



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV STAVEBNÍHO ZKUŠEBNICTVÍ

INSTITUTE OF BUILDING TESTING

DIAGNOSTIKA ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

DIAGNOSTICS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Petr Nápravník

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. JAROMÍR LÁNÍK, Ph.D.

BRNO 2022



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	NPC-SIK Stavební inženýrství – konstrukce a dopravní stavby
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Specializace	bez specializace
Pracoviště	Ústav stavebního zkušebnictví

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Student	Bc. Petr Nápravník
Název	Diagnostika železobetonových konstrukcí
Vedoucí práce	Ing. Jaromír Láník, Ph.D.
Datum zadání	31. 3. 2021
Datum odevzdání	14. 1. 2022

V Brně dne 31. 3. 2021

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

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

PODKLADY A LITERATURA

- [1] P. Schmid a kolektiv – Základy zkušebnictví
- [2] Z. Bažant, L. Klusáček – Statika při rekonstrukcích objektů
- [3] ČSN ISO 13822 „Zásady navrhování konstrukcí – hodnocení existujících konstrukcí“
- [4] ČSN 73 1201 „Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb“

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Téma diplomové práce je zaměřeno na metodiku provádění a způsob vyhodnocení prakticky používaných metod při provádění komplexní diagnostiky železobetonových konstrukcí. Jedná se o metody nedestruktivní, např. ultrazvukové, rezonanční, elektromagnetické, vysokofrekvenční, nebo metody "destruktivní", např. odběr vzorků betonu, výztuže. Diplomová práce bude obsahovat dvě části, teoretickou a praktickou, tj. využití teoretického základu při realizaci diagnostiky železobetonové konstrukce.

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. Jaromír Láník, Ph.D.
Vedoucí diplomové práce

ABSTRAKT

Tato diplomová práce se zabývá stavebně-technickým průzkumem trémového mostu ev. ř. 204c – M1, který se nachází v Bystřici pod Hostýnem. Teoretická část práce je věnována obecné charakteristice mostů, zatížitelnosti mostů, trémovým mostům, betonářské výztuži, betonu, diagnostice železobetonových konstrukcí a laboratornímu vyhodnocení. Praktická část se zabývá vykonáním stavebně-technického průzkumu na výše uvedeném mostu, jeho vyhodnocením a zhodnocením, přepočtem zatížitelnosti a návrhem nevyhnutelné sanace pro zachování funkčnosti mostu.

KLÍČOVÁ SLOVA

most, zatížitelnost, trémový most, stavebně-technický průzkum, diagnostika, zkušební metody, jádrový vývrt, sekaná sonda, karbonatace, koroze, pevnost, beton, výztuž

ABSTRACT

This thesis deals with the structural-technical survey of beam bridge no. 204c - M1, located in Bystřice pod Hostýnem. The theoretical part of the thesis is devoted to general characteristics of bridges, load capacity of bridges, beam bridges, concrete reinforcement, concrete, diagnosis of reinforced concrete structures, and laboratory evaluation. The practical part deals with carrying out a structural-technical survey on the bridge mentioned above, its evaluation and assessment, recalculation of the load capacity, and design of the necessary rehabilitation to maintain the functionality of the bridge.

KEYWORDS

bridge, load-bearing capacity, beam bridge, structural-technical survey, diagnostics, examination methods, core drills, chopped probe, carbonation, corrosion, compressive strength, concrete, steel reinforcement

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

Bc. Petr Nápravník *Diagnostika železobetonových konstrukcí*. Brno, 2022. 76 s., 76 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví. Vedoucí práce Ing. Jaromír Láník, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané diplomové práce s názvem *Diagnostika železobetonových konstrukcí* je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 4. 1. 2022

Bc. Petr Nápravník
autor práce

PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci s názvem *Diagnostika železobetonových konstrukcí* zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 4. 1. 2022

Bc. Petr Nápravník
autor práce

PODĚKOVÁNÍ

V první řadě bych touto cestou rád poděkoval vedoucímu diplomové práce Ing. Jaromíru Láníkovi, Ph.D. za vstřícnost, trpělivost, ochotu, rady, připomínky a čas, který mi věnoval při zpracování této práce. Dále bych chtěl poděkovat budoucímu panu doktorovi Ing. Petru Žíttovi taktéž za ochotu, vstřícnost, rady a čas věnovaný při zodpovídání mnou položených dotazů ohledně problematiky řešené v závěrečné práci. Další, komu bych rád poděkoval, je pan doktor Ing. Radim Nečas, Ph.D. za ochotu a konzultace, které mi poskytl při vyhodnocování statického výpočtu. V neposlední řadě děkuji své rodině, přátelům a všem, kteří se, jakkoliv podíleli na mém vysokoškolském studiu za jejich nehasnoucí podporu a vůbec umožnění studia.

OBSAH

1. Úvod.....	12
1.1. Úvodní část	12
1.2. Cíle práce	13
2. Mosty	14
2.1. Význam.....	14
2.2. Prohlídky mostů	14
2.2.1. Druhy mostních prohlídek.....	15
2.3. Zatížitelnost mostů	15
2.3.1. Normální zatížitelnost	17
2.3.2. Výhradní zatížitelnost.....	20
2.3.3. Výjimečná zatížitelnost.....	22
2.3.4. Sestavy zatížení pro stanovení zatížitelnosti.....	23
2.3.5. Dynamické účinky zatížení dopravou	24
3. Trámové mosty	25
3.1. Charakteristika trámových mostů	25
3.2. Příčné uspořádání trámových mostů.....	25
4. Betonářská výztuž a beton	26
4.1. Historie betonářské výztuže.....	26
4.2. Vlastnosti betonářské výztuže	26
4.3. Druhy betonu používané v období první republiky.....	28
4.3.1. Převod druhů betonu na pevnostní třídy betonu dle ČSN EN 206+A2	29
5. Diagnostika železobetonových konstrukcí.....	30
5.1. Metody používané pro diagnostiku železobetonových konstrukcí.....	30
5.2. Nedestruktivní metody.....	30
5.2.1. Vizuální metody	30
5.2.2. Tvrdoměrné metody	31
5.2.3. Elektromagnetické indikátory výztuže	33
5.2.4. Georadar	34
5.3. Semi-destruktivní metody	35
5.3.1. Metoda jádrového vrtání	35

5.4. Destruktivní metody	37
5.4.1. Sekané sondy	37
5.5. Chemické metody	37
5.5.1. Karbonatace betonu.....	38
6. Laboratorní vyhodnocení	39
6.1. Postup pro stanovení pevnosti v tlaku na jádrových vývrtech	39
6.1.1. Obecné stanovení pevnosti v tlaku.....	39
6.1.2. Charakteristická pevnost betonu v tlaku dle ČSN ISO 13822 a ČSN 73 0038.....	40
6.1.3. Odhad pevnosti betonu v tlaku dle ČSN EN 13791	41
6.2. Upřesněná pevnost betonu v tlaku ze zkoušky Schmidovým tvrdoměrem typu N dle ČSN 73 1373	45
6.3. Charakteristická pevnost betonu v tlaku konstrukce dle ČSN 73 2011	46
7. Praktická část	50
7.1. Poloha zkoumané mostní konstrukce	50
7.2. Základní informace o mostním objektu.....	51
7.3. Vizuální prohlídka mostu a popis jednotlivých částí konstrukce.....	52
7.3.1. Základy mostních opěr a křídel	52
7.3.2. Mostní opěry	52
7.3.3. Křídla	53
7.3.4. Zemní těleso, zpevnění	54
7.3.5. Nosná konstrukce.....	54
7.3.6. Ložiska, klouby a mostní závěry	55
7.3.7. Vozovka.....	56
7.3.8. Římsy a chodníky	56
7.3.9. Izolační systém mostovky a odvodnění mostu.....	57
7.3.10. Vybavení mostu	57
7.3.11. Dopravní značení a označení mostu	57
7.3.12. Cizí zařízení.....	58
7.3.13. Území pod mostem a přístupové cesty.....	58
7.4. Pracovní postupy vykonaných zkoušek	58
7.4.1. Plán diagnostických prací in situ a v laboratoři	59
7.4.2. Odběr jádrových vývrtů	60

7.4.3. Karbonatace betonu.....	61
7.4.4. Výroba zkušebních těles a provedení zkoušek.....	61
7.4.5. Zkouška Schmidtovým tvrdoměrem typu N.....	61
7.4.6. Sekané sondy.....	62
8. Zhodnocení stavebně–technického průzkumu	63
8.1. Poloha a vyhodnocení dat stavebně–technického průzkumu.....	63
8.2. Zhodnocení stavebně–technického průzkumu spodní stavby.....	63
8.3. Zhodnocení stavebně–technického průzkumu nosné konstrukce	64
8.4. Skladba vozovky.....	66
9. Přepočet zatížitelnosti.....	67
9.1. Stanovení zatížitelnosti.....	67
9.2. Výsledky zatížitelnosti.....	67
9.3. Opatření v závislosti na stanovené zatížitelnosti.....	67
10. Návrh sanace a oprav mostu	68
10.1. Spodní stavba.....	68
10.2. Nosná konstrukce.....	68
10.3. Mostní svršek	69
10.4. Vybavení mostu, dopravní značení a označení mostu.....	69
11. Závěr	70
12. Seznamy	72
12.1. Seznam použité literatury.....	72
12.2. Seznam tabulek.....	74
12.3. Seznam obrázků.....	75
12.4. Seznam příloh	76

1. Úvod

1.1. Úvodní část

Diplomová práce se zabývá diagnostickým průzkumem mostů, které jsou nedílnou součástí dopravní infrastruktury a umožňují překonání veškerých přírodních překážek. Hlavním úkolem stavebně-technického průzkumu je odhalení skrytých vad a poruch konstrukce, které by mohly zapříčinit nežádoucí katastrofické scénáře, a stanovení materiálových vlastností konstrukce potřebných pro statické posouzení. Výsledkem diagnostického průzkumu a statického přepočtu konstrukce je podklad sloužící k rozhodnutí o stavu a případném návrhu sanování nebo zesilování konstrukce.

Na silnicích a dálnicích se v České republice podle statistik ŘSD stanovených k 1. 7. 2021 nachází celkem 17 659 mostů, ze kterých je přibližně 26,9 % ve stavu uspokojivém, 13,4 % ve stavu špatném, 5,4 % ve stavu velmi špatném a 0,4 % ve stavu havarijním. U 0,5 % mostů není stav konstrukce vůbec určen [1].

Špatný stav mostů v České republice je pravděpodobně zapříčiněn nedostatečnou údržbou a zanedbáním mostních prohlídek, které mají být vykonávány v pravidelných intervalech. Další ovlivňující faktor jsou rekonstrukce, při kterých může dojít k přetížení konstrukce anebo ke změně statického působení. Starší mosty jsou navíc namáhány větším dynamickým zatížením, než na které byly navrženy.

Vzhledem k údajům, které udává ŘSD, je toto téma stále aktuální a je žádoucí se této problematice věnovat.

1.2. Cíle práce

Cílem teoretické části diplomové práce je seznámení se s problematikou potřebnou pro provedení a vyhodnocení komplexní diagnostiky železobetonových konstrukcí a pro vykonání výpočtu zatížitelnosti mostu.

Cílem praktické části je vykonání a vyhodnocení stavebně-technického průzkumu mostu ev. č. 204c – M1, který se nachází v Bystřici pod Hostýnem, s využitím znalostí získaných při zpracování teoretické části diplomové práce.

Dalším cílem této práce je stanovení zatížitelnosti výše uvedeného mostu v závislosti na získaných fyzikálně-mechanických parametrech, skutečných rozměrech a vyztužení konstrukce, které byly získány diagnostickým průzkumem.

Posledním cílem diplomové práce je navržení vhodného postupu k rekonstrukci mostu pro zachování funkčnosti v závislosti na předchozích výsledcích.

2. Mosty

2.1. Význam

Mostní stavitelství je nedílnou součástí dopravy po pozemních komunikacích. Mosty patří mezi nejnáročnější stavební konstrukce, které jsou budovány v obtížných podmínkách a jsou přímo vystaveny nepříznivým klimatickým vlivům, působí na ně velké zatížení a navrhují se s dlouholetou životností. Návrh mostu musí vycházet z jeho základní funkce, která má za úkol splnit bezpečné a hospodárné převedení dopravy přes překážku. Most by měl být navržen tak, aby jeho konstrukce co nejlépe zapadla do krajiny [2], [3], [4].

2.2. Prohlídky mostů

Při vykonávání mostních prohlídek se postupuje podle normy ČSN 73 6221 - *Prohlídky mostů pozemních komunikací* [5]. Normu rozšiřuje a doplňuje příloha „A“ v TP 175 - *Stanovení životnosti betonových konstrukcí objektů pozemních komunikací* [6], [7].

U mostů, které jsou na veřejně přístupných komunikacích, musí být vykonávány prohlídky ve stanovených intervalech. Mosty musí být pod neustálým dohledem a jejich prohlídky zajišťuje vlastník nebo správce mostu. Před uvedením mostu, popř. jeho části, do provozu musí být provedena první hlavní mostní prohlídka, kterou zajišťuje objednatel stavby mostu. Toto nařízení se týká i mostů, na kterých proběhla rekonstrukce celku nebo jeho části. Povinnost výkonu mostních prohlídek vzniká při uvedení mostu do provozu a trvá i v době vyloučení mostu z provozu. Při zjištění závad a poruch, které ovlivňují použitelnost, bezpečnost nebo spolehlivost mostu je nutné tuto skutečnost neprodleně oznámit správci, popř. vlastníkovi mostu. Správce/vlastník odpovídá za odstranění veškerých závad a za technický stav mostu [5].

2.2.1. Druhy mostních prohlídek

Prohlídky mostů může provádět pouze osoba k tomu odborně způsobilá. Na mostech jsou vykonávány tyto druhy mostních prohlídek:

- běžné,
- hlavní,
- první hlavní,
- mimořádné,
- kontrolní,
- technické,
- podjezdu [5].

Jednotlivé druhy mostních prohlídek nebudou dále podrobně rozebrány, neboť již byly popsány v mé bakalářské práci *Diagnostika mostní konstrukce* [8].

2.3. Zatížitelnost mostů

Zatížitelnost mostů je definována normou ČSN 73 6222 – *Zatížitelnost mostů pozemních komunikací* [9]. Jedná se o největší okamžitou celkovou hmotnost každého vozidla, kterému je dovolena jízda na mostě za předem definovaných podmínek. Zatížitelnost je určena nejnižší hodnotou ze zatížitelnosti dílčích částí nosné konstrukce a spodní stavby [9], [10].

Zatížitelnost nového mostu musí být stanovena před uvedením mostní konstrukce do provozu, u existujícího mostu musí být stanovena např. po opravě (rozšíření mostu, změna statického schématu, zesílení mostu atd.), která ovlivnila dříve stanovenou zatížitelnost. Před stanovením zatížitelnosti mostu musí být provedena mimořádná nebo hlavní prohlídka, která se řídí podle normy ČSN 73 6221 – *Prohlídky mostů pozemních komunikací* [5]. V případě provedení nutného okamžitého omezení zatížitelnosti na základě výsledků hlavní nebo mimořádné prohlídky je možné stanovit zatížitelnost

odhadem. Zatížitelnost stanovená odhadem nenahrazuje stanovení zatížitelnosti dle ČSN 73 6222 - *Zatížitelnost pozemních komunikací* [9] a má pouze omezenou platnost. Zatížitelnost mostů pozemních komunikací se stanoví podrobným statickým výpočtem (označení V), nebo kombinovaným statickým výpočtem (označení K) [9], [11].

Pro výpočet zatížitelnosti musí být známy charakteristické hodnoty vlastností použitých materiálů, které se určí na základě diagnostického průzkumu. V případě, že existuje dokumentace mostu a nevyplýnula z prohlídky mostu nutnost ověřit tyto údaje zkouškami, je možné vycházet při stanovení zatížitelnosti z hodnot uvedených v dokumentaci. Při hodnocení existujících mostních konstrukcí se musí uvažovat vlastnosti skutečných materiálů podle norem ČSN ISO 13822 - *Zásady navrhování konstrukcí - Hodnocení existujících konstrukcí* [12] a ČSN 73 0038 - *Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí - doplňující ustanovení* [13], [11].

Při stanovení zatížitelnosti musí být dodrženy obecné zásady a požadavky na bezpečnost, použitelnost a trvanlivost mostů, dále se má uvažovat skutečné statické působení konstrukce. U existujících mostů se stanovuje zatížitelnost podrobným statickým výpočtem, kombinovaný statický výpočet lze použít pouze v odůvodněných případech. Podrobný statický výpočet se provádí podle aktuálně platných norem, kombinovaný statický výpočet se provádí také podle aktuálně platných norem a doplňuje se o normy a předpisy platné v době návrhu mostu. Pro stanovení zatížitelnosti mostu je nutné znát aktuální geometrické parametry, které se zjišťují diagnostickým průzkumem, popř. mostní prohlídkou. V případě existující dokumentace je možné převzít geometrii konstrukce uvedenou v této dokumentaci, ale jenom v případě, že nedošlo ke změně rozměrů konstrukce [9], [11].

Rozlišujeme tři druhy zatížitelnosti: normální, výhradní a výjimečnou, všechny tyto druhy se uvedou v evidenci mostu. Stanovená zatížitelnost se zaokrouhluje na celé tuny [10].

2.3.1. Normální zatížitelnost

Jedná se o největší okamžitou celkovou hmotnost jednoho vozidla, kterému je povoleno přejíždět most v libovolném počtu, bez dopravních omezení a bez omezení provozu cyklistů a chodců [9].

Zatěžovací schéma vychází z modelu zatížení 1 (LM1), které je stanoveno v ČSN EN 1991-2 - Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou [14] a je definováno následovně:

- a) po jedné dvounápravě v zatěžovacích pruzích č. 1 a č. 2, kde zatížení na každou dvounápravu je:

$$V_{aw} = 100v_n, tj. 2 \times 50 v_n, (1)$$

- b) po jedné jednoduché nápravě v zatěžovacích pruzích č. 3 a č. 4, kde zatížení na každou jednoduchou nápravu je:

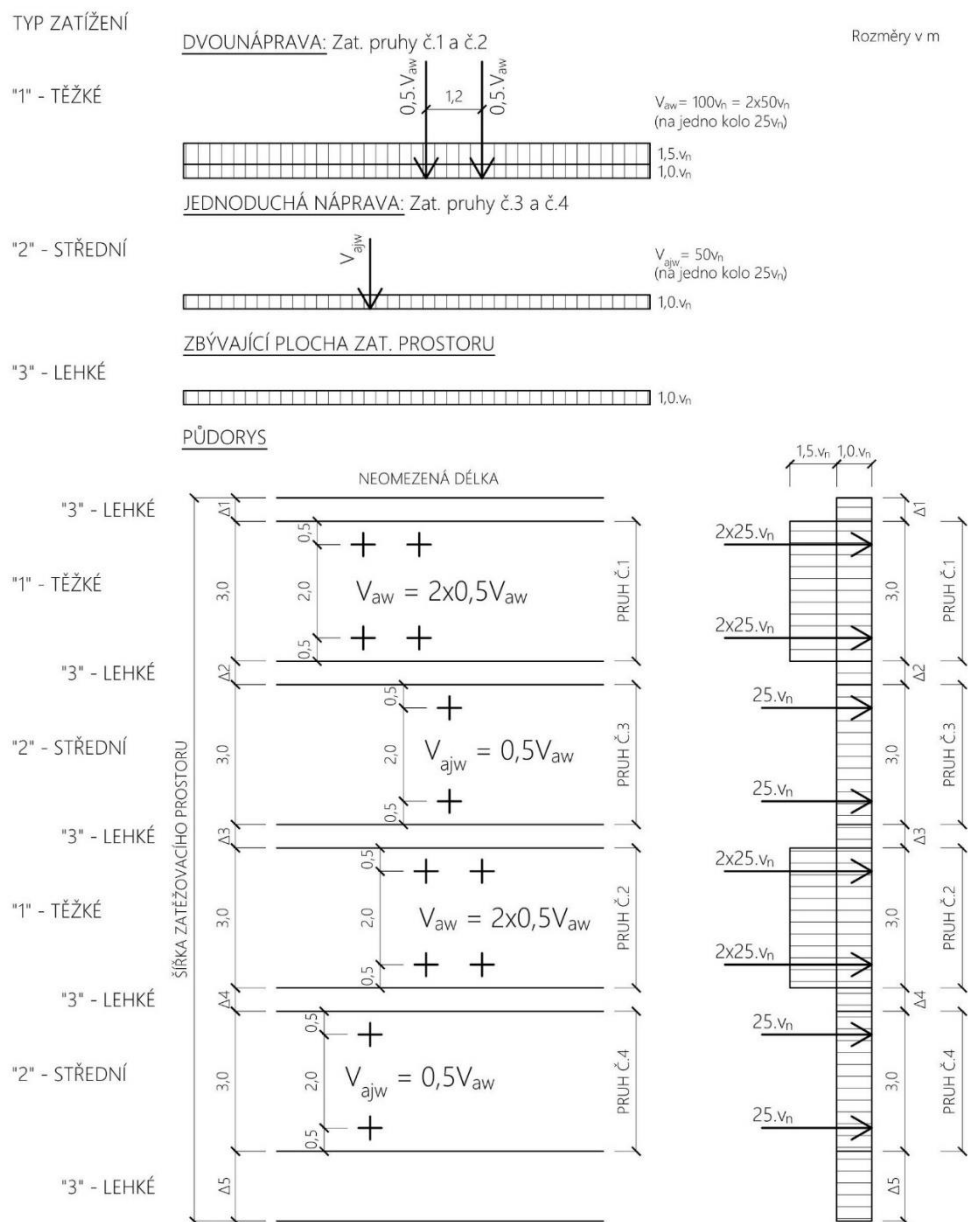
$$V_{ajw} = 1 \times 50 v_n, (2)$$

- c) rovnoměrné zatížení s hodnotou $2,5 v_n$ v zatěžovacích pruzích č. 1 a č. 2 s neomezenou délkou,
d) rovnoměrné zatížení s hodnotou v_n v zatěžovacích pruzích č. 3 a č. 4 s neomezenou délkou a na zbývající ploše zatěžovacího prostoru [9].

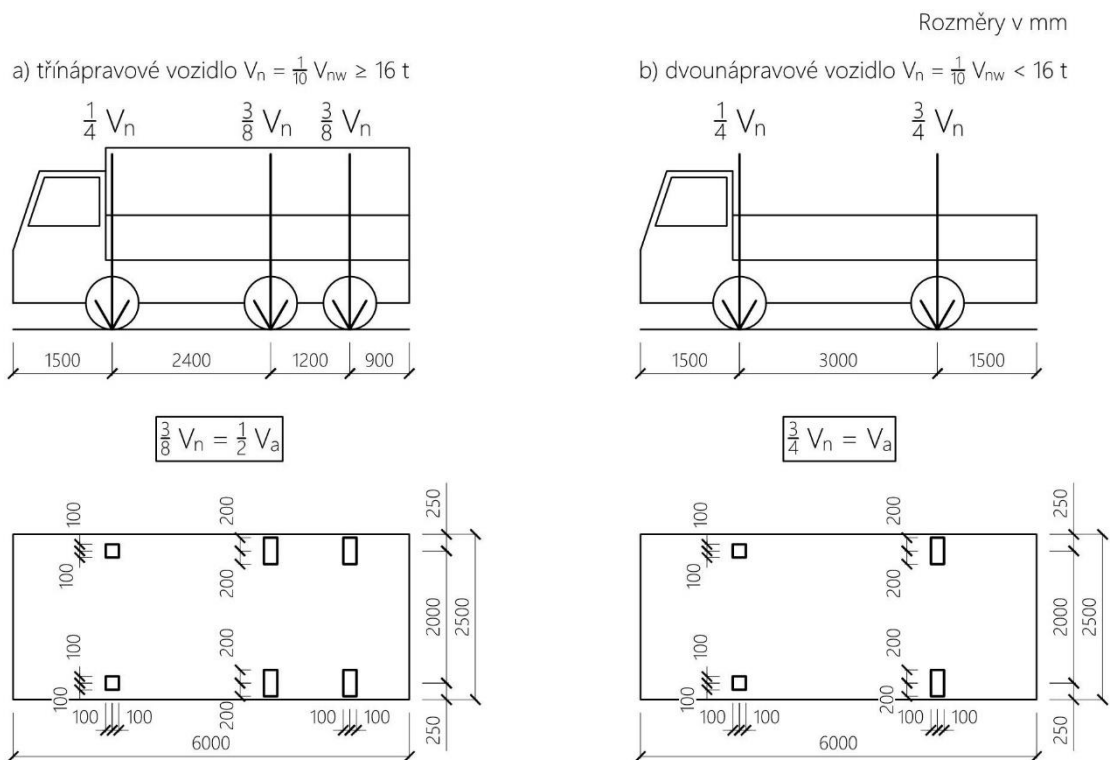
Šířka a počet zatěžovacích pruhů w_1 se určí podle šířky zatěžovacího prostoru w . Zatěžovací prostor w je vzdálenost mezi zvýšenými obrubami nebo svodidly. Určuje se dle:

$w \leq 5,4 \text{ m}$	jeden zatěžovací pruh šířky 3,0 m,
$5,4 \text{ m} \leq w \leq 6,0 \text{ m}$	dva zatěžovací pruhy šířky 0,5 w ,
$w > 6,0 \text{ m}$	$w/3$ zatěžovacích pruhů šířky 3,0 m (zaokrouhleno na celé číslo dolů) [9].

Zatěžovací pruhy jsou umísťovány nezávisle na sobě tak, aby vyvodily nejnepříznivější účinky na konstrukci a mohou se v příčném směru libovolně přemísťovat. Pruhy se mohou, ale nemusí, mezi sebou dotýkat a část plochy zatěžovacího prostoru v podélném i příčném směru nemusí být zatížena, jestliže tato varianta zatížení povede k vyvolání extrémních účinků zatížení. Zatěžovací pruhy jsou do zatěžovacího prostoru umísťovány dle Obrázku 1 [9].



Obrázek 1: Schéma zatížení pro stanovení normální zatížitelnosti – příklad rozmístění zatěžovacích pruhů [9]



POZNÁMKA: Zatížení přední nápravou vozidla $\frac{1}{4} V_{nw}$ je nahrazeno ekvivalentním rovnoměrným zatížením v příslušném zatěžovacím pruhu ($2,5V_n$ v zatěžovacím pruhu č.1 a č.2, resp. V_n v zatěžovacím pruhu č.3 a č.4)

Obrázek 2: Třínápravové a dvounápravové vozidlo pro stanovení normální zatížitelnosti [9]

Při stanovení normální zatížitelnosti se postupuje tímto způsobem:

- a) konstrukce se zatíží dle Obrázku 1: v zatěžovacích pruzích č. 1 a č. 2 zadními nápravami – dvounápravou $V_{aw,1} = 2 \times 50$ kN (kolo 25 kN), nebo náhradní jednoduchou nápravou $V_{aw,1} = 100$ kN (kolo 50 kN) a rovnoměrným zatížením $2,5v_{n,1} = 2,5$ kN/m² neomezené délky, dále v zatěžovacích pruzích č. 3 a č. 4 jednoduchou nápravou $V_{ajw,1} = 50$ kN (kolo 25 kN), dále rovnoměrným zatížením $v_{n,1} = 1$ kN/m² neomezené délky na zbývající ploše zatěžovacího prostoru,
- b) stanoví se rozhodující účinek od výše uvedeného zatížení v rozhodujícím místě u rozhodujícího prvku mostní konstrukce,

- c) hodnota normální zatížitelnosti V_n se stanoví z hodnoty v_n , která se určí podle rozhodujícího mezního stavu, musí se zohlednit dynamické účinky pohyblivého zatížení a dílčí součinitele spolehlivosti γ_F ,
- d) číselná hodnota zatížení na dvounápravu pro zatěžovací pruhy č. 1 a č. 2 je dána:

$$V_{aw} = 100 v_n [kN], (3)$$

- e) tíha vozidla pro normální zatížitelnost je:

$$V_{nw} = \frac{4}{3} V_{aw} [kN], (4)$$

- f) normální zatížitelnost se vypočítá ze vztahu:

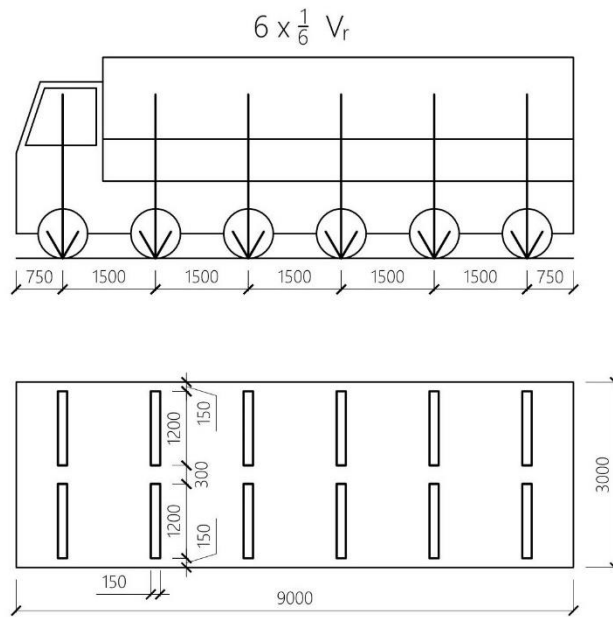
$$V_n = \frac{1}{10} V_{nw} [t], (5)$$

2.3.2. Výhradní zatížitelnost

Jedná se o největší okamžitou celkovou hmotnost vozidla, které může být na mostě jako jediné, žádné další vozidlo na mostě nesmí být, bez dopravních omezení, provoz chodců a cyklistů zachován [9].

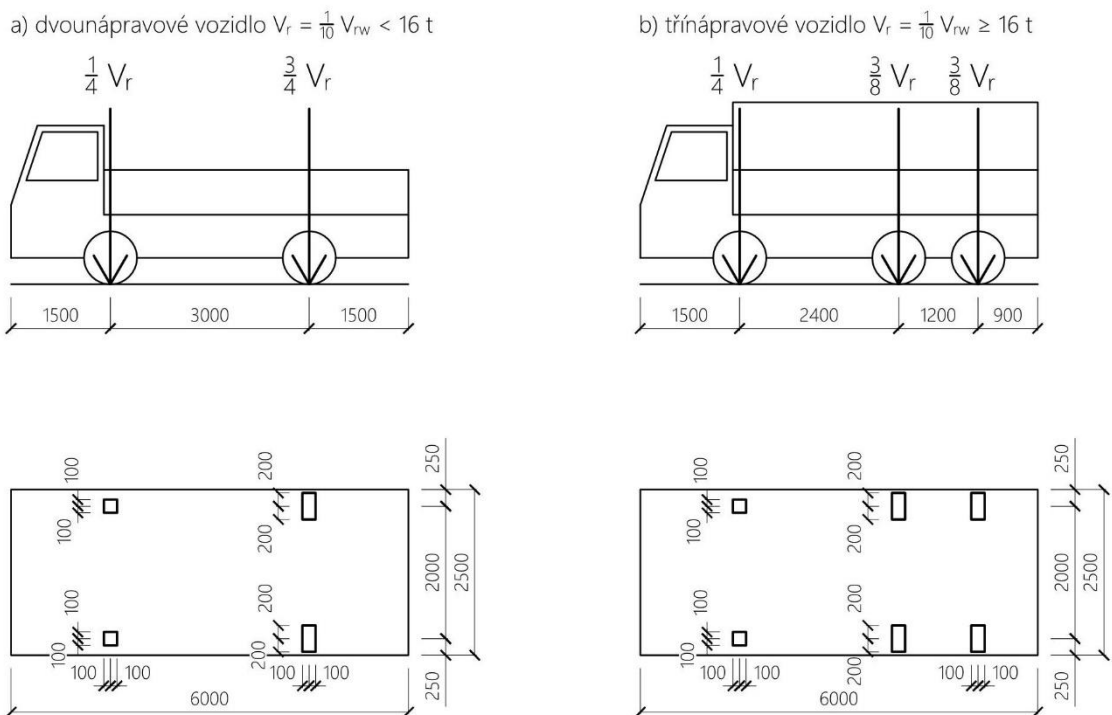
Schémata pro určení výhradní zatížitelnosti jsou definována níže na Obrázku 3 a Obrázku 4.

Rozměry v mm



Obrázek 3: Šestinápravové vozidlo pro stanovení výhradní zatížitelnosti [9]

Rozměry v mm



Obrázek 4: Dvounápravové a třínápravové vozidlo pro stanovení výhradní zatížitelnosti [9]

Výhradní zatížitelnost se stanoví jako největší přípustná hmotnost V_r :

- jediného dvounápravového vozidla podle Obrázku 4a, za podmínky, že jeho stanovená hmotnost je 16 t, nebo méně,
- jediného třínápravového vozidla podle Obrázku 4b, za podmínky, že jeho stanovená hmotnost je maximálně 32 t a zároveň je hmotnost jediného dvounápravového vozidla větší než 16 t,
- jediného šestinápravového vozidla podle Obrázku 3 za podmínky, že je stanovená hmotnost třínápravového vozidla větší než 32 t [11].

Při stanovení výhradní zatížitelnosti se postupuje tímto způsobem:

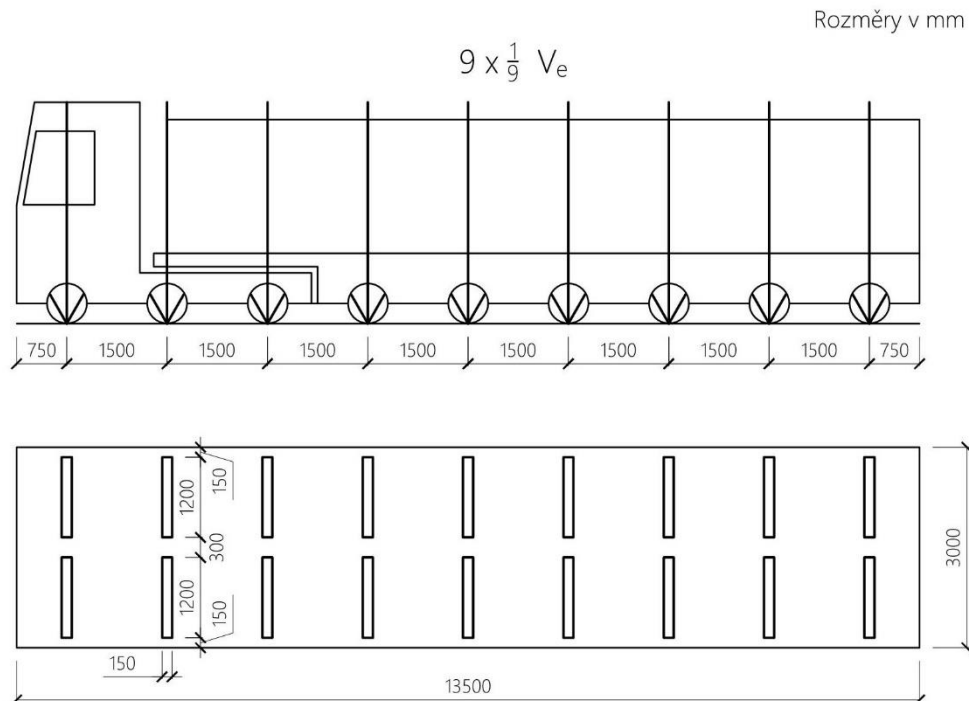
- a) konstrukce se zatíží jedním z vozidel uvedených na Obrázku 3, popř. Obrázku 4, vozidlo se uvažuje jednotkové tíhy 1 kN,
- b) stanoví se rozhodující účinek od výše uvedeného zatížení v rozhodujícím místě u rozhodujícího prvku mostní konstrukce,
- c) hodnota výhradní zatížitelnosti V_r se stanoví z tíhy vozidla V_{rw} (kN), která se určí podle rozhodujícího mezního stavu, musí se zohlednit dynamické účinky pohyblivého zatížení a dílčí součinitele spolehlivosti γ_F ,
- d) výhradní zatížitelnost se vypočítá ze vztahu [9]:

$$V_r = \frac{1}{10} V_{rw} [t], (6)$$

2.3.3. Výjimečná zatížitelnost

Jedná se o největší okamžitou celkovou hmotnost vozidla, které může být na mostě jenom za podmínky vyloučení veškeré ostatní dopravy, provoz chodců a cyklistů zakázán, musí být dodržena další omezující opatření (předepsaná rychlost, stanovená stopa s maximální odchylkou $\pm 0,5$ m, rozdělení nápravových tlaků atd.) [11].

Schéma pro určení výjimečné zatížitelnosti je definováno níže na Obrázku 5.



Obrázek 5: Zvláštní vozidlo pro stanovení výjimečné zatížitelnosti [9]

Postup pro stanovení výjimečné zatížitelnosti V_e je obdobný jako postup pro stanovení výhradní zatížitelnosti V_r .

2.3.4. Sestavy zatížení pro stanovení zatížitelnosti

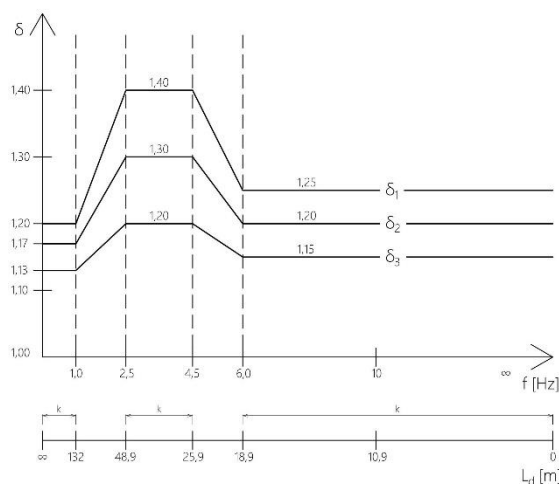
Sestavy zatížení dopravou pro stanovení zatížitelnosti (normální, výhradní, výjimečná) mostu jsou uvažovány jako charakteristické zatížení, které se dále kombinuje se zatížením, jenž není způsobené dopravou. Dopravní a nedopravní zatížení se kombinuje dle normy ČSN EN 1990 – Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí [15], [9].

2.3.5. Dynamické účinky zatížení dopravou

Dynamické účinky zatížení dopravou se zohledňují pomocí dynamického součinitele δ . Dynamickým součinitelem δ se násobí účinky příslušného statického zatížení. U zvláštních mostů (neobvyklé materiály, konstrukční uspořádání, rozměry, statické působení atd.) je vhodné uvažovat individuální postup stanovení dynamických účinků např. pomocí zkoušek, popř. výpočtem. Jestliže nemusí být účinky dynamického zatížení stanoveny výpočtem nebo pomocí zkoušek, uvažují se v závislosti na druhu zatížitelnosti. Pravidla pro stanovení dynamického součinitele jednotlivých zatížitelností jsou podrobně uvedena v normě ČSN 73 6222 - *Zatížitelnost mostů pozemních komunikací* [9]. Hodnoty dynamických součinitelů δ_1 , δ_2 a δ_3 se určují pomocí Obrázku 6. Dynamický součinitel je závislý na vlastní frekvenci. Za předpokladu, že nebude vlastní frekvence stanovena přesněji, je možné stanovit frekvenci ze vztahu:

$$f = 90,6L_d^{-0,923} \text{ [Hz]}, (7)$$

kde L_d je náhradní délka pro výpočet dynamického součinitele stanovená dle Tabulky 8.1 uvedené v ČSN 73 6222 [9].



Obrázek 6: Graf pro stanovení dynamických součinitelů δ [9]

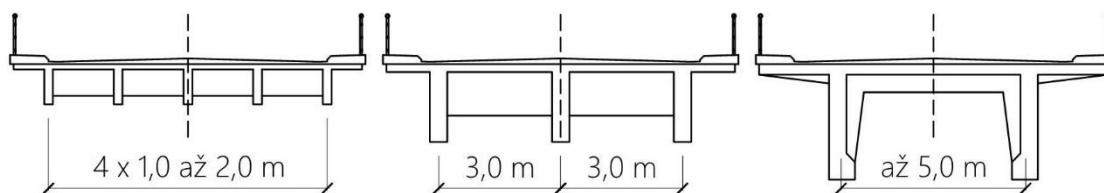
3. Trámové mosty

3.1. Charakteristika trámových mostů

Konstrukce trámových mostů je složená ze samostatných, popř. příčně spojených trámů. Tento typ mostních konstrukcí vyvozuje na podpěry od svislého zatížení pouze svislé tlakové namáhání. Hlavní výhodou trámových mostů oproti deskovým mostům, je lehčí a úspornější konstrukce s ohledem na spotřebu betonu a výztuže. Rozpětí trámových mostů s prostými nosíky se pohybuje v rozmezí od 10 do 50 m. Spojitými nosíky můžeme překlenout až 100 m. Trámy těchto mostů mohou být plné, duté, příhradové nebo prolamované s horní, dolní nebo mezilehlou mostovkou. Mostní trámové konstrukce s horní mostovkou jsou deskové trámy, které jsou navzájem monoliticky spojeny deskou a příčníky. Tímto spojením vzniká tzv. roštová soustava, kterou je vytvořeno spolupůsobení všech nosníků [3].

3.2. Příčné uspořádání trámových mostů

U prostých nosníků bývá výška trámu v celé délce stálá a rovná se $1/10$ až $1/15$ rozpětí, šířka trámů $1/3$ až $1/6$ výšky a tloušťka desky se pohybuje v rozmezí od 12 do 30 cm. Počet trámů se navrhuje vzhledem k rozpětí a možné výšce konstrukce. Pro malou konstrukční výšku je vhodné navrhnout větší počet menších trámů. Počet trámů je 3 až 8 s osovou vzdáleností obvykle od 1,5 do 3 m. U mostů s velkým rozpětím se volí počet trámů 2 až 4 s osovou vzdáleností od 3 do 5 m [3].



Obrázek 7: Příklady příčného uspořádání trámových mostů [3]

4. Betonářská výztuž a beton

4.1. Historie betonářské výztuže

Dříve se používala ocel s označením C, číslo doplňující označení (např. C 38) udává nejmenší zaručenou pevnost v kg/mm^2 . Různé druhy ocelí se liší odlišnými vlastnostmi jako je mez pevnosti, mez průtažnosti (dnes mez kluzu) a mez tažnosti. U některých ocelí byly tyto vlastnosti hutěmi zaručeny. U oceli Cc hutě nezaručovaly žádné záruky, proto byla zavedena ocel s označením Cb, která nahradila ocel Cc a C 34. Ocel Cb musela mít zaručené vlastnosti a byla používána na stavbách obyčejných. Pro důležité stavby, např. pro mosty, se předepisovala ocel jakostní s označením C 37 [16].

4.2. Vlastnosti betonářské výztuže

Vlastnosti betonářské výztuže, které byly navrženy a provedeny podle dříve platných norem, jsou uvedeny v normě *ČSN 73 0038 - Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí - doplňující ustanovení* [13]. Druh výztuže a jeho materiálové vlastnosti se stanoví provedením diagnostického průzkumu a zkoušením vzorků odebraných z konstrukce. Druh výztuže je možné určit také podle povrchu výztuže s uvážením, kdy byla konstrukce vybudována. Při nejistotě určení druhu betonářské výztuže, je nutné ve vhodném místě odebrat vzorky ke zkouškám, pomocí kterých se stanoví charakteristické vlastnosti oceli. Tímto zásahem nesmí být ohrožena odolnost konstrukce. Návrhovou pevnost výztuže stanovíme z charakteristické meze kluzu, kterou zredukujeme dílčím součinitelem betonářské výztuže $\gamma_s = 1,15$. Poloha, množství, průměr a stav výztuže se určí pomocí vhodného diagnostického průzkumu [13].

Tabulka 1: Vlastnosti betonářských výztuží používaných v letech 1920 až 1965 [13]

Druh výztuže	Vlastnosti výztužných ocelí (MPa)				
	Návrhová hodnota pevnosti oceli pro betony pevnostní třídy C12/15 a vyšší		Charakteristická hodnota oceli		Svařitelnost
	Tah	Tlak	Mez kluzu	Mez pevnosti	
Cc, C 34	180	180	-	min. 340	-
Cb	180	180	-	min. 350	-
C 37, C 38	180	180	-	min. 370	-
C 52	250	250	min. 340	min. 520	-
10 002	180	180	210	320–500	-
10 370	180	180	210	370–450	dobrá
10 372	190	190	230	370–450	dobrá
10 452	230	230	270	-	obtížná
10 472 (Isteg)	320	0	360	min. 400	nesvařitelná
10 492 (Toros)	340	340	400	min. 440	nesvařitelná
10 512 (Roxor)	340	340	400	min. 500	dobrá

Novodobější druhy betonářské výztuže nebudou zmíněny, protože praktická část se zabývá prvorepublikovým mostem postaveným mezi roky 1918 a 1938.

4.3. Druhy betonu používané v období první republiky

V období první republiky se rozeznávalo 7 druhů betonu, které se rozlišovaly podle požadované krychelné pevnosti. S ohledem na fakt, že pevnost betonu s přibývajícím množstvím vody klesá, norma rozdělovala pevnost betonu na pevnost ze směsi zavlhlé, měkké nebo tekuté. Betony druhů „a“ až „c“ se používaly pouze pro prostý beton. Do železobetonu mohly být použity pouze druhy betonů „d“ až „g“, kde betony „f“ a „g“ mohly být použity výhradně při dodržení všech požadavků, jako je například pečlivost práce a vyhovující statický výpočet [16].

Tabulka 2: Druhy betonu používané v období první republiky [16]

Druh betonu	Použití	Nejmenší krychelná pevnost betonu dle směsi [kg/cm ²]		
		1. zavlhlé	2. měkké	3. tekuté
a	Prostý beton	60	50	40
b		90	75	60
c		120	100	80
d	Železobeton	150	125	100
e		200	170	140
f		300	250	200
g		400	330	264

4.3.1. Převod druhů betonu na pevnostní třídy betonu dle ČSN EN 206+A2

Převod starších druhů, značek a tříd betonu na pevnostní třídy betonu dle ČSN EN 206+A2 – *Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda* [17], se řídí podle tabulky uvedené v normě ČSN 73 0038 – *Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – doplňující ustanovení* [13].

Tabulka 3: Převod druhů betonu na pevnostní třídy betonu [13]

Beton	
Druh	Pevnostní třída
ČSN 1090:1931; ČSN 1230:1937	ČSN EN 206+A2; ČSN EN 1992-1-1
a	(C 3/3,5)
b	(C 4/5)
c	(C 6/7,5)
d	C 8/10
	(C 9/12,5)
e	(C 10/13,5)
	C 12/15
f	C 16/20
	C 20/25
g	(C 23/28)
	C 25/30
	(C 28/35)
	C 30/37
Pevnostní třídy v závorkách nejsou v normě ČSN EN 206+A2 zavedeny	

5. Diagnostika železobetonových konstrukcí

5.1. Metody používané pro diagnostiku železobetonových konstrukcí

Metody používané při diagnostice železobetonových konstrukcí můžeme rozdělit podle několika kritérií. Hlavním kritériem pro rozdělení metod používaných v praxi je stupeň poškození zkoumané konstrukce nebo vzorku. Toto kritérium rozděluje metody do tří skupin na:

- nedestruktivní,
- semi-destruktivní,
- destruktivní [18].

5.2. Nedestruktivní metody

Nedestruktivní metody nepoškozují povrch konstrukce, pouze u tvrdoměrných metod dochází k minimálnímu poškození, které vzniká např. broušením povrchu [18].

5.2.1. Vizualní metody

Jedná se o základní a nejpoužívanější metodu, pomocí které je možné odhalit skutečný stav konstrukce. Vykazuje dobré výsledky, ale jenom za předpokladu, že ji provádí zkušený pracovník, který ví, jaké má sledovat závady na konstrukci [7].

Vizuální kontrolou mostu se sleduje:

- stav základů,
- stav a funkčnost ložisek,
- poloha, šířka, délka a hloubka trhlin,
- obnažení výztuže,
- viditelné deformace,
- nezainjektování kabelových kanálků,
- poškození konstrukce chemickými vlivy,

- zatékání vody do konstrukce vlivem špatné izolace,
- poškození, opotřebení nebo nadměrné zesílení vozovky,
- stav mostního vybavení [7].

Závady a poruchy odhalené při provádění vizuální kontroly se zakreslují do zjednodušené výkresové dokumentace a musí být doloženy fotodokumentací, která slouží k porovnání vývoje závad a poruch při dalších prohlídkách [7].

5.2.2. Tvrdoměrné metody

V dnešní době se v praxi z tvrdoměrných metod používá pouze odrazová metoda. Metody vtiskové, vnikací, smykové, brusné a vrtné se v praxi již nepoužívají [18].

Odrazové tvrdoměry se používají pro zjištění krychlené pevnosti betonu v tlaku a pro stanovení stejnoměrnosti betonu. Pevnost není přímo měřenou veličinou a stanoví se pomocí kalibračních vztahů. Tvrdoměry se přímo měří hodnota odrazu, která je závislá na tvrdosti materiálu. Každý typ tvrdoměru se smí používat pouze pro druhy materiálů a pevnostní třídy, pro které byl daný typ vyroben. V praxi je nejrozšířenější tvrdoměr typu Schmidt, který vyrábí firma Proceq [18].

Odrazové tvrdoměry Schmidt

Druhy Schmidtových tvrdoměrů rozdělujeme podle:

- energie vyvinuté při zkušebním rázu,
- rozsahu krychlené pevnosti betonu,
- nejmenší tloušťky vrstvy betonu,
- nejmenší šířky betonové zálivky [18].

Tabulka 4: Dělení a použitelnost tvrdoměrů Schmidt [18]

Tvrdoměr	Vyvozená energie [J]	Krychelná pevnost betonu [MPa]	Nejmenší tloušťka vrstvy betonu [mm]
Schmidt N	2,207	17–60	100
Schmidt L	0,750	13–50	60
Schmidt M	30,000	25–60	200
Silver Schmidt N	2,207	10–100	100



Obrázek 8: Tvrdoměr Schmidt N [19]



Obrázek 9: Tvrdoměr Silver Schmidt OS8200 N [20]

Silver Schmidt

Tento typ tvrdoměru je modernější varianta originálního Schmidtu typu N. Na rozdíl od Schmidtů typu N, L a M, Silver Schmidt neměří hodnotu odrazu „R“, ale měří novou hodnotu „Q“, která představuje koeficient odrazu a stanoví se ze vztahu:

$$Q = 100 * \frac{\text{obnovená energie}}{\text{vstupní energie}}, \quad (8)$$

Měří rychlost úderu a zpětného rázu okamžitě před úderem a po úderu. Pomocí těchto hodnot vypočítá množství obnovené energie [18].

Výhody hodnoty „Q“ oproti hodnotě odrazu „R“:

- méně závislá na gravitaci,
- méně závislá na tření na vodící tyči,
- nevyžaduje opravu na směr úderu,
- umožňuje rozšíření rozsahu pevností,
- umožňuje zkoušení moderních betonových směsí [18].

5.2.3. Elektromagnetické indikátory výztuže

Jedná se o čistě nedestruktivní metodu založenou na elektromagnetickém principu, pomocí kterého lokalizujeme výztuž v železobetonových konstrukcích. Vyhledávač je tvořený sondou a elektronickými obvody, jenž generují signál pro buzení sondy a zároveň vyhodnocují přijímaný signál. Sondy obsahují jednu nebo více cívek, které generují primární magnetické pole. Primární magnetické pole proniká k hledanému cíli, je časově proměnné a hledaným cílem je deformováno. Touto deformací dochází k vytvoření sekundárního elektromagnetického pole, které je zpracováno a vyhodnoceno elektronickými obvody [18].

Metoda je v praxi využívána pro stanovení polohy a průměru výztuže. Dále je možné jí využít k ověření krycí vrstvy betonu. Elektromagnetické indikátory jsou limitovány dosahem přístrojů (běžná sonda 60–100 mm, hloubková 150–220 mm), nedokážou určit míru koroze a druh výztuže. Při vyztužení v několika vrstvách, popř. když je výztuž blízko u sebe, metoda nedokáže rozeznat jednotlivé pruty a podává zkreslené výsledky [18].

Profometer PM–630

Profometer PM–630 vyrábí firma Proceq. Pro měření využívá principu vířivých proudů s pulzní indukci. Dosah sondy až 185 mm s přesností měření

od ± 1 mm do ± 4 mm. Rozpoznání průměru výztuže až do 63 mm s přesností ± 1 profil výztuže [21].



Obrázek 10: Přístroj Profometer PM-630 [21]



Obrázek 11: Lokalizování výztuže pomocí přístroje Profometer PM-630 [21]

5.2.4. Georadar

Tato nedestruktivní metoda využívá k měření principu vysílání vysokofrekvenčních elektromagnetických pulzů, které vysílá do vyšetřovaného prostředí a registruje jejich odrazy od překážek. Maximální dosah georadaru může být až 15 m. Využívá se k lokalizaci:

- nehomogenit v zemním prostředí a v železobetonu,
- dutin za stěnami a ostěním chodeb, tunelů a stok,
- ocelové výztuže v železobetonových konstrukcích.

V dnešní době je v praxi využíváno přístroje Hilti PS 1000, který je navržen a optimalizován přímo pro diagnostiku železobetonu [22].

Hilti PS 1000

Hilti PS 1000 se využívá k odhalení nehomogenit v betonových konstrukcích a ke stanovení polohy výztuže. Přístroj je opatřen trojicí antén. Tyto antény umožňují přístroji odhalit i více objektů ležících nad sebou. Hilti PS 1000 nedokáže určit průměr lokalizované výztuže, a to je jeho největší

nevýhodou. Využívá tři režimy skenování: detekce Quickscan, záznam Quickscan a Imagescan. Výstup dokáže vyobrazit ve 2D i 3D podle režimu skenování. Poskytuje náhled do betonových konstrukcí v reálném čase. Výrobce udává maximální hloubku detekce pro lokalizaci předmětů do 300 mm. Do hloubky 100 mm je přesnost indikace ± 10 mm, nad 100 mm je přesnost ± 15 %. Přesnost lokalizace objektů je ± 10 mm [22], [23].



Obrázek 12: Přístroj Hilti PS 1000 [23]



Obrázek 13: Lokalizování výztuže pomocí přístroje Hilti PS 1000 [23]

5.3. Semi-destruktivní metody

Semi-destruktivní neboli zčásti destruktivní zkoušky částečně poškozují svým prováděním zkoumanou konstrukci nebo vzorek. Do těchto metod patří například jádrové vrtání [18].

5.3.1. Metoda jádrového vrtání

Metoda jádrových vývrtů je nejspolehlivější metoda pro stanovení pevnosti betonu. Pomocí jádrových vývrtů mohou být upřesňovány měření získané nedestruktivním měřením. Pro zjištění pevnosti betonu se nejčastěji odebírají jádrové vývrty o průměru 75 mm a 100 mm. Pro pevnost zdiva nebo kamene se nejčastěji odebírají jádrové vývrty o průměru 50 mm. Menší průměry jádrových vývrtů se používají pro zjištění hloubky trhlin a k odběru

vzorků pro chemickou analýzu betonu. Jádrové vrtání se provádí mokrým nebo suchým způsobem. Mokrý způsob se používá pro odebírání jádrových vývrtů z betonu a suchý způsob pro odebírání vývrtů z cihel [7].

Odběr vývrtů, zpracování a zkoušení je specifikováno v normě ČSN EN 12504 - Zkoušení betonu v konstrukcích - Část 1: Vývrty - Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku [24]. Vývrty se mají vrtat kolmo k povrchu, aby nedošlo k jeho poškození. Při vrtání by neměla být porušena žádná výztuž. Vývrt s kamenivem větším než $1/3$ průměru by neměl být zkoušen, protože kamenivo může výrazně ovlivnit výslednou pevnost. Vývrty pro stanovení pevnosti v tlaku nesmí obsahovat betonářskou výztuž ve směru podélné osy. Délka vývrtu je stanovena v závislosti na průměru, způsobu úpravy a rozhodnutí, zda bude prováděno srovnání s krychelnou nebo válcovou pevností. Jestliže se porovnává těleso s válcovou pevností, je poměr délky k průměru 2,0 a 1,0 pokud se porovnává s krychelnou pevností. Hned po odebrání se musí těleso označit, aby nedošlo k záměně těles [24].



Obrázek 14: Odebírání jádrového vývrtu z trámového nosníku



Obrázek 15: Zjišťování skladby vozovky pomocí jádrového vrtání

5.4. Destruktivní metody

Destruktivní metody se používají v případě, že nedestruktivní nebo semi-destruktivní metody nestačí ke stanovení požadovaných výsledků. Tyto metody představují vážný zásah do konstrukce.

5.4.1. Sekané sondy

Pomocí sekaných sond získáváme přímou informaci o oslabení, druhu a průměru použité výztuže. Sondy musí být po provedení a zdokumentování zapraveny, protože v budoucnu by mohly ohrozit celkový stav konstrukce. Při provádění nesmí dojít k oslabení konstrukce a k poškození výztuže [7].



Obrázek 16: Sekaná sonda provedená na trémovém mostě

5.5. Chemické metody

Pomocí chemických metod se zkoumá degradace betonu. Beton je ovlivňován agresivními látkami, které na něj působí. Zkoušky na odebraných vzorcích se převážně provádějí v laboratořích. Do chemických zkoušek betonu patří tyto testy:

- chemická analýza,
- rentgenová difrakční analýza,
- diferenční termická analýza,

- stanovení pH ve výluhu [25].

Jednotlivé testy pro chemickou analýzu betonu nebudou popsány, protože praktická část této diplomové práce se těmito metodami nezabývá.

5.5.1. Karbonatace betonu

Jedná se o projev stárnutí betonu, který je neustále vystaven účinku oxidu uhličitého z ovzduší. Vzduch obvykle obsahuje 0,03 % oxidu uhličitého (CO_2), který se rozkládá na povrchu betonu. Rozložený oxid uhličitý proniká do betonu pomocí pórů, snižuje pH betonu a tím může docházet ke korozi výztuže [26].

Hloubka karbonatace betonu se zjišťuje pomocí fenolftaleinové zkoušky. K provedení se využívá 1% lihový roztok fenolftaleinu v 70% etylalkoholu. V případě pH betonu větší než 9,5 dochází ke zbarvení vzorku červenofialovou barvou, pokud je pH nižší, beton je zkarbonatovaný a nezbarví se. Zkarbonatovaný beton nechrání výztuž proti korozi. Zkouška je rychlá, jednoduchá a proveditelná přímo na stavbě, měla by být provedena hned po odebrání vzorku z konstrukce [7], [27].



Obrázek 17: Stanovení hloubky karbonatace fenolftaleinovým testem na jádrovém vývrtnu



Obrázek 18: Hloubka karbonatace na jádrovém vývrtnu dosahující hloubky 40 až 60 mm

6. Laboratorní vyhodnocení

6.1. Postup pro stanovení pevnosti v tlaku na jádrových vývrtech

Vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku na jádrových vývrtech se v jednotlivých normách liší. Níže jsou uvedeny postupy pro stanovení pevnosti betonu v tlaku z jádrových vývrtů podle aktuálně platných norem.

6.1.1. Obecné stanovení pevnosti v tlaku

Pevnost v tlaku se obecně stanoví podle normy ČSN EN 12390-3 – *Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles* [28]. Norma udává obecný vztah pro stanovení pevnosti v tlaku f_c jako:

$$f_c = \frac{F}{A_c} \text{ [MPa]}, \quad (9)$$

kde f_c pevnost v tlaku [MPa],

F maximální zatížení při porušení [N],

A_c průřezová plocha zkušebního tělesa, vystavená zatížení v tlaku [mm²].

Výsledná pevnost v tlaku se zaokrouhlí na 0,1 MPa [28].

V normách ČSN EN 12504-1 – *Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 1: Vývrty – Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku* [24], ČSN EN 12390-1 – *Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 1: Tvar, rozměry a jiné požadavky na zkušební tělesa a formy* [29] a ČSN EN 13791 – *Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích* [30], jsou uvedeny dovolené odchylky pro stanovení krychelné nebo válcové pevnosti v tlaku na vývrtech. Dovolené odchylky rozměrů zkušebních těles po jejich zakoncování nebo zabroušení:

- vývrt 2:1 má dovolenou odchylku poměru délky k jeho průměru $\pm 5 \%$ pro stanovení válcové pevnosti betonu v tlaku,

- vývrt 1:1 má dovolenou odchylku poměru délky k jeho průměru $\pm 10\%$ pro stanovení krychelné pevnosti betonu v tlaku [24], [29], [30].

6.1.2. Charakteristická pevnost betonu v tlaku dle ČSN ISO 13822 a ČSN 73 0038

Normu ČSN ISO 13822 – *Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí* [12] doplňuje a rozšiřuje norma ČSN 73 0038 – *Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – doplňující ustanovení* [13]. Podle těchto norem se stanoví charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku v závislosti na průměru, směrodatné odchylce a variačním součiniteli stanovených z výsledků zkoušek. Normy rozdělují konstrukce na známé a neznáme. Známé konstrukce jsou takové, u kterých známe jejich vlastnosti. U neznámých konstrukcí nejsou známy žádné vlastnosti. Normy doporučují u neznámých konstrukcí odebrat mnohem více vzorků než u konstrukcí známých [12], [13].

Hodnoty průměru m_x , směrodatné odchylky s_x a variačního součinitele V_x se stanoví na základě výsledků materiálových vlastností n zkoušek x_1, x_2, \dots, x_n ze vztahů:

$$m_x = \frac{\sum x_i}{n} \text{ [MPa]}, (10); s_x^2 = \frac{\sum (x_i - m_x)^2}{n - 1} \text{ [MPa]}, (11); V_x = \frac{s_x}{m_x} \text{ [%]}, (12)$$

kde m_x průměr materiálové vlastnosti [MPa],
 x_i výsledek i -té zkoušky,
 n počet zkušebních vzorků,
 s_x směrodatná odchylka materiálové vlastnosti [MPa],
 V_x variační koeficient materiálové vlastnosti [%] [13].

V případě normálního rozdělení materiálové vlastnosti se charakteristická hodnota X_k (dolní 5% kvantil) stanoví podle následujícího vztahu:

$$X_k = m_x * (1 - k_{n,x} * V_x), (13)$$

kde X_k charakteristická hodnota materiálové vlastnosti,

$k_{n,x}$ součinitel pro stanovení 5% kvantilu [13].

V případě lognormálního rozdělení materiálové vlastnosti se charakteristická hodnota X_k (5% kvantil) stanoví podle následujícího vztahu [13]:

$$X_k = m_x * \exp [-k_{n,x} * \sqrt{\ln(V_x^2 + 1)} - 0,5 * \ln(1 + V_x^2)], (14)$$

Tabulka 5: Součinitele pro stanovení 5% kvantilu charakteristické hodnoty [13]

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
$k_{n,x}$ pro V_x známý	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
$k_{n,x}$ pro V_x neznámý	-	-	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

6.1.3. Odhad pevnosti betonu v tlaku dle ČSN EN 13791

Norma ČSN EN 13791 – Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích [30] rozlišuje odhad pevnosti betonu v tlaku existujících konstrukcí založený pouze na výsledcích zkoušek z jádrových vývrtů a na odhad pevnosti betonu v tlaku založený na kombinaci dat z nepřímého zkoušení a dat ze zkoušení jádrových vývrtů [30].

Odhad pevnosti založený na výsledcích zkoušek z jádrových vývrtů

Charakteristická pevnost betonu v tlaku v konstrukci $f_{ck,is}$ se odhaduje jako nižší hodnota z:

$$f_{ck,is} = f_{c,m(n)is} - k_n * s \text{ [MPa]}, (15); f_{ck,is} = f_{c,is,lowest} + M \text{ [MPa]}, (16)$$

- kde $f_{ck,is}$ odhad charakteristické pevnosti betonu v tlaku [MPa],
 $f_{c,m(n)is}$ průměrná pevnost betonu v tlaku stanovená na počtu n vývrtů [MPa],
 k_n součinitel pro stanovení 5% kvantilu,
 s směrodatná odchylka vzorku [%], uvažuje se větší z hodnot ze spočítané směrodatné odchylky, nebo hodnota 8 % udávána variačním součinitelem,
 $f_{c,is,lowest}$ nejmenší pevnost betonu v tlaku zjištěná na vývrtech [MPa],
 M rozpětí [MPa] [30].

Tabulka 6: Hodnoty součinitele k_n pro stanovení 5% kvantilu [30]

n	8	10	12	16	20	30	∞
k_n	2,00	1,92	1,87	1,81	1,76	1,73	1,64

Tabulka 7: Hodnoty rozpětí M pro odhad charakteristické pevnosti betonu v tlaku [30]

$f_{c,is,lowest}$ [MPa]	Rozpětí M [MPa]
≥ 20	4
$\geq 16 < 20$	3
$\geq 12 < 16$	2
< 12	1

Odhad pevnosti založený na kombinaci dat z nepřímého zkoušení a dat ze zkoušení jádrových vývrtů

Nepřímé měření by mělo být provedeno před odebíráním vývrtů. Pozice odebíraných vývrtů by měla vycházet z dat nepřímého měření a měly by se odebrat z míst nepřímého měření. Celkem je potřeba získat minimálně 10 párů hodnot ze zkoušek. Vývrty mají pokrývat celý rozsah hodnot stanovených z nepřímého zkoušení. Pomocí grafu, kde na ose x jsou výsledky nepřímých zkoušek a na ose y jsou pevnosti v tlaku stanovené z vývrtů, se stanoví lineární regrese. Lineární regrese se posoudí, jestli je vhodná pro vyhodnocovaný beton. Při použití rovnice stanovené pro lineární regresi se převádí všechna platná data nepřímých zkoušek na ekvivalent hodnot z regresní rovnice $f_{c, is, reg}$. Regresní rovnice se nesmí extrapolovat o více než 4 MPa. Hodnoty stanovené z regresní rovnice se použijí pro odhad charakteristické pevnosti v tlaku konstrukce podle níže uvedených vztahů:

$$f_{c, m(m)is} = \frac{\sum(f_{c, is, reg})}{m} [MPa], (17)$$

kde $f_{c, m(m)is}$ střední hodnota pevnosti v tlaku v konstrukci [MPa],
 $f_{c, is, reg}$ ekvivalent hodnot z regresní rovnice,
 m počet odhadovaných hodnot pevnosti [30].

$$s = \sqrt{s_c^2 + s_e^2}, (18)$$

kde s obecná standardní odchylka pevnosti v tlaku v konstrukci,
 s_e hodnota stanovená ze vztahu:

$$s_e = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^m (f_{c, is, reg} - f_{c, m(m)is})^2}{m - 1}}, (19)$$

s_c hodnota stanovená ze vztahu, nebo 2 MPa, rozhoduje vyšší z hodnot:

$$s_c = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{c,is} - f_{c,is,reg})^2}{n-2}}, \quad (20)$$

kde $f_{c,is}$ hodnota pevnosti betonu v tlaku v konstrukci stanovená z vývrtů,
 n počet párů zkoušek, použitých pro vytvoření korelační křivky [30].

Efektivní počet stupňů volnosti spojený s obecnou standardní odchylkou se stanoví ze vztahu:

$$n_{eff} = \frac{[s_c^2 + s_e^2]^2}{\frac{s_c^4}{n-2} + \frac{s_e^4}{m-1}}, \quad (21)$$

kde n_{eff} efektivní počet stupňů volnosti [30].

Vztahy (20) a (21) jsou platné pouze u korelace, která má dva parametry. V případě, že dva parametry nemá, výraz (n-2) se nahradí výrazem (n-p). Ve výrazu (n-p) je p počet parametrů ve vzorci. Odhad charakteristické pevnosti se stanoví pomocí vztahů (15) a (16). V Tabulce 4 se nahradí počet n výrazem ($n_{eff}+1$) zaokrouhleným na nejbližší celé číslo. Ve vztahu (16) u $f_{c,is,lowest}$ se bere menší hodnota z nejnižších odhadů nebo nejmenší pevnost betonu v tlaku zjištěná na vývrtech [30].

V případě zkušební oblasti do 30 m³ betonu, je možné použít nepřímé zkoušky v kombinaci s minimálně třemi jádrovými vývrty. U tohoto postupu není nutná kalibrace. Zkušební oblast se prozkoumá nedestruktivním zkoušením a z nepřímých zkoušek se stanoví oblasti s nižší pevností betonu.

V případě tří vývrtů musí být průměr vývrtů minimálně 75 mm. Na základě odebraných těles se vypočítá pevnost betonu v tlaku v konstrukci $f_{c, is}$. Pokud se jedná o beton, který zůstává v konstrukci, vypočítá se střední hodnota z odebraných vývrtů, která se prohlásí za charakteristickou pevnost betonu v tlaku v konstrukci $f_{ck, is}$ pro účely hodnocení konstrukce [30].

6.2. Upřesněná pevnost betonu v tlaku ze zkoušky Schmidovým tvrdoměrem typu N dle ČSN 73 1373

Vyhodnocením upřesněné pevnosti v tlaku stanovené pomocí Schmidova tvrdoměru typu N se zabývá norma ČSN 73 1373 – *Nedestruktivní zkoušení betonu – Tvrdoměrné metody zkoušení betonu* [27]. Vynásobením odvozené pevnosti betonu v tlaku na zkušebních vzorcích součiniteli α , α_t a α_w , stanovíme krychelnou pevnost betonu v tlaku [27].

Pro upřesnění kalibračních vztahů součinitelem α je potřeba minimálně:

- 9 vzorků zhotovených ze stejného betonu, který je upravený a podobně starý jako beton použitý v konstrukci,
- minimum zkušebních těles odebraných z konstrukce:
 - 3 zkušební tělesa do objemu 10 m³ betonu,
 - 6 zkušebních těles do objemu 50 m³ betonu,
 - 9 zkušebních těles u objemu nad 50 m³ betonu,
 - 3 zkušební tělesa, kdy konstrukce byla zkoušena nedestruktivně, tělesa se odeberou v místech s nejmenší, průměrnou a nejvyšší pevností [27].

Upřesňující součinitel α se vypočítá ze vztahu:

$$\alpha = \sum_{i=1}^n f_{bi} / \sum_{i=1}^n f_{bei} , (22)$$

- kde α součinitel pro upřesnění obecného nebo směrného kalibračního vztahu,
- f_{bi} pevnost betonu v tlaku stanovená na i-tém zkušebním vzorku,
- f_{bei} pevnost betonu v tlaku s nezaručenou pevností, stanovená na stejném zkušebním vzorku,
- n počet zkušebních vzorků [27].

Součinitel α_t zohledňuje stáří betonu a použije se, pokud je zkoumaný beton starší více než 56 dnů a nebyla odebrána zkušební tělesa z konstrukce pro upřesnění kalibračních vztahů. Pevnost v tlaku, odvozená z obecného kalibračního vztahu, se vynásobí tímto součinitelem. Součinitel α_t je roven 0,95 pro beton stáří od 57 do 180 dní, 0,93 pro beton stáří od 181 do 360 dní a 0,90 pro beton starší než 360 dní [27].

Součinitel α_w zohledňuje vlhkost zkoumaného betonu. Pevnost v tlaku, odvozená z obecného kalibračního vztahu, se vynásobí tímto součinitelem. Pro suchý beton je α_w roven 0,85, pro přirozeně vlhký a vlhký beton je α_w roven 1,00 a pro beton nasycený vodou je α_w roven 1,05 [27].

Krychelná pevnost betonu v tlaku se stanoví pomocí vztahu:

$$f_b = \alpha * \alpha_t * \alpha_w * f_{be} [MPa], (23)$$

- kde f_b upřesněná krychelná pevnost betonu v tlaku [MPa],
- f_{be} nezaručená pevnost betonu v tlaku stanovená z obecného kalibračního vztahu [MPa] [27].

6.3. Charakteristická pevnost betonu v tlaku konstrukce dle ČSN 73 2011

Norma ČSN 73 2011 – *Nedestruktivní zkoušení betonových konstrukcí* [31] vyhodnocuje charakteristickou pevnost betonu s ohledem na zjištěnou rovnoměrnost nebo nerovnoměrnost a vrstevnatost betonu. Beton

je rovnoměrný v případě, že variační součinitel V_x a rozdíly Δ stanovené na sousedních zkušebních místech, nejsou větší než hodnoty definované normou. Sousední zkušební místa jsou taková místa, která leží vedle sebe nebo nad sebou na jednom povrchu konstrukce. Maximální přípustné hodnoty V_x a Δ pro rovnoměrný beton jsou uvedeny v Tabulce 8 [31].

Tabulka 8: Maximální hodnoty variačního součinitele V_x a rozdílu Δ na sousedních místech pro pevnost betonu v tlaku [18], [31]

Statistické hodnocení	Třída betonu				
	C 8/10	C 12/15	C 16/20	C 25/30	C 30/37–C 50/60
V_x [%]	16	16	16	14	12
Δ [%]	30	30	30	30	30

Charakteristická pevnost betonu v tlaku u rovnoměrného betonu se stanoví podle vztahů:

$$f_{ck,is} = \bar{f}_{m(n),is} - \beta_n * s_r \text{ [MPa]}, \quad (24)$$

kde $f_{ck,is}$ charakteristická pevnost betonu v tlaku [MPa],
 $\bar{f}_{m(n),is}$ aritmetický průměr upřesněných pevností betonu v tlaku stanovených z pevností u jednotlivých měření [MPa],
 β_n součinitel odhadu 5% kvantilu,
 s_r výběrová směrodatná odchylka stanovená ze vztahu:

$$s_r = \sqrt{s^2 + s_{rez}^2}, \quad (25)$$

kde s_{rez} reziduální směrodatná odchylka vypočítaná při kalibraci,
 s výběrová směrodatná odchylka pevností stanovená nedestruktivním zkoušením [31].

Výběrová a reziduální směrodatná odchylka se stanoví podle vztahů:

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} * \sum (f_{is,i} - \bar{f}_{is,i})^2}, (26); s_{rez} = \sqrt{\frac{1}{n_1 - k_f} * \sum (f_{ci} - f_{ce,i})^2}, (27)$$

- kde n počet nedestruktivně měřených míst na konstrukci,
 n_1 počet měřených bodů kalibračního vztahu,
 $f_{is,i}$ pevnost betonu i-tého měřeného místa na konstrukci, zjištěná upřesněnou zkouškou [MPa],
 $\bar{f}_{is,i}$ průměrná pevnost betonu konstrukce zjištěná upřesněnou zkouškou [MPa],
 f_{ci} pevnost betonu v tlaku pro i-tý měřený bod kalibračního vztahu, stanovená destruktivní zkouškou [MPa],
 $f_{ce,i}$ pevnost betonu v tlaku stanovená z ukazatele nedestruktivního měření z kalibračního vztahu pro i-tý měřený bod [MPa] [31].

V případě, že se provedly nedestruktivní zkoušky a vyhodnotily se podle obecného nebo směrného kalibračního vztahu, získáváme výsledky s nezaručenou pevností. U výsledků s nezaručenou pevností se výběrová směrodatná odchylka s_r stanoví ze vztahu:

$$s_r = \sqrt{s_x^2 + s_{rez,e}^2}, (28)$$

- kde $s_{rez,e}$ reziduální směrodatná odchylka, která se rovná hodnotě 2,5,
 s_x výběrová směrodatná odchylka pevností určená prostřednictvím nedestruktivních metod [31].

Výběrová směrodatná odchylka s_x se stanoví ze vztahu:

$$s_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} * \sum (f_{ce,i} - \bar{f}_{cei})^2}, (29)$$

kde \bar{f}_{cei} průměrná pevnost betonu stanovená zkouškou s nezaručenou pevností [MPa] [31].

Charakteristická pevnost betonu v tlaku u nerovnoměrného betonu se stanoví podle vztahu:

$$f_{ck,is} = \bar{f}_{is,min} - \beta_n * s_r [MPa], (30)$$

kde $f_{ck,is}$ charakteristická pevnost betonu v tlaku [MPa],
 $\bar{f}_{is,min}$ průměrná pevnost betonu získaná v oblasti, která při zkouškách vykázala nejnižší pevnost [MPa],
 β_n součinitel odhadu 5% kvantilu určený pro oblast, která při zkouškách vykázala nejnižší pevnost,
 s_r výběrová směrodatná odchylka určená pro oblast, která při zkouškách vykázala nejnižší pevnost [31].

Tabulka 9: Hodnoty součinitele odhadu 5% kvantilu β_n [31]

Počet získaných výsledků	β_n	Počet získaných výsledků	β_n
6	2,18	30	1,73
8	2,00	35	1,69
10	1,92	40	1,66
15	1,84	45	1,65
20	1,76	50	1,64
25	1,74	Více než 50	1,64
Mezilehlé hodnoty součinitele odhadu 5% kvantilu získáme interpolací podle přímků.			

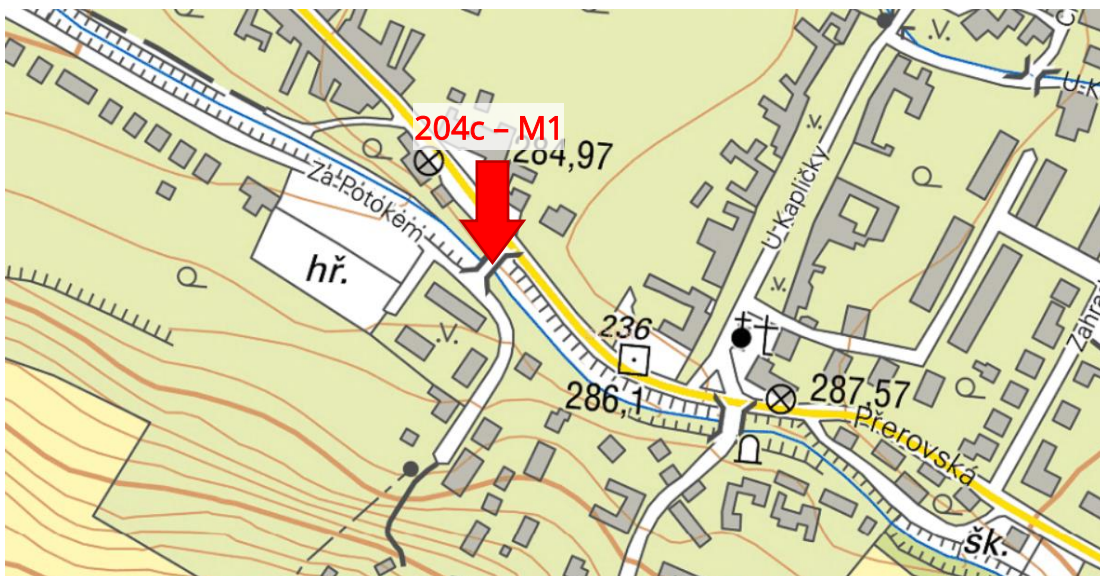
7. Praktická část

7.1. Poloha zkoumané mostní konstrukce

Praktická část diplomové práce se zabývá diagnostickým průzkumem silničního mostu ev. č. 204c – M1, který se nachází v Bystřici pod Hostýnem. Most převádí místní komunikaci č. 204c přes řeku Bystřičku [32].



Obrázek 19: Přehledný polohopis mostní konstrukce 204c – M1 [33]



Obrázek 20: Detailní umístění mostní konstrukce 204c – M1 [34]

7.2. Základní informace o mostním objektu

Základní údaje sledovaného objektu převzaty z mostního listu [32].

Evidenční číslo mostu:	204c – M1
Název mostu:	Most mezi ul. Přerovská a Za Potokem v Bystřici pod Hostýnem
Předmět přemostění:	vodoteč, řeka Bystřička
Převáděná komunikace:	místní komunikace č. 204c
Staničení:	nestaničeno
Rok postavení:	nezjištěno
Kraj:	Zlínský
Okres:	Kroměříž
Správce:	Město Bystřice pod Hostýnem
Počet polí:	1
Druh statického působení:	trámový betonový most
Šikmost:	kolmý (100,0 ^g)
Délka přemostění:	9,950 m
Délka nosné konstrukce:	10,950 m
Plocha nosné konstrukce:	50,150 m ²
Volná šířka mostu:	4,380 m
Výška mostu nad terénem:	2,390 m
Standardní hloubky vody:	0,200 m
Povrch vozovky:	živice
GPS souřadnice:	49,4043661°N 17,6470703°E



Obrázek 21: Celkový pohled na most ev. č. 204c – M1 z pravé strany

7.3. Vizuální prohlídka mostu a popis jednotlivých částí konstrukce

Vizuální prohlídka byla v terénu provedena jako první pro odhalení vad a poruch konstrukce, které jsou viditelné na první pohled. Součástí vizuální prohlídky byla provedena fotodokumentace dokládající aktuální stav mostu.

7.3.1. Základy mostních opěr a křídel

Vizuální prohlídka založení spodní stavby nebyla provedena, protože základy jsou nepřístupné. Založení mostních opěr a křídel je pravděpodobně plošné na betonových základech. Sondy k základům nebyly provedeny, proto není možné stanovit jejich reálný stav.

7.3.2. Mostní opěry

Mostní opěry tvoří dvě masivní tížné opěry s dříkem z monolitického betonu. Délka každé opěry je 4,58 m, odhadovaná výška opěry je 3,10 m a odhadovaná tloušťka je 0,80 m. Opěry jsou označeny jako OP1 (blíže k ulici Přerovská) a OP2 (blíže k ulici Za Potokem) [32].

Opěry obsahují lokální geometrické změny, štěrková hnízda a vápenné výluhy. U obou opěr beton místy degradovaný s odpadáním betonu.



Obrázek 22: Pohled na opěru OP1



Obrázek 23: Pohled na opěru OP2



Obrázek 24: Detail opěry OP1, viditelné odpadání povrchových vrstev



Obrázek 25: Detail opěry OP2, viditelné odpadání povrchových vrstev, zmáčení a štěrková hnízda

7.3.3. Křídla

Křídla jsou šikmá, masivní tížné z monolitického betonu. Všechna křídla jsou lokálně degradovaná s odpadáním betonu. Levé křídlo opěry OP1 i opěry OP2 není přístupné z důvodu nadměrné vegetace. Pravé křídlo u opěry OP2 se vyklání směrem do vodoteče a je odděleno od opěry OP2. Pravé křídlo u opěry OP1 je lokálně potečené.



Obrázek 26: Pohled na pravé křídlo opěry OP1



Obrázek 27: Pohled na pravé křídlo opěry OP2

7.3.4. Zemní těleso, zpevnění

Pravé boční části opěr, paty pravých křídel a břehy koryta vodoteče, jsou zpevněné kamennou rovnáninou. Levé boční části opěr, levá křídla a vrchy pravých křídel jsou nezpevněné.

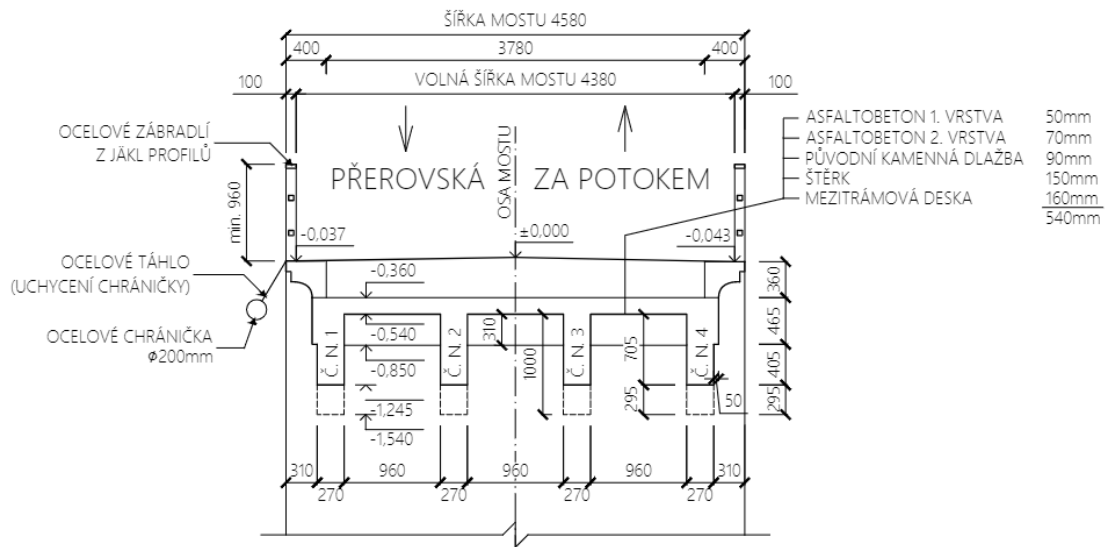
Kamenná rovnánina je lokálně rozvolněná a drží se v ní nečistoty. Svahy u všech křídel obsahují lokálně nadměrnou vegetaci s erozí.

7.3.5. Nosná konstrukce

Nosnou konstrukci v podélném směru tvoří 4 kusy železobetonových monolitických trámů. Trámy jsou 0,705 m vysoké a 0,270 m široké s výškovými náběhy směrem k opěrám. Náběhy začínají ve vzdálenosti 2,480 m od obou opěr. Výška trámu u opěry je 1,000 m. Nosnou konstrukci v příčném směru tvoří železobetonová monolitická deska tloušťky 0,160 m. Příčnou tuhost konstrukce zajišťuje železobetonový monolitický příčník uprostřed rozpětí mostu a dva železobetonové monolitické příčníky umístěné nad opěrami OP1 a OP2. Příčník uprostřed je 0,310 m vysoký a 0,200 m široký. Příčníky nad opěrami jsou 1,000 m vysoké a 0,500 m široké.

Nosná konstrukce nevykazuje žádné geometrické změny, které by vypovídaly o statickém problému. Nosná konstrukce lokálně potečená s vápennými výluhy, boky nosné konstrukce (krajní trámy a deska) jsou navíc lokálně napadeny vegetací. Beton trámů je povrchově degradovaný po celé

ploše s lokální hloubkovou degradací s odpadáním betonu. Levý trám má odtrženou krycí vrstvu nosné výztuže, která je zde obnažena a zkorodována. Zkorodována je i rozdělovací výztuž. Železobetonová deska je lokálně povrchově degradována, bez dalších zjevných závad. Příčník uprostřed rozpětí a příčníky nad opěrami nevykazují žádné známky porušení.



Obrázek 28: Schéma příčného řezu mostu se skladbou vozovky a číslováním nosníků



Obrázek 29: Pohled na nosnou konstrukci mostu



Obrázek 30: Pohled na chybějící krycí vrstvu betonu u nosníku číslo 1

7.3.6. Ložiska, klouby a mostní závěry

Nosná konstrukce je přímo uložena na opěrách. Ložiska, klouby, mostní závěry a ani dilatační spáry na mostě nejsou zřízeny. Uložení nosné konstrukce na opěry nevykazuje žádné poruchy.

7.3.7. Vozovka

Vozovka je živičná, povrch tvořený asfaltobetonem. Vozovka obsahuje všesměrné trhliny, nad opěrou OP1 jsou příčné trhliny. Vozovka není rovná, v předpolí mostu i na mostě tvorba lokálních výtluků.



Obrázek 31: Celkový pohled na vozovku, v předpolí jsou vidět lokální výtluky



Obrázek 32: Pohled na příčnou trhlinu ve vozovce nad opěrou OP1

7.3.8. Římsy a chodníky

Římsy na mostě nejsou přístupné, předpokládá se, že jsou z monolitického betonu a nejsou převýšené nad přilehlou vozovku [35]. Předpokládaná výška římsy je 0,365 m a šířka 0,400 m. Chodníky nejsou zřízeny na mostě, ani v jeho předpolí.

Přístupné části říms jsou celoplošně povrchově degradovány s lokální hloubkovou degradací. Římsy s lokálním odpadáním betonu, s lokálním potečením a lokálně napadeny vegetací. Mezi nosnou konstrukcí a římsami podélné trhliny, které v podstatě oddělují římsy od nosné konstrukce.



Obrázek 33: Pohled na poškozenou římsu v blízkosti opěry OP1



Obrázek 34: Detailní foto poškozené římsy s chybějícími částmi betonu a lokálním potečením

7.3.9. Izolační systém mostovky a odvodnění mostu

Izolační systém vozovky je nepřístupný. Předpokládá se vanový systém, který je zatažený fabionem pod ozub mostních říms [35]. Odvodnění vozovky provedeno pouze pomocí příčného a podélného sklonu vozovky.

Při ověřování skladby vozovky nebyla hydroizolace nalezena. Vzhledem k výše uvedenému odvodnění vozovky dochází k zatékání vody na boky nosné konstrukce a spodní stavby, a tím dochází k degradaci betonu. Vozovka překrývá římsy a je položena až do kraje mostu, tím umožňuje zatékání vody na nosnou konstrukci.

7.3.10. Vybavení mostu

Na obou stranách mostu jsou osazena ocelová zábradlí. Ocelové zábradlí je výšky minimálně 0,960 m a je tvořeno z JÄKL profilů. Vodorovná výplň je zajištěna pomocí dvou profilů s mezerami maximálně 0,300 m. Zábradlí lokálně s chybějícím nátěrem a s povrchovou korozí.

7.3.11. Dopravní značení a označení mostu

U mostu ani v blízkosti mostu není osazeno žádné dopravní značení. Na mostě chybí tabulky s evidenčním číslem mostu.

7.3.12. Cizí zařízení

Vedle levé strany nosné konstrukce je zavěšena ocelová chránička. Chránička má průměr 200 mm a je uchycena pomocí ocelových táhel k zábradlí. Před opěrou OP1 jsou na zábradlí mostu zavěšeny dva reklamní transparenty.

Ocelová chránička a táhla zasaženy mírnou povrchovou korozí s lokálním znečištěním povrchu.



Obrázek 35: Ocelová chránička zavěšená pomocí táhel



Obrázek 36: Reklamní transparenty připevněné k zábradlí mostu

7.3.13. Území pod mostem a přístupové cesty

Územím pod mostem protéká řeka Bystřička. Dno vodoteče pod mostem je přírodní. Přístup pod most je zajištěn z komunikace po svahu kolem pravého křídla opěry OP2, dále do koryta vodoteče a korytem vodoteče pod most.

7.4. Pracovní postupy vykonaných zkoušek

Účelem diagnostiky zkoumaného mostního objektu je stanovení fyzikálně-mechanických parametrů betonu nosné konstrukce a spodní stavby. Dále zjištění reálného vyztužení nosné konstrukce (počet prutů, průměr, stav, typ výztuže) a zjištění skutečné skladby vozovky, která se na mostě nachází.

Zjištěná data mohou sloužit jako podklad ke zhodnocení celkového stavu konstrukce nebo například pro přepočet zatížitelnosti nosné konstrukce.

7.4.1. Plán diagnostických prací in situ a v laboratoři

V Tabulce 10 jsou stanoveny počty zkoušek provedených in situ nebo v laboratoři na jednotlivých částech konstrukce.

Tabulka 10: Plán diagnostických prací in situ a v laboratoři

Zkouška	Prvek konstrukce	Počet	Místo výkonu
Vizuální kontrola	Celá konstrukce	1	In situ
Fotodokumentace	Celá konstrukce	1	In situ
Jádrové vývrty	Nosná konstrukce	3	In situ
	Opěry	2	
	Křídla	2	
Karbonatace betonu (na jádrových vývrtech)	Nosná konstrukce	3	In situ/ laboratoř
	Opěry	2	
	Křídla	2	
Sekaná sonda	Nosná konstrukce	3	In situ
Schmidtův tvrdoměr	Nosná konstrukce	16	In situ
	Spodní stavba	16	
Skladba vozovky	Mostní svršek	1	In situ
Fyzikálně-mechanické parametry betonu	Nosná konstrukce	7	Laboratoř
	Opěry	6	
	Křídla	5	

7.4.2. Odběr jádrových vývrtů

Celkem bylo z konstrukce odebráno 7 jádrových vývrtů. Z nosné konstrukce byly odebrány celkem 3 vývrty průměru 75 mm, z toho 2 vývrty z trámů a 1 z desky. Vývrty z trámů byly provedeny vodorovně, vývrt z desky byl proveden svisle směrem dolů po odvrtání skladby vozovky, která byla vyvrtána průměrem 100 mm. Ze spodní stavby byly odebrány 4 vývrty průměru 100 mm, z toho 2 vývrty z opěr a 2 vývrty z křídel. Vývrty ze spodní stavby byly provedeny vodorovně.

Jádrové vývrty z nosné konstrukce byly odebrány pomocí diamantové vrtačky HILTI DD 120 s jádrovou korunkou průměru 75 mm a ze spodní stavby pomocí HILTI DD 500 s jádrovou korunkou průměru 100 mm. Stojan diamantové vrtačky byl upevněn do jednotlivých částí konstrukce pomocí OMO hmoždinky. Otvor pro hmoždinku byl vyvrtán pomocí sekacího a bouracího kladiva HILTI s vidiovým vrtákem průměru 25 mm. Jako další příslušenství k jádrovému vrtání bylo použito ponorné čerpadlo, barel s chladicí kapalinou a sada klíčů. Po provedení vývrtu bylo provedeno zdokumentování zkušebního místa. V poslední řadě bylo místo zapraveno betonovou sanační směsí.



Obrázek 37: Odebírání jádrového vývrtu z trámového nosníku číslo 2

7.4.3. Karbonatace betonu

Ihned po odvrtání jádrových vývrtů byl na tělesech odebraných z konstrukce proveden základní test karbonatace nanesením 1% roztoku fenolftaleinu.

7.4.4. Výroba zkušebních těles a provedení zkoušek

Vzorky odebrané z konstrukce jsou v laboratoři nařezány pomocí okružní pily, která je vybavena diamantovým řezným kotoučem. Při řezání vzorků se využívá mokrého způsobu řezání. Vzorky byly nařezány na tělesa v poměru průměru a výšky 1:1 pro získání krychelné pevnosti betonu. Nařezaná tělesa se nechají oschnout v přirozených laboratorních podmínkách. Po osušení těles se vzorky zakončí, dále se provede zvážení s přesností na 0,1 g a měření rozměrů s přesností na 0,1 mm. Po zaznamenání váhy a rozměrů se zkušební tělesa podrobí zkoušce v tlaku. Pro zkoušení těles v tlaku byl využit hydraulický lis Form+Test.



Obrázek 38: Řezání jádrových vývrtů na zkušební tělesa pomocí okružní pily



Obrázek 39: Měření a zaznamenávání rozměrů jednotlivých zkušebních těles

7.4.5. Zkouška Schmidovým tvrdoměrem typu N

Zkoušení Schmidovým tvrdoměrem bylo provedeno primárně k ověření stejnoměrnosti betonu a pro zpřesnění pevnosti betonu v tlaku získané na jádrových vývrtech. Na konstrukci bylo vytvořeno celkem 32 zkušebních míst, z toho 16 míst na nosné konstrukci a 16 na spodní

stavbě. Zkoušení na nosné konstrukci bylo situováno do čtyř řezů, v každém řezu 4 zkušební místa, kde na každém trámu bylo vytvořeno 1 zkušební místo (celkem 4 zkušební místa na každém trámu). Zkušební místa na spodní stavbě byla rovnoměrně rozmístěna na opěrách OP1 a OP2 a na křídlech KP1 a KP2. Zkoušení nosné konstrukce i spodní stavby proběhlo ve vodorovném směru.

Povrch zkušebních míst byl upraven broušením pomocí ruční kotoučové brusky.

7.4.6. Sekané sondy

Celkem byly provedeny 3 sekané sondy do nosné konstrukce mostu, 2 sondy byly provedeny do levého krajního trámu (1 uprostřed rozpětí, 1 u podpory) a 1 sonda byla provedena do desky.

Poloha výztuže byla lokalizována pomocí indikátoru výztuže Profometer PM-630 a pomocí radaru Hilti PS 1000. Po stanovení polohy výztuže byla odstraněna krycí vrstva betonu a očištěna výztuž. Po změření průměru, zaměření polohy výztuže a zhodnocení jejího stavu, byla místa zapravena betonovou sanační směsí.

8. Zhodnocení stavebně–technického průzkumu

8.1. Poloha a vyhodnocení dat stavebně–technického průzkumu

Přibližná poloha všech provedených sond je zakreslena v příloze P2 – poloha sond. Detailní popis jednotlivých sond a odebraných vzorků je uveden v příloze P3 – popis a vyhodnocení získaných dat. Dále jsou v příloze P3 stanoveny a vyhodnoceny fyzikálně–mechanické parametry betonu spodní stavby a betonu nosné konstrukce. Statistické vyhodnocení betonů z odebraných těles bylo provedeno podle normy ČSN EN 13791 [30], součinitel odhadu 5% kvantilu byl uvažován dle normy ČSN 73 0038 [13] a stejnoměrnost betonu byla posouzena v souladu s normou ČSN 73 2011 [31]. Nedestruktivní měření Schmidovým tvrdoměrem bylo vyhodnoceno podle norem ČSN 73 1373 [27] a ČSN 73 2011 [31].

8.2. Zhodnocení stavebně–technického průzkumu spodní stavby

Vizuální prohlídkou spodní stavby bylo zjištěno lokální degradování betonu. Opěry jsou opatřeny sanační hmotou, která místy chybí. Na opěrách se lokálně vyskytují místa se štěrkovými hnízdy, vápennými výluhy a s odpadnou povrchovou vrstvou betonu. Boky opěr obsahují podélné trhliny. Křídla jsou od opěr oddilátována a jsou lokálně degradována, místy dochází k odpadání betonu. Pravé křídlo opěry OP2 se vyklání směrem do vodoteče. Levá křídla obou opěr jsou nepřístupná z důvodu nadměrné vegetace v jejich okolí.

Na základě odebraných vývrtů ze spodní stavby bylo vytvořeno celkem 11 zkušebních těles, ze kterých byla stanovena výsledná pevnostní třída betonu dle ČSN EN 206 + A2 [17] na C 8/10. Pevnostní třída C 8/10 odpovídá betonu druhu „d“, který byl používán v minulosti. Zkušební těleso VOP2.1. bylo ze souboru hodnot pro vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku vyřazeno z důvodu velké pórovitosti betonu, která měla značný vliv na zjištěnou

pevnost zkušebního vzorku. Beton spodní stavby je pórovitý a obsahuje smíšenou frakci těžného kameniva.

Průměrná pevnost betonu v tlaku spodní stavby byla stanovena na 17,4 MPa, minimální pevnost na 13,6 MPa a výsledná charakteristická krychelná pevnost na 10,9 MPa. Variační koeficient 14,3 % je menší než maximální variační koeficient a splňuje podmínku stejnoměrnosti betonu.

Beton spodní stavby je zkarbonatován do velké hloubky. Karbonatace na vývrtech odebraných z opěr dosahovala hloubky až 200 mm, u křídel byla stanovena hloubka karbonatace maximálně 60 mm.

Nedestruktivním měřením pomocí Schmidtova tvrdoměru byla stanovena upřesněná pevnost betonu v tlaku dle ČSN EN 206 + A2 [17] na C 8/10. Pevnostní třída C 8/10 odpovídá betonu druhu „d“, který byl používán v minulosti. Minimální pevnost betonu v tlaku byla stanovena na 13,8 MPa, průměrná pevnost na 15,7 MPa a výsledná charakteristická pevnost na 10,4 MPa. Výsledný variační koeficient je roven 9,1 % a splňuje podmínku stejnoměrnosti betonu.

8.3. Zhodnocení stavebně–technického průzkumu nosné konstrukce

Vizuální prohlídka nosné konstrukce odhalila lokální potečení s vápennými výluhy. Boky nosné konstrukce jsou místy napadeny vegetací. Trámy jsou povrchově degradovány s lokální hloubkovou degradací. Levý trám nosné konstrukce má obnaženou a zkorodovanou betonářskou výztuž z důvodu odtržené krycí vrstvy. Deska je místy povrchově degradována bez dalších zjevných závad. Příčníky nevykazují žádné závady.

Na základě odebraných vývrtů z nosné konstrukce bylo vytvořeno celkem 7 zkušebních těles, ze kterých byla stanovena výsledná pevnostní třída betonu dle ČSN EN 206 + A2 [17] na C 12/15. Pevnostní třída C 12/15

odpovídá betonu druhu „e“, který byl používán v minulosti. Beton nosné konstrukce je pórovitý a obsahuje smíšenou frakci těžného kameniva.

Průměrná pevnost betonu v tlaku nosné konstrukce byla stanovena na 26,7 MPa, minimální pevnost na 23,9 MPa a výsledná charakteristická krychelná pevnost na 18,3 MPa. Variační koeficient 9,3 % je menší než maximální variační koeficient a splňuje podmínku stejnoměrnosti betonu.

Beton nosné konstrukce není zkarbonatován do tak velké hloubky, jako u spodní stavby. Maximální hloubka karbonatace zjištěná na vývrtech odebraných z nosné konstrukce je 105 mm.

Nedestruktivním měřením pomocí Schmidtova tvrdoměru byla stanovena upřesněná pevnost betonu v tlaku dle ČSN EN 206 + A2 [17] na C 12/15. Pevnostní třída C 12/15 odpovídá betonu druhu „e“, který byl používán v minulosti. Minimální pevnost betonu v tlaku byla stanovena na 19,6 MPa, průměrná pevnost na 24,1 MPa a výsledná charakteristická pevnost na 18,4 MPa. Výsledný variační koeficient je roven 7,9 % a splňuje podmínku stejnoměrnosti betonu.

Provedením 3 sekaných sond bylo ověřeno vyztužení trámu a desky nosné konstrukce. Výztuž krajního trámu je hladká kruhová, pravděpodobně se jedná o druh výztuže C 37. Trám je vyztužený celkem 7 pruty (2 x \varnothing 30 mm a 5 x \varnothing 28 mm), které se nacházejí ve dvou řadách s minimálním krytím 40 mm. Hlavní nosná výztuž levého krajního trámu je místy značně zkorodována s šupinkovou korozí. Některé pruty jsou oslabeny přibližně o 5 % průřezové plochy. Výztuž je zkorodována pravděpodobně kvůli odpadnuté krycí vrstvě betonu. V trámech byly nalezeny 2 ohyby, které se ohýbají ve vzdálenosti 1100 mm od líce opěry. Nalezený ohyb hlavní nosné výztuže i třmínky v oblasti před opěrou OP2 s mírnou povrchovou korozí. Třmínky jsou průměru 5 mm, rozmístěny nerovnoměrně se zhuštěním směrem k opěrám. Místy jsou značně zkorodovány s krytím 35 mm.

Hlavní nosná výztuž desky je hladká kruhová, tvořena dvěma pruty průměru 5 mm, které jsou vedle sebe. Průměrná vzdálenost nosné výztuže je 300 mm. Výztuž s lokální povrchovou korozí s minimálním krytím 15 mm. Rozdělovací výztuž je hladká kruhová průměru 5 mm s průměrnou vzdáleností 250 mm a minimálním krytím 20 mm.

8.4. Skladba vozovky

Vizuální prohlídkou byly odhaleny všesměrné trhliny na vozovce. Nad opěrou OP1 se nachází příčné trhliny. V předpolí i na mostě tvorba lokálních výtluků, které pravděpodobně vznikají přejezdem těžkých vozidel.

Zjištěná celková skladba vozovky je 380 mm. V místě sondy nebyla ve vozovce nalezena hydroizolace. Jednotlivé vrstvy skladby vozovky jsou uvedeny v Tabulce 11.

Tabulka 11: Skladba vozovky

Materiál	Tloušťka vrstvy [mm]
Asfaltobeton 1. vrstva	50
Asfaltobeton 2. vrstva	70
Původní pískovcová dlažba	90
Štěrka	170
Souvrství vozovky celkem	380

9. Přepočet zatížitelnosti

9.1. Stanovení zatížitelnosti

Výpočet zatížitelnosti byl proveden podrobným statickým výpočtem podle normy ČSN 73 6222 [9]. Při výpočtu byly uvažovány skutečné geometrické i materiálové vlastnosti stanovené diagnostickým průzkumem. Pro získání vnitřních sil byl použit 3D model tvořený deskou s žebry v programu Scia Engineer 19.1.

Podrobný statický výpočet, stanovení zatížení, popis modelu a výsledné určení zatížitelnosti je uvedeno v příloze P4 – přepočet zatížitelnosti.

9.2. Výsledky zatížitelnosti

Limitující prvek nosné konstrukce je vnitřní trám namáhaný ohybovým momentem. Výsledné hodnoty zatížitelnosti jsou uvedeny v Tabulce 12.

Tabulka 12: Výsledná zatížitelnost

Normální zatížitelnost	$V_n = 18,00$ tun
Výhradní zatížitelnost	$V_r = 34,00$ tun
Výjimečná zatížitelnost	$V_e = 60,00$ tun

9.3. Opatření v závislosti na stanovené zatížitelnosti

Vzhledem k tomu, že normální zatížitelnost vyšla menší než 26 tun a výhradní zatížitelnost menší než 48 tun, je nutné osadit dopravní značku, která omezí okamžitou celkovou hmotnost vozidel na mostě [9].

10. Návrh sanace a oprav mostu

10.1. Spodní stavba

Vzhledem ke stavu spodní stavby, který vyplývá z diagnostického průzkumu, je nutné pro zachování funkčnosti mostu vykonat určitá opatření, jenž zabrání rozšiřování degradace betonu.

Před provedením sanace spodní stavby by bylo vhodné doplnit diagnostický průzkum o odtrhové zkoušky pro stanovení povrchové přídržnosti betonu. V závislosti na povrchové přídržnosti navrhnout reprofilaci celé spodní stavby. Technologickým postupem reprofilace se musí zajistit odstranění chemicky, fyzikálně a mechanicky narušených částí, dále odstranění neutralizovaných nebo agresivními látkami zasažených povrchových vrstev betonu. Reprofilací musí být vytvořen dostatečně únosný podklad pro sanační hmotu. Únosnost podkladu se doporučuje ověřit odtrhovými zkouškami.

10.2. Nosná konstrukce

Vzhledem ke stavu nosné konstrukce, který vyplývá z diagnostického průzkumu, je nutné pro zachování funkčnosti mostu vykonat určitá opatření, jenž zabrání rozšiřování degradace betonu a rozšiřování koroze výztuže.

Postup pro vykonání reprofilace nosné konstrukce je shodný s postupem pro spodní stavbu. U nosné konstrukce by bylo dále potřeba zabránit dalšímu korodování výztuže. Vzhledem k tomu, že beton nosné konstrukce je zkarbonatován, dochází ke korozi výztuže vlivem ztráty pasivační schopnosti betonu.

U nosné konstrukce by bylo potřeba odkrýt zkorodovanou výztuž, dokonale ji očistit například pomocí mechanického kartáčování nebo pomocí technologie vysokotlakého paprsku. Ihned po očištění výztuž ošetřit

vhodným antikoročním povlakem, který musí být hutný a dokonale aplikovaný i na obtížně přístupných plochách konstrukce.

S ohledem na provedený diagnostický průzkum a přepočet zatížitelnosti není nutné navrhovat zesilování nosné konstrukce mostu.

10.3. Mostní svršek

Na mostním svršku by bylo potřebné provedení reprofilace říms, nebo jejich úplná výměna, z důvodu lokální hloubkové degradace betonu. Dále by bylo vhodné odstranění souvrství vozovky a důkladné provedení hydroizolace a odvodnění mostního svršku, aby nedocházelo k zatékání vody do nosné konstrukce a spodní stavby.

10.4. Vybavení mostu, dopravní značení a označení mostu

Stávající zábradlí vyžaduje vyměnit za zábradelní svodidlo z důvodu nevyhovujících bezpečnostních podmínek pro pohyb na mostě. Na mostě dochází ke smíšenému pohybu osob a motorových vozidel, proto není možné navrhnout místo stávajícího zábradlí pouze svodidlo anebo zábradlí vyšší výšky.

Na mostě je dále nutné osadit tabulky s evidenčním číslem mostu a do předpolí mostu osadit dopravní značky s únosností mostu 18,0 t s dodatkovou tabulkou s nápisem: jediné vozidlo 34,0 t.

11. Závěr

Hlavním tématem této diplomové práce bylo provedení stavebně-technického průzkumu mostu ev. č. 204c – M1 ke stanovení celkové stavu a zjištění fyzikálně-mechanických parametrů konstrukce, které byly použity pro statický výpočet zatížitelnosti mostu.

Teoretická část práce se zabývá literární rešerší, jenž slouží k popsání a vyhodnocení praktické části a stanovení zatížitelnosti mostu. Při práci na zájmovém objektu praktické části byly provedeny nedestruktivní, semi-destruktivní i destruktivní metody. Použitím nedestruktivních metod byla vyhodnocena charakteristická pevnost a stejnoměrnost betonu použitého na spodní stavbě a nosné konstrukci mostu. Semi-destruktivními metodami byla zjištěna též charakteristická pevnost a stejnoměrnost betonu. Destruktivní metody byly použity k ověření a zjištění stavu reálného vyztužení nosné konstrukce v závislosti na provedeném nedestruktivním měření.

Na základě provedeného diagnostického průzkumu a statického výpočtu byl zjištěn aktuální stav konstrukce, který se dá považovat za dobrý s ohledem na jeho stáří.

U spodní stavby mostu byla zjištěna výsledná pevnostní třída betonu C 8/10 s charakteristickou pevností 10,4 MPa. Hloubka karbonatace spodní stavby dosahovala hloubky až 200 mm.

U nosné konstrukce mostu byla zjištěna výsledná pevnostní třída betonu C 12/15 s charakteristickou pevností 18,4 MPa. Hloubka karbonatace nosné konstrukce dosahovala hloubky až 105 mm. Vyztuž nosné konstrukce je místy značně zkorodována.

Podrobným statickým výpočtem byla zjištěna aktuální zatížitelnost mostu. Normální zatížitelnost při plném provozu je 18 tun. Výhradní zatížitelnost při přítomnosti jediného vozidla na mostě, bez omezení chodců, je 34 tun. Výjimečná zatížitelnost při omezení veškerého ostatního provozu

na mostě je 60 tun. Vzhledem k výsledné zatížitelnosti je nutné v předpolí mostu osadit dopravní značky s únosností mostu 18,0 t s dodatkovou tabulkou s nápisem: jediné vozidlo 34,0 t.

Dále bylo zjištěno celkové souvrství vozovky, které je 380 mm vysoké a skládá se z asfaltobetonu, původní pískovcové dlažby a štěrku.

Pro návrh sanace mostu doporučuji doplnění odtrhových zkoušek. Sanace je vzhledem k aktuálnímu stavu spodní stavby i nosné konstrukce potřeba pro zachování funkčnosti mostního objektu.

Při zpracovávání této práce, mé účasti při provádění diagnostického průzkumu, následném provádění laboratorních zkoušek a statického přepočtu konstrukce, jsem získal cenné zkušenosti, které uplatním v profesní fázi svého života.

12. Seznamy

12.1. Seznam použité literatury

- [1] *Přehledy z informačního systému o silniční a dálniční síti ČR: stav k 1. 7. 2021* [online]. Ostrava: ŘSD - Silniční databanka a NDIC, 2021 [cit. 2021-12-18]. Dostupné z:
https://www.rsd.cz/wps/wcm/connect/d4f00eed-e6d7-4488-bac4-233113763473/prehledy_2021_7_cr.pdf?MOD=AJPERES
- [2] STRÁSKÝ, Jiří. *Betonové mosty*. První. Praha: ŠEL, 2001. Technická knihovna autorizovaného inženýra a technika. ISBN 80-864-2605-X.
- [3] KLIMEŠ, Jiří a Karel ZŮDA. *Betonové mosty I: Mosty z prostého a železového betonu*. První. Praha: SNTL - Nakladatelství technické literatury, 1968.
- [4] SEČKÁŘ, Milan. *Betonové mosty I*. První. Brno: VUTIUM, 1998. ISBN 80-214-1306-9.
- [5] ČSN 73 6221. *Prohlídky mostů pozemních komunikací*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2018.
- [6] *Stanovení životnosti betonových konstrukcí objektů pozemních komunikací: Technické podmínky TP175* [online]. SVÚOM, 2006 [cit. 2021-10-09]. Dostupné z:
http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_175.pdf
- [7] *Diagnostický průzkum mostů PK: Technické podmínky TP72* [online]. Praha: Pontex spol, 2008 [cit. 2021-10-09]. Dostupné z:
http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_72.pdf
- [8] NÁPRAVNÍK, Petr. *Diagnostika mostní konstrukce*. Brno, 2020, 158 s. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví. Vedoucí práce Ing. Jaromír Láník, Ph.D.
- [9] ČSN 73 6222. *Zatížitelnost mostů pozemních komunikací*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.
- [10] KUKAŇ, Vlastimil, Michal DRAHORÁD a Tomáš DVORSKÝ. *Betonové mosty: Zatížitelnost : Doplnkové skriptum*. Praha: Nakladatelství ČVUT, 2007. ISBN 978-80-01-03633-4.
- [11] ČSN 73 6222 ZMĚNA Z1. *Zatížitelnost mostů pozemních komunikací*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2015.
- [12] ČSN ISO 13822. *Zásady navrhování konstrukcí - Hodnocení existujících konstrukcí*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2014.

- [13] ČSN 73 0038. *Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí - doplňující ustanovení*. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 2019.
- [14] ČSN EN 1991-2 ED. 2. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 2018.
- [15] ČSN EN 1990. *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [16] KLOKNER, František a Konrád HRUBAN. *Železový beton, část I. a II.* Páté vydání. Praha: Česká matice technická, 1947.
- [17] ČSN EN 206+A2. *Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 2021.
- [18] CIKRLÉ, Petr, Ondřej ANTON, Petr DANĚK, Barbara KUCHARCZYKOVÁ a Petr MISÁK. *NDT ZKOUŠENÍ VE STAVEBNICTVÍ: Příručka kurzu ČZV*. Brno: Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně, 2010. ISBN 978-80-214-4198-9.
- [19] Original Schmidt: Schmidt Rebound Hammers. *SCREENING EAGLE* [online]. Zurich [cit. 2021-11-10]. Dostupné z: <https://www.screeningeagle.com/en/products/original-schmidt>
- [20] Silver Schmidt OS8200: Schmidt Rebound Hammers. *SCREENING EAGLE* [online]. Zurich [cit. 2021-11-10]. Dostupné z: <https://www.screeningeagle.com/en/products/silver-schmidt-os8200>
- [21] Profometer 600. *SCREENING EAGLE* [online]. Zurich [cit. 2021-11-11]. Dostupné z: <https://www.screeningeagle.com/it/products/profometer-600>
- [22] Zkušenosti s georadarem při stavebně technických průzkumech. *Tzbinfo* [online]. Brno: FAST VUT v Brně, Ústav stavebního zkušebnictví, 2014 [cit. 2021-11-12]. Dostupné z: <https://stavba.tzb-info.cz/beton-malty-omitky/10800-zkusenosti-s-georadarem-pri-stavebne-technicky-pruzkumech>
- [23] SKENER BETONU PS 1000 X-SCAN: Systém X-Scan PS 1000. *Hilti* [online]. [cit. 2021-11-12]. Dostupné z: https://www.hilti.cz/c/CLS_MEA_TOOL_INSERT_7127/CLS_CONCRETE_S_CANNERS_7127/r6436760#nav%2Fclose
- [24] ČSN EN 12504-1. *Zkoušení betonu v konstrukcích - Část 1: Vývrty - Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku*. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 2021.
- [25] MATOUŠEK, Milan a Rostislav DROCHYTKA. *Atmosférická koroze betonů*. Praha: IKAS, 1998. ISBN 80-902-5580-9.
- [26] PYTLÍK, Petr. *Technologie betonu*. Brno: Vysoké učení technické, 1997. ISBN 80-214-0779-4.

- [27] ČSN 73 1373. *Nedestruktivní zkoušení betonu - Tvrdoměrné metody zkoušení betonu*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [28] ČSN EN 12390-3. *Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles*. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 2020.
- [29] ČSN EN 12390-1. *Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 1: Tvar, rozměry a jiné požadavky na zkušební tělesa a formy*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.
- [30] ČSN EN 13791. *Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích*. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 2021.
- [31] ČSN 73 2011. *Nedestruktivní zkoušení betonových konstrukcí*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2012.
- [32] *Mostní list: Most mezi ul. Přerovská a Za Potokem v Bystřici pod Hostýnem (místní část Rychlov): 204c – M1*.
- [33] *Mapy.cz* [online]. Seznam.cz [cit. 2021-11-29]. Dostupné z: <https://mapy.cz/zakladni?vlastni-body&x=17.5079913&y=49.4867356&z=11&l=0&ut=Nov%C3%BD%20bod&uc=9oJcixUC35&ud=Za%20Potokem%2C%20Byst%5%99ice%20pod%20Host%C3%BDnem%2C%20Krom%C4%9B%C5%99%C3%AD%5%BE>
- [34] *Silniční a dálniční síť ČR (veřejná aplikace): Geoportál ŘSD* [online]. VARS BRNO [cit. 2021-11-29]. Dostupné z: https://geoportal.rsd.cz/apps/silnicni_a_dalnicni_sit_cr_verejna/
- [35] ZEMÁNEK, Tomáš, Miroslav ODVÁRKA a Ivo PROKOP. *Hlavní prohlídka mostu: ev. č.: 204c - M1: Most mezi ul. Přerovská a Za Potokem v Bystřici pod Hostýnem (místní část Rychlov)*. Brno: Prokop mosty, 2021.

12.2. Seznam tabulek

<i>Tabulka 1: Vlastnosti betonářských výztuží používaných v letech 1920 až 1965</i>	
[13]	27
<i>Tabulka 2: Druhy betonu používané v období první republiky</i> [16]	28
<i>Tabulka 3: Převod druhů betonu na pevnostní třídy betonu</i> [13].....	29
<i>Tabulka 4: Dělení a použitelnost tvrdoměrů Schmidt</i> [18].....	32
<i>Tabulka 5: Součinitele pro stanovení 5% kvantilu charakteristické hodnoty</i> [13]	41
<i>Tabulka 6: Hodnoty součinitele k_n pro stanovení 5% kvantilu</i> [30]	42
<i>Tabulka 7: Hodnoty rozpětí M pro odhad charakteristické pevnosti betonu v tlaku</i> [30].....	42

Tabulka 8: Maximální hodnoty variačního součinitele V_x a rozdílu Δ na susedních místech pro pevnost betonu v tlaku [18], [31]	47
Tabulka 9: Hodnoty součinitele odhadu 5% kvantilu β_n [31].....	49
Tabulka 10: Plán diagnostických prací in situ a v laboratoři	59
Tabulka 11: Skladba vozovky	66
Tabulka 12: Výsledná zatížitelnost	67

12.3. Seznam obrázků

Obrázek 1: Schéma zatížení pro stanovení normální zatížitelnosti – příklad rozmístění zatěžovacích pruhů [9].....	18
Obrázek 2: Třínápravové a dvounápravové vozidlo pro stanovení normální zatížitelnosti [9].....	19
Obrázek 3: Šestinápravové vozidlo pro stanovení výhradní zatížitelnosti [9].....	21
Obrázek 4: Dvounápravové a třínápravové vozidlo pro stanovení výhradní zatížitelnosti [9].....	21
Obrázek 5: Zvláštní vozidlo pro stanovení výjimečné zatížitelnosti [9]	23
Obrázek 6: Graf pro stanovení dynamických součinitelů δ [9].....	24
Obrázek 7: Příklady příčného uspořádání trámových mostů [3].....	25
Obrázek 8: Tvrdoměr Schmidt N [19].....	32
Obrázek 9: Tvrdoměr Silver Schmidt OS8200 N [20]	32
Obrázek 10: Přístroj Profometer PM-630 [21].....	34
Obrázek 11: Lokalizování výztuže pomocí přístroje Profometer PM-630 [21]	34
Obrázek 12: Přístroj Hilti PS 1000 [23]	35
Obrázek 13: Lokalizování výztuže pomocí přístroje Hilti PS 1000 [23]	35
Obrázek 14: Odebírání jádrového vývrtnu z trámového nosníku	36
Obrázek 15: Zjišťování skladby vozovky pomocí jádrového vrtání.....	36
Obrázek 16: Sekaná sonda provedená na trámovém mostě	37
Obrázek 17: Stanovení hloubky karbonatace fenolftaleinovým testem na jádrovém vývrtnu.....	38
Obrázek 18: Hloubka karbonatace na jádrovém vývrtnu dosahující hloubky 40 až 60 mm.....	38
Obrázek 19: Přehledný polohopis mostní konstrukce 204c – M1 [33].....	50
Obrázek 20: Detailní umístění mostní konstrukce 204c – M1 [34].....	50
Obrázek 21: Celkový pohled na most ev. č. 204c – M1 z pravé strany.....	52
Obrázek 22: Pohled na opěru OP1.....	53
Obrázek 23: Pohled na opěru OP2.....	53
Obrázek 24: Detail opěry OP1, viditelné odpadání povrchových vrstev.....	53
Obrázek 25: Detail opěry OP2, viditelné odpadání povrchových vrstev, zmáčení a šterková hnízda.....	53
Obrázek 26: Pohled na pravé křídlo opěry OP1	54
Obrázek 27: Pohled na pravé křídlo opěry OP2.....	54

<i>Obrázek 28: Schéma příčného řezu mostu se skladbou vozovky a číslováním nosníků.....</i>	<i>55</i>
<i>Obrázek 29: Pohled na nosnou konstrukci mostu</i>	<i>55</i>
<i>Obrázek 30: Pohled na chybějící krycí vrstvu betonu u nosníku číslo 1.....</i>	<i>55</i>
<i>Obrázek 31: Celkový pohled na vozovku, v předpolí jsou vidět lokální výtluky.....</i>	<i>56</i>
<i>Obrázek 32: Pohled na příčnou trhlinu ve vozovce nad opěrou OP1</i>	<i>56</i>
<i>Obrázek 33: Pohled na poškozenou římsu v blízkosti opěry OP1.....</i>	<i>57</i>
<i>Obrázek 34: Detailní foto poškozené římsy s chybějícími částmi betonu a lokálním potečením.....</i>	<i>57</i>
<i>Obrázek 35: Ocelová chránička zavěšená pomocí táhel.....</i>	<i>58</i>
<i>Obrázek 36: Reklamní transparenty připevněné k zábradlí mostu.....</i>	<i>58</i>
<i>Obrázek 37: Odebírání jádrového vývrtu z trémového nosníku číslo 2.....</i>	<i>60</i>
<i>Obrázek 38: Řezání jádrových vývrtů na zkušební tělesa pomocí okružní pily</i>	<i>61</i>
<i>Obrázek 39: Měření a zaznamenávání rozměrů jednotlivých zkušebních těles ..</i>	<i>61</i>

12.4. Seznam příloh

Příloha P1 – schématické výkresy mostu

Příloha P2 – poloha sond

Příloha P3 – popis a vyhodnocení získaných dat

Příloha P4 – přepočet zatížitelnosti



PŘÍLOHA P1 – SCHÉMATICKÉ VÝKRESY MOSTU

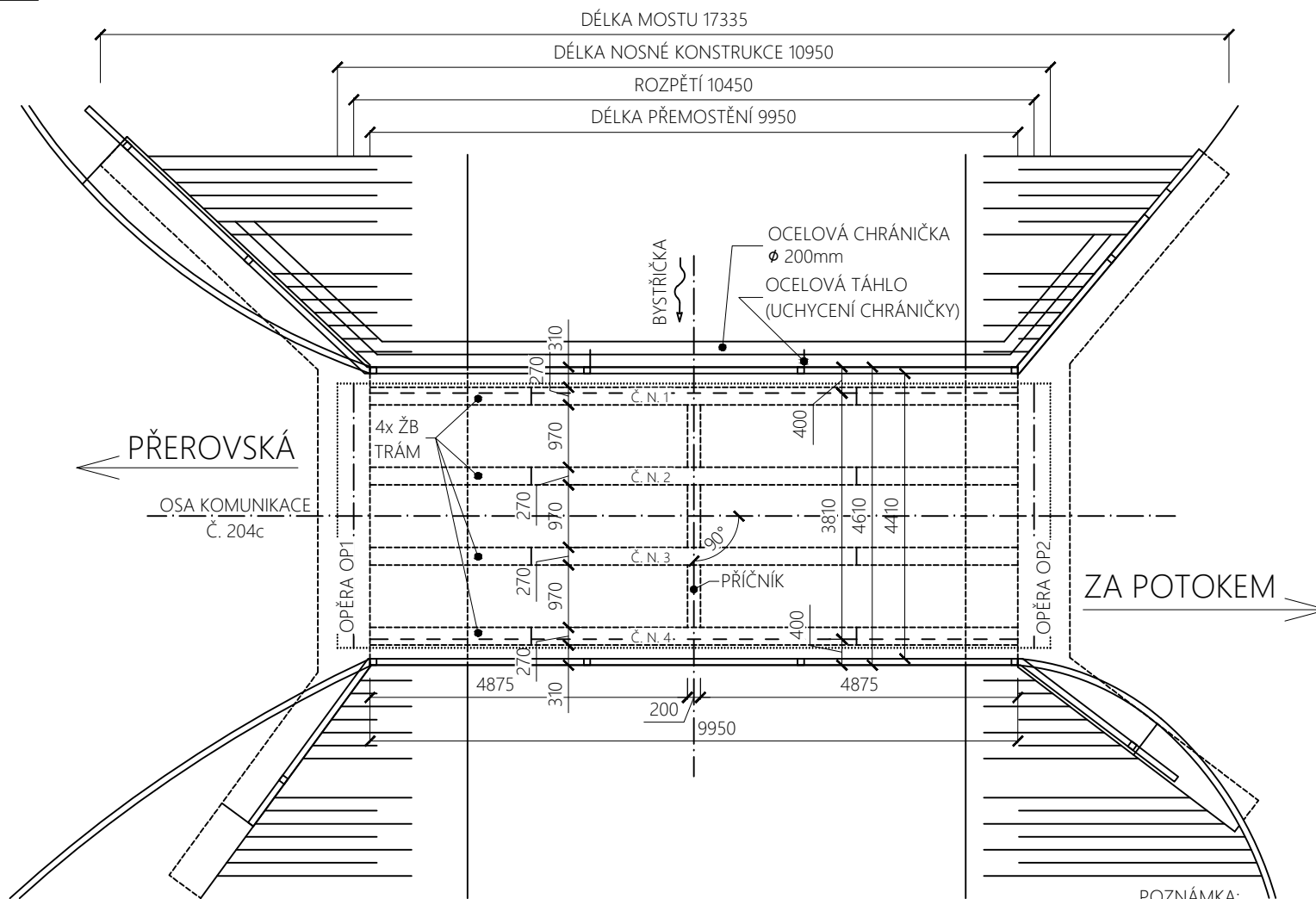
ANNEX P1 – SCHEMATIC DRAWINGS OF THE BRIDGE

OBSAH

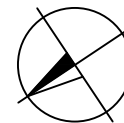
P1.1. Schéma půdorysu mostu ev. č. 204c – M1.....	3
P1.2. Schéma příčného řezu mostu ev. č. 204c – M1	4
P1.3. Schéma podélného řezu mostu ev. č. 204c – M1	5

SCHÉMA PŮDORYSU MOSTU EV. Č. 204c - M1

MĚŘÍTKO 1:100



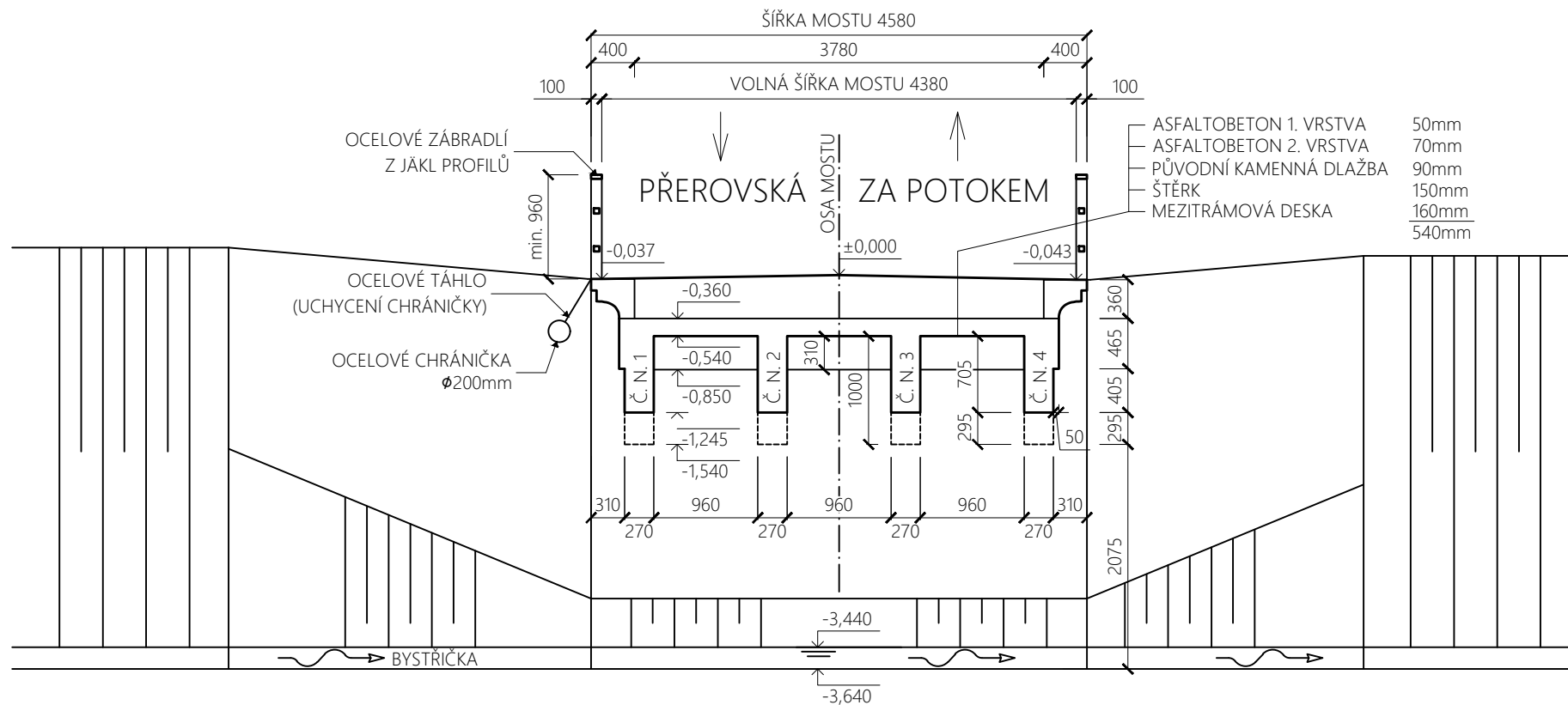
POZNÁMKA:
Č. N. = ČÍSLO NOSNÍKU
EV. Č. = EVIDENČNÍ ČÍSLO



PŘÍLOHA P1.1.	
SCHÉMA PŮDORYSU MOSTU EV. Č. 204c - M1	MĚŘÍTKO: 1:100 FORMÁT: 1xA4
VYPRACOVAL: Bc. Petr Nápravník	

SCHÉMA PŘÍČNÉHO ŘEZU MOSTU EV. Č. 204c - M1

MĚŘÍTKO 1:60



POZNÁMKA:

HYDROIZOLACE VE SKLADBĚ VOZOVKY NENALEZENA

OSA MOSTU = OSA PŘEVÁDĚNÉ KOMUNIKACE

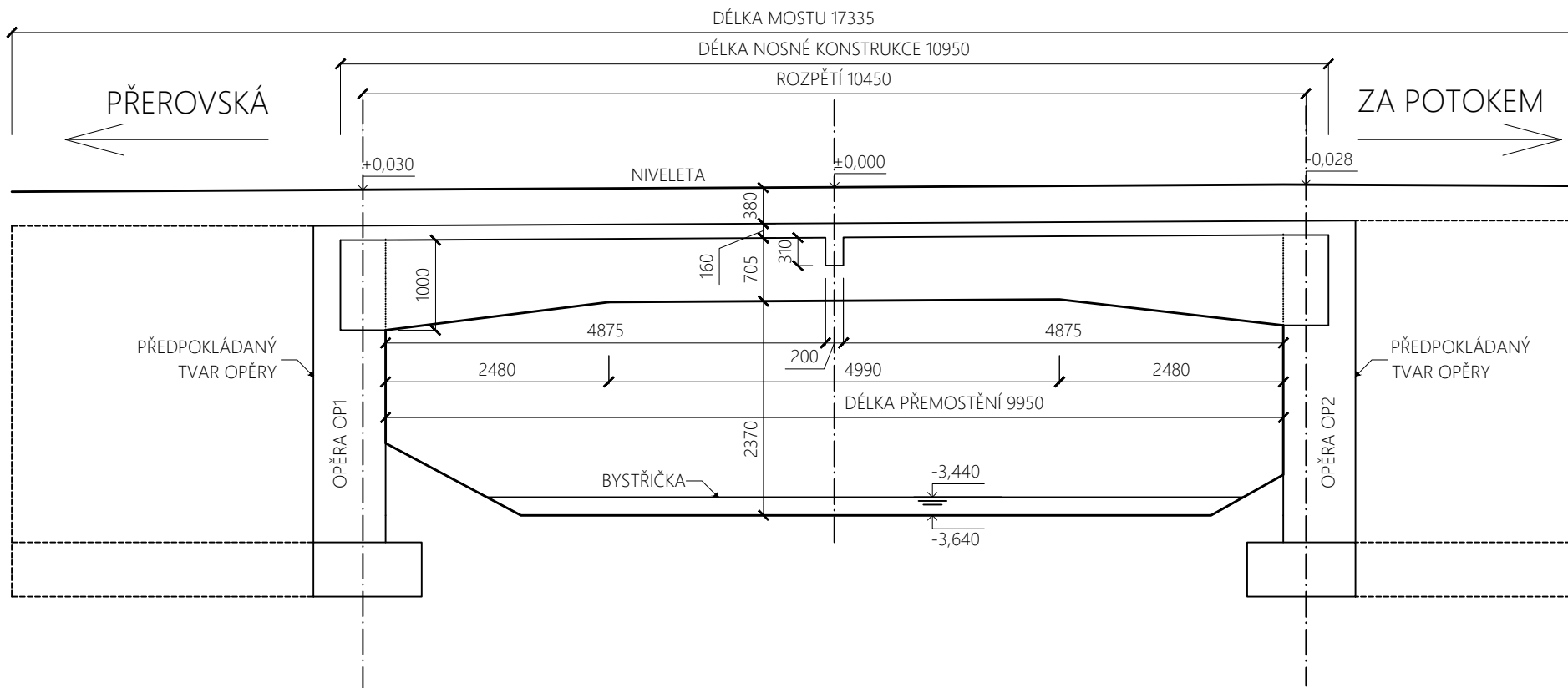
Č. N. = ČÍSLO NOSNÍKU

EV. Č. = EVIDENČNÍ ČÍSLO

PŘÍLOHA P1.2.	
SCHÉMA PŘÍČNÉHO ŘEZU MOSTU EV. Č. 204c - M1	MĚŘÍTKO: 1:60 FORMÁT: 1xA4
VYPRACOVAL: Bc. Petr Nápravník	

SCHÉMA PODÉLNÉHO ŘEZU MOSTU EV. Č. 204c - M1

MĚŘÍTKO 1:70



POZNÁMKA:
 EV. Č. = EVIDENČNÍ ČÍSLO
 TVAR A STAV ZALOŽENÍ SPODNÍ STAVBY NEBYL ZJIŠTĚN

PŘÍLOHA P1.3.	
SCHÉMA PODÉLNÉHO ŘEZU MOSTU EV. Č. 204c - M1	MĚŘÍTKO: 1:70 FORMÁT: 1xA4
VYPRACOVAL: Bc. Petr Nápravník	



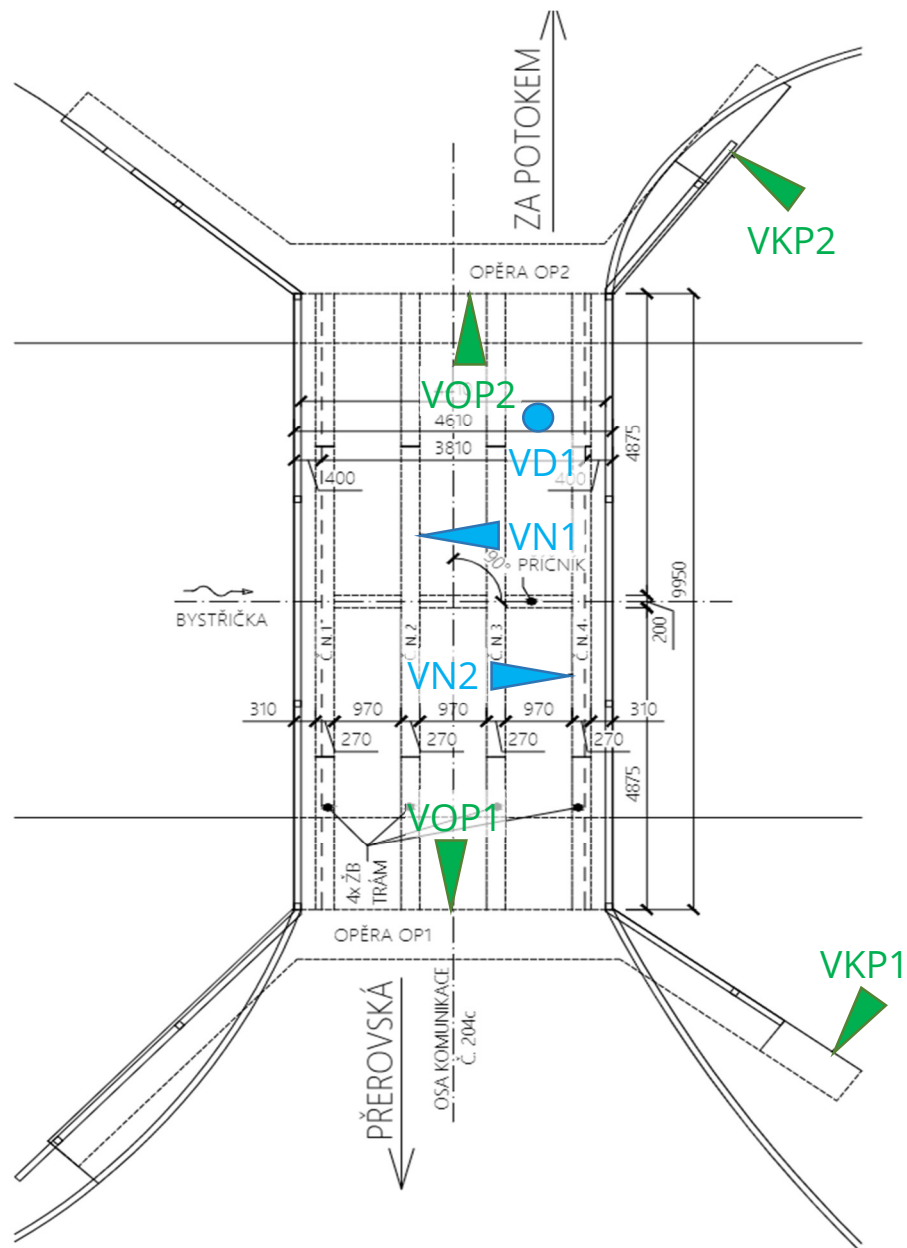
PŘÍLOHA P2 – POLOHA SOND

ANNEX P2 – POSITION OF PROBES




OBSAH

P2.1. Poloha sond jádrových vývrtů.....	3
P2.2. Poloha sondy pro zjištění skladby vozovky	4
P2.3. Poloha sond pro zkoušení Schmidovým tvrdoměrem.....	5
P2.4. Poloha sekaných sond pro ověření vyztužení nosné konstrukce	6
P2.5. Seznam obrázků.....	7

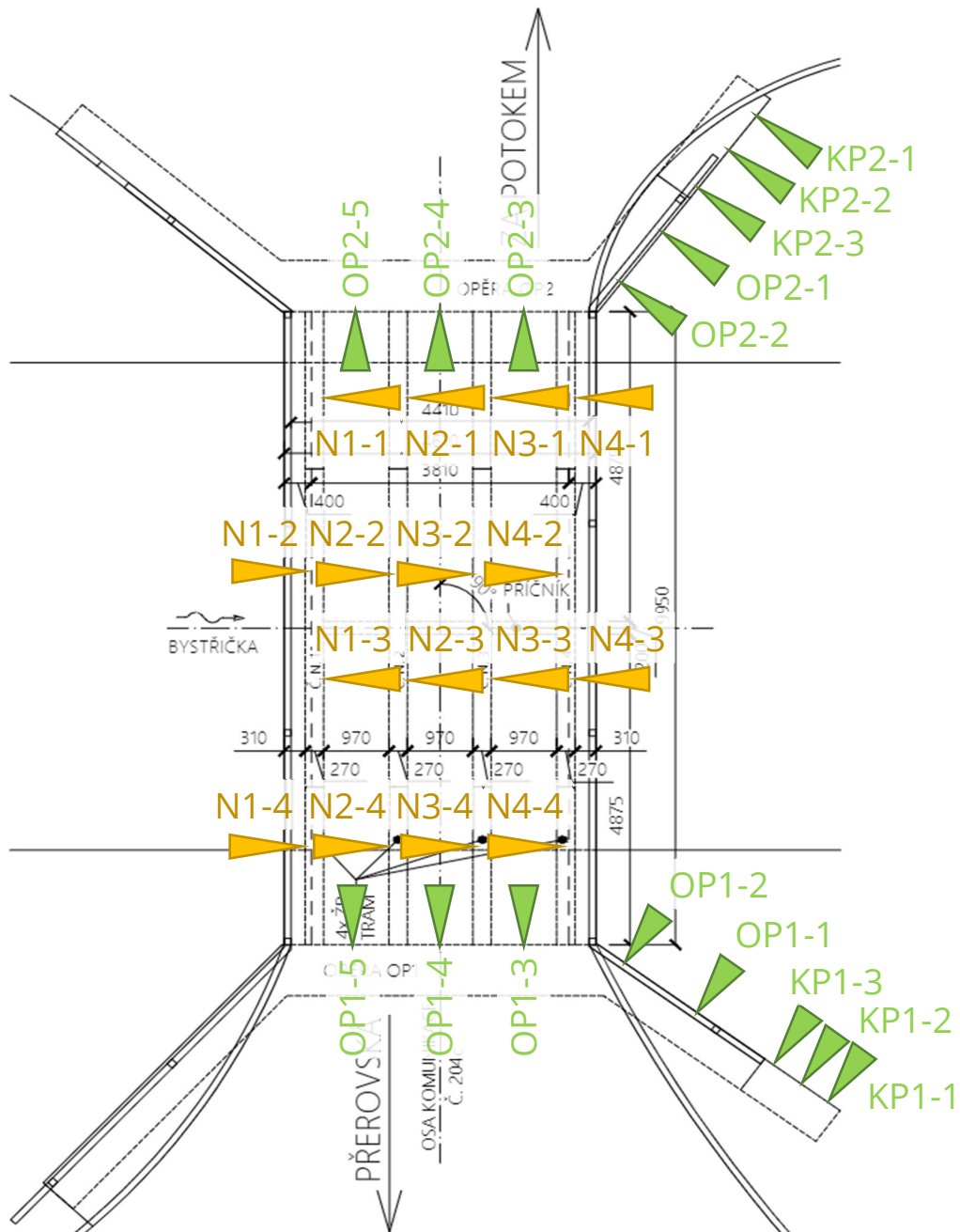
P2.1. Poloha sond jádrových vývrtů





Obrázek 1: Schéma polohy jádrových vývrtů odebraných z nosné konstrukce a spodní stavby

- Legenda:
-  Poloha provádění jádrových vývrtů z nosné konstrukce ve vodorovném směru.
 -  Poloha provádění jádrových vývrtů z nosné konstrukce ve svislém směru.
 -  Poloha provádění jádrových vývrtů ze spodní stavby ve vodorovném směru.

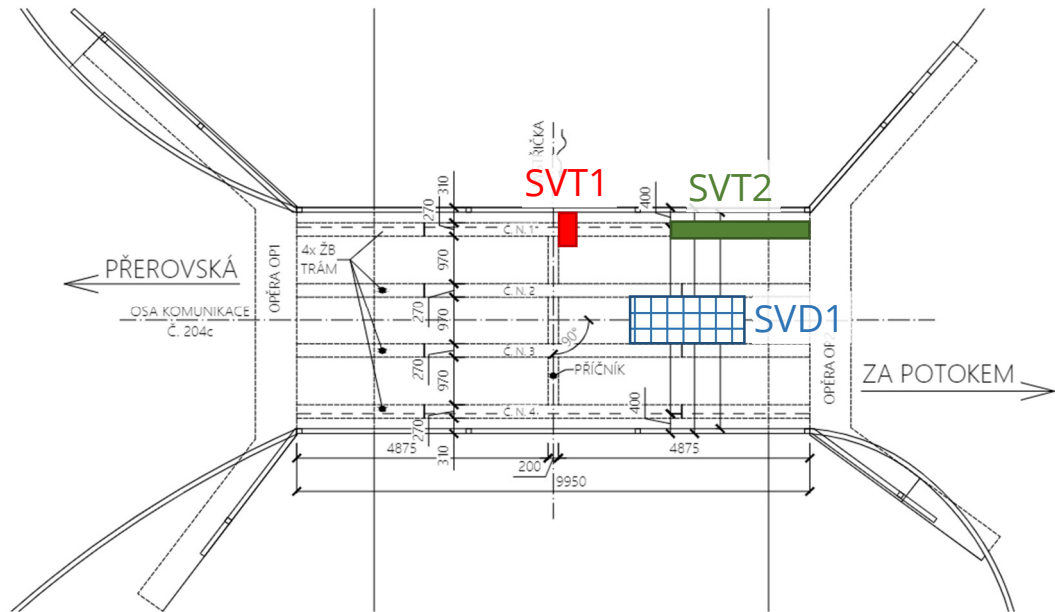
P2.3. Poloha sond pro zkoušení Schmidtovým tvrdoměrem



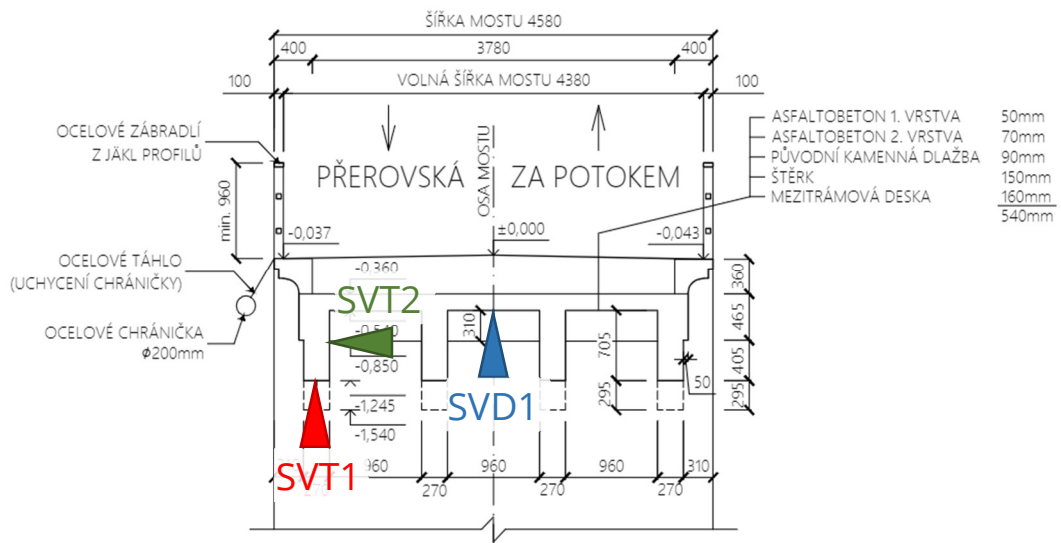
Obrázek 3: Schéma poloh zkušebních míst pro zkoušení Schmidtovým tvrdoměrem

- Legenda:
-  Poloha zkoušení Schmidtovým tvrdoměrem na nosné konstrukci ve vodorovném směru.
 -  Poloha zkoušení Schmidtovým tvrdoměrem na spodní stavbě ve vodorovném směru.

P2.4. Poloha sekaných sond pro ověření vyztužení nosné konstrukce



Obrázek 4: Poloha sekaných sond – půdorys



Obrázek 5: Poloha sekaných sond – příčný řez

- Legenda:
- ▶ ■ Poloha sekané sondy pro ověření vyztužení trámu na ohybové účinky.
 - ▶ ■ Poloha sekané sondy pro ověření vyztužení trámu na smykové účinky.
 - ▶ ■ Poloha sekané sondy pro ověření vyztužení desky.

P2.5. Seznam obrázků

<i>Obrázek 1: Schéma polohy jádrových vývrtů odebraných z nosné konstrukce a spodní stavby.....</i>	<i>3</i>
<i>Obrázek 2: Schéma polohy sond pro zjištění skladby vozovky</i>	<i>4</i>
<i>Obrázek 3: Schéma poloh zkušebních míst pro zkoušení Schmidtovým tvrdoměrem</i>	<i>5</i>
<i>Obrázek 4: Poloha sekaných sond – půdorys.....</i>	<i>6</i>
<i>Obrázek 5: Poloha sekaných sond – příčný řez</i>	<i>6</i>



PŘÍLOHA P3 – POPIS A VYHODNOCENÍ ZÍSKANÝCH DAT

ANNEX P3 – DESCRIPTION AND EVALUATION OF THE OBTAINED DATA

OBSAH

P3.1. Vyhodnocení dat získaných průzkumem spodní stavby	4
P3.1.1. Popis jádrových vývrtů spodní stavby	4
P3.1.1.1. Jádrový vývrt VOP1	4
P3.1.1.2. Jádrový vývrt VOP2	6
P3.1.1.3. Jádrový vývrt VKP1	7
P3.1.1.4. Jádrový vývrt VKP2	8
P3.1.2. Stanovení a vyhodnocení fyzikálně–mechanických parametrů betonu spodní stavby	9
P3.1.2.1. Vyhodnocení charakteristické pevnosti betonu v tlaku spodní stavby	10
P3.1.3. Vyhodnocení nedestruktivního měření Schmidovým tvrdoměrem na spodní stavbě	11
P3.1.3.1. Vyhodnocení stejnoměrnosti a charakteristické pevnosti betonu v tlaku získané nedestruktivním měřením	12
P3.2. Vyhodnocení dat získaných průzkumem nosné konstrukce	13
P3.2.1. Popis jádrových vývrtů nosné konstrukce	13
P3.2.1.1. Jádrový vývrt VN1	13
P3.2.1.2. Jádrový vývrt VN2	15
P3.2.1.3. Jádrový vývrt VD1	16
P3.2.2. Stanovení a vyhodnocení fyzikálně–mechanických parametrů betonu nosné konstrukce	17
P3.2.2.1. Vyhodnocení charakteristické pevnosti betonu v tlaku nosné konstrukce	17
P3.2.3. Vyhodnocení nedestruktivního měření Schmidovým tvrdoměrem na nosné konstrukci	18
P3.2.3.1. Vyhodnocení stejnoměrnosti a charakteristické pevnosti betonu v tlaku získané nedestruktivním měřením	19
P3.3. Skladba vozovky	20
P3.3.1. Sonda SV1 pro zjištění skladby vozovky	20
P3.4. Vyztužení nosné konstrukce	21
P3.4.1. Popis sond k ověření vyztužení nosné konstrukce	21
P3.4.1.1. Sonda SVT1	21
P3.4.1.2. Sonda SVT2	24

P3.4.1.3. Sonda SVD1.....	26
P3.5. Seznamy	28
P3.5.1. Seznam tabulek.....	28
P3.5.2. Seznam obrázků	29

P3.1. Vyhodnocení dat získaných průzkumem spodní stavby

P3.1.1. Popis jádrových vývrtů spodní stavby

Schéma polohy jednotlivých vývrtů je uvedeno v příloze P2 – poloha sond.

P3.1.1.1. Jádrový vývrt VOP1

Tabulka 1: Jádrový vývrt VOP1

Identifikační údaje jádrového vývrtu	
Označení:	VOP1
Průměr:	100 mm
Typ konstrukce:	Dřík opěry OP1
Poloha:	Přibližně 2300 mm od návodní hrany, výškově přibližně 850 mm pod náběhy trámů
Nálezy jádrového vývrtu	
Popis:	Beton pórovitý, na začátku vývrtu špatně zhutněný, velký výskyt pórů do velikosti 3 mm, ojedinělý výskyt dutin do velikosti 20 mm, bez kaveren
Max. frakce kameniva:	63 mm
Délka:	445 mm
Hloubka karbonatace:	100–160 mm
Počet zkušebních těles:	3 (VOP1.1.; VOP1.2.; VOP1.3.)
Poznámka:	Vývrt obsahuje smíšenou frakci těžného kameniva s frakcí převážně 16/32 mm, v místě sondy povrch opatřen sanační hmotou tloušťky přibližně 10 mm



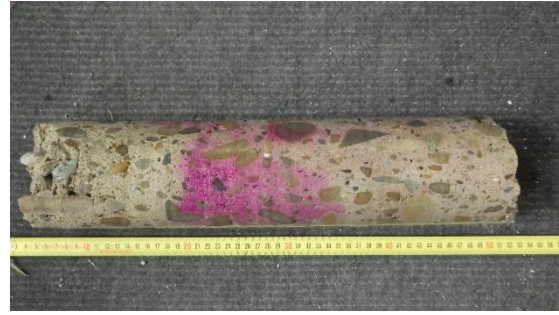
Obrázek 1: Celkový pohled na místo odběru vývrtu VOP1



Obrázek 2: Detailní foto měření hloubky vývrtu VOP1



Obrázek 3: Detailní foto ostění vývrtnu VOP1



Obrázek 4: Laboratorní foto odebraného tělesa z vývrtnu VOP1



Obrázek 5: Detail špatně zhutněného betonu na začátku tělesa z vývrtnu VOP1



Obrázek 6: Detail hloubky karbonatace tělesa z vývrtnu VOP1

P3.1.1.2. Jádrový vývrt VOP2

Tabulka 2: Jádrový vývrt VOP2

Identifikační údaje jádrového vývrtu	
Označení:	VOP2
Průměr:	100 mm
Typ konstrukce:	Dřík opěry OP2
Poloha:	Přibližně 2100 mm od povodní hrany, výškově přibližně 1200 mm pod náběhy trámů
Nálezy jádrového vývrtu	
Popis:	Beton pórovitý, na začátku vývrtu špatně zhutněný, velký výskyt pórů do velikosti 5 mm, výskyt dutin do velikosti 15 mm, bez kaveren
Max. frakce kameniva:	125 mm
Délka:	425 mm
Hloubka karbonatace:	180–200 mm
Počet zkušebních těles:	3 (VOP2.1.; VOP2.2.; VOP2.3.)
Poznámka:	Vývrt obsahuje smíšenou frakci těžného kameniva s frakcí převážně 32/63 mm, v místě sondy povrch OP2 opatřen sanační hmotou tloušťky 15 mm



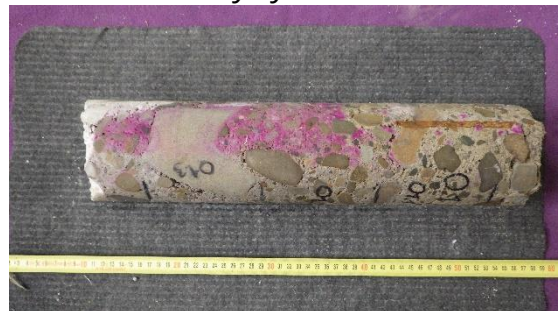
Obrázek 7: Celkový pohled na místo odběru vývrtu VOP2



Obrázek 8: Detailní foto měření hloubky vývrtu VOP2



Obrázek 9: Detailní foto ostění vývrtu VOP2



Obrázek 10: Laboratorní foto odebraného tělesa z vývrtu VOP2

P3.1.1.3. Jádrový vývrt VKP1

Tabulka 3: Jádrový vývrt VKP1

Identifikační údaje jádrového vývrtu	
Označení:	VKP1
Průměr:	100 mm
Typ konstrukce:	Pravé křídlo opěry OP1
Poloha:	Přibližně 850 mm od dilatace mezi KP1 a OP1, výškově přibližně 100 mm nad náběhy trámů
Nálezy jádrového vývrtu	
Popis:	Beton pórovitý, velký výskyt pórů do velikosti 5 mm, bez dutin a kaveren
Max. frakce kameniva:	32 mm
Délka:	305 mm – skrz celé KP1
Hloubka karbonatce:	30–35 mm
Počet zkušebních těles:	2 (VKP1.1.; VKP1.2.)
Poznámka:	Vývrt obsahuje smíšenou frakci těžného kameniva s frakcí převážně 8/16 mm doplněnou frakcí 16/32 mm



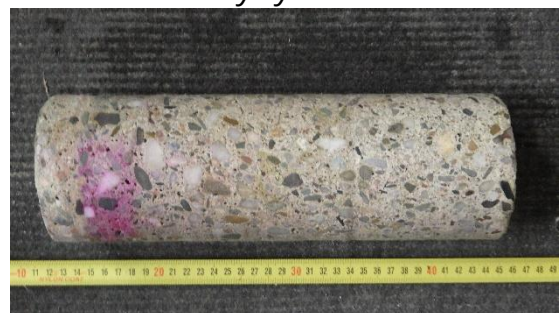
Obrázek 11: Celkový pohled na místo odběru vývrtu VKP1



Obrázek 12: Detailní foto měření hloubky vývrtu VKP1



Obrázek 13: Detailní foto ostění vývrtu VKP1



Obrázek 14: Laboratorní foto odebraného tělesa z vývrtu VKP1

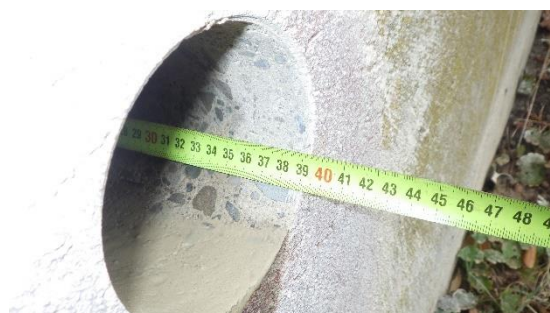
P3.1.1.4. Jádrový vývrt VKP2

Tabulka 4: Jádrový vývrt VKP2

Identifikační údaje jádrového vývrtu	
Označení:	VKP2
Průměr:	100 mm
Typ konstrukce:	Pravé křídlo opěry OP2
Poloha:	Přibližně 560 mm od dilatace mezi KP2 a OP2, výškově přibližně 450 mm pod náběhy trámů
Nálezy jádrového vývrtu	
Popis:	Beton pórovitý, velký výskyt pórů do velikosti 5 mm, výskyt dutin do velikosti 15 mm, bez kaveren
Max. frakce kameniva:	32 mm
Délka:	400 mm
Hloubka karbonatce:	40–60 mm
Počet zkušebních těles:	3 (VKP2.1.; VKP2.2.; VKP2.3.)
Poznámka:	Vývrt obsahuje smíšenou frakci těžného kameniva s frakcí převážně 16/32 mm



Obrázek 15: Celkový pohled na místo odběru vývrtu VKP2



Obrázek 16: Detailní foto měření hloubky vývrtu VKP2



Obrázek 17: Detailní foto ostění vývrtu VKP2



Obrázek 18: Laboratorní foto odebraného tělesa z vývrtu VKP2

P3.1.2. Stanovení a vyhodnocení fyzikálně–mechanických parametrů betonu spodní stavby

Tabulka 5: Fyzikálně–mechanické parametry betonu spodní stavby

Označení vzorku	Průměr vzorku	Délka vzorku	Hmotnost vzorku	Štíhlost vzorku	Síla při porušení	Objemová hmotnost	Pevnost vzorku
	d	L	m	λ	F	D	f_c
	[mm]	[mm]	[g]	[-]	[kN]	[kg/m ³]	[MPa]
VOP1.1.	99,4	104,9	1695,6	1,055	112,4	2080	14,5
VOP1.2.	99,3	103,2	1691,7	1,039	129,3	2120	16,7
VOP1.3.	99,2	104,1	1715,5	1,049	141,4	2130	18,3
VOP2.1.	99,3	100,9	1634,7	1,016	52,0	2090	6,7
VOP2.2.	99,2	104,3	1725,4	1,051	115,1	2140	14,9
VOP2.3.	99,3	104,5	1732,8	1,052	105,4	2140	13,6
VKP1.1.	99,2	103,3	1697,2	1,041	162,2	2130	21,0
VKP1.2.	99,2	104,3	1730,8	1,051	159,0	2150	20,6
VKP2.1.	99,3	103,7	1709,0	1,044	141,5	2130	18,3
VKP2.2.	99,2	102,9	1674,8	1,037	140,9	2110	18,2
VKP2.3.	99,2	102,8	1677,1	1,036	141,3	2110	18,3

Vzorek VOP2.1. byl vyřazen ze souborů vzorků pro vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku spodní stavby z důvodu velké pórovitosti betonu. Pórovitost vzorku měla značný vliv na zjištěnou pevnost zkušební vzorku.

P3.1.2.1. Vyhodnocení charakteristické pevnosti betonu v tlaku spodní stavby

Tabulka 6: Statistické vyhodnocení a zatřídění pevnosti betonu v tlaku spodní stavby

Veličina	Značka	Hodnota	Jednotka
Počet odebraných vývrtů	n_v	4	[ks]
Počet vzorků	n	11	[ks]
Počet platných vzorků	n_{plat}	10	[ks]
Objemová hmotnost betonu	D	2120	[kg/m ³]
Průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku (10)	$f_{c,m(10)is}$	17,4	[MPa]
Minimální hodnota pevnosti betonu v tlaku	$f_{c,is,lowest}$	13,6	[MPa]
Směrodatná odchylka pevnosti betonu (11)	s	2,5	[%]
Variační koeficient pevnosti betonu (12)	V_x	14,3	[%]
Maximální variační koeficient	V_{max}	16	[%]
Posouzení stejnoměrnosti betonu	Stejnomořný		
Součinitel odhadu 5% kvantilu	k_n	2,63	[-]
Hodnota rozpětí M	M	2	[MPa]
Charakteristická krychelná pevnost betonu v tlaku (15)	$f_{ck,is}$	10,9	[MPa]
Charakteristická krychelná pevnost betonu v tlaku (16)	$f_{ck,is}$	15,6	[MPa]
Výsledná charakteristická krychelná pevnost betonu v tlaku	$f_{ck,is}$	10,9	[MPa]
Třída betonu dle ČSN EN 206 + A2	C 8/10		
Třída betonu dle ČSN 1090:1931; ČSN 1230:1937	d		

P3.1.3. Vyhodnocení nedestruktivního měření Schmidovým tvrdoměrem na spodní stavbě

Schéma polohy jednotlivých zkušebních míst je uvedeno v příloze P2 –
poloha sond.

Tabulka 7: Naměřené hodnoty a vyhodnocení nedestruktivního měření na spodní stavbě

Zkuš. místo	Směr	Hodnota provedeného odrazu Pevnost v tlaku příslušného odrazu										n_{plat}	$f_{be,i}$ [MPa]	α_t [-]	α_w [-]	α [-]	$f_{b,i}$ [MPa]
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10						
OP1-1	→	30	34	30	28	32	32	29	27	28	27	9	22,7	0,90	1,00	0,68	13,9
		24	-	24	21	27	27	22	19	21	19						
OP1-2	→	30	30	32	32	28	30	32	26	27	31	9	24,2	0,90	1,00	0,68	14,8
		24	24	27	27	21	24	27	-	19	25						
OP1-3	→	28	30	32	30	27	32	27	31	30	29	10	23,2	0,90	1,00	0,68	14,2
		21	24	27	24	19	27	19	25	24	22						
OP1-4	→	30	34	33	31	28	30	30	28	32	30	9	24,2	0,90	1,00	0,68	14,8
		24	-	28	25	21	24	24	21	27	24						
OP1-5	→	28	28	26	30	30	32	29	30	32	30	9	23,8	0,90	1,00	0,68	14,6
		21	21	-	24	24	27	22	24	27	24						
OP2-1	→	28	28	28	30	32	32	31	32	32	30	10	24,4	0,90	1,00	0,68	14,9
		21	21	21	24	27	27	25	27	27	24						
OP2-2	→	33	30	26	28	30	28	29	30	28	30	8	22,6	0,90	1,00	0,68	13,8
		-	24	-	21	24	21	22	24	21	24						
OP2-3	→	32	33	30	30	32	30	36	29	36	30	8	25,0	0,90	1,00	0,68	15,3
		27	28	24	24	27	24	-	22	-	24						
OP2-4	→	30	30	30	32	30	32	34	29	30	32	10	25,3	0,90	1,00	0,68	15,5
		24	24	24	27	24	27	30	22	24	27						
OP2-5	→	29	28	28	30	34	32	31	32	30	32	9	24,2	0,90	1,00	0,68	14,8
		22	21	21	24	-	27	25	27	24	27						
KP1-1	→	34	32	36	30	32	32	35	34	34	32	10	28,7	0,90	1,00	0,68	17,6
		30	27	33	24	27	27	32	30	30	27						
KP1-2	→	34	33	33	33	31	30	31	33	34	35	10	27,8	0,90	1,00	0,68	17,0
		30	28	28	28	25	24	25	28	30	32						
KP1-3	→	36	34	35	32	32	32	34	32	36	34	10	29,6	0,90	1,00	0,68	18,1
		33	30	32	27	27	27	30	27	33	30						
KP2-1	→	33	32	36	34	33	34	30	34	31	33	10	28,3	0,90	1,00	0,68	17,3
		28	27	33	30	28	30	24	30	25	28						
KP2-2	→	30	34	31	33	35	33	36	30	34	32	10	28,1	0,90	1,00	0,68	17,2
		24	30	25	28	32	28	33	24	30	27						
KP2-3	→	35	33	33	32	30	30	34	35	30	31	10	27,4	0,90	1,00	0,68	16,8
		32	28	28	27	24	24	30	32	24	25						

**P3.1.3.1. Vyhodnocení stejnoměrnosti a charakteristické pevnosti betonu
v tlaku získané nedestruktivním měřením**

Tabulka 8: Statistické vyhodnocení nedestruktivního měření na spodní stavbě

Veličina	Značka	Hodnota	Jednotka
Počet zkušebních míst	n	16	[-]
Počet platných zkušebních míst	n _{plat}	16	[-]
Minimální pevnost betonu v tlaku	f _{m(16),min}	13,8	[MPa]
Střední hodnota pevnosti betonu v tlaku	f _{m(16),is}	15,7	[MPa]
Výběrová směrodatná odchylka (29)	s _x	1,4	[MPa]
Reziduální směrodatná odchylka	s _{rez,e}	2,5	[MPa]
Směrná směrodatná odchylka (28)	s _r	2,9	[MPa]
Variační koeficient (12)	V _x	9,1	[%]
Maximální variační koeficient	V _{max}	16	[%]
Posouzení stejnoměrnosti betonu	Stejnomořný		
Součinitel odhadu 5% kvantilu	β _n	1,82	[-]
Charakteristická pevnost betonu v tlaku (24)	f _{ck,is}	10,4	[MPa]
Třída betonu dle ČSN EN 206 + A2	C 8/10		
Třída betonu dle ČSN 1090:1931; ČSN 1230:1937	d		

P3.2. Vyhodnocení dat získaných průzkumem nosné konstrukce

P3.2.1. Popis jádrových vývrtů nosné konstrukce

Schéma polohy jednotlivých vývrtů je uvedeno v příloze P2 – poloha sond.

P3.2.1.1. Jádrový vývrt VN1

Tabulka 9: Jádrový vývrt VN1

Identifikační údaje jádrového vývrtu	
Označení:	VN1
Průměr:	75 mm
Typ konstrukce:	Nosník číslo 2
Poloha:	Přibližně 3900 mm od opěry OP2, výškově přibližně 370 mm od spodního líce trámů
Nálezy jádrového vývrtu	
Popis:	Beton pórovitý, velký výskyt pórů do velikosti 5 mm, výskyt dutin do velikosti 20 mm, bez kaveren
Max. frakce kameniva:	63 mm
Délka:	270 mm – skrz nosník číslo 2
Hloubka karbonatice:	50–105 mm
Počet zkušebních těles:	3 (VN1.1.; VN1.2.; VN1.3.)
Poznámka:	Vývrt obsahuje smíšenou frakci těžného kameniva s frakcí převážně 16/32 mm



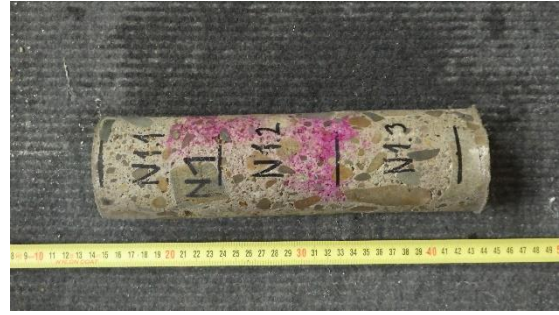
Obrázek 19: Celkový pohled na místo odběru vývrtu VN1



Obrázek 20: Detailní foto měření hloubky vývrtu VN1



Obrázek 21: Detailní foto ostění výmrtu VN1



Obrázek 22: Laboratorní foto odebraného tělesa z výmrtu VN1



Obrázek 23: Detail měření hloubky karbonatace tělesa z výmrtu VN1 – levá strana tělesa



Obrázek 24: Detail měření hloubky karbonatace tělesa z výmrtu VN1 – pravá strana tělesa

P3.2.1.2. Jádrový vývrt VN2

Tabulka 10: Jádrový vývrt VN2

Identifikační údaje jádrového vývrtu	
Označení:	VN2
Průměr:	75 mm
Typ konstrukce:	Nosník číslo 4
Poloha:	Přibližně 3800 mm od opěry OP1, výškově přibližně 420 mm od spodního líce trámu
Nálezy jádrového vývrtu	
Popis:	Beton pórovitý, velký výskyt pórů do velikosti 5 mm, výskyt dutin do velikosti 15 mm, bez kaveren
Max. frakce kameniva:	63 mm
Délka:	275 mm – skrz nosník číslo 4
Hloubka karbonatce:	10–25 mm
Počet zkušebních těles:	3 (VN2.1.; VN2.2.; VN2.3.)
Poznámka:	Vývrt obsahuje smíšenou frakci těžného kameniva s frakcí převážně 16/32 mm



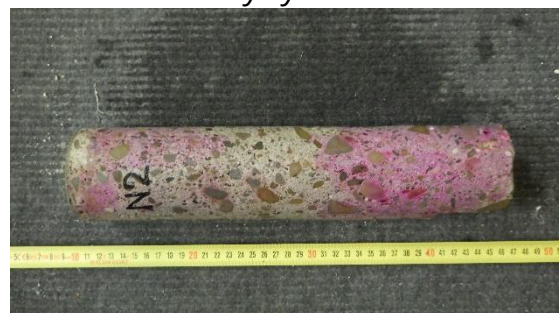
Obrázek 25: Celkový pohled na místo odběru vývrtu VN2



Obrázek 26: Detailní foto měření hloubky vývrtu VN2



Obrázek 27: Detailní foto ostění vývrtu VN2



Obrázek 28: Laboratorní foto odebraného tělesa z vývrtu VN2

P3.2.1.3. Jádrový vývrt VD1

Tabulka 11: Jádrový vývrt VD1

Identifikační údaje jádrového vývrtu	
Označení:	VD1
Průměr:	75 mm
Typ konstrukce:	Deska mezi trámy
Poloha:	Přibližně 1050 mm od hrany římsy, přibližně 2000 mm od rohu opěry OP2 na povodní straně
Nálezy jádrového vývrtu	
Popis:	Beton pórovitý, velký výskyt pórů do velikosti 5 mm, menší výskyt dutin do velikosti 15 mm, bez kaveren
Max. frakce kameniva:	32 mm
Délka:	160 mm – skrz desku
Hloubka karbonatice:	10–15 mm
Počet zkušebních těles:	1 (VD1.1.)
Poznámka:	Vývrt obsahuje smíšenou frakci těžného kameniva s frakcí převážně 8/16 mm, vývrt odebírán v místě sondy pro zjištění skladby vozovky ve svislém směru skrz desku z vrchu



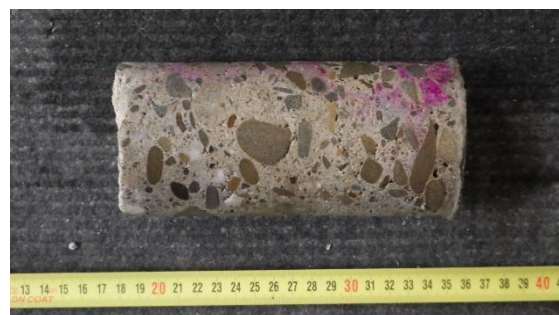
Obrázek 29: Celkový pohled na místo odběru vývrtu VD1 skrz skladbu vozovky



Obrázek 30: Detailní foto měření hloubky vývrtu VD1



Obrázek 31: Detailní foto ostění vývrtu VD1



Obrázek 32: Laboratorní foto odebraného tělesa z vývrtu VD1

P3.2.2. Stanovení a vyhodnocení fyzikálně–mechanických parametrů betonu nosné konstrukce

Tabulka 12: Fyzikálně–mechanické parametry betonu nosné konstrukce

Označení vzorku	Průměr vzorku	Délka vzorku	Hmotnost vzorku	Štíhlost vzorku	Síla při porušení	Objemová hmotnost	Pevnost vzorku
	d	L	m	λ	F	D	f_c
	[mm]	[mm]	[g]	[-]	[kN]	[kg/m ³]	[MPa]
VN1.1.	73,7	74,4	694,7	1,009	108,3	2190	25,4
VN1.2.	73,8	74,7	698,0	1,012	104,6	2180	24,5
VN1.3.	73,7	74,8	692,5	1,015	108,5	2170	25,4
VN2.1.	73,7	74,3	688,9	1,008	101,8	2170	23,9
VN2.2.	73,7	75,2	686,4	1,020	122,6	2140	28,7
VN2.3.	73,7	75,0	697,2	1,018	127,2	2180	29,8
VD1.1.	73,7	75,4	700,5	1,023	125,9	2180	29,5

P3.2.2.1. Vyhodnocení charakteristické pevnosti betonu v tlaku nosné konstrukce

Tabulka 13: Statistické vyhodnocení a zatřídění pevnosti betonu v tlaku nosné konstrukce

Veličina	Značka	Hodnota	Jednotka
Počet odebraných vývrtů	n_v	3	[ks]
Počet vzorků	n	7	[ks]
Počet platných vzorků	n_{plat}	7	[ks]
Objemová hmotnost betonu	D	2170	[kg/m ³]
Průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku (10)	$f_{c,m(7)is}$	26,7	[MPa]
Minimální hodnota pevnosti betonu v tlaku	$f_{c,is,lowest}$	23,9	[MPa]
Směrodatná odchylka pevnosti betonu (11)	s	2,5	[%]
Variační koeficient pevnosti betonu (12)	V_x	9,3	[%]
Maximální variační koeficient	V_{max}	16	[%]
Posouzení stejnoměrnosti betonu	Stejnomořný		
Součinitel odhadu 5% kvantilu	k_n	3,37	[-]
Hodnota rozpětí M	M	4	[MPa]
Charakteristická krychelná pevnost betonu v tlaku (15)	$f_{ck,is}$	18,3	[MPa]
Charakteristická krychelná pevnost betonu v tlaku (16)	$f_{ck,is}$	27,9	[MPa]
Výsledná charakteristická krychelná pevnost betonu v tlaku	$f_{ck,is}$	18,3	[MPa]
Třída betonu dle ČSN EN 206 + A2	C 12/15		
Třída betonu dle ČSN 1090:1931; ČSN 1230:1937	e		

P3.2.3. Vyhodnocení nedestruktivního měření Schmidovým tvrdoměrem na nosné konstrukci

Schéma polohy jednotlivých zkušebních míst je uvedeno v příloze P2 – poloha sond.

Tabulka 14: Naměřené hodnoty a vyhodnocení nedestruktivního měření na nosné konstrukci

Zkuš. místo	Směr	Hodnota provedeného odrazu Pevnost v tlaku příslušného odrazu										η_{plat}	$f_{be,i}$ [MPa]	α_t [-]	α_w [-]	α [-]	$f_{b,i}$ [MPa]
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10						
N1-1	→	42	44	41	41	38	36	41	42	36	39	10	40,4	0,90	1,00	0,67	24,4
		44	48	42	42	37	33	42	44	33	39						
N2-1	→	40	42	44	40	43	44	40	40	45	42	10	44,4	0,90	1,00	0,67	26,8
		41	44	48	41	46	48	41	41	50	44						
N3-1	→	38	35	36	32	35	35	35	36	34	38	10	32,5	0,90	1,00	0,67	19,6
		37	32	33	27	32	32	32	33	30	37						
N4-1	→	44	40	42	44	43	40	41	39	42	41	10	43,5	0,90	1,00	0,67	26,2
		48	41	44	48	46	41	42	39	44	42						
N1-2	→	41	42	44	41	42	40	45	42	43	41	10	44,3	0,90	1,00	0,67	26,7
		42	44	48	42	44	41	50	44	46	42						
N2-2	→	38	39	35	38	42	42	43	40	38	42	9	41,0	0,90	1,00	0,67	24,7
		37	39	-	37	44	44	46	41	37	44						
N3-2	→	38	44	45	42	42	38	42	37	35	38	8	40,8	0,90	1,00	0,67	24,6
		37	48	-	44	44	37	44	35	-	37						
N4-2	→	38	37	36	35	36	34	40	38	33	40	10	34,7	0,90	1,00	0,67	20,9
		37	35	33	32	33	30	41	37	28	41						
N1-3	→	40	40	40	38	40	41	39	42	36	37	10	39,4	0,90	1,00	0,67	23,8
		41	41	41	37	41	42	39	44	33	35						
N2-3	→	38	36	40	40	40	42	39	40	36	37	10	38,5	0,90	1,00	0,67	23,2
		37	33	41	41	41	44	39	41	33	35						
N3-3	→	43	37	40	43	41	38	39	38	41	40	10	40,6	0,90	1,00	0,67	24,5
		46	35	41	46	42	37	39	37	42	41						
N4-3	→	40	39	40	39	38	40	42	40	44	43	10	41,7	0,90	1,00	0,67	25,1
		41	39	41	39	37	41	44	41	48	46						
N1-4	→	42	43	36	37	39	39	41	42	40	41	10	40,5	0,90	1,00	0,67	24,4
		44	46	33	35	39	39	42	44	41	42						
N2-4	→	39	38	39	38	37	39	39	39	39	36	10	37,6	0,90	1,00	0,67	22,7
		39	37	39	37	35	39	39	39	39	33						
N3-4	→	38	39	40	40	40	39	39	40	40	42	10	40,3	0,90	1,00	0,67	24,3
		37	39	41	41	41	39	39	41	41	44						
N4-4	→	38	39	40	37	38	36	42	41	42	40	10	39,3	0,90	1,00	0,67	23,7
		37	39	41	35	37	33	44	42	44	41						

**P3.2.3.1. Vyhodnocení stejnoměrnosti a charakteristické pevnosti betonu
v tlaku získané nedestruktivním měřením**

Tabulka 15: Statistické vyhodnocení nedestruktivního měření na nosné konstrukci

Veličina	Značka	Hodnota	Jednotka
Počet zkušebních míst	n	16	[-]
Počet platných zkušebních míst	n_{plat}	16	[-]
Minimální pevnost betonu v tlaku	$f_{m(16),min}$	19,6	[MPa]
Střední hodnota pevnosti betonu v tlaku	$f_{m(16),is}$	24,1	[MPa]
Výběrová směrodatná odchylka (29)	s_x	1,9	[MPa]
Reziduální směrodatná odchylka	$s_{rez,e}$	2,5	[MPa]
Směrná směrodatná odchylka (28)	s_r	3,1	[MPa]
Variační koeficient (12)	V_x	7,9	[%]
Maximální variační koeficient	V_{max}	16	[%]
Posouzení stejnoměrnosti betonu	Stejnoměrný		
Součinitel odhadu 5% kvantilu	β_n	1,82	[-]
Charakteristická pevnost betonu v tlaku (24)	$f_{ck,is}$	18,4	[MPa]
Třída betonu dle ČSN EN 206 + A2	C 12/15		
Třída betonu dle ČSN 1090:1931; ČSN 1230:1937	e		

P3.3. Skladba vozovky

P3.3.1. Sonda SV1 pro zjištění skladby vozovky

Schématická poloha sondy pro zjištění skladby vozovky je uvedena v příloze P2 – poloha sond.

Tabulka 16: Sonda SV1 – skladba vozovky

Identifikační údaje	
Označení:	SV1
Způsob zjištění:	Jádrovým vrtáním s jádrovou korunkou průměru 100 mm
Poloha:	Přibližně 1050 mm od hrany římsy, přibližně 2000 mm od rohu opěry OP2 na povodní straně
Skladba vozovky	
Materiál	Tloušťka vrstvy [mm]
Asfaltobeton 1. vrstva	50
Asfaltobeton 2. vrstva	70
Původní pískovcová dlažba	90
Štěrk	170
Souvrství vozovky celkem	380
Poznámka:	Hydroizolace nenalezena, v místě sondy odebrán jádrový vývrt VD1



Obrázek 33: Celkový pohled na místo provedení sondy SV1



Obrázek 34: Detailní foto měření celkové skladby vozovky



Obrázek 35: Detailní pohled na jednotlivé vrstvy vozovky



Obrázek 36: Foto skladby vozovky

P3.4. Vyztužení nosné konstrukce

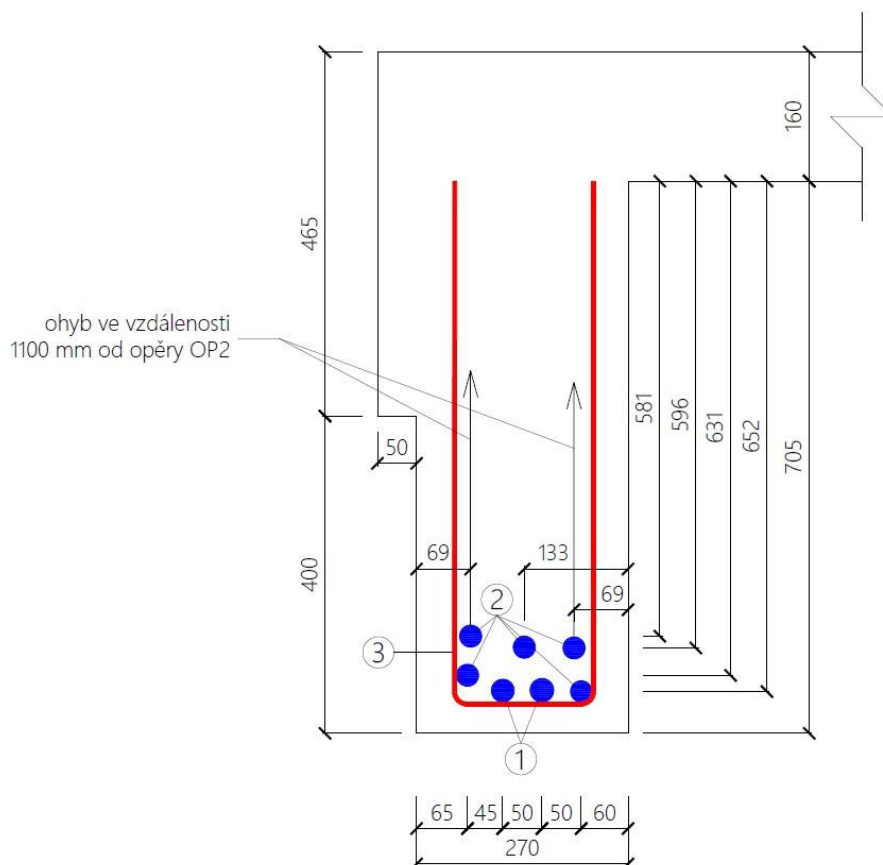
P3.4.1. Popis sond k ověření vyztužení nosné konstrukce

Schéma polohy jednotlivých sond je uvedeno v příloze P2 – poloha sond.

P3.4.1.1. Sonda SVT1

Tabulka 17: Identifikační údaje sondy SVT1

Identifikační údaje	
Označení:	SVT1
Typ konstrukce:	Nosník číslo 1
Poloha:	Přibližně uprostřed rozpětí nosníku číslo 1
Poznámka:	Ověření vyztužení trámu na ohybové účinky, sekané sondě předcházela radarová a profometrická nedestruktivní kontrola vyztužení



Obrázek 37: Schéma vyztužení trámu uprostřed rozpětí

Tabulka 18: Nálezy sondy SVT1

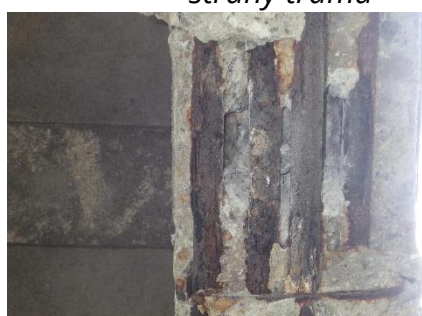
Nálezy sondy k ověření vyztužení		
Hlavní nosná výztuž:	1	Hladká kruhová C 37, 2 x \varnothing 30 mm, krytí 40 mm, výztuž místy značně zkorodována, šupinková koroze hlavní výztuže, rozpad a odpadání krycí vrstvy, krycí vrstva degradována
	2	Hladká kruhová C 37, 5 x \varnothing 28 mm, krytí spodní vrstvy 40 mm, krytí horní vrstvy 95 mm, krajní levý prut spodní vrstvy krytí 60 mm, krajní levý prut horní vrstvy krytí 110 mm, výztuž místy značně zkorodována, šupinková koroze hlavní výztuže, místy oslabení výztuže přibližně 5 %, rozpad a odpadání krycí vrstvy, krycí vrstva degradována
Třmínky:	3	Hladká kruhová C 37, \varnothing 5 mm, krytí 35 mm, výztuž místy značně zkorodována, rozpad a odpadání krycí vrstvy, krycí vrstva degradována
Poznámka:	Krajní pruty horní vrstvy výztuže se ohýbají ve vzdálenosti 1100 mm od opěry OP2	



Obrázek 38: Celkový pohled na sekanou sondu SVT1 z vnitřní strany trámu



Obrázek 39: Celkový pohled na sekanou sondu SVT1 z vnější strany trámu



Obrázek 40: Pohled na spodní líc trámu v místě sekané sondy SVT1



Obrázek 41: Bližší pohled na sekanou sondu SVT1



Obrázek 42: Foto měření krycí vrstvy spodní řady hlavní nosné výztuže, výztuž značně zkorodována



Obrázek 43: Foto měření krycí vrstvy horní řady hlavní nosné výztuže, výztuž značně zkorodována



Obrázek 44: Foto měření průměru hlavní nosné výztuže, výztuž značně zkorodována, šupinková koroze výztuže



Obrázek 45: Foto měření průměru třmínku posuvným měřítkem



Obrázek 46: Detailní foto na šupinkovou korozi výztuže, viditelné oslabení průměru výztuže korozí

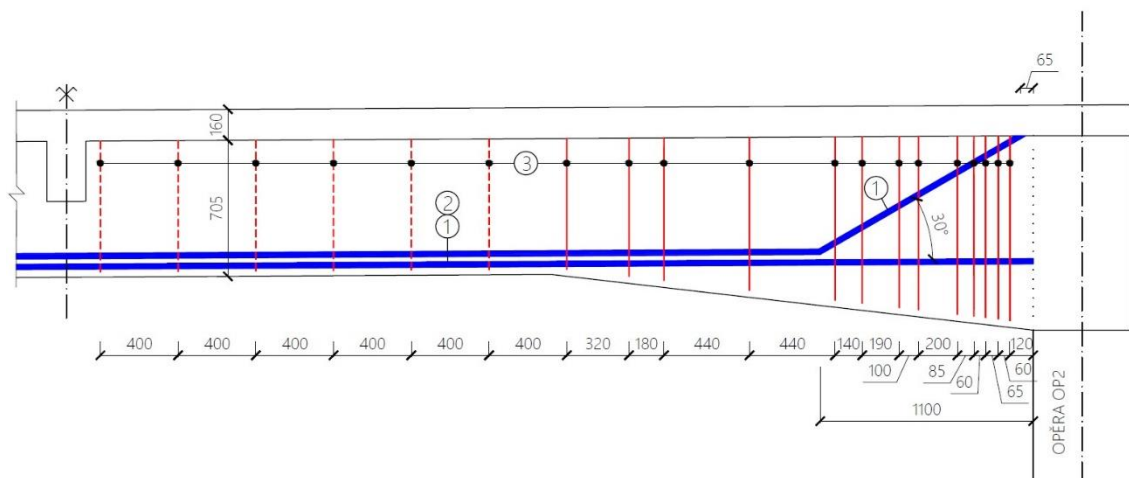


Obrázek 47: Pohled na rozpad a odpadání krycí vrstvy výztuže, beton degradovaný s viditelnými trhlinami korozí

P3.4.1.2. Sonda SVT2

Tabulka 19: Identifikační údaje sondy SVT2

Identifikační údaje	
Označení:	SVT2
Typ konstrukce:	Nosník číslo 1
Poloha:	Přibližně 850 mm od líce opěry OP2
Poznámka:	Ověření vyztužení trámu na smykové účinky, sekané sondě předcházela radarová a profometrická nedestruktivní kontrola vyztužení



Obrázek 48: Schéma vyztužení trámu s rozmístěním třmínek a ohybů hlavní nosné výztuže

Tabulka 20: Nálezy sondy SVT2

Nálezy sondy k ověření vyztužení		
Hlavní nosná výztuž:	1	Hladká kruhová C 37, 2 x ø 30 mm, krytí 40 mm, výztuž místy značně zkorodována, šupinková koroze hlavní výztuže, rozpad a odpadání krycí vrstvy, krycí vrstva degradována
	2	Hladká kruhová C 37, 5 x ø 28 mm, krytí spodní vrstvy 40 mm, krytí horní vrstvy 95 mm, krajní levý prut spodní vrstvy krytí 60 mm, krajní levý prut horní vrstvy krytí 110 mm, výztuž místy značně zkorodována, šupinková koroze hlavní výztuže, místy oslabení výztuže přibližně 5 %, rozpad a odpadání krycí vrstvy, krycí vrstva degradována
Třmínky:	3	Hladká kruhová C 37, ø 5 mm, krytí 35 mm, výztuž místy značně zkorodována, rozpad a odpadání krycí vrstvy, krycí vrstva degradována, staničení třmínek od podpory: 120; 180; 245; 305; 390; 590; 690; 880; 1020; 1460; 1900; 2080; 2400 mm
Poznámka:	Na Obrázku 48 čárkovně naznačeny předpokládané polohy třmínek	



Obrázek 49: Celkový pohled na provedenou sekanou sondu SVT2



Obrázek 50: Foto zaměřování polohy sondy SVT2



Obrázek 51: Foto měření průměru výztuže pomocí posuvného měřítka



Obrázek 52: Foto měření krycí vrstvy ohybu hlavní nosné výztuže

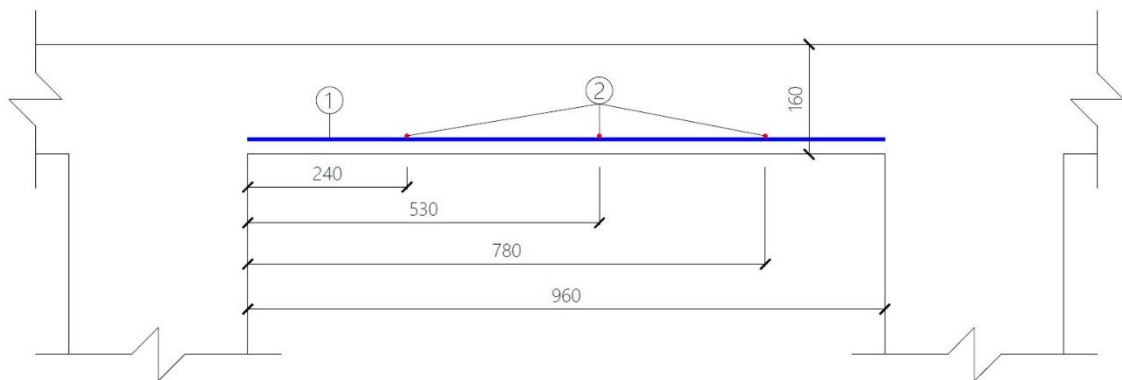


Obrázek 53: Detailní pohled na nalezený ohyb hlavní nosné výztuže v sondě SVT2, nosná výztuž i třmínky s mírnou povrchovou korozí

P3.4.1.3. Sonda SVD1

Tabulka 21: Identifikační údaje sondy SVD1

Identifikační údaje	
Označení:	SVD1
Typ konstrukce:	Deska mezi trámy číslo 2 a číslo 3
Poloha:	Přibližně 2500 mm od líce opěry OP2
Poznámka:	Sekané sondě předcházela radarová a profometrická nedestruktivní kontrola vyztužení



Obrázek 54: Schéma vyztužení desky mezi trámy číslo 2 a číslo 3

Tabulka 22: Nálezy sondy SVD1

Nálezy sondy k ověření vyztužení		
Hlavní nosná vyztuž:	1	Hladká kruhová C 37, 2 x \varnothing 5 mm vedle sebe, krytí 15–20 mm, vyztuže s lokální mírnou povrchovou korozí, rozteče vyztuže: 370; 240; 330; 270; 210; 300 mm
Rozdělovací vyztuž:	2	Hladká kruhová C 37, \varnothing 5 mm, krytí 20–25 mm, vyztuže s lokální mírnou povrchovou korozí, staničení vyztuže od trámy číslo 2 k trámu číslo 3: 240; 530; 780 mm
Poznámka:	Tloušťka desky zjištěna pomocí jádrového vývrtu VD1	



Obrázek 55: Celkový pohled na provedenou sekanou sondu SVD1



Obrázek 56: Bližší pohled na provedenou sekanou sondu SVD1



Obrázek 57: Foto měření průměru výztuže pomocí posuvného měřítka



Obrázek 58: Foto měření krycí vrstvy hlavní nosné výztuže

P3.5. Seznamy

P3.5.1. Seznam tabulek

<i>Tabulka 1: Jádrový vývrt VOP1</i>	4
<i>Tabulka 2: Jádrový vývrt VOP2</i>	6
<i>Tabulka 3: Jádrový vývrt VKP1</i>	7
<i>Tabulka 4: Jádrový vývrt VKP2</i>	8
<i>Tabulka 5: Fyzikálně–mechanické parametry betonu spodní stavby</i>	9
<i>Tabulka 6: Statistické vyhodnocení a zatřívění pevnosti betonu v tlaku spodní stavby</i>	10
<i>Tabulka 7: Naměřené hodnoty a vyhodnocení nedestruktivního měření na spodní stavbě</i>	11
<i>Tabulka 8: Statistické vyhodnocení nedestruktivního měření na spodní stavbě</i> .	12
<i>Tabulka 9: Jádrový vývrt VN1</i>	13
<i>Tabulka 10: Jádrový vývrt VN2</i>	15
<i>Tabulka 11: Jádrový vývrt VD1</i>	16
<i>Tabulka 12: Fyzikálně–mechanické parametry betonu nosné konstrukce</i>	17
<i>Tabulka 13: Statistické vyhodnocení a zatřívění pevnosti betonu v tlaku nosné konstrukce</i>	17
<i>Tabulka 14: Naměřené hodnoty a vyhodnocení nedestruktivního měření na nosné konstrukci</i>	18
<i>Tabulka 15: Statistické vyhodnocení nedestruktivního měření na nosné konstrukci</i>	19
<i>Tabulka 16: Sonda SV1 – skladba vozovky</i>	20
<i>Tabulka 17: Identifikační údaje sondy SVT1</i>	21
<i>Tabulka 18: Nálezy sondy SVT1</i>	22
<i>Tabulka 19: Identifikační údaje sondy SVT2</i>	24
<i>Tabulka 20: Nálezy sondy SVT2</i>	24
<i>Tabulka 21: Identifikační údaje sondy SVD1</i>	26
<i>Tabulka 22: Nálezy sondy SVD1</i>	26

P3.5.2. Seznam obrázků

Obrázek 1: Celkový pohled na místo odběru vývrtnu VOP1	4
Obrázek 2: Detailní foto měření hloubky vývrtnu VOP1	4
Obrázek 3: Detailní foto ostění vývrtnu VOP1	5
Obrázek 4: Laboratorní foto odebraného tělesa z vývrtnu VOP1	5
Obrázek 5: Detail špatně zhutněného betonu na začátku tělesa z vývrtnu VOP1 ...	5
Obrázek 6: Detail hloubky karbonatice tělesa z vývrtnu VOP1	5
Obrázek 7: Celkový pohled na místo odběru vývrtnu VOP2	6
Obrázek 8: Detailní foto měření hloubky vývrtnu VOP2	6
Obrázek 9: Detailní foto ostění vývrtnu VOP2	6
Obrázek 10: Laboratorní foto odebraného tělesa z vývrtnu VOP2	6
Obrázek 11: Celkový pohled na místo odběru vývrtnu VKP1	7
Obrázek 12: Detailní foto měření hloubky vývrtnu VKP1	7
Obrázek 13: Detailní foto ostění vývrtnu VKP1	7
Obrázek 14: Laboratorní foto odebraného tělesa z vývrtnu VKP1	7
Obrázek 15: Celkový pohled na místo odběru vývrtnu VKP2	8
Obrázek 16: Detailní foto měření hloubky vývrtnu VKP2	8
Obrázek 17: Detailní foto ostění vývrtnu VKP2	8
Obrázek 18: Laboratorní foto odebraného tělesa z vývrtnu VKP2	8
Obrázek 19: Celkový pohled na místo odběru vývrtnu VN1	13
Obrázek 20: Detailní foto měření hloubky vývrtnu VN1	13
Obrázek 21: Detailní foto ostění vývrtnu VN1	14
Obrázek 22: Laboratorní foto odebraného tělesa z vývrtnu VN1	14
Obrázek 23: Detail měření hloubky karbonatice tělesa z vývrtnu VN1 – levá strana tělesa	14
Obrázek 24: Detail měření hloubky karbonatice tělesa z vývrtnu VN1 – pravá strana tělesa	14
Obrázek 25: Celkový pohled na místo odběru vývrtnu VN2	15
Obrázek 26: Detailní foto měření hloubky vývrtnu VN2	15
Obrázek 27: Detailní foto ostění vývrtnu VN2	15
Obrázek 28: Laboratorní foto odebraného tělesa z vývrtnu VN2	15
Obrázek 29: Celkový pohled na místo odběru vývrtnu VD1 skrz skladbu vozovky	16
Obrázek 30: Detailní foto měření hloubky vývrtnu VD1	16
Obrázek 31: Detailní foto ostění vývrtnu VD1	16
Obrázek 32: Laboratorní foto odebraného tělesa z vývrtnu VD1	16
Obrázek 33: Celkový pohled na místo provedení sondy SV1	20
Obrázek 34: Detailní foto měření celkové skladby vozovky	20
Obrázek 35: Detailní pohled na jednotlivé vrstvy vozovky	20
Obrázek 36: Foto skladby vozovky	20
Obrázek 37: Schéma vyztužení trámu uprostřed rozpětí	21
Obrázek 38: Celkový pohled na sekanou sondu SVT1 z vnitřní strany trámu	22
Obrázek 39: Celkový pohled na sekanou sondu SVT1 z vnější strany trámu	22

Obrázek 40: Pohled na spodní líc trámu v místě sekané sondy SVT1	22
Obrázek 41: Bližší pohled na sekanou sondu SVT1	22
Obrázek 42: Foto měření krycí vrstvy spodní řady hlavní nosné výztuže, výztuž značně zkorodována	23
Obrázek 43: Foto měření krycí vrstvy horní řady hlavní nosné výztuže, výztuž značně zkorodována	23
Obrázek 44: Foto měření průměru hlavní nosné výztuže, výztuž značně zkorodována, šupinková koroze výztuže.....	23
Obrázek 45: Foto měření průměru třmínku posuvným měřítkem.....	23
Obrázek 46: Detailní foto na šupinkovou korozi výztuže, viditelné oslabení průměru výztuže korozí.....	23
Obrázek 47: Pohled na rozpad a odpadání krycí vrstvy výztuže, beton degradovaný s viditelnými trhlinami.....	23
Obrázek 48: Schéma vyztužení trámu s rozmístěním třmínků a ohybů hlavní nosné výztuže	24
Obrázek 49: Celkový pohled na provedenou sekanou sondu SVT2.....	25
Obrázek 50: Foto zaměřování polohy sondy SVT2.....	25
Obrázek 51: Foto měření průměru výztuže pomocí posuvného měřítka.....	25
Obrázek 52: Foto měření krycí vrstvy ohybu hlavní nosné výztuže	25
Obrázek 53: Detailní pohled na nalezený ohyb hlavní nosné výztuže v sondě SVT2, nosná výztuž i třmínky s mírnou povrchovou korozí.....	25
Obrázek 54: Schéma vyztužení desky mezi trámy číslo 2 a číslo 3	26
Obrázek 55: Celkový pohled na provedenou sekanou sondu SVD1	27
Obrázek 56: Bližší pohled na provedenou sekanou sondu SVD1	27
Obrázek 57: Foto měření průměru výztuže pomocí posuvného měřítka.....	27
Obrázek 58: Foto měření krycí vrstvy hlavní nosné výztuže	27



PŘÍLOHA P4 – PŘEPOČET ZATÍŽITELNOSTI

ANNEX P4 – LOAD CAPACITY CALCULATION

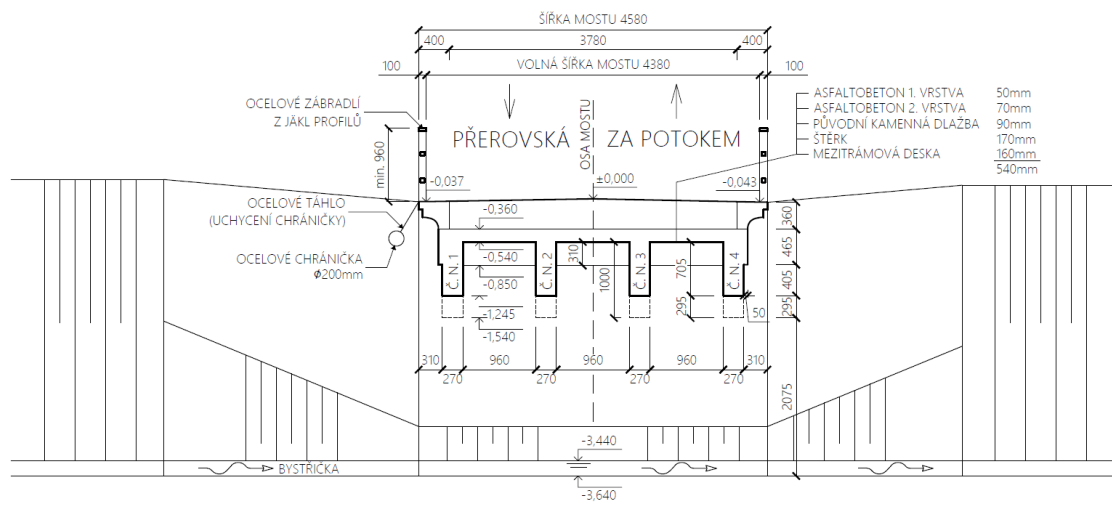
OBSAH

P4.1. Schématické plány mostu ev. č. 204c – M1	4
P4.1.1. Schéma příčného řezu mostu	4
P4.1.2. Schéma podélného řezu mostu	4
P4.2. Geometrie mostu	5
P4.3. Materiály	6
P4.3.1. Beton.....	6
P4.3.2. Výztuž.....	6
P4.4. Výpočtový model mostu	7
P4.5. Stálé zatížení	8
P4.5.1. Vlastní tíha	8
P4.5.2. Ostatní stálé zatížení	8
P4.5.2.1. Římsy	8
P4.5.2.2. Zábradlí	8
P4.5.2.3. Vozovka	9
P4.6. Nahodilé zatížení.....	10
P4.6.1. Normální zatížitelnost	10
P4.6.2. Výhradní zatížitelnost	12
P4.6.3. Výjimečná zatížitelnost.....	13
P4.7. Dynamické účinky zatížení dopravou.....	14
P4.7.1. Dynamické účinky pro normální zatížitelnost.....	15
P4.7.2. Dynamické účinky pro výhradní zatížitelnost	15
P4.7.3. Dynamické účinky pro výjimečnou zatížitelnost.....	15
P4.8. Vnitřní síly – ohybové momenty	16
P4.8.1. Vlastní tíha a ostatní stálé zatížení.....	16
P4.8.2. Normální zatížitelnost	16
P4.8.3. Výhradní zatížitelnost	17
P4.8.4. Výjimečná zatížitelnost.....	18
P4.8.5. Celkový přehled ohybových momentů.....	18
P4.9. Kombinace zatížení – ohybové momenty	19
P4.9.1. Výpočet návrhových ohybových momentů.....	19
P4.9.1.1. Vlastní tíha a ostatní stálé	19

P4.9.1.2. Normální zatížitelnost.....	20
P4.9.1.3. Výhradní zatížitelnost.....	20
P4.9.1.4. Výjimečná zatížitelnost	20
P4.10. Výpočet únosnosti průřezu na namáhání ohybem	21
P4.10.1. Spolupůsobící šířka desky.....	21
P4.10.2. Výpočet únosnosti vnitřního průřezu	23
P4.10.3. Výpočet únosnosti krajního průřezu	24
P4.11. Výpočet zatížitelnosti – namáhání ohybem	25
P4.11.1. Normální zatížitelnost	25
P4.11.2. Výhradní zatížitelnost	25
P4.11.3. Výjimečná zatížitelnost.....	26
P4.12. Vnitřní síly – posouvající síly	27
P4.12.1. Vlastní tíha a ostatní stálé zatížení	27
P4.12.2. Normální zatížitelnost	27
P4.13. Kombinace zatížení – posouvající síly	27
P4.13.1. Vlastní tíha a ostatní stálé	27
P4.13.2. Normální zatížitelnost	27
P4.14. Výpočet únosnosti průřezu na namáhání smykem	28
P4.14.1. Výpočet únosnosti vnitřního průřezu	28
P4.15. Výpočet zatížitelnosti – namáhání smykem	29
P4.15.1. Normální zatížitelnost	29
P4.16. Závěr	30
P4.17. Seznamy	31
P4.17.1. Seznam použitých zkratk a symbolů	31
P4.17.1.1. Latinská abeceda.....	31
P4.17.1.2. Řecká abeceda.....	33
P4.17.2. Seznam tabulek	33
P4.17.3. Seznam obrázků	34

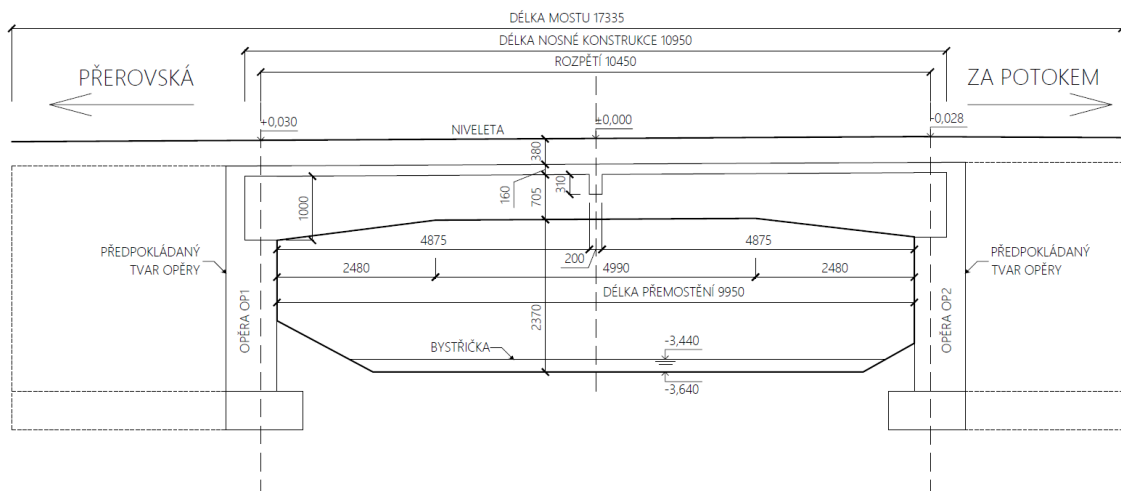
P4.1. Schématické plány mostu ev. č. 204c – M1

P4.1.1. Schéma příčného řezu mostu



Obrázek 1: Schéma příčného řezu mostu

P4.1.2. Schéma podélného řezu mostu



Obrázek 2: Schéma podélného řezu mostu

P4.2. Geometrie mostu

Geometrické rozměry mostu byly získány diagnostickým průzkumem v kombinaci s údaji stanovenými v mostním listu.

Tabulka 1: Geometrické rozměry mostu

Prvek		Značka	Hodnota	Jednotka
Délka nosné konstrukce		l	10,950	[m]
Rozpětí		l_{eff}	10,450	
Mezitrámová deska	Tloušťka	h_d	0,160	
	Šířka	b_d	4,060	
Trámy uprostřed rozpětí	Výška	$h_{t,l/2}$	0,705	
	Šířka	$b_{w,l/2}$	0,270	
Trámy u opěr	Výška	$h_{t,op}$	1,000	
	Šířka	$b_{w,op}$	0,270	
Délka náběhu trámů		$l_{\text{náběh}}$	2,480	
Příčník uprostřed rozpětí	Výška	$h_{p,l/2}$	0,310	
	Šířka	$b_{p,l/2}$	0,200	
Příčníky nad opěrami	Výška	$h_{p,op}$	1,000	
	Šířka	$b_{p,op}$	0,500	

P4.3. Materiály

P4.3.1. Beton

Pevnostní třída betonu byla stanovena diagnostickým průzkumem pomocí jádrových vývrtů a Schmidtova tvrdoměru. Výsledná pevnostní třída betonu nosné konstrukce je C 12/15. Charakteristické vlastnosti betonu C 12/15:

$$f_{ck} = 12 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} = 0,9 [-]$$

$$f_{cm} = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 1,6 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 27 \text{ GPa}$$

$$\varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$$

$$\gamma_M = 1,5 [-]$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = 0,9 * \frac{12}{1,5} = 7,2 \text{ MPa}$$

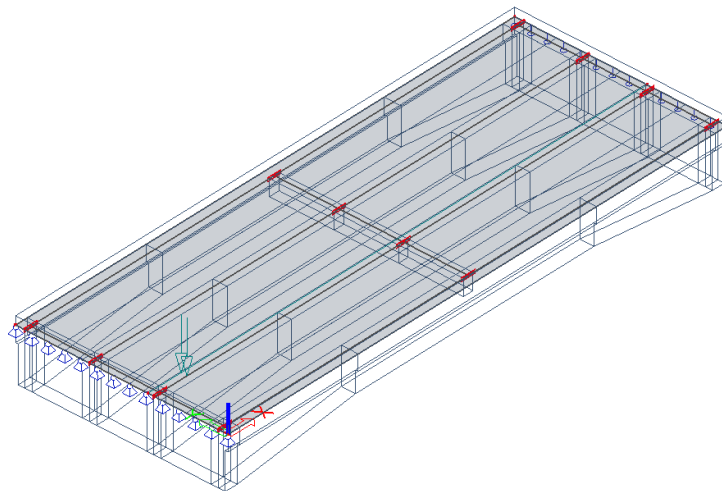
P4.3.2. Výztuž

Diagnostickým průzkumem bylo ověřeno vyztužení nosné konstrukce a její stav. Nalezená výztuž je detailně popsána v příloze P3 – popis a vyhodnocení získaných dat. Druh výztuže byl stanovený odhadem jako C 37. Charakteristické vlastnosti výztuže C 37:

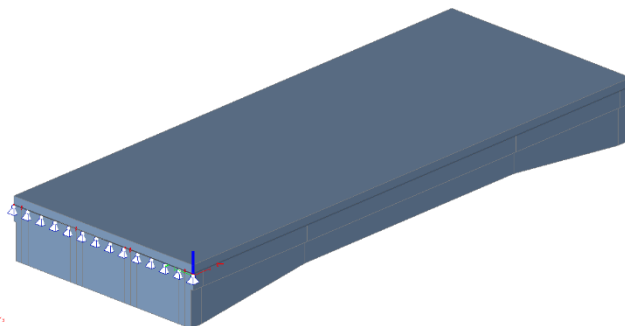
$$f_{yd} = 180 \text{ MPa}$$

P4.4. Výpočtový model mostu

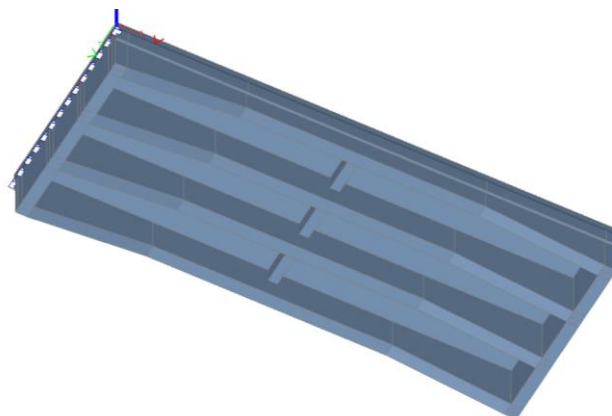
Nosná konstrukce byla vymodelována v programu Scia Engineer 19.1 jako 3D model desky s žebry, který je v příčném směru ztužený příčným příčným uprostřed rozpětí a příčnými umístěnými nad opěrami.



Obrázek 3: Prutový model mostu



Obrázek 4: 3D model mostu, horní axonometrický pohled



Obrázek 5: 3D model mostu, dolní axonometrický pohled

P4.5. Stálé zatížení

P4.5.1. Vlastní tíha

Vlastní tíha byla vygenerována pomocí Scia Engineer 19.1. Pro ověření správné funkčnosti modelu byla vlastní tíha stanovena ručním výpočtem a porovnána s vlastní tíhou, která byla vygenerována programem Scia Engineer 19.1.

P4.5.2. Ostatní stálé zatížení

Do ostatního stálého zatížení patří zatížení mostním svrškem (zatížení vozovkou a římsami) a vybavením mostu (zatížení zábradlím).

P4.5.2.1. Římsy

Zatížení pro římsu na pravé i levé straně je shodné.

$$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$A_{\check{r}} = 0,11 \text{ m}^2 \text{ (stanoveno pomocí AutoCad)}$$

$$b_{\check{r}} = 0,14 \text{ m}$$

$$g_{1,\check{r}} = \frac{A_{\check{r}} * \gamma_c}{b_{\check{r}}} = \frac{0,11 * 25}{0,14} = 19,64 \text{ kN/m}^2$$

P4.5.2.2. Zábradlí

Hmotnost 1 běžného metru zábradlí uvažována jako 0,75 kN/m.

$$g_z = 0,75 \text{ kN/m}$$

$$b_z = 0,14 \text{ m}$$

$$g_{1,z} = \frac{g_z}{b_z} = \frac{0,75}{0,14} = 5,36 \text{ kN/m}^2$$

Z důvodu shodného umístění říms a zábradlí na mostě sečteno zatížení od říms a zábradlí do jednoho souboru.

$$g_{1,\check{r}+z} = g_{1,\check{r}} + g_{1,z} = 19,64 + 5,36 = 25,00 \text{ kN/m}^2$$

P4.5.2.3. Vozovka

$$\gamma_{c,asfaltobeton} = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$h_{1vrstva} = 0,05 \text{ m}$$

$$h_{2vrstva} = 0,07 \text{ m}$$

$$g_{1v} = h_{1vrstva} * \gamma_{c,asfaltobeton} = 0,05 * 22 = 1,10 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{2v} = h_{2vrstva} * \gamma_{c,asfaltobeton} = 0,07 * 22 = 1,54 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_{c,dlažba} = 26 \text{ kN/m}^3$$

$$h_{dlažba} = 0,09 \text{ m}$$

$$g_{dlažba} = h_{dlažba} * \gamma_{c,dlažba} = 0,09 * 26 = 2,34 \text{ kN/m}^2$$

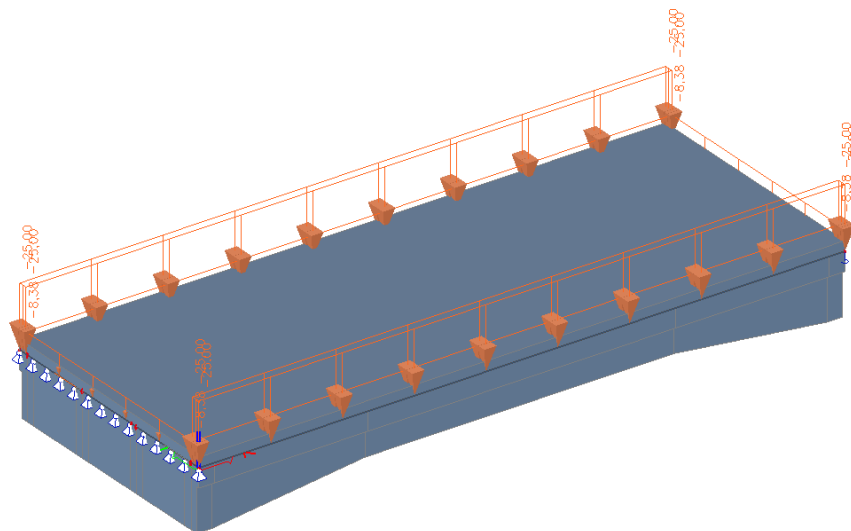
$$\gamma_{c,štěrk} = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$h_{štěrk} = 0,170 \text{ m}$$

$$g_{štěrk} = h_{štěrk} * \gamma_{c,štěrk} = 0,170 * 20 = 3,40 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení jednotlivých vrstev vozovky bylo sečteno do celkového zatížení vozovkou.

$$g_{1,v} = g_{1v} + g_{2v} + g_{dlažba} + g_{štěrk} = 1,10 + 1,54 + 2,34 + 3,40 = 8,38 \text{ kN/m}^2$$

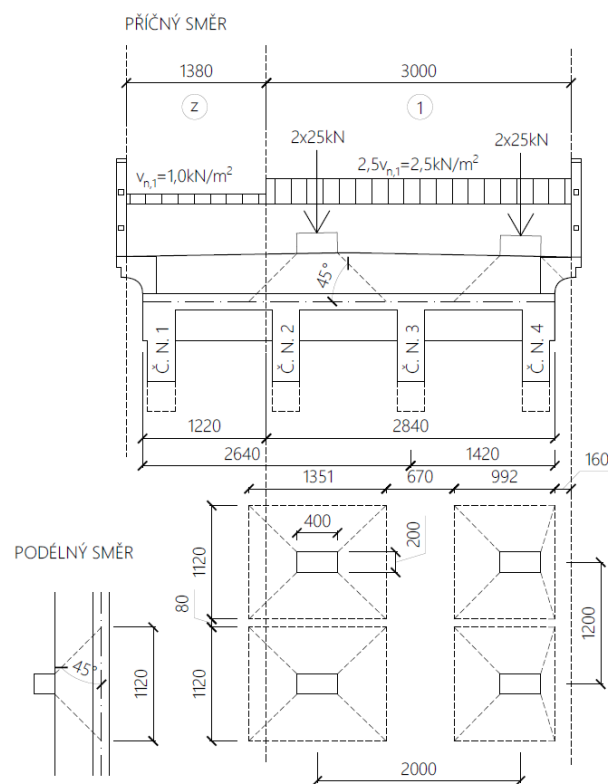


Obrázek 6: Zatížení modelu mostu ostatním stálým zatížením

P4.6. Nahodilé zatížení

Nahodilé zatížení bylo uvažováno podle normy ČSN 73 6222 pro stanovení normální, výhradní a výjimečné zatížitelnosti mostu. Vzhledem k tomu, že šířka zatěžovacího prostoru vozovky mezi zábradlím je 4,380 m, tak byl prostor rozdělen na jeden zatěžovací pruh šířky 3,000 m se zbytkovou šířkou zatěžovacího prostoru 1,380 m.

P4.6.1. Normální zatížitelnost



Obrázek 7: Schéma zatížení pro normální zatížitelnost

Pro stanovení normální zatížitelnosti se konstrukce zatížila dvounápravou $V_{aw,1} = 2 \times 50 \text{ kN}$ (kolo 25 kN) a spojitým rovnoměrným zatížením $2,5 v_{n,1} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ v zatěžovacím pruhu číslo 1. Ve zbytku zatěžovacího prostoru se konstrukce zatížila spojitým rovnoměrným zatížením $v_{n,1} = 1,0 \text{ kN/m}^2$.

Zatížení je roznášeno v podélném i příčném směru pod úhlem 45° do střednicové roviny desky. Přepoččet zatížení na roznášecí plochu:

$$b_{pod} = 1,120 \text{ m}$$

$$b_{př,l} = 1,351 \text{ m}$$

$$b_{př,p} = 0,992 \text{ m}$$

$$b_{n,1} = 2,840 \text{ m}$$

$$b_{n,z} = 1,220 \text{ m}$$

$$b_1 = 3,000 \text{ m}$$

$$b_z = 1,380 \text{ m}$$

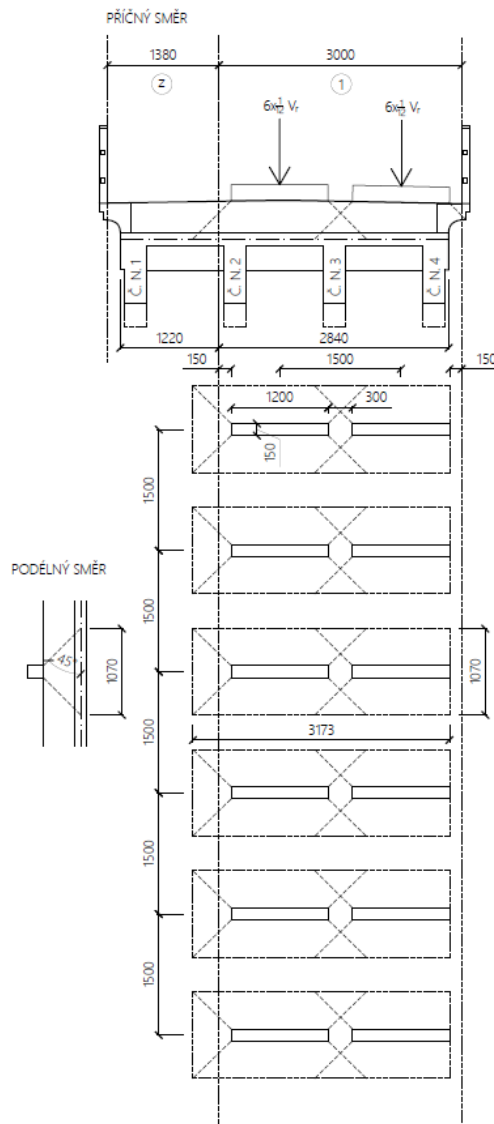
$$V_{aw,l} = \frac{25}{b_{pod} * b_{př,l}} = \frac{25}{1,120 * 1,351} = 16,53 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{aw,p} = \frac{25}{b_{pod} * b_{př,p}} = \frac{25}{1,120 * 0,992} = 22,50 \text{ kN/m}^2$$

$$v_{n,1} = \frac{1,0 * b_z}{b_{n,z}} = \frac{1,0 * 1,380}{1,220} = 1,13 \text{ kN/m}^2$$

$$2,5v_{n,1} = \frac{2,5 * b_1}{b_{n,1}} = \frac{1,0 * 3,000}{2,840} = 2,64 \text{ kN/m}^2$$

P4.6.2. Výhradní zatížitelnost



Obrázek 8: Schéma zatížení pro výhradní zatížitelnost

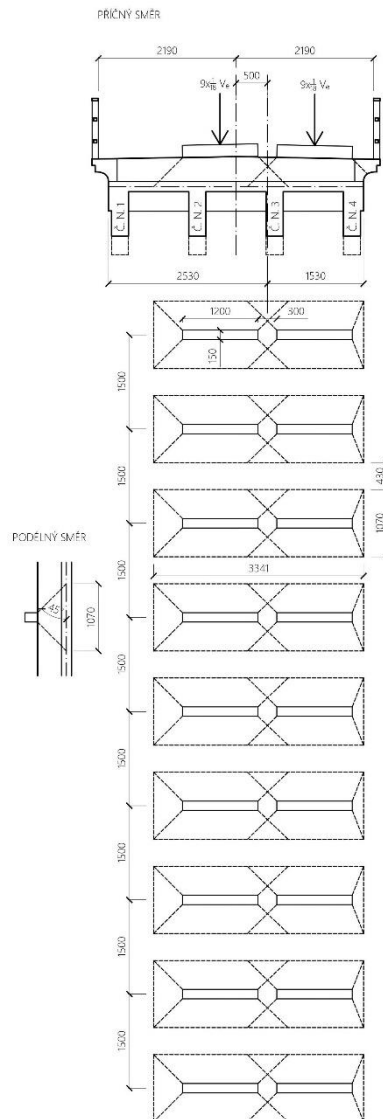
Pro stanovení výhradní zatížitelnosti se konstrukce zatížila jediným šestnápravovým vozidlem. Vozidlo uvažováno jednotkové tíhy $V_r = 1,0$ kN. Zatížení je roznášeno v podélném i příčném směru pod úhlem 45° do střednicové roviny desky. Přepočtení zatížení na roznášecí plochu:

$$b_{pod} = 1,070 \text{ m}$$

$$b_{př} = 3,173 \text{ m}$$

$$V_r = \frac{\frac{1}{6} * 1,0}{b_{pod} * b_{př}} = \frac{\frac{1}{6} * 1,0}{1,070 * 3,173} = 0,049 \text{ kN/m}^2$$

P4.6.3. Výjimečná zatížitelnost



Obrázek 9: Schéma zatížení pro výjimečnou zatížitelnost

Pro stanovení výjimečné zatížitelnosti se konstrukce zatížila jediným devítinápravovým vozidlem. Vozidlo uvažováno jednotkové tíhy $V_e = 1,0 \text{ kN}$. Zatížení je roznášeno v podélném i příčném směru pod úhlem 45° do střednicové roviny desky. Přepočtení zatížení na roznášecí plochu:

$$b_{pod} = 1,070 \text{ m}$$

$$b_{př} = 3,341 \text{ m}$$

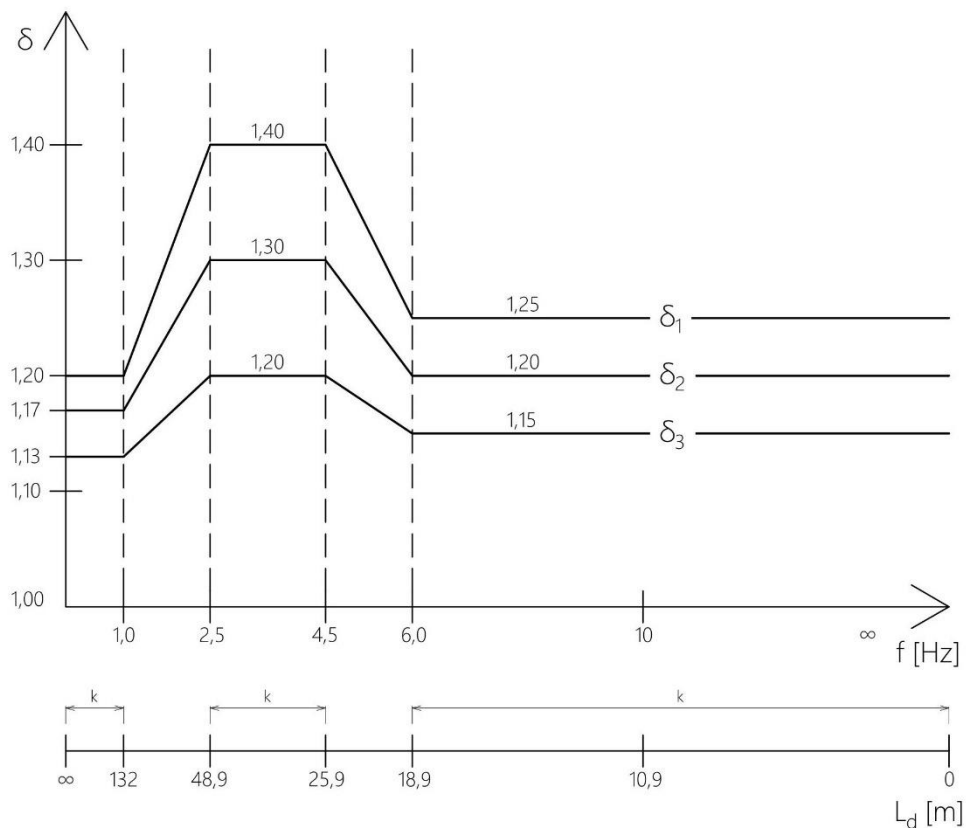
$$V_e = \frac{\frac{1}{9} * 1,0}{b_{pod} * b_{př}} = \frac{\frac{1}{9} * 1,0}{1,070 * 3,341} = 0,031 \text{ kN/m}^2$$

P4.7. Dynamické účinky zatížení dopravou

Dynamické účinky zatížení dopravou se ve výpočtu zohledňují zavedením dynamického součinitele δ , kterým se násobí účinky příslušného statického zatížení. Hodnoty dynamických součinitelů δ_1 , δ_2 a δ_3 se stanovují v závislosti na vlastní frekvenci. Vlastní frekvence se stanoví ze vztahu:

$$f = 90,6 * L_d^{-0,923} = 90,6 * 10,45^{-0,923} = 10,39 \text{ Hz}$$

Náhradní délka L_d je pro prostý nosník v normě ČSN 73 6222 definována jako délka rozpětí mostu. Dynamické účinky se stanoví pomocí obrázku 10.



Obrázek 10: Graf pro stanovení dynamických součinitelů δ

P4.7.1. Dynamické účinky pro normální zatížitelnost

Pro zatížení jedním zatěžovacím pruhem a pruhy Δ_i je dynamický součinitel $\delta = \delta_1 = 1,25$.

P4.7.2. Dynamické účinky pro výhradní zatížitelnost

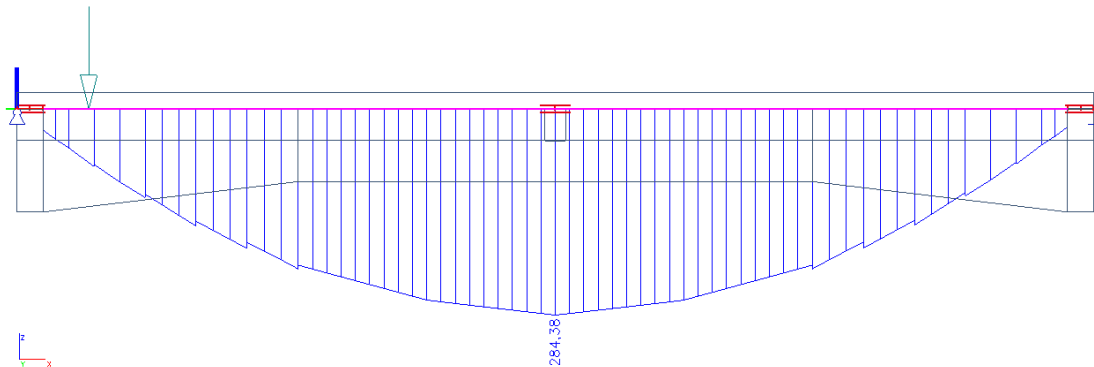
Pro zatížení dvěma, třemi nebo čtyřmi nápravami nebo zatížení celým vozidlem je dynamický součinitel $\delta = \delta_1 = 1,25$.

P4.7.3. Dynamické účinky pro výjimečnou zatížitelnost

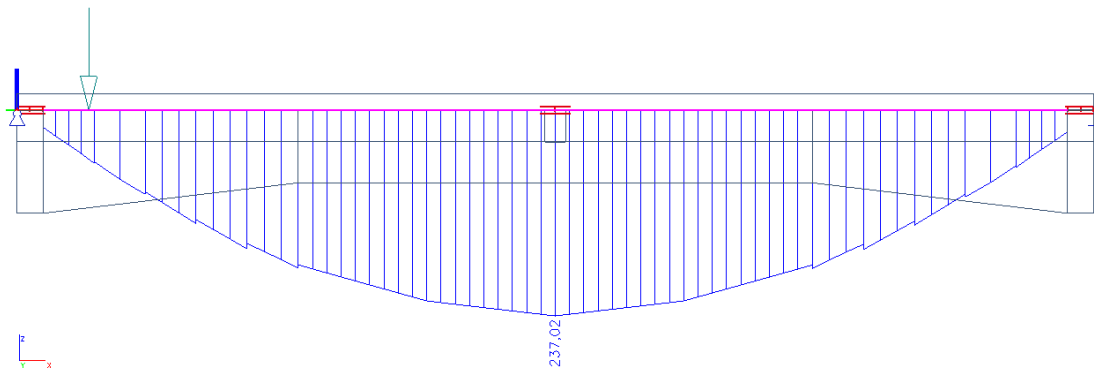
Pro zatížení více nápravami nebo zatížení celou nápravou je dynamický součinitel $\delta = 1,05$.

P4.8. Vnitřní síly – ohybové momenty

P4.8.1. Vlastní tíha a ostatní stálé zatížení

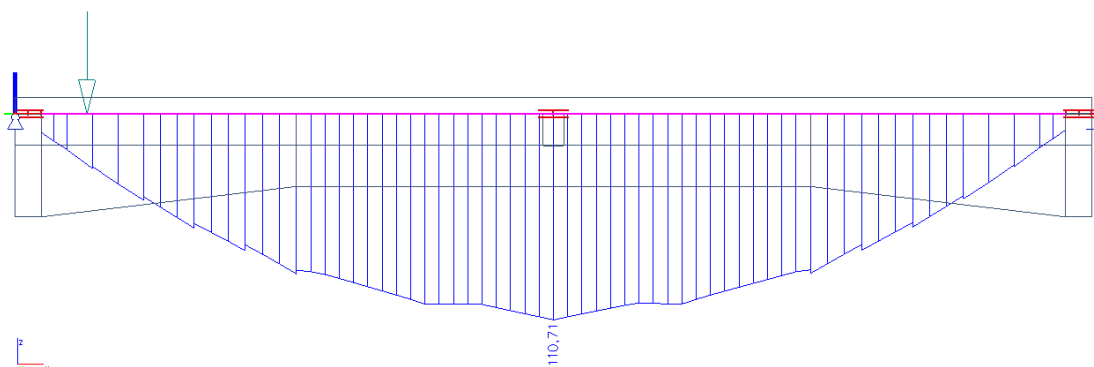


Obrázek 11: Ohybový moment $M_{g,k}$ na vnitřním nosníku od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení

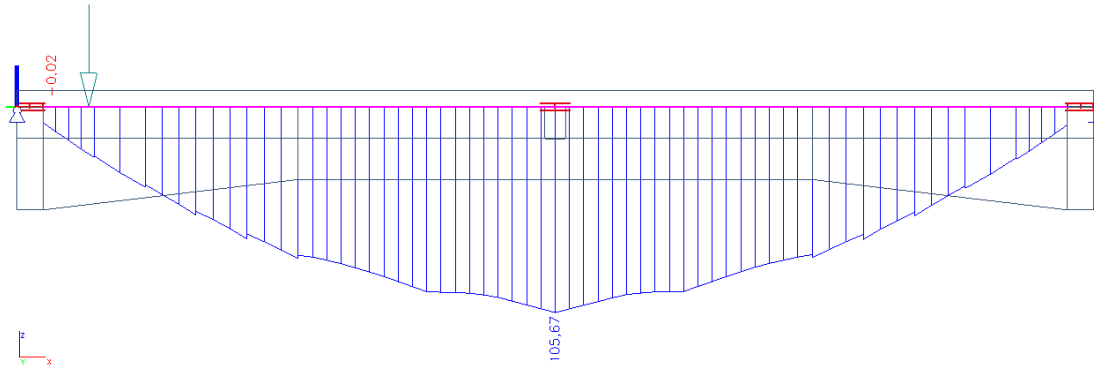


Obrázek 12: Ohybový moment $M_{g,k}$ na krajním nosníku od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení

P4.8.2. Normální zatížitelnost

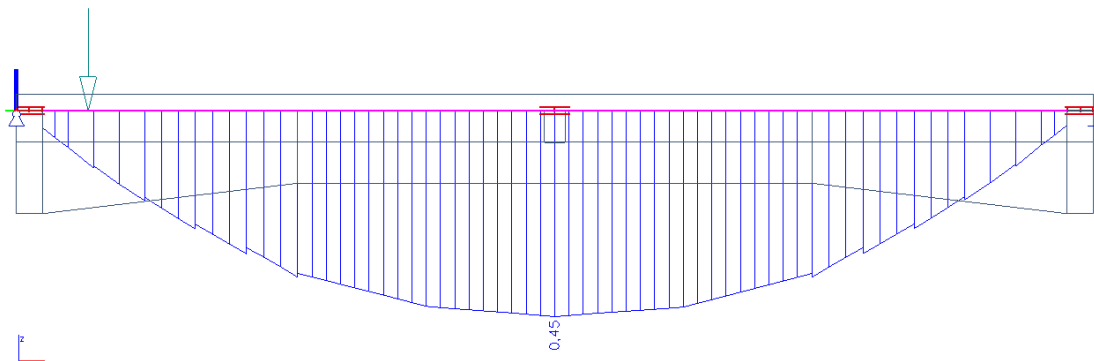


Obrázek 13: Ohybový moment $M_{vn,k}$ na vnitřním nosníku od zatížení pro normální zatížitelnost

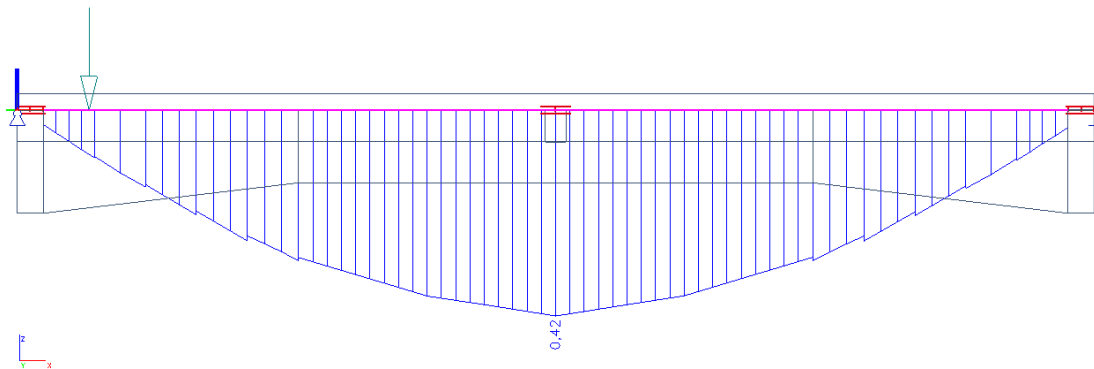


Obrázek 14: Ohybový moment $M_{Vn,k}$ na krajním nosníku od zatížení pro normální zatížitelnost

P4.8.3. Výhradní zatížitelnost

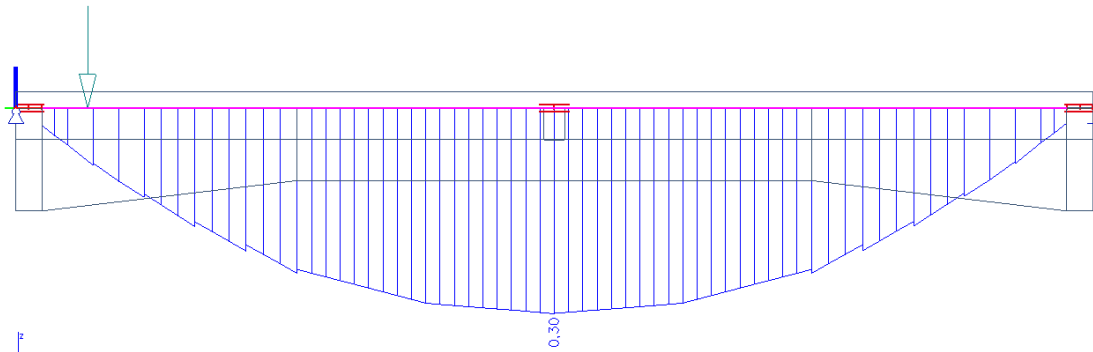


Obrázek 15: Ohybový moment $M_{Vr,k}$ na vnitřním nosníku od zatížení pro výhradní zatížitelnost

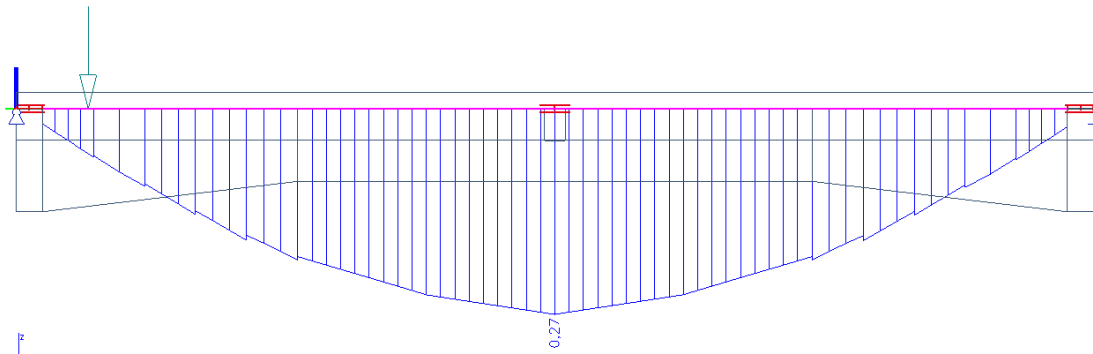


Obrázek 16: Ohybový moment $M_{Vr,k}$ na krajním nosníku od zatížení pro výhradní zatížitelnost

P4.8.4. Výjimečná zatížitelnost



Obrázek 17: Ohybový moment $M_{Ve,k}$ na vnitřním nosníku od zatížení pro výjimečnou zatížitelnost



Obrázek 18: Ohybový moment $M_{Ve,k}$ na krajním nosníku od zatížení pro výjimečnou zatížitelnost

P4.8.5. Celkový přehled ohybových momentů

Tabulka 2: Celkový přehled charakteristických ohybových momentů

Zatížení	Prvek	Charakteristická hodnota momentu
Vlastní tíha a ostatní stálé	Vnitřní nosník	$M_{g,k} = 284,38 \text{ kNm}$
	Krajní nosník	$M_{g,k} = 237,02 \text{ kNm}$
Normální zatížitelnost	Vnitřní nosník	$M_{Vn,k} = 110,71 \text{ kNm}$
	Krajní nosník	$M_{Vn,k} = 105,67 \text{ kNm}$
Výhradní zatížitelnost	Vnitřní nosník	$M_{Vr,k} = 0,45 \text{ kNm}$
	Krajní nosník	$M_{Vr,k} = 0,42 \text{ kNm}$
Výjimečná zatížitelnost	Vnitřní nosník	$M_{Ve,k} = 0,30 \text{ kNm}$
	Krajní nosník	$M_{Ve,k} = 0,27 \text{ kNm}$

P4.9. Kombinace zatížení – ohybové momenty

Návrhové hodnoty zatížení s ohledem na mezní stav únosnosti se stanoví podle normy ČSN EN 1990 kombinačními výrazy 6.10a a 6.10b dle souboru B.

Tabulka 3: Kombinační rovnice

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Hlavní proměnná zatížení	Vedlejší proměnná zatížení	
	Výraz	Nepříznivá		Příznivá	Nejúčinnější
6.10a	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	-	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
6.10b	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	-	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

$$\gamma_{G,sup} = 1,35$$

$$\gamma_{G,inf} = 1,00$$

$$\gamma_Q = 1,35 \quad \text{pro nepříznivé působení zatížení od silniční dopravy}$$

$$\gamma_Q = 1,50 \quad \text{pro ostatní zatížení dopravou a další proměnná zatížení}$$

$$\xi = 0,85$$

$$\psi_{0,1} = 0,75 \quad \text{součinitel kombinace pro stanovení zatížitelnosti}$$

P4.9.1. Výpočet návrhových ohybových momentů

P4.9.1.1. Vlastní tíha a ostatní stálé

Vnitřní nosník:

$$6.10a: M_{g,d} = M_{g,k} * \gamma_G = 284,38 * 1,35 = 383,91 \text{ kNm}$$

$$6.10b: M_{g,d} = M_{g,k} * \gamma_G * \xi = 284,38 * 1,35 * 0,85 = 326,33 \text{ kNm}$$

Krajní nosník:

$$6.10a: M_{g,d} = M_{g,k} * \gamma_G = 237,02 * 1,35 = 319,98 \text{ kNm}$$

$$6.10b: M_{g,d} = M_{g,k} * \gamma_G * \xi = 237,02 * 1,35 * 0,85 = 271,98 \text{ kNm}$$

P4.9.1.2. Normální zatížitelnost

Vnitřní nosník:

$$6.10a: M_{Vn,d} = M_{Vn,k} * \gamma_Q * \delta * \psi_{0,1} = 110,71 * 1,35 * 1,25 * 0,75 = 140,12 \text{ kNm}$$

$$6.10b: M_{Vn,d} = M_{Vn,k} * \gamma_Q * \delta = 110,71 * 1,35 * 1,25 = 186,82 \text{ kNm}$$

Krajní nosník:

$$6.10a: M_{Vn,d} = M_{Vn,k} * \gamma_Q * \delta * \psi_{0,1} = 105,67 * 1,35 * 1,25 * 0,75 = 133,74 \text{ kNm}$$

$$6.10b: M_{Vn,d} = M_{Vn,k} * \gamma_Q * \delta = 105,67 * 1,35 * 1,25 = 178,32 \text{ kNm}$$

P4.9.1.3. Výhradní zatížitelnost

Vnitřní nosník:

$$6.10a: M_{Vr,d} = M_{Vr,k} * \gamma_Q * \delta * \psi_{0,1} = 0,45 * 1,35 * 1,25 * 0,75 = 0,57 \text{ kNm}$$

$$6.10b: M_{Vr,d} = M_{Vr,k} * \gamma_Q * \delta = 0,45 * 1,35 * 1,25 = 0,76 \text{ kNm}$$

Krajní nosník:

$$6.10a: M_{Vr,d} = M_{Vr,k} * \gamma_Q * \delta * \psi_{0,1} = 0,42 * 1,35 * 1,25 * 0,75 = 0,53 \text{ kNm}$$

$$6.10b: M_{Vr,d} = M_{Vr,k} * \gamma_Q * \delta = 0,42 * 1,35 * 1,25 = 0,71 \text{ kNm}$$

P4.9.1.4. Výjimečná zatížitelnost

Vnitřní nosník:

$$6.10a: M_{Ve,d} = M_{Ve,k} * \gamma_Q * \delta * \psi_{0,1} = 0,30 * 1,35 * 1,05 * 0,75 = 0,32 \text{ kNm}$$

$$6.10b: M_{Ve,d} = M_{Ve,k} * \gamma_Q * \delta = 0,30 * 1,35 * 1,05 = 0,43 \text{ kNm}$$

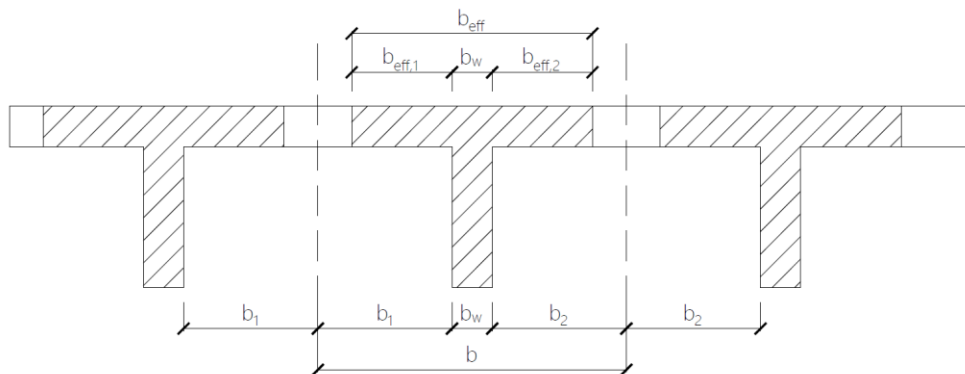
Krajní nosník:

$$6.10a: M_{Ve,d} = M_{Ve,k} * \gamma_Q * \delta * \psi_{0,1} = 0,27 * 1,35 * 1,05 * 0,75 = 0,29 \text{ kNm}$$

$$6.10b: M_{Ve,d} = M_{Ve,k} * \gamma_Q * \delta = 0,27 * 1,35 * 1,05 = 0,38 \text{ kNm}$$

P4.10. Výpočet únosnosti průřezu na namáhání ohybem

P4.10.1. Spolupůsobící šířka desky



Obrázek 19: Schéma pro určení spolupůsobící šířky

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$$

$$b_{eff,i} = 0,2 * b_i + 0,1 * l_o \leq 0,2 * l_o$$

$$b_{eff,i} \leq b_i$$

kde l_o vzdálenost průřezu s nulovými ohybovými momenty

Spolupůsobící šířka vnitřního průřezu:

$$l_o = l_{eff} = 10,450 \text{ m}$$

$$b_w = 0,270 \text{ m}$$

$$b_{i,vnitřní} = 0,480 \text{ m}$$

$$b = 1,230 \text{ m}$$

$$b_{eff,1} = 0,2 * 0,480 + 0,1 * 10,450 = 1,141 \text{ m} < 0,2 * 10,450 = 2,090 \text{ m}$$

$$b_{eff,1} = 1,141 \text{ m} > b_{i,vnitřní} = 0,480 \text{ m} \Rightarrow b_{eff,1} = b_{i,vnitřní} = 0,480 \text{ m}$$

$$b_{eff,2} = b_{eff,1} = 0,480 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0,480 + 0,480 + 0,270 = 1,230 \text{ m} \leq b = 1,230 \text{ m}$$

Spolupůsobící šířka vnitřního průřezu:

$$l_o = l_{eff} = 10,450 \text{ m}$$

$$b_w = 0,270 \text{ m}$$

$$b_{i,vnitřní} = 0,480 \text{ m}$$

$$b_{i,vnější} = 0,050 \text{ m}$$

$$b = 0,800 \text{ m}$$

$$b_{eff,1} = 0,2 * 0,480 + 0,1 * 10,450 = 1,141 \text{ m} < 0,2 * 10,450 = 2,090 \text{ m}$$

$$b_{eff,1} = 1,141 \text{ m} > b_{i,vnitřní} = 0,480 \text{ m} \Rightarrow b_{eff,1} = b_{i,vnitřní} = 0,480 \text{ m}$$

$$b_{eff,2} = 0,2 * 0,05 + 0,1 * 10,450 = 1,055 \text{ m} < 0,2 + 10,450 = 2,090 \text{ m}$$

$$b_{eff,2} = 1,055 \text{ m} > b_{i,vnější} = 0,05 \text{ m} \Rightarrow b_{eff,2} = b_{i,vnější} = 0,05 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0,480 + 0,05 + 0,270 = 0,800 \text{ m} \leq b = 0,800 \text{ m}$$

P4.10.2. Výpočet únosnosti vnitřního průřezu

Výpočet únosnosti průřezu vychází z podmínky rovnováhy sil $F_{st} = F_{cc}$.

$$F_{st} = F_{cc}$$

$$F_{st} = A_s * f_{yd}$$

$$F_{cc} = \lambda * x * b_{eff} * f_{cd}$$

$$A_s = 44,03 * 10^{-4} m^2$$

$$f_{yd} = 180 MPa$$

$$\lambda = 0,8$$

$$b_{eff} = 1,230 m$$

$$f_{cd} = 7,2 MPa$$

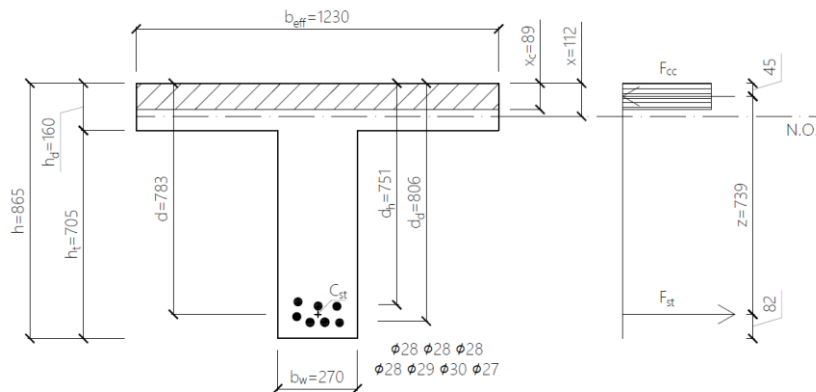
$$x = \frac{A_s * f_{yd}}{\lambda * b_{eff} * f_{cd}} = \frac{44,03 * 10^{-4} * 180}{0,8 * 1,230 * 7,2} = 0,112 m$$

$$x_c = \lambda * x = 0,8 * 0,112 = 0,089 m$$

$$d = 0,783 m \text{ (stanovené pomocí AutoCad)}$$

$$z = d - \frac{x_c}{2} = 0,783 - \frac{0,089}{2} = 0,738 m$$

$$M_{rd} = A_s * f_{yd} * z = 44,03 * 10^{-4} * 180 * 10^3 * 0,738 = 585,09 kNm$$



Obrázek 20: Schéma pro stanovení únosnosti vnitřního průřezu

P4.10.3. Výpočet únosnosti krajního průřezu

Výpočet únosnosti průřezu vychází z podmínky rovnováhy sil $F_{st} = F_{cc}$.

$$F_{st} = F_{cc}$$

$$F_{st} = A_s * f_{yd}$$

$$F_{cc} = \lambda * x * b_{eff} * f_{cd}$$

$$A_s = 44,03 * 10^{-4} m^2$$

$$f_{yd} = 180 MPa$$

$$\lambda = 0,8$$

$$b_{eff} = 0,800 m$$

$$f_{cd} = 7,2 MPa$$

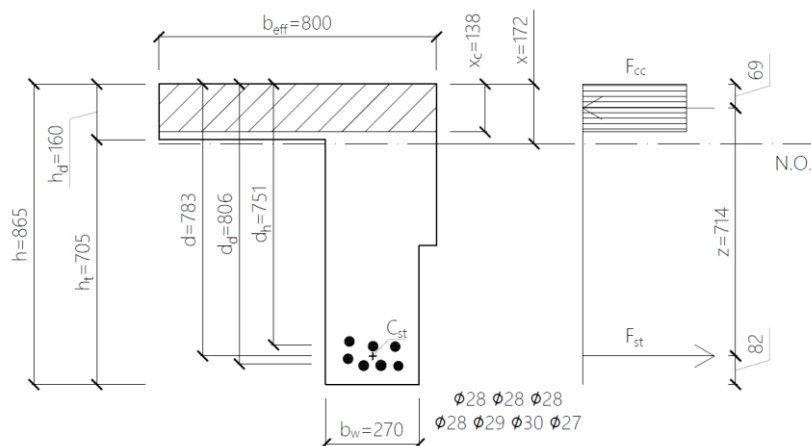
$$x = \frac{A_s * f_{yd}}{\lambda * b_{eff} * f_{cd}} = \frac{44,03 * 10^{-4} * 180}{0,8 * 0,800 * 7,2} = 0,172 m$$

$$x_c = \lambda * x = 0,8 * 0,172 = 0,138 m$$

$$d = 0,783 m \text{ (stanovené pomocí AutoCad)}$$

$$z = d - \frac{x_c}{2} = 0,783 - \frac{0,138}{2} = 0,714 m$$

$$M_{rd} = A_s * f_{yd} * z = 44,03 * 10^{-4} * 180 * 10^3 * 0,714 = 566,03 kNm$$



Obrázek 21: Schéma pro stanovení únosnosti krajního průřezu

P4.11. Výpočet zatížitelnosti – namáhání ohybem

P4.11.1. Normální zatížitelnost

$$v_n = \frac{M_{rd} - M_{g,d}}{M_{Vn,d}} \text{ [kN]}$$

$$V_{aw} = 100 * v_n \text{ [kN]}$$

$$V_{nw} = \frac{4}{3} * V_{aw} \text{ [kN]}$$

$$V_n = \frac{1}{10} * V_{nw} \text{ [t]}$$

Tabulka 4: Výpočet normální zatížitelnosti

Prvek	Výraz	M _{rd} [kNm]	M _{g,d} [kNm]	M _{Vn,d} [kNm]	V _n [kN]	V _{aw} [kN]	V _{nw} [kN]	V _n [t]
Vnitřní trám	6.10a	585,09	383,91	140,12	1,436	143,58	191,44	19,14
	6.10b	585,09	326,33	186,82	1,385	138,51	184,68	18,47
Krajní trám	6.10a	566,03	319,98	133,74	1,840	183,98	245,30	24,53
	6.10b	566,03	271,98	178,32	1,649	164,90	219,87	21,99

P4.11.2. Výhradní zatížitelnost

$$V_{rw} = \frac{M_{rd} - M_{g,d}}{M_{Vr,d}} \text{ [kN]}$$

$$V_r = \frac{1}{10} * V_{rw} \text{ [t]}$$

Tabulka 5: Výpočet výhradní zatížitelnosti

Prvek	Výraz	M _{rd} [kNm]	M _{g,d} [kNm]	M _{Vr,d} [kNm]	V _{rw} [kN]	V _r [t]
Vnitřní trám	6.10a	585,09	383,91	0,57	353,23	35,32
	6.10b	585,09	326,33	0,76	340,76	34,08
Krajní trám	6.10a	566,03	319,98	0,53	462,88	46,29
	6.10b	566,03	271,98	0,71	414,88	41,49

P4.11.3. Výjimečná zatížitelnost

$$V_{ew} = \frac{M_{rd} - M_{g,d}}{M_{Ve,d}} [kN]$$

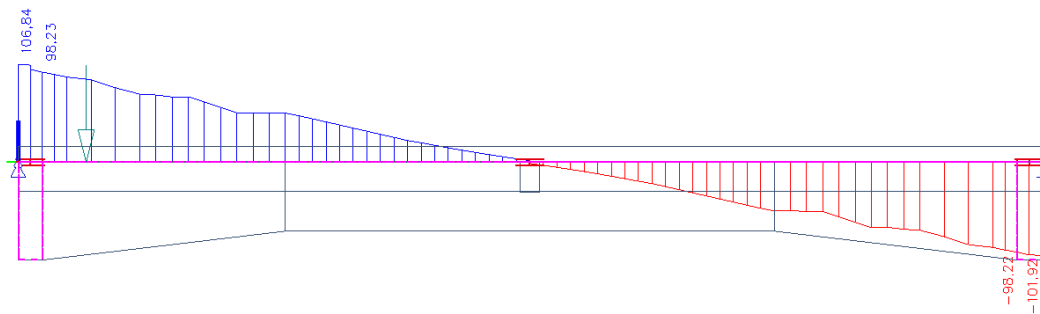
$$V_e = \frac{1}{10} * V_{ew} [t]$$

Tabulka 6: Výpočet výjimečné zatížitelnosti

Prvek	Výraz	M _{rd} [kNm]	M _{g,d} [kNm]	M _{Vr,d} [kNm]	V _{rw} [kN]	V _r [t]
Vnitřní trám	6.10a	585,09	383,91	0,32	630,77	63,08
	6.10b	585,09	326,33	0,43	608,50	60,85
Krajní trám	6.10a	566,03	319,98	0,29	857,19	85,72
	6.10b	566,03	271,98	0,38	768,30	76,83

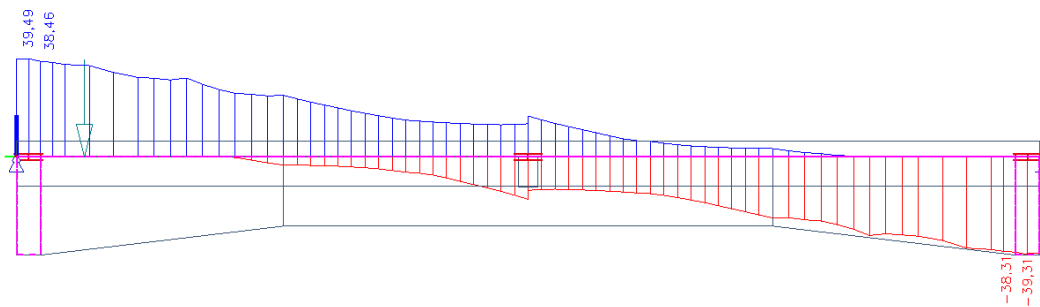
P4.12. Vnitřní síly – posouvající síly

P4.12.1. Vlastní tíha a ostatní stálé zatížení



Obrázek 22: Posouvající síla $V_{g,k}$ na vnitřním nosníku od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení

P4.12.2. Normální zatížitelnost



Obrázek 23: Posouvající síla $V_{Vn,k}$ na vnitřním nosníku od zatížení pro normální zatížitelnost

P4.13. Kombinace zatížení – posouvající síly

P4.13.1. Vlastní tíha a ostatní stálé

Vnitřní nosník:

$$6.10a: V_{g,d} = V_{g,k} * \gamma_G = 98,23 * 1,35 = 132,61 \text{ kNm}$$

$$6.10b: V_{g,d} = V_{g,k} * \gamma_G * \xi = 98,23 * 1,35 * 0,85 = 112,72 \text{ kNm}$$

P4.13.2. Normální zatížitelnost

Vnitřní nosník:

$$6.10a: V_{Vn,d} = V_{Vn,k} * \gamma_Q * \delta * \psi_{0,1} = 38,46 * 1,35 * 1,25 * 0,75 = 48,68 \text{ kNm}$$

$$6.10b: V_{Vn,d} = V_{Vn,k} * \gamma_Q * \delta = 38,46 * 1,35 * 1,25 = 64,90 \text{ kNm}$$

P4.14. Výpočet únosnosti průřezu na namáhání smykem

P4.14.1. Výpočet únosnosti vnitřního průřezu

$$V_{rd} = V_{rd,s} + V_{rd,sb}$$

$$A_{sw,s} = 0,393 * 10^{-4} m^2$$

$$s = 0,115 m$$

$$f_{ywd} = 180 MPa$$

$$d = 1,105 m$$

$$z = 0,9 * d = 0,9 * 1,105 = 0,995 m$$

$$\cot\theta = 1,75$$

$$V_{rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * f_{ywd} * z * \cot\theta = \frac{0,393 * 10^{-4}}{0,115} * 180 * 10^3 * 0,995 * 1,75 = 107,06 kN$$

$$A_{sw,b} = 5,09 * 10^{-4} m^2$$

$$\alpha = 30^\circ$$

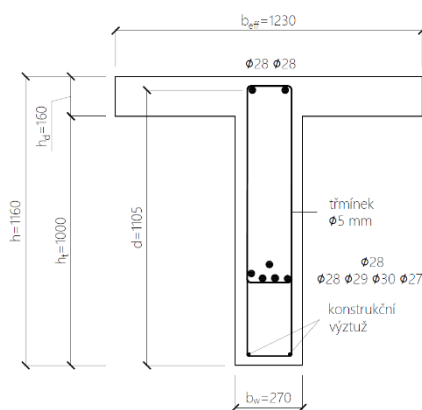
$$\cot\alpha = 1,73$$

$$s_b = 1,100 m$$

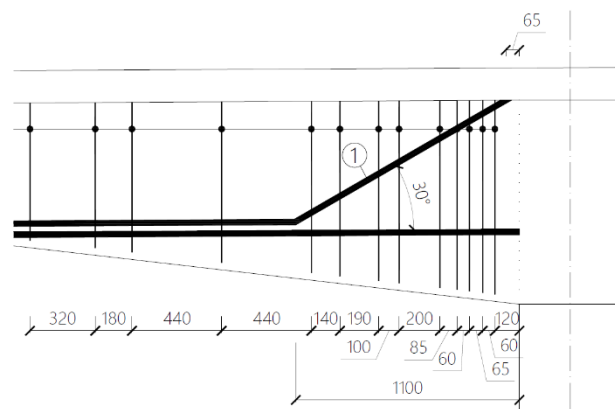
$$V_{rd,sb} = \frac{A_{sw,b} * f_{ywd} * \sin\alpha * z * (\cot\theta + \cot\alpha)}{s_b}$$

$$V_{rd,sb} = \frac{5,09 * 10^{-4} * 180 * 10^3 * \sin(30) * 0,995 * (1,75 + 1,73)}{1,100} = 144,13 kN$$

$$V_{rd} = 107,06 + 144,13 = 251,19 kN$$



Obrázek 24: Schéma pro stanovení únosnosti vnitřního průřezu – příčný řez



Obrázek 25: Schéma pro stanovení únosnosti vnitřního průřezu – podélný řez

P4.15. Výpočet zatížitelnosti – namáhání smykem

P4.15.1. Normální zatížitelnost

$$v_n = \frac{V_{rd} - V_{g,d}}{V_{Vn,d}} [kN]$$

$$V_{aw} = 100 * v_n [kN]$$

$$V_{nw} = \frac{4}{3} * V_{aw} [kN]$$

$$V_n = \frac{1}{10} * V_{nw} [t]$$

Tabulka 7: Výpočet normální zatížitelnosti

Prvek	Výraz	V_{rd} [kN]	$V_{g,d}$ [kN]	$V_{Vn,d}$ [kN]	V_n [kN]	V_{aw} [kN]	V_{nw} [kN]	V_n [t]
Vnitřní trám	6.10a	251,19	132,61	48,68	2,436	243,59	324,79	32,48
	6.10b	251,19	112,72	64,90	2,133	213,35	284,48	28,45

Z předchozích výpočtů vyplývá, že pro stanovení zatížitelnosti je limitujícím prvkem vnitřní trám namáhaný ohybovým momentem. Z tohoto důvodu nebude stanovena výhradní a výjimečná zatížitelnost s ohledem na smykové namáhání, které není limitující pro zatížitelnost konstrukce.

P4.16. Závěr

Výpočet zatížitelnosti byl proveden podrobným statickým výpočtem podle normy ČSN 73 6222. Při výpočtu byly uvažovány skutečné geometrické a materiálové vlastnosti, které byly získány diagnostickým průzkumem. Výsledná normální zatížitelnost V_n je 18,00 tun, výhradní zatížitelnost V_r je 34,00 tun a výjimečná zatížitelnost V_e je 60,00 tun.

P4.17. Seznamy

P4.17.1. Seznam použitých zkratk a symbolů

P4.17.1.1. Latinská abeceda

A	průřezová plocha betonu
A_s	průřezová plocha betonářské výztuže
A_{sw}	průřezová plocha třmínků
$A_{sw,b}$	průřezová plocha ohybů
b	zatěžovací šířka
b_1	šířka zatěžovacího pruhu číslo 1
b_{eff}	efektivní šířka průřezu
$b_{n,1}$	šířka nosné konstrukce pod zatěžovacím pruhem číslo 1
$b_{n,z}$	šířka nosné konstrukce pod zbytkem zatěžovacího prostoru
b_{pod}	šířka podélného roznosu
$b_{př}$	šířka příčného roznosu
b_w	šířka trámu
b_z	šířka zbytku zatěžovacího prostoru
d	účinná výška průřezu
E_{cm}	sečnový modul pružnosti betonu
f	vlastní frekvence
F_{cc}	síla v tlačené části betonu
f_{cd}	návrhová pevnost betonu v tlaku
f_{ck}	charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku
f_{cm}	průměrná hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku
f_{ctm}	průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tlaku
F_{st}	síla v tažené výztuži
f_{yd}	návrhová mez kluzu betonářské výztuže
f_{ywd}	návrhová mez kluzu betonářské smykové výztuže
g	charakteristická hodnota zatížení

h	výška
L_d	náhradní délka
$l_0=l_{eff}$	rozpětí mostu
M_k	charakteristický ohybový moment
M_d	návrhový ohybový moment
M_{rd}	moment na mezi únosnosti
s	podélná vzdálenost třmínků
s_b	délka ohybu
V_{aw}	tíha na dvounápravu, plošné zatížení od dvounápravy
V_d	návrhová posouvající síla
V_e	výjimečná zatížitelnost
V_{ew}	tíha vozidla výjimečné zatížitelnosti, plošné zatížení výjimečné zatížitelnosti
V_k	charakteristická posouvající síla
v_n	rovnoměrné zatížení pro normální zatížitelnost
V_n	normální zatížitelnost
V_{nw}	tíha vozidla normální zatížitelnosti
V_r	výhradní zatížitelnost
V_{rd}	celková únosnost betonového průřezu ve smyku
$V_{rd,s}$	únosnost betonového průřezu ve smyku vyztuženého třmínky
$V_{rd,sb}$	únosnost betonového průřezu ve smyku vyztuženého ohyby
V_{rw}	tíha vozidla výhradní zatížitelnosti, plošné zatížení výhradní zatížitelnosti
x	poloha neutrální osy
x_c	výška tlačené oblasti betonu
z	rameno vnitřních sil

P4.17.1.2. Řecká abeceda

α	úhel
α_{cc}	součinitel vlastností prostého betonu
γ_c	objemová hmotnost materiálu
γ_G	součinitel stálého zatížení
γ_M	součinitel vlastnosti materiálu
γ_Q	součinitel proměnného zatížení
δ	dynamický součinitel
ϵ_{cu}	mezní poměrné stlačení betonu
θ	úhel
λ	redukční součinitel
ξ	součinitel kombinace zatížení
ψ_0	součinitel kombinace pro stanovení zatížitelnosti

P4.17.2. Seznam tabulek

<i>Tabulka 1: Geometrické rozměry mostu</i>	<i>5</i>
<i>Tabulka 2: Celkový přehled charakteristických ohybových momentů.....</i>	<i>18</i>
<i>Tabulka 3: Kombinační rovnice</i>	<i>19</i>
<i>Tabulka 4: Výpočet normální zatížitelnosti</i>	<i>25</i>
<i>Tabulka 5: Výpočet výhradní zatížitelnosti</i>	<i>25</i>
<i>Tabulka 6: Výpočet výjimečné zatížitelnosti</i>	<i>26</i>
<i>Tabulka 7: Výpočet normální zatížitelnosti</i>	<i>29</i>

P4.17.3. Seznam obrázků

Obrázek 1: Schéma příčného řezu mostu	4
Obrázek 2: Schéma podélného řezu mostu	4
Obrázek 3: Prutový model mostu	7
Obrázek 4: 3D model mostu, horní axonometrický pohled	7
Obrázek 5: 3D model mostu, dolní axonometrický pohled	7
Obrázek 6: Zatížení modelu mostu ostatním stálým zatížením	9
Obrázek 7: Schéma zatížení pro normální zatížitelnost	10
Obrázek 8: Schéma zatížení pro výhradní zatížitelnost	12
Obrázek 9: Schéma zatížení pro výjimečnou zatížitelnost	13
Obrázek 10: Graf pro stanovení dynamických součinitelů δ	14
Obrázek 11: Ohybový moment $M_{g,k}$ na vnitřním nosníku od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení	16
Obrázek 12: Ohybový moment $M_{g,k}$ na krajním nosníku od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení	16
Obrázek 13: Ohybový moment $M_{Vn,k}$ na vnitřním nosníku od zatížení pro normální zatížitelnost	16
Obrázek 14: Ohybový moment $M_{Vn,k}$ na krajním nosníku od zatížení pro normální zatížitelnost	17
Obrázek 15: Ohybový moment $M_{Vr,k}$ na vnitřním nosníku od zatížení pro výhradní zatížitelnost	17
Obrázek 16: Ohybový moment $M_{Vr,k}$ na krajním nosníku od zatížení pro výhradní zatížitelnost	17
Obrázek 17: Ohybový moment $M_{Ve,k}$ na vnitřním nosníku od zatížení pro výjimečnou zatížitelnost	18
Obrázek 18: Ohybový moment $M_{Ve,k}$ na krajním nosníku od zatížení pro výjimečnou zatížitelnost	18
Obrázek 19: Schéma pro určení spolupůsobící šířky	21
Obrázek 20: Schéma pro stanovení únosnosti vnitřního průřezu	23
Obrázek 21: Schéma pro stanovení únosnosti krajního průřezu	24
Obrázek 22: Posouvající síla $V_{g,k}$ na vnitřním nosníku od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení	27
Obrázek 23: Posouvající síla $V_{Vn,k}$ na vnitřním nosníku od zatížení pro normální zatížitelnost	27
Obrázek 24: Schéma pro stanovení únosnosti vnitřního průřezu – příčný řez	28
Obrázek 25: Schéma pro stanovení únosnosti vnitřního průřezu – podélný řez.	28