otavu“. Vodní nádrž Orlík, přes kterou most přechází, spadá dle Hydroekologického informačního systému VÚV TGM mezi „významné vodní nádrže“ – ID nádrže 120702. Nejedná se o vodárenskou nádrž.

Při posuzování agresivity vodního prostředí bylo vycházeno z údajů uvedených v geologické mapě a z výsledků archivních chemických analýz provedených v obdobných podmínkách. Podzemní voda je ovlivňována mineralogickým složením horninového masivu, ve kterém cirkuluje. Vody jsou proto charakterizovány často zvýšeným obsahem agr. CO_2 a nižším pH, místy také narůstá obsah SO_4^{2-} . Pro stavební účely proto doporučujeme uvažovat při zastižení hladiny podzemní vody se středním stupněm agresivity **XA2** z důvodů předpokládané kombinované zvýšené koncentrace agr. CO_2 a SO_4^{2-} s nižším pH.

9.4 Měření korozní agresivity

Z výsledků měření vyplývá, že stavební objekt je pod vlivem bludných proudů charakterizovaných *III. stupněm agresivity (zvýšená)* dle ČSN 03 8372. V užším okolí trasy se nenacházejí významné zdroje BP.

Z hlediska zdánlivého měrného odporu horninového prostředí byl zjištěn *III. stupeň (zvýšená agresivita)* dle ČSN 03 8372.

Dle služební rukověti SŽDC SR 5/7(S) se mostní objekt SO 20-01 nachází ve 3. stupni ochranných opatření pro omezení vlivu bludných proudů (se započtením vlivu sacího koeficientu).

S ohledem na rozsáhlost mostní konstrukce a případnou výhledovou elektrizaci se provedou opatření splňující 4. stupeň ochranných opatření.

Pro stupeň ochranných opatření 4 se dle kap. III ČD SR 5/7(S) provádí konstrukční opatření a kombinace primární ochrany a případně sekundární ochrany **včetně propojení výztuže a jejího vyvedení na povrch.**

10 Stávající stav mostního objektu

Jedná se o jednokolejnou mostní konstrukci o pěti mostních otvorech s celkovou délkou 284,2 m.

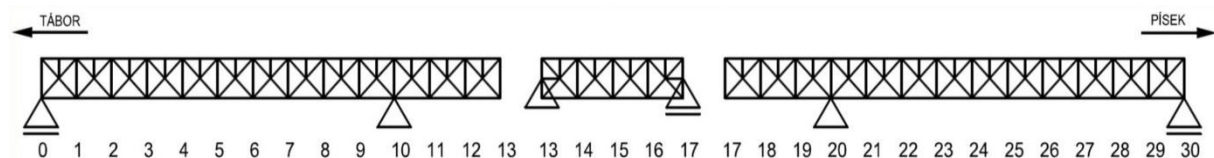
Obrázek 10-1: Fotografie stávajícího přemostění - severní pohled



Krajní pole jsou řešena jako kamenné klenuté mosty s polokruhovými klenbami tloušťky 0,7 m z tesaných kamenů a světlosti prvního otvoru 6,0 m a 8,0 m u pátého otvoru. Ocelová konstrukce překračující vnitřní tři pole byla navržena jako nýtovaný příhradový nosník rombické soustavy se svislicemi a mezilehlou prvkovou mostovkou. Hlavní nosníky v osově vzdálenosti 5,04 m jsou vysoké 9,9 m.

Příhradová konstrukce je vytvořena celkem z $3 \times 10 = 30$ příhrad. Délka příhrad je 8,44 m ($L/10$). Staticky se jedná o spojitý nosník o třech polích s klouby ve středním poli – Gerberův nosník (vyložení konzoly $3 \times 8,44 = 25,32$ m a rozpětí vloženého pole $4 \times 8,44 = 33,76$ m).

Obrázek 10-2: Statické schéma mostu (ocelová konstrukce)



Horní pás je \square průřez složený s plechů a úhelníků základní výšky 0,529 m. Dolní pás je tvořen dvojicí obrácených T profilů $\perp \perp$. Svislice jsou z I profilu v dolní části příhradových a v horní plnostěnných. Po délce OK jsou profily doplňovány o příložky dle úrovně namáhání.

Vložené pole je v místě horního a dolního pásu uloženo kluzně v podélném a svislém směru a pevně v příčném směru. Pohyb je vymezen prostřednictvím kluzných desek.

Nadpodporové svislice a svislice v místě vloženého kloubu jsou příhradové vícečetné uzavřené obdélníkové průřezy. Průřez svislice vloženého pole je vytvořen do kříže + ze čtveřice průběžných úhelníků. Svislice vloženého pole je uložena v cca polovině výška na tangenciálních ložiskách (pevných u P2 a podélně pohyblivých u P3). Svislice je od horního pásu k ložisku tlačena a od ložiska k dolnímu pásu tažena. Stabilizace svislice v rovině nosníku je pomocí vodorovného prutu (táhla/vzpěry) vedeného od svislice do styčníku křížení diagonál.

Průřezy diagonál jsou voleny podle způsobu namáhání tzn. převážně tlačené resp. tažené. Průřezy diagonál jsou většinou z H příhradového nebo plnostěnného profilu. Diagonály ve středech polí, kde dochází ke střídání tlaku a tahu, jsou z uzavřených obdélníkových příhradových průřezů. V jednotlivých příhradách jsou profily diagonál zesilovány dle úrovně zatížení.

Mostovka je zapuštěna o cca 1,3 m pod úroveň horního pásu. Příčníky jsou příhradové výšky 1,6 m. Příčníky podpírají plnostěnné podélníky výšky 0,6 m ve vzdálenosti 4,22 m a jsou přes styčnickové plechy připojeny ke svislicím a mezilehlým svislicím.

Pilíře P2 a P3 jsou obdélníkového průřezu celkové výšky 59,5 m. V hlavě je šířka 7,90 m a délka 5,0 m. Dřík pilíře se lineárně rozšiřuje směrem k patě pilíře. V polovině výšky jsou základní rozměry dříku šířka 10,750 m a délka 7,850 m. Do této výšky byla provedena přizdívka kamenným zdivem tl. 0,95 m jako ochrana před účinky vody z Vodní nádrže Orlík. Zdivo pilíře P2 a pilíře P3 je z nepravidelného lomového kamene. Založení spodní stavby je na skalním podloží vltavských břehů. Před napuštěním Vodní nádrže Orlík v roce 1961 byly pilíře do úrovně maximální hladiny opatřeny ochrannou kamennou obezdívkou z řádkového zdiva.

Se stavbou mostu se započalo v roce 1886 budováním kamenných pilířů, s montáží ocelové konstrukce v červenci 1889. Dvě krajní pole ocelové konstrukce byla montována na dřevěném lešení a derikovým jeřábem nosnosti 4 t, který pojížděl po smontované konstrukci. Montáž probíhala symetricky od obou opěr. Konstrukce středního pole byla montována letmo, přičemž klouby vloženého pole byly provizorně zafixovány.

11 Nový stav mostního objektu

11.1 Základní údaje

11.1.1 Návrhové zatížení a interoperabilita (TSI)

Zatížení nové mostní konstrukce železniční dopravou je určeno pro kategorii tratí 3. třídy podle Kategorie železničních tratí z hlediska mostů dle ČSN EN 1991-2 ed.2. Modely zatížení jsou uvažovány LM71 a SW/0 s národním klasifikačním součinitelem zatížení $\alpha=1,1$ (pro spodní stavbu a oblouk) a $\alpha=1,21$ (pro předpjatou nosnou konstrukci – požadavek investora). Dynamický součinitel je užit v souladu s ČSN EN 1991-2 ed.2.

Dle Nařízení Komise (EU) č. 1299/2014 (TSI 1299/2014/EU) odst. 4.2.7.1. tab. 11 je požadován minimálně klasifikační součinitel $\alpha=1,00$ pro kategorii trati **P3** a **F1**, kde dopravní kód **P3** je výkonnostním parametrem pro osobní dopravu a **F1** pro nákladní dopravu. Z hlediska **TSI 1299/2014/EU nová mostní konstrukce splňuje s rezervou požadavky dle odst. 4.2.7.**

Výsledná zatížitelnost stanovena podle metodického pokynu pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů je na základě statického výpočtu $Z_{UIC} > 1,21$ pro nosnou konstrukci a $Z_{UIC} > 1,1$ pro spodní stavbu.

11.1.2 Prostorové uspořádání na mostě

- | | |
|-----------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| - Úsek trati: | staniční obvod |
| - Traťová rychlost: | 65 km/h (výhledově 70 km/h) |
| - Železniční svršek: | 60 E2 / betonové pražce / pružné upevnění |
| - Sklonové poměry na mostě: | kolej 1 – ve sklonu 0‰ |
| - Směrové poměry na mostě: | kolej 1:
OP1 – přechodnice z levostranného oblouku
most – v přímé
OP2 – přechodnice do levostranného oblouku |
| - Třída zatížení: | 3. třída trati (dle ČSN EN 1991-2 ed.2) |
| - Prostorové uspořádání: | VMP 2,5 |
| - Kolejové lože | uzavřené – šířkové uspořádání kolejového lože respektuje
nutný obrys dle ČSN 73 6201 |

Rozměry kolejového lože jsou dle ČSN 73 6201, včetně rezerv. Minimální výška kolejového lože od spojnice středů úložných ploch pražce činí 510 mm s rezervou min. 40 mm podle ČSN 73 6201, čl. 14.2.5. Minimální mocnost kolejového lože pod ložnou plochou pražce v celé jeho šířce je 300 mm s rezervou min. 30 mm dle ČSN 73 6201, čl. 14.2.3.

11.1.3 Prostorové uspořádání pod mostem

Oblouková konstrukce překračuje VD Orlík v celém rozsahu (ze břehu na břeh) při světlosti mezi hranami základů 153,0 m. Požadavek ČSN 73 6201 na minimální volnou výšku 1,0 m nad Q_{100} je splněn téměř v celém rozsahu 153,0 m. Zároveň je dodrženo doporučení z kap. 12.2.2 odstavec c), kdy návrhová hladina zdaleka nedosahuje k 1/3 vzepětí.

V rámci požadavků plavby se nepředpokládá nutnost osazení značení pro upravení plavebního profilu. Požadovaná výše plavebního profilu 5,25 m nad maximální plavební hladinou je dodržena v celé mimobřežní šíři.

11.2 Provedené výpočty

11.2.1 Výpočet prostorového uspořádání na mostě dle ČSN 73 6201

Návrh mostní konstrukce byl proveden dle ČSN 73 6201 pro VMP 2,5 v oblouku s rozšířením na vnější stranu 2 x 93 mm (odpovídá převýšení oblouku u OP1). Typ VMP v závislosti na poloze v trati a traťové rychlosti je dán v tab. 1. ČSN 73 6201. V daném případě se jedná o širokou trať s rychlostí 65 km/h (výhledově 70 km/h).

Volná šířka na mostě vyhovuje pro VMP 2,5 v oblouku. Minimální rezerva od obrysu VMP je vlevo 196 mm a vpravo 300 mm, což vyhovuje minimální rezervě 125 mm.

Větší rezervy jsou způsobeny požadavkem na srovnání osy koleje a osy nosné konstrukce v rámci obloukové části konstrukce.

11.2.2 Výpočet nutného obrysu KL dle ČSN 73 6201

Návrh mostní konstrukce byl proveden dle kap. 14.2 a dle obrázku 14.4 v ČSN 73 6201.

Projektová rezerva od ochrany izolace dna kolejového lože je min. 74 mm > 40 mm. Tato rezerva se zvětšuje mimo přechodnice. V přímé na mostě je rezerva 107 mm. Rezerva od chrániček inženýrských sítí je větší než 60 mm.

11.2.3 Statické výpočty

Konstrukce byla ověřena jako celek na komplexním prutovém modelu, který zohledňuje fáze výstavby oblouku i dále provoz mostu až do konce návrhové životnosti 100 let. Výpočetní model byl zhotoven v lineárním i nelineárním provedení pro zohlednění případných vlivů nelineárního chování závěsů při výstavbě do koncové geometrie a chování nosné konstrukce. Modely byly vytvořeny v programu MIDAS Civil. Posouzení bylo provedeno pomocí jednotlivých modulů souboru IDEA StatiCa, případně FIN GEO. Konstrukce byla posouzena dle souboru platných norem ČSN a ČSN EN. Statický výpočet je předmětem přílohy **009 – Statický výpočet**.

11.2.4 Odchyłky oproti předpisům a normám

Při návrhu konstrukce byly uplatněny tyto odchyłky:

- Nosná konstrukce z předpjatého betonu je navržena s klasifikačním součinitelem $\alpha = 1,21$.
- V místě přechodu kolejového lože z OP na NK, kde jsou umístěny přepážky kolejového lože není možné využít strojního čištění.

11.3 Založení mostu

11.3.1 Výkopy

Před zahájením výkopových prací budou vytyčeny inženýrské sítě v prostoru stavby. **V rámci výkopových prací je nutno zajistit stabilitu stávající konstrukce, která bude po dobu výstavby v provozu.**

Vyjma opěry OP1, která je navržena se založením na násypovém tělese jsou všechny podpěry navrženy s plošným založením. Opěra OP1 je navržena s hlubinným založením pomocí velkopřůměrových pilot Ø900 mm.

Stavební jámy pro základy pilířů jsou navrženy jako svahované se sklony 5:1, které odpovídají kvalitě zastižených hornin, ve kterých budou výkopové práce probíhat. Hloubka stavebních jam je s ohledem na průběh terénu údolí různá pro jednotlivé pilíře: ~3,0 m pro základ P1; ~4,4 m pro základ P2; ~5,6 m pro základ P10; ~7,2 m pro základ P11 a ~5,8 m pro základ OP2. Výkop je navržěn tak, že od obrysu základových konstrukcí je po obvodě ponechán pracovní prostor šířky 0,80 m. V rámci provádění výkopu je nutno zohlednit případnou nutnost zajištění stěn jamy pomocí hřebíkování / stříkaného betonu, případně jiné vhodné metody.

Speciální pozornost je nutno věnovat provádění výkopů pro základy oblouku P3 a P9 (zejména P3), kdy rozsah stavebních jam a jejich výška vyžaduje další zajištění těchto obnažených skalních stěn. Sklony výkopů jsou navrženy shodně 5:1. U jamy pro základ P3 se předpokládá se zhotovením lavičky délky 2,0 m v úrovni 15,0 m od základové spáry. S ohledem na zastižený systém puklin je u obou jam pro založení oblouku navrženo hřebíkování odtěžených stěn svahu, které zajistí stěny proti možnému vyjždění horninových bloků směrem do výkopových jam. Základová spára pro založení oblouku je zazubená o 5 schodech s výškou 0,5 m na délku 2,5 m.

Jáma pro základ P3 bude v místě navržené lavičky doplněna železobetonovou převázkou, která kromě stabilizační funkce bude plnit i funkci kotevní pro zpětné závěsy při vyvěšování oblouku během výstavby.

Oblast jámy pro základ P9 je překryta kamennými balvany, které se mohou vyskytovat až do hloubky cca 3,0 m od zdánlivého terénu. S ohledem na tuto skutečnost je oproti výkopu pro pilíř P3 v tomto místě navrženo prohloubení stavební jámy až na úroveň únosných hornin typu R2 – R3 a následně po provedení sanací základové spáry je navrženo doplnění odebrané hmoty pomocí železobetonové plomby, která bude přes zabetonované pasivní tyčové kotvy zajištěna ke skalnímu masivu.

Jáma pro základ P9 se nachází dle IGP v oblasti balvanitého sedimentu, kdy se předpokládá, že v úrovni základové spáry nemusí být zastižena hornina vhodná pro zřízení základu. S ohledem na tuto skutečnost se uvažuje další hloubení jámy až na úroveň horniny R2-R3. Následně bude tato odebraná část nahrazena železobetonovou plombou. Tato plomba bude zřízena až do úrovně navržené základové spáry, shodné s úrovní ZS pro pilíř P3.

Svahy výkopů je třeba hloubit strojně vždy na kótu příslušné úrovně tak, že povrch svahů musí být rovinný, bez hlubokých rýh od rýpadla. Výrony podzemní vody a případná povrchová dešťová voda bude ze dna stavební jámy průběžně odčerpávána pomocí přenosných čerpadel. Na vhodných místech bude ve dně stavební jámy provedena jímka pro ponorné čerpadlo. Jámy pro základy oblouku budou odvodněny povrchově přes odkalovací jímku. Trvalé čerpání se dle IGP nepředpokládá. V rámci provádění výkopových prací se předpokládá využití trhacích prací, zejména u jam pro základy oblouku. Veškeré nadvýlomy je nutno bezprostředně sanovat betonovými plombami.

Veškeré rozvolněné části hornin zastižené v základové spáře musí být odstraněny a základová spára musí být před dalšími pracemi řádně očištěna.

Při hloubení stavebních jam je nezbytná přítomnost stálého geotechnického dozoru. Přítomný geotechnik určí, zda zastižené horniny splňují požadavky projektu pro bezpečné založení stavebního objektu.

11.3.2 Sanace základové spáry

S ohledem na silnou rozpukanost hornin uvažovaných v základových spárách pilířů P1, P2, P10, P11 a OP2 (RQD v rozmezí 10-20 %) se uvažuje se sanací masivu pod spárou pomocí injektáží.

V případě, že v úrovni základových spár pro založení oblouků (P3 a P9), respektive ve srovnané úrovni pro zřízení plomby u základu P9 budou zastiženy více rozpukané horniny bude také provedena injektáž masivu pod spárou.

SYSTÉM INJEKTÁŽÍ

11.3.3 Založení opěry OP1

V rámci objektu je pouze OP1 navržena s hlubinným zakládáním pomocí velkopřůměrových pilot Ø900 mm, které budou minimálně na délku 1,0 m vetknuty do vrstev mírně zvětralých rul MR3 (**R3**). Skutečnou délku pilot je nutno tomuto požadavku přizpůsobit. Opěry jsou v podélném směru v osové vzdálenosti 1,7 m. Velkopřůměrové piloty budou prováděny z úrovně 387,0 m n.m.

Základ je v podélném směru délky 3,5 m a je v místě křídel prodloužen až na 7,15 m. Piloty jsou od líce základu odsazeny 0,7 m. V příčném směru je šířka základu 7,1 m, prodloužení pod křídly šířky 1,7 m. Výška základu v napojení na dřík pilíře je 2,0 m. Obě prodloužení křídel jsou založeny na dvou pilotách v jedné řadě (podélně ve směru mostu). Piloty budou 50 mm zapuštěny do základu.

Provádění vrtaných pilot musí být v souladu s ČSN EN 1536 + A1. Použité cementové materiály musí odpovídat ČSN EN 206 + A1, příloha D. Beton pilot je s ohledem na zjištěnou agresivitu zemin dle IGP navržen třídy **C25/30 – XA2**.

Na každé pilotě bude v souladu s TKP SSD, kap. 24, čl. 24.5.2.8 provedena zkouška integrity (PIT). Pro provedení zkoušek integrity CHA jsou dále v rohových pilotách osazeny 4 ks trubek TR Ø 63/3 mm. Pod každým základem budou kontrolovány 2 ks pilot. Trubky budou provedeny z oceli S235 JR a na dně pilot budou zaslepeny pomocí navařeného víčka z plechu min. tl. 4 mm celoobvodovým svarem o účinné výšce min $a_w = 2,0$ mm. Při provádění je potřeba zajistit horní otvor dočasným víčkem pro zamezení znečištění (např. při betonáži). Dočasné víčko je požadováno šroubované pro opakované použití. Trubky budou připevněny k armokoši z vnitřní strany. Zajištění polohy lze provádět krátkými svary k příčné výztuži nebo vyvázáním do

křížových styků výztuže. Předpokládá se kontrola ultrazvukovým testováním celistvosti pilot pomocí CHA (Cross-Hole Analyzer).

11.3.4 Založení pilířů a opěry OP2 (mimo oblouk)

Veškeré ostatní základy budou založeny plošně v různých výškových úrovních.

Základová spára pilíře P1 je navržena na úrovni 379,8 m n.m. ve vrstvách silně zvětralých hornin třídy **R6/R5**. Základ má půdorysné rozměry 6,0 x 11,0 m. Výška základu v napojení na dřík pilíře je 2,0 m.

Základová spára pilíře P2 je navržena na úrovni 375,0 m n.m. na rozhraní vrstev silně zvětralých hornin třídy **R6/R5** a **R4/R3**. Základ má půdorysné rozměry 6,0 x 11,0 m. Výška základu v napojení na dřík pilíře je 2,0 m.

Základová spára pilíře P10 je navržena na úrovni 362,8 m n.m. ve vrstvách navětralých až zdravých hornin pevnosti **R3/R2**. Základ má půdorysné rozměry 6,0 x 11,0 m. Výška základu v napojení na dřík pilíře je 2,0 m.

Základová spára pilíře P11 je navržena na úrovni 373,1 m n.m. ve vrstvách navětralých až zdravých hornin pevnosti **R3/R2**. Základ má půdorysné rozměry 6,0 x 11,0 m. Výška základu v napojení na dřík pilíře je 2,0 m.

Základová spára opěry OP2 je navržena na úrovni 383,3 m n.m. ve vrstvách hornin pevnosti **R4/R3**. Základ je v podélném směru délky 3,5 m a je v místě křídel prodloužen až na 7,15 m. V příčném směru je šířka základu 7,1 m, prodloužení pod křídly šířky 1,7 m. Výška základu v napojení na dřík pilíře je 2,0 m.

Všechny základy jsou uloženy na podkladní beton tl. 200 mm.

11.3.4.1 Kotvení základu horninovými kotvami

Kotvení opěr je navrženo pomocí pramencových kotev Y1860S7-15,7-A (dle prEN 10138-3). Délka kotev je různá dle jejich uklonění od svislé, které se mění v závislosti na poloze kotvy od 5° do 45°, proměnná délka je mezi 11,0-13,0 m (včetně injektovaného kořene délky 6,0 m). Zálivka i následná injektáž kořene kotev se předpokládá z cementové zálivky v poměru c:v = 2,2:1, při použití cementu **SPC 325 (CEM II 32,5) / SPC 425 (CEM I 42,5)**. Třída zálivky bude odpovídat s ohledem na trvalé provedení kotev minimálně třídě betonu **C25/30 – XA2**. Kotvy budou opatřeny komplexní antikorozi ochranou, která bude v souladu s TKP-SSD, kap. 24 a kap. 19 a ČSN EN 1537.

Osazení kotvy musí umožňovat měření síly minimálně po dobu výstavby oblouku.

11.3.5 Založení oblouku (pilíře P3 a P9)

Založení oblouku má zazubenou základovou spáru s nejnižší úrovní 349,2 m n.m. Základ je půdorysných rozměrů 12,0 x 8,0 m (podélně x příčně) s výškou v místě pilíře 5,4 m. Jáma pro založení bude na výšku základu ze bočních stran a rubu zarovnána výplní z prostého betonu, která vytvoří přesné ztracené bednění pro samotný základ. Základ je v místě napojení na oblouk zkosen v úhlu 45°.

Podkladní beton je navržen tl. 1,0 m.

11.3.6 Požadavky na materiál

Minimální třída a stupeň odolnosti betonu musí být v každé konstrukční části v souladu s požadavky TKP SSD kapitola 18 Betonové mosty a konstrukce.

Velkopřůměrové piloty

C25/30 – XA2 – CI 0,4 – Dmax 22 – S3

Před zahájením trhacích prací, sanace základové spáry injektážemi a provádění pilot musí dodavatel prací vypracovat technologický předpis pro provádění těchto činností.

11.4 Spodní stavba

11.4.1 Opěra OP1

Opěra je tvořena úložným prahem se závěrnou zídou, dříkem opěry, základem a konstrukcí křídel, která jsou založena na prodlouženém základu. Tloušťka dříku je navržena 2,4 m. Tloušťka závěrné zídky 0,6 m. Na úložném prahu jsou nabetonovány ložiskové bločky. Horní povrch úložného prahu je proveden ve spádu 4,0%

směrem k závěrné zídce, kde je navržen půlkruhový žlábek otiskem PVC trubky s vnějším rozměrem min. Ø90 mm. Žlábek je vyspádován jednostranně ve sklonu 2% směrem doleva (ve směru staničení) a je vyveden pomocí čedičových tvarovek do vzdálenosti 100 mm od bočního líce opěry.

Na závěrné zídce je navrženo kolmé pokračování římsy, které je ukončeno kapsou pro osazení ocelové přepážky pažící kolejové lože. Prostor mezi konci těchto říms na závěrné zídce je délky 4,1 m (s osou totožnou s osou koleje).

11.4.2 Pilíře P1, P2, P3, P9, P10 a P11

Pilíře jsou tvořeny jedním dřikem ve tvaru činky (I). Šířka pilířů je jednotná 4,0 m. Na bočních stranách je rozměr v podélném směru 1,3 m, který směrem ke středu pilíře pokračuje na délce 1,25 m oboustranným náběhem 0,1 m, až na šíři 1,5 m. Následuje zúžení do spojnice činky pomocí zkosení 250/250 mm na celkovou šíři 1,0 m. Dřík pilířů navazuje na základ pracovní spárou ve výšce 0,1 m nad horním povrchem základu.

Základ pilířů půdorysné rozměry 6,0 x 11,0 m. Výška základu v napojení na dřík pilíře je 2,0 m.

V základech pilířů P1, P2, P10 a P11 jsou navrženy chráničky pro protažení a zakotvení horninových kotev společně s mrtvými zabetonovanými kotvami pro napojení zpětných závěsů při vyvěšování oblouku.

Do dříku pilířů P3 a P9 jsou zabetonovány aktivní kotvy pro možnost kotvení závěsů oblouku i zpětných závěsů k základům.

11.4.3 Pilíře P4, P5, P7 a P8

Pilíře jsou tvořeny jedním dřikem ve tvaru činky (I). Šířka pilířů je jednotná 4,0 m. Na bočních stranách je rozměr v podélném směru 0,9 m, který směrem ke středu pilíře pokračuje na délce 1,25 m oboustranným náběhem 0,1 m, až na šíři 1,1 m. Následuje zúžení do spojnice činky pomocí zkosení 250/250 mm na celkovou šíři 0,6 m. Dřík pilířů je v navázání na oblouk z důvodu zajištění revizního přístupu na oblouk rozdělen na dvě části. Rozdělení je navrženo vynecháním spojnice tl. 600 mm na výšku 2,5 m od horního povrchu oblouku.

Dřík pilířů navazuje v případě P4 a P8 na oblouk pracovní spárou ve výšce 0,75 m (v ose pilíře) nad horním povrchem oblouku (v ose pilíře). V případě pilířů P5 a P7 je pracovní spára nahrazena vrubovým kloubem v elektroizolačním provedení.

11.4.4 Opěra OP2

Opěra je tvořena úložným prahem se závěrnou zídkou, dřikem opěry, základem a konstrukcí křídel, která jsou založena na prodlouženém základu. Tloušťka dříku je navržena 2,4 m. Tloušťka závěrné zídky 0,6 m. Na úložném prahu jsou nabetonovány ložiskové bločky. Horní povrch úložného prahu je proveden ve spádu 4,0 % směrem k závěrné zídce, kde je navržen půlkruhový žlábek otiskem PVC trubky s vnějším rozměrem min. Ø90 mm. Žlábek je vyspádován jednostranně ve sklonu 2,0 % směrem doleva (ve směru staničení) a je vyveden pomocí čedičových tvarovek do vzdálenosti 100 mm od bočního líce opěry.

Na závěrné zídce je navrženo kolmé pokračování římsy, které je ukončeno kapsou pro osazení ocelové přepážky pažící kolejové lože. Prostor mezi konci těchto říms na závěrné zídce je délky 4,1 m (s osou totožnou s osou koleje).

11.4.5 Oblouk

Oblouk je navržen jako železobetonový komorový se střednicovou křivkou odpovídající parabole 4° dle Chambauda. Rozpětí oblouku 156,0 m. Komorový průřez šířky 5,0 m s proměnnou výškou, která je ve vetknutí do základu navržena 3,4 m a ve vrcholu oblouku 2,6 m. Horní povrch oblouku je spádován střešovitě ve sklonu 4,0 %. Všechny vnitřní i vnější hrany jsou zkoseny 100/100 mm. Na spodním povrchu oblouku je navrženo vybrání tl. 100 mm na šířku 3,8 m.

Oblouk je s ohledem na předpokládaný systém výstavby rozdělen symetricky do 16 lamel o délce 5,3 m (měřeno na horním líci komory), které jsou doplněny zárodkem v patě oblouku o délce 3,0 m a zmonolitňující částí ve vrcholu o délce 1,77 m.

Komorový průřez má konstantní tloušťku stěn 0,6 m. Mocnost horní a spodní desky je proměnná s ohledem na zajištění konstantního vnitřního prostoru komory o výšce 1,5 m. Ve vetknutí jsou desky navrženy tl. 0,9 m, ve vrcholu oblouku 0,5 m. Náběhy jsou v rozsahu každé lamely lineární.

Do stěn oblouku jsou umístěny mrtvé zabetonované kotvy zpětných závěsů pro vyvážování oblouku v rámci výstavby.

11.4.5.1 Zpětné závěsy

Pro výstavbu je uvažováno s metodou letmé betonáže s vyvážováním oblouku. V rámci této metody je nutné jednotlivé lamely č. 1 – č. 15 zavěsit na zpětné závěsy, které jsou vedeny na pilíře P3 a P9. Pro možnost účinného vyvážování lamel č. 8 – č. 15 je na desce mostovky v místě zmíněných pilířů navrženo zhotovení provizorního pylonu o obdélníkovém průřezu 4,0 x 1,1 m, který je s ohledem pro jeho následnou jednoduchou demontáž rozdělen pracovními spárami po 1,35 m. Do pylonu jsou zabetonovány aktivní kotvy pro kotvení lan oblouku i zpětných závěsů k základům pilířů.

Kotvy v lamelách oblouku i základech jsou opatřeny krátkými úseky závěsů, na které jsou následně pomocí jednolanových spojek navázány zbývající potřebné délky závěsů. Systém závěsů je navržen z kabelů složených z 12, resp. 19 lan Ø15,7 mm z oceli Y1860S7 (Y1860S7-15,7-A dle prEN 10138-3).

Každá lamela oblouku je vyvážena pomocí dvojice závěsů kotvených do dříku pilíře, resp. pylonu. Zpětné závěsy jsou tvořeny také dvojicí závěsů. Síly v jednotlivých závěsech jsou součástí samostatné přílohy.

11.4.6 Požadavky na materiál spodní stavby

11.4.6.1 Beton

Minimální třída a stupeň odolnosti betonu musí být v každé konstrukční části v souladu s požadavky TKP SSD kapitola 18 Betonové mosty a konstrukce.

Podkladní beton	C25/30 – XA2
Základy opěr	C25/30 – XA2, XC2, XF1 – CI 0,4 – Dmax 22 – S3 - průsak do 35 mm (ČSN 12 390-8)
Základy pilířů a oblouku	C30/37 – XA2, XC2, XF1 – CI 0,4 – Dmax 22 – S3 - průsak do 35 mm (ČSN 12 390-8)
Dříky opěr	C30/37 – XC4, XF3 – CI 0,4 – Dmax 22 – S3/S4 - průsak do 20 mm (ČSN 12 390-8)
Dříky pilířů	C35/45 – XC4, XF1 – CI 0,4 – Dmax 22 – S3/S4 - průsak do 50 mm (ČSN 12 390-8)
Oblouk	C45/55 – XC4, XF3 – CI 0,4 – Dmax 16 – S4 - průsak do 20 mm (ČSN 12 390-8)

Modul pružnosti betonu musí minimálně odpovídat hodnotám dle tab. 3.1 v ČSN EN 1992-1-1 ed. 2.

Podmínky pro zhotovení betonových částí konstrukce mostu jsou uvedeny zejména v ČSN EN 206+A1, ČSN EN 13 670 a TKP SSD, kap. 17 a kap. 18. Požadováno je dodržení vodního součinitele dle ČSN EN 206+A1. Příměsi do betonu nesmí nepříznivě ovlivnit trvanlivost betonu a nesmí být příčinou koroze betonu (zejména pro betonáže v zimním období).

Výsledný povrch pohledových ploch bude požadován jednobarevný a bez viditelných vad ve smyslu TKP SSD kap. 18. Nezakryté části opěr, pilířů a oblouku budou provedeny jako pohledový beton bez dalších sjednocujících nátěrů ve smyslu TKP SŽDC, kap. 18, čl. 18.3.2.4.3. Kvalita pohledového betonu musí odpovídat alespoň třídě **PB2** podle **TP ČBS 03**. Předpokládá se povrch s jemnou strukturou dřeva, světlý, beze spár při použití hoblovaných prken nebo velkoplošných bednicích prvků (vrstvené desky povrchově zušlechťené).

11.4.6.2 Betonářská výztuž

Výztuž je navržena prutová z žebírkové oceli **B500B** dle ČSN EN 10080, betonářská výztuž se zaručenou svařitelností a vysokou tažností.

Bude provedena do bednění umístěného na horním povrchu podkladního betonu, resp. základového bloku. Výztuž bude vázána na místě.

Jmenovité krytí betonem dle ČSN EN 1992-1-1 je $c_{nom} = 50 \text{ mm}$ na výztuž nejbližší k povrchu bednění, minimální krytí betonem $c_{min} = 40 \text{ mm}$.

Pro výztuž u dolního povrchu základů je navrženo:

jmenovité krytí	- povrch	$c_{nom} = 60 \text{ mm}$
minimální krytí	- povrch	$c_{min} = 50 \text{ mm}$

Pro výztuž pilot je navrženo: vrtání pod výpažnicí

jmenovité krytí	- povrch pilot	$c_{nom} = 110 \text{ mm}$
minimální krytí	- povrch pilot	$c_{min} = 100 \text{ mm}$

Pro vymezení krytí budou použity distanční kroužky z betonu.

Požadovaný dokument kontroly materiálu (inspekční certifikát):

Materiál bude dodán s dokumenty kontroly jakosti dle ČSN EN 10204:

pro veškerou výztuž	- specifická kontrola	3.1,
přídavný materiál pro svařování	- specifická kontrola	3.1

11.4.6.3 Předpínací výztuž – zpětné závěsy

Systém závěsů je uvažován bez soudržnosti. Kabely jsou navrženy z 12, resp. 19 lan Ø15,7 mm z oceli Y1860S7 (Y1860S7-15,7-A dle prEN 10138-3).

Systémy předpínání musí vyhovovat Evropskému technickému osvědčení ETA. Hadice pro kabelové kanálky musí vyhovovat EN 523 a ČSN EN 524-1 až 6.

Pro provádění předpětí a injektáž kabelových kanálků platí TKP SSD kap. 18, příslušné ČSN EN, na které se uvedené TKP odvolávají a TP použitého předpínacího systému. Ve smyslu TKP SSD kap.18 musí být zpracovány i zvláštní TP pro napínání a injektáž. Před provedením injektáže kabelových kanálků bude provedena zkouška injektovatelnosti kabelových kanálků.

11.5 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce je tvořena spojitým dvoutrámem o 12 polích s rozpětím 20,0 + 4 x 23,5 + 24,0 + 24,0 + 4 x 23,5 + 20,0 m s celkovou délkou nosné konstrukce 299,2 m. V místě styku nosné konstrukce s obloukem je na délce 22,0 m provedeno provázání těchto částí a nahrazení průřezu nosné konstrukce plným trámem.

Šířka dvoutrámu včetně konzol je navržena 5,9 m s výškou 1,35 m (v ose NK). Mostovka má tloušťku od 350 mm do 370 mm ve vetknutí do trámu. U konzol je tloušťka 400 – 300 mm, v místě rozšíření nosné konstrukce je s ohledem na zachování stejného sklonu náběhu konzoly lokálně tloušťka snížena až na 220 mm. Sklon horního povrchu mostovky je dostředný ve spádu 2,5 %. V podélném směru je nosná konstrukce vodorovná (spád 0 %).

Nad opěrami je nosná konstrukce ztužena podporovým příčnickem na celou šíři NK s délkou 1,2 m. Nad vnitřními podpěrami bude proveden příčník pro možnost zajištění zvedání konstrukce při výměně lisů. S ohledem na sjednocení vzhledu budou provedeny příčníky i nad pilíři s vrubovými klouby.

Nosná konstrukce je na opěrách a na pilířích P1, P2, P10 a P11 uložena na dvojice kalotových ložisek. S pilíři P3, P4, P5, P7, P8 a P9 je konstrukce spojena pomocí vrubového kloubu v elektroizolačním provedení.

S ohledem na předpokládaný postup výstavby pomocí posuvné skruže je nosná konstrukce dělena pracovními spárami ve vzdálenosti 4,7 m od osy uložení. V místě styku NK s obloukem je navržena pracovní spára 2,0 m uvnitř tohoto spojení.

11.5.1 Požadavky na materiál nosné konstrukce

11.5.1.1 Beton

Minimální třída a stupeň odolnosti betonu musí být v každé konstrukční části v souladu s požadavky TKP SSD kapitola 18 Betonové mosty a konstrukce.

Nosná konstrukce

C35/45 – XC3, XF3 – Cl 0,2 – Dmax 16 – S3

- průsak do 20 mm (ČSN 12 390-8)

Modul pružnosti betonu musí minimálně odpovídat hodnotám dle tab. 3.1 v ČSN EN 1992-1-1 ed. 2.

Podmínky pro zhotovení betonových částí konstrukce mostu jsou uvedeny zejména v ČSN EN 206+A1, ČSN EN 13 670 a TKP SSD, kap. 17 a kap. 18. Požadováno je dodržení vodního součinitele dle ČSN EN 206+A1. Příměsi do betonu nesmí nepříznivě ovlivnit trvanlivost betonu a nesmí být příčinou koroze betonu (zejména pro betonáže v zimním období).

Výsledný povrch pohledových ploch bude požadován jednobarevný a bez viditelných vad ve smyslu TKP SSD kap. 18. Nezakryté části opěr, pilířů a oblouku budou provedeny jako pohledový beton bez dalších sjednocujících nátěrů ve smyslu TKP SŽDC, kap. 18, čl. 18.3.2.4.3. Kvalita pohledového betonu musí odpovídat alespoň třídě **PB2** podle **TP ČBS 03**. Předpokládá se povrch s jemnou strukturou dřeva, světlý, beze spár při použití hoblovaných prken nebo velkoplošných bednicích prvků (vrstvené desky povrchově zušlechťené).

11.5.1.2 Betonářská výztuž

Výztuž je navržena prutová z žebírkové oceli **B500B** dle ČSN EN 10080, betonářská výztuž se zaručenou svařitelností a vysokou tažností.

Bude provedena do bednění umístěného na horním povrchu podkladního betonu, resp. základového bloku. Výztuž bude vázána na místě.

Jmenovité krytí betonem dle ČSN EN 1992-1-1 je $c_{nom} = 50 \text{ mm}$ na výztuž nejbližší k povrchu bednění, minimální krytí betonem $c_{min} = 40 \text{ mm}$.

Pro vymezení krytí budou použity distanční kroužky z betonu.

Požadovaný dokument kontroly materiálu (inspekční certifikát):

Materiál bude dodán s dokumenty kontroly jakosti dle ČSN EN 10204:

pro veškerou výztuž	- specifická kontrola	3.1,
přídavný materiál pro svařování	- specifická kontrola	3.1

11.5.1.3 Předpínací výztuž

Systém předpětí je uvažován vnitřní se soudržností. Kabely jsou navrženy z 15 lan Ø15,7 mm z oceli Y1860S7 (Y1860S7-15,7-A dle prEN 10138-3). V každém trámu nosné konstrukce jsou vedeny 4 kabely, tedy celkem 8 kabelů v nosné konstrukci. Spojkování kabelů je s ohledem na předpokládaný postup výstavby pomocí posuvné skruže navrženo v místě pracovní spáry nosné konstrukce (4,7 m od osy uložení).

Celý systém předpětí je s ohledem na délku mostu a možný výskyt bludných proudů navržen v elektroizolačním provedení. Kabelové kanálky jsou uvažovány plastové s vnitřním průměrem 85 mm (vnější cca 90-95 mm). Kotvy předpětí jsou navrženy stejně jako kabelové kanálky v elektroizolačním provedení. Víko kotvy bude plastové.

Výškové a půdorysné vedení kabelů je obsahem samostatných příloh. Na těchto výkresech jsou také uvedeny předpínací síly a kotevní napětí, postup napínání, protažení kabelů, výkaz předpínací výztuže včetně délky

kabelových kanálků a počtu kotev. Kabely se napínají na kotevní napětí 1425 MPa tj. síla 3,206 MN, podržení napětí při zakotvení je ve všech případech minimálně 5 minut. Kabely jsou napínány jednostranně od pracovní spáry, kde je umístěna kabelová spojka. Napínání může být do konstrukce vneseno po dosažení 85% krychelné pevnosti betonu, ne však dříve jak po 5 dnech od betonáže. Výškové vedení kabelů je stanoveno v řezech rovnoběžných s osou uložení ve vzdálenostech 1,0 m a to vzdáleností osy kanálku ode dna bednění.

Požadavky na přesnost osazení jsou výškově ± 3 mm, půdorysně ± 5 mm s tím, že vzepětí parabolického oblouku oproti teoretickému tvaru v obou směrech nepřevyší na délku 4,0 m 4 mm a nepřekročí požadavky stanovené TKP SSD kap.18. Kabely budou před betonáží příslušného betonážního taktu osazeny vcelku. Z nejvyšších míst kabelů, tj. kotevní čela a nad podpěrami budou vyvedeny odvětrávací trubičky, z nejnižších míst tj. polovina rozpětí pole mostu budou vyvedeny injektážní trubičky. Každá trubička musí být uzavřena proti vniknutí vody, označena číslem kabelu a vyvedena 400 mm nad povrch nosné konstrukce. Injektáž bude provedena cementovou maltou ihned po napnutí všech kabelů, nejpozději do 12 dnů od betonáže. Kapsy pro kotvy v kotevních čelech v koncových příčnicích se po injektáži zabetonují. Pro betonáž je nutné použít směs s omezeným smrštěním.

Pro provádění předpětí a injektáž kabelových kanálků platí TKP SSD kap. 18, příslušné ČSN EN, na které se uvedené TKP odvolávají a TP použitého předpínacího systému. Ve smyslu TKP SSD kap.18 musí být zpracovány i zvláštní TP pro napínání a injektáž. Před provedením injektáže kabelových kanálků bude provedena zkouška injektovatelnosti kabelových kanálků.

Na předpínacím systému bude provedena úprava pro měření bludných proudů.

11.6 Římsy

Na vnějších okrajích nosné konstrukce a křídel jsou kotveny římsy. Římsy jsou navrženy ve standardním tvaru s okapním nosem v líci a úpravou pro ukončení izolace na rubu. Výška říms na pohledové straně je vlevo i vpravo po délce mostu konstantní a sleduje průběh nivelety trati. Horní povrch říms je spádován do kolejiště ve sklonu 4 %. Do říms budou kotveny sloupky zábradlí pomocí dodatečně vrtaných lepených kotev. Pro zamezení vzniku trhlin způsobených spolupůsobením s nosnou konstrukcí jsou římsy děleny příčnými dilatační spárami v základní vzdálenosti max 6,0 m.

Dilatační spáry říms budou v rámci viditelných ploch zatěsněny proti vnikání srážkové vody pomocí dodatečně vtlačených elastomerových provazců a tmelem. Pro zajištění polohy provazců bude zhotoveno minimálně na jedné straně vybrání v betonu pomocí otisku lištou. Na zakryté rubové straně římsy je navržen vnější těsnící pás.

Všechny typy těsnění spár musí odolávat tlaku kolejového lože. Po obvodu spáry bude provedeno zkosení 15/15, s výjimkou horního povrchu hlavy římsy, který bude proveden bez zkosení, rovný. Ve smyslu TNŽ jsou tyto spáry považovány za nezátížené a bez dilatačního pohybu. Pro výplň spáry bude použit trvale pružný tmel. Před aplikací tmelu na lícové straně a horním povrchu říms, budou očištěné styčné plochy natřeny penetračním nátěrem pro zvýšení přilnavosti tmelu. Pro těsnění spár bude použit těsnící elastický tmel dle ČSN EN ISO 11600 (F-25-HM-M1p), barva šedá.

11.6.1 Požadavky na materiál říms

11.6.1.1 Beton

Minimální třída a stupeň odolnosti betonu musí být v každé konstrukční části v souladu s požadavky TKP SSD kapitola 18 Betonové mosty a konstrukce.

Římsy

C30/37 – XC3, XF3 – CI 0,4 – D_{max} 16 – S3/S4

- průsak do 20 mm (ČSN 12 390-8)

Podmínky pro zhotovení betonových částí konstrukce mostu jsou uvedeny zejména v ČSN EN 206+A1, ČSN EN 13 670 a TKP SSD, kap. 17 a kap. 18. Požadováno je dodržení vodního součinitele dle ČSN EN 206+A1. Příměsi do betonu nesmí nepříznivě ovlivnit trvanlivost betonu a nesmí být příčinou koroze betonu (zejména pro betonáže v zimním období).

Výsledný povrch pohledových ploch bude požadován jednobarevný a bez viditelných vad ve smyslu TKP SSD kap. 18. Nezakryté části opěr, pilířů a oblouku budou provedeny jako pohledový beton bez dalších sjednocujících nátěrů ve smyslu TKP SŽDC, kap. 18, čl. 18.3.2.4.3. Kvalita pohledového betonu musí odpovídat alespoň třídě **PB2** podle **TP ČBS 03**. Výsledný povrch pohledových ploch jednobarevný a bez viditelných vad.

11.6.1.2 Betonářská výztuž

Výztuž je navržena prutová z žebírkové oceli **B500B** dle ČSN EN 10080, betonářská výztuž se zaručenou svařitelností a vysokou tažností.

Bude provedena do bednění umístěného na horním povrchu podkladního betonu, resp. základového bloku. Výztuž bude vázána na místě.

Jmenovité krytí betonem dle ČSN EN 1992-1-1 je $c_{nom} = 50 \text{ mm}$ na výztuž nejbližší k povrchu bednění, minimální krytí betonem $c_{min} = 40 \text{ mm}$.

Pro vymezení krytí budou použity distanční kroužky z betonu.

Požadovaný dokument kontroly materiálu (inspekční certifikát):

Materiál bude dodán s dokumenty kontroly jakosti dle ČSN EN 10204:

pro veškerou výztuž	- specifická kontrola	3.1,
přídavný materiál pro svařování	- specifická kontrola	3.1

11.6.1.3 Těsnící profily

Těsnící profily z elastomeru pro dilatační spáry říms musí splňovat níže uvedené technické parametry:

Fyzikální vlastnosti (DIN 18541 část 2)			
Číslo	Vlastnost	Norma DIN	Hodnota
1	Pevnost v tahu v N/mm^2	53504	≥ 10
2	Protažení při porušení v %	53504	≥ 380
3	Tvrdost "Shore A"	53505	62 ± 5
4	Odolnost vůči přetrhnutí v N/mm^2	53507	≥ 8
5	Vlastnosti při nízkých teplotách (-20 °C) Tvrdost "Shore A"	53505	≥ 90
6	Stabilita rozměrů po vystavení horkému bitumenu	7865	Beze změny tvaru
7	Přilnavost kovu	7865	Konstrukční zlom v elastomeru

Poznámka: z důvodu absence národních norem ČSN, ČSN EN jsou některé vlastnosti definované dle norem DIN (německá národní norma).

11.6.1.4 Tmely

Penetrační nátěr :

komponentní aktivační nátěr na bázi epoxidu
polyuretanová pryskyřice

objemová hmotnost: 0,9 kg/l

viskozita: 10-15 MPa.s

	bod vzplanutí:	< 21 °C
Těsnící tmel :	dle ČSN EN ISO 11600 (F-25-HM-M1p), barva šedá.	
	F - stavební (konstrukční) tmel	
	25 - třída tmelu dle tab. 1	
	HM - dle sekantového modulu tažnosti	
vysokomodulový	M1p - tmel zkoušen na podkladní maltě s penetrací	

Tmel musí vyhovovat požadavkům dle ČSN EN ISO 11600 tab.3 a tab. 4.

Pro těsnění je navržena elastická 1-komponentní tmelící hmota:

báze tmelu:	polyuretanová vytvrzující vzdušnou vlhkost
	objemová hmotnost: ~1,3 kg/l
	mez protažení cca. 400 %
	pevnost v tahu 1,5 N/mm ²
	pevnost v roztržení 7 N/mm ²
	modul pružnosti E ~0,6 N/mm ² (po 28 dnech) při teplotě - 20 °C
	tepelná odolnost - 40 °C až + 80 °C
	tvrdost Shore A 35

11.7 Ložiska

Pro uložení nosné konstrukce na spodní stavbu opěr a pilířů P1, P2, P10 a P11 jsou navržena kalotová ložiska se zdvojenými úložnými deskami (tl. každé desky min. 25 mm) odpovídající požadavkům ČSN EN 1337-1, ČSN EN 1337-2 a ČSN EN 1337-7 v platném znění. Konstrukce ložisek bude navržena na předpokládanou dobu životnosti **100 let**.

Krytí konstrukce ložiska proti nečistotám je požadováno v provedení žaluziové s magnetickým úchytem (provedení pro Deutsche Bahn).

Připojení ložisek musí umožnit jejich výměnu při zdvignutí nosné konstrukce o **cca 10 mm** s předpokládaným vyloučením provozu na mostě. Horní úložné desky ložisek budou připojeny šroubovým stykem ke kotevním deskám, které budou trvale ukotveny do nosné konstrukce přes trny. Nosná konstrukce je betonována přímo na ložiska. Výměna ložisek na opěrách bude provedena pomocí lisů umístěných na úložný práh mezi ložisky. Výměna ložisek na pilířích bude prováděna pomocí lisů umístěných pod podporový příčník.

Pro těsnění spáry mezi ložiskem a připojenými deskami proti vztlínání vlhkosti bude použit těsnící tmel **F-25-HM-M1p** dle ČSN EN ISO 11600. Dolní úložné desky ložisek budou připojeny šroubovým stykem ke kotevním deskám, které budou trvale ukotveny ke spodní stavbě např. prostřednictvím spřahovacích trnů, kotevních pouzder zalitých polymerním betonem do kapes. Šroubové připoje musí být zajištěny proti uvolnění vlivem dynamických účinků železničního provozu. Šrouby do průměru M24 včetně budou utaženy na 10 % UTM a od průměru M24 budou utaženy na 5 % UTM.

Parametry polymerního betonu musí vykazovat elektroizolační vlastnosti podle SŽDC (ČD) SR 5/7 (S), minimální hodnotu měrného odporu $1 \times 10^{12} \Omega m$, pevnost min. 50 MPa, tl. min 10 mm. Celkový odpor ložiska musí být min. 5 k Ω . Receptura plastbetonu bude specifikována v technologickém předpisu zhotovitele.

Ložiska budou opatřena spínacími prvky pro manipulaci při transportu a montáži. Osazení bude provedeno podle TKP SSD, kap. 21, ČSN EN 1337-11 a technologického předpisu zhotovitele ložisek. Projektem je

požadována přítomnost pověřených zástupců výrobce ložisek při jejich osazování, a to zejména z důvodu požadované životnosti 100 let.

Výrobní dokumentace zhotovitele musí obsahovat zejména výrobní výkresy, technologický předpis výroby a technologický postup svařování ve výrobě. Dokumentace zhotovitele musí být odsouhlasena zpracovatelem projektu stavby a schválena objednatelem. Ložiska budou převzata dílenskou přejímkou. Technické podmínky převzetí jsou obsaženy ve výše uvedených předpisech.

11.7.1 Požadavky na výrobu ložisek

Ložiska jako součást nosné konstrukce mostu musí být vyrobena v třídě provedení **EXC3 dle ČSN EN 1993-1-1**. Třída provedení je stanovena pro únavový typ zatížení a třídu následků CC2 dle ČSN EN 1990

Výrobce ložisek musí doložit certifikát shody **ES**. Ložiska budou opatřena štítkem CE (Evropské prohlášení shody symbolem "CE" podle směrnice 93/68/EEC).

11.7.2 Požadavky na kvalifikaci výrobce ložisek

Pro zajištění předpokladu návrhové životnosti ložiska **100 let** a s ohledem na aplikaci v železniční síti SŽDC je objednatelem požadováno doložení referenčních železničních staveb (min. 2 mostní objekty) v dopravní síti **TEN-T**, kde byla vyrobena ložiska ověřena při provozu po dobu **min. 2 let**. Požadovaná reference musí být pro ložiska s návrhovou únosností **min. 5 MN**. Zhotovitel ložisek musí disponovat výrobní linkou pro jejich typovou výrobu.

11.7.3 Požadavky na materiál ložisek

Jakost materiálu pro výrobu ložisek musí být doložena certifikátem **3.1** dle ČSN EN 10204 na základě hutní přejímky. Šrouby přípojí budou součástí dodávky ložisek a budou opatřeny dokumentem kontroly **3.1** dle ČSN EN 10204. Šrouby ložisek budou dodány v provedení pozinkovaném ponorem a po montáži budou opatřeny nátěrovým systémem shodným s nosnou konstrukcí.

Kluzná vrstva	modifikovaný polyetylen (délka molekulárního řetězce $n > 100\,000$)
Charakteristická jmenovitá pevnost v tlaku f_k	pro krátkodobá zatížení: $> 160\text{ MPa}$ pro dlouhodobá zatížení: $> 50\text{ MPa}$
Technické vlastnosti	provozní teplota: -50°C až $+70^\circ\text{C}$ rychlost pohybu: $v = 15\text{ mm.s}^{-1}$ (při kont. napětí od $p=60\text{ MPa}$ po celou dobu používání) kluzná dráha: min $50\,000\text{ m}$ ve funkčním stavu odolnost na otěr: vysoká odolnost bez zmenšení kluzné spáry pro kluznou dráhu 2500 m

Vlastnosti ložiska musí být doloženy osvědčením ETA (European Technical Approval)

11.8 Mostní závěry

Nosná konstrukce je na koncích zakončena ocelovou přepážkou, která je kotvena do nosné konstrukce a do konstrukce římsy. Přepážka tvoří pažení kolejového lože. Mezera mezi nosnou konstrukcí a závěrnou zídou opěry je překryta pomocí dvojice plechů kotvených k opěře a oddělených od sebe elektroizolační deskou (jaridová deska). Šroubové spojení těchto plechů musí být provedeno v elektroizolační úpravě. Horní plech, který překrývá celou mezeru mezi konstrukcemi je navržen s dostatečnou délkou zajišťující požadované dilatační pohyby $\pm 125\text{ mm}$.

Provedení montážních styků závěru bude předmětem výrobní dokumentace zhotovitele. Protikorozní ochrana mostního závěru bude součástí jeho dodávky.

11.9 Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí

11.9.1 Požadavky na protikorozní ochranu

Protikorozní ochrana bude provedena dle předpisu SŽDC (ČD) S5/4 Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí. Tento předpis je pro tuto stavbu závazný vč. všech v něm citovaných souvisejících předpisů, technických norem a dalších předpisů.

11.9.2 Protikorozní ochrana zábradlí

Požadovaná životnost ochranného nátěrového systému (ONS) se požaduje velmi vysoká VH, min. 25 roků. Stupeň korozní agresivity **C3 – střední**.

Ocelová konstrukce zábradlí bude opatřena kombinovaným protikorozním systémem **Zn ponorem + ONS 91 (G3.04 dle ČSN EN ISO 12944-5)** dle SŽDC S 5/4, tab. E/3, sestávajícím ze zinkování ponorem a epoxipolyuretanových nátěrů.

Odstín krycí vrstvy zábradlí :

RAL 3011 - červenohnědá



V rámci VTD je nutné do dílců opatřené zinkováním ponorem zakreslit tzv. zinkovací otvory.

11.10 Izolace nosných konstrukcí a spodní stavby

Provedení systému vodotěsné izolace musí odpovídat TKP SSD, kap. 22.A a TNŽ 73 6280. Záruční doba systému vodotěsné izolace je **10 let**.

Izolace na mostě je navržena v celém rozsahu **proti stékající vodě a zemní vlhkosti**.

Izolace musí být provedena odbornou aplikační firmou proškolenou pro daný systém izolace. Aplikační firma zpracuje detailní technologický předpis pro provádění systému vodotěsné izolace pro konkrétní podmínky daného mostního objektu, který bude obsahovat i řešení rozhodujících detailů. Počet vrstev a tloušťka pásové izolace budou v souladu s platným osvědčením a budou stanoveny v TP provádění SVI dokumentace zhotovitele. Technologický předpis (TP) musí být schválen stavebním dozorem a odsouhlasen projektantem. Zhotovitel dále doloží doklad o proškolení k provádění prací v ochranném pásmu dráhy.

Při realizaci budou prováděny kontrolní zkoušky podle TKP SSD, kap. 22.A.5 a TNŽ 73 6280.

11.10.1 SVI 1 – nosná konstrukce

Vodorovné plochy mostovky včetně boků říms budou opatřeny systémem **bezešvé izolace proti stékající vodě s měkkou ochranou**.

Příprava podkladu pro izolaci bude provedena penetračním nátěrem na bázi nízkoviskozních pryskyřic v předpokládané spotřebě 600 g/m². Izolační vrstva bude zhotovena jako bezešvá ze syntetických komponentů na bázi metakrylátu. Ochrana izolace bude tvořena antivibračními rohožemi tl. ~20 mm dutinkové konstrukce pro nápravný tlak 25 kN. Rohože jsou požadovány z prvomateriálu ze směsi přírodního a syntetického kaučuku. Spoje musí být opatřeny zámkami. Rohož musí být odolná kolejovému loži tzn. hrubému drcenému kamenivu frakce 32/63. Antivibrační rohož bude před pokládkou kolejové lože ochráněna geotextilií s plošnou hmotností min. 300 g/m²

11.10.2 SVI 2 – Rub opěr

Rubová část opěr včetně křídel bude izolována izolací **proti stékající vodě s měkkou integrovanou ochranou**.

Příprava podkladu pro izolaci bude provedena penetračním nátěrem na bázi nízkoviskozních pryskyřic v předpokládané spotřebě 600 g/m².

Na volných okrajích křídel a opěr bude izolační systém ukončen nerezovou lištou v prolisu dotlačenou kotvami dle požadavku TNŽ 73 6280.

Izolace rubu opěr bude zatažena až na základovou spáru.

11.10.3 SVI 3 – Izolace proti zemní vlhkosti

Na lícové straně křídel budou zasypané betonové plochy opatřeny izolací z asfaltových nátěrů ve třech vrstvách (1x penetrační + 2x asfaltový). Stejnou izolací budou opatřeny veškeré zasypané plochy základů nechráněné jiným typem SVI.

Izolace proti zemní vlhkosti SVI 3 je součástí položek „Betonové konstrukce“.

11.11 Odvodnění mostní konstrukce

Nosná konstrukce je odvodněna pomocí dostředného spádu mostovky 2,5 %, kde jsou ve vzdálenosti 2,9 m umístěny odvodňovače, které jsou napojeny na ležatý svod odvodnění DN 200 z tvrzeného plastu (**HDPE**). Podélný svod je ve sklonu 1,0 % sveden od OP1 a P4 směrem k pilíři P2, kde je napojen na svislý svod. Oblast mezi P7 a P4 je svedena podélným svodem ve sklonu 1,0 % k pilíři P4, kde je navrženo napojení na svislý svod. Obdobné řešení je od OP2 a pilíře P8, kdy je svislý svod veden u pilíře P10 a mezi P7 a P8 je svislý svod veden u pilíře P8.

Veškeré svislé svody jsou vyvedeny na terén, případně v místě oblouku jsou svedeny na okraj horní plochy komory a samospádem vyvedeny do VD Orlík.

Za rubem opěr je navrženo odvodnění pomocí příčné drenážní trubky DN 150 mm, která je vedena v jednostranném sklonu 3,0 % a vyvedena skrz obě křídla. Na horním konci je trubka zavíčkovaná.

Odvodňovací trubka je navržena ze silnostěnného potrubí z materiálu **PE 100 RC** (RC odolný vůči prasknutí) o kruhové tuhosti **SN 16** s předpokládanou životností **100 let**. Tloušťka stěny je požadována min. 10 mm. Perforace trubky bude v drenážní části po celém obvodu 360° a v plné části bez perforace.

Před uvedením do provozu bude provedeno vyčištění odvodnění s doložením kamerovou zkouškou systému odvodnění v celé jeho délce.

11.12 Zábradlí na římsách

Na římsách je osazeno úhelníkové zábradlí výšky 1,1 m. Sloupky zábradlí jsou předpokládány s osovou vzdáleností 2,5 m profilu U80. Madla profilu L80x8. Konstrukce zábradlí bude vyrobena v třídě provedení **EXC2**. Zábradlí bude provedeno z oceli **S235 JR+AR**.

11.13 Železniční svršek

Zřízení definitivního železničního svršku na mostě je součástí SO 10-01.

11.14 Přechody do trati a terénní úpravy

11.14.1 Přechodové oblasti

Přechodová oblast za opěrami je řešena dle předpisu SŽDC S4 příloha 24 s použitím zásypu ze štěrkodrti obr. 2. Délka ZKPP bude odpovídat SŽDC S4 příloha 24 pro standardní klín dle obr. 2.

Odvodnění rubové oblasti mezi rovnoběžnými křídly bude řešeno těsnící výplní z prostého betonu třídy **C16/20 – X0**. Spádování je ve sklonu 10 % k příčné drenážní trubce odvodnění. Povrch spádového betonu bude opatřen izolačním asfaltovým pásem v pásu šířky 1,5 m za příčnou trubku odvodnění. Ve zbylé části bude povrch spádového betonu opatřen asfaltovým nátěrem (SVI 3).

Drenážní trubka příčné drenáže za rubem zajišťující odvodnění a odtok vody je obsypána štěrkem frakce 16/32 – půdorysně 0,5 m od drenáže na obě strany, výška obsypu 0,35 – 0,5 m.

Přechodová oblast za opěrami je z hutněné štěrkodrti frakce (0)6/32(63). Štěrkodrt' je požadována s číslem nestejnorodnosti $C_u = \min 15$, hutněné na **ld = 0,95** a $s=0,4$ mm ve vrstvách po max. 300 mm. Obsah jemných částic 0-4 mm je požadován $< 10 \%$.

Úprava za izolaci rubu opěr je provedena z XPS polystyrenu v tl. 50 mm a kamenné rovnániny tloušťky 0,6 m.

Povrch přechodové oblasti je primárně odvodňován vrstvami ZKPP železničního spodku, které jsou vyspádovány k ose trati tzn. mezi koleje a v podélném směru pomocí drenáže odváděná od mostní konstrukce

11.14.2 ZKPP

ZKPP je součástí SO 11-01.

Zesílená konstrukce pražcového podloží za opěrou bude provedena podle předpisu SŽDC S4 obr. 2 pro novostavby v délce 28,0 m za rubem opěry OP1 a 28,0 m za rubem opěry OP2.

11.14.3 Přejed kolejevého lože

Kolejové lože na mostě bude provedeno ve žlabu jako uzavřené. V prostoru křídel přechází kolejové lože z uzavřeného do otevřeného.

11.14.4 Svahové kužely kolem opěr

Svahové kužely jsou navrženy ve sklonu 1:1,5. Zpětný zásyp je navržen z jemnozrnných zemin vhodných příp. podmíněčně vhodných dle ČSN 73 6133. Zpětný zásyp bude proveden se zhutněním na $D=100\%$ PS.

Do svahových kuželů je na pravé straně opěr umístěno revizní schodiště.

11.15 Opatření proti bludným proudům

Ochrana proti bludným proudům bude provedena v souladu s SŽDC SR 5/7 (S) a TP 124 MDS.

Na základě provedených měření byl navržen min. stupeň ochranných opatření č. 3 se stanovuje ve všech případech, kde se jedná o elektrizované tratě SŽDC. Vzhledem k elektrifikaci tratě je navržen pro tento objekt **stupeň opatření 4.** podle předpisu SŽDC SR 5/7 (S). Ochranná opatření na stupeň č. 4 - kombinace primární ochrany dle TP 124 kap. 5.2, sekundární ochrany dle TP 124 kap 5.3 a konstrukčních opatření dle TP 124, kap 5.4 bez propojení výztuže a jejího vyvedení měřících bodů na povrch konstrukce.

Primární ochrana (TP 124, kap. 5.2):

- je nutno maximálně omezit možnost vzniku trhlin v betonu. Volí se vhodná konstrukční a technologická opatření, např. úprava výztuže, nižší vodní součinitel, vhodný podíl frakcí kameniva na betonové směsi - viz čl. 5.2.4.
- použití vodivých distančních vložek pro výztuž je nepřipustné - viz čl. 5.2.5.
- cement musí splňovat požadavky normy - viz čl. 5.2.6.
- obsah chloridových iontů nesmí v betonu překročit 0,4% C1- z hmotnosti cementu - viz čl. 5.2.7.
- záměsová voda pro výrobu železobetonu nesmí obsahovat více chloridů než 500 mg C1-11.
- ostatní požadavky stanovuje norma ČSN EN 1008 - viz čl. 5.2.11.
- je nutné dodržovat vodní součinitel dle TKP 18, tab. 18-3 v návaznosti na ČSN EN 206-1 - viz čl. 5.2.12.
- použití příměsí a přísad se obecně řídí TKP 18 a nesmí nepříznivě ovlivnit trvanlivost betonu, nebo být příčinou koroze betonu - viz čl. 5.2.13.

Sekundární ochrana (TP 124, kap. 5.3):

- sekundární ochranou betonové konstrukce rámu jsou izolace, které ji chrání před agresivními vlivy zemin, zemní vlhkostí a stékající vodou. Návrh a popis izolací mostu viz tato technická zpráva, a přílohy č. 024, 025 této projektové dokumentace. Izolace žlabu kolejového lože je po obvodu připevněna k římsce ocelovou přitlačnou lištou kotvenou nevodivými hmoždinkami. Ocelová lišta se nesmí nikde dotýkat betonu nosné konstrukce, trvale pružný tmel musí být nevodivý.
- použité materiály musí odpovídat předpisům - viz čl. 5.3.1.
- materiály pro vodotěsné izolace musí vykazovat měrný elektrický odpor alespoň ve výši $1.10^{12} \Omega m$ - viz čl. 5.3.3.

Konstrukční opatření (TP 124, kap. 5.4):

- konstrukčním opatřením při stavbě mostu je propojení betonářské výztuže s vyvedením měřících bodů na povrch a elektroizolační oddělení jednotlivých částí mostu - elektroizolační oddělení spodní stavby (křídél) od nosné konstrukce mostu, oddělení zábradlí od nosné konstrukce. Pokud se pro jakékoliv oddělení vodorovné nosné konstrukce od spodní stavby nebo nosné konstrukce od zábradlí provádí polymerní vrstva jakožto nevodivá izolující část, musí receptura polymerní malty odpovídat co nejvyšší hodnotě měrného odporu. Při realizaci je nutné důsledně dbát dodržení stanovené receptury i postupu přípravy polymerní malty včetně dodržování klimatických podmínek.
- ochrana před nebezpečným dotykovým napětím zábradlí zasahujícího do POTV se provádí dle normy.
- u všech konstrukčních celků stavby je nutné dodržet minimální krytí výztuže.

Polymermalta (plastbeton):

Pokud se pro jakékoliv oddělení vodorovné nosné konstrukce od spodní stavby používá vrstva polymerní malty jakožto nevodivá izolující část, musí receptura odpovídat co nejvyšší hodnotě měrného odporu, minimálně $1 \cdot 10^{12} \Omega \text{m}$. Při realizaci je nutné důsledně dbát na dodržení stanovené receptury i postupu přípravy polymerní malty, včetně dodržování klimatických podmínek uváděných výrobcem. Postupuje se dle katalogových listů výrobce pro směsi nebo komponenty - viz příloha 2 TP 124. Příloha 2 TP 124 stanovuje zásady pro aplikaci polymerních malt, obecná ustanovení, materiály, pokyny k provádění atd. Provizorní podložky nebo klíny z elektricky vodivých materiálů (např. ocel, ale i dřevo) nutno odstranit pro zachování elektrického izolačního odporu. Nekvalitní příprava polymerní malty má za následek nehomogenitu materiálu, pórovitost a nasákavost, čímž dochází ke ztrátě elektricky izolačních vlastností polymerní malty.

Předpětí – kotvy předpětí jsou navrženy stejně jako kabelové kanálky v elektroizolačním provedení. Víko kotvy bude plastové.

11.16 Kabelové trasy

Podél levé římsy jsou v kolejovém loži vedeny kabely PS 01-21 a PS 02-51.

11.17 Letopočet

Letopočet dokončení objektu bude umístěn vpravo na křídlech obou opěr. Letopočet bude proveden formou otisku polystyrénových číslic výšky **170 mm**, vložených do bednění. V místě vlysů bude oslabena krycí vrstva výztuže. V rozsahu 100 mm od hrany vlysu v obou směrech budou tedy před betonáží všechny výztužné vložky opatřeny 2-mi vrstvami základních antikoročních nátěrů v celkové tloušťce 100 μm , které mohou být aplikovány na narezlou výztuž ručním předčištěním drátěnými kartáči.

11.18 Zajišťovací a geodetické značky

Pro sledování mostního objektu jsou na spodní stavbě navrženy geodetické značky. U opěr jsou navrženy 2 x 2 body – dvojice bodů v úložném prahu opěr, u pilířů jsou navrženy 11 x 2 značky umístěné z v ose uložení, u křídél 2 x 2 body k okrajům říms. Celkem na spodní stavbě bude osazeno 30 ks geodetických značek.

Pro sledování polohy vedení koleje na mostě budou umístěny pozorované body. Poloha umístění značek bude stanovena na základě požadavků správce objektu, vyplývajících z požadavků na kontrolu a měření (přístupnost, viditelnost apod.).

11.19 Staničníky

Součástí vstrojení trati SO 14-01 jsou kilometrovníky a hektometrovníky. Na mostním objektu se nachází tři hektometrovníky (41,700; 41,800 a 41,900) z betonových prefabrikátu, které budou umístěny ve štěrkovém loži.

12 Provádění objektu

12.1 Úvod

Obsahem této kapitoly je popis návrhu na snesení a demontáž staré mostní konstrukce a výstavba nových konstrukcí včetně spodní stavby.

Přesný technologický postup demontáže a montáže mostních konstrukcí bude obsažen ve výrobní dokumentaci zhotovitele. Postup bude stanoven zhotovitelem v souladu s jeho technologickými možnostmi. Uvedené práce je možno provést různými postupy. V tomto projektu, který je zpracováván bez spolupráce se zhotovitelem, který bude vybrán až po odevzdání a projednání projektu, je dokumentován jeden reálný technologický postup, který byl kladně projednán s dotčenými orgány státní správy a investorem.

Staveniště je přístupné po stávající trati, **která ale nebude v rámci stavby vyloučena!!!** Další přístup je možný po lesní cestě směrem od obce Červená.

12.1.1 Požadavky na dokumentaci zhotovitele

Před zahájením stavebních prací jsou požadovány k odsouhlasení objednatelem a odpovědným projektantem:

- TP injektáže kořene zemní kotvy a TP předpínání zemní kotvy.
- TP hlubinného založení spodní stavby
- TP zemních prací
- TP betonáže spodní stavby
- TP provádění obloukové konstrukce
- TP betonáže nosné konstrukce
- TP předpínacího systému
- TP injektování kabelových kanálků
- TP provádění PKO
- TP provádění vodotěsných izolací

12.1.2 Vytyčení objektu

Souřadnicový systém je JTSK. Výškový systém je Bpv. Polohopisně a výškopisně je nutné vytyčení stavby vztáhnout k platné vytyčovací síti viz části I - Geodetická dokumentace.

12.1.3 Předání staveniště

Před zahájením prací na staveništi bude provedeno jeho protokolární předání včetně zřízení fotodokumentace. Rozsah dočasného záboru je specifikován v části I - Geodetická dokumentace.

12.1.4 Ostatní požadavky

Veškeré montážní zařízení a konstrukce musí být opatřeny základní protikorozní ochranou tak, aby nedocházelo při provádění k znečišťování konstrukce mostu použitým montážním zařízením. Stavební jámy a obvod staveniště musí být zabezpečen proti pádu osob pomocí zábradlí s výškou 1,1 m.

Přípojky: voda (dovoz), elektřina

12.1.5 Požadavky na výluky a omezení provozu

12.1.5.1 Železniční trať

Omezení provozu na železniční trati – v rámci stavby se předpokládá se zachováním provozu na stávající trati. Po převedení provozu na novou konstrukci bude odstraněna stávající konstrukce. V rámci výstavby mostu může vzniknout požadavek na krátkodobé výluky.

12.1.5.2 Lodní doprava

V rámci výstavby nové mostní konstrukce, zejména obloukové části se předpokládá omezení šířky plavebního profilu dočasným značením tak, aby v případě pádu stavebního vybavení apod. nemohlo dojít k ohrožení lodního provozu. V průběhu stavby bude omezení lodního provozu upravováno, aby byla vždy zajištěna co největší možná šíře plavebního prostoru s omezením min. šíře 20,0 m.

Při výstavbě obloukové konstrukce bude tedy omezován prostor průběžně od břehů společně s postupující výstavbou. Při posunu prací do středu rozpětí (středu VD Orlík) bude zastaven provoz v této části a obnoven v břehových oblastech.

Při demolici pilířů stávajícího mostu je úprava provozu lodního provozu uvažována následně. Při odbourávání obou pilířů najednou se při demolici horních částí pilířů omezí provoz na koridor v ose mezi pilíři na šíři 20,0 m. Následně se snižováním bouraných pilířů je možné případně provoz upravit a koridor rozšiřovat.

Při demolici pilířů zvlášť bude zamezen provoz vždy u břehu bouraného pilíře do vzdálenosti min. 20,0 m od líce bouraného pilíře. Tato omezení platí i při odbourávání pilířů pod hladinou.

Provizorní opatření pro lodní dopravu jsou podrobně řešena v **SO 20-01.1**.

12.2 Popis stavebních prací

Výstavba konstrukce mostu se předpokládá následovně: výkopové práce budou prováděny s ohledem na skalní podloží v nepažených jamách. Stavební jámy pro pilíře P3 a P9, jejichž základy slouží i pro uložení oblouku budou prováděny s ohledem na jejich tvar a velikost pomocí trhacích postupů. Pro otevření těchto jam se předpokládá zřízení konstrukcí mol na březích, které budou podpírat etážová těžká lešení z nichž budou zhotoveny vrty pro umístění náloží a následně bude z těchto lešení v jednotlivých etážích prováděno odtěžování skalního masivu. V rámci těchto postupů se předpokládá využití dvou jeřábů (na každém břehu jeden), které budou pomocí bádí tuto rubaninu přemísťovat na předem určené skládky.

Po otevření všech stavebních jam se předpokládá s výstavbou spodní stavby pomocí konvenčních metod. U obloukové konstrukce se uvažuje se systémem letmé betonáže s vyvěšováním, kdy se předpokládá postupná symetrická výstavba oblouku z obou břehů pomocí betonážních vozíků. Po dokončení betonáže jednotlivých lamel se uvažuje s jejich zajištěním pomocí zpětných závěsů, které jsou kotveny přes pilíře P3 a P9, případně přes provizorní konstrukce pylonů nad těmito pilíři do základů pilířů P1, P2, P10 a P11. V rámci levého břehu se zároveň předpokládá dílčí kotvení do betonového prahu, který bude zřízen ve skalním odřezu jámy pro pilíř P3. Betonáž jednotlivých lamel se uvažuje za pomoci jeřábů s bádii, případně pomocí stacionárních čerpacích stanic.

Výstavba nosné konstrukce se předpokládá symetricky za využití dvou přesuvných skruží. První a poslední 2 pole se zhotovují v předstihu před počátkem výstavby oblouku. Následující 3., resp. 10. pole se zhotovují již v průběhu výstavby oblouku v časovém sledu tak, aby na nich mohly být vystaveny provizorní pylony, přes které je nutno vyvést již 8. lamely. Zbývající pole budou prováděna symetricky až po dokončení oblouku. Nosná konstrukce bude betonována pomocí jeřábů s bádii, případně stacionárními čerpacími stanicemi na beton.

Po převedení provozu ze stávající konstrukce na novou konstrukci se předpokládá s demolicí stávajícího mostu. Pro demolici mostu se předpokládá plošné podsukření obou krajních polí ocelové konstrukce. Následně budou zafixovány klouby ve středním poli a začne se letmo od středu do obou stran rozebírat střední pole. Krajní pole budou odstraněna přímo na zřízených skružích. Po odstranění ocelových konstrukcí se předpokládá s odstraněním krajních kleneb a s postupným rozebráním masivních pilířů ve vodě. Bourání pilířů bude provedeno až do úrovně dna VD Orlík. Demolice stávající konstrukce je podrobně řešeno v příloze č. 502.

12.2.1 Etapizace (časový sled prací je pouze orientační)

FÁZE 1:

Výstavba nové konstrukce

- Provádění výkopových jam
- Výstavba břehových pilířů a opěr
- Zhotovení základů oblouku včetně pilířů P3 a P9

- Zhotovení nosné konstrukce pole 1 a 12
- Výstavba zárodku oblouku
- Zhotovení nosné konstrukce pole 2 a 11
- Postupná výstavba jednotlivých lamel oblouku včetně vyvážování (lamela č. 1 – č. 7)
- Zhotovení nosné konstrukce pole 3 a 10
- Postupná výstavba jednotlivých lamel oblouku včetně vyvážování (lamela č. 8 – č. 16)
- Zmonolitnění oblouku (lamela č. 17)
- Betonáž spojující části oblouk x NK
- Odepnutí závěsů lamel č. 8 – č. 16
- Výstavba pilířů P3 a P8
- Výstavba pilířů P4 a P7
- Zhotovení nosné konstrukce pole 4 a 9
- Zhotovení nosné konstrukce pole 5 a 8
- Zhotovení nosné konstrukce pole 6 a 7
- Zhotovení středové části NK
- Odepnutí závěsů lamel č. 1 – č. 7
- Provedení izolačních systémů
- Zhotovení kolejového svršku
- Dokončovací práce - osazení zábradlí, svahové úpravy
- Provedení zatěžovací zkoušky
- Uvedení mostu do provozu

FÁZE 2:

Převedení provozu na novou konstrukci

- Snesení středního pole stávající konstrukce
- Zřízení provizorních podpěrných konstrukcí v krajních polích
- Snesení krajních polí
- Demolice kamenných částí kleneb včetně základů
- Odstranění stávajících kamenných pilířů ve vodě
- Terénní úpravy

13 Zatěžovací zkouška

Podmínkou uvedení mostu do provozu je provedení technicko-bezpečnostní zkoušky ve smyslu stavebního a technického řádu drah (vyhl. 177/1995 Sb. ve znění 243/1996 Sb. a 346/2000 Sb., § 6e). Jejimi součástmi jsou:

- hlavní prohlídka dle SŽDC (ČD) S5,
- statická zatěžovací zkouška nosné konstrukce podle ČSN 73 6209.

Dynamická zatěžovací zkouška není požadována.

Hlavní prohlídka bude provedena odbornými orgány SŽDC s.o.

Statická zatěžovací zkouška musí být provedena pro železniční zatížení v obou kolejích, aby bylo dosaženo dostatečné účinnosti zatížení **min. 50 % dle požadavků ČSN 73 6209**.

Zatěžovací zkouška proběhne nejdříve 30 dní po dokončení poslední fáze betonáže nosné konstrukce.

Při statické zatěžovací zkoušce budou měřeny tyto veličiny:

- průhyb nosné konstrukce v jednotlivých polích (uprostřed a ve čtvrtinách rozpětí),
- průhyb oblouku v polovině a ve čtvrtině rozpětí
- sedání a pootočení opěr

Provedení zatěžovací zkoušky bude podrobně specifikováno v programu zatěžovací zkoušky, jehož vypracování zajistí zhotovitel stavby. Podklady pro provedení zatěžovací zkoušky nejsou součástí projektové dokumentace. Projektant je připraven zpracovat podklady pro zatěžovací zkoušku (příčinkové čáry průhybů, průhyb od konkrétního zatížení) v rámci technické pomoci zhotoviteli stavby.

Program zatěžovací zkoušky musí být odsouhlasen projektantem a schválen objednatelem.

14 Vytyčení objektu

Vytyčení objektu bude provedeno podle souřadnic bodů dle vytyčovacího výkresu. Další body mohou být vytyčeny na základě kót, uvedených ve výkresové dokumentaci.

Veškeré souřadnice jsou uvedeny v globálním systému S-JTSK, výšky v systému Bpv.

Přesnost vytyčení dle: ČSN 73 0420-1 Přesnost vytyčování – část 1: Základní ustanovení.

ČSN 73 0420-2 Přesnost vytyčování – část 2: Vytyčovací odchylky

Pro vytyčení bude použita vytyčovací síť dle části I – Geodetická dokumentace stavby.

15 Bezpečnost práce

Podrobně viz projekt část dokumentace **B.8.5 Bezpečnost a ochrana zdraví při práci**.

Při realizaci stavby je nutno dodržovat všechny platné směrnice, předpisy a normy ČSN, včetně dodržování předpisů o bezpečnosti a ochraně zdraví pracujících platných v době provádění stavby. Pro bezpečnost práce a provoz technických zařízení při stavebních pracích platí zejména zákon č.262/2006Sb, č.591/2006Sb, nařízení vlády č.178/2001Sb, 148/2006Sb, vyhláška 415/2003Sb, 601/2006Sb. Základní zásady a požadavky pro bezpečnost a ochranu zdraví při práci jsou dány zákonem č.309/2006Sb a platnými právními předpisy uvedenými v §23 tohoto zákona, (nařízení vlády č.362/2005Sb, č.101/2005Sb, č.378/2001Sb, č.168/2002Sb, č.11/2002Sb, č.178/2001Sb, č.406/2004Sb). Dále platí vyhlášky a nařízení související. Při pracích v ochranných pásmech inženýrských vedení je třeba plnit podmínky správce a dbát na zvýšenou opatrnost pracovníků. Zákres inženýrských sítí je nutno pokládat za orientační a technický dozor investora musí zajistit před zahájením stavby vytýčení inženýrských sítí. Během stavby je nutné vytýčení chránit před poškozením. Projekt je řešen tak, aby byly dodrženy podmínky zajišťující bezpečnost práce i provozu jak během stavby, tak i po dokončení.

Dále je třeba dodržet všechny platné železniční bezpečnostní předpisy v platném znění vydané SŽDC, ČSD a ČD pro obdobné práce v těsné blízkosti provozované trati pod napětím, manipulaci s těžkými předměty apod.

TKP staveb státních drah, kap.1 a dotčené speciální kapitoly,

SŽDC Bp1 Předpis o bezpečnosti a ochraně zdraví při práci

Zhotovitel rozpracuje uvedené předpisy pro podmínky daného mostního objektu se zvláštním přihlédnutím k:

- práci v průjezdním průřezu provozované trati,
- práci ve výškách,
- manipulaci s břemeny.

Zhotovitel musí před začátkem prací prověřit platnost výše uvedených předpisů a postupovat podle předpisů aktuálně platných.

Všichni pracovníci zhotovitele budou s předpisy prokazatelně seznámeni.

16 Pokyny pro provozování a údržbu objektu

16.1 Obecně

Mostní objekt nevyvolává v daném traťovém úseku žádná provozní omezení. Jeho správa a údržba musí být prováděny v souladu s předpisem SŽDC (ČD) S5. Je nutno přihlídnout zejména ke skutečnosti, že nosná konstrukce mostů je společná vždy pro 3 koleje. Podmínky údržby mostu nad vytiženou komunikací je nutno zajistit smluvně, např. formou věcných břemen.

16.2 Přístup pro revize a údržbu

Hlavní přístup k mostu pro účely revizí a údržby římsových částí a zábradlí se předpokládá z prostoru trati.

Kontrola podhledu nosné konstrukce včetně čištění odvodnění, kontroly ložisek a obecná kontrola se předpokládá z prostoru koleje za využití mostní prohlížečky. Přístup ke spodní stavbě bude zajištěn pomocí revizních schodišť u opěr a dále z přilehlého terénu.

Sestup k patě oblouku v místě pilíře P3 (levý břeh Vltavy) bude zajištěn pomocí žebříku bez ochranného koše a jistících úchytů po zajištěném svahu skalního tělesa. K patě v místě pilíře P9 (pravý břeh Vltavy) bude zajištěn pomocí terénních stupňů.

Kontrola obloukové konstrukce bude umožněna přístupem na horní povrch oblouku pomocí jistících bodů umístěných ve vzdálenosti cca 1,5 m. První bod bude umístěn ve výšce cca 5,0 m pro ztížení přístupu nepovolaným osobám. Do vnitřních prostor oblouku bude přístup zřízen z obou stran středového pole pomocí prostupu uzavřeného uzamykatelným poklopem. Poklop bude uzamykatelný se vstupem opatřeným svislým žebříkem. Poklop bude uzpůsoben pro otevření z dutiny oblouku. Přístup pro revizi je předpokládán z plošiny. Alternativně od paty oblouku.

Vnitřní prostor oblouku bude opatřen žebříky, které budou po vzdálenosti 5,0 m zakončeny plošinou se zábradlím a prostřídány. V dutině oblouku není navrženo osvětlení.

16.3 Výměna ložisek

Kalotová ložiska jsou navržena jako vyměnitelná se zdvojenou dolní a horní kotevní deskou. Jejich přípoje k nosné konstrukci i zabetonované kotevní desce jsou šroubované. **Takto uspořádaná ložiska lze vyměnit při nadzdvížení konstrukce do 10 mm** (nutno zajistit polohu žel. svršku v sousední koleji). Při výměně ložisek je nutné zachytit vodorovné síly.

Při stanovení reakce na údržbové lisy byl uvážěn předpokládaný odpor železničního svršku (lože a kolejový rošt) proti zdvihu. Lisy se umístí v příčném směru po obou stranách ložiska.

Podmínky pro výměnu ložiska:

- Za úplného vyloučení provozu
- teplota 17-23 °C

Lisy s kyvnou hlavou musí být u povrchu příčníku NK a u povrchu úložného prahu podloženy ocelovými deskami 400 x 400 mm, tl. 30 mm.

Výměna ložisek na opěrách bude provedena pomocí lisů umístěných na úložný práh mezi ložisky. Výměna ložisek na pilířích bude prováděna pomocí ocelové provizorní konstrukce, na kterou budou umístěny lisy.

Lisy budou umístěny v ose uložení. Na opěrách v max. světlé vzdálenosti 150 mm od úložného bločku. Na pilířích bude vzdálenost osy lisu od okraje pilíře 500 mm.

16.4 Údržba odvodnění mostu

Mostní odvodnění je navrženo s možností čištění průplachem. U opěr je přístup k zavíčkovanému ukončení drenáže možný z revizního schodiště.

V rámci pravidelné údržby mostu je nutné provádět i průplachy odvodnění mostu.

16.5 Zábradlí

V rámci pravidelných prohlídek mostu je nutné kontrolovat technický stav zábradlí.

16.6 Železniční svršek na mostě

Při opravách, rekonstrukcích železničního svršku na mostě je nutné dodržet níže uvedené požadavky, které jsou podmínkou pro zajištění funkce bezстыkové koleje na mostě.

Most se nachází v širé trati.

Železniční svršek na mostě je předmětem SO 10-11.

Požadavky na zřízení BK na mostech:

1. montážní teplota NK mostu musí být mezi **10 °C až 15 °C** při zřízení BK
2. teplota BK při upnutí musí být mezi **17°C až 23 °C** dle předpisu SŽDC S3/2.

Poznámka: úprava instalační teploty pomocí lisů a táhel se nepřipouští.

Požadavky na správu tratě:

1. mezní srovnané ojetí kolejnice se v úseku mostů a do vzdálenosti 100 m před a za mostní objekt stanovuje **12 mm** (platí pro zatížení **traťovou třídu D4** - nápravová síla **22,5 t**). Při podkročení mezní hodnoty srovnaného ojetí je nutné zajistit výměnu kolejnice.

16.7 Požadavky na sledování mostní konstrukce

Pro sledování deformací mostní konstrukce jsou navrženy geodetické značky na pilířích, opěrách a navazujících křídlech.

Požadovaná přesnost geodetického měření výšek je **± 2 mm**. Měření deformací mostní konstrukce bude prováděno cyklicky v rámci pravidelných prohlídek 1 x ročně po dobu záruční doby 5 let od vybudování mostu. Dále každé 4 roky pokud nebude stanoveno jinak.

Bude sledováno:

Průhyb nosné konstrukce (střed pole vlevo/vpravo)

Vyhodnocována bude časová křivka průhybu. Požadovaná přesnost měření je **± 2 mm**.

Délkové změny nosné konstrukce

Budou sledovány dilatační pohyby NK v ložiskách, mostních závěrech. V zápise musí být vždy uváděna teplota konstrukce, za jaké bylo měření prováděno.

Požadovaná přesnost je **± 1 mm**.

17 Závěrečná ustanovení

Technické řešení mostního objektu zachycuje veškeré změny a požadavky, které byly vzneseny během projednávání na technických radách.

Projektová dokumentace je ve stupni dokumentace pro vydání společného povolení. V případě změny podkladů, či vzniku nových skutečností, si projektant vyhrazuje právo posouzení dopadu těchto změn na řešení a eventuálně doplnění nebo úpravu projektu.

Dokumentaci lze užívat ve smyslu příslušné smlouvy o dílo. Výkres, příloha či jeho část, může být kopírován nebo jiným způsobem rozšiřován pouze po předchozím souhlasu SUDOP PRAHA, a.s.

V Praze 15.01.2020

Ing. Jakub Göringer, Ph.D.

SUDOP PRAHA a.s, Olšanská 1a, 130 80 Praha 3

tel: 267 094 128

e-mail: jakub.goringer@sudop.cz

Příloha A – Technické řešení trhacích prací

1. ÚVOD

Dokument je zpracován na základě objednávky prací č. 17 186 209 K11 ze dne 22. 11. 2019. Dokument je podkladem pro dokumentaci ke stavebnímu povolení, k projednání s dotčenými orgány státní správy a popisuje předpokládanou realizaci trhacích prací při hloubení základových jam pilířů mostu v km 41,791 železniční trati Písek – Tábor.

Předmětem dokumentu je rozpracování způsobu realizace trhacích prací s jejich vlivem na okolí a stanovení rámcového harmonogramu, vč. podmínek a nejistot vyplývajících z řešení.

1.1 Použité podklady

Podklady poskytnuté objednatelem:

- Hruška J., Podrobný geotechnický průzkum, SUDOP PRAHA a.s., stav 10/2019;
- Vlasák M., Záměr projektu, A-průvodní zpráva, SUDOP PRAHA a.s., stav 06/2018;
- Půdorys, digitálně, stav 11/2019;
- Podélný a příčný řez, digitálně, stav 11/2019;
- Příčné řezy v osách uložení pilířů P3 a P9, digitálně, stav 01/2019.

Ostatní podklady:

- ČSN 73 0040; Zatížení objektů technickou seismicitou a jejich odezva
- vyhl. ČBÚ č. 72/1988 Zb. O výbušninách v aktuálním znění
- NV ČR č. 272/2011 Sb o ochraně zdraví před nepříznivými účinky hluku a vibrací (v aktuálním znění)
- O. Dojčár, J. Horký, R. Kořínek: „Trhacia technika“
- R. Mečíř, D. Válek: „Novodobá vrtací a trhací technika“

2. POPIS STAVBY

2.1 Identifikační údaje stavby

Stavba: železniční most

Stupeň: DSP

Katastrální území: Oslov, Jestědice

Zhotovitel projektu: SUDOP PRAHA a.s.

Objednatel: ŘSD

Druh a charakter stavby: dopravní stavba, most, novostavba-rekonstrukce

Trhací práce jsou předpokládány při výlomu základových jam pro pilíře projektovaného mostu. Největší rozsahem je stavební jáma pro pilíř P3 na pravém břehu Vltavy, kde je též strmý skalní svah a otevření stavební jámy bude vyžadovat výstavbu podpůrné konstrukce pevného mola. Tato konstrukce musí být pevně zakotvena do skalního podloží. Pro stavební jámu pilíře P9 na levém břehu Vltavy bude nutné vybudovat molo obdobně. Požadavek na provizorní konstrukce pracovních plošin vyplývá ze zvoleného postupu rozpojování a odtěžování hornin, vedoucího k minimalizaci rozvalu rubaniny do vodní nádrže.

3. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ TRHACÍCH PRACÍ

Technické řešení je limitováno několika rozdílnými faktory. Morfologie terénu je velice strmá a pracoviště základových jam pro pilíř P3 a P9 jsou přístupná jen z vodní hladiny nádrže Orlík. S vytěženou rubaninou je počítáno na zpětné uložení do zemního tělesa tratě a bilance zemin je v příslušném úseku rekonstrukce trasy vyrovnána. Nepředpokládá se možnost rozvalu horniny po odstřelu do vodní nádrže a její následné odtěžování a čištění koryta.

4.1 Stavební jáma pro P3

Protože se úroveň základové spáry jámy předpokládá stupňovitá mezi 349,2 m n. m. a 351,2 m n. m. koliduje tato úroveň s hladinou vody v nádrži, kdy 349,9 m n. m. je úroveň zásobní hladiny a 353.6 m n. m. je maximální retenční úroveň. S ohledem na morfologii v místě stavby, kde vystupuje strmý skalní výchoz hornin přímo do vodní hladiny, je nutné připravit před zahájením odtěžování pracovní plošinu pro vrtačku, další strojní zařízení a pracovníky a následně pro rozval horniny z odstřelu. Plošina musí být dostatečně nosná a pevně ukotvena ke břehu. Zároveň by měla umožnit kotvení pracovního člunu pro dopravu strojů. Pro nosnost plošiny je nutné uvažovat s hodnotou celkového zatížení 350 t, pro případ umístění celého odvalu rubaniny.

Proti padání kamene do vody musí být plošina ohraničena zábradlím výšky 1,5 m, které bude působit jako plošná zábrana. Zábradlí musí odolat vodorovné síle **xxx** od případného nárazu pohybující se mechanizace a nárazu pohybující se horniny z rozvalu. Tato plošina bude využívána po celou dobu výstavby mostu.

Těžební postup se předpokládá sestupně v cca 3 m vysokých lávkách. Od úrovně první lávky bude navrtán první odstřel s použitím subhorizontálních – patních – vrtů. Délka vrtů je omezena výškou nadloží, které nesmí překročit hloubku vrtů. Předpokládá se délka vrtů maximálně 5 m. Takto připravený odstřel se nabije a provedou se trhací práce. Pro odtěžení, je nutné zvýšit pracovní plošinu. Následuje dotěžení etáže až do finální podoby formou clonových odstřelů, tj. vrtů vrtaných subvertikálně z plochy příslušné etáže. Po odtěžení celé etáže se plošina sníží na úroveň další etáže a cyklus se opakuje až do sestoupání na poslední etáž jámy. Dle podkladů bude těchto etáží šest. Pro rozval horniny bude využita vzniklá plochy zářezu. Pro konečný obrys jámy se doporučují obrysové vrty provádět metodou presplitt. Tento způsob minimalizuje případné nadvýlomy horniny.

Vzhledem k velice stísněným podmínkám pro realizaci trhacích prací nelze vyloučit větší bloky horniny v rozpojené hornině a následnou potřebu sekundárního rozpojování těchto nadměrných bloků. Z pohledu efektivity připadá v úvahu rozpojování impaktorem na bagru nebo jiném stavebním stroji.

Vlastní realizace trhacích prací nebude až tak časově náročná. Největší časová zátěž v harmonogramu přípravy stavební jámy bude odtěžování rubaniny s případným sekundárním rozpojováním.

Vlastní navrtání a nabití vrtů, včetně provedení odstřelu je v daných podmínkách realizovatelné v rámci 1 dne. Další odstřel může následovat po odtěžení rubaniny a vybudování plošiny pro další etáž. Protože se předpokládá odtěžování prostřednictvím věžového jeřábu a dopravou po stávající železniční trati, je nutné zvolit vhodné dopravní nádoby a nakládací prostředky. Tím je také limitována doba odtěžení předmětného množství rubaniny.

Při rozšiřování jednotlivých etáží bude nutné upravit rozsah odstřelů možnostem odtěžení. Na rozdíl od založení etáže výstupnou metodou, bude očekávaný objem rubaniny z 5metrového postupu na etáži dvojnásobný. Teoreticky je nutné uvažovat s 36odstřely v jámě pro pilíř P3. Za

předpokladu plynulého a bezporuchového odtěžování to činí v součtu 108 až 144 dnů, bez započítání času na výstavbu pracovních plošin v rozsahu 6 ks.

Ostatní jámy je možné realizovat souběžně a časové měřítko na ostatních stavebních jamách v součtu nepřekročí časový plán jámy pro P3.

4. Vlivy trhačích prací na okolí

Podrobně budou účinky stanoveny a posouzeny v další etapě projektování trhačích prací. Pro posouzení jsou obecně řešeny tyto vlivy:

- seismické účinky,
- akustické účinky,
- tlakovzdušné účinky,
- nadměrný rozlet.

4.1 Seismické účinky

Obecně seismické účinky řeší vliv trhačích prací na stávající objekty a technická zařízení, která mohou být těmito vlivy dotčeny. V případě předmětné stavby se jedná zejména o konstrukce opěr stávajícího mostu, které budou ovlivněny zejména blízkými stavebními jámami. Bude řešeno pro trhačí práce příslušných jam.

4.2 Akustické účinky

Obecně se tyto řeší zejména s ohledem na hygienické předpisy a okolí stavebních prací. Podrobně bude řešeno v navazující etapě projektových prací. S ohledem na přilehlost EVL je otázkou řešení akustických účinků na ptactvo. Hluk z provedeného odstřelu není vyšší, než hluk výstřelu z pušky při mysliveckých honebních činnostech. Před provedením odstřelu bude prováděna stejně akustická signalizace (bezpečnostní požadavek předpisů k provádění trhačích prací) pro upozornění pracovníků na stavbě k jejich odchodu do bezpečí. Tato signalizace bude sloužit i jako případné rušení ptactva v okolí stavby a tím pádem k jejich odletu z potenciálního prostoru ohrožení.

4.3 Tlakovzdušné účinky

Vliv tlakovzdušných účinků trhačích prací na okolí bude pozorován ve směru šíření tlakové vlny od místa odstřelu. Obecně nejvýraznější bude ve směru k protějším břehu. S rostoucí vzdáleností výrazně klesají.

Vzhledem k uspořádání prostoru pro trhačí práce lze očekávat, že akustická hladina tlaku vzduchu nepřekročí kritickou hodnotu 138 dB. Parametry náloží budou stanoveny tak, aby k překročení hodnoty nedošlo.

4.4 Nadměrný rozlet

Uspořádání vrtů a velikosti náloží budou stanoveny tak, aby k nadměrnému rozletu nedošlo. Potenciální ohrožení letících ptáků v okolí stavby při odstřelu bude minimalizováno jejich odstrašením sirénou (akustickými signály) před provedením odstřelu. Signalizaci je možné doplnit použitím plašiče ptáků (např. GEPAVAL). Na základě zkušeností však akustické signály jsou pro odehnání ptáků z perimetru vlivu trhačích prací dostatečné.

5. BEZPEČNOSTNÍ A JINÁ OPATŘENÍ

Pro přípravu a realizaci TP platí příslušná ustanovení vyhlášky o výbušninách č. 72/88 Sb. a další související předpisy.

Podrobně bude rozpracováno v navazujících etapách projektových prací. K základním bezpečnostním požadavkům na realizaci trhacích prací bude nutné zahrnout požadavky na pohyb osob v jámě při odtěžování rubaniny.

Při provádění odstřelu je nutné počítat s tím, že všechna pracoviště v rozmezí -50 m před opěrou OP1 až 50 m za opěru OP 2 budou muset pracovníci z bezpečnostních důvodů opustit, pokud nebudou přijata dodatečná bezpečnostní opatření.

V Praze dne 15. 12. 2019



Ing. Jaromír Augusta

Příloha B – Zajištění stavebních jam

1. ÚVOD

1.1. Základní údaje

Název stavby:	Rekonstrukce mostu v km 41,791 trati Tábor – Písek
Místo stavby:	TÚ 1811 Tábor – Písek, v úseku Červená nad Vltavou – Vlastec, v km 41,791.
Investor:	Správa železniční dopravní cesty, s.o. Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1 Stavební správa západ Sokolovská 278/1955, 190 00 Praha 9
Generální projektant:	SUDOP PRAHA a.s.. Olšanská 1a, 130 80 Praha 3
Stupeň dokumentace:	Studie
Část dokumentace:	Dočasné zajištění stavebních jam + kotvení zpětných lan
Zpracovatel části:	Ing. Radek Brokl Husova 525, 506 01 Jičín

1.2. Podklady

- [1] „Rekonstrukce mostu v km 41,791 trati Tábor – Písek; Záměr projektu, průvodní zpráva“; SUDOP PRAHA a.s., Olšanská 1a, 130 80 Praha 3, 06/2018
- [2] „Rekonstrukce mostu v km 41,791 trati Tábor – Písek; Podrobný geotechnický průzkum“; SUDOP PRAHA a.s., Olšanská 1a, 130 80 Praha 3, 10/2019
- [3] Pracovní výkresová dokumentace, poskytnuto GP, 10/2019-123/2019

1.3. Literatura, normy, předpisy

- 1) ČSN EN 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí
- 2) Masopust J. a kol., Rizika prací speciálního zakládání staveb, IC ČKAIT, 2011
- 3) ČSN EN 1537 Provádění speciálních geotechnických prací – Injektované horninové kotvy
- 4) Klein, Mišove – Únosnost koreňa injektovanej kotvy v hornine, Inženýrské stavby 5 -1986
- 5) ČSN EN 14199 Provádění speciálních geotechnických prací - Mikropiloty
- 6) ČSN 73 1001 - Základová půda pod plošnými základy
- 7) ČSN 73 3050 - Zemné práce, všeobecné ustanovenia
- 8) ČSN 73 0037 - Zemní tlak na stavební konstrukce
- 9) Statické tabulky - technický průvodce 51, SNTL, 1987

2. PŘEDMĚT PROJEKTU

Předmětem této části projektu je dočasné zajištění stavebních jam a kotvení zpětných lan pro výstavbu nového mostu.

3. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

3.1. Zajištění stavebních jam – pažení v úrovni mostních opěr mezi stávajícím a novým mostem

Pro výstavbu opěr OP1 a OP2 nového mostu bude třeba vyhloubit stavební jámy hloubky o hloubkách 6,50 m u opěry OP1 a 9,50 m u opěry OP2, a to v těsné blízkosti stávající provozované koleje.

Z tohoto důvodu bude v nezbytně nutných úsecích provedeno pažení z mikrozáporových stěn kotvených dočasnými kotvami za účelem zajištění provozu na stávající trati po dobu výstavby mostu nového.

3.2. Zajištění stavebních jam – pažení stavebních jam pro nové pilíře

Stavební jámy musí vytvořit bezpečný a dostatečný prostor pro výstavbu základových konstrukcí nového mostu. Zároveň musí zajistit základové spáry v požadovaných parametrech.

Vlastní způsob rozpojování hornin za pomoci trhacích je samostatnou částí návrhu (Ing. Augusta). Obecně při použití trhacích prací budou vznikat nadvýlomy, které bude třeba sanovat betonovými plombami nebo vrstvou podkladního betonu. Před betonáží musí být základová spára řádně očištěna od rozvolněných úlomků, rozvolněné úlomky musí být odstraněny.

Na pravobřežní straně budou zakládány opěra OP1, pilíře P1 a P2, dočasná převázka nad pilířem P3 a pilíř P3. Zastiženy budou převážně horniny geotechnických typů MR2 a MR3. U pilíře P3 pak mohou být zastiženy jak vysoce únosné zdravé polohy hornin typu MR4, tak i zvětřelé rozpukané horniny typu MR1. V případě vysokého stupně rozpukání hornin lze uvažovat s výplňovou injektáží horninového prostředí.

Orientace skalních puklin je na pravém břehu nepříznivá, hrozí vyjíždění skalních bloků směrem do stavební jámy. Proto je nutno počítat s dočasnými opatřeními pro zajištění stěn stavebních jam za pomoci kotev, svorníků nebo sítování do doby provedení funkčního trvalého zajištění svahů.

Levobřežní patky oblouku P9 bude založena ve složitých základových poměrech. Budou se zde střídat zdravé horniny typů MR4 a MG1, částečně ale v kombinaci zvětřilými polohami a v cca 1/2 polovině stavební jámy pak budou zastiženy svahově přemístěné balvany a bloky hornin s hlinitopísčitou výplní. Z těchto důvodů je nutné uvažovat s injektáží horninového masivu spolu s kotvením bloků horniny a výměnou menších balvanů za betonové plomby, vyloučena není významnější výměna podložních zemin a hornin za betonové plomby. Po otevření stavební jámy je nutné provést detailní průzkum stavu podložních hornin a určit, zda jsou horniny svahově přesunuté nebo se jedná o významnější zvětřilou polohu v rámci horninového masivu, na základě provedeného průzkumu bude určen následný postup sanace základové spáry,

Orientace skalních puklin je v místě pilíř P9 místy nepříznivá, hrozí vyjíždění skalních bloků směrem do stavební jámy. Proto je nutno počítat s dočasnými opatřeními pro zajištění stěn stavebních jam za pomoci kotev, svorníků nebo sítování do doby provedení funkčního trvalého zajištění svahů.

Na levobřežní straně budou dále zakládány pilíře P10, P11 a opěra OP2. Zastiženy budou převážně horniny geotechnických typů MR3. V případě vysokého stupně rozpukání hornin lze uvažovat s výplňovou injektáží horninového prostředí.

3.3. Zajištění stavebních postupů – kotvení zpětných lan

Kotvení zpětných lan v základových patkách a převázce nad pilířem P3 bude provedeno za pomoci dočasných šikmých zemních kotev (pramencových nebo tyčových) a svislých tahových mikropilot. Profily a počty kotev a mikropilot budou pro jednotlivá místa značně odlišná z důvodu statického působení. U pilířů P1, P11 a u převázky nad pilířem P3 směřuje výslednice vlastní tíhy a sil ve zpětných lanech šikmo vzhůru a bude třeba ji eliminovat za pomoci kotev a tahových mikropilot. Kotevní prvky budou v těchto třech případech delší a ve větším množství. Naopak u pilířů P2 a P10 směřuje výslednice vlastní tíhy a sil ve zpětných lanech šikmo dolů a bude třeba ji eliminovat za pomoci kotev a tlakových mikropilot. Kotevní prvky budou v menším množství i délkách.

Vypracoval: Ing. Radek Brokl

Jičín, 12/2019

Příloha C – Zajištění skalních svahů

TECHNICKÁ ZPRÁVA	2
B.1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE	2
B.1.1. Údaje o stavbě	2
B.1.2. Objednatel (žadatel) dokumentace	2
B.1.3. Zhotovitel PD.....	Chyba! Záložka není definována.
B.1.4. SEZNAM VSTUPNÍCH PODKLADŮ.....	2
B.2. ZDŮVODNĚNÍ STAVBY	3
B.2.1. Popis konstrukce nového mostu.....	3
B.3. POPIS ÚZEMÍ STAVBY	5
B.3.1. Geomorfologická, klimatická a hydrogeologická charakteristika	5
B.3.1.1. Přírodní poměry	5
B.3.1.2. Geologické poměry.....	5
B.3.1.3. Tektonika	6
B.3.1.4. Geotechnické poměry	6
B.3.2. Závěry IGP	8
B.3.3. Návrh sanačních opatření	9
B.3.4. Požadavky na asanace, demolice a kácení dřevin	9
B.3.5. Územně technické podmínky (napojení na stávající dopravní infrastrukturu).....	9
B.4. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ	10
B.4.1. Celková koncepce řešení.....	10
B.4.1.1. Východní břeh	10
B.4.1.2. Západní břeh	10
B.4.2. Plošné odstranění vegetace (Soubor 01a)	10
B.4.2.1. Kácení stromů.....	10
B.4.2.2. Keře a nálety.....	10
B.4.3. Očištění skalních svahů (Soubor 01b)	10
B.4.4. Horninové sítě a prvky kotvení (Soubor 02)	11
B.4.4.1. Plošné zajištění	11
B.4.4.2. Georohož	12
B.4.4.3. Ochrana a vlastnosti navržených materiálů	12
B.4.5. Odtěžení nestabilních bloků – dolamování (Soubor 03).....	14
B.4.6. Lokální kotvení bloků (Soubor 04)	14
B.4.7. Plombování (Soubor 06)	15
B.5. OCHRANA OBYVATELSTVA	15
B.6. KOORDINACE PRACÍ	16
B.7. ZÁVĚR	16
B.8. SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY	16

TECHNICKÁ ZPRÁVA

B.1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

B.1.1. Údaje o stavbě

1. **Název stavby:** Rekonstrukce mostu v km 41,791 trati Tábor – Písek; zajištění skalního svahu stavebních jam pilířů
2. **Místo stavby:**
- Místo:** TÚ 1811 Tábor – Písek v úseku Balkova Lhota (vč.) – Záhoří u Písku (vč.)
- Druh stavby:** Provedení očištění, sanace a kotvení skalního svahu stavebních jam mostu
- Plocha úpravy:** Východní břeh: 831 m² (hrubý odhad z 2D řezu)
Západní břeh: 473 m² (hrubý odhad z 2D řezu)
3. **Předmět dokumentace:** Koncept

B.1.2. Objednatel (žadatel) dokumentace

Investor: SŽDC, s.o.
Dlážděná 1003/7
110 00 Praha 1

B.1.3. SEZNAM VSTUPNÍCH PODKLADŮ

- rešerše katastru nemovitostí (<http://nahlizenidokn.cuzk.cz/>)
- geofond (informace o geologických poměrech) (<http://www.geology.cz/extranet>)
- závěrečná zpráva podrobného IGP (Mgr. Jakub Hruška; Sudop Praha, a.s.; říjen 2019)
- pracovní výkres konstrukce nového mostu ve formátu dgn/dwg (stř. mostů; Sudop Praha, a.s.; září 2019)
- Záměr projektu: Rekonstrukce mostu km 41,791 trati Tábor – Písek (stř. mostů; Sudop Praha, a.s.; červen 2018)
- web mapového serveru MAWIS (<http://cz.mawis.eu/>)
- prohlížení záplavových území (http://www.dppcr.cz/html_pub/)
- přehled technických vlastností horninového prostředí 1. provozního úseku trasy A metra (Ing. Jiří Hudek, říjen 1971)

B.2. ZDŮVODNĚNÍ STAVBY

V rámci navrhované revitalizace Tábor-Písek, jejímž cílem je zvýšení kvality a bezpečnosti v oblasti osobní dopravy, dosažení bezpečnosti a spolehlivosti provozu, zvýšení rychlosti a snížení vlivu na životní prostředí je klíčovým objektem výstavba nového mostu TÚ 1811 Tábor – Písek v úseku Balkova Lhota (vč.) – Záhoří u Písku (vč.). Za účelem zvýšení traťové rychlosti je nutno změnit GPK.

Zvýšení traťové rychlosti a zajištění traťové třídy zatížení (TZZ) C3 v celém traťovém úseku 1811 je možno dosáhnout pouze výstavbou nového mostního objektu u obce Červená nad Vltavou, neboť stávající ocelové konstrukce mají nevyhovující únosnost a podle výsledků přepočtu je most neopravitelný.

Nový mostní objekt je navržen jako obloukový s horní mostovkou.

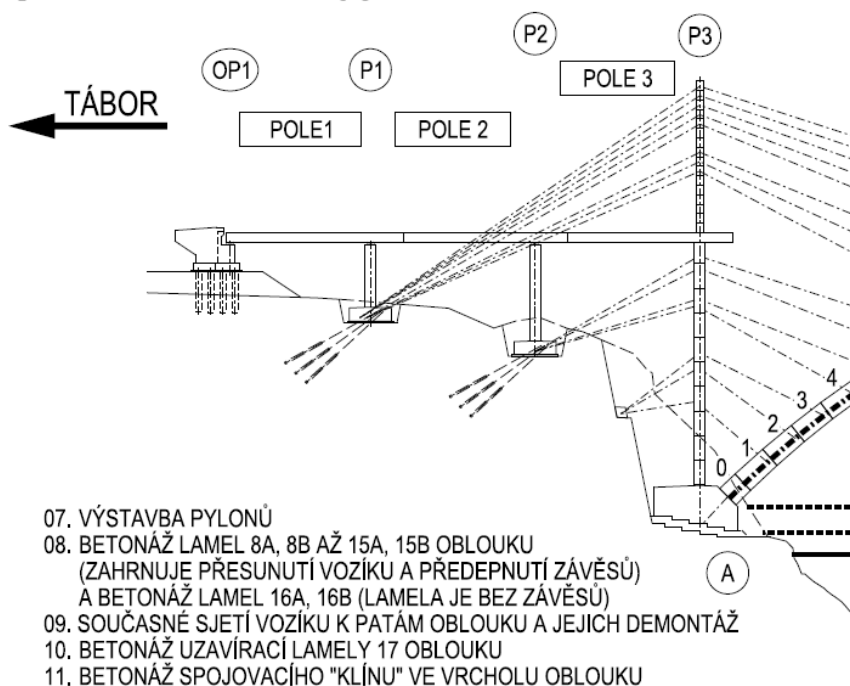
B.2.1. Popis konstrukce nového mostu

V hlavním mostním otvoru je navrhována nosná konstrukce ze železobetonového oblouku na rozpětí 160 m a se vzepětím 30 m. Ve vedlejších mostních otvorech je navrhována konstrukce trámová spojitá spřažená ocelobetonová tvořená dvojicí hlavních nosníků a spřaženou deskou mostovky. Celkově je nosná konstrukce o pěti mostních otvorech a o deseti polích s rozpětím 24,0 m v krajním poli až 30,0 m v poli u středu oblouku.

Nová spodní stavba je navržena ze železobetonu s plošným založením na skalním podloží. Díky pilířů budou členěné ze dvojice stojek, které budou ve spodní části propojeny stěnou. Členitost pilířů v jejich horní části opticky odlehčí jejich hmotu. V místě základů opěr bude provedeno kotvení zpětných lan pro vyvěšení oblouku při jeho výstavbě (stavební fáze 05). Kotvení bude provedeno z vějíře zemních kotev. Pevné ložisko bude situováno na stojky ve středu oblouku. Vodorovná reakce bude přenášena obloukem do základu a následně do podloží.

Zakládání nových podpěr je se základy mimo prostor vodní nádrže resp. nad úrovní zásobní hladiny 349.900 m n.m. Bpv.. Pro mimořádné úrovně hladiny vodní nádrže budou základy částečně zatopeny pro maximální retenční hladině 353.6 m n. m. Bpv.

STAVEBNÍ FAZE 05



Obrázek 1: Schéma vyvážení oblouku (východní břeh Vltavy) spolu s navrženým svahem terénních úprav

Součástí stavebních prací bude před založením objektu vytvořit terénní úpravy umožňující založení objektu ve skalních stěnách. Součástí těchto prací bude provedení odtěžení skalního masivu pomocí trhačích prací (TP). Tento proces se týká v podstatě svahů o výškách:

- východní břeh cca 27,70 m (směr Tábor)
- západní břeh cca 13,50 m (směr Písek)

Výška terénních úprav je především na východním břehu Vltavy poměrně vysoká. Z důvodu nakypření líce svahu provedenými TP je nutno odřez terénu zajistit pomocí systémového zajištění skalního svahu z důvodu sanace lokálních nestabilit (rozvolněná zóna TP, případně nebezpečí uvolňování horninových bloků po nepříznivě ukloněných plochách nespojitosti – diskontinuitách). Druhým důvodem je samozřejmě zajištění bezpečnosti pracovníků při procesu výstavby nejen spodní stavby mostu.

Z hlediska geologie se jedná o blokovitou a kamenitou odlučnost spolu s nakypřením skalního masivu od TP tak, že by spád mohl mít přímo vliv na ohrožení osob pohybujících se volně pod svahem.

B.3. POPIS ÚZEMÍ STAVBY

B.3.1. Geomorfologická, klimatická a hydrogeologická charakteristika

B.3.1.1. Přírodní poměry

Zájmové území se nachází v Tábořské pahorkatině, která je součástí Středočeské pahorkatiny. Ta má jednotvárný reliéf se zbytky staré paroviny a s četnými drobnými selektivně podmíněnými tvary.

Osou zájmového území je hluboce zaříznutý tok Vltavy s četnými oboustrannými přítoky, vytvářející sevřené údolí se spádovými stupni podmíněnými odlišnými petrografickými poměry podložních hornin a celkovým vývojem reliéfu. Po vybudování vodní nádrže Orlík došlo k částečnému zatopení údolí. Povrch okolní paroviny se pohybuje v rozmezí cca 390-400 m n. m., převýšení paroviny nad údolním dnem je v blízkosti mostu cca 60-70 m. Niveleta zásobní hladiny ve vodní nádrži je

349,9 m n. m., niveleta maximální retenční hladiny je 353,6 m n. m.

B.3.1.2. Geologické poměry

Z geologického hlediska je zájmové území tvořeno rozsáhlým tělesem budovaným horninami svrchního proterozoika a svrchního paleozoika spadající do moldanubické oblasti. Tvoří především plášť středočeského plutonu v podobě hornin podolského komplexu. Jedná se o nejednotné těleso tvořené migmatity, ortorulami a žulami. Těleso prstovitě prostupuje injikované ruly. Ruly jsou obvykle biotitické až muskovit-biotitické.

B.3.1.2.1. Metamorfity

Metamorfované horniny moldanubika jsou plošně nejrozsáhlejší částí Českého masivu. V nezvětralém stavu se jedná o velmi pevné, hrubozrnné, masivní horniny, které jsou obtížně rozpojitelné a těžitelné. Horniny jsou převážně všesměrně rozpukané, kamenitě až blokovitě rozpadavé. Silně a zcela zvětralé partie nabývají charakteru úlomkovitě-štěrkovitých zvětralin, dále se rozpadajícím až na středně zrnité až hrubozrnné písčité eluvium s pevnějšími úlomky a střípky matečné horniny. Svrchní zvětralinové partie dosahují pouze malých mocností, pohybujících se okolo 0,5 – 1,5 m nebo byly v území zcela oderodovány a na povrch vystupují horniny silně a mírně zvětralé. Ve strmých svazích údolí Vltavy vystupují na povrch horniny navětralé.

B.3.1.2.2. Pluton

Podstatnou část zájmového území tvoří horniny středočeského plutonu, které prstovitě pronikají do okolních rul. Jedná se o složité těleso převážně granodioritového složení, tvořené velkým počtem dílčích těles. Celkově patří pluton k variským magmatitům, nicméně časový interval mezi jednotlivými intruzemi byl poměrně značný.

Nejrozšířenějším horninovým typem plutonu v zájmovém území je typ červenský. Ten lemuje téměř celý jižní kontakt plutonu s moldanubikem a často do něj proniká intruzemi. Jedná se o amfibol-biotitický až biotitický granodiorit.

Horniny jsou částečně usměrněné, svrchu s vyšší intenzitou rozpukání, kamenitě až blokovitě rozpadavé. Granitoidní horniny jsou charakteristické blokovitou odlučností podél predisponovaných puklinových ploch. Silně a zcela zvětralé polohy nabývají rovněž charakteru úlomkovitě-štěrkovitých zvětralin, dále se rozpadajících až na středně zrnité až hrubozrnná silně ulehlá písčitá eluvia s pevnějšími úlomky a střípky matečné horniny. Ve strmých svazích údolí Vltavy vystupují na povrch horniny navětralé.

Kvartér

Z hlediska projekce zajištění skalního svahu nemá kvartérní pokryv (minimální mocnosti) žádný význam.

B.3.1.3. Tektonika

Zájmové území v okolí železničního mostu je postiženo tektonickými procesy. Základní tektonická stavba se vytvořila etapovitě v období svrchního proterozoika a paleozoika. V blízkosti granitoidních intruzí středočeského masivu jsou horniny ovlivněny kontaktní metamorfózou.

Dominantním směrem u zlomů je směr SZ-JV až S-J, podél kterého docházelo především k příčným posunům. V širším okolí se vyskytují také zlomy kolmé ve směru SV-JZ, sledující původní plochy břidličnatosti a také jednotlivé apofýzy středočeského plutonu.

Horniny jsou v místě stavby v blízkosti povrchu značně rozpukané, rozpadavé na úlomky o průměrné velikosti 2-10 cm, které postupně nabývají s hloubkou na velikosti. V nevětralém stavu vykazují horniny střední stupeň rozpukání, s průměrnou velikostí úlomků 5-35 cm. Stupni rozpukání odpovídá také hodnota RQD, která se ve svrchních partiích horninového masivu pohybovala v rozmezí 10-50 %, místy však také 0 %. S přibývajícím hloubkou a nižším stupněm zvětrání hodnota RQD nabývala rozmezí 25-90 %. Horniny místy obsahují zóny podrcení hornin o mocnosti cca 5-25 cm, ojediněle až 75 cm, s velikostí úlomků 1-4 cm. Častější bylo podrcení hornin na východním břehu, kde zasahuje zároveň do větších hloubek. Pukliny a podrcené zóny jsou často sekundárně vyplněny limonitickými povlaky svědčícími o oběhu podzemní vody. V podložních žulách plutonu byly pukliny místy sekundárně vyplněné křemenem a kalcitem.

Převládající orientace puklin zjištěná karotážním měřením na pravém břehu ve vrtu J101 je celkem ve třech převládajících směrech, a to na SSV upadající pod úhly 30-60°, dále směrem na V pod úhly 40-75° a na SZ pod úhly 25-55°. Při makroskopickém popisu vrtného jádra byly dále zaznamenány pukliny upadající pod úhly až 70-85°.

Převládající orientace puklin na levém břehu zjištěná ve vrtu J106 je ve dvou směrech, a to na SZ pod úhly 20-55° a pukliny k nim kolmé upadající směrem na JV pod úhly 20-55°. Při makroskopickém popisu vrtného jádra byly dále zaznamenány pukliny upadající pod úhly 65-85° (orientaci nelze na neorientovaném vrtu určit).

Očekáváme, že tektonické porušení zájmového území bude mít na danou stavbu vliv. Negativní vlivy očekáváme zejména u základových prvků ve vyšších partiích nad hladinou vodní nádrže v polohách mírně až silně zvětralých rul. V těchto polohách je nutné počítat s nadvylomy, vyloučeno není ani zastižení více zvětralých poloh a nepravidelného průběhu zvětrání, které bude třeba přetěžít a nahradit betonovými plombami. Horniny v základové spáře a pod základovými prvky bude třeba proinjektovat. Především u základových patek oblouku je nutné uvažovat s výrony silněji mineralizovaných vod, případně vyšší emanace radonu (s ohledem na celkově střední až vysoký radonový index zájmového území). Zde také hrozí riziko vyjíždění horninových bloků ve stěně stavební jámy, které bude nutné zajistit a zabezpečit.

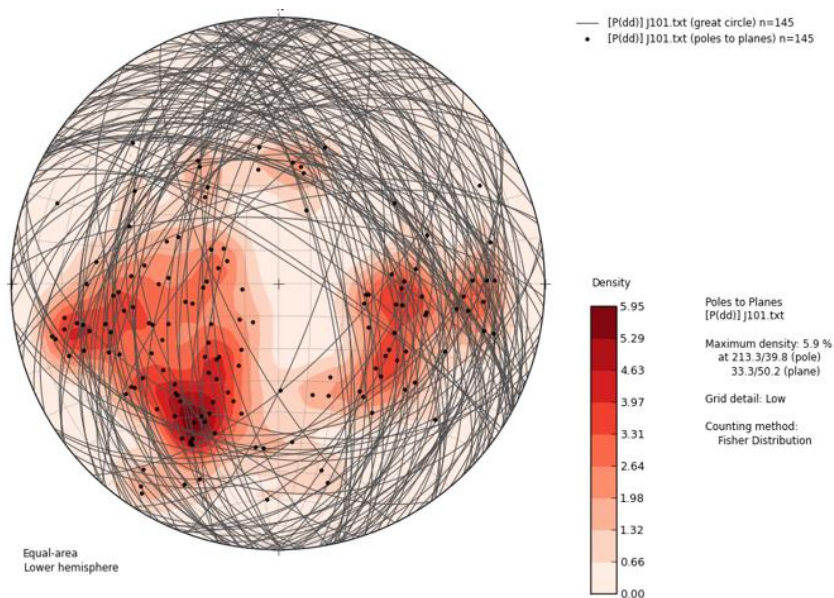
Seismicita neuvažována.

B.3.1.4. Geotechnické poměry

Z provedeného průzkumu bodově vyplývají tyto geotechnické parametry:

B.3.1.4.1. Pravý břeh

- směr a sklon nového projektovaného svahu: 263,34°/78,7° (uvažovaný sklon 5 : 1) – V břeh – azimut osy koleje projektované trati
- základová spára patky oblouku P3 se předpokládá odstupňovaně v úrovni 349,2 až 351,2 m n. m. v prostředí navětralých až zdravých hornin skalního podloží **geotechnického typu MR4 (vyjímečně MG 1)**
- svah jámy převážně v hornině **geotechnického typu MR3**
- směr a sklon diskontinuity P1: 22,5° (SSV)/30° - 60° (dle tektonogramu vrtu J101)
- směr a sklon diskontinuity P2: 90° (V)/40° - 75° (dle tektonogramu vrtu J101)
- směr a sklon diskontinuity P3: 292° (Z až SZ)/25° - 55° (dle tektonogramu vrtu J101)
- charakteristický interval puklin: (2) 10 – 25 (75) mm: značně rozpadavé
- reziduální úhel vnitřního tření na **puklině**: $\varphi_{PR} = 27 - 33^\circ$ (PR....puklina; reziduální)
- počáteční smyková pevnost **intaktní horniny**: $\tau_0 = 100$ kPa
- úhel vnitřního tření **intaktní horniny**: $\varphi = 45^\circ$
- JRC = 4 – 10 (drsnot puklin)
- RQD = (0) 10 – 50 % povrchově; 45 - 77 % v místě založení oblouku

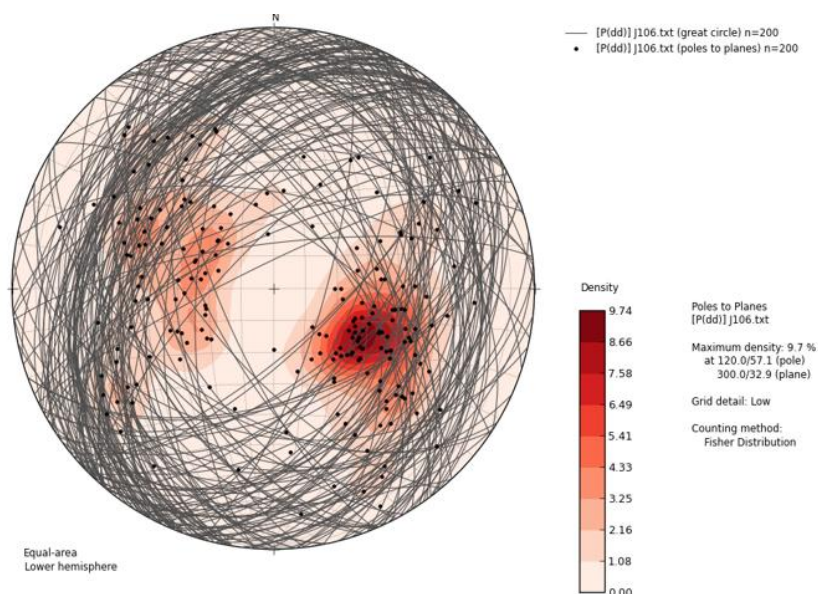


Obrázek 2: Tektonogram pravého břehu

B.3.1.4.2. Levý břeh

- směr a sklon nového projektovaného svahu: 96,66°/78,7° (uvažovaný sklon 5 : 1) – Z břeh° – azimut osy koleje projektované trati

- základová spára patky oblouku P9 se předpokládá odstupňovaně v úrovni 349,2 až 351,2 m n. m. v prostředí navětralých až zdravých hornin skalního podloží **geotechnického typu MR4** (vyjíměčně **MG1**) a svahově přemístěných balvanů a bloků podložních hornin **geotechnického typu D**
- směr a sklon diskontinuity P1: 315° (SZ)/20° - 55° (dle tektonogramu vrtu J106)
- směr a sklon diskontinuity P2: 135° (JV)/20° - 55° (dle tektonogramu vrtu J106)
- charakteristický interval puklin: (2) 10 – 25 (75) mm: značně rozpadavé
- reziduální úhel vnitřního tření na puklině: $\varphi_{PR} = 27 - 33^\circ$ (PR....puklina; reziduální)
- počáteční smyková pevnost intaktní horniny: $\tau_0 = 100$ kPa
- úhel vnitřního tření intaktní horniny: $\varphi = 45^\circ$
- JRC = 6 – 12 (drsnot puklin)
- RQD = (0) 10 – 50 % povrchově; 45 - 77 % v místě založení oblouku



Obrázek 3: Tektonogram levého břehu

B.3.2. Závěry IGP

Z výše uvedených měření vyplývá, že pukliny jsou místy orientovány velmi nepříznivě a při hloubení skalní rýhy a základové spáry patky bude docházet k pravděpodobnému vyjždění horninových bloků směrem do stavební jámy.

Horninový masiv bude nutné zajistit proti vyjždění horninových bloků vhodným systémem (např. hřebíkování, síťování, kotvení apod.).

V blízkosti základové spáry lze očekávat výrony podzemních vod, především pak podél občasných porušených zón a průběžných puklin.

B.3.3. Návrh sanačních opatření

Charakter skalních svahů, jeho ochrana a morfologie dovolují odstranění náletu, nevhodných stromů a starých pařezů, plošné očištění skalních stěn, odtěžení nestabilních bloků, obnovu akumulačního prostoru, lokální kotvení a zajištění ocelovými sítěmi.

Navržené technické řešení stavby je koncipováno tak, aby došlo k trvalému zajištění rizikové části svahu. Sanační práce na skalním svahu budou probíhat částečně horolezeckým způsobem a částečně strojní technikou. Po dokončení stavby bude okolní dotčené území uvedeno do původního stavu před započatím prací, respektive je uvažováno svah doplnit kamenným obkladem.

Skalní svah je tak vhodné sanovat kombinací plošného zabezpečení v podobě sítí zachycených horninovými kotvami s upínací maticí a podložkou. Tímto způsobem budou v dotčeném skalním stupni zachyceny navětralé bloky, které hrozí potenciálním řícením a zároveň bude toto opatření sloužit jako prevence vůči postupujícímu větrání skalního masivu, kdy přichycené skalní bloky zabrání vlivu povětrnosti na zatím skryté části skalního masivu.

Realizace opatření je navržena tak, aby nedošlo k neobnovitelnému poškození a došlo k malému zatížení životního prostředí.

B.3.4. Požadavky na asanace, demolice a kácení dřevin

Stavba vyžaduje před započatím běžné úpravy. Bude nutno odstranit náletové křoviny ve stávajícím svahu a stromy. Je otázkou, zda tato činnost nebude v podstatě součástí přípravy trhacích prací. Z hlediska zajištění výsledného odřezu se předpokládá jen dočišťování některých partií svahu, které nebudou dotčeny trhacími pracemi.

Bude probíhat plošné očištění vegetace, mezi které patří i stromy s obvodem kmene do 80 cm ve výšce kmene 1,30 m. Z hlediska výkazu výměr se tato činnost považuje za „plošné čištění masivu“.

Vzrostlá zeleň bude chráněna při dodržení norem ČSN 83 9011, ČSN 83 9031 a ČSN 83 9061 a dalších souvisejících předpisů. Na místě se nacházejí náletové dřeviny a stromy, které svým vzrůstem dosahují velikosti předepsané vyhláškou č. 395/1992Sb. Zadavatel sanačních prací (SŽDC, s. o.) spolu s Drážním úřadem vydá příslušná rozhodnutí v souladu s touto vyhláškou.

Pozemek neplní funkci lesa (PUPFL).

B.3.5. Územně technické podmínky (napojení na stávající dopravní infrastrukturu)

Viz: A - Průvodní zpráva ZP „Rekonstrukce mostu km 41,791 trati Tábor – Písek“ (Sudop Praha, a.s.)

B.4. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

B.4.1. Celková koncepce řešení

Navržené technické řešení stavby je koncipováno tak, aby byly zásahy do přírodního svahu co nejefektivnější a současně se zvýšila bezpečnost osob pohybujících se pod svahem. Sanační práce na skalním svahu budou probíhat částečně horolezeckým způsobem a částečně pomocí strojní techniky za přímého dozoru geotechnika, případně projektanta. V průběhu realizace stavby budou dodržovány veškeré bezpečnostní předpisy a normy.

B.4.1.1. Východní břeh

Obecně je uvažováno o zřízení skalních stupňů se sklonem 5 : 1. Jednotlivé lavice by měly mít šířku alespoň 1,50 m z důvodu osazení jednotlivých úseků plošného zajištění. Práce nbudou probíhat seshora dolů. Celková výška odřezu v ose mostu je cca 27,70 m, tj. celkem 5 lavic při úvaze každého segmentu svahu o výšce 5,0 m.

B.4.1.2. Západní břeh

Obecně je uvažováno o zřízení skalních stupňů se sklonem 5 : 1. Jednotlivé lavice by měly mít šířku alespoň 1,50 m z důvodu osazení jednotlivých úseků plošného zajištění. Práce nbudou probíhat seshora dolů. Celková výška odřezu v ose mostu je cca 13,50 m, tj. celkem 2 lavice při úvaze každého segmentu svahu o výšce 5,0 m.

B.4.2. Plošné odstranění vegetace (Soubor 01a)

B.4.2.1. Kácení stromů

Velké pařezy po již skácených stromech z minulosti je nutno zhodnotit in-situ, pokud je jejich stav vyhovující, je vhodné je ve svahu zachovat. Jinak viz: kapitola B 3.4. Jedná se o činnost, která bude spíše spjata s přípravami trhačích prací.

B.4.2.2. Keře a nálety

V dotčené a vymezené ploše bude odstraněna veškerá náletová vegetace charakteru keřů a obecně náletových dřevin. Odstraňování kořenů a pařezů keřů bude provedeno mechanicky nebo chemickou cestou pomocí herbicidních prostředků. Dřevní hmota bude dle požadavku správce na místě zpracována štěpkováním či rozřezáním na manipulační díly a odvezena na skládku odpadu, či na místo trvalého uložení.

B.4.3. Očištění skalních svahů (Soubor 01b)

V rámci sanačních prací bude provedeno očištění dle zjištěného stavu míry zvětrání a narušení skalního svahu v povrchové části po provedení trhačích prací.

Očištění skalní stěny bude provedeno v mocnosti zásahu generelně až do hloubky 0,20 m tak, jak dovolí vlastní masiv. Plocha bude dotčená odstraněním odvětralých, volných a labilních částí skalního masivu, napadávek a svahových pokryvů. Práce není nutné chápat tak, že z celé dotčené plochy budou odstraněny hmoty striktně v dané mocnosti, ale že odstraněním budou z vymezeného rozsahu skalní stěny dotčeny maloplošné až středně plošné partie. Tam kde bude zastižen hodně narušený masiv, může dojít i k mocnějšímu očištění než 0,20 m. Rozsah čištění na místě stavby bude řídit geotechnický dozor.

Očištění skalních stěn bude provedeno pomocí horolezecké techniky a ručního náradí, ve vybraných partiích svahů také pomocí pneumatického náradí a smí být prováděno jen nad zajištěným prostorem. V lokálních podmínkách je možné pro tyto práce použít i vhodnou strojní

techniku. Nesmí však být proveden masivní zásah do horninového prostředí. Odtěžené hmoty skalního svahu budou odvezeny na dočasnou mezideponii stavební suti či na skládku odpadů.

B.4.4. Horninové sítě a prvky kotvení (Soubor 02)

Předpokládá se plošné zajištění nosné s kombinací se sekundární sítě, alternativně georohoží pro zajištění malých úlomků, které mohou propadnout oky nosné horninové sítě:

B.4.4.1. Plošné zajištění

Plošná síť:

Plochy skály budou po očištění a odtěžení případných labilních struktur zajištěny systémem plošného překrytí speciálními ocelovými sítěmi s rozměrem ok 390x400 mm – Ø oka 275 mm podložené sekundární sítí s oky 101x175 mm – Ø oka 82 mm). Průměr drátu nosné sítě je 6,5 mm a sekundární 2 mm).

Sítě budou na skalní stěnu pokládány vedle sebe na sraz pásy vysokopevnostního pletiva i kosočtverečného pletiva. Jednotlivé pásy jsou odvinovány z role podle přístupnosti terénu buď pod skalní stěnou, nebo přímo ve skalní stěně. Po položení bude síť provizorně uchycena na horní hraně (vázacím drátem). Jednotlivé pásy spletané **primární** sítě budou spojovány šekly 7/16" v každém oku. **Sekundární** sítě budou pak vzájemně spojovány c-kroužky Ø 4 mm v každém druhém oku. Boční kraje hlavní sítě budou propleteny obvodovým ocelovým lanem Ø 12-14 mm v PVC, sekundární sítě budou k lanům fixovány c-kroužky po 200 mm za obvodový drát. Sekundární sítě podložení se nebudou ohýbat kolem nosných a bočních lan.

Připravenými kotevními prvky bude protaženo a podloženo hlavní horní kotvící lano systému – ocelové lano Ø 12-14 mm v PVC. Pro zajištění systému v horní kotevní linii bude ocelové lano provlečeno každým jednotlivým okem pletiva. Sítě nebudou ohýbány přes hlavní kotvící lano.

Základní antikoroziční úprava sítí bude provedena žárovým pokovením drátu slitinou zinku a hliníku (95 % Zn, 5 % Al).

Přes horní hranu skalního masivu budou sítě přehnuty s přesahem min. 1,00 m. Horní kotevní úroveň je dána profilací svahu a situací po očištění svahů, v konečném ohledu však tuto linii na místě upřesňuje autorský dozor stavby dle skutečného stavu in-situ. Spodní úroveň jednotlivých částí svahu (v místě lavic) volně přesahuje pod lomem terénu cca 0,40 m. Úplně spodní etáž síťování může být ukončena nad lomem terénu ve výšce cca 1,00 m, pokud v rámci výstavby patky nebude nutno tento předpoklad pozměnit.

Kotvení:

Ve všech kotevních úrovních bude pak síť kotvena systémem předepjatých horninových tyčových kotev buďto typu **CKT**, anebo alternativně typem **IBO (konkrétní typ bude upřesněn na základě statického posouzení)** v základním rastru **2,0 x 2,0 m (hrubý předpoklad)** ve vrtu průměru 51 mm (cca **4 m² sítě/1 ks kotevního prvku**). Pokud se prokáže únosnost kořene kotvy jako dostatečná (viz: zkoušky kotev), lze u CKT kotev přejít do vrtu Ø 43 mm. Tyto kotvy budou zakončeny kotevní podložkou – plechovou deskou o rozměrech 200x200x10 mm (krajní kotvy u horního a spodního lana a kotvy samostatné reprofilační), 150x150x10 mm (ostatní). Jen ve zvláštních případech budou kotvy opatřeny flexibilní hlavou s okem pro uchycení napínacích lan sítí (tzv. „Fleaxhead“). Použití jednoho či druhého prvku kotvení je dáno kvalitou masivu při vrtných pracích a výškou provádění vrtů nad patou svahu. Volba je dána stabilitou vrtů – pro kotvy typu CKT je nutno udělat předvrt, u typu IBO toto odpadá, kotvy jsou samozávrtné. Je nutné upřednostnit deprese ve skalní stěně tak, aby kotevní prvky co nejvíce kopírovaly morfologii skalní stěny. Na základě

statického výpočtu budou kotvy předepjaty momentovým klíčem na hodnotu **F = 50 kN (hrubý předpoklad)**. Rastr kotevních prvků není nutné dodržet striktně, ale více profilovat a přizpůsobit skalní stěně v šachovnicovém rastru. Kotevní prvky budou realizovány až po navěšení sítě, nikoli opačně. Není přípustná realizace vrtů před vyvěšením sítě. Rozmístění kotevních prvků bude provedeno tak, aby síť co nejvíce kopírovaly povrch skalních stěn. Skutečné rozmístění kotevních prvků sítě upřesní autorský dozor přímo na stavbě dle daných geologických podmínek a morfologie skalního svahu. V rámci stavby se předpokládá doplnění cca **15 %** kotevních prvků k profilaci sítě ke skalnímu masivu. Poloha prvků nesystémového kotvení sítě bude upřesněna dle potřeby a stavu masivu po odtěžení a očištění na místě stavby projektantem (AD) nebo geotechnikem stavby. Kotevní prvky budou osazeny do vrtů, jejichž délka bude vždy o 0,1 až 0,2 m kratší, než je délka kotevní tyče. Kotvy se zkrátí na požadovanou délku dle požadavku prokopírování pletiva vůči skalnímu podkladu. Spodní kotevní linie bude provedena obdobně jako horní spodním kotvicím lanem Ø 12 - 14 mm.

Prvky CKT či IBO budou ve skalní stěně upevněny cementovou injekční směsí. Injektáž kotevních prvků bude provedena v celé jejich délce cementovou injekční směsí (vodní součinitel 0,45; pevnost min. 25 MPa po 28 dnech zrání). Je nutné, aby bylo zajištěno dokonalé vytvoření kotevní zálivky vrtu po celé jeho délce. Pro stavbu je navrženo použití cementu CEMII / B-M (V-LL) 32,5 R (po souhlasu autorského dozoru je možné případně použít i cement CEMII / B-M (S-LL) 32,5 R) dle normy ČSN EN 12715. Pevnost v tlaku zatvrdlé injektážní směsi bude ověřena zkouškou na trámečcích 40x40x160 mm.

Při realizaci kotevních prvků je třeba dbát na geologickou stavbu masivu tak, aby tyče nebyly upevňovány v otevřených puklinách nebo plochách diskontinuit.

Únosnost základních nosných kotevních prvků bude ověřena min. na 3 % z jejich množství tahovými zkouškami na kotevních tyčích s cílem ověření dostatečné pevnosti kotevního prvku v tahu na kontaktu injektážní medium-hornina.

Minimální požadavek pro dosažení pevnosti v tahu je 150 kN a pevnosti ve střihu 150 kN. Kotevní prvek bude ukončen cca 15 cm nad povrchem terénu.

B.4.4.2. Georohož

Doplňkovým řešením je aplikace georohože kvůli zamezení malých opadů, které by jinak pronikaly oky nosné sítě.

Pokládka PP georohože je možná některými alternativami, které jsou v závislosti na typu (charakteru) georohože. Na rozdíl od předchozích 2 podoblastí zde není zásadní požadavek na statickou funkci, nýbrž protierozní. V zásadě je možný dvojí přístup instalace:

- 1) Pokládka georohože typ 1 (např. MACMAT), která má v sobě integrované pletivo přibližně stejných vlastností jako je výše popsána sekundární síť. Toto řešení je dražší, ovšem jednodušší na čas, neboť se jedná o jednoduchou pokládku.
- 2) Pokládka georohože typ 2 (např. TECMAT), ta nemá v sobě integrované pletivo. Řešením je dvojí pokládka georohože a přes ní sekundární síť. Jedná se o levnější, ale časově zdoluhavé řešení.

B.4.4.3. Ochrana a vlastnosti navržených materiálů

Povrchová úprava a ochrana pletiva je žárové pokovení povlakem (95% Zn a 5% Al). Povrchová úprava a ochrana ocelových lan je žárové pokovení povlakem zinku s přídavným

ochranným plastovým povlakem z polyvinylchloridu (PVC). Hlavy kotevních prvků budou ošetřeny nátěrem ocelových konstrukcí třídy 3. Jako antikoroziční nátěr bude použita dvousložková epoxidová pryskyřice ve dvou vrstvách (základní a mezivrstva) celkové tl. do 120 μm . Nátěr bude proveden v barvě okolního masivu (šedá/černá).

Při zajištění antikoroziční ochrany jednotlivých prvků bude dodržena min. životnost navržených konstrukcí 50 let.

Po dokončení tohoto souboru prací budou kotevní prvky sítě zkoušeny zatěžovací zkouškou popsanou ve statickém posudku v počtu 3 % celkového počtu na každém svahu předmětného úseku. Zkoušené kotevní prvky budou náhodně vybrány geotechnickým dozorem investora.

Zkouška	Kritérium	Poznámka
Průměr drátu	2 mm	Tolerance +/- 3%
Oko sítě	min. 101 x 175	Tolerance +/- 3%
Šířka oka	82 mm	Tolerance +/- 3%
Tloušťka pokovení drátu	min. 150 g.m ⁻²	GEOBRUGG SUPERCOATING (95% Zn a 5% Al)
Tahová pevnost drátu	min. 1770 MPa	
Tažnost drátu	max. 6%	
Tahová pevnost pletiva	$z_t \geq 53 \text{ kN.m}^{-1}$	
Odolnost proti korozi	min. 1000 hod	

Tabulka 1: Požadované parametry sekundární sítě

Zkouška	Kritérium	Poznámka
Průměr drátu	6,5 mm	Tolerance +/- 3%
Oko sítě	390 x 400 mm	Tolerance +/- 3%
Šířka oka	275 mm	Tolerance +/- 3%
Tloušťka pokovení drátu	min. 150 g.m ⁻²	GEOBRUGG SUPERCOATING (95% Zn a 5% Al)
Tahová pevnost drátu	min. 1770 MPa	
Tažnost	max. 6%	
Tahová pevnost pletiva	$z_t \geq 100 \text{ kN.m}^{-1}$	
Odolnost proti korozi	min. 1000 hod	

Tabulka 2: Požadované parametry sítě nosné sítě

Rozměry sítě Hmotnost sítě	vysokopevnostní ocelová síť ze spirálových lan, tvar oka kosodélník s rozměrem oka cca 500 x 292 mm 20 x 3,5 (70m ²) / 1bal cca 2,70 kg/m ² – cca 190 kg / 1 bal
Ocelový drát: Průměr drátu Tahová pevnost	4 mm min. 1 770 MPa
Pevnost sítě v tahu	220 kN/bm
Antikoroziční ochrana: Ochranná vrstva Složení Vrstva	SUPERCOATING 95% Zn, 5% Al 150 g/m ²

Tabulka 3: Požadované parametry sítě pro nestandardní horninové bloky

Ocelové lano – průměr 12 mm	
Druh lana	šestipramenné, 6x19 drátu
Duše	textilní
Třída zinkové úpravy	B
Tloušťka poplastování	min. 0,5 mm
Tahová pevnost drátů	min. 1770 MPa
Jmenovitá únosnost lana	min. 91,1 kN, požadovaná 101,4 MPa
Tažnost	max 8%
Odolnost proti korozi	min. 1000 hod

Tabulka 4: Požadované parametry nosného lana (uvedený typ Ø 12 mm)

B.4.5. Odtěžení nestabilních bloků – dolamování (Soubor 03)

Lokální rizikové partie porušených, labilních a odloučených částí masivu budou dotčeny celkovým odtěžením těchto částí. Určené partie a bloky na místě specifikuje geotechnik dle aktuálního geotechnického stavu. Rozsah odtěžení v rámci jednotlivých bloků horniny je určeno odhadem v rozsahu 10 - 15 m³. Hlavní odtěžení bude probíhat před započítáním sanačních prací během trhacích prací. Zde je uvedena odhadnutá kubatura po již odtěženém materiálu z TP.

Jedná se hlavně o oddělené struktury od mateřského masivu a bloky s potencionální nestabilitou a mírou rizika skalního řízení do prostoru komunikace. Práce budou provedeny manuálně za přispění horolezecké techniky. Odtěžení je možné provést pomocí ručního náradí u malých fragmentů či menších bloků nebo pomocí tlakových podušek pro bloky silně oddělené od masivu s možností řízení pádu bloku. Odtěžený materiál bude odvezen na dočasnou mezideponii stavební suti či na skládku odpadů.

Odtěžování bude na místě řídit geotechnický dozor stavby. Odtěžování bude prováděno u těch bloků, které jsou výrazně postiženy zvětráním a plochami odlučnosti – puklinovým systémem. Odtěžování bude řízeno za vysokého stupně zajištění bezpečnosti. Práce musí být řízeny tak, aby nedošlo k zbytečnému navýšení odtěžovaných hmot.

B.4.6. Lokální kotvení bloků (Soubor 04)

Kotvení:

Ve vymezeném rozsahu skalní stěny silně postižené poruchovými zónami bude zřejmě nutno přistoupit k fixaci některých horninových bloků, které nebudou moci být odtěženy. Předpokládá se kotvení pomocí samozávrtných kotev **IBO**. Dále budou instalovány kotevní prvky pro ukotvení nosných lan sítě s hlavicí typu „Fleaxhead“. Specifikace kotevních prvků je shodná s kotevními prvky plošných sítí (viz: kap. B 4.4.1.).

Únosnost základních nosných kotevních prvků bude ověřena 1 tahovou zkouškou na kotevních tyčích s cílem ověření dostatečné pevnosti kotevního prvku v tahu na kontaktu injektážní medium-hornina.

Minimální požadavek pro dosažení pevnosti v tahu je 150 kN a pevnosti ve střihu 150 kN. Kotevní prvek bude ukončen cca 15 cm nad povrchem terénu.

Polohu prvků a jejich nasazení na místě upřesňuje autorský dozor dle stavu očištěného masivu.

Lokální síť:

Horninový blok bude po očištění a odtěžení případných labilních struktur zajištěn systémem plošného překrytí speciálními ocelovými sítěmi s kosočtverečným rozměrem ok 180x300 mm – Ø oka 143. Průměr splétaného drátu nosné sítě je 4,0 mm. Minimální pevnost ocelové sítě v tahu je 220 kN/m v podélném směru.

Jednotlivé pásy jsou odvinovány z role podle přístupnosti terénu buď pod skalní stěnou, nebo přímo ve skalní stěně. Po položení bude síť provizorně uchycena na horní hraně (vázacím drátem). Sítě budou pak vzájemně spojovány šekly 3/18“ v každém druhém oku. Boční kraje hlavní sítě budou propleteny obvodovým ocelovým lanem Ø 14 mm v PVC. Sítě se nebudou ohýbat kolem nosných a bočních lan.

Připravenými kotevními prvky bude protaženo a podloženo hlavní horní kotvící lano systému – ocelové lano Ø 14 mm v PVC. Pro zajištění systému v horní kotevní linii bude ocelové lano provlečeno každým jednotlivým okem pletiva. Sítě nebudou ohýbány přes hlavní kotvící lano.

Základní antikorozní úprava sítí bude provedena žárovým pokovením drátu slitinou zinku a hliníku (95 % Zn, 5 % Al).

Přes horní hranu bloku budou sítě přehnuty s alespoň s přesahem min. 1,00 – v případě použití pásu jako systémového kusu toto předepsání odpadá. Horní kotevní úroveň je dána profilací svahu a situací po očištění svahů, v konečném ohledu však tuto linii na místě upřesňuje autorský dozor stavby dle skutečného stavu in-situ.

B.4.7. Plombování (Soubor 06)

Plombování bude provedeno jen za účelem zvýšení stability jednotlivých bloků, jejichž pukliny by se působením povrchové vody a mrazu mohly by v budoucnosti rozšiřovat způsobovat nárůst nestability.

Určení těchto míst v případě neočištěného skalního masivu je nanejvýš obtížné. S postupnými pracemi bude povrch skalního masivu odhalen a postižená místa budou určena geotechnickým dozorem stavby

Jako materiál na spárování je vhodné použít například maltu CEMIX 331 s přísadou zvyšující přilnavost směsi k materiálu kamene - Planicrete. Poměr přísady a malty bude použit v rozsahu hmotnostních dílů: Malta CEMIX 331 = 1 : 1,5 – 2 : 5. Množství vody bude v určeném rozsahu řešeno ve vazbě na konečnou konzistenci směsi. Určené dávkování musí být dodrženo.

Plombování bude provedeno v rozsahu zajišťujícím trvalou stabilitu sanovaného skalního bloku. Podezdívky budou realizovány s řádným vyklínováním jednotlivých kamenů a zalícováním podezdívky. Spáry budou v konečném důsledku řádně vyspárovány cementovou mazaninou.

Je však zřejmé, že objem použitého materiálu je ve srovnání např. s cementovou směsí určenou pro kotvy naprosto minoritní. Vytipovaná místa si nevyžadují zásah klasických vyzdívek vč. kamenných opracovaných bloků.

B.5. OCHRANA OBYVATELSTVA

Stavba nemá dopad a nepoškozuje vlastníky pozemků sousedících se stavbou.

Stavba nemá vliv na opatření vyplývající z požadavků CO na využití staveb k ochraně obyvatelstva.

B.6. KOORDINACE PRACÍ

Průběh, rozsah a koordinace postupu stavebních prací musí být prováděna (za použití horolezecké techniky), pod stálým dozorem geotechnika (vysokoškolské inženýrské vzdělání v oboru geotechnika) a prováděného za autorského dozoru projektanta. Případně bude přistoupeno k upřesnění technického řešení způsobu sanace skalního masivu na základě aktuálního geologického a stabilitního stavu masivu.

B.7. ZÁVĚR

Pády kamení, sesuvy půdy a suti nebo laviny jsou sporadické a nepředvídatelné. Důvodem může být lidská činnost (stavebnictví atd.) nebo síly mimo lidskou kontrolu (počasí, zemětřesení, atd.). Množství faktorů může být spouštěčem pro takovéto události, což znamená, že zaručení bezpečnosti osob a majetku není exaktní věda.

Trvalá funkce sanačních opatření se neobejde bez pravidelné údržby a revize sanačních prvků. Doporučujeme min. 1x ročně prohlídku skalního svahu geotechnikem se zhodnocením stavu ochranných opatření. Pravidelná údržba ochranných opatření je nutná provádět min. 1x za dva roky a min. 1x za 5 let v případě ochranných sítí.

Vypracoval: Ing. Jan Ježek

V Praze dne 16. 12. 2019

B.8. SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY**NORMY:**

1)	ČSN EN 1990	Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
2)	ČSN EN 1991-(1-7)	Zatížení konstrukcí (Eurokód 1)
3)	ČSN EN 1992-1-1	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Všeobecná pravidla a pravidla pro budovy (Eurokód 2)
4)	ČSN ISO 2394	Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí
5)	ČSN ENV 13670	Provádění betonových konstrukcí
6)	ČSN EN 1993-1-1	Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
7)	ČSN EN 1997-1	Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Všeobecná pravidla
8)	ČSN EN 1997-2	Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 2: Průzkum a zkoušení základové půdy
9)	ČSN EN 206-1	Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
10)	ČSN EN 197-1	Cement – Část 1: Složení, specifikace a kritéria shody cementů pro obecné použití
11)	ČSN 73 0037	Zemní a horninový tlak na stavební konstrukce
12)	ČSN 73 1001	Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy (zrušená)
13)	ČSN 73 6133	Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací
14)	ČSN 73 0020	Terminologie spolehlivosti stavebních konstrukcí a základových půd
15)	ČSN 72 1002	Klasifikace zemin pro pozemní komunikace
16)	ČSN 72 1006	Kontrola zhutnění zemin a sypanin
17)	ČSN EN ISO 14688-1	Geotechnický průzkum a zkoušení – Pojmenování a zatřídování zemin – Část 1: Pojmenování a popis

18) ČSN EN ISO 14688-2	Geotechnický průzkum a zkoušení – Pojmenování a zatřídování zemin – Část 2: Zásady pro zatřídování
19) ČSN EN ISO 14689-1	Geotechnický průzkum a zkoušení – Pojmenování a zatřídování hornin – Část 1: Pojmenování a popis
OSTATNÍ MATERIÁLY:	
20) Masopust J.	Speciální zakládání staveb 1.-2. díl (akademické nakladatelství CERM, 2006)
21) Masopust J.	Rizika prací speciálního zakládání staveb (IC ČKAIT, 2011)
22) Masopust J.	Navrhování základových a pažicích konstrukcí příručka k ČSN EN 1997-1 (IC ČKAIT, 2012)
23) Horák V., Miča L., Račanský V. (2009)	Eurokód 7: ČSN EN 1997-1, ČSN EN 1997-2 (ČKAIT přednáška)
24) Kos J.	Geotechnické navrhování (ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí Část 1: Obecná pravidla)
25) Turček P.	Zakládání staveb (nakladatelství JAGA, 2005)
26) Herle V.	Příspěvky k navrhování konstrukcí podle Eurokódu 7 (časopis SILNIČNÍ OBZOR číslo 1/2013)
27) Herle V.	Stručné obsahy přednášek (Navrhování geotechnických konstrukcí (nejen) na pozemních komunikacích); (sborník k semináři, 2013)
28) Geobrugg AG	Deltax G80/2 Tech Data
29) Geobrugg AG	Quarox 0/6,5/275 Tech Data
30) Maccaferri	Design Guide for Rockfall Fences
31) Geobrugg AG	Spider S3-130 Tech Data

TECHNICAL DATA SHEET

Erosion control mat TECMAT®

The Geobrugg erosion control mat TECMAT® is a three dimensional structural mat of PP monofilaments and is typically used in combination with a TECCO® mesh cover and an appropriate nailing. The erosion control mat needs to be installed underneath the steel wire mesh, in general, and it features no static function.

Physical properties		Test method
Fibers:	extruded monofilaments	
Material:	Polypropylene (PP)	
Structure:	irregular loopy structure	
Thickness:	$h_m = 18 \text{ mm}$	
Specific mass:	$g_m = 600 \text{ g/m}^2$	
Void ratio:	> 95%	
Colour:	Curry green *	

Mechanical properties			
Tensile strength:	MD: $Z_m \geq 1.8 \text{ kN/m}$	CMD: $Z_m \geq 0.6 \text{ kN/m}$	EN ISO 10319
Tensile strain:	MD: $\varepsilon = 20\%$	CMD: $\varepsilon = 20\%$	EN ISO 10319

TECMAT® standard roll	
Roll width:	$b_{Roll} = 2.00 \text{ m}$
Roll length:	$l_{Roll} = 40 \text{ m}$
Total surface per roll:	$A_{Roll} = 80 \text{ m}^2$
Weight per roll:	$G_{Roll} = 48 \text{ kg}$

TECMAT®



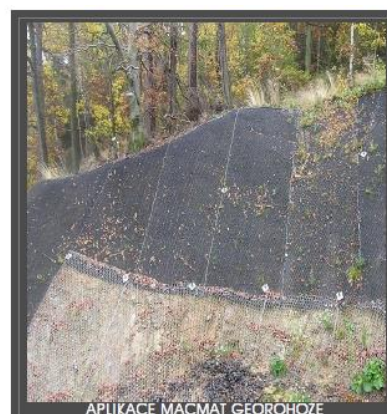
MACMAT

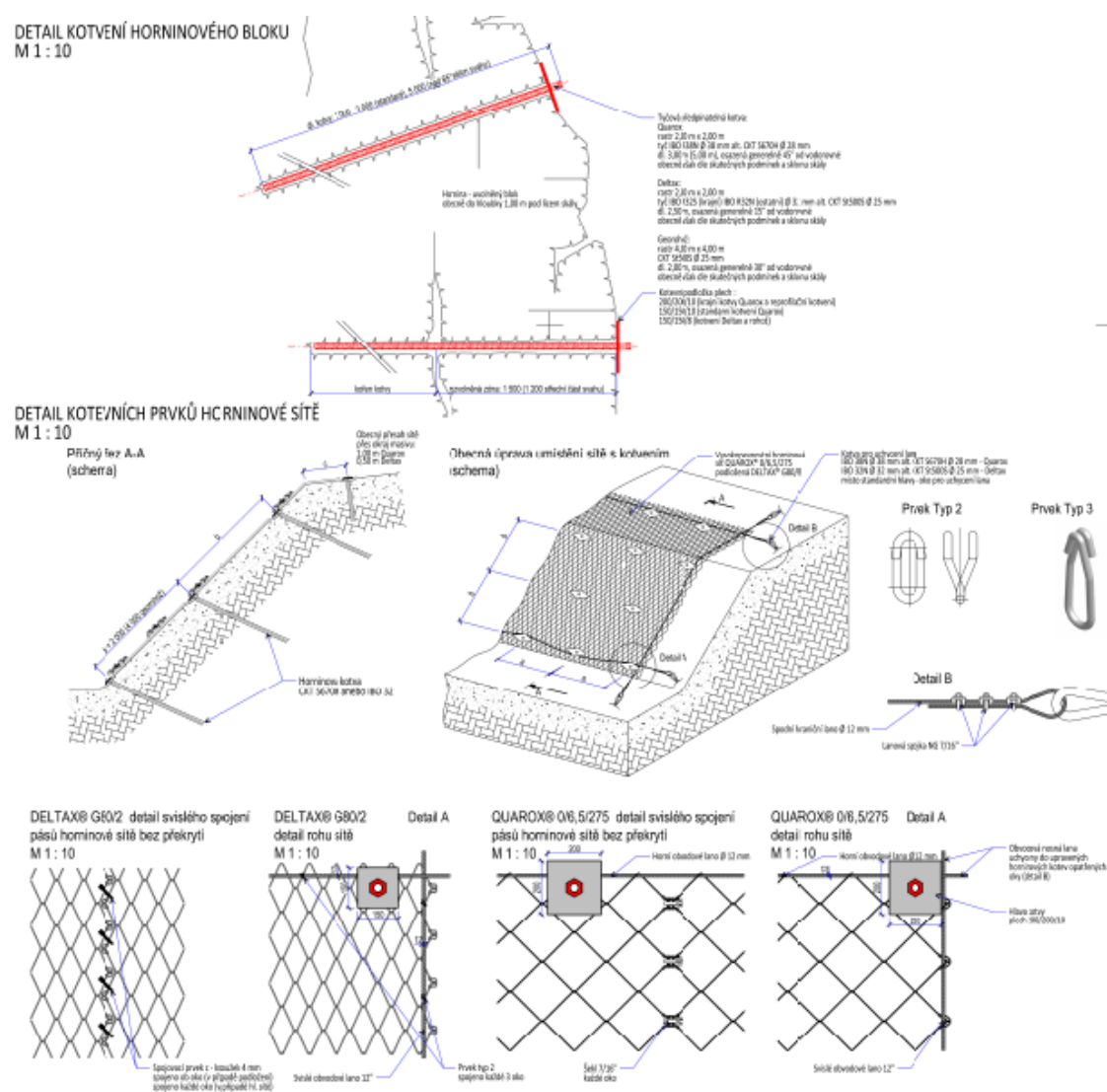
protierozní a ochranné georochože

TECHNICKÉ PARAMETRY

GEOMATRACE – ZÁKLADNÍ PARAMETRY				
MacMat typ:	RA	RB	RC	RD
Typ polymeru	Polypropylen			
Množství (gr/m ²)	500	600	500	600
Bod tavení (°C)	150			
Hustota (kg/m ³)	900			
Odolnosti vůči UV záření	Stálá			

VÝZTUŽE – ZÁKLADNÍ PARAMETRY				
MacMat typ:	RA	RB	RC	RD
Typ	Pletivo z dvouzákrutového vpletaného ocelového drátu s galvanovým pláštěm		Pletivo z dvouzákrutového vpletaného ocelového drátu s galvanovým pláštěm a polymerovým ochranným krytím	
Typ pletiva (mm)	6×8	8×10	6×8	8×10
Průměr drátu (vnitřní/vnější) (mm)	2,2	2,7	2,2/3,2	2,7/3,7
VÝZTUŽE – MECHANICKÉ VLASTNOSTI				
Mechanická síla (kN/m)	35	47	35	47
VÝZTUŽE – NOMINÁLNÍ FYZIKÁLNÍ VLASTNOSTI				
Hustota na jednotku plochy (gr/m ²)	1,680	2,00	1,970	2,280
Podíl prázdného prostoru (%)	>90			
Nominální hustota (při 2kPa) (mm)	12			
Barva geomateriálu	černá			
Délka role (m)	25			
Šířka role (m)	2			
Plocha v jedné roli (m ²)	50			





Obrázek 4: Schéma prvků kotvení uvažovaných v předmětném území