

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

Fakulta stavební

DIPLOMOVÁ PRÁCE



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV STAVEBNÍHO ZKUŠEBNICTVÍ

INSTITUTE OF BUILDING TESTING

DIAGNOSTIKA A HODNOCENÍ MOSTNÍ KONSTRUKCE

DIAGNOSTICS OF THE BRIDGE STRUCTURE

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Dominik Wünsche

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. DALIBOR KOCÁB, Ph.D.

BRNO 2021



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav stavebního zkušebnictví

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Student	Bc. Dominik Wünsche
Název	Diagnostika a hodnocení mostní konstrukce
Vedoucí práce	Ing. Dalibor Kocáb, Ph.D.
Datum zadání	31. 3. 2020
Datum odevzdání	15. 1. 2021

V Brně dne 31. 3. 2020

doc. Ing. Pavel Schmid, Ph.D.
Vedoucí ústavu

prof. Ing. Miroslav Bajer, CSc.
Děkan Fakulty stavební VUT

PODKLADY A LITERATURA

Odborné knihy, jako jsou např.:

Adámek, J., Hobst, L., Cikrle, P., Schmidt, P.: Diagnostika stavebních konstrukcí. Studijní opora, VUT.

Schmidt, P. a kol.: Základy zkušebnictví. Brno, CERM.

Bažant, Z., Klusáček, L.: Statika při rekonstrukci objektů. Brno, CERM.

Bungey, J. H.; Millard, S. G.; Grantham, M. G.: Testing of Concrete in Structures.

Malhotra, V. M.; Carino, N. J.: Handbook on Nondestructive Testing of Concrete.

Tuzemské i zahraniční odborné články pojednávající o zadané problematice.

Všechny tč. platné normy (včetně změn a doplňků), zejména s přihlédnutím k ČSN ISO 13822, ČSN EN 206+A1, ČSN 73 1373, ČSN 73 1370, ČSN 73 2011, ČSN EN 13791, ČSN EN 12504-1, ČSN EN 1993-1-1 a k řadě ČSN EN 1991.

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Teoretická část: Zpracování základního přehledu diagnostických metod a jejich stručný popis s důrazem na metody, které jsou vhodné pro stavební průzkum daného typu konstrukce a zejména které budou využity v praktické části práce.

Praktická část: Vizuální prohlídka vybraného mostu, jeho základní popis a charakteristika. Zjištění a podrobná dokumentace případných vad a poruch konstrukce. Dále budou stanoveny základní materiálové charakteristiky materiálů, které byly pro výstavbu konstrukce použity, v případě železobetonové konstrukce bude ověřeno vyztužení vybraných částí. Poté bude provedeno celkové posouzení stavu sledovaného objektu a obecný návrh opatření k odstranění zjištěných vad a poruch. Statický přepočít vybrané části mostu.

Práci s jádrovou vrtačkou, kotoučovou pilou a zkušebními lisy provede osoba k tomu oprávněná.

STRUKTURA DIPLOMOVÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část závěrečné práce zpracovaná podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (povinná součást závěrečné práce).
2. Přílohy textové části závěrečné práce zpracované podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání, a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (nepovinná součást závěrečné práce v případě, že přílohy nejsou součástí textové části závěrečné práce, ale textovou část doplňují).

Ing. Dalibor Kocáb, Ph.D.

Vedoucí diplomové práce

ABSTRAKT

Diplomová práce se zabývá problematikou mostních objektů, především jejich diagnostikou a hodnocením. Práce je složena ze dvou částí, a to teoretické a praktické. Teoretická část se zabývá základním popisem a rozdělením mostních objektů, prohlídkami mostů a vybranými zkušebními metodami, zejména těmi, které byly použity v diplomové práci při prohlídkách mostů. Praktická část zahrnuje provedenou vizuální prohlídku dvou mostů, jejich popis, zjištění poruch a vad a jejich dokumentaci. V praktické části byly dále stanoveny základní materiálové charakteristiky betonu mostů, byl posouzen stav konstrukcí a byl vypracován návrh na odstranění poruch a vad. V závěru se práce zabývá zhodnocením obou mostů.

KLÍČOVÁ SLOVA

Mostní objekt, beton, železobeton, předpjatý beton, mostní prohlídka, vada, porucha, jádrový vývrt, pevnost v tlaku, modul pružnosti, nasákavost, odolnost proti působení chemických rozmrazovacích látek

ABSTRACT

The diploma thesis deals with the issue of bridge structures, especially their diagnostics and evaluation. The work consists of two parts, theoretical and practical. The theoretical part deals with the basic description and division of bridge structures, bridge inspections and test methods, especially those that were used in the thesis during bridge inspections. The practical part includes a visual inspection of two bridges, their description, detection of faults and defects and their documentation. In the practical part, the basic material characteristics of concrete bridges were determined, the condition of structures was assessed and a proposal for the elimination of failures and defects was developed. In the end, the work deals with the evaluation of both bridges.

KEYWORDS

Bridge, concrete, reinforced concrete, prestressed concrete, bridge inspection, defect, failure, core sample, compressive strength, modulus of elasticity, absorbency, resistance to chemical de-icing agents

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

Bc. Dominik Wünsche *Diagnostika a hodnocení mostní konstrukce*. Brno, 2020. 103 s., 22 s. příl.
Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví.
Vedoucí práce Ing. Dalibor Kocáb, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané diplomové práce s názvem *Diagnostika a hodnocení mostní konstrukce* je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 15. 1. 2021

Bc. Dominik Wünsche
autor práce

PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci s názvem *Diagnostika a hodnocení mostní konstrukce* zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 15. 1. 2021

Bc. Dominik Wünsche
autor práce

Poděkování

V následujících řádcích bych chtěl poděkovat mému vedoucímu práce Ing. Daliboru Kocábovi, Ph.D., za poskytnutí studijních materiálů, odborných rad a za pomoc při provádění praktické části práce. Dále bych chtěl poděkovat firmě Mostní vývoj, s.r.o. za poskytnutí materiálů potřebných k provedení záznamu diagnostického průzkumu, jejím zaměstnancům za možnost podílet se na průzkumu mostních objektů a především panu Ing. Jaroslavu Šnédarovi za poskytnutí pořízených fotografií. Poděkování patří dále panu doc. Ing. Petru Cikrlovi, Ph.D., za zapůjčení elektromagnetických indikátorů výztuže pro měření v terénu. Významnou roli v mém vysokoškolském studiu sehrávají také rodiče, kterým bych chtěl touto cestou taktéž poděkovat.

Obsah

1	Úvod	12
2	Cíle práce	13
3	Teoretická část	14
3.1	Mosty.....	14
3.1.1	Mostní názvosloví.....	14
3.1.2	Dělení mostů	15
3.1.3	Mosty deskové	15
3.1.4	Mosty trémové	16
3.2	Prohlídky mostů.....	17
3.2.1	Klasifikační stupeň stavu mostů	17
3.2.2	Dělení prohlídek	19
3.3	Diagnostika mostů.....	20
3.3.1	Podklady	20
3.3.2	Průzkum.....	20
3.3.3	Poruchy mostů a jejich příčiny	21
3.3.4	Zatěžovací zkoušky	22
3.4	Diagnostické metody používané u mostů	24
3.4.1	Rozdělení metod	24
3.4.2	Vybrané diagnostické metody.....	25
3.4.2.1	Metoda Schmidových tvrdoměrů	25
3.4.2.2	Elektromagnetické indikátory výztuže	27
3.4.2.3	Georadar.....	27
3.4.2.4	Radiografie a radiometrie.....	27
3.4.2.5	Odběr jádrových vývrtů.....	28
3.4.2.6	Stanovení pevnosti betonu v tlaku.....	29
3.4.2.7	Stanovení statického modulu pružnosti v tlaku	30
3.4.2.8	Ultrazvuková impulzová metoda.....	31
3.4.2.9	Rezonanční metoda zkoušení betonu	33
3.4.2.10	Nasákavost betonu	36
3.4.2.11	Odolnost povrchu betonu proti působení vody a chemických rozmrazovacích látek (CHRL)36	
4	Praktická část.....	38
4.1	Most ev. č. ZR-004	38
4.1.1	Prohlídka mostu	39
4.1.1.1	Základy mostu	39

4.1.1.2	Mostní podpěry a křídla	39
4.1.1.3	Hlavní nosná konstrukce a přidružené díly	42
4.1.1.4	Mostní svršek	45
4.1.1.5	Mostní vybavení	48
4.1.1.6	Území pod mostem a přístupové cesty	49
4.1.2	Materiálové charakteristiky.....	49
4.1.2.1	Vlastnosti betonu	49
4.1.2.2	Diskuze zjištěných výsledků.....	58
4.1.2.3	Množství, druh, poloha a stav výztuže	59
4.1.3	Stav mostního objektu	61
4.1.4	Návrh na odstranění závad a poruch.....	62
4.2	Most ev. č. M 24	63
4.2.1	Prohlídka mostu	63
4.2.1.1	Základy mostu	63
4.2.1.2	Mostní podpěry a křídla	63
4.2.1.3	Hlavní nosná konstrukce a přidružené díly	71
4.2.1.4	Mostní svršek	77
4.2.1.5	Mostní vybavení	79
4.2.1.6	Území pod mostem a přístupové cesty	80
4.2.2	Materiálové charakteristiky.....	80
4.2.2.1	Vlastnosti betonu	80
4.2.2.2	Diskuze zjištěných výsledků.....	87
4.2.2.3	Množství, druh, poloha a stav výztuže	88
4.2.3	Stav mostního objektu	92
4.2.4	Návrh na odstranění závad a poruch.....	92
4.3	Obecná úvaha o výhodách a nevýhodách typů diagnostikovaných mostů	94
5	Závěr	95
6	Seznam použitých zdrojů.....	97
6.1	Literatura	97
6.2	Použité obrázky	99
6.3	Použité tabulky	102
7	Seznam symbolů.....	103
8	Seznam příloh.....	104
8.1	Mostní objekt ZR-004	104
8.2	Mostní objekt M 24	114

1 Úvod

Tato práce se zabývá především mostními konstrukcemi, a to především mosty ze železobetonu a předpjatého betonu. K mostům neodmyslitelně patří jejich průzkumy a prohlídky, neboť bez nich by nemohly dlouhodobě a bezpečně plnit svoji funkci.

Mosty patří bezpochyby k jednomu z nejsložitějších konstrukcí v pozemním stavitelství z důvodu jejich namáhání velkými a dynamickými zatíženími. Často se staví v náročných podmínkách, proto jsou dimenzovány na dlouhou životnost [1].

Historicky prvním způsobem, jak zdotat překážku, byl volně spadený strom přes řeku či terénní překážku, což umožňovalo její rychlejší překonání. Díky tomuto poznatku byl započnut vývoj lávek pro pěší a později mostů. Velký význam při vývoji mostních konstrukcí měly válečné výboje, které způsobily zdokonalování tvarového uspořádání mostů, či zlepšování materiálů pro jejich výstavbu. Mezi první materiály tedy patřily dřevěné trámy či bambusové tyče, které byly kotveny přímo do terénu. Následně se přešlo k vývoji spodní stavby mostu, která byla tvořena kameny. S postupem času a nutným požadavkem trvanlivosti a velikosti staveb se začal používat tehdy nejdostupnější materiál, kterým byl kámen. Kamenné mosty byly tvořeny jednou či několika klenbami. Mezi nejznámější stavby patřily akvadukty z doby římské říše. Koncem 18. století se začínají vyvíjet také mosty kovové, ať již z litiny, anebo ze svářkové a plávkové oceli. První mosty z prostého betonu se stavěly ve druhé polovině 19. století a prováděly se nejčastěji jako klenby. V tomto období také pokročila teorie a technologie výroby betonu, kdy se začal používat železobeton. Díky němu mohly vznikat složitější konstrukce, jako jsou oblouky, desky, trámy a rámy. První most ze železobetonu postavil Monier v roce 1875, přičemž most měl rozpětí 16 m. Jedním z posledních pokroků ve vývoji mostních konstrukcí bylo použití předpjatého betonu, který umožňuje zmenšení rozměrů a tíhy a dále umožňuje montáž z dílů, což značně ulehčuje montáž mostů o velkých rozpětích [1].

2 Cíle práce

Cílem práce je diagnostický průzkum a zhodnocení dvou reálných mostů. Na obou konstrukcích byla provedena prohlídka a byly stanoveny základní vlastnosti betonů vybraných částí mostů. Diplomová práce je rozdělena na dvě základní části.

První část tvoří teoretická část, která se zabývá popisem a rozdělením mostů. Dále v této části jsou probrány prohlídky mostů a diagnostické metody. Důraz je kladen na ty metody, které se využili jak při prohlídce mostů in situ, tak následně v laboratořích při stanovení vlastností betonu.

Druhá část práce, tedy praktická se zabývá samotnou prohlídkou obou mostů a vyhodnocením diagnostických částí. Tato práce se zabývá mostem s ev. č. ZR-004 ve Žďáře nad Sázavou, u kterého působí nosná konstrukce jako prostě uložená deska o jednom poli a mostem s ev. č. M 24 ve městě Olomouci, který má nosnou konstrukci ve tvaru komorového nosníku o třech polích. U obou mostů je popsán provedený základní diagnostický průzkum s kompletní fotodokumentací, jsou popsány zjištěné vady a poruchy a také vypracován návrh řešení na odstranění vad a poruch. Důležitou částí práce je stručný popis výhod a nevýhod diagnostikovaných mostů a jejich vzájemné porovnání.

3 Teoretická část

3.1 Mosty

Mostní objekty slouží k převedení cest nebo vodního koryta přes jiné komunikace či překážky, kterými jsou řeky, potoky, náhony, vysoká údolí a rokle, což znamená, že mostní objekt může převést přes jak přirozenou, tak umělou překážku [1].

Mostem se rozumí stavba, která má světlost otvoru alespoň 2,01 m. Samotnou konstrukci tvoří spodní stavba mostu, jedna, či několik nosných konstrukcí, mostní svršek, mostní vybavení a přidružené díly [1].

3.1.1 Mostní názvosloví

Konstrukce mostu se skládá z několika částí. První částí mostu je spodní stavba mostu, dále nosná konstrukce mostu, mostní svršek a mostní vybavení.

Spodní stavba mostu se skládá z několika částí, mezi které patří základy, podpěry, opěry, mostní křídla, závěrné zdi, přechodové desky a úložný práh.

- Základem mostu se rozumí souhrn základů jednotlivých podpěr nebo souvislý základ mostního objektu.
- Podpěra mostu je konstrukce, která přenáší tlaky z nosné konstrukce na základ.
- Opěra mostu má stejnou funkci jako podpěra s tím rozdílem, že opěra je vždy krajní podpěra.
- Úložným prahem se rozumí část konstrukce, která přenáší podporové tlaky do dřívku podpěry.
- Závěrnou zídou se rozumí část opěry, která odděluje zemní těleso od nosné konstrukce.
- Přechodová deska slouží k vyrovnaní a omezení sedání za rubem opěry.
- Mostní křídlo je stěna nebo zeď napojená na opěru a slouží k uzavření tělesa komunikace po stranách opěry.

Nosnou konstrukci mostu tvoří několik částí, mezi které patří hlavní nosná konstrukce, mostovka, ložiska a mostní závěr.

- Hlavní nosná konstrukce je uložena na mostní podpěry, a to buď na přímo nebo na ložiska, která dále přenáší zatížení do podpěr.
- Mostovka slouží k převedení zatížení na nosnou konstrukci a k uložení mostního svršku.

- Ložisko slouží k převedení zatížení z nosné konstrukce a dále umožňuje volnost konstrukce.
- Mostní závěr překrývá dilatační spáry v mostní konstrukci.

Mostní svršek se ukládá přímo nebo nepřímo na nosnou konstrukci. Za mostní svršek se považuje např. u železničních mostů kolejnice, pražce, upevňovadla, lože, pojistný úhelník a u silničních mostů vozovka, krajnice, chodníky, dělicí pás, dopravní ostrůvky, římsy, spádové vrstvy a izolace.

Mostní vybavení je vybavení, které slouží ke zvýšení bezpečnosti osob při užívání, prohlídkách a údržbě mostů. Mezi vybavení mostů patří svodidla, zábradlí, odvodňovače, odpadní žlaby, různé druhy zábran (např. protikouřové, krycí, izolační), svítidla, stožáry, lávky, plošiny a vozíky [1].

3.1.2 Dělení mostů

Mostní konstrukce lze rozdělit podle několika hledisek. Dělí se podle:

- druhu převáděné komunikace – mosty pozemních komunikací, drážní mosty, sdružené, vodohospodářské a průmyslové,
- materiálu nosné konstrukce – kamenné, dřevěné, betonové, ocelové, železobetonové,
- tvaru nosné konstrukce – deskové, trémové, rámové, obloukové, visuté a zavěšené,
- polohy mostovky – horní, dolní a mezilehlá,
- úhlu křížení – kolmé a šikmé,
- půdorysného tvaru – mosty přímé a zakřivené,
- způsobu provádění a technologie montáže,
- měnitelnosti polohy – nepohyblivé, sklopné, otočné a plovoucí.

Rozdělením mostů a jejich podrobnější popis dle tvaru nosné konstrukce se budou zabývat kapitoly 3.1.3 a 3.1.4, které jsou zaměřeny na mosty uvedené v praktické části.

3.1.3 Mosty deskové

Deskové mosty jsou vhodné především pro mosty menších rozpětí, viz *Obr. 1*. Pokud je most o jednom poli, je vhodné navrhovat mosty do rozpětí 15 m, pokud bude mít most více polí, lze navrhovat deskové mosty až do rozpětí 21 m (mohou být také většího rozpětí, a to až do 200 m, pokud je deska součástí obloukové, či zavěšené soustavy). Tvar nosné konstrukce může být obdélníkový nebo lichoběžníkový. Nosná konstrukce mostu může být buď monolitická ze železobetonu nebo předpjatého betonu, anebo z prefabrikátů, které jsou vhodné pro malá rozpětí [1].



Obr. 1 Deskový most ev. č. ZR-004

3.1.4 Mosty trémové

Trémové konstrukce mostů se používají pro mosty větších rozpětí, a to především do rozpětí 45 m, viz *Obr. 2*. Nosná konstrukce mostu může mít několik tvarů, jako je např. roštová konstrukce, která je sestavena z několika podélných trámů se spřaženou mostovkovou deskou. Dalším vhodným průřezem je dvojtrám, který je velmi ekonomický a vhodný pro použití zavěšených mostů, kde je potřeba zachovat, co největší prostor pod mostem. Mosty s rozpětím 30 až 45 m se navrhují především s průřezem komorového nosníku, a to buď s dvěma komorami nebo více komorami, které jsou spojeny s deskou mostovky [1].



Obr. 2 Dvoukomorový trémový most ze segmentů DS-V 620/100 s ev. č. M24

3.2 Prohlídky mostů

Prohlídky mostů slouží k zjištění stavu konstrukce mostu. Stav mostů se určuje zvlášť pro nosnou konstrukci a spodní stavbu na základě provedených hlavních a mimořádných prohlídek. Tento stav se stanoví pomocí tzv. klasifikačního stupně dle ČSN 73 6221 [2] a může ovlivňovat použitelnost, zatížitelnost, životnost a estetiku mostu. Klasifikační stupeň mostu je dále uveden v mostním listě a seznamu mostů.

3.2.1 Klasifikační stupeň stavu mostů

Klasifikační stupeň stavu slouží k hodnocení zjištěných závad na základě provedené prohlídky mostu. Mosty rozdělujeme do celkem 7 tříd, kterými jsou bezvadný stav, velmi dobrý stav, dobrý stav, uspokojivý stav, špatný stav, velmi špatný stav a havarijní stav [2] [3].

I – Bezvadný stav:

Charakterizuje konstrukci prakticky bez závad, ať už zjevných nebo skrytých

II – Velmi dobrý stav:

Tento stav zahrnuje pouze estetické vady, mezi které patří např. prohnuté zábradlí, skvrnitost omítky bez vzlínání a prosakující vlhkosti, povrchové nečistoty nebo trhliny v omítkce.

III – Dobrý stav:

Patří sem mosty, které vykazují poškození zábradlí, krytu vozovky či říms, dále uchycení vegetace v malé míře a sednutí zemního tělesa oproti nosné konstrukci. Uvedená poškození, ale neovlivňují zatížitelnost mostu.

IV – Uspokojivý stav:

Stav, kde vady a poruchy okamžitě neovlivní zatížitelnost, ale v budoucnu mohou. Patří sem konstrukce s obnaženou výztuží, prosakující voda, zakořeněná vegetace, vydrolená spárová malta, trhliny v nosné konstrukci, porušená funkce posuvných ložisek, trvalé deformace podpěr, či nosné konstrukce a nadměrné kmitání.

V – Špatný stav:

Jsou to konstrukce, u kterých sice závady a poruchy ovlivňují zatížitelnost, ale umožňují jejich odstranění bez větších zásahů. Mezi typické závady patří povrchové trhliny do šířky 1 mm a hloubky 25 mm u železobetonových konstrukcí a u předpjatých konstrukcí do šířky 0,2 mm, dále uchycená plíseň, vydrolená spárová malta na většině míst, prasklé spáry, vychýlená nebo vyšinutá ložiska nebo úložné prahy, deformace gumových a neoprenových ložisek, podemleté podpěry nejvýše do hloubky jedné třetiny tloušťky podpěry a větší odchylky v lících spár montovaných podpěr.

VI – Velmi špatný stav:

Do této skupiny patří konstrukce, u kterých poruchy a vady ovlivňují zatížitelnost do takové míry, že jejich odstranění vyžaduje velkou opravu zahrnující důležité části nosné konstrukce. Jedná se např. o oslabení průřezu rzí do 30 %. Mezi nejčastější poruchy patří trhliny u předpjatých konstrukcí přesahující šířku 0,2 mm, nakloněné nebo pokleslé podpěry s ještě dostatečnou soudržností.

VII – Havarijný stav:

Konstrukce, které vykazují poruchy a závady tak závažné, že je nutné okamžitě zajistit nápravu pro odvrácení hrozící katastrofy. Dochází k oslabení průřezu o více než 30 %. Jako typické závady jsou pobožené části nosné konstrukce nebo podpěr, nadměrné průhyby a chvění nebo vlnění mostu. Názorný příklad mostu v havarijním stavu je uveden na *Obr. 3*.



Obr. 3 Názorný příklad havarijního stavu mostu [4]

3.2.2 Dělení prohlídek

Prohlídky mostních objektů se dělí na [2]:

- běžné prohlídky,
- hlavní prohlídky,
- mimořádné prohlídky,
- kontrolní prohlídky.

Běžné prohlídky mostů vykonává nebo zajišťuje správce mostů nejméně jedenkrát ročně u mostu s klasifikačním stupněm I – III a nejméně dvakrát ročně u mostů s kvalifikačním stupněm IV – VII. Touto prohlídkou se sleduje bezpečnost a použitelnost mostu.

Hlavní prohlídky mostů zajišťuje nebo vykonává opět správce mostů. Jde-li o mosty trvalé, tedy betonové, ocelové, ocelobetonové, kamenné a cihlové, tak se prohlídky provádějí v intervalech do 6 let při klasifikačním stupni I – III, do 4 let při klasifikačním stupni IV a do 2 let při klasifikačním stupni V – VII. Jsou-li mosty dřevěné, tak se prohlídka provádí do 2 let, a u mostů sdružených tramvajových či mostů metra se prohlídka provádí do 3 let. Tato prohlídka se zaměřuje především na spolehlivost, bezpečnost, životnost, použitelnost, a zvláště u mostů, u kterých už prohlídka v minulosti byla provedena, tak se zaměřuje na zjištěné vady a poruchy, které se následně porovnají se stavem uvedeným v evidenci mostu. První hlavní prohlídky mostů nových, zrekonstruovaných nebo opravených zajišťuje objednatel stavby mostu. Posuzuje se, zda je konstrukce připravená k bezpečnému provozu z hlediska úplnosti a kvality provedených prací. Pro první hlavní prohlídku musí být doložena kompletní projektová dokumentace, stanovení zatížitelnosti, záznamy ze stavby a povolen přístup ke všem místům konstrukce.

Mimořádné prohlídky zajišťuje nebo vykonává taktéž správce mostů v případě, kdy došlo k situaci s možným poškozením mostu nebo jeho části. Tyto situace jsou např. po živelných pohromách, dopravních nehodách, zjištění pohybu svážného území v okolí mostu, při výskytu důlních škod v okolí mostu nebo poddolovaném území, při průvodních příznacích nebezpečného oslabení, při zjištění nadzvedávání mostních závěrů, při přepravě nadměrného nákladu po mostě nebo před uplynutím záruční doby stavebních materiálů použitých v konstrukci mostu. Prohlídku provádí oprávněná fyzická nebo právnická osoba, která zjišťuje okamžitý stav konstrukce.

Kontrolní prohlídka se provádí jednou za 4 roky, maximálně však do 6 let. Provádí ji příslušný silniční správní úřad a prohlíží přístupné části mostu, který se hodnotí z hlediska údržby a stavu mostu.

3.3 Diagnostika mostů

Diagnostika mostů se provádí z důvodu zjištění příčin vzniku poruch či degradace konstrukce, což může mít v budoucnu vliv na bezpečnost a dobu životnosti mostu. Rozlišují se tři základní diagnostické průzkumy, kterými jsou měření ke zjištění mechanických vlastností materiálů nosné konstrukce, měření ke zjištění stupně oslabení či stupně koroze jednotlivých částí konstrukce a zkoušky pro zjištění odezvy konstrukce [5].

3.3.1 Podklady

Jednou z nejzákladnějších věcí pro diagnostiku mostů jsou dostupné podklady, které poslouží k správnému hodnocení stavu konstrukce. Veškeré existující podklady lze nejčastěji získat z archivní složky objektu u správce, okresních archivů nebo investorských a projektových organizací. Mezi nejdůležitější podklady patří dokumentace skutečného provedení konstrukce, stavební deník, údaje o použitých materiálech, fotodokumentace, rok stavby, předchozí statické výpočty nebo průzkumy a měření. Pokud byla v minulosti provedena hlavní či mimořádná prohlídka mostu, je vhodné získat zprávu, která následně poslouží k porovnání. Ze získaných podkladů je dále možné sestavit plán diagnostického průzkumu a stanovení rozsahu prováděných prací na základě zjištěného stavu konstrukce a požadavků investora [5].

3.3.2 Průzkum

Jednoznačným účelem diagnostického průzkumu je zajištění podkladů pro určení způsobu údržby mostu na základě výsledků provedené prohlídky, dále doplnění dokumentace mostního objektu v systému hospodaření, podklady pro vypracování statického výpočtu zatížitelnosti mostu a podklady pro rozhodnutí o způsobu opravy či rekonstrukce objektu. Rozsah průzkumu se provádí podle požadavků zpracovatele projektové dokumentace opravy nebo podle účelu, pro který se provádí. Může být dán stavem mostního objektu, přístupností jednotlivých jeho částí, vybavením a možnostmi diagnostického pracoviště. Diagnostický průzkum se dělí podle rozsahu na základní, dílčí, podrobný a doplňkový [5].

- Základní průzkum pouze doplňuje nebo upřesňuje výsledky hlavní nebo mimořádné prohlídky mostu, případně doplňuje data a zajišťuje dokumentaci stávajícího stavu.
- Dílčí průzkum slouží k získání podkladů pro výpočet zatížitelnosti objektu. Výpočet provádí buď porovnávací nebo podrobný, který se provádí u celého mostu nebo jeho částí, jako je nosná konstrukce a spodní stavba.
- Podrobný průzkum se provádí v případě nutnosti oprav nebo rekonstrukce na základě zjištěných závad.

- Doplnkový průzkum je průzkum, který vyplyne až v průběhu oprav nebo rekonstrukce a slouží k upřesnění návrhu opravy nebo rozsahu prováděných prací.

Průzkum se neprovádí pouze v případě, kdy je objekt celkově v dobrém stavu a nevykazuje žádné závady nebo poškození. Dále se neprovádí v případě, kdy je konstrukce ve velmi špatném nebo havarijním stavu, silně poškozená nebo nevyhovuje požadavkům investora z hlediska zatížitelnosti a prostorového uspořádání.

3.3.3 Poruchy mostů a jejich příčiny

Porucha je charakterizována jako nepříznivý jev na konstrukci, který může a nemusí ovlivňovat spolehlivost a bezpečnost konstrukce. Pokud porucha neovlivňuje spolehlivost a bezpečnost konstrukce, jedná se pouze o vadu, která ovlivní především estetiku mostu. Poruchy mohou vznikat v různé době, a proto se dělí podle doby vzniku na [6]:

- vzniklé v předvýrobním období,
- vzniklé v době výroby,
- vyvolané provozními účinky,
- způsobené účinky prostředí,
- způsobené důsledkem stárnutí konstrukce.

Mezi základní vady a poruchy patří vzájemné posunutí jednotlivých částí mostního objektu, trhliny v nosné i nenosné konstrukci, drcení materiálu, koroze konstrukce, vlhnutí, zatékání vody, vylouhování stavebních materiálů a vznik krápníků. Závažnost poruch a závad snižuje nebo vylučuje schopnost mostní konstrukce na zatížitelnost, použitelnost, trvanlivost a vhodnost. U závad se dále určuje míra a rozsah, což je nejlépe měřitelná fyzikální nebo chemická veličina specifikující závadu. Typickými příklady míry závady je šířka trhliny, tloušťka krycí vrstvy výztuže, množství chloridů, koroze, které se dále označují za počáteční, pokročilé, velmi pokročilé, typické a zvláštní. Závady se mohou vyskytovat na celé konstrukci, konstrukčním prvku nebo prvcích, což charakterizuje rozsah závad. Podle závažnosti závad je rozdělujeme na [6]:

- závady s naléhavostí odstranění – tyto závady je nutné odstranit, aby nedocházelo k zhoršování stavu mostu,
- závady s opatřením – může se jednat o způsob údržby, opravy, rekonstrukce nebo odstranění s výměnou konstrukce,

Závady se na konstrukcích člení podle místa, na kterém byla závada lokalizována. Patří sem:

- Poruchy spodní stavby – nerovnoměrné sedání, pootočení opěry nebo podpěry, vznik trhlin v opěře nebo křídlech opěry. Příčinou těchto poruch bývá nesprávné navržení či založení opěry.
- Poruchy způsobené nesprávně stanoveným roznosem zatížení na opěru – vlivem přetížení určitého prvku dochází k ohybovým a smykovým trhlinám.
- Poruchy nosné konstrukce – tyto poruchy snižují fyzickou životnost. Vznikají díky nevhodné údržbě, použitím nekvalitního materiálu, díky nevhodnému konstrukčnímu řešení nebo kvalitou provedení.
- Poruchy izolace a poruchy ve vozovce – prosakující voda nosnou konstrukcí, nerovnost povrchu vozovky způsobující změnu působení zatížení oproti výpočtovému zatížení.
- Poruchy způsobené technologií zimní údržby – degradace nebo rozpad betonu vlivem agresivního solného roztoku z posypové soli.
- Poruchy způsobené nedostatečnou ochranou proti korozi – koroze výztuže z důvodu malé krycí vrstvy výztuže, která umožňuje přístup agresivním činitelům.
- Poruchy příslušenství mostu – nesprávná volba ložiska nebo jeho uložení může způsobit nadměrné deformace, trhliny v nosné konstrukci, blokování dilatačních pohybů, lokální ztrátu únosnosti.
- Poruchy způsobené nedostatečnou kontrolou a údržbou mostu – to může způsobit všechny výše zmíněné způsoby poruch.

Poruchy mostů mohou dále vzniknout při havárii na mostě (např. nárazem vozidla, plavidla), požárem, přetížením, povodněmi, výbuchem, seismickými vlivy. Tyto havárie mohou vést k okamžitému uzavření objektu, dokud nebudou odstraněny následky havárie [2].

3.3.4 Zatěžovací zkoušky

Na mostních objektech se provádí i zatěžovací zkoušky k ověření spolehlivosti konstrukce. Tyto zkoušky se provádí na dosud existujících konstrukcích z důvodu velkých nákladů na výrobu zkušební dílce nebo celé konstrukce. Zásadou zatěžovacích zkoušek mostního objektu je její provedení bez dosažení meze únosnosti. Zkouška probíhá postupným přidáváním zatížení jednotlivých zatěžovacích stupňů. Pro správné stanovení zatěžovacích stupňů je nutné zajistit kompletní projektovou dokumentaci, statický posudek, a především zajistit bezpečnost osob, majetku a další bezpečnostní opatření. Jako zatížení se používá kusový materiál, nádoby naplněné vodou, hydraulické

a pneumatické lisy, kolová, kolejová a pásová vozidla. Před započítím samotné zkoušky se provede vizuální defektoskopická prohlídka (např. pomocí endoskopické defektoskopie), která umožňuje nahlédnutí do nepřístupných míst konstrukce. Dále se provede kontrola geometrie konstrukce, materiálových charakteristik, tvarových odchylek, přetvoření, polohy a množství výztuže a případné zdokumentování poruch. Názorný příklad zatěžovací zkoušky pomocí vozidel je uveden na *Obr. 4*.



Obr. 4 Příklad zatěžovací zkoušky [7]

3.4 Diagnostické metody používané u mostů

Diagnostické metody zkoušení vlastností materiálu a konstrukcí mostů se rozdělují na přímé a nepřímé. Rozsah diagnostických metod určuje investor prací. Diagnostickými metodami se zjišťují informace, kterými jsou [5]:

- pevnost betonu – používá se např. Schmidtův tvrdoměr, špičáková metoda nebo jádrové vrtání,
- porovnání kvality a rovnoměrnost betonu – ke zjištění se používá ultrazvuk,
- zjištění polohy výztuže, jejich průměru či krytí, zjištění polohy kabelových kanálků – radar, elektromagnetické indikátory výztuže, radiometrie, sekané sondy,
- hloubka karbonatace – pomocí fenolftaleinu nebo podobného indikátoru,
- koroze výztuže – vrtané nebo sekané sondy, měření galvanických proudů,
- posouzení stavu konstrukce – provádí se vizuální prohlídka,
- šířka trhlin – pomocí příložného měřítka, lupy s měřítkem nebo mikroskopem,
- měření vlhkosti – používají se různé příložné vlhkoměry, radiometrie nebo termografie,
- zainjektování kabelových kanálků – použití radiometrie, miniaturní kamery nebo endoskopu, nejčastěji vrtané sondy.

3.4.1 Rozdělení metod

Za **přímé metody** se považují ty, které částečně poškodí konstrukci (např. vrtání, odtrhy, broušení). Do této skupiny diagnostických metod patří zejména jádrové vývrtky, které jsou určeny pro laboratorní zkoušení (např. pevnost v tlaku), odtrhové zkoušky, vrtací zkouška pomocí Kučerovy vrtačky pro zjištění pevnosti malty ve spárách zděných konstrukcí, tvrdoměrné vnikací metody. Při provádění těchto zkoušek je nutné dbát pozornost výběru zkušebního místa, a to zejména u jádrových vývrtů, aby zkoušení neovlivnilo únosnost nebo stabilitu konstrukce [8].

Nepřímými metodami se rozumí ty, které nepoškozují povrch konstrukce. Zkušební metody se dělí na dvě skupiny podle fyzikálního principu a podle měřené veličiny [8]. Do skupiny podle fyzikálního principu patří:

- tvrdoměrné metody – vrypové, vtiskové a odrazové,
- elektrodynamické metody – ultrazvuková metoda, rezonanční metoda,
- elektromagnetické – elektromagnetické indikátory výztuže, mikrovlnné, indukčnostní,
- elektrické a radiační metody – odporové metody, radiografické metody, měření radonu.

Do skupiny podle měřené veličiny patří:

- metody tenzometrické – mechanické, optické, odporové, indukčnostní, kapacitní, strunové,
- trvanlivostní zkoušky – mrazuvzdornost betonu, odolnost betonu proti působení chemických rozmrazovacích látek, nasákavost, vzlínavost, sorbční vlastnosti.

3.4.2 Vybrané diagnostické metody

V této kapitole budou podrobněji popsány diagnostické metody, ať už přímé či nepřímé, a to zejména ty, které byly využity v praktické části této diplomové práce.

3.4.2.1 Metoda Schmidtových tvrdoměrů

Podstatu této metody řeší norma ČSN 73 1373: Nedestruktivní zkoušení betonu – Tvrdoměrné metody zkoušení betonu [9], kde se zjišťuje velikost odrazu úderného beranu od zkoušeného povrchu, ze které se stanoví pevnost betonu v tlaku s nezaručenou přesností. V následujících řádcích je uveden postup měření podle výše zmiňované normy, existuje i alternativa, kterou řeší normy ČSN EN 12504-2 [10] spolu s ČSN EN 13791 [11], ale těmi se zabývat nebudeme. Zařízení, které se používá při zkoušení, je Schmidtův tvrdoměr. Původní typ, tedy Original Schmidt (*Obr. 5*), je sestavený z ocelového beranu s pružinou, která po uvolnění vymrští beran na ocelový razník opřený o povrch betonu. Velikost odrazu je dále zaznamenána na stupnici, která je umístěna ve směru podélné osy v pouzdru tvrdoměru. Schmidtovy tvrdoměry se dělí podle energie při rázu na:

- typ N, s energií 2,25 J,
- typ L, s energií 0,75 J,
- typ M, s energií 30,0 J (historický typ, již se nevyrábí).



Obr. 5 Original Schmidt [12]

Kromě Original Schmidtu se používá modernější SilverSchmidt, který má optická čidla měřící rychlost dopadu a odrazu. Přístroj na digitální stupnici udává hodnotu koeficientu vrácené energie, která je méně závislá na tření a směru. SilverSchmidt je uveden na *Obr. 6*.



Obr. 6 SilverSchmidt [13]

Zkouší se místa, která jsou suchá, tam kde je beton rovnoměrný bez štěrkových míst. Výběr místa je nutné zvolit tak, aby se na něm dalo provést minimálně 7 platných měření. Před započítáním zkoušky se musí odstranit vybroušením zkarbonatovaná vrstva betonu a zkouší se na cementovém tmelu. Samotné zkoušení probíhá tak, že se razník tvrdoměru přiloží kolmo ke zkušebnímu místu a pomalým plynulým pohybem se stlačuje, dokud beran nevyvodí ráz, který zaznamená hodnotu odrazu na stupnici. Provádí se nejméně 7 měření. Ke každé hodnotě odrazu se následně přiřadí pevnost v tlaku. Pevnosti, které se liší o více než 20 % od průměrné hodnoty se automaticky vyřadí. Aby mohlo být zkušební místo vyhodnoceno, musí být provedeno 7 platných měření – z tohoto důvodu se provádí vždy měření více, nejčastěji 10 (ale může být i více). Pokud nezůstane alespoň 7 platných měření, celé zkušební místo se musí z dalšího vyhodnocení vyřadit.

Pevnost betonu v tlaku se zaručenou přesností se stanovuje z kalibračního vztahu, kde se přihlíží na polohu tvrdoměru při měření (svislá a vodorovná poloha, případně pod úhlem 45°).

Pevnost určuje vztah:

$$f_b = \alpha \cdot f_{be} \quad (1)$$

Kde: f_b je pevnost v tlaku [MPa, N/mm²]

α součinitel upřesnění

f_{be} je pevnost v tlaku s nezaručenou přesností [MPa, N/mm²]

Součinitel upřesnění α zohledňuje stáří betonu (α_t), vlhkost betonu (α_w) a poměr mezi pevností v tlaku zjištěnou na jádrových vývrtech a pevností v tlaku s nezaručenou přesností stanovenou na témž

vzorku (α). Pevnost v tlaku je možné stanovit i bez upřesnění, kdy se jedná o pevnost v tlaku s nezaručenou přesností, ale důrazně se doporučuje výsledky upřesňovat pomocí jádrových vývrtů.

Hodnoty součinitele α_t zohledňující stáří betonu jsou:

$\alpha_t = 0,95$	57 až 180 dnů
$\alpha_t = 0,93$	181 až 360 dnů
$\alpha_t = 0,90$	nad 360 dnů

Hodnoty součinitele α_w zohledňující vlhkost betonu jsou:

$\alpha_w = 0,85$	suchý beton
$\alpha_w = 1,00$	beton přirozeně vlhký a vlhký
$\alpha_w = 1,05$	beton nasycený vodou

3.4.2.2 Elektromagnetické indikátory výztuže

Elektromagnetické indikátory výztuže fungují na principu feromagnetického jevu nebo vířivých proudů, kdy budící cívky vyvodí kolem sondy elektromagnetické pole, díky kterému vzniká vlivem vnějšího pole vířivý proud, který zaznamenají snímací cívky. Tuto metodu lze využít pro zjištění polohy a množství výztuže, zjištění průměru a krycí betonové vrstvy výztuže nebo pro lokalizaci výztuže při vrtání. Metodu nelze použít pro měření, kdy se výztuž skrývá příliš hluboko a pokud je výztuž moc blízko u sebe. Nevýhodou metody je, že není možné určit druh výztuže a stanovit míru koroze výztuže.

3.4.2.3 Georadar

Principem georadaru je vysílání vysokofrekvenčních elektromagnetických pulzů do zkoumaného místa a následně registrace odrazů pulzů od překážek. Dosah pulzů závisí na zkoušeném prostředí a může být až 15 metrů. Georadar se používá pro lokalizaci nehomogenit v zemním prostředí jako třeba potrubí, chodby. Dále se využívá pro lokalizaci dutin v ostění tunelů, kolektorů a stok. Ve stavebním zkušebnictví se nejčastěji využívá pro zjištění polohy výztuže v betonu nebo vhodných míst pro jádrové vývrty, kde se nenachází výztuž. Nejmodernější přístroje jsou schopny vytvořit 3D obraz do hloubky cca 300 mm v ploše až 1200 x 1200 mm, který je schopen zobrazit výztuž, její krytí, případně ohyby výztuže.

3.4.2.4 Radiografie a radiometrie

Radiometrie se v dnešní době z bezpečnostních důvodů nepoužívá, protože se dnes používají metody jednodušší, bezpečnější a především levnější, jako jsou např. georadar nebo elektromagnetické indikátory. Pomocí radiometrie bylo možné zjistit polohu výztuže v železobetonu, u předpjatého betonu např. kvalitu zainjektování předpínací výztuže a makrostrukturální defekty a vady v konstrukci [14].

3.4.2.5 Odběr jádrových vývrtů

Jádrový vývrt se zhotovuje pomocí tzv. jádrové vrtačky, která je osazená jádrovým vrtákem. Jádrový vrták je dutý válec s diamantovou korunkou. Celé toto zařízení je připevněno na stojan, který zajišťuje plynulý přítlak přístroje při vrtání a jeho pevné usazení. Vrtání se provádí za mokra, kdy voda současně chladí vrták a vyplachuje vrt. Jádrovou vrtačku je možné vidět na *Obr. 7*. Základním průměrem vrtů je 150 mm, ale nejčastěji se používá průměr 100 mm, který je rovnocenný s průměrem 150 mm. Dalšími průměry jsou 75 mm a 50 mm, které jsou nejmenší možné (menší průměry se považují za mikrovývrty). Délka vrtu se určuje podle typu zkoušek, které se budou na tělesech z vývrtů provádět, ale nejčastěji se pohybují kolem dvojnásobku průměrů vrtu. Jádrovými vývrty se značně zasahuje do konstrukce, a proto se vrty zhotovují co nejmenší, ale zároveň co největší kvůli přesnosti zkušebních metod. Vývrty se provádí vždy v místech tlačeného betonu, ale ne tam, kde je nejvyšší ohybový moment a optimálně tam, kde se nevyskytuje betonářská výztuž. Po odvrtání je nutné vrty z konstrukce zapravit.

Jádrové vývrty je po jejich identifikaci a zdokumentování nutné upravit řezáním na požadované velikosti, koncováním a zabroušením. Tím vzniknou zkušební tělesa. Ze samotného vývrtu je možné okem zjistit frakci kameniva, jeho druh, jestli se jedná o těžené nebo drcené kamenivo, rovnoměrnost a největší zrna kameniva, které nesmí přesáhnout 1/3 průměru vrtu. Dále je možné zjistit, jestli byl beton dostatečně zhutněný, jestli se v něm nenachází dutiny, kaverny nebo póry a v případě, kdy se odvrtá i betonářská výztuž, tak její druh, rozměr a hloubku [15].



Obr. 7 Jádrová vrtačka [16]

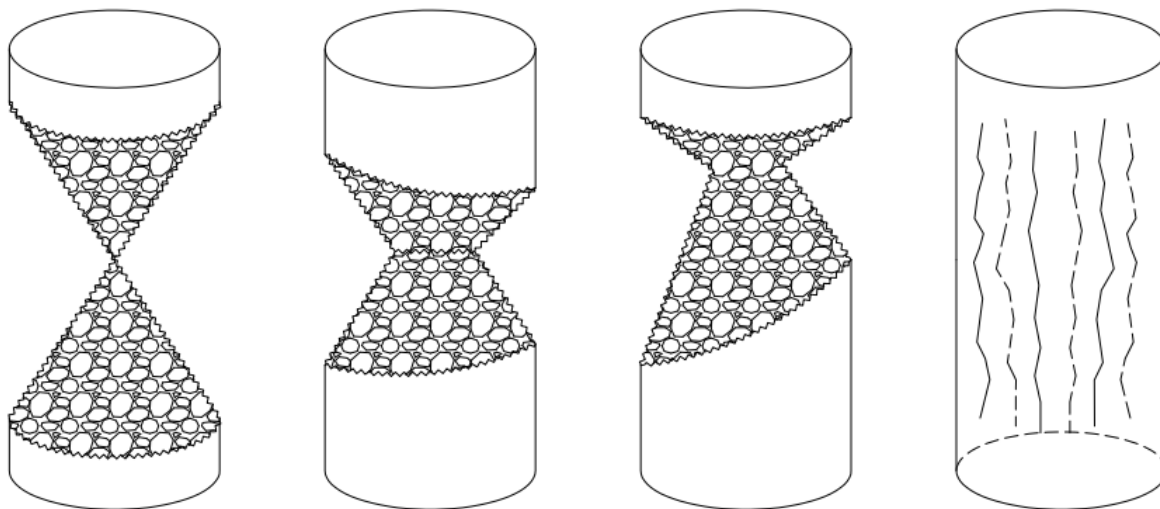
3.4.2.6 Stanovení pevnosti betonu v tlaku

Pevnost betonu v tlaku se stanovuje podle normy ČSN EN 12390-3 Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 3: Pevnost betonu v tlaku zkušebních těles [17]. Podstatou této zkoušky je zatěžování zkušebních těles tvaru krychle nebo válce ve zkušebním lisu až do jejich porušení. Pevnost betonu v tlaku se vypočítá ze síly, která zkušební těleso porušila, a z velikosti zatěžované plochy.

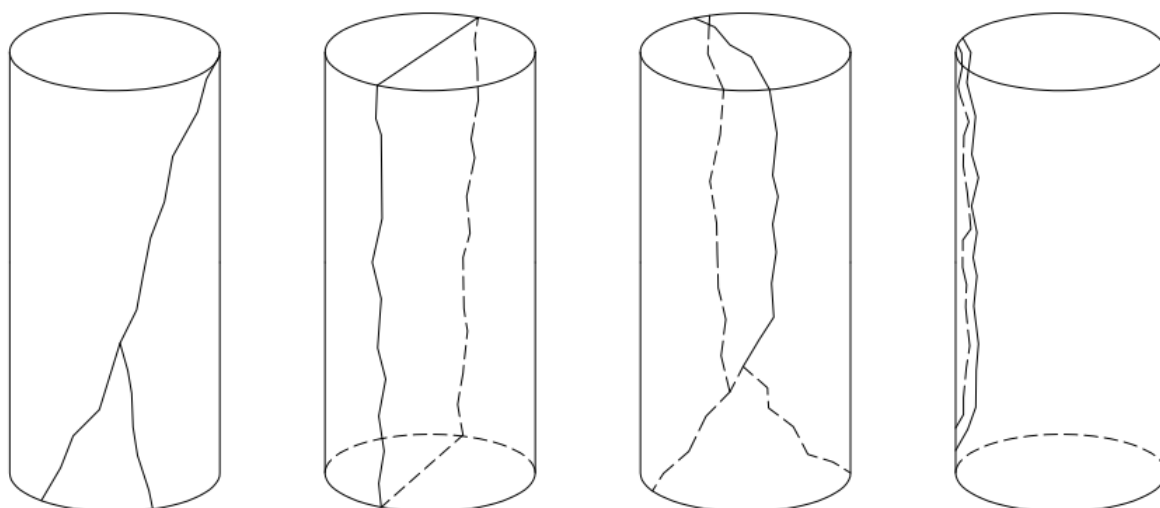
Před započítáním zkoušky je nutné tělesa upravit koncováním tak, aby povrch tlačené plochy byl co nejrovnější. Dále je nutné odstranit kusy materiálu jako třeba zrna písku a otřít vodu z povrchu míst, kde budou působit tlačné desky lisu. Očištěny musí být také tlačné desky lisu a poté je možné zkušební těleso uložit do lisu a správně vycentrovat na střed tlačných desek s tolerancí 1 % určené velikosti zkušebního tělesa.

Zkušební lis poté zatěžuje zkušební těleso s konstantní rychlostí, která je nastavena v rozmezí $0,6 \pm 0,2$ MPa/s. Nastavením rychlosti se dále zatížení plynuje zvyšuje s maximální odchylkou do 10 % až do porušení tělesa, kdy se zaznamená maximální dosažená síla, která těleso porušila.

Zkušební tělesa se mohou po rozdrcení posoudit pouhým okem, jestli došlo k vhodnému (*Obr. 8*) či nevhodnému (*Obr. 9*) porušení podle normy ČSN EN 12390-3 [17].



Obr. 8 Vhodné porušení zkušebních těles [17]



Obr. 9 Nevhodné porušení zkušebních těles [17]

Pevnost v tlaku se stanoví podle vzorce:

$$f_c = \frac{F}{A_c} \quad (2)$$

Kde: f_c je pevnost v tlaku [MPa, N/mm²],

F maximální zatížení při porušení tělesa [N],

A_c průřezová plocha zkušebního tělesa [mm²].

Stanovená pevnost v tlaku se zaokrouhluje na nejbližších 0,1 MPa.

3.4.2.7 Stanovení statického modulu pružnosti v tlaku

Stanovení statického modulu pružnosti v tlaku se provádí podle normy ČSN ISO 1920-10 Zkoušení betonu – Část 10: Stanovení statického modulu pružnosti v tlaku [18]. Principem zkoušky je vystavení zkušebního tělesa základnímu napětí a dále jeho zvyšování až do dosažení třetiny pevnosti betonu v tlaku válce o poměru délky k průměru 2:1, za současného měření deformací tělesa na známé základně. Výsledný modul pružnosti je vypočítán rozdílem horního a dolního napětí vyděleného stanoveným poměrným přetvořením.

Zkouška se provádí pomocí zkušebního lisu, který umožňuje cyklické zatěžování s možností časového nárůstu napětí a jeho udržování na předem stanovené hodnotě. Zkušební těleso je při zatěžování vybaveno zařízením měřícím změny délky (např. odporový tenzometr), které nesmí mít měřicí základnu menší než dvě třetiny průměru zkušebního tělesa, ale zároveň nesmí být větší než jeho průměr. Měřicí zařízení má být umístěno přibližně v polovině tělesa tak, aby vzdálenost obou konců tělesa od zařízení bylo větší než čtvrtina délky. Přetvoření se měří minimálně na dvou protilehlých stranách tělesa s přesností alespoň $5 \cdot 10^{-6}$.

Zkoušení tělesa probíhá ve třech cyklech, kdy je těleso nejprve namáháno základním napětím po dobu 60 sekund, následně se v době 30 sekund odečtou hodnoty přetvoření a poté se plynule zvyšuje napětí rychlostí v rozmezí 0,2 – 0,6 N/(mm²·s), dokud napětí nedosáhne předem stanoveného horního napětí, které by mělo odpovídat třetině pevnosti betonu v tlaku. Toto napětí se opět udržuje po dobu 60 sekund a následně se v době 30 sekund odečtou hodnoty přetvoření. V této chvíli je nutné ověřit, zdaje zkušební těleso vycentrováno – změna deformace na jednotlivých tenzometrech se nesmí od průměrné hodnoty lišit o více než 20 %. Poté napětí klesne na základní hladinu a cyklus se opakuje. Po dobu všech tří cyklů měřicí zařízení zaznamenává deformace potřebné ke stanovení poměrného přetvoření zkušební tělesa. Statický modul se určuje z třetího zatěžovacího cyklu.

Výsledný statický modul pružnosti se vypočítá podle vzorce:

$$E_c = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_a - \sigma_b}{\varepsilon_a - \varepsilon_b} \quad (3)$$

Kde: σ_a je horní zatěžovací napětí [MPa, N/mm²],

σ_b je základní napětí [MPa, N/mm²],

ε_a je průměrné poměrné přetvoření při horním zatěžovacím napětí,

ε_b je průměrné poměrné přetvoření při základním napětí.

Vypočítaná hodnota statického modulu pružnosti se zaokrouhlí na první tři platné číslice v GPa.

3.4.2.8 Ultrazvuková impulzová metoda

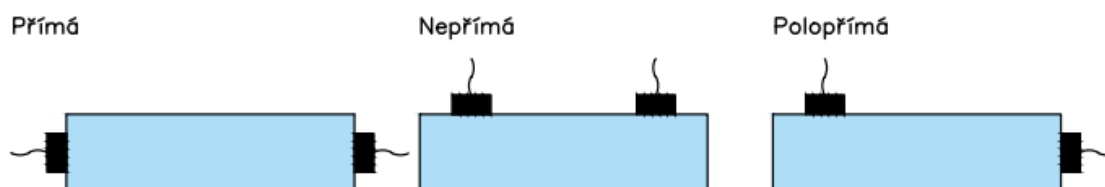
Měření pomocí ultrazvukové impulznové metody vychází z normy ČSN 73 1371 Nedestruktivní zkoušení betonu – Ultrazvuková impulzová metoda zkoušení betonu [19]. Podstatou metody je stanovení rychlosti šíření ultrazvukového vlnění v betonu, ze které je možné dále určit fyzikálně mechanické vlastnosti na základě vztahů mezi rychlostí šíření vlnění a sledovanými vlastnostmi betonu. Touto metodou je možné určit:

- rychlost šíření ultrazvukového vlnění,
- dynamický modul pružnosti betonu,
- pevnost betonu,
- rovnoměrnost betonu,
- degradaci betonu (měření průběžně v delším časovém horizontu)

Měření ultrazvukovou impulzovou metodou může být prováděno odrazovým způsobem (metoda pulse-echo), anebo průchodovým způsobem. Dále bude popsán pouze druhý způsob, který byl v diplomové práci využit. Ultrazvukový přístroj je vybaven kalibračním tělesem (etalonem), sloužícím

k jeho kalibraci, a dvěma sondami, kterými jsou budič, který vyvodí impuls, a snímač, který přijímá ultrazvukové vlnění (a určí tím dobu průchodu impulsu). Volba kmitočtu budiče se stanovuje podle nejmenšího bočního rozměru zkušební tělesa a pevnosti betonu. Ve stavebnictví se používá nejčastěji kmitočet v rozmezí 20 – 500 kHz. Umístění sond se rozlišuje na (Obr. 10):

- přímé, kdy budič a snímač jsou umístěny na protilehlých stranách tělesa proti sobě,
- polopřímé, kdy budič a snímač jsou umístěny na protilehlých stranách ne přímo proti sobě, anebo na sousedních stranách tělesa,
- nepřímé, kdy jsou obě sondy umístěny na stejné straně zkušební tělesa a měří se tak povrchové vlny.



Obr. 10 Poloha sond při UZ měření

Rychlost šíření impulsu pro přímé a polopřímé prozvučování se určí podle vztahu:

$$v_L = \frac{L}{T} \quad (4)$$

Kde: v_L je rychlost impulsu [km/s],

L délka měřicí základny [mm],

T čas, za který impuls dorazí z vysílače k přijímači, včetně t_{tor} [μs].

Výsledná rychlost impulsu se vyjádří na nejbližší 0,01 km/s nebo na první tři platná čísla.

Dynamický modul pružnosti v tlaku i tahu se vypočítá podle vzorce:

$$E_{cu} = \rho \cdot v_L^2 \cdot \frac{1}{k^2} \quad (5)$$

Kde: ρ objemová hmotnost betonu [kg/m³],

v_L impulzová rychlost podélného ultrazvukového vlnění [km/s],

k součinitel rozměrnosti prostředí.

Hodnoty součinitele rozměrnosti pro jednorozměrné prostředí je rovno jedné a pro dvourozměrné či trojrozměrné se stanoví podle vzorců (ν je Poissonovo číslo):

$$k_2 = \sqrt{\frac{1}{1 - v_{cu}^2}}$$

$$k_3 = \sqrt{\frac{1 - v_{cu}}{(1 + v_{cu})(1 - 2v_{cu})}}$$

Pevnost betonu v tlaku lze stanovit pomocí kalibračního vztahu vytvořeného pro zkoušený beton, pro určení pevnosti betonu s nezaručenou přesností postačí směrný kalibrační vztah:

$$f_{be} = 9,9 \cdot v_{L3}^3 - 56 \cdot v_{L3} + 87,8 \quad (6)$$

Kde: v_{L3} impulzová rychlost UZ podélných vln v trojrozměrném prostředí [km/s],

f_{be} pevnost betonu v tlaku s nezaručenou přesností [MPa].

Kalibrační vztah neplatí pro jiné betony než pro betony s běžnými vlastnostmi cementu a kameniva, pro mezerovité a málo hutněné betony.

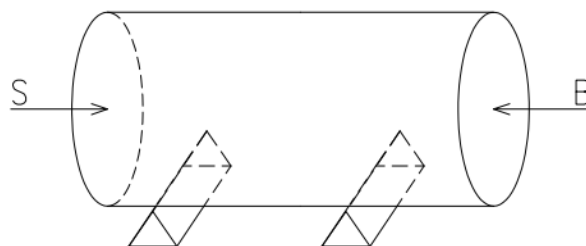
3.4.2.9 Rezonanční metoda zkoušení betonu

Rezonanční metodou zkoušení betonu se zabývá norma ČSN 73 1372 Nedestruktivní zkoušení betonu – Rezonanční metoda zkoušení betonu [20]. Účelem zkoušení je zjištění vlastních frekvencí zkušební tělesa, ze kterých lze určit fyzikálně mechanické vlastnosti betonu a případně jejich změny v čase. Z vlastních frekvencí kmitání betonu lze stanovit:

- dynamický modul pružnosti v tlaku i tahu,
- dynamický modul pružnosti ve smyku,
- dynamické Poissonovo číslo,
- jiné vlastnosti jako např. degradaci betonu v čase.

Tělesa používaná pro měření touto metodou bývají většinou tvaru hranolu, válce nebo krychle. Zkoušené těleso se při měření položí na podklad, který neomezuje pohyb tělesa při kmitání a jeho vlastní kmitočet byl mimo rozsah vlastních kmitočtů zkušební tělesa, většinou tyto podklady bývají z gumy nebo z pórovité podložky. Podle umístění sond zařízení lze rozdělit kmitání na podélné, příčné a kroutivé. Měření rezonanční metodou lze provádět dvěma způsoby. Prvním způsobem je tzv. kontinuální měření, při kterém dochází k plynulému rozkmitání tělesa a jeho kmitání se snímá snímacím zařízením, které zaznamená velikost amplitudy. Výsledkem je zaznamenávání nejvyšší amplitudy, což nastane při vlastním kmitočtu tělesa. Přístroj sloužící k měření rezonanční metodou je vybaven dvěma typy sond, kterými jsou snímač a budič. Druhou metodou je metoda impulzní, kdy budičem se na zkušební těleso vyvede impuls pomocí mechanického úderu a snímač akustické emise snímá spektrum frekvencí. Nejvyšší amplituda se znázorňuje graficky jako tzv. peak pomocí softwaru, který pracuje na základě rychlé Fourierovy transformace.

Při měření podélných vlastních frekvencí zkušební tělesa jsou umístěny sondy zařízení podle Obr. 11, kdy sonda s označením S znázorňuje snímač a sonda s označením B znázorňuje budič.



Obr. 11 Umístění sond při měření podélného kmitání [20]

Dynamický modul pružnosti z vlastního kmitočtu podélného kmitání se stanoví podle vzorce:

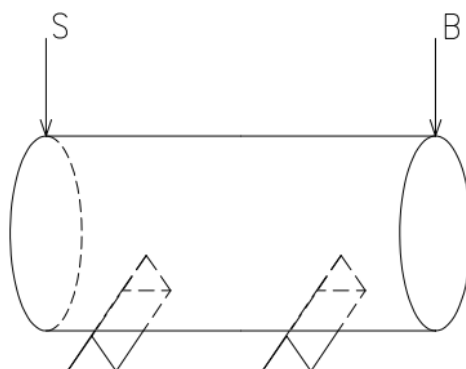
$$E_{crL} = 4 \cdot L^2 \cdot f_L^2 \cdot \rho \quad (7)$$

Kde: L je délka zkoušeného tělesa [m],

f_L první vlastní kmitočet podélného kmitání [kHz],

ρ objemová hmotnost betonu [kg/m^3].

Umístění sond při měření příčných vlastních frekvencí budiče i snímače je znázorněno na Obr. 12.



Obr. 12 Umístění sond při měření příčného kmitání [20]

Dynamický modul pružnosti z vlastního kmitočtu příčného kmitání se stanoví podle vzorce:

$$E_{crf} = 0,0789 \cdot c_1 \cdot L^4 \cdot f_f^2 \cdot \rho \cdot \frac{1}{i^2} \quad (8)$$

Kde: c_1 je korekční součinitel zohledňující vliv smyku a setrvačných momentů,

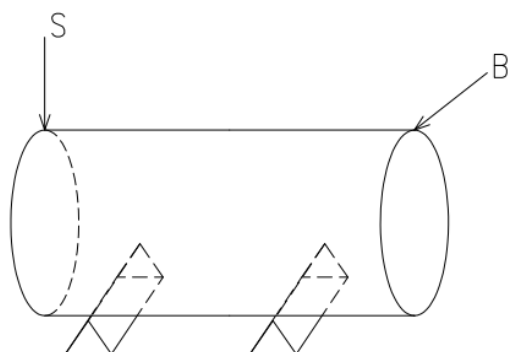
L délka zkušební tělesa [m],

f_f první vlastní kmitočet příčného kmitání zkušební tělesa [kHz],

ρ objemová hmotnost betonu [kg/m^3],

i poloměr setrvačnosti příčného řezu zkušební tělesa [m].

Umístění sond při měření kroutivých vlastních frekvencí budiče i snímače je znázorněno na Obr. 13.



Obr. 13 Umístění sond při měření kroutivého kmitání [20]

Dynamický modul pružnosti z vlastního kmitočtu kroutivého kmitání se stanoví podle vzorce:

$$G_{cr} = 4 \cdot k \cdot L^2 \cdot f_t^2 \cdot \rho \quad (9)$$

Kde: L je délka zkušebního tělesa [m],

f_t první vlastní kmitočet kroutivého kmitání zkušebního tělesa [kHz],

ρ objemová hmotnost betonu [kg/m³],

k součinitel charakterizující tvar příčného řezu tělesa.

Součinitel k nabývá hodnot 1 pro válce, 1,183 pro krychle a hranoly s čtvercovým průřezem a pro hranoly s průřezem obdélníku se určí ze vztahu:

$$k = - \frac{\frac{b}{h} + \frac{h}{b}}{4 \cdot \left(\frac{b}{h}\right) - 2,52 \cdot \left(\frac{b}{h}\right)^2 + 0,21 \cdot \left(\frac{b}{h}\right)^6}$$

Kde: b vyjadřuje délku kratší strany průřezu hranolu

h vyjadřuje délku delší strany průřezu hranolu

Dynamické Poissonovo číslo se stanoví ze vztahu:

$$\nu_{cr} = \frac{1}{2} \left(\frac{E_{cr}}{G_{cr}} - 2 \right) \quad (10)$$

Nebo přímo z hodnot vlastních kmitočtů podle vztahu:

$$\nu_{cr} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{k} \cdot \frac{f_L^2}{f_t^2} - 2 \right) \quad (11)$$

Kde: E_{cr} a G_{cr} jsou dynamické moduly pružnosti betonu,

k je koeficient závislý na tvaru průřezu tělesa,

f_L a f_f jsou hodnoty prvních vlastních kmitočtů podélného a kroutivého kmitání.

3.4.2.10 Nasákavost betonu

Nasákavostí se rozumí schopnost betonu přijímat vodu, vyjadřuje se v procentech hmotnosti zabývá se jí norma ČSN 73 1316 [21]. Ke zkoušení se používá pouze váha vysokou přesností, nádoba s vodou, látka umožňující osušení vzorku před vážením a sušárna s nucenou cirkulací vzduchu při teplotě 105 ± 5 °C. Vzorky určené ke zkoušení se nejprve zváží, poté se uloží na 24 hodin do nádoby s vodou a poté se opět zváží. Tento postup se opakuje do ustálení hmotnosti, tedy dokud změna hmotnosti vzorků není menší než předepsaná přesnost měření. Po nasycení se vzorky vloží do sušárny s nucenou cirkulací vzduchu na 24 hodin a opět se zváží. Opět se vzorky suší až do okamžiku ustálení hmotnosti. Nasákavost se vypočítá pomocí vzorce:

$$NV = \frac{m_n - m_s}{m_s} \cdot 100 \quad (12)$$

Kde: m_n je hmotnost nasyceného vzorku [kg],

m_s je hmotnost vysušeného vzorku [kg].

3.4.2.11 Odolnost povrchu betonu proti působení vody a chemických rozmrazovacích látek (CHRL)

Zkoušením betonu proti působení vody a chemických rozmrazovacích látek se zabývá norma ČSN 73 1326 Stanovení odolnosti povrchu cementového betonu proti působení vody a chemických rozmrazovacích látek [22]. Zkoušku lze provést třemi způsoby, kterými jsou metoda automatického cyklování, metoda zkoušení ruční manipulací a metoda automatického cyklování II. V diplomové práci byla použita zkouška automatického cyklování (metoda A), a proto se práce bude zabývat pouze touto metodou. Podstatou zkoušky je ochlazení povrchu tělesa z kladné hodnoty na zápornou hodnotu na předem stanovený čas a poté jeho zahřátí na kladnou teplotu, kdy je na předepsanou dobu udržován. Účelem je zkoumat odolnost povrchu vzorku proti rozmrazovacím látkám, kterou je nejčastěji 3 % roztok chloridu sodného (NaCl).

Zařízení potřebná pro zkoušení metodou automatického cyklování jsou:

- automaticky programovatelné cyklovací zařízení umožňující zmrazování a rozmrazování podle požadavků normy ČSN 73 1326 (zařízení KD200),
- misky z korozi-vzdorného materiálu, do kterého se naleje roztok chloridu sodného a vloží vzorek,
- váhy s přesností na 0,1 g,
- sušárna s regulovatelnou teplotou,
- roztok chloridu sodného,
- vysoušecí misky, stříčky a laboratorní síta.

Postup zkoušení je takový, že vzorky se položí do misek, do kterých se naleje roztok chloridu sodného tak, aby byl vzorek ponořen 5 ± 1 mm. Takto ponořené vzorky se uloží na dno zkušebního zařízení umožňujícího automatické cyklování. Zkouška začne ochlazením na teplotu -15 °C po dobu 15 minut, pak se zahřeje na teplotu $+20$ °C, která se udržuje také po dobu 15 minut, tímto končí 1. cyklus měření. Provádí se 25 cyklů a po jejich ukončení se vzorky s miskami vyjmou ze zařízení a proudem vody ze stříčky se odplaví uvolněné částice z povrchu vzorku, které se následně uloží do sušárny. Po vysušení se odpad zváží s přesností na 0,1 g. Jakmile dosáhne odpad hmotnosti nad 500 g/m² tak se provede síťový rozbor. Zkouška pokračuje dalšími 25 cykly a končí po dosažení požadovaného počtu cyklů.

Výsledkem zkoušky je stanovení hmotnosti odpadu na plochu po určitém počtu cyklů. Hmotnost odpadu na plochu se stanoví pomocí vzorce:

$$\rho_a = \frac{m}{A} \quad (13)$$

Kde: m je součet všech hmotností odpadu [g],

A je velikost zkušebního povrchu vzorku [m²].

Výsledek se udává jako hmotnost odpadu na počet cyklů.

4 Praktická část

V praktické části se práce bude zabývat základním diagnostickým průzkumem dvou jednoduchých mostních objektů. U obou mostních objektů byla provedena diagnostická prohlídka všech přístupných částí, bylo provedeno tvrdoměrné zkoušení betonu vybraných částí, byly také odebrány jádrové vývrty z vybraných částí konstrukce a následně bylo provedeno vyhodnocení těchto zkoušek. Závěrem této části bude diskuze a zamyšlení se nad výhodami a nevýhodami obou mostních objektů. Průzkumy mostních objektů byly provedeny zaměstnanci firmy Mostní vývoj a ve spolupráci s Ing. Jaroslavem Šnédarem z téže firmy byly pořízeny fotografie uvedené v praktické části.

4.1 Most ev. č. ZR-004

Diagnostikovaný most se nachází ve městě Žďár nad Sázavou na ulici Studentská, most byl postaven v 70. letech minulého století za účelem přemostění potoku Staviště, viz *Obr. 14*. Jedná se o most o jednom poli s délkou přemostění 9,94 m. Nosná konstrukce mostu je tvořena monolitickou železobetonovou deskou, která je prostě uložena na opěrách.



Obr. 14 Mostní objekt ZR-004 přes potok Staviště

4.1.1 Prohlídka mostu

4.1.1.1 Základy mostu

Způsob založení mostu není uveden v mostním listu ani v dostupných výkresech. Základy mostního objektu nejsou přístupné, a proto lze pouze odhadnout, že se jedná o betonové pasy. Konstrukce nevykazuje žádné okem viditelné trhliny způsobené nerovnoměrným sedáním jednotlivých částí, a tak lze základy mostu charakterizovat jako kvalitní.

4.1.1.2 Mostní podpěry a křídla

Koncové mostní podpěry jsou provedeny jako masivní pásy z prostého betonu a jejich líc je omítaný, viz *Obr. 15* a *Obr. 16*. Líce obou opěr jsou svislé a nachází se na nich řada graffiti, všechny velmi nízké umělecké úrovně. Svahy u opěr byly vydlážděny lomovým kamenem do betonového lože, ale dnes je část kamenů uvolněna. Mostní opěry jsou postiženy zatékáním vody přes netěsné mostní závěry. Voda přes úložné prahy stéká na líce i čela opěr, což způsobuje zvětrání betonu, a tak na většině míst opěry došlo k odtržení omítky. Díky výskytu vody z koryta potoku, tak i z vody, která stéká po konstrukci, se na opěře nachází mech. Pevnost betonu v tlaku opěr byla zjišťována za pomoci tvrdoměrné metody zkoušení. Měření bylo provedeno v oblasti dříků opěr i oblasti úložných prahů, přičemž v obou oblastech byly provedeny jádrové vývrty. Dle určení charakteristické pevnosti v tlaku se zaručenou přesností byl beton dříků i úložných prahů zatříděn do pevnostní třídy C 16/20.



Obr. 15 Mostní opěra č. 1



Obr. 16 Mostní opěra č. 2

Mostní křídla jsou zobrazena na *Obr. 17 – Obr. 20*. Jejich konstrukce je rovnoběžná, masivní monolitická a z líce omítaná. Jsou postiženy zatékáním vody přes římsy, což způsobuje zvětrání betonu, v důsledku čehož došlo k odtržení omítky z většiny povrchu křídel. Dále jsou křídla postižena na líci usazeným mechem a vzrostlou vegetací, která se nachází ve svahu kolem líce křídel. Kvalita betonu, tloušťka a složení nebylo u křídel ověřováno.



Obr. 17 Pohled na líc levého křídla opěry č. 1



Obr. 18 Pohled na líc pravého křídla opěry č. 1



Obr. 19 Pohled na líc levého křídla opěry č. 2



Obr. 20 Pohled na líc pravého křídla opěry č.2

4.1.1.3 Hlavní nosná konstrukce a přidružené díly

Hlavní nosnou konstrukci tvoří železobetonová monolitická deska prostě uložená na koncových



Obr. 21 Detail obnažené a zkorodované výztuže

podpěrách. Tloušťka nosné konstrukce je 0,45 m, její šířka je 10,26 m a délka 10,94 m. Ověření tloušťky nosné konstrukce bylo provedeno formou jádrového vývrtu, který je zobrazen na Obr. 22, kde je vypsána kompletní skladba vozovky i nosné konstrukce. Nosná konstrukce mostu vykazuje několik poruch a vad, mezi které patří drobné trhlinky, odtržení omítky z líce z důvodu potečení vodou, která zatéká z pod říms. Pomocí elektromagnetického indikátoru výztuže Profometer 6 od firmy Proceq byla zjištěna nedostatečná krycí vrstva betonářské výztuže na několika místech, viz Obr. 41. V případě míst na okraji desky způsobila kombinace zatékání a nedostatečné tloušťky krycí vrstvy její odtržení. Obnažená výztuž je v těchto místech značně zkorodována, viz Obr. 21. Pevnost betonu nosné konstrukce je vyhovující, beton byl zatříděn do pevnostní třídy C 30/37.



Obr. 22 Dvojitý svislý jádrový průvrt vozovkou a nosnou konstrukcí mostu Ø50/100 mm, 3600 mm před lícem 2. opěry, levobřežní opěry a 3750 mm od líce levé římsy. Tloušťka vozovky a spádového betonu je 220 mm, tloušťka nosné konstrukce 435 mm a celková délka vrtu 655 mm

Boční pohledy na nosnou konstrukci jsou uvedeny na *Obr. 23* a *Obr. 24*. Podhledy nosné konstrukce je možné vidět na *Obr. 25* a *Obr. 26*.



Obr. 23 Pohled na levou stranu nosné konstrukce



Obr. 24 Pohled na pravou stranu nosné konstrukce



Obr. 25 Podhled nosné konstrukce nad opěrou č. 1



Obr. 26 Podhled nosné konstrukce nad opěrou č. 2

Mostní závěry jsou ve vozovce provedeny jako povrchové elastické a nachází se nad každou opěrou. Spáry mezi závěry a vozovkou jsou utěsněny asfaltovou zálivkou a nevykazují žádné výrazné poruchy s výjimkou toho, že propouští vodu do níže uložených částí konstrukce. Mostní závěry tedy jednoznačně neplní vodotěsnou funkci, a to především v místech říms. Oba mostní závěry jsou zdokumentovány na *Obr. 27*.



Obr. 27 Pohled na mostní závěry (vpravo mostní závěr nad opěrou č. 1, vlevo mostní závěr nad opěrou č. 2)

4.1.1.4 Mostní svršek

Vozovka je zobrazena na *Obr. 28* a *Obr. 29*. na první pohled je jasné, že byla několikrát v minulosti opravována různými vysprávkami a je v jednostranném sklonu 2,5 % zprava do leva. Povrch vozovky je tvořen asfaltovým betonem s množstvím trhlin, převážně v blízkosti říms. Podklad vozovky je tvořen opět asfaltovým betonem a pod ním se nachází hydroizolace z asfaltové lepenky. Skladba vozovky je zobrazena na *Obr. 22*, kde je vyobrazena kompletní skladba jádrového vývrtu (průvrtu vozovkou a deskou).



Obr. 28 Pohled na vozovku, chodník, římsy a zábradlí levé strany mostu



Obr. 29 Pohled na vozovku, římsy a zábradlí pravé strany mostu

Chodník je zřízen na levé straně mostu v podobě betonové dlažby o rozměrech 20 x 10 x 5 cm, který je oddělen od vozovky pomocí kamenného obrubníku OP3. Na pravé straně mostu je pouze římsa oddělená od vozovky pomocí kamenného obrubníku OP3. Mostní list mostu pozemní komunikace udává, že v chodníku je vedeno potrubí průměru 50 mm.

Římsy mostu jsou zhotoveny jako monolitické z železobetonu a omítané. Obě římsy vykazují velké množství poruch a vad, mezi ty nejzásadnější patří vlhkost a odtržení krycí vrstvy betonářské výztuže na mnoha místech, což způsobilo korozi výztuže. Omítka je vlivem zvětrání na většině povrchu říms

odtržena, nachází se na ní mech a v několika případech pod ní roste vegetace, viz *Obr. 30* a *Obr. 31*. Spáry mezi římsami a nosnou konstrukcí jednoznačně propouští vodu, což způsobilo výkvěty pod límcem říms, viz *Obr. 32*. Pevnost betonu říms byla stanovena z důvodu nemožnosti provedení jádrového vývrtu pouze pomocí tvrdoměrných metod. Na základě výsledné charakteristické pevnosti v tlaku s nezaručenou přesností byl beton zatříděn do pevnostní třídy C 8/10.



Obr. 30 Detailní pohled na poruchu levé římsy nad 2. opěrou



Obr. 31 Detailní pohled na poruchu pravé římsy nad 2. opěrou



Obr. 32 Detailní porušení římsy

4.1.1.5 Mostní vybavení

Záchytné bezpečnostní zařízení je tvořeno na obou stranách mostu ocelovým zábradlím s vodorovnou výplní. Sloupky zábradlí tvoří profil I 140 výšky 1100 mm a výplň tři profily I 80, viz detail



Obr. 33 Detail korodujícího zábradlí

na *Obr. 33*. Mezery mezi výplněmi se pohybují okolo 300 mm. Zábradlí je chráněné protikorozním nátěrem, který se odlupuje a dochází ke korozi. Kotvení zábradlí je provedeno do kapes v římsách, které nejsou řádně vybetonovány a dochází v nich ke korozi. K levé části zábradlí je přivařena pásovina nesoucí chráničku o $\varnothing 50$ mm, která je umístěna pod lícem římsy.

Odvodňovací zařízení není na mostě zřízeno.

Dopravní značení a označení mostu se na mostním objektu nenachází. Tabulka s evidenčním číslem mostu je umístěna před mostním objektem ve svahu, a tak nijak nezasahuje do konstrukce.

Osvětlovací zařízení není na mostě instalováno, je umístěno v podobě ocelových stožárů před a za mostním objektem.

4.1.1.6 Území pod mostem a přístupové cesty

Území pod mostem tvoří po obou stranách mostního objektu lomový kámen vkládaný do betonového lože o šířce 2200 mm. Mezi zpevněnými částmi se nachází koryto potoka Staviště, které je tvořeno volně loženým kamenem různého druhu.

Přístupové cesty nejsou zřízeny v podobě schodiště, ale jsou tvořeny pouze svahy podél křídel, které jsou nezpevněné, hustě porostlé vegetací a křovinami.

4.1.2 Materiálové charakteristiky

4.1.2.1 Vlastnosti betonu

Při prohlídce mostu bylo provedeno tvrdoměrné zkoušení betonu na základě norem ČSN 73 1373 [9] a ČSN EN 12504-2 [10] přístrojem Schmidt typu N, kterým se zkoušely tyto části konstrukce:

- úložné prahy opěr,
- dříky opěr,
- nosná konstrukce,
- římsy.

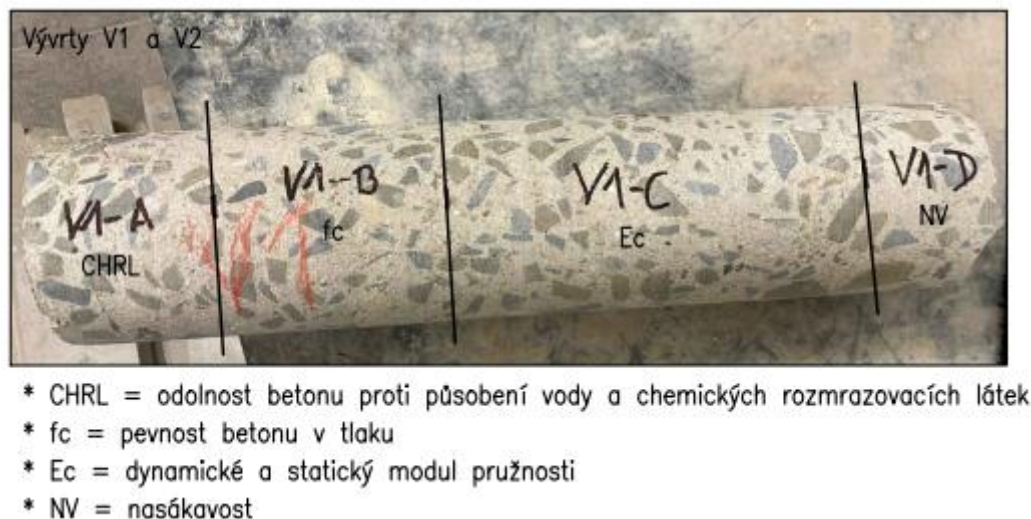
Na vybraných částech konstrukce, kterými jsou úložné prahy (V1), dříky opěr (V2) a nosná konstrukce (S5), bylo provedeno jádrové vrtání. Přehled prací prováděných na konstrukci je uveden v tabulce *Tab. 1*.

Tab. 1 Provedené práce na mostním objektu ZR-004

Zkušební místo konstrukce	Jádrové vývrty [ks/prům./ozn.]	Tvrdoměrné zkoušky	
		Zkušební místo	ks
Úložné prahy opěr	1Ø100, V1	9 ~ 16	8
Dříky opěr	1Ø100, V2	1 ~ 8	8
Nosná konstrukce	1Ø50, S5	17 ~ 24	8
Římsy	-	25 ~ 32	8
Celkem	1Ø50, 2Ø100	1 ~ 32	32

Odebrané vývrty, které se následně odvezly do laboratoře, kde bylo provedeno jejich odzkoušení, jsou zobrazeny v přílohách *Obr. ZR. 1*, *Obr. ZR. 2* a *Obr. ZR. 3*. Vývrty se pomocí stolní kotoučové pily za

stálého chlazení vodou rozřezaly na požadované velikosti a podle umístění v konstrukci byly odzkoušeny. Vzorky V1 a V2 byly rozděleny na 4 části, na kterých se postupně od líce konstrukce zkoušela odolnost betonu proti působení vody a chemických rozmrazovacích látek, pevnost betonu v tlaku, dynamický modul pružnosti rezonanční a ultrazvukovou impulzovou metodou, statický modul pružnosti v tlaku a nasákavost. Rozdělení proběhlo viz *Obr. 34*.



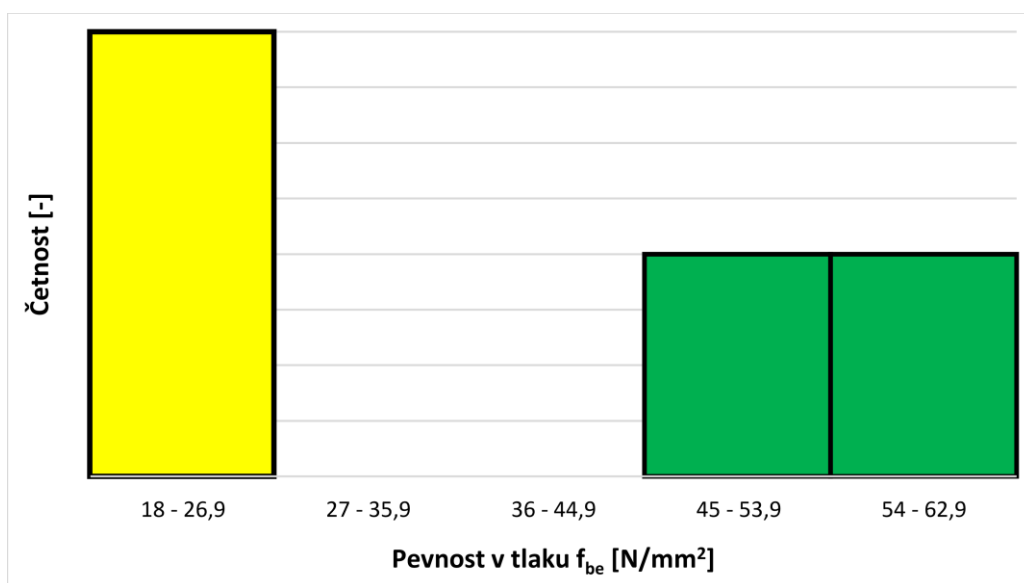
Obr. 34 Rozdělení jádrového vývrtu V1 a V2

Jádrový vývrt nosnou konstrukcí (S5) se prováděl přes vozovku nosnou konstrukci a byl složen z 6 úlomků S5-1 až S5-6. Jednotlivé části vývrtu S5, které měly dostatečnou velikost, byly použity pro stanovení dynamického modulu pružnosti pomocí rezonanční metody a ultrazvukové impulzové metody, statického modulu pružnosti v tlaku, pevnosti betonu v tlaku, odolnosti proti působení chemických rozmrazovacích látek a nasákavosti. Zlomek S5-4 byl použit pro stanovení modulů pružnosti a nasákavosti, S5-5 pro pevnost betonu v tlaku a nasákavost, S5-6 pro moduly pružnosti, nasákavost a část, která byla v kontaktu se vzduchem, se použila pro zkoušení odolnosti proti působení chemických rozmrazovacích látek. Tělesa jsou zobrazena v přílohách pro stanovení pevnosti betonu v tlaku a modulů pružnosti na *Obr. ZR. 4*, pro CHRL na *Obr. ZR. 5* a pro nasákavost na *Obr. ZR. 6*.

Tělesa byla po rozřezání pečlivě změřena pomocí digitálního posuvného měřítka Mitutoyo s rozsahem 1 – 300 mm a zvážena na digitální váze značky KERN s maximální možnou zátěží 6000 g a citlivostí 0,02 g. Všechny naměřené hodnoty jsou uvedeny v tabulce Tab. ZR. 1 (součást příloh). Po provedení zkoušek potřebných pro stanovení modulů pružnosti byla tělesa (se štíhlostí 2) rozříznuta v polovině a takto získaná tělesa (se štíhlostí 1) použita pro stanovení pevnosti betonu v tlaku.

Pevnost betonu v tlaku

Pevnost betonu v tlaku byla stanovena na základě nedestruktivního měření pomocí tvrdoměrných metod dle normy ČSN 73 1373 [9] a upřesněna na základě provedení zkoušení betonu v tlaku na jádrových vývrtech dle normy ČSN EN 12 390-3 [17]. Tvrdoměrné zkoušení bylo provedeno celkem u čtyř částí konstrukce, kterými byly úložné prahy, dříky opěr, nosná konstrukce a křídla, pro každou uvedenou část konstrukce bylo zvolena 8 zkušebních míst. Zkušební místa č. 9 až č. 12 byla provedena na úložném prahu opěry č. 1 a zkušební místa č. 13 až 16 byla umístěna na úložném prahu opěry č. 2. Z neupřesněných pevností betonu úložných prahů opěr v tlaku je zřejmé, že výstavba probíhala ve dvou fázích, anebo byla použita rozdílná kvalita betonu pro každý úložný práh opěry, viz *Obr. 35*. Na *Obr. 35* je uveden histogram četností neupřesněných pevností v tlaku úložných prahů opěr. Histogram barevně odlišuje úložný práh opěry č. 1 (žlutá) a úložný práh opěry č. 2 (zelená), jednoznačně potvrzuje rozdílnou kvalitu betonu, o čemž svědčí délka tříd a chybějící zastoupení pevností v tlaku uprostřed histogramu. Z výše uvedeného důvodu bylo rozděleno stanovení pevnosti v tlaku na dvě části. Pro oba soubory dat byla (samostatně) určena charakteristická pevnost v tlaku a následně byla určena pevnostní třída betonu.



Obr. 35 Histogram neupřesněných pevností betonu úložných prahů v tlaku

Naměřené hodnoty odrazů jsou v přílohách pro úložný práh č. 1 uvedeny v *Tab. ZR. 2*, pro úložný práh č. 2 v *Tab. ZR. 6*, pro dříky opěr v *Tab. ZR. 10*, pro nosnou konstrukci v *Tab. ZR. 14* a pro římsy v *Tab. ZR. 18*. Z naměřených hodnot odrazů bylo provedeno stanovení nezaručené pevnosti a vyhodnocení tvrdoměrného měření betonu, což je zobrazeno v přílohách v *Tab. ZR. 3* a *Tab. ZR. 4* pro úložný práh č. 1, v *Tab. ZR. 7* a *Tab. ZR. 8* pro úložný práh č. 2, v *Tab. ZR. 11* a *Tab. ZR. 12* pro dříky opěr, v *Tab. ZR. 15* a *Tab. ZR. 16* pro nosnou konstrukci a v *Tab. ZR. 19* a *Tab. ZR. 20* pro římsy. Zjištění pevnosti betonu v tlaku zkušebních těles probíhalo dle postupu uvedeného v kapitole 3.4.2.6 na

základě normy ČSN EN 12 390-3. Hodnoty maximálních dosažených sil při zatěžování zkušebních těles jsou uvedeny v příloze v *Tab. ZR. 22* a z nich byla dále vypočítaná pevnost v tlaku podle vzorce (2), která sloužila ke stanovení koeficientu upřesnění. Stanovení koeficientu upřesnění a výpočet charakteristické pevnosti betonu v tlaku pro zatřídění dle ČSN EN 206+A1 [23] bylo provedeno podle normy ČSN 73 2011 [24] je uvedeno v přílohách v *Tab. ZR. 5*, *Tab. ZR. 9*, *Tab. ZR. 13*, *Tab. ZR. 17* a *Tab. ZR. 21*. Výsledné hodnoty upřesněné pevnosti betonu v tlaku jsou uvedeny v tabulce *Tab. 2* a hodnota neupřesněných pevností betonu v tlaku je uvedena v tabulce *Tab. 3*. Neupřesněná pevnost v tlaku je stanovena pouze pomocí obecného kalibračního vztahu (dle normy ČSN 73 1373), což znamená, že upřesněná hodnota pevnosti by mohla být i podstatně nižší.

Tab. 2 Pevnosti betonů se zaručenou přesností a jejich zatřídění pro most ZR-004

Zkušební místo konstrukce	Obj. hmotnost [kg/m ³]	Zaručená pevnost f_{ck} [MPa]	Pevnostní třída dle ČSN EN 206 + A1
Úložný práh opěry č. 2	2240	24,4	C 16/20
Dříky opěr	2240	21,2	C 16/20
Nosná konstrukce	2250	37,4	C 30/37

Tab. 3 Pevnosti betonů s nezaručenou přesností a jejich zatřídění pro most ZR-004

Zkušební místo konstrukce	Obj. hmotnost [kg/m ³]	Zaručená pevnost f_{be} [MPa]	Pevnostní třída dle ČSN EN 206 + A1
Úložný práh opěry č. 1	2240	15,3	C 16/20
Římsy	-	10,3	C 8/10

Stanovení modulu pružnosti betonů

Za účelem stanovení modulu pružnosti betonů byla zkušební tělesa zhotovená z jádrových vývrtů podrobena zkoušení pomocí tří metod. První zkušební metodou byla ultrazvuková impulzová metoda, druhou rezonanční metoda (jednalo se tedy o nedestruktivní zkoušení) a třetí metodou bylo cyklické statické zatěžování zkušebních těles v tlaku. Všechny uvedené metody byly podrobně probrány v podkapitolách 3.4.2.7, 3.4.2.8 a 3.4.2.9.

Ultrazvuková impulzová metoda probíhala za použití zařízení Pundit PL-200 (Obr. 36) od společnosti Proceq. Před započítím samotného měření bylo zařízení zkalibrováno pomocí etalonu s dobou průchodu impulsu 25,4 μ s. Provedením kalibrace mohlo začít samotné měření, kdy se tělesa prozvučovala třikrát přímým způsobem a zaznamenaly se hodnoty doby průchodu ultrazvukových vln. Naměřené hodnoty jsou uvedeny v příloze v *Tab. ZR. 23*. Z naměřených hodnot se dále stanovila rychlost šíření impulsu v_L [km/s] podle vzorce (4), která dále sloužila k výpočtu dynamického modulu pružnosti v tlaku i tahu E_{cu} [GPa] na základě vzorce (5) uvedeného v teoretické části práce v podkapitole 3.4.2.8. Pro výpočet E_{cu} byla uvažována konstantní hodnota Poissonova čísla 0,2, což je obvykle udávaná hodnota pro beton. Pomocí ultrazvukové impulzové metody byla měřena všechna zkušební

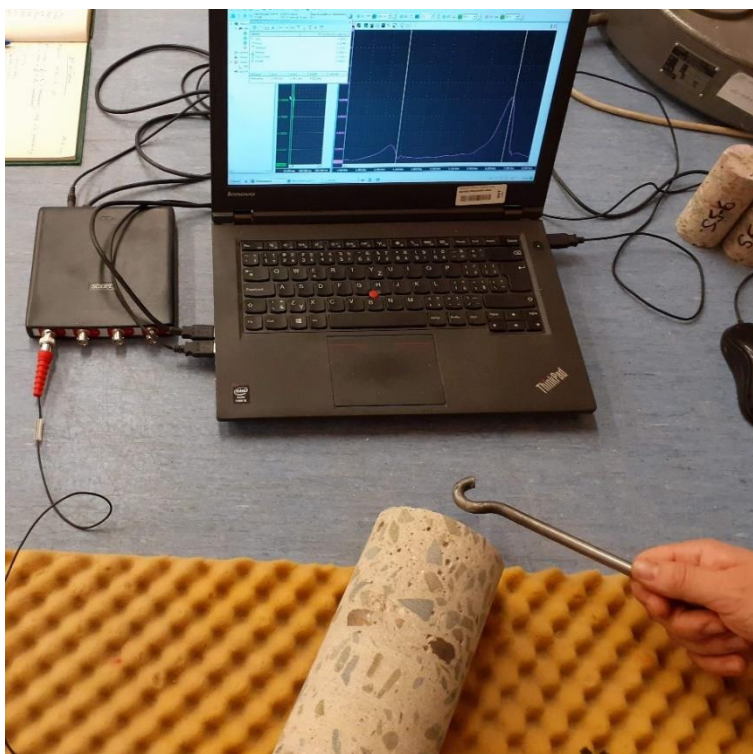
tělesa. Výsledné průměrné hodnoty dynamického modulu pružnosti v tlaku i tahu jsou uvedeny v tabulce *Tab. 4*.



Obr. 36 Prozvučování zařízením Pundit PL-200

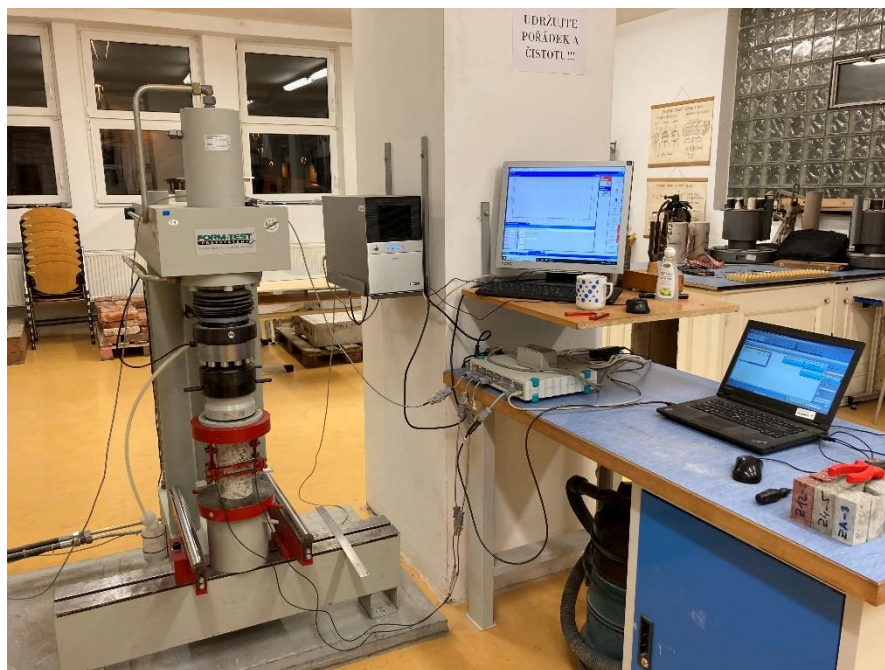
Měření **rezonanční metodou** probíhalo pomocí osciloskopu Handyscope HS4 se snímačem akustické emise IDK14 a vyhodnocovacího softwaru Multi Channel oscilloscope, který pracuje na principu rychlé Fourierovy transformace, viz *Obr. 37*. Každé zkušební těleso se štíhlostí 2 (zkušební tělesa s poměrem průměr : délka rovným 1 rezonanční metodou zkoušena nebyla) bylo měřeno třemi způsoby polohy snímače a budiče, které jsou uvedeny v teoretické části v podkapitole 3.4.2.9. Byly naměřeny hodnoty první vlastní frekvence podélného kmitání, ze které se vypočítal dynamický modul pružnosti v tlaku a tahu E_{crL} podle vzorce (7), první vlastní frekvence příčného kmitání, ze které se vypočítal dynamický modul pružnosti v tlaku a tahu E_{crf} podle vzorce (8) a také první vlastní frekvence kroutivého kmitání, ze které se vypočítal dynamický modul pružnosti ve smyku G_{cr} podle vzorce (9). Hodnoty naměřené rezonanční metodou jsou uvedeny v příloze v *Tab. ZR. 23* a výsledné hodnoty modulů pružnosti v tabulce *Tab. 4*. Z úložných prahů i z dříků opěr bylo pro potřeby měření rezonanční metodou k dispozici pouze jedno zkušební těleso. Z výsledků (*Tab. 4*) je vidět, že na tělese z úložných prahů byly zjištěny velmi nízké hodnoty dynamických modulů pružnosti pomocí rezonanční metody. Tyto hodnoty neodpovídají ani dynamickému modulu pružnosti E_{cu} a ani statickému modulu pružnosti E_c . Důvodem jsou pravděpodobně mikrotrhliny v betonu zkušebního tělesa, které sice neovlivnily dobu průchodu UZ vlnění ani zjištěné deformace při statickém zatěžování (a nebyly ani zaznamenány vizuální prohlídkou), ovšem vlastní frekvence naopak ovlivnily. U tohoto tělesa V1-C byl problém vlastní

frekvence vůbec stanovit (ve frekvenčním spektru nebyl zaznamenán žádný ostrý peak), což domněnku o mikrotrhlinách podporuje – trhliny znemožňují tělesu harmonicky kmitat. Porovnání frekvenčních spekter je uvedeno v příloze na *Obr. ZR. 7*, kde je možné vidět ostrý peak na zkušebním tělese dřívku opěry (V2) a peak tělesa úložného prahu (V1).



Obr. 37 Zařízení pro měření rezonanční metodou

Měření pomocí **cyklického statického zatěžování** se provádělo pomocí hydraulického zkušebního lisu DELTA 6-300 od firmy FORM+TEST za použití elektronických tenzometrů LD-DD1-2 od firmy FORM+TEST a datové ústředny Spider8 od společnosti HBM. Vyhodnocení bylo provedené pomocí softwaru Catman, viz *Obr. 38*. Zkoušení probíhalo podle postupu uvedeného v podkapitole 3.4.2.7, kdy tělesa byla zatěžována a odtěžována ve třech cyklech. Z naměřených hodnot deformací posledního cyklu se stanovila průměrná deformace horního a základního zatížení. Rozdílem těchto dvou hodnot se zjistilo poměrné přetvoření, které slouží pro výpočet statického modulu pružnosti v tlaku využitím vzorce (3), nacházejícím se v teoretické části práce. Nastavení horní zatěžovací úrovně bylo úmyslně provedeno nižší, než je předepsaná $1/3$ pevnosti v tlaku. Důvodem nastavení nižší úrovně zatížení byl nízký počet zkušebních těles (pouze jediné těleso z každé části mostu) a pevnost v tlaku byla pouze odhadována z výsledků NDT zkoušek. Druhým důvodem byla skutečnost, že válcová pevnost odpovídá $0,8$ z krychelné pevnosti (pevnost stanovená zkoušením odpovídala krychlené pevnosti v tlaku). Třetím důvodem byla důležitost stanovení pevnosti v tlaku, a proto bylo nepřípustné překročení $1/3$ pevnosti a ovlivnění výsledků pevnosti v tlaku. Výsledné hodnoty statických modulů jsou uvedeny v tabulce *Tab. 4*.



Obr. 38 Zatěžovací lis DELTA 6-300 od firmy FORM+TEST

Tab. 4 Vypočítané hodnoty modulů pružnosti částí mostního objektu ZR-004

Zkušební místo konstrukce	Dynamický modul pružnosti				Statický modul pružnosti v tlaku E_c [GPa]
	Ultrazvuk E_{cu} [GPa]	Podélné kmitání E_{cl} [GPa]	Příčné kmitání E_{cr} [GPa]	Kroutivé kmitání G_c [GPa]	
Úložné prahy opěr	32,2	17,9	16,0	8,8	19,4
Dřívky opěr	38,7	30,4	28,7	12,0	25,9
Nosná konstrukce	35,5	27,5	27,6	12,8	27,2

Nasákavost betonu

Tělesa určená pro měření nasákavosti byla nejprve zvážena na váze digitální KERN s citlivostí 0,02 g. Po zvážení byla tělesa vložena do vodní lázně, ze které byla v následujících dnech průběžně vyjímána, aby mohla být po povrchovém osušení zvážena. Po ustálení hmotnosti byla tělesa umístěna do sušárny s nucenou cirkulací vzduchu, kde byly při teplotě 105 °C vysušena do ustálené hmotnosti, to vše podle postupu uvedeného v podkapitole teoretické části 3.4.2.10. Z hmotností nasycených a vysušených těles byla dále stanovena nasákavost betonu podle vzorce (12), která je uvedena v tabulce Tab. 5.

Tab. 5 Nasákavost betonu na mostě ZR-004

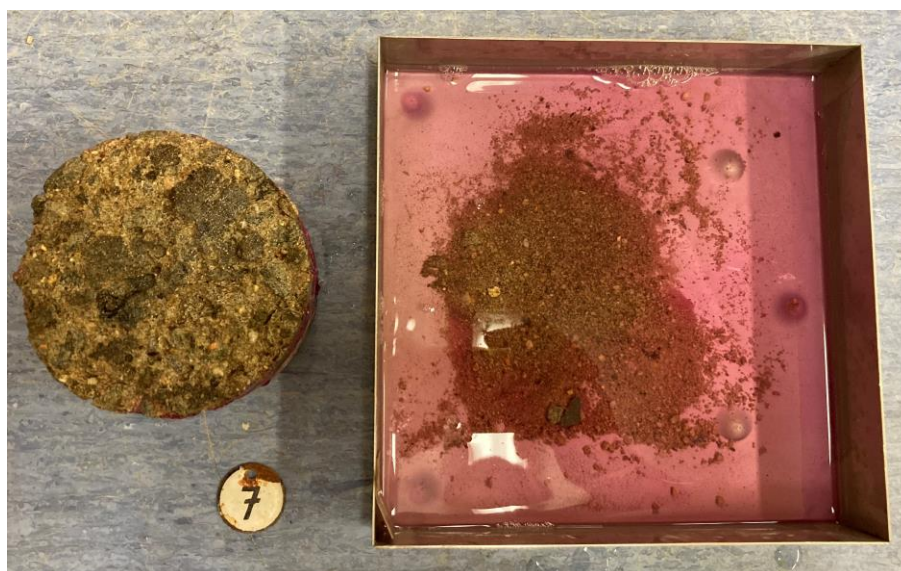
Vzorek		Hmotnost v přirozeném stavu m [g]	Hmotnost v nasyceném stavu m_n [g]	Hmotnost ve vysušeném stavu m_s [g]	Nasákavost NV [%]
Úložný práh opěry	V1 - D	1027,36	1046,82	973,12	7,6
Dřívky opěry	V2 - D	788,28	801,56	747,44	7,2
Nosná konstrukce	S5 - 4	67,92	70,28	64,42	9,1
	S5 - 5	158,20	161,56	149,56	8,0
	S5 - 6	38,58	39,68	36,74	8,0

Odolnost betonu proti působení vody a chemických rozmrazovacích látek

Tělesa ponořená v 3% roztoku chloridu sodného určená ke zkoušení odolnosti proti působení chemických rozmrazovacích látek byla podrobena cyklickému zmrazování a rozmrazování postupem uvedeným v podkapitole 3.4.2.11 teoretické části. Původním plánem bylo zjistit hodnoty odpadů po 25, 50, 75 a 100 cyklech. Z výsledků uvedených v tabulce *Tab. 6* je ovšem zřejmé, že k úplnému rozpadu těles došlo nejpozději po 50 cyklech. Nejlepších výsledků dosahoval vzorek dříku opěry, který po 25 zatěžovacích cyklech dosahoval odpad s hodnotou pod 3000 g/m², tedy stupeň porušení č. 4 – silně narušený, což je možné vidět na *Obr. 39*.

Tab. 6 Tabulka výsledků odolnosti betonu proti CHRL na mostě ZR-004

Vzorek		Číslo	Φ [mm]		Odpad po cyklech [g]				Odpad po cyklech [g/m ²]			
					m ₂₅	m ₅₀	m ₇₅	m ₁₀₀	m ₂₅	m ₅₀	m ₇₅	m ₁₀₀
Úložný práh opěry	V1 - A	6	99,90	99,35	260,36	-	-	-	27816	-	-	-
Dřík opěry	V2 - A	7	99,79	99,81	18,48	191,48	-	-	1968	22359	-	-
Nosná konstrukce	S5 - 6	8	49,86	49,94	34,04	-	-	-	12426	-	-	-



Obr. 39 Odpad dříku opěry po 25 zatěžovacích cyklech

Zkoušení zatěžovacími cykly bylo ukončeno u zkušební tělesa z dříku opěry po 50 zmrazovacích a rozmrazovacích cyklech, u těles z úložného prahu a nosné konstrukce po 25 zatěžovacích cyklech, kdy hodnota odpadu dosahovala mnohonásobně vyšších hodnot než 3000 g/m², tedy stupeň porušení č. 5 – rozpadlý beton. Rozpadlý beton úložného prahu je možné vidět na *Obr. 40*, dříku opěr na *Obr. 41* a nosné konstrukce na *Obr. 42*. Zatřídění proběhlo podle tabulky uvedené v normě ČSN 73 1326. Z provedené zkušební metody je zřejmé, že beton úložného prahu a nosné konstrukce není prakticky vůbec odolný proti CHRL (odpadu 1000 g/m² bylo dosaženo 1 cyklu u tělesa úložného prahu a u tělesa nosné konstrukce po 2 cyklech), beton dříků opěr je odolný pouze málo (1000 g/m² po 13 cyklech). Výsledky této zkušební metody jsou pouze informativní z důvodu použití nízkého počtu těles.



Obr. 40 Odpad úložného prahu po 25 zatěžovacích cyklech



Obr. 41 Odpad dřívku opěry po 50 zatěžovacích cyklech



Obr. 42 Odpad nosné konstrukce po 25 zatěžovacích cyklech

Chemický stav betonu

Pro zjištění schopnosti betonu chránit výztuž proti korozi byl proveden fenolftaleinový test, který se provedl na třech částech konstrukce mostu, kterými jsou úložné prahy, dřívky opěr a nosná konstrukce. Výsledky testu jsou uvedeny v tabulce *Tab. 7*, ze které je jasné vidět, že např. u nosné konstrukce dosahuje ztráta pasivačních vlastností do hloubky až 22 mm. Znamená to tedy, že nosná výztuž železobetonové desky není chráněna z důvodu malé tloušťky krycí vrstvy, která se pohybuje v rozmezí 10 – 15 mm.

Tab. 7 Tabulka výsledků fenolftaleinového testu na mostě ZR-004

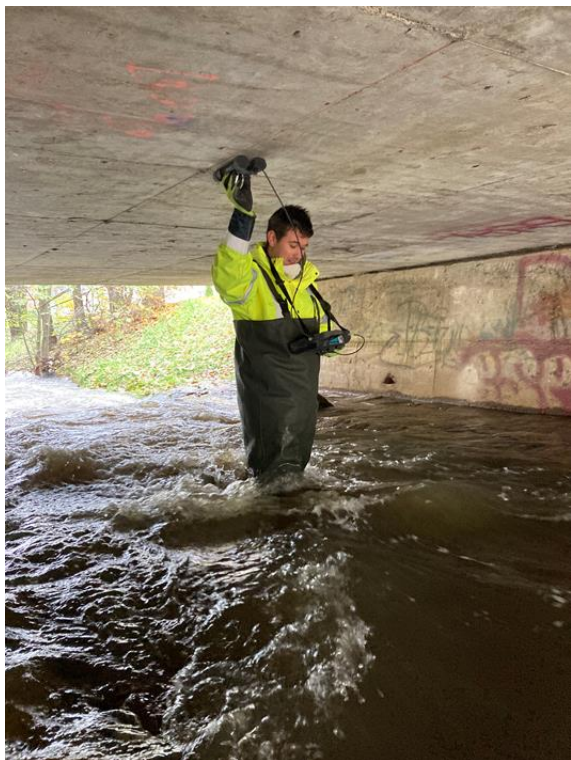
Zkušební místo konstrukce	Poznámka	Ztráta pasivačních vlastností [mm]
Úložný práh 2. opěry	místy pórezní, drcenné kamenivo (max 23 mm)	15 ~ 46
Dřík 2. opěry	hojně pórezní, drcenné kamenivo (max 30 mm)	5 ~ 42
Nosná konstrukce - podhled	hojně pórezní, těžené kamenivo (max 18 mm)	3 ~ 22

4.1.2.2 Diskuze zjištěných výsledků

Vzhledem k typu mostního objektu, který se skládá z masivních částí konstrukce lze v poměru k délce mostu hodnotit pevnosti betonu jako dostačující. Beton dřívků opěr dosahoval pevnosti betonu v tlaku $f_{ck} = 21,2$ MPa a na základě zjištěné pevnosti byl zařazen do pevnostní třídy C 16/20, pevnost v tlaku betonu úložného prahu č. 1 je $f_{be} = 15,3$ MPa a na základě zjištěné pevnosti byl beton zařazen do C 16/20, pevnost v tlaku betonu úložného prahu č. 2 je $f_{ck} = 24,4$ MPa a na základě zjištěné pevnosti byl beton zařazen do C 16/20, pevnost v tlaku betonu nosné konstrukce je $f_{ck} = 37,4$ MPa a na základě zjištěné pevnosti byl beton zařazen do C 30/37. Výsledky dynamických modulů pružnosti stanovených rezonanční a ultrazvukovou impulzovou metodou všech částí konstrukce se pohybovaly kolem 30 GPa, které odpovídají pevnostem betonu, jediný odlišný výsledek byl zaznamenán u dynamického modulu pružnosti úložných prahů stanovený na základě rezonanční metody, která mohla být ovlivněna okem nepostřehnutelnými trhlinami ve vnitřní struktuře zkušebního tělesa. Stanovený statický modul pružnosti v tlaku dosahoval výsledků pohybujících se kolem 25 GPa. Z hlediska trvanlivostních parametrů betonu jednotlivých částí, lze betony hodnotit jako téměř neschopné odolávat agresivním látkám okolního prostředí. Vykazují velmi nízkou odolnost proti CHRL, kdy betony již po jednotkách cyklů opakovaného zmrazování a rozmrazování dosáhly totální destrukce, což může především v zimním období, kdy probíhají posypové práce, způsobit poškození nosné konstrukce a opěr vlivem zatékání přes netěsné mostní závěry.

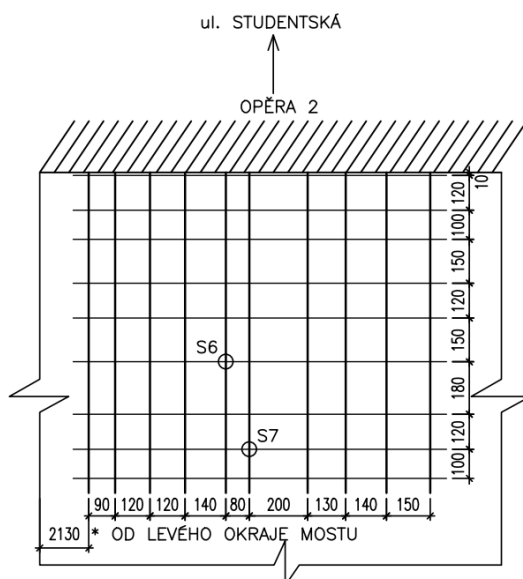
4.1.2.3 Množství, druh, poloha a stav výztuže

Při prohlídce mostu byla provedena kontrola betonářské výztuže pomocí elektromagnetického indikátoru výztuže Profometer 600 od společnosti Proceq (*Obr. 43*) a ověření výztuže pomocí sekaných sond. Diagnostikovala se spodní část nosné konstrukce, a to ve dvou místech, kterými byly dva rastry o přibližném rozměru 1000 x 1000 mm. Zkušebními místy byla část u opěry č. 2 přibližně v polovině

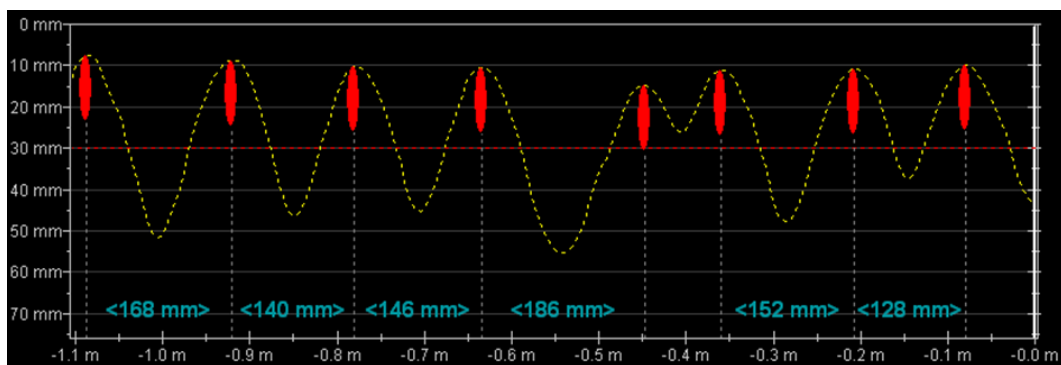


Obr. 43 Zjišťování polohy výztuže pomocí zařízení Profometer 600

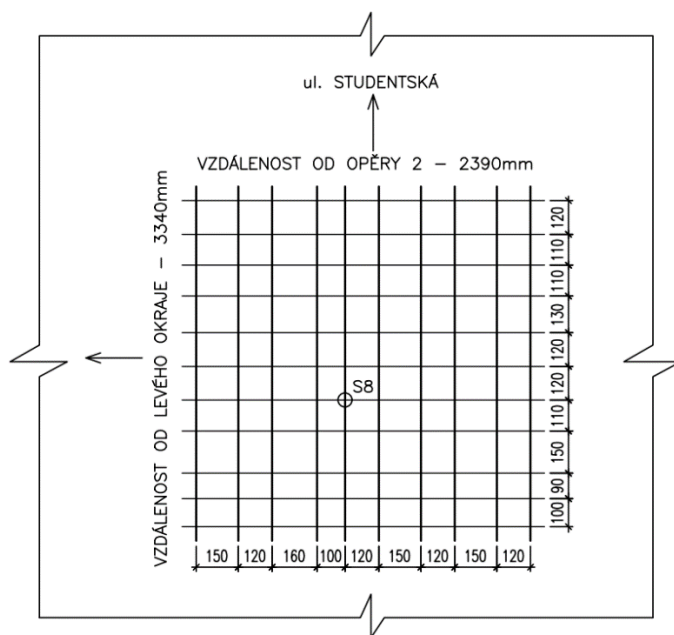
mostu a dále přibližně uprostřed rozpětí mostu. Zjištěná poloha rozdělovací i hlavní výztuže u opěry 2 je znázorněna na *Obr. 44* (výstup z Profometeru je možné vidět na *Obr. 45*) a ve střední části mostu na *Obr. 46* (výstup z Profometeru na *Obr. 47*).



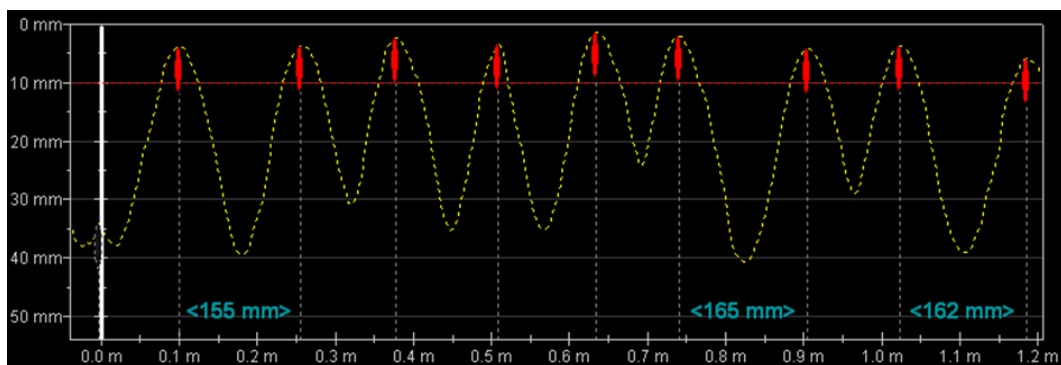
Obr. 44 Vyztužení nosné konstrukce u opěry 2



Obr. 45 Výstup z Profometru výztuže u opěry č. 2



Obr. 46 Vyztužení nosné konstrukce ve střední části mostu



Obr. 47 Výstup z Profometru výztuže ve střední části mostu

Provedenými sekávkami sondami S6, S7 a S8 byl ověřen průměr a druh betonářské hlavní i roznášecí výztuže. Sekávkami sondami byla zjištěna hladká hlavní nosná výztuž se spirálovitým ovinem průměru 28 mm a roznášecí žebírková výztuž průměru 14 mm, viz Obr. 48. Krycí betonová vrstva hlavní nosné výztuže byla naměřena v rozmezí 10 – 15 mm a krycí roznášecí výztuže v rozmezí 40 – 45 mm.



Obr. 48 Sekaná sonda S8

4.1.3 Stav mostního objektu

Z provedené mostní prohlídky je zřejmé, že na mostním objektu probíhaly v minulosti různé opravy a údržbové práce. Na mostě se zřejmě prováděla výměna krytu vozovky, chodníku a z údržbových prací natírání zábradlí protikorozním nátěrem. Ze zjištěných poruch a závad byl stanoven klasifikační stupeň stavu konstrukce spodní stavby a nosné konstrukce dle normy ČSN 73 6221.

Spodní stavba mostu nevykazuje poruchy, které by nějak zásadně ovlivňovaly životnost a funkci mostního objektu. Mezi nejvýraznější poruchy patří zatékání vody přes netěsné mostní závěry a zpod říms, což je možné hospodárně opravit. Na základě těchto zjištěných poruch lze spodní stavbu konstrukce hodnotit klasifikačním stupněm stavu V – špatný stav s koeficientem stavu konstrukce $\alpha = 0,6$.

Nosná konstrukce mostu je zasažena především zatékáním vody přes netěsné mostní závěry a zpod říms, degradací betonu, drobnými trhlinkami, rovnoměrnou korozí betonářské výztuže, a to převážně v místech okrajů desky, kde je odtržena betonová krycí vrstva výztuže. I navzdory zjištěným poruchám lze nosnou konstrukci hodnotit klasifikačním stupněm IV – uspokojivý stav s koeficientem stavu konstrukce $\alpha = 0,8$.

Celkově lze most zhodnotit klasifikačním stupněm stavu V – špatný stav. Použitelnost mostu může být v budoucnosti ovlivněna zjištěnými poruchami, a proto je nutné mostní objekt hodnotit stupněm 3 – použitelný s výhradou.

4.1.4 Návrh na odstranění závad a poruch

Ze zjištěných závad a poruch lze říct, že je nutné v dohledné době provést řadu oprav a údržbových prací. Před započítím prací je nutné zhotovit projekt předpokládaných oprav. Bude nutné odstranit stávající mostní svršek a mostní vybavení až na povrch nosné konstrukce mostu, což zahrnuje odstranění vozovky s izolačním systémem, mostní závěry, římsy i spádovou vrstvu. Povrch nosné konstrukce bude očištěn vodou o vysokém tlaku a pokud bude odhalena výztuž, tak je nutné ji opatřit pasivačním nátěrem. Dále bude provedena příprava na sanaci spodní stavby, která proběhne tryskáním vodním paprskem, což bude provedeno i pro podhledy nosné konstrukce a její fasádní plochy. Po provedení přípravných prací je možné začít se sanací nosné konstrukce i spodní stavby. Sanace se provede pomocí kvalitních materiálů a v dostatečné tloušťce. Je nutné dále pasivovat odhalenou a zkorodovanou výztuž. Podhled nosné konstrukce opatřit silnější vrstvou sanačního povlaku z důvodu nízké krycí vrstvy betonářské výztuže. Po provedení sanačních prací je možné zřídit nové mostní elastické závěry, a to tak, aby se voda nezdržovala ani u obrubníku říms. Dále je možné po zhotovení mostních závěrů zřídit hydroizolaci nosné konstrukce z nastavitelných asfaltových izolačních pásů. Při provádění hydroizolace je důležité dbát na odvodnění povrchu izolace, penetraci podkladů a na ochranu horizontálních ploch, která se provede buď jemným asfaltovým kobercem nebo ochrannou vrstvou z cementového betonu. Mostní římsy budou provedeny po zřízení hydroizolace formou monolitu, který bude přerušen pouze dilatacemi. Římsy budou provedeny tak, aby měly po stranách dostatečně velké přesahy okapových nosů, kvůli ochraně nosné konstrukce před zamáčením srážkovou vodou. Mezi mostními římsami bude provedena vozovka z kvalitního asfaltového betonu, která se provede po celé šířce, až na okrajové spáry z důvodu provedení utěsňující zálivky. Poslední prací na mostním objektu bude zřízení záchytného bezpečnostního zařízení, které bude provedeno formou ocelových sloupků z uzavřeného profilu spojených pásovou ocelí, na kterých bude umístěna svislá výplň. Kotvení sloupků bude provedeno na patní desky. Sloupky bude nutné opatřit otvorem pro odvodnění ve své spodní části.

Opravený mostní objekt je nutné pravidelně udržovat čištěním vozovky, říms a udržovat vegetaci v okolí mostu, odstraňovat dřeviny v blízkosti mostu, a to i s kořeny, aby nedocházelo k jejímu opětovnému růstu.

4.2 Most ev. č. M 24

Diagnostikovaný most se nachází ve městě Olomouc, v městské části Řepčín, most byl postaven v roce 1975 za účelem převedení účelové komunikace z Řepčina do Neředína (určuje směr staničení) nad silnicí I/35, viz *Obr. 49*. Jedná se o třípolový most s délkou přemostění 49,98 m (délka mezi 1. a 4. opěrou), rozpětí jednotlivých polí jsou 11,40 m, 28,50 m a 11,40 m. Nosná konstrukce mostu je tvořená dvoukomorovým trámem ze segmentů DS-V 620/100, je uložena na dvou koncových podpěrách a dvou mezilehlých podpěrách.



Obr. 49 Mostní objekt M 24 přes silnici I/35

4.2.1 Prohlídka mostu

4.2.1.1 Základy mostu

Způsob založení mostu není uveden v mostním listu, a tak lze základy mostního objektu pouze odhadovat jako základové pasy podporované pilotami. Konstrukce nevykazuje žádné okem viditelné trhliny způsobené nerovnoměrným sedáním jednotlivých částí, a tak lze základy mostu charakterizovat jako kvalitní.

4.2.1.2 Mostní podpěry a křídla

Koncové mostní podpěry jsou provedeny jako masivní betonové monolitické, viz *Obr. 50* a *Obr. 51*. Úložný práh obou opěr je proveden z železobetonu. Líce opěr jsou provedeny svisle a jejich povrch je pomalován graffiti nenadaných sprejerů. Svahy u opěr jsou hliněné a sypké, v minulosti povrch tvořila betonová dlažba. Líce i čela opěr jsou postiženy stékáním vody z úložných prahů vlivem zatékání přes netěsné mostní závěry a odkapávající vodou ze spár mezi římsovkami a nosnou konstrukcí, což je možné vidět na *Obr. 52*, *Obr. 53*, *Obr. 54* a *Obr. 55*. Opěry jsou vlivem vlhkosti postiženy uchycením

mechů a v případě opěry č. 4 je obnažena výztuž, která je značně zkorodována, viz Obr. 56. Na základě provedených tvrdoměrných metod byla stanovena charakteristická pevnost betonu v tlaku se zaručenou přesností a následně bylo provedeno zatřídění betonů do pevnostních tříd - beton dříků podpěr je C 16/20 a beton úložných prahů je C 30/37.



Obr. 50 Pohled na opěru č. 1 (Řepčinská opěra)



Obr. 51 Pohled na opěru č. 4 (Neředínská opěra)



Obr. 52 Pohled na levou konzolu nosné konstrukce nad 1. opěrou



Obr. 53 Pohled na pravou konzolu nosné konstrukce nad 1. opěrou



Obr. 54 Pohled na levou konzolu nosné konstrukce nad 4. opěrou



Obr. 55 Pohled na pravou konzolu nosné konstrukce nad 4. opěrou



Obr. 56 Detail obnažené výztuže úložného prahu opěry č. 4

Mostní křídla jsou zobrazena na *Obr. 57*, *Obr. 58*, *Obr. 59* a *Obr. 60*, jejich konstrukce je rovnoběžná a masivní monolitická. Povrch křídel je také pomalován sprejery. Konstrukce křídel je zasazena stékající vodou mezi nosnou konstrukcí a římsovkami. Dalším postižením křídel je vzrostlá vegetace, která se nachází kolem líce křídel. Z provedených tvrdoměrných měření betonu v tlaku byla určena charakteristická pevnost betonu v tlaku se zaručenou přesností, podle níž byl beton zařazen do pevnostní třídy C 35/45.



Obr. 57 Pohled na levé křídlo mostní opěry č. 1



Obr. 58 Pohled na pravé křídlo mostní opěry č. 1



Obr. 59 Pohled na levé křídlo mostní opěry č. 4



Obr. 60 Pohled na pravé křídlo mostní opěry č. 4

Mezilehlé podpěry jsou zdokumentovány na *Obr. 61*, *Obr. 62*, *Obr. 63* a *Obr. 64*. Konstrukce mezilehlých podpěr působí jako monolitický plnostěnný pilíř z železobetonu. Povrch podpěr je do dosažitelné výšky od země pomalován převážně primitivními díly sprejerů. U obou podpěr jsou provedeny z montážních důvodů dva výklenky směrem dovnitř 2. pole mostu. Díky i úložné prahy byly betonovány současně, a tak byla stanovena jednotná charakteristická pevnost betonu v tlaku se zaručenou pevností, podle níž byl beton zařazen do pevnostní třídy C 25/30.



Obr. 61 Pohled na přední líc 2. mezilehlé podpěry



Obr. 62 Pohled na zadní líc 2. mezilehlé podpěry



Obr. 63 Pohled na přední líc 3. mezilehlé podpěry



Obr. 64 Pohled na zadní líc 3. mezilehlé podpěry

4.2.1.3 Hlavní nosná konstrukce a přidružené díly

Hlavní nosnou konstrukci tvoří dodatečně předepnutý dvoukomorový trám, který je montován ze segmentů DS-V 620/100 s výškou 1,00 m a šířkou 6,20 m. Konstrukce je složena ze segmentů délky 3,00 m, kterých je celkem 16 a ze 3 kusů dlouhých 1,50 m. Celková délka nosné konstrukce tak činí 52,40 m a působí jako spojitý nosník o třech polích, viz *Obr. 69 – Obr. 75*. Segmenty v místě nad podpěrami jsou ztuženy příčnický v prefabrikovaných lamelách. Uložení nosné konstrukce na podpěrách je provedené na vrubové klouby a na opěrách pomocí pryžových ložisek. Zřízení odvodnění komor trámů je provedeno pouze v jednom místě, a to těsně před 3. podpěrrou, viz *Obr. 65*.

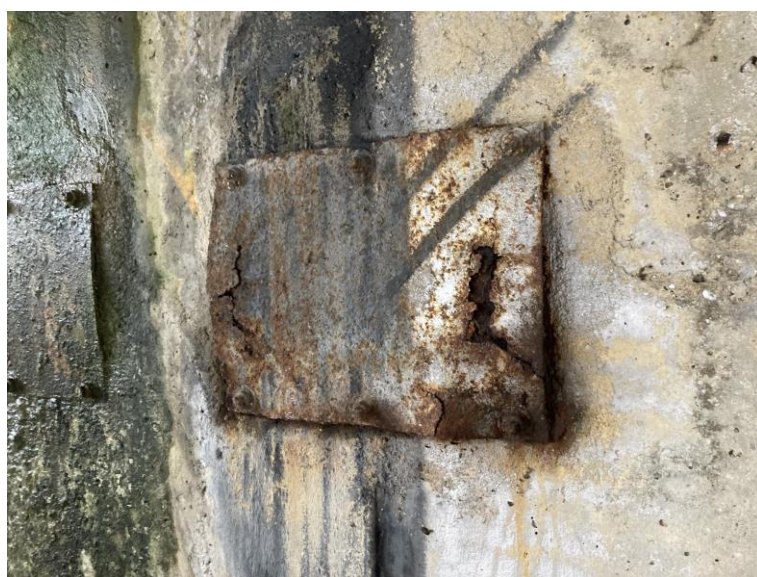


Obr. 65 Detail odvodňovacích otvorů komor nosné konstrukce

Konstrukci postihuje několik poruch a závad, mezi ty nejzásadnější patří zatékání vody do kabelových kanálků, což je možné vidět na *Obr. 66*. Zatékání vody probíhá pravděpodobně přes netěsné mostní závěry a spárami mezi římsovkami a nosnou konstrukcí. Zatékání způsobuje máčení podhledů konzol, fasády a podhledu trámu nosné konstrukce. Dále voda zatéká netěsnými spárami mezi jednotlivými segmenty římsovek. Netěsnými mostními závěry zatéká voda do míst kotev předpínací výztuže (*Obr. 67* a *Obr. 68*), což se projevuje potečením úložných prahů, viz *Obr. 52*, *Obr. 53*, *Obr. 54* a *Obr. 55*. Z map na nosné konstrukci je patrné, že do konstrukce zatéká přes netěsné příčné spáry segmentů. Odvodnění komor trámů je také zřízeno neodborně a způsobuje zamáčení podhledu nosné konstrukce. Pevnost betonu nosné konstrukce je vyhovující. Na základě stanovené charakteristické hodnoty pevnosti v tlaku byl beton zatříděn do pevnostní třídy C 50/60.



Obr. 66 Detail prolínání vody z kanálků předpínací výztuže



Obr. 67 Detail víka kastlíku předpínací výztuže rozpadlého vlivem koroze



Obr. 68 Detail kastlíků kotev předpínacích kabelů č. 2 a 3 rozpadlých vlivem koroze



Obr. 69 Podhled nosné konstrukce uložené na opěře č. 1



Obr. 70 Pohled na čela 1. pole nosné konstrukce ve směru staničení



Obr. 71 Pohled na levou část 2. pole nosné konstrukce



Obr. 72 Pohled na pravou část 2. pole nosné konstrukce



Obr. 73 Podhled 2. pole nosné konstrukce ve směru staničení



Obr. 74 Podhledy 3. pole nosné konstrukce uložené na 4. opěře (vlevo) a na 3. podpěře (vpravo)



Obr. 75 Pohledy na čela 3. pole nosné konstrukce proti směru staničení

Mostní závěry jsou provedeny jako podpovrchové elastické, které se nachází nad každou opěrou. V nedávné době byla provedena oprava mostního svršku a závěrů, které nevykazují na první pohled žádné poruchy. Z výše uvedených problémů lze říci, že mostní závěry a krycí plechy přes římsy neplní funkci vodotěsnosti. Oba mostní závěry je možné vidět na *Obr. 76* až *Obr. 80*.



Obr. 76 Pohled na mostní závěry levostranné a pravostranné římsy nad 1. opěrou



Obr. 77 Pohled na vozovku v místě mostního závěru nad 1. opěrou



Obr. 78 Pohled na mostní závěry levostranné a pravostranné římsy nad 4. opěrou



Obr. 79 Pohled na vozovku v místě mostního závěru nad 4. opěrou



Obr. 80 Detail odvodnění mostními závěry nad opěrou č. 4

4.2.1.4 Mostní svršek

Vozovka na mostě byla v nedávné době rekonstruována, kdy byl položen nový asfaltový koberec o střechovitém sklonu 2 %, viz *Obr. 81 až Obr. 84*. Spáry mezi vozovkou a římsovkami jsou zality asfaltovou zálivkou. Skladba nově položené vozovky není známa a nebyla zjišťována pomocí např. jádrových vývrtů.



Obr. 81 Pohled na vozovku, římsy a zábradlí v 1. polovině mostu ve směru staničení



Obr. 82 Pohled na vozovku, římsy a zábradlí v 1. polovině mostu proti směru staničení



Obr. 83 Pohled na vozovku, římsy a zábradlí v 2. polovině mostu ve směru staničení



Obr. 84 Pohled na vozovku, římsy a zábradlí v 2. polovině mostu proti směru staničení

Chodníky se na mostě nenachází.

Hydroizolace mostu: lze předpokládat, na základě zjištěných poruch, že hydroizolace zůstala původní a neměnila se při výměně vozovky.

Římsy jsou zřízeny v podobě dvoumetrových prefabrikátů po celé délce mostu i křídel. Na povrchu římsovek jsou uchyceny mechy. Poruchou jsou netěsné spáry mezi jednotlivými prefabrikáty způsobující zatékání vody na níže uložené konstrukce. Na okapových hranách římsovek je místy odtržená krycí betonová vrstva výztuže, viz *Obr. 85*.



Obr. 85 Pohledy na porušenou římsu porostlou mechem a potečenou nosnou konstrukci

4.2.1.5 Mostní vybavení

Záchytné bezpečnostní zařízení tvoří ocelové zábradlí sestavené ze sloupků uzavřeného profilu svařeného ze dvou U profilů, které vzájemně spojuje horní madlo z U profilu a dolního madla z pásové



oceli. Výplň tvoří svislá pásová ocel s osovou vzdáleností okolo 125 mm. Sloupky zábradlí jsou kotveny do kapes v římsovkách, viz detail na *Obr. 86*. Zábradlí je opatřeno protikorozním nátěrem, který se místy odlupuje a tato místa jsou postižena korozí.

Odvodňovací zařízení není na mostě osazeno. Odvodnění mostu je provedeno pouze podélným a příčným sklonem vozovky.

Dopravní značení a označení mostu se na mostním objektu nenachází. Tabulka s evidenčním číslem mostu a dopravní značení týkající se zatížitelnosti mostu jsou umístěny přibližně ve vzdálenosti 50 m před mostem z každé strany.

Osvětlovací zařízení na mostě není instalováno.

Obr. 86 Detail kotvení sloupku zábradlí

4.2.1.6 Území pod mostem a přístupové cesty

Území pod mostem pod 1. a 3. polem mostu je silně porostlé vegetací a křovinami, terén mezi opěrami a podpěrami je nezpevněný. Pod 2. polem mostu se nachází čtyřproudová komunikace I/35, která je předmětem přemostění.

Přístupové cesty nejsou tvořeny schodišti, ale svahy podél křídel, které jsou nezpevněné, hustě porostlé vegetací a křovinami. Přístup do prostoru 2. pole je z hlediska vysoce frekventované silnice omezen, a proto bylo nutné pro prohlídku zajistit dopravní omezení.

4.2.2 Materiálové charakteristiky

4.2.2.1 Vlastnosti betonu

Při prohlídce mostu bylo provedeno tvrdoměrné zkoušení betonu na základě norem ČSN 73 1373 [9] a ČSN EN 12504-2 [10] přístrojem Schmidt typu N, kterým se zkoušely tyto části konstrukce:

- dříky opěr,
- křídla,
- úložné prahy,
- dříky podpěr,
- nosná konstrukce.

Dále bylo provedeno jádrové vrtání výše zmiňovaných částí konstrukce. Odebrané jádrové vývrty sloužily ke stanovení vybraných charakteristik betonu a k upřesnění obecného kalibračního vztahu pro určení pevnosti betonu v tlaku z výsledků tvrdoměrných zkoušek. Průzkum byl proveden jako doplňkový k základnímu diagnostickému průzkumu z roku 2016 [25]. Pro vyhodnocení byly použity výsledky (tvrdoměr, pevnost v tlaku) z roku 2016. Přehled provedených prací na mostním objektu je uveden v tabulce *Tab. 8*.

Tab. 8 Provedené práce na mostním objektu M 24

Zkušební místo konstrukce	Jádrové vývrty [ks/prům./ozn.]	Tvrdoměrné zkoušky	
		Zkušební místo	ks
Dříky opěr	1Ø100, V1	1 ~ 3	3
Křídlo	1Ø100, V2	10 ~ 12	3
Úložné prahy opěr	1Ø100, V3	4 ~ 6	3
Dříky podpěr	1Ø50, V4	7 ~ 9	3
Nosná konstrukce	1Ø50, V5	13 ~ 16	4
Celkem	2Ø50, 3Ø100	1 ~ 16	16

Odebrané jádrové vývrty V1 až V5 jsou zobrazeny v přílohách na *Obr. M. 1* až *Obr. M. 5*. Jádrové vývrty byly odvezeny do laboratoře Ústavu stavebního zkušebnictví, kde z nich byla pomocí kotoučového řezání připravena zkušební tělesa tak, aby bylo možné provést pomocí vhodných metod

stanovení předem naplánovaných vlastností betonu. První část každého vývrtu od líce konstrukce byla použita pro stanovení odolnosti proti působení vody a chemických rozmrazovacích látek, střední část pro stanovení dynamických modulů pružnosti, statického modulu pružnosti v tlaku a pevnost v tlaku a poslední část pro stanovení nasákavosti betonu. Po určení dynamických modulů pružnosti pomocí rezonanční a ultrazvukové impulzové metody a po stanovení statického modulu pružnosti v tlaku byla zkušební tělesa ze středních částí vývrtů (se štíhlostí 2) rozříznuta na dvě poloviny (vznikla tělesa se štíhlostí 1) a použita pro stanovení pevnosti betonu v tlaku.

Před zahájením samotného zkoušení byla zkušební tělesa změřena pomocí posuvného digitálního měřítka Mitutoyo s rozsahem 1 – 300 mm a zvážena na digitální váze značky KERN s váživostí 6000 g a citlivostí 0,02 g. Všechny naměřené hodnoty jsou uvedeny v tabulce *Tab. M. 1*, která je součástí příloh.

Pevnost betonu v tlaku

Stanovení pevnosti betonu v tlaku se provedlo na základě nedestruktivního měření pomocí tvrdoměrných metod dle normy ČSN 73 1373 [9] a upřesněna byla na základě zkoušení betonu v tlaku na jádrových vývrtech dle normy ČSN EN 12 390-3 [17]. Naměřené hodnoty odrazů pro jednotlivé části konstrukce jsou uvedeny v přílohách pro dříky opěr v *Tab. M. 2*, pro křídla v *Tab. M. 6*, pro úložné prahy v *Tab. M. 10*, pro dříky podpěr v *Tab. M. 14* a pro nosnou konstrukci v *Tab. M. 18*. Z naměřených hodnot odrazů bylo provedeno stanovení nezaručené pevnosti a vyhodnocení tvrdoměrného měření betonu, které jsou zobrazeny v přílohách *Tab. M. 3* a *Tab. M. 4* pro dříky opěr, *Tab. M. 7* a *Tab. M. 8* pro křídla, *Tab. M. 11* a *Tab. M. 12* pro úložné prahy opěr, *Tab. M. 15* a *Tab. M. 16* pro dříky podpěr, *Tab. M. 19* a *Tab. M. 20* pro nosnou konstrukci. Výpočet pevnosti betonu v tlaku byl proveden za použití vzorce (2) uvedeného v teoretické části diplomové práce v podkapitole 3.4.2.6. Hodnoty maximálních dosažených sil potřebných k porušení zkušebních těles jsou uvedeny v příloze *Tab. M. 23*. Z nich byly vypočteny pevnosti betonu v tlaku zkušebních těles, a ty byly následně použity pro stanovení koeficientu upřesnění kalibračního vztahu a pro výpočet charakteristické pevnosti betonu v tlaku pro zařazení podle normy ČSN EN 206+A1 [23]. To je uvedeno v přílohách v *Tab. M. 5*, *Tab. M. 9*, *Tab. M. 13*, *Tab. M. 17* a *Tab. M. 21*. Výsledné upřesněné hodnoty pevnosti betonu v tlaku a jejich zařazení dle normy jsou uvedeny v tabulce *Tab. 9*.

Tab. 9 Stanovené pevnosti betonů se zaručenou přesností a jejich zařazení pro most M 24

Zkušební místo konstrukce	Obj. hmotnost [kg/m ³]	Zaručená pevnost f_{ck} [MPa]	Pevnostní třída dle ČSN EN 206 + A1
Dříky opěr	2300	25,0	C16/20
Křídlo	2260	46,2	C35/45
Úložné prahy opěr	2310	37,8	C30/37
Dříky podpěr	2270	35,4	C25/30
Nosná konstrukce	2390	62,1	C50/60

Stanovení modulu pružnosti betonů

Výše zmiňovaná zkušební tělesa byla před jejím porušením odzkoušena třemi typy zkušebních metod. Nejprve byla tělesa vystavena prozvučování ultrazvukovou impulzovou metodou, dále rezonanční metodou a poslední metodou bylo cyklické zatěžování a odtěžování zkušebních těles v tlaku. Podrobnější popis a postup zkušebních metod je uveden v teoretické části diplomové práce v podkapitolách 3.4.2.7, 3.4.2.8 a 3.4.2.9.

Ultrazvuková impulzová metoda probíhala za použití zařízení Pundit PL-200 (Obr. 36) od společnosti Proceq. Prozvučování bylo zahájeno ve chvíli, kdy bylo zařízení zkalibrováno pomocí kalibračního tělesa s dobou průchodu impulzu 25,4 μ s. Po provedení samotné kalibrace bylo zahájeno prozvučování zkušebních těles, která byla prozvučována přímým způsobem celkem třikrát v podélné ose. Naměřené hodnoty doby průchodu ultrazvukového impulzu betonem zkušebních těles jsou uvedeny v příloze v Tab. M. 22, ty sloužily pro stanovení rychlostí šíření impulzu v_L [km/s] podle vzorce (4). Rychlost šíření impulzu dále sloužila ke stanovení dynamického modulu pružnosti v tlaku i tahu E_{cu} [GPa] na základě vzorce (5) uvedeného v teoretické části práce v podkapitole 3.4.2.8. Pro výpočet E_{cu} byla uvažována konstantní hodnota Poissonova čísla 0,2, což je obvykle udávaná hodnota pro beton. Výsledné hodnoty dynamického modulu pružnosti v tlaku i tahu jsou zobrazeny v tabulce Tab. 10.

Měření **rezonanční metodou** probíhalo pomocí osciloskopu Handyscope HS4 se snímačem akustické emise IDK14 a vyhodnocovacího softwaru Multi Channel oscilloscope, který pracuje na principu rychlé Fourierovy transformace (Obr. 37). Rezanční metodou bylo provedeno měření prvních vlastních frekvencí zkušebních těles a z jejich hodnot byly stanoveny dynamické moduly pružnosti. Zkušební postup metody je uveden v podkapitole 3.4.2.9. Výsledné hodnoty modulů pružnosti stanovených rezonanční metodou jsou uvedeny v tabulce Tab. 10. Hodnoty prvních frekvencí získané měřením jsou uvedeny v příloze v Tab. M. 22.

Cyklické zatěžování při stanovení statického modulu pružnosti v tlaku probíhalo stejně jako u těles získaných z mostu ZR-004 ve Žďáře nad Sázavou. Zkušební postup metody je uveden v teoretické části práce v podkapitole 3.4.2.7. Hodnoty stanovených modulů pružnosti v tlaku zkušebních těles jsou uvedeny v tabulce Tab. 10.

Tab. 10 Vypočítané hodnoty modulů pružnosti betonu mostu M 24

Zkušební místo konstrukce	Dynamický modul pružnosti				Statický modul pružnosti v tlaku E_c [GPa]
	Ultrazvuk E_{cu} [GPa]	Podélné kmitání E_{crL} [GPa]	Příčné kmitání E_{crT} [GPa]	Kroutivé kmitání G_{cr} [GPa]	
Dřívky opěr	39,0	30,6	29,4	15,0	24,2
Křídlo	38,3	35,3	36,4	14,4	31,4
Úložné prahy opěr	40,5	34,8	34,6	14,7	30,2
Dřívky podpěr	37,1	29,8	27,3	11,0	36,4
Nosná konstrukce	51,3	41,7	43,8	17,4	40,6

Nasákavost betonu

Zkušební tělesa určená pro měření nasákavosti byla po kotoučovém řezání chvíli ponechána, aby povrchově oschla. Poté byla zvážena na digitální váze KERN s citlivostí 0,02 g a následně byla vložena do nádoby s vodou tak, aby byla celá ponořená. Ve vodní lázni byla tělesa ponechána do ustálení hmotnosti, poté byla umístěna do sušárny a vysušena opět do ustálené hmotnosti dle postupu v kapitole 3.4.2.10 uvedené v teoretické části práce. Z hmotností nasycených a vysušených těles byla stanovena nasákavost betonu jednotlivých částí konstrukce podle vzorce (12). Výsledné hodnoty nasákavosti betonů jsou uvedeny v tabulce *Tab. 11*.

Tab. 11 Nasákavost betonu mostu M 24

Vzorek		Hmotnost v přirozeném stavu m [g]	Hmotnost v nasyceném stavu m_n [g]	Hmotnost ve vysušeném stavu m_s [g]	Nasákavost NV [%]
Dřík opěry	V1 - C	342,56	347,52	325,48	6,8
Křídlo	V2 - C	388,56	393,96	365,96	7,7
Úložný práh	V3 - C	415,78	420,12	387,18	8,5
Dřík podpěry	V4 - C	143,66	145,92	135,52	7,7
Nosná konstrukce	V5 - C	102,30	103,36	97,52	6,0
Dřík opěry	V1 - Bb	1046,52	1056,56	994,48	6,2

Odolnost betonu proti působení vody a chemických rozmrazovacích látek

Zkušební tělesa byla ponořena v 3% roztoku chloridu sodného a vystavena cyklickému zmrazování a rozmrazování, viz postup v podkapitole 3.4.2.11 v teoretické části. Stanovení stupně porušení probíhalo vždy po určitém počtu cyklů, dokud odpad nepřesáhl hodnoty 3000 g/m². Výslední hodnoty odpadů po 25, 50, 75 a 100 cyklech jsou uvedeny v tabulce *Tab. 12*. Nejlepších hodnot dosahoval vzorek odebraný z nosné konstrukce mostu, naopak nejhorších výsledků dosáhl vzorek dříku opěry, který lze zhodnotit po 25 cyklech stupněm porušení č. 5 – rozpadlý, viz *Obr. 87*.



Obr. 87 Odpad dříku opěry po 25 zatěžovacích cyklech

Tab. 12 Tabulka výsledků odolnosti betonu proti působení CHRL na mostě M 24

Vzorek		Číslo	Φ [mm]		Odpad po cyklech [g]				Odpad po cyklech [g/m ²]			
					m ₂₅	m ₅₀	m ₇₅	m ₁₀₀	m ₂₅	m ₅₀	m ₇₅	m ₁₀₀
Dřík opěry	V1 - A	53	99,26	99,52	188,96	-	-	-	20275	-	-	-
Křídlo	V2 - A	54	99,70	99,70	3,66	11,70	11,22	-	390	1639	2836	-
Úložný práh	V3 - A	55	99,53	99,38	4,08	4,48	7,26	5,72	437	917	1695	2308
Dřík podpěry	V4 - A	57	49,47	49,59	2,36	8,08	-	-	873	3860	-	-
Nosná konstrukce	V5 - A	58	49,41	49,51	0,18	0,24	0,36	0,28	67	156	289	393

Po provedení prvních 25 zatěžovacích cyklů byl u vzorku dříku podpěr zaznamenán jiný způsob porušení, než je u této zkoušky obvyklé odlupování. Na rozdíl od ostatních vzorků se těleso z dříků opěr porušilo nejen v části, která byla ponořena v roztoku chloridu sodného, ale i v podobě trhlin v celém svém objemu, což je dobře patrné z *Obr. 88*. Tento jev, který může být charakterizován jako silné porušení vnitřní struktury betonu, způsobila jeho nedostatečná mrazuvzdornost.



Obr. 88 Zkušební těleso porušené vlivem nedostatečné mrazuvzdornosti po 25 zatěžovacích cyklech

Těleso poškozené nedostatečnou mrazuvzdorností bylo ovšem zkoušeno ještě dalších 25, cyklů, celkově tedy 50. Je nutné říci, že beton dříku opěr nedosahoval příznivých hodnot při měření odolnosti proti CHRL, neboť po 50 zatěžovacích cyklech vykázal stupeň porušení č. 5 – rozpadlý beton, viz *Obr. 89*. Je tedy možné říci, že beton dříku opěr není příliš odolný proti působení vody a CHRL a už vůbec není mrazuvzdorný. Jedná se však pouze o informativní údaj, neboť pro definitivní potvrzení (nebo vyvrácení) tohoto závěru by bylo nutné zásadně rozšířit počet zkušebních těles.



Obr. 89 Rozpadlý vzorek dříku podpěry po 50 zatěžovacích cyklech

Pro vzorek křídla byla zkouška ukončena ve chvíli dosažení 75 zatěžovacích cyklů, kdy pravděpodobně těleso odolalo působení CHRL, ale bylo porušeno nedostatečnou mrazuvzdorností, která způsobila odlomení betonu v místě trhliny. Z odpadu ze zkoušené plochy byl stanoven stupeň porušení č. 4 – silně narušený beton. Porušení tělesa a odpad je možné vidět na *Obr. 90*.



Obr. 90 Vzorek křídla porušený nedostatečnou mrazuvzdorností po 75 zatěžovacích cyklech

Poměrně příznivých výsledků oproti ostatním vzorkům, dosáhl vzorek úložného prahu opěry, který po 100 zatěžovacích cyklech vykazoval stupeň porušení č. 4 – silně narušený. Problémem tohoto vzorku byla opět nedostatečná mrazuvzdornost, která způsobila naprostý rozpad betonu, a tím se zvýšila hmotnost odpadu, viz *Obr. 91*.



Obr. 91 Vzorek úložného prahu opěry narušení nedostatečnou mrazuvzdorností po 100 zatěžovacích cyklech – nezkoušená plocha

Jediných pozitivních výsledků dosahoval vzorek nosné konstrukce mostu, kdy odpad po 100 zatěžovacích cyklech činil 393 g/m^2 , a tak je hodnocen stupněm č. 2 – slabě narušený. Vzorek nosné konstrukce po ukončení zkoušky je zobrazen na Obr. 92.



Obr. 92 Vzorek nosné konstrukce po 100 zatěžovacích cyklech

Z provedené zkušební metody je zřejmé, že beton dříky opěry není prakticky vůbec odolný proti CHRL (odpadu 1000 g/m^2 bylo dosaženo po 1 cyklu), beton dříků podpěr je odolný pouze málo (1000 g/m^2 po 27 cyklech), beton křídel je opět odolný pouze málo (1000 g/m^2 po 37 cyklech). Výjimkou je beton nosné konstrukce, který odolal bezproblémově 100 cyklům, a částečně beton úložných prahů opěr. Výsledky této zkušební metody jsou pouze informativní z důvodu použití nízkého počtu těles.

Chemický stav betonu

Zjištění schopnosti betonu chránit výztuž před korozí bylo provedeno pomocí fenolftaleinového testu, který se provedl u všech částí konstrukce, kde bylo provedeno jádrové vrtání. Výsledky jsou uvedeny v tabulce Tab. 13. Z výsledků uvedených v tabulce lze s jistotou říct, že výztuž nosné konstrukce je chráněna, naopak výztuž úložných prahů a dříků podpěr bude nejspíš postižena korozí.

Tab. 13 Výsledky fenolftaleinového testu na mostu M 24

Zkušební místo konstrukce	Poznámka	Ztráta pasivačních vlastností [mm]
Dříky opěr	hojně pórezní, drc. i těž. kamenivo (max 21 mm)	21 ~ 39
Levé křídlo 4. opěry	hojně pórezní, drc. i těž. kamenivo (max 19 mm)	11 ~ 22
Úložný práh opěr	místy pórezní, drc. i těž. kamenivo (max 20 mm)	3 ~ 20
Dříky podpěr	místy pórezní, těžené kamenivo (max 18 mm)	9 ~ 58
Nosná konstrukce	místy pórezní, drcenné kamenivo (max 14 mm)	1 ~ 5

4.2.2.2 Diskuze zjištěných výsledků

Vzhledem k typu mostního objektu, který se skládá z nosné konstrukce tvořené segmenty DS-V 620/100, masivních podpěr a jiných částí, lze hodnotit pevnosti betonu jako dostačující. Beton dříků opěr dosahoval pevnosti betonu v tlaku $f_{ck} = 25,0$ MPa a na základě zjištěné pevnosti byl beton zatříděn do pevnostní třídy C 16/20, pevnost v tlaku betonu křídla je $f_{ck} = 46,2$ MPa a na základě zjištěné pevnosti byl beton zatříděn do pevnostní třídy C 35/45, pevnost v tlaku betonu úložného prahu je $f_{ck} = 37,8$ MPa a na základě zjištěné pevnosti byl beton zatříděn do pevnostní třídy C 30/37, pevnost v tlaku betonu dříků podpěr je $f_{ck} = 35,4$ MPa a na základě zjištěné pevnosti byl beton zatříděn do pevnostní třídy C 25/30, pevnost v tlaku betonu nosné konstrukce je $f_{ck} = 62,1$ MPa a na základě zjištěné pevnosti byl beton zatříděn do pevnostní třídy C 50/60. Dynamické moduly pružnosti dosahovaly v závislosti na použité zkušební metodě a posuzované oblasti mostu hodnot od 27 do 52 GPa, které jsou pro daný typ mostu dostačující. Stanovený statický modul pružnosti v tlaku dosahoval výsledků pohybujících se v rozmezí přibližně 24 až 37 GPa u betonů spodní stavby, a dokonce 40 GPa u betonu nosné konstrukce. Z hlediska trvanlivostních parametrů betonu jednotlivých částí nejsou betony ve většině případech schopny odolávat působení CHRL, mrazuvzdornosti a v případě betonu dříku opěry lze jeho kvalitu charakterizovat téměř jako tragickou. Některé betony dosáhly příznivé odolnosti proti CHRL, ale vlivem porušení jejich vnitřní struktury (vlivem špatné mrazuvzdornosti) došlo k totální destrukci zkušebních těles. Výjimkou byl vzorek z nosné konstrukce, který bezproblémově obstál při provádění trvanlivostních zkoušek. Zjištěné schopnosti betonu mohou především v zimním období, kdy probíhají posypové práce způsobit poškození určitých částí konstrukce vlivem zatékáním.

4.2.2.3 Množství, druh, poloha a stav výztuže

Betonářská výztuž

Při prohlídce mostu nebyla provedena kontrola betonářské výztuže.

Předpjatá výztuž

Na nosné konstrukci mostního objektu bylo provedeno celkem 10 sekaných sond pro zjištění stavu předpínací výztuže. Sondy byly prováděny v podhledu, levé a pravé fasádě segmentů dvoukomorových trámů DS-V:

Sonda **S1** byla provedena v pravé, tedy Olomoucké fasádě zhruba v polovině rozpětí 2. pole, v příčné spáře cca 230 mm od spodního líce. V místě sondy se nacházela podélná trhлина se stopami po zatečení. Provedením sondy bylo zjištěno, že předpínací kabel není v ochranné trubce, není zainjektován, je mokrý, zkorodovaný bez oslabení s krycí vrstvou betonu 85 mm, viz *Obr. 93*.



Obr. 93 Detail sondy S1

Sonda **S2** byla provedena v podhledu nosné konstrukce přibližně v polovině rozpětí 2. pole, 1580 mm od levého okraje nosné konstrukce v segmentu č. 10. V místě sondy se nacházela podélná trhлина se stopami po zatékání a s inkrustací. Provedením sondy bylo zjištěno, že předpínací kabel není v ochranné trubce, je zainjektovaný, je vlhký, zkorodovaný bez oslabení s krycí vrstvou betonu 45 mm, viz *Obr. 94*.



Obr. 94 Detail sondy S2

Sonda **S3** byla provedena v pravé fasádě 2. pole nosné konstrukce přibližně 1020 mm od příčné spáry, 295 mm od pohledu nosné konstrukce v segmentu č. 12. V místě sondy se nachází podélná trhлина s inkrustací. Provedením sondy bylo zjištěno, že předpínací kabel není v ochranné trubce, není zainjektovaný, je mokrý, bez koroze s krycí vrstvou betonu 75 mm, viz *Obr. 95*.



Obr. 95 Detail sondy S3

Sonda **S4** byla provedena v levé, tedy Mohelnické fasádě, v příčné spáře č. 10, 210 mm od podhledu nosné konstrukce 2. pole. V místě sondy se nachází podélná trhлина se stopami po zatečení. Provedením sondy bylo zjištěno, že předpínací kabel není v ochranné trubce, není zainjektovaný, je mokrý, zkorodovaný bez oslabení s krycí vrstvou betonu 80 mm, viz *Obr. 96*.



Obr. 96 Detail sondy S4

Sonda **S5** byla provedena v levé fasádě 2. pole nosné konstrukce, 500 mm před příčnou spárou, 240 mm od podhledu nosné konstrukce v segmentu č. 8. V místě sondy se nachází podélná trhлина se stopami po zatečení s inkrustací. Provedením sondy bylo zjištěno, že předpínací kabel není v ochranné trubce, je zainjektovaný, je vlhký, bez koroze s krycí vrstvou betonu 85 mm, viz *Obr. 97*.



Obr. 97 Detail sondy S5

Sonda **S6** byla provedena v podhledu 2. pole nosné konstrukce, 840 mm před příčnou spárou, 1750 mm od levého okraje segmentu č. 8. V místě sondy se nachází stopy po zatečení s podélnou trhlinou. Provedením sondy bylo zjištěno, že předpínací kabel není v ochranné trubce, není zainjektovaný, je suchý, zkorodovaný bez oslabení s krycí vrstvou betonu 45 mm, viz *Obr. 98*.



Obr. 98 Detail sondy S6

Sonda **S7** byla provedena v levé fasádě 2. pole nosné konstrukce, 500 mm před příčnou spárkou, 195 mm od podhledu segmentu č. 7. V místě sondy se nachází podélná trhlinka se stopami po zatečení a s inkrustací. Provedením sondy bylo zjištěno, že předpínací kabel není v ochranné trubce, je zainjektovaný pouze z cca 30 %, mokrý, zkorodovaný bez oslabení s krycí vrstvou betonu 66 mm, viz *Obr. 99*.



Obr. 99 Detail sondy S7

Sonda **S8** byla provedena v levé fasádě 2. pole nosné konstrukce, v příčné spáře 6 a 80 mm od podhledu. V místě sondy se nachází stopy po zatečení. Provedením sondy bylo zjištěno, že předpínací kabel není v ochranné trubce, je zainjektovaný, je vlhký, bez koroze s krycí vrstvou betonu 80 mm, viz *Obr. 100*.



Obr. 100 Detail sondy S8

Sonda **S9** byla provedena v levé fasádě 2. pole nosné konstrukce, 800 mm před příčnou spárkou, 170 mm od podhledu segmentu č. 6. V místě sondy se nacházela podélná trhlinka se stopami po zatečení. Provedením sondy bylo zjištěno, že předpínací kabel není v ochranné trubce, je zainjektovaný, je mokrý, bez koroze s krycí vrstvou betonu 55 mm, viz *Obr. 101*.



Obr. 101 Detail sondy S9

Sonda **S10** byla provedena v pravé fasádě 2. pole nosné konstrukce, 610 mm za příčnou spárou, 130 mm od podhledu segmentu č. 8. V místě sondy se nacházela podélná trhлина se stopami po zatečení a s inkrustací. Provedením sondy bylo zjištěno, že předpínací kabel není v ochranné trubce, není zainjektovaný, je mokrý, zkorodovaný bez oslabení s krycí vrstvou betonu 60 mm, viz *Obr. 102*.



Obr. 102 Detail sondy S10

4.2.3 Stav mostního objektu

Na mostním objektu byly v nedávné době provedeny prohlídky mostů, v roce 2019 provedla prohlídku firma SHP, v roce 2016 firma Mostní vývoj a v roce 2015 byla provedena běžná prohlídka mostu. Z dostupného mostního listu a záznamů mostních prohlídek je zřejmé, že na mostě bylo provedeno několik oprav a údržbových prací. Mezi nejzásadnější opravy patřily výměny mostních závěrů, výměna krytu vozovky a opatření zábradlí ochranným nátěrem. S ohledem na zjištěné poruchy a závady byl stanoven klasifikační stupeň stavu konstrukce spodní stavby a nosné konstrukce dle normy ČSN 73 6221.

Spodní stavba mostu není postižena nijak zásadními poruchami, které by ovlivňovaly životnost a funkci mostního objektu. Zjištěné závady a poruchy jsou momentálně v takovém měřítku, že je lze hospodárně opravit. Konstrukce spodní stavby je zasažena především zatékáním přes netěsné mostní závěry, zpod říms, příčnými spárami, které způsobují poškození především v nepříznivých klimatických podmínkách. Na základě zjištěných poruch lze spodní stavbu konstrukce hodnotit klasifikačním stupněm stavu V – špatný stav s koeficientem stavu konstrukce $\alpha = 0,6$.

Nosná konstrukce mostu je zasažena mnohem zásadnějšími poruchami, které v budoucnu mohou mít vliv na zatížitelnost a použitelnost mostního objektu. Vlivem netěsných mostních závěrů zatéká do oblastí kotev předpínací výztuže a přes netěsné příčné spáry segmentů do kabelových kanálků, což způsobuje korozi kabelů. Dále je způsobeno potečení fasády komorového trámového nosníku vlivem netěsných spár mezi prefabrikovanými římsovkami, zpod nich vlivem špatně zhotovené hydroizolace. Na základě zjištěných poruch je nutné nosnou konstrukci mostu klasifikovat stupněm stavu VI – velmi špatný stav s koeficientem stavu konstrukce $\alpha = 0,4$.

Celkově lze most zhodnotit klasifikačním stupněm stavu VI – velmi špatný stav a vzhledem k možnosti ovlivnění poruchami mostu zatížitelnost a použitelnost je nutné mostní objekt hodnotit stupněm 3 – použitelný s výhradou.

4.2.4 Návrh na odstranění závad a poruch

Závady a poruchy na mostním objektu jsou takového rozsahu, že je nutné v dohledné době provést opravy, které znemožní zatékání do konstrukce. Pro provedení oprav bude nutné zhotovit projekt předpokládaných oprav. Z mostního objektu bude nutné odstranit mostní svršek a jeho vybavení až na povrch nosné konstrukce, oprava zahrnuje tedy odstranění vozovky s izolačním systémem, spádovou vrstvu, římsy, zábradlí a mostní závěry. Po odstranění výše zmiňovaných částí konstrukce bude povrch nosné konstrukce očištěn vodou o vysokém tlaku a odhalená výztuž při sanování bude opatřena pasivacním nátěrem. Vzhledem ke zjištění, že jsou předpínací výztuže nezainjektované bude nutné provést reinjektáž kabelových kanálků. Sanace bude provedena taktéž pro podhledy nosné konstrukce

i spodní stavbu, před jejím započítím se provede tryskání vodním paprskem. Provedením přípravných prací a reinjektáže je možné zahájit sanaci nosné konstrukce i spodní stavby, která se provede pomocí kvalitních materiálů v dostatečné tloušťce. Nesmí se zapomenout na opatření odhalené výztuže po tryskání pasivačním nátěrem. Po dokončení sanace je možné zřídit nové povrchové mechanické mostní závěry, které lépe ochrání konstrukci na takto dlouhé dilatační délce. Mostní závěr bude nutné zřídit tak, aby se voda nezdržovala při obrubníku. Dalším postupem bude provedena nová hydroizolace z nastavitelných asfaltových izolačních pásů, při kterých se bude dbát na odvodnění povrchu izolace, penetraci podkladů a na ochranu horizontálních ploch, které se provedou buď jemným asfaltovým kobercem nebo ochrannou vrstvou z cementového betonu. Mostní římsy budou zřízeny jako monolitické, které budou přerušeny pouze v místech dilatací. Přesah mostních říms bude dostatečně velký tak, aby okapový nos nezpůsobil zamáčení nosné konstrukce a jiných částí mostu uložených pod nimi. Mezi mostními římsami bude zřízena vozovka z kvalitního asfaltového betonu, která bude ukončena mezi vozovkou a římsou utěsňující zálivkou. Na nosné konstrukci bude nutné zhotovit nové odvodňovací otvory komor a opravit stávající. Provedou se v každé komoře vždy 2 otvory minimálního průměru 35 mm a do nich bude vlepena trubička z nerezavějící oceli, jejich vlepení bude provedeno tak, aby voda vytékala pouze trubičkami. Otvory budou zřízeny za 1. opěrou, před 2. podpěrou, před 3. podpěrou a před 4. opěrou. Poslední prací na mostě bude zhotovení záchytného bezpečnostního zařízení, které bude provedeno formou zábradlí. Zábradlí lze použít stávající, neboť se jeví jako v poměrně dobrém stavu, pouze se změnou kotvení, které bude provedeno na patní desky a ve sloupcích budou zhotoveny odvodňovací dírký. Podél mostu bude nutné zřídit svahové skluzy, zpevnit svahy pod mostem tak, aby bylo znemožněno rozebrání materiálu. Opravený mostní objekt bude nutné udržovat čištěním vozovky, říms, zamezit uchycení vegetace, odstraňovat dřeviny v okolí mostu i s kořeny, aby nedošlo k opětovnému růstu.

Finanční náročnost celé opravy mostu a následné údržbové práce se může pohybovat v jednotkách, možná i desítkách milionů korun, a proto je vhodné uvážit, zdali není vhodnější mostní objekt odstranit. Pořízení nového mostu je pravděpodobně finančně náročnější, než částka potřebná k opravě, ale s přihlédnutím na okolnost, že bude vystavěna nová konstrukce, do které nebude nutné v průběhu několika dalších let investovat lze variantu odstranění stávající konstrukce považovat za vhodnější.

4.3 Obecná úvaha o výhodách a nevýhodách typů diagnostikovaných mostů

Zopakujme, že **most s ev. č. ZR-004** má nosnou konstrukci tvořenou železobetonovou monolitickou deskou. Z hlediska provádění má tento typ konstrukce několik výhod, kterými jsou např. jednoduchý návrh konstrukčních rozměrů a vyztužení, jednoduché případné opravy či nízký zásah do území. Nevýhodami z hlediska provádění může např. mokrá proces při výstavbě, někdy složitější příprava bednění, možnost chyby při vyztužování, vysoká konstrukční výška nebo vyšší hmotnost nosné konstrukce.

U **mostu s ev. č. M 24** naopak tvoří nosnou konstrukci dvoukomorový dodatečně předpjatý trám. Nosná konstrukce ta je montovaná ze segmentů DS-V 620/100, což má z hlediska provádění několik výhod, kterými jsou např. rychlá výstavba mostu, suchý proces na stavbě, nízká konstrukční výška a hmotnost nosné konstrukce, a především možnost delších přemostění. Nevýhodami z hlediska provádění jsou např. riziko provedení chyb (např. nezainjektování kanálků, chybné provedení příčných spár segmentů), složitý návrh nosné konstrukce a vyztužení, složitější a finančně náročné opravy.

Obecně lze říci, že jednoduché deskové (nebo trámové) železobetonové mosty nejsou nijak zásadně náchylné na lidské chyby při jejich výstavbě. Pokud již k chybám dojde, lze je většinou relativně snadno opravit. Mosty tohoto typu spolehlivě slouží většinou dlouhá desetiletí bez nutnosti zásadních oprav a zásahů do nich, a když už je oprava nevyhnutelná, její cena se pohybuje v rozumných relacích. Deskové mosty také nejsou náročné na kvalitu betonu, což dokazuje i příklad mostu ev. č. ZR-004. U výstavby dodatečně předpjatých mostů naopak na lidech (a jejich chybách) záleží podstatně více. Nejčastějším problémem u tohoto typu mostu je nedostatečné zainjektování kabelových kanálků, což názorně dokládá i druhý posuzovaný most v této práci. Tento problém může snadno vést až k fatálním důsledkům, v lepším případě jen k provedení nutné opravy (která je většinou obtížná a finančně nákladná) či výměny vodorovné nosné konstrukce. Je jasné, že od určitých délek přemostění (15 m, v případě více polí až 21 m) je nemožné se předepnutí vyhnout, ovšem do přibližně 30 m je lepší použít předem předpjaté prefabrikované nosníky, u nichž problémy s injektáží lan nastat nemohou.

5 Závěr

Diplomová práce byla v souladu se zadáním zaměřena na diagnostiku a hodnocení mostních objektů. Cílem práce bylo provést vizuální prohlídky mostů a vypracovat základní diagnostický průzkum. Součástí diagnostického průzkumu bylo stanovení vybraných materiálových charakteristik na tělesech odebraných z konstrukce mostu. V teoretické části se práce zabývala podrobněji problematikou prohlídek, průzkumů, samotnými mostními objekty a zkušebními metodami pro zjištění charakteristik.

Mostní objekt ZR-004 ve Žďáře nad Sázavou lze z provedené vizuální prohlídky a diagnostického průzkumu ohodnotit klasifikačním stupněm stavu konstrukce V – špatný stav. Tento stav je stanoven na základě zjištěných závad a poruch při prohlídce. Důležité je také zhodnocení konstrukce z hlediska vyhodnocených materiálových charakteristik, které jsou z důvodu nízkého počtu těles spíše informativní, kdy k průkaznějšímu stanovení hodnot materiálových charakteristik by bylo nutné použít více těles a na základě statistiky určit něco o větší vypovídací schopnosti. Pevnosti betonu v tlaku určitých částí konstrukce, kterými byl úložný práh opěry, dřík opěry, nosná konstrukce a římsy vycházely poměrně příznivě. Dle očekávání nejlepších pevností dosahovala nosná konstrukce mostu, která byla zaříděna do pevnostní třídy betonu C30/37. Naopak nejhorších pevností dosahoval beton úložného prahu opěry, který dosahoval pevnostní třídy C16/20. Další vyhodnocenou charakteristikou byly dynamické moduly pružnosti úložného prahu, dříku opěry a nosné konstrukce, které dosahovaly opět příznivých výsledků, poměrně nízkých hodnot u všech částí konstrukce dosahoval statický modul pružnosti v tlaku, což mohlo být způsobeno použitým kamenivem při výrobě betonu. Výsledky všech modulů pružnosti je nutné brát s rezervou, neboť měření této charakteristiky na jádrových vývrtech je obecně problematické, a také vzhledem k nízkému počtu těles jsou výsledky pouze informativní. Další vyhodnocenou charakteristikou byla nasákavost betonu, která u spodní stavby mostu vykazovala příznivé hodnoty, naopak nasákavost nosné konstrukce vykazovala hodnotu horší, a ta by mohla souviset s nízkou odolností proti CHRL a mrazuvzdornosti. Nasákavost betonu úložného prahu dosahovala 7,6 %, dřík opěry 7,2 % a nosná konstrukce 8,4 %. Nejhorších výsledků dosahovala zkušební metoda odolnosti betonu proti působení chemických rozmrazovacích látek, díky které bylo zjištěno, že beton v konstrukci opakovanému zmrazování a rozmrazování neodolává a po pár zatěžovacích cyklech se rozpadl. Z hlediska chemického stavu betonu lze říct, že beton ani v jedné části konstrukce nechrání výztuž proti korozi.

Mostní objekt M 24 v Olomouci byl na základě provedené vizuální prohlídky a diagnostického průzkumu hodnocen klasifikačním stupněm stavu konstrukce VI – velmi špatný stav. Stav byl stanoven především díky zjištěným závadám a poruchám – tou nejzásadnější, která celé hodnocení ovlivnila,

bylo zatékání vody do kanálků předpínací výztuže. Z hlediska vyhodnocených materiálových charakteristik lze most hodnotit kladně. Pevnostně si beton použitý na mostním objektu vedl dobře a nejhorších výsledků dosahoval dřík opěry, který byl zatříděn jako C16/20, což je pro jeho účel dostačující. Nejvyšší hodnoty dosáhla dle předpokladů nosná konstrukce, zatřídění betonu bylo stanoveno na C50/60. Výborných výsledků dosahovaly také hodnoty dynamických modulů pružnosti, a to jak z vyhodnocení rezonanční metody, tak i ultrazvukové metody. Velice dobrých výsledků dosahoval také statický modul pružnosti v tlaku. Příznivých hodnot dosahovala zkouška nasákavosti betonu nosné konstrukce a dříků opěr, která se pohybovala kolem 6,2 %, naopak nasákavost zbylých oblastí mostu byla vyšší kolem 8,0 %. Další provedenou zkouškou bylo stanovení odolnosti betonu proti působení chemických rozmrazovacích látek, která byla u většiny betonů ovlivněna nedostatečnou mrazuvzdorností betonu – ta způsobila vždy navýšení odpadu po určitém počtu zatěžovacích cyklů a tím se snižovala odolnost betonu. Jediným vzorkem betonu, který nebyl porušen nedostatečnou mrazuvzdorností ani chemickými rozmrazovacími látkami, byl vzorek nosné konstrukce, který se ani po uběhnutí 100 zatěžovacích cyklů nerozpadl. Naopak nejhorší odolnost vykazoval vzorek dříku opěry, který se po 25 zatěžovacích cyklech zcela rozpadl. Chemický stav betonů odpovídá skutečností, které byly zjištěny při vizuální prohlídce mostu, tím je koroze výztuže úložných prahů a dříků všech podpěr mostu.

Celkové zhodnocení a porovnání průzkumů mostních objektů je následující. V případě mostního objektu ZR-004 nevykazují zjištěné poruchy a závady natolik fatální zásahy a konstrukce není zásadně oslabena. Stav mostního objektu M 24 v Olomouci díky zjištěným poruchám fatální zásahy do konstrukce vyžaduje. V jeho případě je nutné před prováděním oprav zvážit z hlediska finanční náročnosti oprav i možnost kompletní výměny vodorovné nosné konstrukce mostního objektu. Porovná-li se materiálové charakteristiky betonů obou mostů, tak lze říct, že mostní objekt M 24 v Olomouci vykazuje podstatně lepší výsledky při hodnocení kvality betonu. Současně, jsou ale jeho poruchy natolik závažné, že je nutné provést rozsáhlou opravu. Naopak mostní objekt ZR-004 ve Žďáře nad Sázavou je možný celkem bez problémů opravit, přestože materiálové charakteristiky betonu vykazují horší výsledky než u mostního objektu M 24.

6 Seznam použitých zdrojů

6.1 Literatura

- [1] STRÁSKÝ, Jiří a Radim NEČAS. *Betonové mosty I: Modul M01 Základní principy navrhování*. Brno, 2006, 109 s.
- [2] ČSN 73 6221: *Prohlídky mostů pozemních komunikací*. Praha: Český normalizační institut, 1996.
- [3] TP 216 - *Navrhování, provádění, údržba, opravy a rekonstrukce ocelových a ocelobetonových mostů PK* [online]. Praha: Ministerstvo dopravy odbor silniční infrastruktury, 2009 [cit. 2020-12-10]. Dostupné z: http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_216.pdf
- [4] *Stodůlecký most před řeku Křemelnou* [online]. In: . [cit. 2021-01-11]. Dostupné z: <https://www.npsumava.cz/uzavirka-mostu-pres-reku-kremelnou/>
- [5] TP 72 - *Diagnostický průzkum mostů PK* [online]. Praha: Ministerstvo dopravy České republiky odbor infrastruktury, 2009 [cit. 2020-12-10]. Dostupné z: <http://www.pjpk.cz/technicke-podminky-tp/>
- [6] *STANOVENÍ RIZIK PRO VYBRANÉ PRVKY DOPRAVNÍ INFRASTRUKTURY* [online]. 2014 [cit. 2020-12-10]. Dostupné z: https://www.fbi.uniza.sk/uploads/Dokumenty/weby/rks-archiv/2014/articles/Kaplan_Uvarova.pdf
- [7] [online]. In: . [cit. 2020-12-15].
- [8] HOBST, Leonard, Jiří ADÁMEK, Petr CIKRLE a Pavel SCHMID. *BI52 - Diagnostika stavebních konstrukcí*. Brno, 2005.
- [9] ČSN 73 1373: *Nedestruktivní zkoušení betonu - Tvrdoměrné metody zkoušení betonu*. 1. 2011.
- [10] ČSN EN 12 504-2: *Zkoušení betonu v konstrukcích - Část 2: Nedestruktivní zkoušení - Stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem*. 1. 2013.
- [11] ČSN EN 13791: *Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components*. 1. 2019.
- [12] *Original Schmidt* [online]. In: . [cit. 2021-01-11]. Dostupné z: <https://www.a1surveyequipment.net/Concrete-Test-Hammer---Original-Schmidt>
- [13] *SilverSchmidt* [online]. In: . [cit. 2021-01-11]. Dostupné z: https://www.archiproducs.com/en/products/pasi/instrumentation-for-load-test-and-trial-silverschmidt_4690
- [14] HOBST, Leonard. *Zkušebnictví a technologie: MODUL BI02-M03: Radiační defektoskopie*. 1. Brno.
- [15] ČSN EN 12 504-1: *Zkoušení betonu v konstrukcích - Část 1: Vývrty - odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku*. 1. 2009.

- [16] Jádrová vrtačka. In: *Super-naradi.cz: Jádrová vrtačka RODIACUT 250* [online]. [cit. 2020-12-21].
- [17] ČSN EN 12390-3: *Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles*. 1. Praha: ČNMZ, 2009.
- [18] ČSN ISO 1920-10: *Zkoušení betonu - Část 10: Stanovení statického modulu pružnosti v tlaku*. 1. Praha: ÚNMZ, 2016.
- [19] ČSN 73 1371: *Nedestruktivní zkoušení betonu - Ultrazvuková impulzová metoda zkoušení betonu*. 1. Praha: ČNMZ, 2011.
- [20] ČSN 73 1372: *Nedestruktivní zkoušení betonu - Rezonanční metoda zkoušení betonu*. 1. Praha: ČNMZ, 2012.
- [21] ČSN 73 1316: *Stanovení vlhkosti, nasákavosti a vztlínivosti betonu*. 1. 1989.
- [22] ČSN 73 1326: *Stanovení odolnosti povrchu cementového betonu proti působení vody a chemických rozmrazovacích látek*. 1. 1984.
- [23] ČSN EN 206 + A1: *Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. 1. Praha: ÚNMZ, 2018.
- [24] ČSN 73 2011: *Nedestruktivní zkoušení betonových konstrukcí*. 1. 2012.
- [25] KRYŠTOF, Jan. *Základní diagnostický průzkum: most Olomouc u Globusu ev. č. M 24*. Brno, 2016.

6.2 Použité obrázky

Obr. 1 Deskový most ev. č. ZR-004.....	16
Obr. 2 Dvoukomorový trémový most ze segmentů DS-V 620/100 s ev. č. M24.....	16
Obr. 3 Názorný příklad havarijního stavu mostu [4]	18
Obr. 4 Příklad zatěžovací zkoušky [7]	23
Obr. 5 Original Schmidt [12].....	25
Obr. 6 SilverSchmidt [13].....	26
Obr. 7 Jádrová vrtačka [16]	28
Obr. 8 Vhodné porušení zkušebních těles [17]	29
Obr. 9 Nevhodné porušení zkušebních těles [17]	30
Obr. 10 Poloha sond při UZ měření.....	32
Obr. 11 Umístění sond při měření podélného kmitání [20]	34
Obr. 12 Umístění sond při měření příčného kmitání [20]	34
Obr. 13 Umístění sond při měření kroutivého kmitání [20].....	35
Obr. 14 Mostní objekt ZR-004 přes potok Staviště	38
Obr. 15 Mostní opěra č. 1.....	39
Obr. 16 Mostní opěra č. 2.....	40
Obr. 17 Pohled na líc levého křídla opěry č. 1.....	40
Obr. 18 Pohled na líc pravého křídla opěry č. 1	41
Obr. 19 Pohled na líc levého křídla opěry č. 2.....	41
Obr. 20 Pohled na líc pravého křídla opěry č.2	42
Obr. 21 Detail obnažené a zkorodované výztuže.....	42
Obr. 22 Dvojitý svislý jádrový průvrt vozovkou a nosnou konstrukcí mostu Ø50/100 mm, 3600 mm před lícem 2. opěry, levobřežní opěry a 3750 mm od líce levé římsy. Tloušťka vozovky a spádového betonu je 220 mm, tloušťka nosné konstrukce 435 mm a celková délka vrtu 655 mm	43
Obr. 23 Pohled na levou stranu nosné konstrukce	43
Obr. 24 Pohled na pravou stranu nosné konstrukce.....	44
Obr. 25 Podhled nosné konstrukce nad opěrou č. 1	44
Obr. 26 Podhled nosné konstrukce nad opěrou č. 2.....	44
Obr. 27 Pohled na mostní závěry (vpravo mostní závěr nad opěrou č. 1, vlevo mostní závěr nad opěrou č. 2.....	45
Obr. 28 Pohled na vozovku, chodník, římsy a zábradlí levé strany mostu.....	46
Obr. 29 Pohled na vozovku, římsy a zábradlí pravé strany mostu	46
Obr. 30 Detailní pohled na poruchu levé římsy nad 2. opěrou	47
Obr. 31 Detailní pohled na poruchu pravé římsy nad 2. opěrou	47
Obr. 32 Detailní porušení římsy	48
Obr. 33 Detail korodujícího zábradlí	48

Obr. 34 Rozdělení jádrového vývrtu V1 a V2	50
Obr. 35 Histogram neupřesněných pevností betonu úložných prahů v tlaku	51
Obr. 36 Prozvučování zařízením Pundit PL-200.....	53
Obr. 37 Zařízení pro měření rezonanční metodou.....	54
Obr. 38 Zatěžovací lis DELTA 6-300 od firmy FORM+TEST	55
Obr. 39 Odpad dřívku opěry po 25 zatěžovacích cyklech	56
Obr. 40 Odpad úložného prahu po 25 zatěžovacích cyklech	57
Obr. 41 Odpad dřívku opěry po 50 zatěžovacích cyklech	57
Obr. 42 Odpad nosné konstrukce po 25 zatěžovacích cyklech	57
Obr. 43 Zjišťování polohy výztuže pomocí zařízení Profometer 600	59
Obr. 44 Vyztužení nosné konstrukce u opěry 2.....	59
Obr. 45 Výstup z Profometru výztuže u opěry č. 2.....	60
Obr. 46 Vyztužení nosné konstrukce ve střední části mostu	60
Obr. 47 Výstup z Profometru výztuže ve střední části mostu	60
Obr. 48 Sekaná sonda S8.....	61
Obr. 49 Mostní objekt M 24 přes silnici I/35.....	63
Obr. 50 Pohled na opěru č. 1 (Řepčinská opěra).....	64
Obr. 51 Pohled na opěru č. 4 (Neředínská opěra).....	64
Obr. 52 Pohled na levou konzolu nosné konstrukce nad 1. opěrou	65
Obr. 53 Pohled na pravou konzolu nosné konstrukce nad 1. opěrou.....	65
Obr. 54 Pohled na levou konzolu nosné konstrukce nad 4. opěrou	66
Obr. 55 Pohled na pravou konzolu nosné konstrukce nad 4. opěrou.....	66
Obr. 56 Detail obnažené výztuže úložného prahu opěry č. 4	67
Obr. 57 Pohled na levé křídlo mostní opěry č. 1	67
Obr. 58 Pohled na pravé křídlo mostní opěry č. 1.....	68
Obr. 59 Pohled na levé křídlo mostní opěry č. 4	68
Obr. 60 Pohled na pravé křídlo mostní opěry č. 4.....	69
Obr. 61 Pohled na přední líc 2. mezilehlé podpěry	69
Obr. 62 Pohled na zadní líc 2. mezilehlé podpěry	70
Obr. 63 Pohled na přední líc 3. mezilehlé podpěry	70
Obr. 64 Pohled na zadní líc 3. mezilehlé podpěry	71
Obr. 65 Detail odvodňovacích otvorů komor nosné konstrukce	71
Obr. 66 Detail prolínání vody z kanálků předpínací výztuže	72
Obr. 67 Detail víka kastlíku předpínací výztuže rozpadlého vlivem koroze	72
Obr. 68 Detail kastlíků kotev předpínacích kabelů č. 2 a 3 rozpadlých vlivem koroze	73
Obr. 69 Podhled nosné konstrukce uložené na opěře č. 1.....	73

Obr. 70 Pohled na čela 1. pole nosné konstrukce ve směru staničení.....	73
Obr. 71 Pohled na levou část 2. pole nosné konstrukce	73
Obr. 72 Pohled na pravou část 2. pole nosné konstrukce.....	74
Obr. 73 Podhled 2. pole nosné konstrukce ve směru staničení	74
Obr. 74 Podhledy 3. pole nosné konstrukce uložené na 4. opěře (vlevo) a na 3. podpěře (vpravo)	74
Obr. 75 Pohledy na čela 3. pole nosné konstrukce proti směru staničení.....	75
Obr. 76 Pohled na mostní závěry levostranné a pravostranné římsy nad 1. opěrou	75
Obr. 77 Pohled na vozovku v místě mostního závěru nad 1. opěrou	76
Obr. 78 Pohled na mostní závěry levostranné a pravostranné římsy nad 4. opěrou	76
Obr. 79 Pohled na vozovku v místě mostního závěru nad 4. opěrou	77
Obr. 80 Detail odvodnění mostními závěry nad opěrou č. 4	77
Obr. 81 Pohled na vozovku, římsy a zábradlí v 1. polovině mostu ve směru staničení	78
Obr. 82 Pohled na vozovku, římsy a zábradlí v 1. polovině mostu proti směru staničení	78
Obr. 83 Pohled na vozovku, římsy a zábradlí v 2. polovině mostu ve směru staničení	78
Obr. 84 Pohled na vozovku, římsy a zábradlí v 2. polovině mostu proti směru staničení	78
Obr. 85 Pohledy na porušenou římsu porostlou mechem a potečenou nosnou konstrukci	79
Obr. 86 Detail kotvení sloupku zábradlí	79
Obr. 87 Odpad dřívku opěry po 25 zatěžovacích cyklech	83
Obr. 88 Zkušební těleso porušené vlivem nedostatečné mrazuvzdornosti po 25 zatěžovacích cyklech	84
Obr. 89 Rozpadlý vzorek dřívku podpěry po 50 zatěžovacích cyklech.....	84
Obr. 90 Vzorek křídla porušený nedostatečnou mrazuvzdorností po 75 zatěžovacích cyklech	85
Obr. 91 Vzorek úložného prahu opěry narušení nedostatečnou mrazuvzdorností po 100 zatěžovacích cyklech – nezkoušená plocha	85
Obr. 92 Vzorek nosné konstrukce po 100 zatěžovacích cyklech.....	86
Obr. 93 Detail sondy S1	88
Obr. 94 Detail sondy S2	88
Obr. 95 Detail sondy S3	88
Obr. 96 Detail sondy S4	89
Obr. 97 Detail sondy S5	89
Obr. 98 Detail sondy S6	89
Obr. 99 Detail sondy S7	90
Obr. 100 Detail sondy S8	90
Obr. 101 Detail sondy S9	90
Obr. 102 Detail sondy S10	91

6.3 Použité tabulky

Tab. 1 Provedené práce na mostním objektu ZR-004	49
Tab. 2 Pevnosti betonů se zaručenou přesností a jejich zatřídění pro most ZR-004	52
Tab. 3 Pevnosti betonů s nezaručenou přesností a jejich zatřídění pro most ZR-004	52
Tab. 4 Vypočítané hodnoty modulů pružnosti částí mostního objektu ZR-004	55
Tab. 5 Nasákavost betonu na mostě ZR-004	55
Tab. 6 Tabulka výsledků odolnosti betonu proti CHRL na mostě ZR-004	56
Tab. 7 Tabulka výsledků fenoftaleinového testu na mostě ZR-004	58
Tab. 8 Provedené práce na mostním objektu M 24	80
Tab. 9 Stanovené pevnosti betonů se zaručenou přesností a jejich zatřídění pro most M 24	81
Tab. 10 Vypočítané hodnoty modulů pružnosti betonu mostu M 24	82
Tab. 11 Nasákavost betonu mostu M 24	83
Tab. 12 Tabulka výsledků odolnosti betonu proti působení CHRL na mostě M 24	84
Tab. 13 Výsledky fenolftaleinového testu na mostu M 24	86

7 Seznam symbolů

f_{be}	pevnost betonu v tlaku s nezaručenou přesností [MPa, N/mm ²]
α	součinitel upřesnění [-]
f_c	pevnost betonu v tlaku [MPa, N/mm ²]
F	maximální zatížení při porušení tělesa [N]
A_c	průřezová plocha zkušebního tělesa [mm ²]
E_c	statický modul pružnosti v tlaku [GPa]
σ_a	horní zatěžovací napětí [MPa, N/mm ²]
σ_b	základní napětí [MPa, N/mm ²]
ε_a	průměrné poměrné přetvoření při horním zatěžovacím napětí
ε_b	průměrné poměrné přetvoření při základním napětí
v_L	rychlost šíření impulzu [km/s]
L	délka měřicí základny [mm]
T	čas, který uplyne při impulzu měřicí základnou [μ s]
E_{cu}	dynamický modul pružnosti v tlaku i tahu [GPa]
ρ	objemová hmotnost betonu [kg/m ³]
k	součinitel rozměrnosti prostředí [-]
E_{crl}	dynamický modul pružnosti z vlastního kmitočtu podélného kmitání [GPa]
f_L	první vlastní kmitočet podélného kmitání [kHz]
E_{crf}	dynamický modul pružnosti z vlastního kmitočtu příčného kmitání [GPa]
c_1	korekční součinitel zohledňující vliv smyku a setrvačných momentů [-]
f_f	první vlastní kmitočet příčného kmitání [kHz]
i	poloměr setrvačnosti [m]
G_{cr}	dynamický modul pružnosti ve smyku z vlastního kmitočtu kroutivého kmitání [GPa]
f_t	první vlastní kmitočet kroutivého kmitání [kHz]
ν_{cr}	dynamický Poissonův koeficient [-]
NV	nasákavost [%]
m_m	hmotnost nasyceného vzorku [kg]
m_n	hmotnost vysušeného vzorku [kg]
ρ_a	hmotnost odpadu [g/m ²]

8 Seznam příloh

8.1 Mostní objekt ZR-004

Tabulky:

Tab. ZR. 1 Naměřené hodnoty rozměrů a hmotností zkušebních těles	105
Tab. ZR. 2 Hodnoty odrazů na úložném prahu 1	105
Tab. ZR. 3 Nezaručené pevnosti úložného prahu 1	105
Tab. ZR. 4 Vyhodnocení úložného prahu 1	105
Tab. ZR. 5 Stanovení charakteristické pevnosti v tlaku a zatřídění betonu úložného prahu 1	105
Tab. ZR. 6 Hodnoty odrazů na úložném prahu 2	106
Tab. ZR. 7 Nezaručené pevnosti úložného prahu 2	106
Tab. ZR. 8 Vyhodnocení úložného prahu 2	106
Tab. ZR. 9 Stanovení charakteristické pevnosti v tlaku a zatřídění betonu úložného prahu 2	106
Tab. ZR. 10 Hodnoty odrazů na dřících	106
Tab. ZR. 11 Nezaručené pevnosti dříků opěr	107
Tab. ZR. 12 Vyhodnocení dříků opěr	107
Tab. ZR. 13 Stanovení charakteristické pevnosti v tlaku a zatřídění betonu dříků opěr	107
Tab. ZR. 14 Hodnoty odrazů na nosné konstrukci	107
Tab. ZR. 15 Nezaručené pevnosti nosné konstrukce	108
Tab. ZR. 16 Vyhodnocení nosné konstrukce	108
Tab. ZR. 17 Stanovení charakteristické pevnosti v tlaku a zatřídění betonu nosné konstrukce	108
Tab. ZR. 18 Hodnoty odrazů na římsách	108
Tab. ZR. 19 Nezaručené pevnosti říms	109
Tab. ZR. 20 Vyhodnocení říms	109
Tab. ZR. 21 Stanovení nezaručené charakteristické pevnosti v tlaku a zatřídění betonu říms	109
Tab. ZR. 22 Pevnosti v tlaku zkušebních těles	110
Tab. ZR. 23 Hodnoty ze zkoušení rezonanční metodou a ultrazvukem	110

Obrázky:

Obr. ZR. 1 Jádrový vývrt V1	110
Obr. ZR. 2 Jádrový vývrt V2	111
Obr. ZR. 3 Jádrový vývrt S5	111
Obr. ZR. 4 Tělesa určená pro měření pevnosti betonu v tlaku a modulu pružnosti	111
Obr. ZR. 5 Tělesa určená pro stanovení CHRL	112
Obr. ZR. 6 Tělesa určená pro měření nasákavosti	112
Obr. ZR. 7 Porovnání peaku zkušebních vzorků úložného prahu (V1) a dříku opěry (V2)	113

Tab. ZR. 1 Naměřené hodnoty rozměrů a hmotností zkušebních těles

Vzorek	Průměr - d [mm]				Délka - L [mm]		Hmotnost - m [g]
V1 - B	99,85	99,84	99,93	99,91	99,87	100,13	1746,14
V1 - C	99,89	99,84	99,81	99,84	201,89	202,26	3572,50
V2 - B	99,86	99,92	99,68	99,79	99,05	99,25	1741,86
V2 - C	99,64	99,67	99,51	99,39	200,32	200,55	3501,30
S5 - 4	49,75	49,71	49,76	49,73	100,65	100,48	447,04
S5 - 5	49,37	49,64	49,84	49,72	50,61	50,19	223,14
S5 - 6	49,81	49,76	49,70	49,78	100,37	100,16	423,82

Tab. ZR. 2 Hodnoty odrazů na úložném prahu 1

Úložný práh 1 - vyhodnocení NDT zkoušek betonu												
Zkušební místo	Jádrový vývrt	Směr zkoušení	Hodnota odrazu tvrdoměru Schmidt N									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
20 - 9	-	→	30	32	32	25	25	31	33	30	38	30
20 - 10	-	→	29	26	25	33	25	26	25	29	26	26
20 - 11	-	→	33	31	32	30	25	29	25	35	29	32
20 - 12	-	→	28	25	32	28	25	32	28	32	30	31

Tab. ZR. 3 Nezaručené pevnosti úložného prahu 1

Úložný práh 1 - vyhodnocení NDT zkoušek betonu													
Zkušební místo	Nezaručená pevnost f_{be} [MPa]										Průměrná hodnota		Meze
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			80% 120%
20 - 9	24	27	27	16	16	25	29	24	37	24	24,8		19,9 29,8
20 - 10	22	18	16	28	16	18	16	22	18	18	19,2		15,4 23,0
20 - 11	28	25	27	24	16	22	16	32	22	27	23,9		19,1 28,7
20 - 12	21	16	27	21	16	27	21	27	24	25	22,5		18,0 27,0

Tab. ZR. 4 Vyhodnocení úložného prahu 1

Úložný práh 1 - vyhodnocení NDT zkoušek betonu																	
Zkušební místo	Nezaručená pevnost f_{be} [MPa]										Platné		Průměr f_{be} [MPa]	α_t	α_w	α	f_{be} [MPa]
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10							
20 - 9	24	27	27	-	-	25	29	24	-	24	7	ok	25,6	0,90	1,00	1,00	23,0
20 - 10	22	18	16	-	16	18	16	22	18	18	9	ok	18,2	0,90	1,00	1,00	16,4
20 - 11	28	25	27	24	-	22	-	-	22	27	7	ok	24,9	0,90	1,00	1,00	22,4
20 - 12	21	-	27	21	-	27	21	27	24	25	4	ok	24,1	0,90	1,00	1,00	21,7

Tab. ZR. 5 Stanovení charakteristické pevnosti v tlaku a zatřídění betonu úložného prahu 1

Úložný práh 1 - vyhodnocení NDT zkoušek betonu	
Zkušebních míst	4
Aritmetický průměr pevností f_b [MPa]	20,9
Výběrová směrodatná odchylka s_x	3,05
Variační koeficient V_x	0,15
k_n	1,83
Nezaručená char. pev. v tlaku f_{berck} [MPa]	15,3
Třída betonu dle ČSN EN 206 + A1	C16/20

Tab. ZR. 6 Hodnoty odrazů na úložném prahu 2

Úložný práh 2 - vyhodnocení NDT zkoušek betonu												
Zkušební místo	Jádrový vývrt	Směr zkoušení	Hodnota odrazu tvrdoměru Schmidt N									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
20 - 13	-	→	49	52	50	50	40	49	55	48	46	45
20 - 14	20 - V1	→	45	44	52	43	44	45	42	42	35	44
20 - 15	-	→	48	55	49	55	55	48	55	51	50	55
20 - 16	-	→	49	48	43	44	48	43	45	44	45	45

Tab. ZR. 7 Nezaručené pevnosti úložného prahu 2

Úložný práh 2 - vyhodnocení NDT zkoušek betonu													
Zkušební místo	Nezaručená pevnost f_{be} [MPa]										Průměrná hodnota	Meze	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		80%	120%
20 - 13	57	63	59	59	41	57	63	55	52	50	55,6	44,5	66,7
20 - 14	50	48	63	46	48	50	44	44	32	48	47,4	37,9	56,9
20 - 15	55	63	57	63	63	55	63	61	59	63	60,2	48,2	72,3
20 - 16	57	55	46	48	55	46	50	48	50	50	50,6	40,5	60,8

Tab. ZR. 8 Vyhodnocení úložného prahu 2

Úložný práh 2 - vyhodnocení NDT zkoušek betonu																
Zkušební místo	Nezaručená pevnost f_{be} [MPa]										Platné	Průměr f_{be} [MPa]	α_t	α_w	α	f_{bi} [MPa]
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10						
20 - 13	57	63	59	59	-	57	63	55	52	50	9 ok	57,2	0,90	1,00	0,63	32,4
20 - 14	50	48	-	46	48	50	44	44	-	48	8 ok	47,3	0,90	1,00	0,63	26,8
20 - 15	55	63	57	63	63	55	63	61	59	63	10 ok	60,2	0,90	1,00	0,63	34,1
20 - 16	57	55	46	48	55	46	50	48	50	50	10 ok	50,6	0,90	1,00	0,63	28,7

Tab. ZR. 9 Stanovení charakteristické pevnosti v tlaku a zatřídění betonu úložného prahu 2

Úložný práh 2 - vyhodnocení NDT zkoušek betonu	
Zkušebních míst	4
Aritmetický průměr pevností f_b [MPa]	30,5
Výběrová směrodatná odchylka s_x	3,35
Variační koeficient V_x	0,11
k_n	1,83
Char. pevnost betonu v tlaku f_{ck} [MPa]	24,4
Třída betonu dle ČSN EN 206 + A1	C16/20

Tab. ZR. 10 Hodnoty odrazů na dřících

Dříky opěr - vyhodnocení NDT zkoušek betonu												
Zkušební místo	Jádrový vývrt	Směr zkoušení	Hodnota odrazu tvrdoměru Schmidt N									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
20 - 1	-	→	39	38	40	39	42	42	45	42	48	40
20 - 2	-	→	39	40	42	35	35	41	42	30	39	39
20 - 3	-	→	45	46	52	50	50	42	50	50	43	45
20 - 4	-	→	44	44	45	45	46	46	45	43	40	44
20 - 5	-	→	30	31	28	35	30	35	29	33	25	29
20 - 6	20 - V2	→	40	43	39	30	35	40	35	33	32	40
20 - 7	-	→	35	32	35	30	31	35	31	42	39	35
20 - 8	-	→	36	40	39	45	42	40	33	35	39	46

Tab. ZR. 11 Nezaručené pevnosti dřívů opěr

Dřívky opěr - vyhodnocení NDT zkoušek betonu													
Zkušební místo	Nezaručená pevnost f_{be}' [MPa]										Průměrná hodnota	Meze	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		80%	120%
20 - 1	39	37	41	39	44	44	50	44	55	41	43,5	34,8	52,2
20 - 2	39	41	44	32	32	42	44	24	39	39	37,7	30,1	45,2
20 - 3	50	52	63	59	59	44	59	59	46	50	54,0	43,2	64,8
20 - 4	48	48	50	50	52	52	50	46	41	48	48,5	38,8	58,2
20 - 5	24	25	21	32	24	32	22	28	16	22	24,5	19,6	29,4
20 - 6	41	46	39	24	32	41	32	28	27	41	35,2	28,0	42,2
20 - 7	32	27	32	24	25	32	25	44	39	32	31,3	25,0	37,6
20 - 8	33	41	39	50	44	41	28	32	39	52	39,9	32,0	47,9

Tab. ZR. 12 Vyhodnocení dřívů opěr

Dřívky opěr - vyhodnocení NDT zkoušek betonu																	
Zkušební místo	Nezaručená pevnost f_{be} [MPa]										Platné		Průměr f_{be} [MPa]	α_t	α_w	α	f_{bi} [MPa]
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10							
20 - 1	39	37	41	39	44	44	50	44	-	41	9	ok	42,2	0,90	1,00	1,07	40,6
20 - 2	39	41	44	32	32	42	44	-	39	39	9	ok	39,3	0,90	1,00	1,07	37,8
20 - 3	50	52	63	59	59	44	59	59	46	50	10	ok	54,0	0,90	1,00	1,07	52,0
20 - 4	48	48	50	50	52	52	50	46	41	48	10	ok	48,5	0,90	1,00	1,07	46,7
20 - 5	24	25	21	-	24	-	22	28	-	22	7	ok	23,5	0,90	1,00	1,07	22,7
20 - 6	41	-	39	-	32	41	32	28	-	41	7	ok	36,4	0,90	1,00	1,07	35,0
20 - 7	32	27	32	-	25	32	25	-	-	32	7	ok	29,5	0,90	1,00	1,07	28,4
20 - 8	33	41	39	-	44	41	-	32	39	-	7	ok	38,5	0,90	1,00	1,07	37,1

Tab. ZR. 13 Stanovení charakteristické pevnosti v tlaku a zatřídění betonu dřívů opěr

Dřívky opěr - vyhodnocení NDT zkoušek betonu	
Zkušebních míst	8
Aritmetický průměr pevností f_b [MPa]	37,5
Výběrová směrodatná odchylka s_x	9,37
Variační koeficient V_x	0,25
k_n	1,74
Char. pevnost betonu v tlaku f_{ck} [MPa]	21,2
Třída betonu dle ČSN EN 206 + A1	C16/20

Tab. ZR. 14 Hodnoty odrazů na nosné konstrukci

Nosná konstrukce - vyhodnocení NDT zkoušek betonu												
Zkušební místo	Jádrový vývrt	Směr zkoušení	Hodnota odrazu tvrdoměru Schmidt N									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
20 - 17	-	↑	52	55	58	55	53	53	55	55	55	59
20 - 18	-	↑	53	55	58	53	55	59	55	58	55	50
20 - 19	-	↑	49	50	56	54	53	52	55	53	55	56
20 - 20	20 - S5	↑	54	55	55	56	52	55	55	55	51	58
20 - 21	-	↑	51	56	59	55	55	55	55	55	56	58
20 - 22	-	↑	56	55	62	56	55	55	56	55	61	55
20 - 23	-	↑	48	52	45	55	48	48	55	52	54	50
20 - 24	-	↑	50	49	50	48	45	46	55	48	55	50

Tab. ZR. 15 Nezaručené pevnosti nosné konstrukce

Nosná konstrukce - vyhodnocení NDT zkoušek betonu													
Zkušební místo	Nezaručená pevnost f_{be}' [MPa]										Průměrná hodnota	Meze	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		80%	120%
20 - 17	56	62	62	62	58	58	62	62	62	62	60,8	48,6	72,9
20 - 18	58	62	62	58	62	62	62	62	62	52	60,3	48,3	72,4
20 - 19	51	52	62	60	58	56	62	58	62	62	58,4	46,7	70,1
20 - 20	60	62	62	62	56	62	62	62	54	62	60,6	48,5	72,7
20 - 21	54	62	62	62	62	62	62	62	62	62	61,3	49,1	73,6
20 - 22	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62,1	49,7	74,5
20 - 23	49	56	43	62	49	49	62	56	60	52	53,8	43,1	64,6
20 - 24	52	51	52	49	43	45	62	49	62	52	51,6	41,3	61,9

Tab. ZR. 16 Vyhodnocení nosné konstrukce

Nosná konstrukce - vyhodnocení NDT zkoušek betonu																	
Zkušební místo	Nezaručená pevnost f_{be} [MPa]										Platné		Průměr f_{be} [MPa]	α_t	α_w	α	f_{bi} [MPa]
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10							
20 - 17	56	62	62	62	58	58	62	62	62	62	10	ok	60,8	0,90	1,00	0,80	43,8
20 - 18	58	62	62	58	62	62	62	62	62	52	10	ok	60,3	0,90	1,00	0,80	43,4
20 - 19	51	52	62	60	58	56	62	58	62	62	10	ok	58,4	0,90	1,00	0,80	42,1
20 - 20	60	62	62	62	56	62	62	62	54	62	10	ok	60,6	0,90	1,00	0,80	43,6
20 - 21	54	62	62	62	62	62	62	62	62	62	10	ok	61,3	0,90	1,00	0,80	44,2
20 - 22	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	10	ok	62,1	0,90	1,00	0,80	44,7
20 - 23	49	56	43	62	49	49	62	56	60	52	10	ok	53,8	0,90	1,00	0,80	38,8
20 - 24	52	51	52	49	43	45	62	49	62	52	10	ok	51,6	0,90	1,00	0,80	37,2

Tab. ZR. 17 Stanovení charakteristické pevnosti v tlaku a zatřídění betonu nosné konstrukce

NK - vyhodnocení NDT zkoušek betonu	
Zkušebních míst	8
Aritmetický průměr pevností f_b [MPa]	42,2
Výběrová směrodatná odchylka s_x	2,76
Variační koeficient V_x	0,07
k_n	1,74
Char. pevnost betonu v tlaku f_{ck} [MPa]	37,4
Třída betonu dle ČSN EN 206 + A1	C30/37

Tab. ZR. 18 Hodnoty odrazů na římsách

Římsy - vyhodnocení NDT zkoušek betonu												
Zkušební místo	Jádrový vývrt	Směr zkoušení	Hodnota odrazu tvrdoměru Schmidt N									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
20 - 25	-	→	44	35	36	34	45	42	38	42	33	35
20 - 26	-	→	28	30	31	33	33	32	33	29	30	34
20 - 27	-	→	23	35	30	33	25	22	22	25	30	34
20 - 28	-	→	29	29	34	35	35	33	28	29	30	32
20 - 29	-	→	25	29	25	25	32	30	27	25	25	28
20 - 30	-	→	30	25	28	29	28	25	30	28	25	29
20 - 31	-	→	35	40	35	33	38	35	30	30	35	38
20 - 32	-	→	38	45	45	48	48	45	45	35	39	42

Tab. ZR. 19 Nezaručené pevnosti říms

Římsy - vyhodnocení NDT zkoušek betonu													
Zkušební místo	Nezaručená pevnost f_{be}' [MPa]										Průměrná hodnota	Meze	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		80%	120%
20 - 25	48	32	33	30	50	44	37	44	28	32	37,9	30,3	45,4
20 - 26	21	24	25	28	28	27	28	22	24	30	25,6	20,5	30,7
20 - 27	-	32	24	28	16	-	-	16	24	30	24,2	19,3	29,0
20 - 28	22	22	30	32	32	28	21	22	24	27	25,9	20,7	31,1
20 - 29	16	22	16	16	27	24	18	16	16	21	19,2	15,3	23,0
20 - 30	24	16	21	22	21	16	24	21	16	22	20,2	16,1	24,2
20 - 31	32	41	32	29	37	32	24	24	32	37	32,0	25,6	38,4
20 - 32	37	50	50	55	55	50	50	32	39	44	46,3	37,0	55,5

Tab. ZR. 20 Vyhodnocení říms

Římsy - vyhodnocení NDT zkoušek betonu																	
Zkušební místo	Nezaručená pevnost f_{be} [MPa]										Platné		Průměr f_{be} [MPa]	α_t	α_w	α	f_{be} [MPa]
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10							
20 - 25	-	32	33	-	-	44	37	44	-	32	6	no	37,1	0,90	1,00	1,00	33,4
20 - 26	21	24	25	28	28	27	28	22	24	30	10	ok	25,6	0,90	1,00	1,00	23,0
20 - 27	-	-	24	28	-	-	-	-	24	-	3	no	-	0,90	1,00	1,00	-
20 - 28	22	22	30	-	-	28	21	22	24	27	8	ok	24,3	0,90	1,00	1,00	21,9
20 - 29	16	22	16	16	-	-	18	16	16	21	8	ok	17,6	0,90	1,00	1,00	15,9
20 - 30	24	-	21	22	21	-	24	21	-	22	7	ok	21,9	0,90	1,00	1,00	19,7
20 - 31	32	-	32	29	37	32	-	-	32	37	7	ok	33,1	0,90	1,00	1,00	29,8
20 - 32	37	50	50	55	55	50	50	-	39	44	9	ok	47,8	0,90	1,00	1,00	43,1

Tab. ZR. 21 Stanovení nezaručené charakteristické pevnosti v tlaku a zatřídění betonu říms

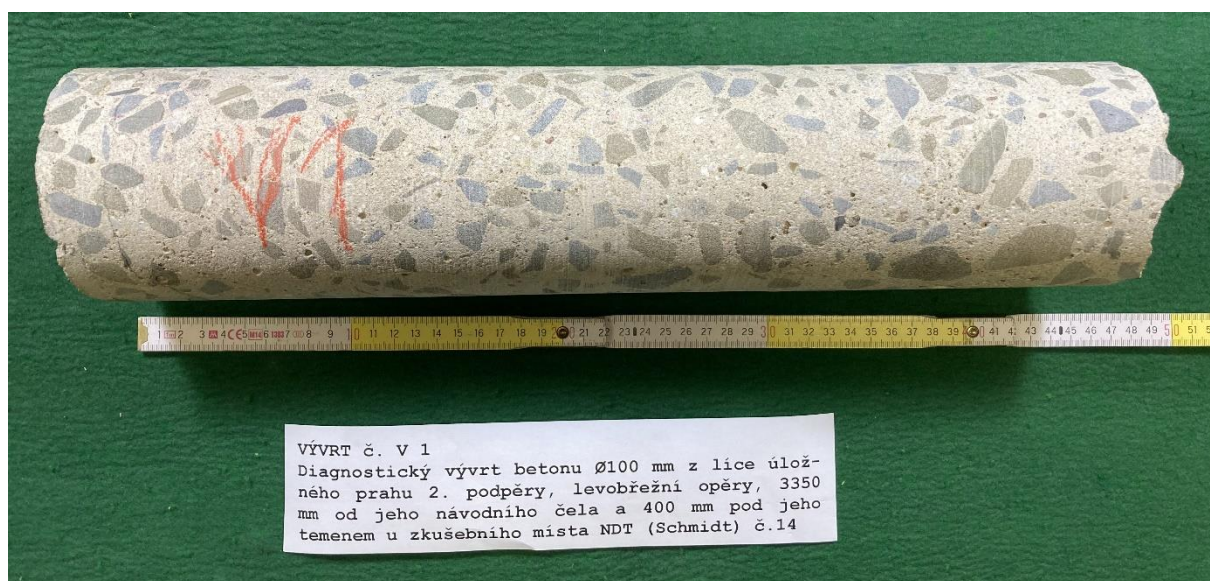
Římsy - vyhodnocení NDT zkoušek betonu	
Zkušebních míst	8
Aritmetický průměr pevností f_b [MPa]	26,7
Výběrová směrodatná odchylka s_x	9,34
Variační koeficient V_x	0,35
k_n	1,75
Nezaručená char. pev. v tlaku $f_{be,ck}$ [MPa]	10,3
Třída betonu dle ČSN EN 206 + A1	C8/10

Tab. ZR. 22 Pevnosti v tlaku zkušebních těles

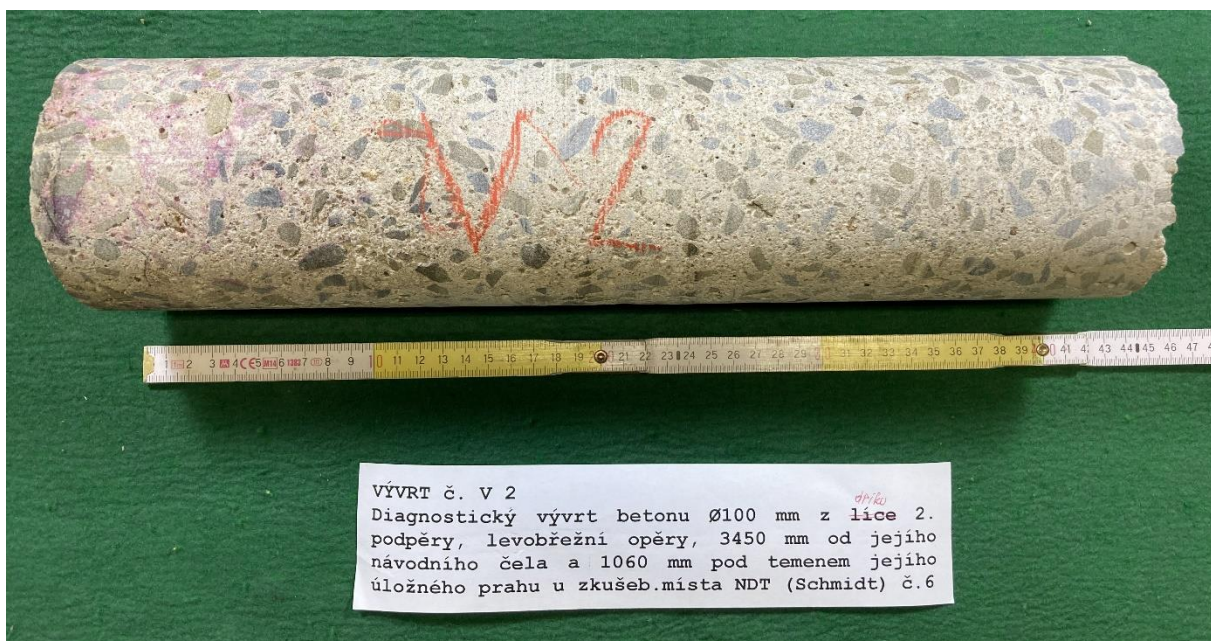
Zkušební těleso č.		d [mm]	L [mm]	F _c [kN]	f _c [N/mm ²]
Zk .označení	Upřesnění				
V1 - B	Úložný práh	99,9	100,0	212,9	27,2
V1 - Ca	Úložný práh	99,8	98,9	231,7	29,6
V1 - Cb	Úložný práh	99,8	100,9	253,6	32,4
Průměrná hodnota					29,7
Výběrová směrodatná odchylka					2,61
Zkušební těleso č.		d [mm]	L [mm]	F _c [kN]	f _c [N/mm ²]
Zk .označení	Upřesnění				
V2 - B	Dřík opěry	99,8	99,2	284,7	36,4
V2 - Ca	Dřík opěry	99,6	99,3	302,1	38,8
V2 - Cb	Dřík opěry	99,6	98,4	323,1	41,5
Průměrná hodnota					38,9
Výběrová směrodatná odchylka					2,56
Zkušební těleso č.		d [mm]	L [mm]	F _c [kN]	f _c [N/mm ²]
Zk .označení	Upřesnění				
S5 - 4a	Nosná konstrukce	49,7	48,5	75,7	39,0
S5 - 4b	Nosná konstrukce	49,7	49,4	74,0	38,1
S5 - 5	Nosná konstrukce	49,6	50,4	101,2	52,3
S5 - 6a	Nosná konstrukce	49,8	48,2	52,2	26,9
S5 - 6b	Nosná konstrukce	49,8	48,3	91,8	47,2
Průměrná hodnota					40,7
Výběrová směrodatná odchylka					9,71

Tab. ZR. 23 Hodnoty ze zkoušení rezonanční metodou a ultrazvukem

Vzorek	Ultrazvuk			Podélné kmitání - f _l	Příčné kmitání - f _r	Torzní kmitání - f _t
	[μs]			[kHz]	[kHz]	[kHz]
V1 - B	25,5	25,4	26,7	-	-	-
V1 - C	49,5	48,7	49	6968	4028	4883
V2 - B	22,8	23	22,8	-	-	-
V2 - C	45,2	45,6	45,2	9176	5369	5762
S5 - 4	22,8	22	22,6	18613	11448	12881
S5 - 5	12,7	11,5	12,1	-	-	-
S5 - 6	25,7	26	25,9	16232	9945	10800



Obr. ZR. 1 Jádrový vývrt V1



Obr. ZR. 2 Jádrový vývrt V2



Obr. ZR. 3 Jádrový vývrt S5



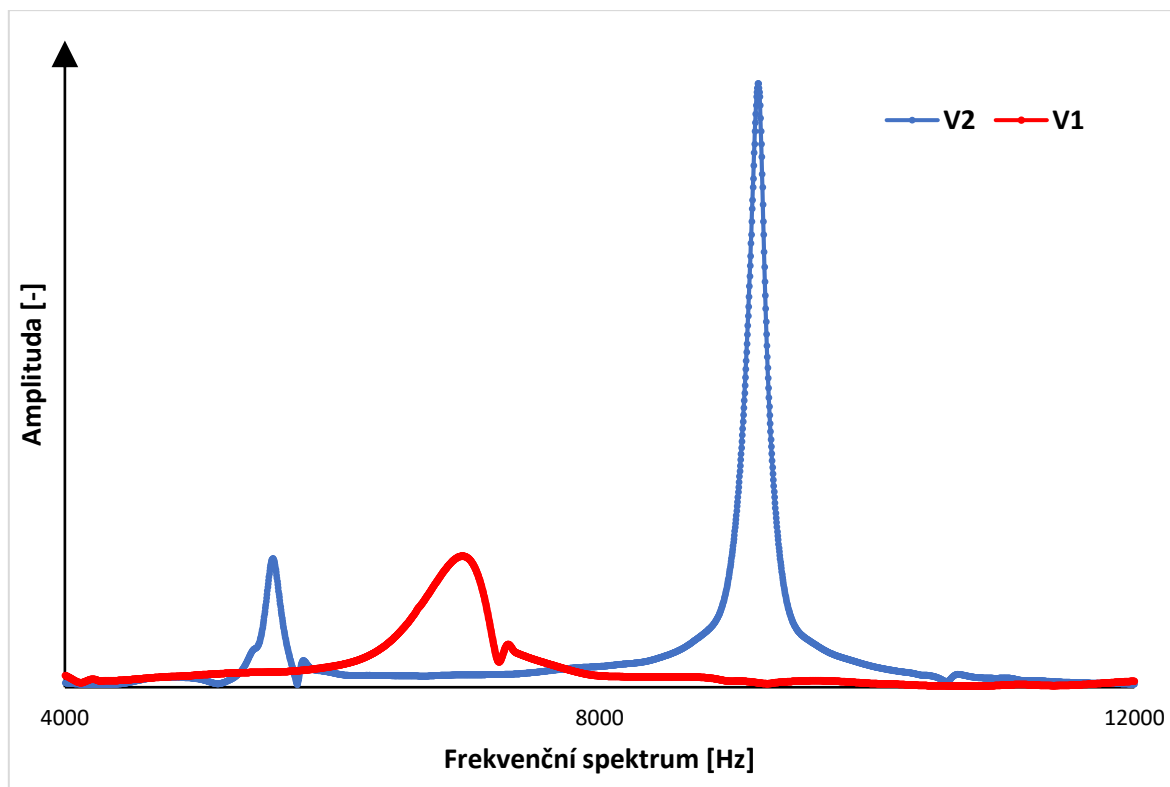
Obr. ZR. 4 Tělesa určená pro měření pevnosti betonu v tlaku a modulu pružnosti



Obr. ZR. 5 Tělesa určená pro stanovení CHRL



Obr. ZR. 6 Tělesa určená pro měření nasákavosti



Obr. ZR. 7 Porovnání peaku zkušebních vzorků úložného prahu (V1) a dřívku opěry (V2)

8.2 Mostní objekt M 24

Tabulky:

Tab. M. 1 Naměřené hodnoty rozměrů a hmotností zkušebních těles.....	115
Tab. M. 2 Hodnoty odrazů na dřících	115
Tab. M. 3 Nezaručené pevnosti dříků opěr	115
Tab. M. 4 Vyhodnocení dříků opěr	116
Tab. M. 5 Stanovení charakteristické pevnosti v tlaku a zatřídění betonu dříků	116
Tab. M. 6 Hodnoty odrazů na křídlech	116
Tab. M. 7 Nezaručené pevnosti křídel.....	117
Tab. M. 8 Vyhodnocení křídel.....	117
Tab. M. 9 Stanovení charakteristické pevnosti v tlaku a zatřídění betonu křídel	117
Tab. M. 10 Hodnoty odrazů úložných prahů	118
Tab. M. 11 Nezaručené pevnosti úložných prahů	118
Tab. M. 12 Vyhodnocení úložných prahů.....	119
Tab. M. 13 Stanovení charakteristické pevnosti v tlaku a zatřídění betonu úložných prahů	119
Tab. M. 14 Hodnoty odrazů dříků podpěr	119
Tab. M. 15 Nezaručené pevnosti dříků podpěr	120
Tab. M. 16 Vyhodnocení dříků podpěr	120
Tab. M. 17 Stanovení charakteristické pevnosti v tlaku a zatřídění betonu dříků podpěr	120
Tab. M. 18 Hodnoty odrazů nosné konstrukce	121
Tab. M. 19 Nezaručené pevnosti nosné konstrukce	121
Tab. M. 20 Vyhodnocení nosné konstrukce	122
Tab. M. 21 Stanovení charakteristické pevnosti v tlaku a zatřídění betonu nosné konstrukce.....	122
Tab. M. 22 Hodnoty ze zkoušení rezonanční metodou a ultrazvukem	122
Tab. M. 23 Pevnosti v tlaku zkušebních těles.....	123

Obrázky:

Obr. M. 1 Jádrový vývrt V1	123
Obr. M. 2 Jádrový vývrt V2	124
Obr. M. 3 Jádrový vývrt V3	124
Obr. M. 4 Jádrový vývrt V4	125
Obr. M. 5 Jádrový vývrt V5	125

Tab. M. 1 Naměřené hodnoty rozměrů a hmotností zkušebních těles

Vzorek	Průměr - d				Délka - L		Hmotnost - m
	[mm]				[mm]		
V1 - B	99,32	99,50	99,37	99,39	161,50	161,61	2881,82
V2 - B	99,71	99,71	99,65	99,75	201,20	200,69	3543,80
V3 - B	99,63	99,52	99,55	99,58	201,23	202,24	3631,38
V4 - B	49,53	49,50	49,54	49,52	103,33	103,53	452,74
V5 - B	49,43	49,54	49,52	49,48	103,48	103,20	475,36

Tab. M. 2 Hodnoty odrazů na dřících

Dříky opěr - vyhodnocení NDT zkoušek betonu												
Zkušební místo	Jádrový vývrt	Směr zkoušení	Hodnota odrazu tvrdoměru Schmidt N									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
16 - 1	-	→	41	37	49	41	45	43	41	43	43	50
16 - 2	-	→	53	59	57	59	56	55	57	59	57	59
16 - 3	-	→	45	49	45	49	43	43	49	43	43	49
16 - 4	-	→	63	55	57	57	53	55	59	57	55	59
16 - 5	-	→	41	35	43	39	49	45	44	35	43	45
16 - 6	-	→	49	41	43	40	34	37	43	39	40	45
16 - 7	-	→	41	59	39	55	53	57	50	53	53	53
16 - 8	-	→	42	33	33	39	44	39	43	41	49	41
16 - 9	16 - V1	→	64	51	63	51	59	53	51	55	54	49
16 - 10	-	→	63	57	53	57	57	57	60	56	59	49
16 - 11	-	→	65	45	57	57	47	58	47	52	59	49
16 - 12	-	→	45	49	45	53	40	47	49	54	45	43
16 - 13	-	→	53	46	46	56	59	47	49	51	49	51
16 - 14	-	→	43	55	56	57	46	44	47	47	47	43
16 - 15	-	→	39	46	49	32	45	37	45	38	38	45
16 - 16	-	→	47	49	45	44	47	46	45	44	45	47
20 - 1	-	→	35	35	39	42	37	40	42	42	46	34
20 - 2	20 - V1	→	45	41	43	45	39	37	34	38	44	38
20 - 3	-	→	38	32	28	35	33	38	42	35	28	35

Tab. M. 3 Nezaručené pevnosti dříků opěr

Dříky opěr - vyhodnocení NDT zkoušek betonu													
Zkušební místo	Nezaručená pevnost f_{be} [MPa]										Průměrná hodnota	Meze	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		80%	120%
16 - 1	42	35	57	42	50	46	42	46	46	59	46,6	37,3	55,9
16 - 2	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63,0	50,4	75,6
16 - 3	50	57	50	57	46	46	57	46	46	57	51,4	41,1	61,6
16 - 4	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63,0	50,4	75,6
16 - 5	42	32	46	39	57	50	48	32	46	50	44,4	35,5	53,2
16 - 6	57	42	46	41	30	35	46	39	41	50	42,8	34,2	51,4
16 - 7	42	63	39	63	63	63	59	63	63	63	58,1	46,5	69,7
16 - 8	44	28	28	39	48	39	46	42	57	42	41,4	33,1	49,7
16 - 9	63	61	63	61	63	63	61	63	63	57	61,7	49,4	74,0
16 - 10	63	63	63	63	63	63	63	63	63	57	62,4	49,9	74,9
16 - 11	63	50	63	63	53	63	53	63	63	57	59,1	47,3	70,9
16 - 12	50	57	50	63	41	53	57	63	50	46	53,0	42,4	63,6
16 - 13	63	52	52	63	63	53	57	61	57	61	58,1	46,5	69,7
16 - 14	46	63	63	63	52	48	53	53	53	46	54,1	43,2	64,9
16 - 15	39	52	57	27	50	35	50	37	37	50	43,4	34,7	52,1
16 - 16	53	57	50	48	53	52	50	48	50	53	51,4	41,1	61,7
20 - 1	32	32	39	44	35	41	44	44	52	30	39,3	31,5	47,2
20 - 2	50	42	46	50	39	35	30	37	48	37	41,5	33,2	49,8
20 - 3	37	27	21	32	28	37	44	32	21	32	31,2	24,9	37,4

Tab. M. 4 Vyhodnocení dříků opěr

Dříky opěr - vyhodnocení NDT zkoušek betonu																
Zkušební místo	Nezaručená pevnost f_{be} [MPa]										Platné	Průměr f_{be} [MPa]	α_t	α_w	α	f_{bi} [MPa]
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10						
16 - 1	42	-	-	42	50	46	42	46	46	-	7 ok	45,0	0,90	1,00	0,79	32,0
16 - 2	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	10 ok	63,0	0,90	1,00	0,79	44,8
16 - 3	50	57	50	57	46	46	57	46	46	57	10 ok	51,4	0,90	1,00	0,79	36,5
16 - 4	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	10 ok	63,0	0,90	1,00	0,79	44,8
16 - 5	42	-	46	39	-	50	48	-	46	50	7 ok	46,0	0,90	1,00	0,79	32,7
16 - 6	-	42	46	41	-	35	46	39	41	50	8 ok	42,6	0,90	1,00	0,79	30,3
16 - 7	-	63	-	63	63	63	59	63	63	63	8 ok	62,5	0,90	1,00	0,79	44,4
16 - 8	44	-	-	39	48	39	46	42	-	42	7 ok	43,0	0,90	1,00	0,79	30,6
16 - 9	63	61	63	61	63	63	61	63	63	57	10 ok	61,7	0,90	1,00	0,79	43,9
16 - 10	63	63	63	63	63	63	63	63	63	57	10 ok	62,4	0,90	1,00	0,79	44,4
16 - 11	63	50	63	63	53	63	53	63	63	57	10 ok	59,1	0,90	1,00	0,79	42,0
16 - 12	50	57	50	63	-	53	57	63	50	46	9 ok	54,4	0,90	1,00	0,79	38,7
16 - 13	63	52	52	63	63	53	57	61	57	61	10 ok	58,1	0,90	1,00	0,79	41,3
16 - 14	46	63	63	63	52	48	53	53	53	46	10 ok	54,1	0,90	1,00	0,79	38,4
16 - 15	39	52	-	-	50	35	50	37	37	50	8 ok	43,7	0,90	1,00	0,79	31,1
16 - 16	53	57	50	48	53	52	50	48	50	53	10 ok	51,4	0,90	1,00	0,79	36,5
20 - 1	32	32	39	44	35	41	44	44	-	-	8 ok	38,9	0,90	1,00	0,79	27,7
20 - 2	-	42	46	-	39	35	-	37	48	37	7 ok	40,7	0,90	1,00	0,79	28,9
20 - 3	37	27	-	32	28	37	-	32	-	32	7 ok	32,3	0,90	1,00	0,79	22,9

Tab. M. 5 Stanovení charakteristické pevnosti v tlaku a zatřídění betonu dříků

Dříky opěr - vyhodnocení NDT zkoušek betonu	
Zkušebních míst	19
Aritmetický průměr pevností f_b [MPa]	36,4
Výběrová směrodatná odchylka s_x	6,81
Variační koeficient V_x	0,19
k_n	1,68
Char. pevnost betonu v tlaku f_{ck} [MPa]	25,0
Třída betonu dle ČSN EN 206 + A1	C16/20

Tab. M. 6 Hodnoty odrazů na křídlech

Křídla - vyhodnocení NDT zkoušek betonu													
Zkušební místo	Jádrový vývrt	Směr zkoušení	Hodnota odrazu tvrdoměru Schmidt N										
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
16 - 17	-	→	47	53	49	59	47	48	59	60	53	60	
16 - 18	-	→	63	63	57	61	61	61	61	63	61	63	
16 - 19	-	→	57	61	56	60	45	53	59	55	60	59	
16 - 20	-	→	59	60	61	59	63	59	56	63	63	63	
16 - 21	-	→	39	41	38	48	44	45	41	41	43	49	
16 - 22	-	→	51	49	55	57	53	53	53	49	49	55	
16 - 23	-	→	45	47	47	49	51	51	41	42	45	41	
16 - 24	-	→	57	49	57	57	53	57	60	57	59	54	
16 - 25	16 - V2	→	54	50	45	55	55	55	45	53	55	49	
16 - 26	-	→	59	51	47	48	57	57	46	49	55	47	
16 - 27	-	→	53	51	51	56	52	49	53	55	49	49	
16 - 28	-	→	49	51	56	49	54	53	45	49	54	56	
16 - 29	-	→	48	53	55	57	58	53	56	55	55	59	
16 - 30	-	→	47	56	51	49	49	45	47	45	48	46	
16 - 31	-	→	47	55	47	56	50	47	49	51	57	53	
16 - 32	-	→	55	57	48	53	49	53	47	41	53	59	
20 - 10	-	→	51	49	52	49	49	49	45	48	49	48	
20 - 11	-	→	48	50	50	49	49	49	48	48	48	48	
20 - 12	20 - V2	→	52	51	48	49	45	48	47	48	45	49	

Tab. M. 7 Nezaručené pevnosti křídel

Křídla - vyhodnocení NDT zkoušek betonu													
Zkušební místo	Nezaručená pevnost f_{be} [MPa]										Průměrná hodnota	Meze	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		80%	120%
16 - 17	53	63	57	63	53	55	63	63	63	63	59,6	47,7	71,5
16 - 18	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63,0	50,4	75,6
16 - 19	63	63	63	63	50	63	63	63	63	63	61,7	49,4	74,0
16 - 20	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63,0	50,4	75,6
16 - 21	39	42	37	55	48	50	42	42	46	57	45,8	36,6	55,0
16 - 22	61	57	63	63	63	63	63	57	57	63	61,0	48,8	73,2
16 - 23	50	53	53	57	61	61	42	44	50	42	51,3	41,0	61,6
16 - 24	63	57	63	63	63	63	63	63	63	63	62,4	49,9	74,9
16 - 25	63	59	50	63	63	63	50	63	63	57	59,4	47,5	71,3
16 - 26	63	61	53	55	63	63	52	57	63	53	58,3	46,6	70,0
16 - 27	63	61	61	63	63	57	63	63	57	57	60,8	48,6	73,0
16 - 28	57	61	63	57	63	63	50	57	63	63	59,7	47,8	71,6
16 - 29	55	63	63	63	63	63	63	63	63	63	62,2	49,8	74,6
16 - 30	53	63	61	57	57	50	53	50	55	52	55,1	44,1	66,1
16 - 31	53	63	53	63	59	53	57	61	63	63	58,8	47,0	70,6
16 - 32	63	63	55	63	57	63	53	42	63	63	58,5	46,8	70,2
20 - 10	61	57	63	57	57	57	50	55	57	55	56,9	45,5	68,3
20 - 11	55	59	59	57	57	57	55	55	55	55	56,4	45,1	67,7
20 - 12	63	61	55	57	50	55	53	55	50	57	55,6	44,5	66,7

Tab. M. 8 Vyhodnocení křídel

Křídla - vyhodnocení NDT zkoušek betonu																
Zkušební místo	Nezaručená pevnost f_{be} [MPa]										Platné	Průměr f_{be} [MPa]	α_t	α_w	α	f_{bi} [MPa]
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10						
16 - 17	53	63	57	63	53	55	63	63	63	63	10 ok	59,6	0,90	1,00	1,01	54,2
16 - 18	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	10 ok	63,0	0,90	1,00	1,01	57,3
16 - 19	63	63	63	63	50	63	63	63	63	63	10 ok	61,7	0,90	1,00	1,01	56,1
16 - 20	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	10 ok	63,0	0,90	1,00	1,01	57,3
16 - 21	39	42	37	55	48	50	42	42	46	-	9 ok	44,6	0,90	1,00	1,01	40,5
16 - 22	61	57	63	63	63	63	63	57	57	63	10 ok	61,0	0,90	1,00	1,01	55,4
16 - 23	50	53	53	57	61	61	42	44	50	42	10 ok	51,3	0,90	1,00	1,01	46,6
16 - 24	63	57	63	63	63	63	63	63	63	63	10 ok	62,4	0,90	1,00	1,01	56,7
16 - 25	63	59	50	63	63	63	50	63	63	57	10 ok	59,4	0,90	1,00	1,01	54,0
16 - 26	63	61	53	55	63	63	52	57	63	53	10 ok	58,3	0,90	1,00	1,01	53,0
16 - 27	63	61	61	63	63	57	63	63	57	57	10 ok	60,8	0,90	1,00	1,01	55,3
16 - 28	57	61	63	57	63	63	50	57	63	63	10 ok	59,7	0,90	1,00	1,01	54,3
16 - 29	55	63	63	63	63	63	63	63	63	63	10 ok	62,2	0,90	1,00	1,01	56,5
16 - 30	53	63	61	57	57	50	53	50	55	52	10 ok	55,1	0,90	1,00	1,01	50,1
16 - 31	53	63	53	63	59	53	57	61	63	63	10 ok	58,8	0,90	1,00	1,01	53,4
16 - 32	63	63	55	63	57	63	53	-	63	63	9 ok	60,3	0,90	1,00	1,01	54,8
20 - 10	61	57	63	57	57	57	50	55	57	55	10 ok	56,9	0,90	1,00	1,01	51,7
20 - 11	55	59	59	57	57	57	55	55	55	55	10 ok	56,4	0,90	1,00	1,01	51,3
20 - 12	63	61	55	57	50	55	53	55	50	57	10 ok	55,6	0,90	1,00	1,01	50,5

Tab. M. 9 Stanovení charakteristické pevnosti v tlaku a zatřídění betonu křídel

Křídla - vyhodnocení NDT zkoušek betonu	
Zkušebních míst	19
Aritmetický průměr pevností f_b [MPa]	53,1
Výběrová směrodatná odchylka s_x	4,13
Variační koeficient V_x	0,08
k_n	1,68
Char. pevnost betonu v tlaku f_{ck} [MPa]	46,2
Třída betonu dle ČSN EN 206 + A1	C35/45

Tab. M. 10 Hodnoty odrazů úložných prahů

Úložné prahy - vyhodnocení NDT zkoušek betonu												
Zkušební místo	Jádrový vývrt	Směr zkoušení	Hodnota odrazu tvrdoměru Schmidt N									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
16 - 33	-	→	46	51	50	49	56	54	53	50	51	51
16 - 34	-	→	46	44	53	63	53	47	53	50	50	53
16 - 35	-	→	55	63	63	57	60	60	63	59	53	61
16 - 36	-	→	57	55	57	53	55	43	59	56	57	54
16 - 37	-	→	56	51	57	60	61	61	59	63	60	57
16 - 38	-	→	54	53	49	53	53	59	57	53	55	57
16 - 39	-	→	49	40	53	57	61	61	53	53	51	56
16 - 40	-	→	63	60	54	56	63	59	49	57	50	57
16 - 41	16 - V3	→	61	40	47	40	45	49	40	47	44	41
16 - 42	-	→	53	42	39	40	54	57	55	57	56	47
16 - 43	-	→	45	51	59	51	48	57	41	44	44	45
16 - 44	-	→	56	57	56	55	57	59	57	59	57	59
16 - 45	-	→	46	57	63	53	55	45	49	48	55	50
16 - 46	-	→	55	60	59	57	54	51	48	56	53	57
16 - 47	-	→	55	51	53	55	55	56	54	59	54	57
16 - 48	-	→	50	45	47	46	48	53	50	45	49	43
20 - 4	-	→	48	48	49	50	51	48	50	50	49	51
20 - 5	20 - V3	→	53	55	54	51	53	53	52	55	55	53
20 - 6	-	→	51	51	49	51	49	50	51	54	53	55

Tab. M. 11 Nezaručené pevnosti úložných prahů

Úložné prahy - vyhodnocení NDT zkoušek betonu													
Zkušební místo	Nezaručená pevnost f_{pe} [MPa]										Průměrná hodnota	Meze	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		80%	120%
16 - 33	52	61	59	57	63	63	63	59	61	61	59,9	47,9	71,9
16 - 34	52	48	63	63	63	53	63	59	59	63	58,6	46,9	70,3
16 - 35	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63,0	50,4	75,6
16 - 36	63	63	63	63	63	46	63	63	63	63	61,3	49,0	73,6
16 - 37	63	61	63	63	63	63	63	63	63	63	62,8	50,2	75,4
16 - 38	63	63	57	63	63	63	63	63	63	63	62,4	49,9	74,9
16 - 39	57	41	63	63	63	63	63	63	61	63	60,0	48,0	72,0
16 - 40	63	63	63	63	63	63	63	63	59	63	62,6	50,1	75,1
16 - 41	63	41	53	41	50	57	41	53	48	42	48,9	39,1	58,7
16 - 42	63	44	39	41	63	63	63	63	53	53	55,5	44,4	66,6
16 - 43	50	61	63	61	55	63	42	48	48	50	54,1	43,3	64,9
16 - 44	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63,0	50,4	75,6
16 - 45	52	63	63	63	63	50	57	55	63	59	58,8	47,0	70,6
16 - 46	63	63	63	63	63	61	55	63	63	63	62,0	49,6	74,4
16 - 47	63	61	63	63	63	63	63	63	63	63	62,8	50,2	75,4
16 - 48	59	50	53	52	55	63	59	50	57	46	54,4	43,5	65,3
20 - 4	55	55	57	59	61	55	59	59	57	61	57,8	46,2	69,4
20 - 5	63	63	63	61	63	63	63	63	63	63	62,8	50,2	75,4
20 - 6	61	61	57	61	57	59	61	63	63	63	60,6	48,5	72,7

Tab. M. 12 Vyhodnocení úložných prahů

Úložné prahy - vyhodnocení NDT zkoušek betonu																	
Zkušební místo	Nezaručená pevnost f_{be} [MPa]										Platné		Průměr f_{be} [MPa]	α_t	α_w	α	f_{bi} [MPa]
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10							
16 - 33	52	61	59	57	63	63	63	59	61	61	10	ok	59,9	0,90	1,00	0,78	42,0
16 - 34	52	48	63	63	63	53	63	59	59	63	10	ok	58,6	0,90	1,00	0,78	41,1
16 - 35	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	10	ok	63,0	0,90	1,00	0,78	44,2
16 - 36	63	63	63	63	63	-	63	63	63	63	9	ok	63,0	0,90	1,00	0,78	44,2
16 - 37	63	61	63	63	63	63	63	63	63	63	10	ok	62,8	0,90	1,00	0,78	44,1
16 - 38	63	63	57	63	63	63	63	63	63	63	10	ok	62,4	0,90	1,00	0,78	43,8
16 - 39	57	-	63	63	63	63	63	63	61	63	9	ok	62,1	0,90	1,00	0,78	43,6
16 - 40	63	63	63	63	63	63	63	63	59	63	10	ok	62,6	0,90	1,00	0,78	43,9
16 - 41	63	41	53	41	50	57	41	53	48	42	10	ok	48,9	0,90	1,00	0,78	34,3
16 - 42	63	-	-	-	63	63	63	63	63	53	7	ok	61,6	0,90	1,00	0,78	43,2
16 - 43	50	61	63	61	55	63	-	48	48	50	9	ok	55,4	0,90	1,00	0,78	38,9
16 - 44	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	10	ok	63,0	0,90	1,00	0,78	44,2
16 - 45	52	63	63	63	63	50	57	55	63	59	10	ok	58,8	0,90	1,00	0,78	41,3
16 - 46	63	63	63	63	63	61	55	63	63	63	10	ok	62,0	0,90	1,00	0,78	43,5
16 - 47	63	61	63	63	63	63	63	63	63	63	10	ok	62,8	0,90	1,00	0,78	44,1
16 - 48	59	50	53	52	55	63	59	50	57	46	10	ok	54,4	0,90	1,00	0,78	38,2
20 - 4	55	55	57	59	61	55	59	59	57	61	10	ok	57,8	0,90	1,00	0,78	40,6
20 - 5	63	63	63	61	63	63	63	63	63	63	10	ok	62,8	0,90	1,00	0,78	44,1
20 - 6	61	61	57	61	57	59	61	63	63	63	10	ok	60,6	0,90	1,00	0,78	42,5

Tab. M. 13 Stanovení charakteristické pevnosti v tlaku a zatřídění betonu úložných prahů

Úložné prahy - vyhodnocení NDT zkoušek betonu	
Zkušebních míst	19
Aritmetický průměr pevností f_b [MPa]	42,2
Výběrová směrodatná odchylka s_x	2,66
Variační koeficient V_x	0,06
k_n	1,68
Char. pevnost betonu v tlaku f_{ck} [MPa]	37,8
Třída betonu dle ČSN EN 206 + A1	C30/37

Tab. M. 14 Hodnoty odrazů dříků podpěr

Dříky podpěr - vyhodnocení NDT zkoušek betonu													
Zkušební místo	Jádrový vývrt	Směr zkoušení	Hodnota odrazu tvrdoměru Schmidt N										
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
16 - 49	-	→	49	63	59	59	55	59	54	52	56	53	
16 - 50	-	→	59	59	53	50	59	61	57	59	53	49	
16 - 51	-	→	50	53	45	46	55	43	47	47	47	50	
16 - 52	-	→	55	49	51	53	55	47	53	55	55	51	
16 - 53	-	→	50	55	59	55	53	49	49	57	49	59	
16 - 54	-	→	48	57	59	51	47	47	45	56	49	53	
16 - 55	-	→	63	60	53	61	63	57	57	59	59	57	
16 - 56	-	→	53	57	51	57	46	56	51	54	57	49	
16 - 57	16 - V4	→	59	55	60	58	51	54	60	53	53	56	
16 - 58	-	→	59	55	55	51	55	50	49	51	55	51	
16 - 59	-	→	54	63	47	51	49	47	48	59	53	56	
16 - 60	-	→	56	49	57	53	59	55	56	59	61	56	
16 - 61	-	→	57	60	59	63	60	60	59	57	57	49	
16 - 62	-	→	57	59	61	49	46	47	45	54	43	49	
16 - 63	-	→	60	59	59	60	58	60	65	57	57	59	
16 - 64	-	→	48	54	61	60	59	57	60	65	47	49	
20 - 7	-	→	52	45	52	52	48	51	45	49	55	55	
20 - 8	20 - V4	→	54	50	52	51	53	51	52	51	50	51	
20 - 9	-	→	52	53	51	55	55	52	55	55	53	57	

Tab. M. 15 Nezaručené pevnosti dřívků podpěr

Dřívky podpěr - vyhodnocení NDT zkoušek betonu													
Zkušební místo	Nezaručená pevnost f_{be} [MPa]										Průměrná hodnota	Meze	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		80%	120%
16 - 49	57	63	63	63	63	63	63	63	63	63	62,4	49,9	74,9
16 - 50	63	63	63	59	63	63	63	63	63	57	62,0	49,6	74,4
16 - 51	59	63	50	52	63	46	53	53	53	59	55,1	44,1	66,1
16 - 52	63	57	61	63	63	53	63	63	63	61	61,0	48,8	73,2
16 - 53	59	63	63	63	63	57	57	63	57	63	60,8	48,6	73,0
16 - 54	55	63	63	61	53	53	50	63	57	63	58,1	46,5	69,7
16 - 55	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63,0	50,4	75,6
16 - 56	63	63	61	63	52	63	61	63	63	57	60,9	48,7	73,1
16 - 57	63	63	63	63	61	63	63	63	63	63	62,8	50,2	75,4
16 - 58	63	63	63	61	63	59	57	61	63	61	61,4	49,1	73,7
16 - 59	63	63	53	61	57	53	55	63	63	63	59,4	47,5	71,3
16 - 60	63	57	63	63	63	63	63	63	63	63	62,4	49,9	74,9
16 - 61	63	63	63	63	63	63	63	63	63	57	62,4	49,9	74,9
16 - 62	63	63	63	57	52	53	50	63	46	57	56,7	45,4	68,0
16 - 63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63,0	50,4	75,6
16 - 64	55	63	63	63	63	63	63	63	53	57	60,6	48,5	72,7
20 - 7	63	50	63	63	55	61	50	57	63	63	58,8	47,0	70,6
20 - 8	63	59	63	61	63	61	63	61	59	61	61,4	49,1	73,7
20 - 9	63	63	61	63	63	63	63	63	63	63	62,8	50,2	75,4

Tab. M. 16 Vyhodnocení dřívků podpěr

Dřívky podpěr - vyhodnocení NDT zkoušek betonu																
Zkušební místo	Nezaručená pevnost f_{be} [MPa]										Platné	Průměr f_{be} [MPa]	α_t	α_w	α	f_{bi} [MPa]
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10						
16 - 49	57	63	63	63	63	63	63	63	63	63	10 ok	62,4	0,90	1,00	0,69	38,8
16 - 50	63	63	63	59	63	63	63	63	63	57	10 ok	62,0	0,90	1,00	0,69	38,5
16 - 51	59	63	50	52	63	46	53	53	53	59	10 ok	55,1	0,90	1,00	0,69	34,2
16 - 52	63	57	61	63	63	53	63	63	63	61	10 ok	61,0	0,90	1,00	0,69	37,9
16 - 53	59	63	63	63	63	57	57	63	57	63	10 ok	60,8	0,90	1,00	0,69	37,8
16 - 54	55	63	63	61	53	53	50	63	57	63	10 ok	58,1	0,90	1,00	0,69	36,1
16 - 55	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	10 ok	63,0	0,90	1,00	0,69	39,1
16 - 56	63	63	61	63	52	63	61	63	63	57	10 ok	60,9	0,90	1,00	0,69	37,8
16 - 57	63	63	63	63	61	63	63	63	63	63	10 ok	62,8	0,90	1,00	0,69	39,0
16 - 58	63	63	63	61	63	59	57	61	63	61	10 ok	61,4	0,90	1,00	0,69	38,1
16 - 59	63	63	53	61	57	53	55	63	63	63	10 ok	59,4	0,90	1,00	0,69	36,9
16 - 60	63	57	63	63	63	63	63	63	63	63	10 ok	62,4	0,90	1,00	0,69	38,8
16 - 61	63	63	63	63	63	63	63	63	63	57	10 ok	62,4	0,90	1,00	0,69	38,8
16 - 62	63	63	63	57	52	53	50	63	46	57	10 ok	56,7	0,90	1,00	0,69	35,2
16 - 63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	10 ok	63,0	0,90	1,00	0,69	39,1
16 - 64	55	63	63	63	63	63	63	63	53	57	10 ok	60,6	0,90	1,00	0,69	37,6
20 - 7	63	50	63	63	55	61	50	57	63	63	10 ok	58,8	0,90	1,00	0,69	36,5
20 - 8	63	59	63	61	63	61	63	61	59	61	10 ok	61,4	0,90	1,00	0,69	38,1
20 - 9	63	63	61	63	63	63	63	63	63	63	10 ok	62,8	0,90	1,00	0,69	39,0

Tab. M. 17 Stanovení charakteristické pevnosti v tlaku a zatřídění betonu dřívků podpěr

Dřívky podpěr - vyhodnocení NDT zkoušek betonu	
Zkušebních míst	19
Aritmetický průměr pevností f_b [MPa]	37,8
Výběrová směrodatná odchylka s_x	1,39
Variační koeficient V_x	0,04
k_n	1,68
Char. pevnost betonu v tlaku f_{ck} [MPa]	35,4
Třída betonu dle ČSN EN 206 + A1	C25/30

Tab. M. 18 Hodnoty odrazů nosné konstrukce

Nosná konstrukce - vyhodnocení NDT zkoušek betonu													
Zkušební místo	Jádrový vývrt	Směr zkoušení	Hodnota odrazu tvrdoměru Schmidt N										
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
16 - 65	-	↑	69	63	60	69	62	63	63	59	61	65	
16 - 66	-	→	61	65	62	63	63	63	57	56	59	61	
16 - 67	-	↑	63	66	62	61	63	65	65	63	63	60	
16 - 68	-	↑	64	66	66	63	63	63	64	66	62	65	
16 - 69	-	↑	61	63	65	65	65	65	61	65	65	67	
16 - 70	-	↑	63	67	61	65	69	67	65	69	69	65	
16 - 71	-	→	63	60	61	61	61	59	63	61	61	63	
16 - 72	-	↑	71	68	65	67	63	68	62	63	67	60	
16 - 73	16 - V5	↑	64	64	64	61	61	69	63	66	63	66	
16 - 74	-	↑	65	65	63	61	63	60	60	63	63	65	
16 - 75	-	↑	61	69	66	61	66	65	65	63	63	69	
16 - 76	-	↑	57	63	66	64	61	60	63	65	63	59	
16 - 77	-	↑	58	62	63	63	58	63	62	59	63	63	
16 - 78	-	↑	68	61	65	63	65	69	66	59	56	66	
16 - 79	-	→	49	61	59	60	59	63	57	59	60	63	
16 - 80	-	↑	66	65	63	65	63	63	65	65	65	65	
20 - 13	-	↖	56	55	50	55	59	58	60	55	54	56	
20 - 14	-	↑	53	52	55	59	51	55	58	54	56	54	
20 - 15	-	↑	55	55	56	55	55	58	57	55	59	57	
20 - 16	20 - V5	↖	57	57	54	56	52	55	58	57	53	59	

Tab. M. 19 Nezaručené pevnosti nosné konstrukce

Nosná konstrukce - vyhodnocení NDT zkoušek betonu													
Zkušební místo	Nezaručená pevnost f_{be} [MPa]										Průměrná hodnota	Meze	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		80%	120%
16 - 65	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62,0	49,6	74,4
16 - 66	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63,0	50,4	75,6
16 - 67	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62,0	49,6	74,4
16 - 68	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62,0	49,6	74,4
16 - 69	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62,0	49,6	74,4
16 - 70	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62,0	49,6	74,4
16 - 71	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63,0	50,4	75,6
16 - 72	-	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62,0	49,6	74,4
16 - 73	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62,0	49,6	74,4
16 - 74	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62,0	49,6	74,4
16 - 75	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62,0	49,6	74,4
16 - 76	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62,0	49,6	74,4
16 - 77	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62,0	49,6	74,4
16 - 78	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62,0	49,6	74,4
16 - 79	57	63	63	63	63	63	63	63	63	63	62,4	49,9	74,9
16 - 80	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62,0	49,6	74,4
20 - 13	63	63	55	63	63	63	63	63	63	63	62,2	49,8	74,6
20 - 14	58	56	62	62	54	62	62	60	62	60	60,0	48,0	72,0
20 - 15	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62,1	49,7	74,5
20 - 16	63	63	63	63	59	63	63	63	61	63	62,4	49,9	74,9

Tab. M. 20 Vyhodnocení nosné konstrukce

Nosná konstrukce - vyhodnocení NDT zkoušek betonu																	
Zkušební místo	Nezaručená pevnost f_{be} [MPa]										Platné		Průměr f_{be} [MPa]	α_t	α_w	α	f_{bi} [MPa]
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10							
16 - 65	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	10	ok	62,0	0,90	1,00	1,13	63,1
16 - 66	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	10	ok	63,0	0,90	1,00	1,13	64,1
16 - 67	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	10	ok	62,0	0,90	1,00	1,13	63,1
16 - 68	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	10	ok	62,0	0,90	1,00	1,13	63,1
16 - 69	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	10	ok	62,0	0,90	1,00	1,13	63,1
16 - 70	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	10	ok	62,0	0,90	1,00	1,13	63,1
16 - 71	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	10	ok	63,0	0,90	1,00	1,13	64,1
16 - 72	-	62	62	62	62	62	62	62	62	62	9	ok	62,0	0,90	1,00	1,13	63,1
16 - 73	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	10	ok	62,0	0,90	1,00	1,13	63,1
16 - 74	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	10	ok	62,0	0,90	1,00	1,13	63,1
16 - 75	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	10	ok	62,0	0,90	1,00	1,13	63,1
16 - 76	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	10	ok	62,0	0,90	1,00	1,13	63,1
16 - 77	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	10	ok	62,0	0,90	1,00	1,13	63,1
16 - 78	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	10	ok	62,0	0,90	1,00	1,13	63,1
16 - 79	57	63	63	63	63	63	63	63	63	63	10	ok	62,4	0,90	1,00	1,13	63,5
16 - 80	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	10	ok	62,0	0,90	1,00	1,13	63,1
20 - 13	63	63	55	63	63	63	63	63	63	63	10	ok	62,2	0,90	1,00	1,13	63,3
20 - 14	58	56	62	62	54	62	62	60	62	60	10	ok	60,0	0,90	1,00	1,13	61,0
20 - 15	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	10	ok	62,1	0,90	1,00	1,13	63,1
20 - 16	63	63	63	63	59	63	63	63	61	63	10	ok	62,4	0,90	1,00	1,13	63,5

Tab. M. 21 Stanovení charakteristické pevnosti v tlaku a zatřídění betonu nosné konstrukce

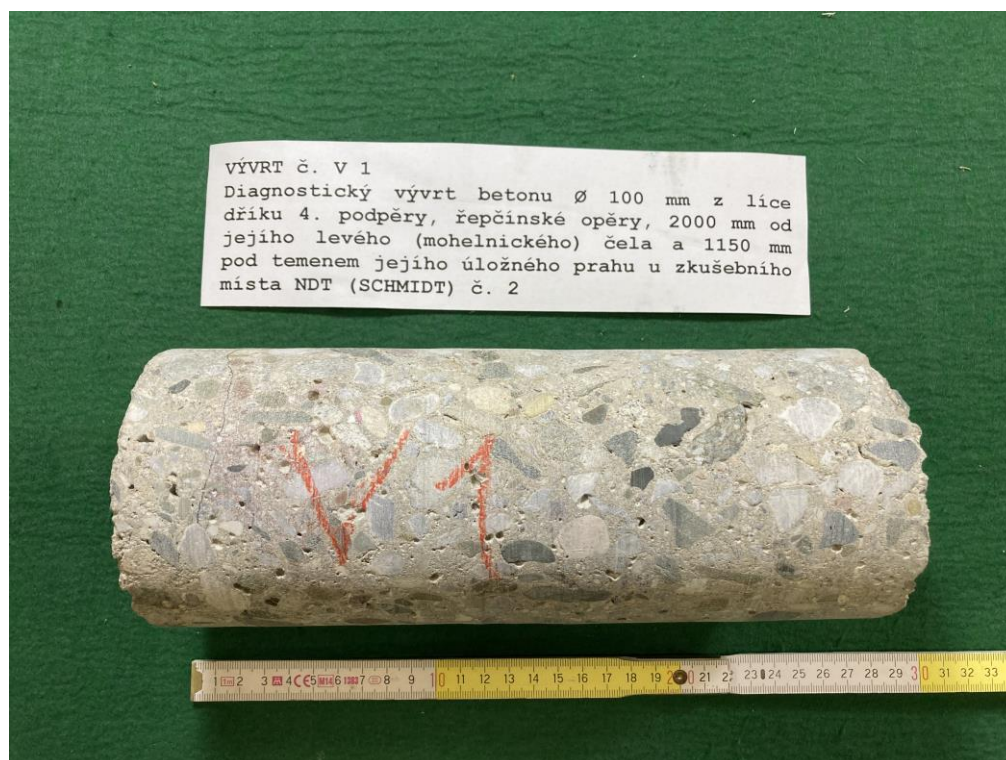
Nosná kce - vyhodnocení NDT zkoušek betonu	
Zkušebních míst	20
Aritmetický průměr pevností f_b [MPa]	63,1
Výběrová směrodatná odchylka s_x	0,59
Variační koeficient V_x	0,01
k_n	1,68
Char. pevnost betonu v tlaku f_{ck} [MPa]	62,1
Třída betonu dle ČSN EN 206 + A1	C50/60

Tab. M. 22 Hodnoty ze zkoušení rezonanční metodou a ultrazvukem

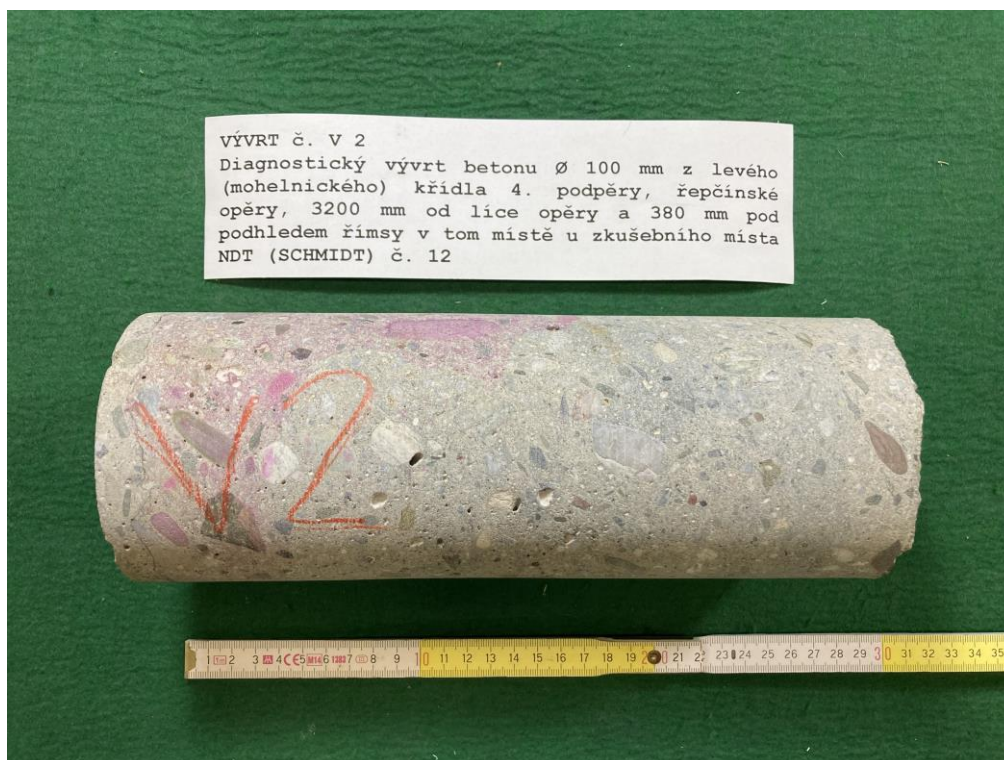
Vzorek	Ultrazvuk			Podélné kmitání - f_l [kHz]	Příčné kmitání - f_f [kHz]	Torzní kmitání - f_t [kHz]
	[μs]					
V1 - B	36,4	37,6	37,7	11286	7488	7896
V2 - B	46,4	46,6	45,8	9841	6045	6272
V3 - B	45,9	46,0	45,3	9614	5818	6256
V4 - B	24,2	24,6	24,1	17519	9677	10650
V5 - B	21,1	21,3	21,1	20217	12180	13042

Tab. M. 23 Pevnosti v tlaku zkušebních těles

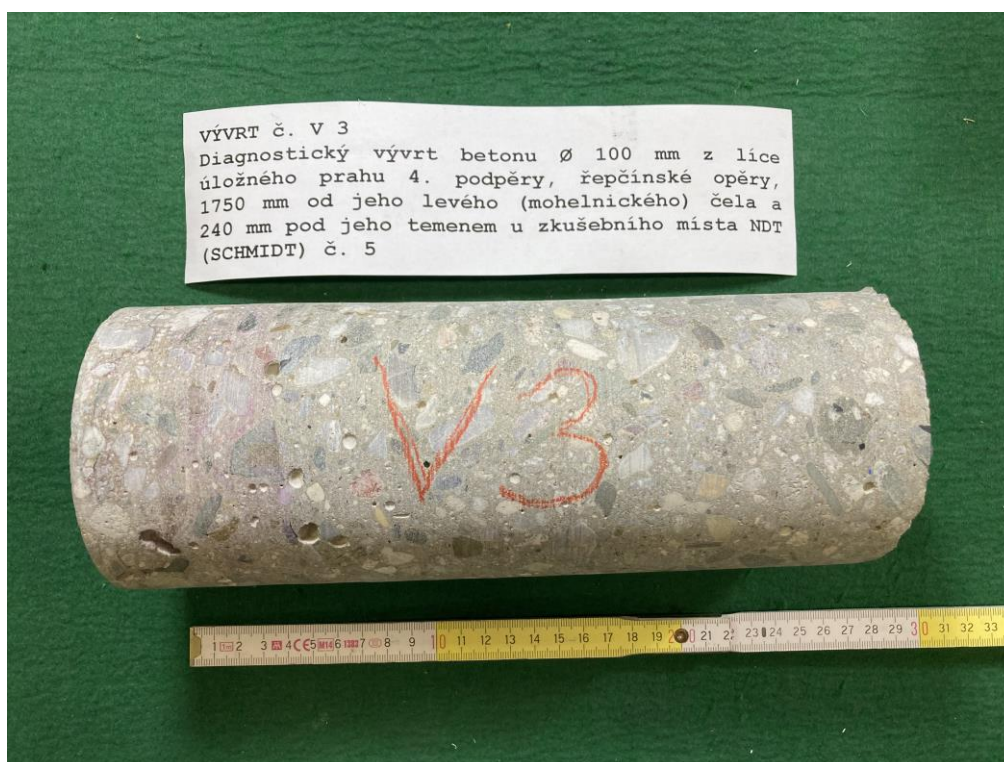
Zkušební těleso č.		d [mm]	L [mm]	F _c [kN]	f _c [N/mm ²]
Zk. označení	Upřesnění				
V1 - B	Dřík opěry	99,4	101,3	252,5	32,5
Zkušební těleso č.		d [mm]	L [mm]	F _c [kN]	f _c [N/mm ²]
Zk. označení	Upřesnění				
V2 - Ba	Křídlo	99,7	99,6	472,6	60,5
V2 - Bb	Křídlo	99,7	98,9	422,7	54,1
Průměrná hodnota					57,3
Výběrová směrodatná odchylka					4,52
Zkušební těleso č.		d [mm]	L [mm]	F _c [kN]	f _c [N/mm ²]
Zk. označení	Upřesnění				
V3 - Ba	Úložný práh	99,6	99,0	404,4	51,9
V3 - Bb	Úložný práh	99,6	100,3	450,0	57,8
Průměrná hodnota					54,9
Výběrová směrodatná odchylka					4,14
Zkušební těleso č.		d [mm]	L [mm]	F _c [kN]	f _c [N/mm ²]
Zk. označení	Upřesnění				
V4 - Ba	Dřík podpěry	49,5	50,4	88,2	45,8
V4 - Bb	Dřík podpěry	49,5	49,7	102,9	53,4
Průměrná hodnota					49,6
Výběrová směrodatná odchylka					5,38
Zkušební těleso č.		d [mm]	L [mm]	F _c [kN]	f _c [N/mm ²]
Zk. označení	Upřesnění				
V5 - Ba	Nosná konstrukce	49,5	49,7	147,5	76,7
V5 - Bb	Nosná konstrukce	49,5	49,8	157,7	82,0
Průměrná hodnota					79,3
Výběrová směrodatná odchylka					3,72



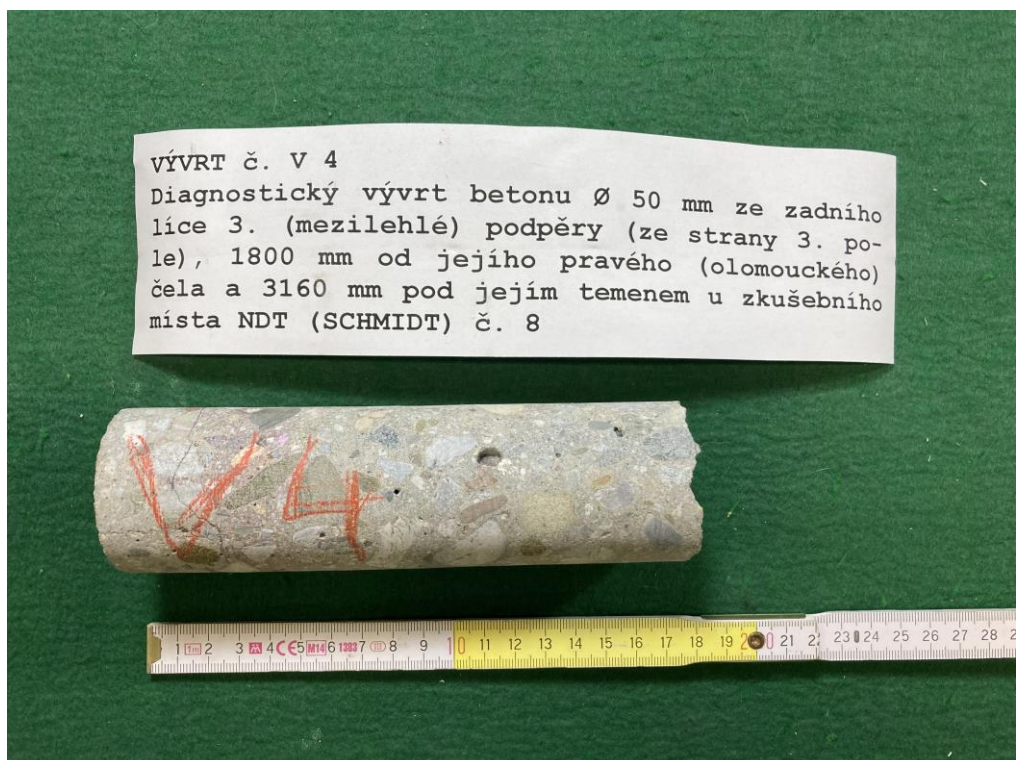
Obr. M. 1 Jádrový vývrt V1



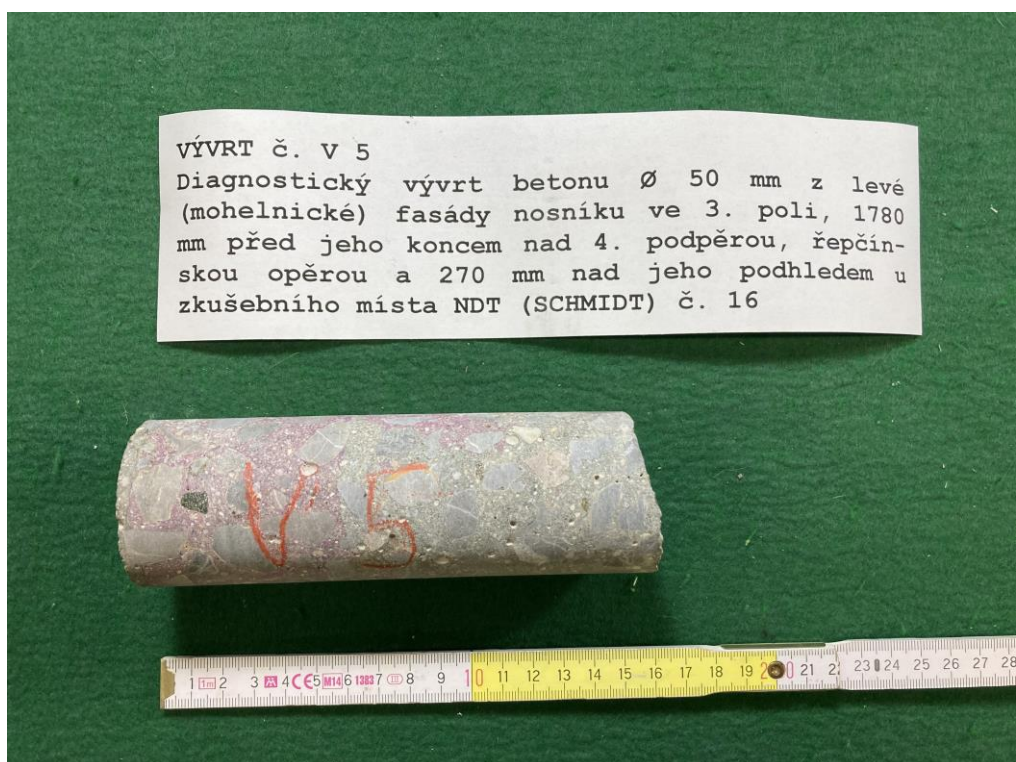
Obr. M. 2 Jádrový vývrt V2



Obr. M. 3 Jádrový vývrt V3



Obr. M. 4 Jádrový vývrt V4



Obr. M. 5 Jádrový vývrt V5