



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV STAVEBNÍHO ZKUŠEBNICTVÍ

INSTITUTE OF BUILDING TESTING

**DIAGNOSTIKA A HODNOCENÍ PREFABRIKOVANÉ
ŽELEZOBETONOVÉ KONSTRUKCE**

DIAGNOSTICS AND ASSESSMENT OF PREFABRICATED REINFORCED CONCRETE
STRUCTURES

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Robert Kocuba

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

doc. Ing. PETR CIKRLE, Ph.D.

BRNO 2018



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

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

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Student	Bc. Robert Kocuba
Název	Diagnostika a hodnocení prefabrikované železobetonové konstrukce
Vedoucí práce	Ing. Petr Cikrle, Ph.D.
Datum zadání	31. 3. 2017
Datum odevzdání	12. 1. 2018

V Brně dne 31. 3. 2017

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



prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

PODKLADY A LITERATURA

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Úvod a cíle práce.

Zpracování metodiky průzkumu a hodnocení existujících prefabrikovaných železobetonových konstrukcí se zapracováním požadavků norem ČSN ISO 13822 (ČSN 73 0038), ČSN EN 13791 a Technických podmínek pro sanace betonových konstrukcí.

Stručný přehled použitých diagnostických metod.

Prohlídka nosné konstrukce objektu a dokumentace typických poruch.

Předběžné zhodnocení stavu objektu, vytipování kritických míst a zpracování plánu průzkumu.

Provedení zkoušek in situ v rozsahu:

Zjištění vyztužení vybraných prvků - sloupů, průvlaků, stropního panelu.

Zaměření základových patek a stropního panelu.

Asistence při odběru vzorků jádrovým vrtáním.

Zjištění hloubky karbonatace betonu uch objektu.

Laboratorní zkoušky betonu v rozsahu daném plánem průzkumu.

Zpracování a vyhodnocení výsledků zkoušek.

Statický výpočet vybraného kritického prvku nosné konstrukce.

Zhodnocení výsledků průzkumu a návrh opatření pro případnou rekonstrukci.

Závěr.

STRUKTURA DIPLOMOVÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).

2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).



Ing. Petr Cikrle, Ph.D.
Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

Tato diplomová práce se zabývá prohlídkou a stavebně technickým průzkumem železobetonové prefabrikované konstrukce z druhé poloviny 20. století. V teoretické části je provedena rešerše literatury, podkladů a platných norem se zaměřením na výrobu a montáž prefabrikovaných prvků a také na metodiku průzkumu. V praktické části je provedena lokalizace výztuže jednotlivých prvků konstrukce a vlastnosti použitého betonu. Výsledkem práce je zhodnocení stavu konstrukce, statický výpočet stropního panelu a ideový návrh sanace pro případnou rekonstrukci.

Klíčová slova

prefabrikovaná konstrukce, železobeton, diagnostika, pevnost betonu v tlaku, dynamický modul pružnosti, statický modul pružnosti, georadar, profometr

Abstract

This thesis deals with inspection and constructionally technical research of reinforced concrete prefabricated construction from the second half of 20th century. In theoretical part, the research of literature, documents and valid standards is performed, with a focus on production and construction of prefabricated elements and also on the methodology of research. In practical part, the detection of reinforcement of individual elements of the construction and concrete properties is performed. The result of this work is the assessment of the state of the construction, static calculation of the ceiling panel and idea proposal for eventual reconstruction.

Keywords

prefabricated structure, reinforced concrete, diagnostics, compressive strength of concrete, dynamic modulus of elasticity, static modulus of elasticity, georadar, profometr

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP

Bc. Robert Kocuba *Diagnostika a hodnocení prefabrikované železobetonové konstrukce*. Brno, 2018. 112 s., 18 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví. Vedoucí práce doc. Ing. Petr Cikrle, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 12. 1. 2018

Bc. Robert Kocuba

autor práce

Poděkování

Rád bych poděkoval vedoucímu mé diplomové práce doc. Ing. Petru Cikrlovi, Ph.D. za vstřícnost při konzultacích, cenné rady, věcné připomínky, trpělivost a za celkovou pomoc při zpracování diplomové práce. Dále bych rád poděkoval Ing. Petru Žíttovi za účast na konzultacích, cenné rady a věcné připomínky, Ing. Ondřeji Karlovi a pracovníkům centra AdMas za spolupráci během průzkumu. V neposlední řadě chci poděkovat mé rodině, za podporu nejen při zpracování mé diplomové práce, ale také během celého studia. Děkuji i mé snoubence nejen za celkovou podporu, ale i za korekturu mé diplomové práce.

Obsah

1	Úvod	11
1.1	Úvodní část	11
1.2	Metoda zpracování	12
1.3	Cíle práce	13
2	Teoretická část.....	14
2.1	Prefabrikované železobetonové konstrukce	14
2.1.1	Prvky prefabrikované sloupové konstrukce	15
2.1.2	Výroba a montáž železobetonových konstrukcí	17
2.2	Metodika průzkumu prefabrikované železobetonové konstrukce	18
2.2.1	Předběžné hodnocení.....	19
2.2.2	Podrobné hodnocení	19
2.3	Přehled metod použitých v rámci práce.....	21
2.3.1	Diagnostické metody pro lokalizaci výztuže	22
2.3.2	Diagnostické metody pro zjišťování vlastností betonu.....	25
2.4	Vyhodnocované vlastnosti	26
2.4.1	Karbonatace betonu	26
2.4.2	Pevnost betonu v tlaku	27
2.4.3	Dynamický modul pružnosti betonu	29
2.4.4	Statický modul pružnosti betonu	30
3	Prohlídka objektu	32
3.1	Základní informace	32
3.2	Plán průzkumu	34
3.2.1	Patky	35
3.2.2	Sloupy	35

3.2.3	Průvlaky.....	36
3.2.4	Stropní panely.....	37
3.3	Popis objektu.....	37
3.3.1	Patky.....	37
3.3.2	Sloupy.....	39
3.3.3	Průvlaky.....	41
3.3.4	Stropní panely.....	44
4	Lokalizace výztuže.....	48
4.1	Patky.....	49
4.2	Sloupy.....	51
4.3	Průvlaky.....	53
4.4	Stropní panely.....	61
5	Zkoušky betonu.....	65
5.1	Jádrové vývrty.....	65
5.2	Pevnost v tlaku na vývrtech.....	70
5.2.1	Patky.....	71
5.2.2	Sloupy.....	71
5.2.3	Průvlaky.....	72
5.2.4	Stropní panely.....	73
5.3	Dynamický modul pružnosti betonu.....	73
5.3.1	Patky.....	74
5.3.2	Sloupy.....	75
5.3.3	Průvlaky.....	75
5.3.4	Stropní panely.....	76

5.4	Statický modul pružnosti betonu	77
5.4.1	Roztřídění vzorků na základě ultrazvukového měření	77
5.4.2	Stanovení statického modulu pružnosti betonu automatickým měřením.....	80
5.4.3	Ověření statického modulu pružnosti betonu ručním měřením ..	82
5.4.4	Porovnání výsledků	84
6	Celkové zhodnocení objektu	87
6.1	Celkový stav objektu	87
6.1.1	Beton	87
6.1.2	Vyztužení	91
6.1.3	Statický výpočet	97
6.2	Ideový návrh sanace	98
7	Závěr	101
	Seznam použitých zdrojů	103
	Seznam použitých zkratk	107
	Seznam obrázků	108
	Seznam tabulek	111
	Seznam příloh	112

1 Úvod

1.1 Úvodní část

Stavební objekty jsou produkty stavební činnosti a dělíme je dle účelu do čtyř skupin: pozemní stavby, dopravní a podzemní stavby, vodohospodářské stavby a speciální stavby. [12]

Pozemní stavby jsou velice různorodé z mnoha hledisek. Nejčastěji se pozemní stavby rozdělují podle účelu, materiálu nosné konstrukce a podle technologického hlediska. Z hlediska účelu, pro který byl objekt postaven, lze rozdělit pozemní stavby na stavby pro bydlení, občanské stavby, průmyslové stavby a zemědělské stavby. [12]

Diplomová práce řeší aktuální problematiku přestavby pozemních staveb v rámci modernizací a rekonstrukcí. Většinou dochází ke změně účelu používání.

V praktické části se řeší dílčí část posuzování přestavby průmyslové železobetonové prefabrikované konstrukce z druhé poloviny 20. století určené původně k prodeji, opravě a skladování automobilů na multifunkční dům. Část konstrukce zůstane zachována a bude se zde nacházet prodejní plocha a plocha pro služby. Na tuto část bude provedena nadstavba sloužící pro bydlení.

Z důvodu rozhodování zda stávající konstrukci zachovat, nebo nikoliv, musí být stávající konstrukce posouzena nejen z hlediska statiky, ale také z hlediska životnosti. Trvanlivost konstrukce musí být v tomto případě prodloužena o několik desítek let (jako by se jednalo o novostavbu), a proto je kladen velký důraz na poškození konstrukce, degradační procesy, korozi výztuže a korozi betonu.

Dalším hlediskem, podle kterého dělíme konstrukce v pozemních stavbách je dle materiálu, ze kterého je nosná konstrukce. Jedním z nejčastěji používaných materiálů pro pozemní stavby je v současné době železobeton.

Železobetonové konstrukce rozdělujeme také podle způsobu výstavby na monolitické, prefabrikované a spřažené konstrukce. O monolitickou konstrukci se jedná v případě, že konstrukční prvky jsou betonovány na místě do bednění a dohromady tvoří jednolitý nosný celek. Prefabrikované konstrukce jsou sestavené z předem vyrobených prvků tzv. prefabrikátů. Spřažené konstrukce neboli prefa-monolitické jsou konstrukce sestavené z prefabrikátů spřažené s monolitickým betonem. [19]

1.2 Metoda zpracování

V teoretické části je provedena literární rešerše se zaměřením na železobetonové prefabrikované konstrukce. Teoretická část také popisuje průběh zkoušek použitých v praktické části práce.

Praktická část obsahuje fotodokumentaci poruch z prohlídky prefabrikované železobetonové konstrukce z druhé poloviny 20. století. Na vybraném železobetonovém objektu byla provedena lokalizace a identifikace výztuže v jednotlivých prvcích konstrukce. Byla zjištěna míra karbonatace betonu a byly odebrány vývrty, které byly dále zkoušeny v laboratoři. Záznamy z měření a výsledky jsou zpracovány tabelárně.

1.3 Cíle práce

Cíle práce vycházejí ze zadání diplomové práce, která je členěná na teoretickou a praktickou část.

Mezi hlavní cíle teoretické části patří:

- zpracování metodiky průzkumu a hodnocení existujících prefabrikovaných železobetonových konstrukcí se zpracováním norem ČSN ISO 13822 (ČSN 73 0038), ČSN EN 13791 a Technických podmínek pro sanace betonových konstrukcí;
- stručný přehled použitých diagnostických metod.

Mezi hlavní cíle praktické části patří:

- prohlídka nosné konstrukce objektu a dokumentace typických poruch;
- předběžné zhodnocení stavu objektu, vytipování kritických míst a zpracování plánu průzkumu;
- zjištění vyztužení vybraných prvků – sloupů, průvlaků, stropního panelu;
- zaměření základových patek a stropního panelu;
- asistence při odběru vzorků jádrovým vrtáním;
- zjištění hloubky karbonatace betonu uch objektu;
- laboratorní zkoušky betonu v rozsahu daném plánem průzkumu;
- zpracování a vyhodnocení výsledků zkoušek;
- statický výpočet vybraného kritického prvku nosné konstrukce;
- zhodnocení výsledků průzkumu a návrh opatření pro případnou rekonstrukci.

2 Teoretická část

V této kapitole bude provedena rešerše literatury, podkladů a platných norem se zaměřením na železobetonové prefabrikované konstrukce. Dále bude v této kapitole proveden stručný postup všech diagnostických metod, které byly použity v praktické části této práce.

2.1 Prefabrikované železobetonové konstrukce

Prefabrikované konstrukce jsou složeny z předem vyrobených stavebních dílů, které jsou na stavbě vzájemně spojeny ve stycích. Technologie prefabrikovaných konstrukcí je charakteristická průmyslovou výrobou dílců ve výrobnách a jejich následnou dopravou na staveniště. [13]

Nevýhodou těžké železobetonové prefabrikace jsou vyšší dopravní náklady. Na stavbě se provádí poté pouze montáž, pro kterou je potřeba těžká technika. Výhodou prefabrikované konstrukce je možnost urychlení výstavby a menší závislost na klimatických podmínkách při montáži oproti monolitické. [13]

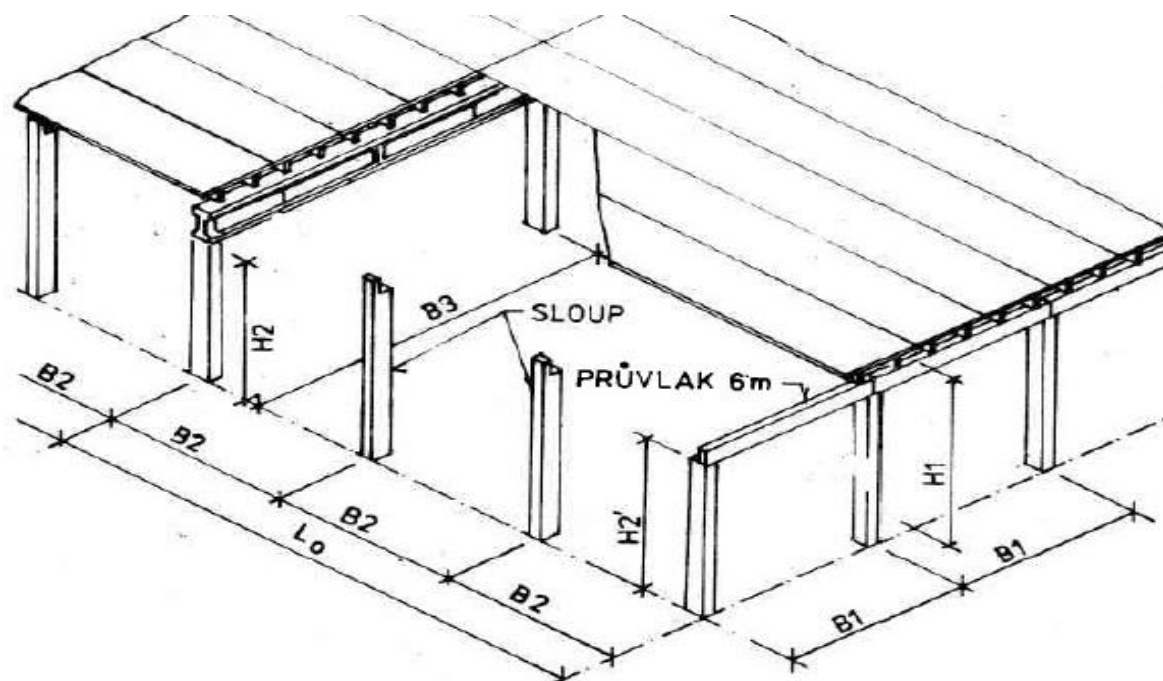
U montovaných konstrukčních systémů záleží na druhu hlavních svislých nosných prvcích. Jedním ze systému montovaných konstrukcí je sloupový systém. Jedná se o systém, kdy hlavní prvky tvoří prefabrikované sloupy, stropní desky a popřípadě průvlaky. [4]

Druhý systém montovaných konstrukcí nazýváme panelový. V tomto případě tvoří hlavní svislé nosné části stěny sestavené z prefabrikovaných plošných prvků (panelů), na kterých jsou přímo osazeny stropní desky (panely). Kombinovaný systém využívá přednosti obou výše uvedených systémů, a to jak z hlediska statiky, tak z hlediska provozních požadavků. [4]

V odborné praxi jsou železobetonové prefabrikované sloupové systémy označovány zpravidla jako „skeletové“. Vzhledem k široké skladebné, funkční a konstrukční variabilitě jsou používány především v občanské výstavbě. [22]

2.1.1 Prvky prefabrikované sloupové konstrukce

Jak můžeme vidět na obrázku 2.1, tvoří nosnou konstrukci prefabrikovaných sloupových konstrukcí svislé prvky (sloupy), vodorovné prvky (průvlaky), ztužidla a stropní desky. [22]



Obr. 2.1: Izometrie haly s roztečí sloupů 6 m [20]

Základy

Hlavní funkci základové konstrukce je přenášet zatížení z vrchní stavby do základového podloží. Při návrhu základové konstrukce je důležitá znalost vlastností základové půdy, její fyzikální a mechanické vlastnosti a také reakce na zatížení vrchní stavbou. [21]

Pro založení objektů s prutovými prvky v nosné konstrukci (skeletů) se nejčastěji používají základové patky. Podle technologie provádění rozlišujeme betonové patky monolitické, nebo montované z prefabrikovaných dílců. [15]

Důležité při zakládání je také styk mezi patkou a sloupem. Pro založení prefabrikovaných sloupů se obvykle navrhuje patky s prohlubní, popřípadě s kalichem. Prohlubně jsou přímo součástí základového bloku, kalichy jsou provedeny nad patkami. [18]

Sloupy

Sloupy přenášejí účinky svislých zatížení, a aby byly schopné zajistit prostorovou stabilitu objektu, je nutné je vzájemně spřáhnout v prostorově působící soustavu. Spřažení sloupů lze dosáhnout vytvořením tužších prvků (průvlaků, trámů) ve stropní konstrukci, popřípadě použitím šikmých prutů nebo stěn. [22]

Sloupy byly většinou železobetonové čtvercového průřezu 500 x 500 mm, popřípadě obdélníkového průřezu o rozměrech 400 x 600 mm, nebo 500 x 600 mm. Základní skladebné parametry byly po 6; 7,2; 9 a 12 metrech. [20]

Průvlaky

Rámové průvlaky mohou být o jednom nebo více polích, mohou být přímé popřípadě ve sklonu. Průvlaky mohou také tvořit rámy s jedním nebo dvěma převislými konci, jak se často používalo u průmyslových objektů. [11]

Průvlaky mají nejčastěji průřez obdélníkový nebo průřez obráceného „T“. V případě průřezu obráceného „T“ slouží spodní ozuby pro uložení stropních dílců. V tomto případě je většina průvlaku skrytá ve stropní konstrukci. Krajní průvlaky mohou mít nesymetrický průřez tvaru písmene „L“. [22]

Stropní panely

Stropní dílce tvoří nejdůležitější část z celé konstrukce sloupového systému. Z toho vyplývá také podstatný vliv stropních dílců na celkovou ekonomii systému.

Podle konstrukčně-tvarového řešení lze stropní dílce rozdělit na dílce plné, dutinové, dílce s vylehčujícími vložkami, žebrové a spřažené ocelobetonové nebo prefamonolitické dílce. [22]

Často používanými jsou stropní dílce žebrové. Žebro je podporující konstrukční prvek pro stropní desku. Přenáší účinky zatížení do podpor. Žebrové stropy se navrhují pro velká užitná zatížení a rozpětí až osm metrů. [9]

2.1.2 Výroba a montáž železobetonových konstrukcí

V současné době zahrnuje prefabrikace celou řadu specializovaných výrobních procesů, které kromě jiného umožňují výrobu vysoce kvalitních betonových a železobetonových výrobků pro různá odvětví stavebnictví. Železobetonové prefabrikáty je možné vyrábět ve výrobních halách, ale také přímo na staveništi. Výrobní prefabrikátů jsou většinou situovány v blízkosti lokalit disponujících potřebnou surovinovou základnou, popřípadě do blízkosti míst se značným odbytem hotových prefabrikátů. [22]

Výroba prefabrikátů je rozdělena do několika provozů, jako jsou skládky materiálů, výrobní betonových směsí a výztužných ocelí, provoz formovací, vytvrzovací a v poslední řadě skládky hotových výrobků. Výroba prefabrikátů musí respektovat funkci jednotlivých dílců v konstrukci. Z důvodu manipulace a montáže jsou transportní prvky zabudované do dílců již při výrobě. Organizace výstavby by měla umožnit montáž dílců přímo z dopravního prostředku a omezit tak skladování a překládání dílců. [16]

Styky montovaných konstrukcí musí odpovídat požadavkům na jejich únosnost a tuhost. V případě prefabrikovaných systémů průvlakových je většinou vyžadováno zmonolitnění konstrukce. Tuhé spojení se provádí ve styku sloupů a průvlaků. V tomto místě se provede napojení vyčnívající výztuže sloupů na průvlak. V případě styku mezi průvlakami jsou styky navrženy jako klouby. Styky průvlaků se obvykle umísťují v poli mimo styk sloupů do oblasti

malých až nulových momentů. Tento styk je zatížen převážně posouvajícími silami. Styk je řešen opačnými ozuby o výšce poloviny průvlaku. Jak můžeme vidět na obrázku 2.2, výztuž je v tomto místě kolmo na ložnou spáru. Trn přenáší vodorovnou posouvající sílu. [16]



Obr. 2.2: Styk „průvlak-průvlak“ v poli v místě nulových ohybových momentů [16]

2.2 Metodika průzkumu prefabrikované železobetonové konstrukce

Vždy se nejprve provede prohlídka objektu a následně je proveden průzkum. Dle normy ČSN ISO 13822 je prohlídka nedestruktivní šetření v místě stavby, které umožňuje stanovit stav konstrukce. Norma dále definuje termín průzkum jako shromažďování a hodnocení informací získaných prohlídkou, prozkoumáním dokumentace a zkouškami. [29]

Před provedením průzkumu musí být nejprve vytvořen plán průzkumu, který se musí nechat odsouhlasit objednatelem. V plánu průzkumu musí být mimo jiné uveden účel průzkumu z hlediska požadavků na její budoucí funkční způsobilost. V závislosti na účelu průzkumu a na specifických okolnostech se dále volí postup průzkumu. Součástí je také spektrum navržených zkušebních metod. [29].

2.2.1 Předběžné hodnocení

Předběžné hodnocení se skládá z několika částí, jako jsou identifikace konstrukce a informace o přístupnosti, informace o existenci původní projektové dokumentace a zjištění informací o předchozích průzkumech. [10]

Následně se provede předběžná prohlídka, jejímž účelem je identifikace konstrukčního systému a možného poškození konstrukce pomocí vizuální prohlídky a jednoduchých nástrojů. Při této prohlídce získáme přehled o vlastnostech povrchu, viditelných deformacích, trhlinách a o korozi. Výsledkem předběžné prohlídky je zatřídění stavu konstrukce podle jejího možného poškození. [29]

Dále se provede předběžné ověření, jehož cílem je identifikovat kritické nedostatky s ohledem na budoucí bezpečnost a použitelnost konstrukce. Na tyto nedostatky je potřeba se zaměřit při dalším hodnocení. [29]

Pokud předběžná prohlídka nebo předběžné ověření ukážou, že je konstrukce v nebezpečném stavu, musí se provést okamžité opatření, popřípadě se provede doporučení pro podrobné hodnocení. Podrobné hodnocení se doporučuje provést, jestliže se vyskytnou nejistoty v zatíženích nebo ve vlastnostech konstrukce.

2.2.2 Podrobné hodnocení

Pokud se vyskytnou nejasnosti, provede se podrobné hodnocení objektu. Součástí podrobného hodnocení je detailní vyhledání a prověření dokumentace jako jsou:

- výkresy, statický výpočet, podrobnosti o změnách;
- předpisy a normy, které byly použity pro výstavbu konstrukce;
- topografie a základové podmínky. [29]

Hlavním cílem je podrobné zdokumentování stavebně technického stavu konstrukce. Během průzkumu se zjišťuje:

- stav konstrukce jako celku – vady,
 - poruchy,
 - prověření konstrukčních detailů,
 - prověření kloubů a uložení;
- vlastnosti betonu – rovnoměrnost betonu,
 - pevnost betonu,
 - modul pružnosti betonu,
 - hutnost betonu,
 - objemová hmotnost betonu,
 - vlhkost betonu,
 - hloubka karbonatace; [24]
- vyztužení – průměr,
 - rozmístění výztuže,
 - míra koroze.

K určení těchto vlastností lze použít metody:

- nedestruktivní – tvrdoměrné metody,
 - ultrazvuková impulzní metoda,
 - rezonanční metoda,
 - radiometrická metoda,
 - radiografická metoda;
- semidestruktivní – jádrové vývrty,
 - odtrhové zkoušky,
 - vrtné nebo brusné metody. [6]

Tyto metody pro stanovení vlastností použitých materiálů jsou uvedeny v odborné literatuře, v praxi se však používají některé metody častěji než ostatní. Pro zjišťování vlastností betonu se nejčastěji z nedestruktivního zkoušení používá tvrdoměrná a ultrazvuková metoda, ze semidestruktivního zkoušení nejčastěji jádrové vývrty. Pro lokalizaci výztuže se nejčastěji používá metoda radaru, elektromagnetických indikátorů výztuže a sekané sondy.

Během podrobného hodnocení také stanovujeme zatížení konstrukce vlivem prostředí. Stanovení účinku zatížení na konstrukci se provede analýzou konstrukce. Únosnost nosných prvků se stanoví s ohledem na účinky zatížení a přihlédne se k degradaci konstrukce. [29]

Ověření existující konstrukce se obvykle provádí za účelem zabezpečení spolehlivosti konstrukce. Při ověřování se používají platné normy, nikoliv normy, které byly platné v době výstavby. Výsledky podrobného průzkumu následně slouží jako podklady pro zpracování projektu rekonstrukce a také pro statické posouzení objektu. [29]

V případě potřeby se provede doplňkový průzkum. Provádí se v případě, že nebyly v průběhu podrobného průzkumu přístupné některé části objektu, anebo v případě, že byly zjištěny nevyhovující či velmi rozdílné hodnoty posuzovaných parametrů. Provede se také, pokud jsou po zahájení stavebních prací objeveny další poruchy, které nemohly být zjištěny během podrobného průzkumu. [10]

2.3 Přehled metod použitých v rámci práce

V této kapitole jsou popsány diagnostické metody a jejich principy, které byly použity v praktické části při průzkumu konstrukce. Během průzkumu bylo postupováno podle návodů od výrobců přístrojů, které byly během průzkumu používány a dále podle platných norem. Pro zjišťování kvality betonu a lokalizaci výztuže byly použity nejmodernější přístroje, jako jsou georadar Hilti PS1000, elektromagnetický indikátor výztuže Profometr PM-630. Pro odběr jádrových vývrtů bylo použito vrtací zařízení Hilti DD-200. Měření těmito přístroji bylo doplněno o cílené sekané sondy.

2.3.1 Diagnostické metody pro lokalizaci výztuže

Georadar

Georadar byl donedávna používán jen zřídka, vzhledem k jeho ceně a velikosti. Dalším problémem v používání této metody bylo vyhodnocení georadarového snímku. Původní georadarové přístroje nebyly určeny pro užití řádovými technikami a také nebyly původně určeny pro zkoumání železobetonových konstrukcí. Právě proto se také metoda georadaru nikdy nestala zcela plnohodnotnou a běžně používanou. [31]

Metoda georadaru je založena na principu vysílání vysokofrekvenčních elektromagnetických impulzů do zkoumaného prostředí, a na následném přijímání jejich odrazů od překážek. Tímto způsobem lze určit nejen polohu ocelových výztuží, ale také dalších případných nehomogenit v prvcích betonové konstrukce. [8]

Přelomem ve využívání georadaru při stavebně technických průzkumech se stal přístroj Hilti PS1000. Nejen konstrukce zařízení, ale také software jsou přímo určeny pro diagnostiku železobetonových konstrukcí. Přístroj má na rozdíl od klasických přístrojů malou sondu, která je určena k pohybu po povrchu konstrukce a je osazena trojicí antén. [31]

Pohybem koleček vozíku sondy je detekován a zaznamenáván její pohyb po povrchu konstrukce. Připojený software pak vytváří na monitoru vykreslení zachycených objektů. Přístroj má hloubku detekce maximálně 300 mm a dokáže lokalizovat výztuž a její hloubku s přesností do 10 mm. [31]

Přístroj lze využít nejen pro jednoduché liniové skeny, ale lze také vytvářet plošné skeny. Ty se vytváří pohybem sondy po předem stanoveném rastru čtvercového tvaru o hraně 600 mm nebo 1200 mm. [31]



Obr. 2.3: Sonda přístroje Hilti PS-1000 s detekovanou výztuží na displeji [7]

Elektromagnetický indikátor výztuže

Dodržení správného vyztužení železobetonové konstrukce je důležité také u konstrukcí, ke kterým se nedochovala projektová dokumentace. K tomuto účelu slouží elektromagnetické indikátory výztuže, které nám poskytnou prvotní informaci o vyztužení prvků. Přednostmi této metody jsou zejména rychlost a jednoduchost kontroly polohy výztuže. [3]

Původně byla metoda založena na magnetických vlastnostech výztuže. V současné době však metoda využívá pulsně – indukční technologii, která má cívky vyhledávací hlavy bez magnetického jádra. Největší výhodou elektromagnetických indikátorů je její čistě nedestruktivní charakter, a navíc nevzniká během měření žádné škodlivé záření [8]

Přístroj Profometr PM-630 je již vybaven moderním dotykovým displejem a umožňuje tak okamžité zobrazení průběhu měření. Výhodou displeje je možnost kontroly postupu měření v reálném čase. Sonda přístroje je integrována a pro pohodlnost při měření ji lze vložit do rámečku se čtyřmi kolečky. [8]

Přístrojem PM-630 lze stanovit množství, polohu a také průměr výztuže jednotlivých prvků železobetonové konstrukce. Dále lze tento přístroj využít při kontrole kvality nově prováděných konstrukcí zejména k ověření, zda byla dodržena tloušťka krycí vrstvy. [8]



Obr. 2.4: Profometr PM-630 s integrovanou sondou od firmy Proceq [7]

Sekané sondy

Sekané sondy se provádí jen v nezbytně nutných případech, a to zejména kvůli omezenosti obou výše uvedených metod. Ani jednou metodou totiž nelze úplně přesně zjistit průměr výztuže. Pro upřesnění se provádí sekané sondy, ze kterých lze také zjistit, o jaký typ výztuže se jedná a také v jaké míře je výztuž zasažena korozí. V místě sekaných sond lze dále zjistit hloubku karbonatce betonu pomocí postříkání roztokem fenolftaleinu. Sekané sondy se provádí pouze u jednoho prvku ze skupiny a vyztužení ostatních prvků se ověřuje pouze nedestruktivně. [7]

2.3.2 Diagnostické metody pro zjišťování vlastností betonu

Vrtané sondy

Vrtané sondy se používají pro odběr vzorků z konstrukce a také pro zjištění vrstev a tloušťky jednotlivých konstrukcí. Vzorek je určité množství materiálu odebraného z konstrukce, který se dále používá pro zjišťování různých vlastností konstrukce. [17]

Při odběru vzorků betonu z konstrukce je nutno zohlednit možné oslabení průřezu, ze kterého se odebírají. S ohledem na statickou funkci se místa odběru vzorků betonu zvolí tak, aby:

- byla podle možnosti rovnoměrně rozdělena na konstrukci a vzorky reprezentovali oblast nejlepší, průměrné a nejhorší jakosti betonu;
- byly z oblasti nevyztuženého popřípadě málo vyztuženého betonu;
- byly odebrány náhodně. [24]

Průměr jádrového vývrtu je závislí na maximální velikosti kameniva. Poměr mezi maximální velikostí kameniva a průměrem jádrového vývrtu by měl být menší než 1:3. Z konstrukce by měly být odebrány minimálně tři vzorky a to tak, aby byl vždy minimálně jeden vzorek z každé oblasti betonu. [38]

U odebraných vzorků je důležité jejich důkladné označení, tak aby byla zcela jasná vazba mezi částí konstrukce, ze které byl vzorek odebrán a následnými výsledky zkoušek na něm provedených. [5]

Odebrané vzorky se musí upravit podle toho, jaká vlastnost bude na vzorku určována. Na vzorcích lze provádět mnoho zkoušek, nejčastěji se však provádí zkouška pevnosti betonu v tlaku. [7]

Stanovení míry karbonatace

Pro stanovení zda je tloušťka vrstvy nezkarbonatovaného betonu dostatečná k zajištění plánované životnosti konstrukce, musí být stanovena celková tloušťka krycí vrstvy a hloubka zasažení karbonatací. [27]

Stanovení hloubky zasažení karbonatací může být provedeno na konstrukci nebo na odebraných úlomcích z konstrukce, popřípadě na jádrových vývrtech. V případě zkoušení na konstrukci musí být provedeno odseknutí betonu, tak aby vznikla dostatečně velká oblast čerstvého betonu. V případě odběrů jádrových vývrtnů musí být minimální nominální průměr vývrtnu 50 mm a musí být co nejrychleji z povrchu odstraněna voda. [27]

Měření se provádí pomocí indikačního roztoku fenolftaleinu. Zmíněný roztok se nastříká na beton a zdravý beton s pH větším než 9 se ihned zbarví červeno-fialovou barvou. Do 30 s od zbarvení se musí provést měření a zaznamenání výsledku. Hloubka zasažení karbonatací je v jakémkoliv bodě vzdálenost vnějšího povrchu betonu od okraje červeno-fialově zbarvené oblasti. [27]

Kopané sondy

Kopané sondy se provádí v případě, že je potřeba provést ověření kvality provedení a popřípadě kontrolu rozměrů u konstrukcí, které jsou schovány pod úroveň terénu. Kopané sondy lze provést dvěma způsoby, a to buď ručně, nebo strojně. [7]

2.4 Vyhodnocované vlastnosti

2.4.1 Karbonatace betonu

Karbonatace betonu je přirozený proces, který vážně poškozuje ocelovou výztuž v železobetonových konstrukcích. Nový beton v bezporuchovém stavu

je alkalický s $\text{pH} = 12,5$ a ocelová výztuž v něm uložená je chráněna proti vnějším vlivům a tím i před korozi. [34]

Problém přichází v případě, že se beton vlivem vnějších vlivů a atmosférických podmínek stane více porézní. Neošetřený betonový povrch má v takovém případě tendenci sát vzdušnou vlhkost do své vnitřní struktury. Oxid uhličitý proniká společně s vlhkostí do betonu a způsobuje karbonataci. V tom případě klesá hodnota pH betonu na méně než 9. [34]

Pokud je krycí vrstva zkarbonatována, je ohrožena ocelová výztuž v betonu. Výztuž vlivem karbonatace přestává být chráněna a dochází k její korozi. Vlivem koroze dochází k rozpínání výztuže a to způsobuje odtržení betonu od výztuže a vznik puklin v betonu. [34]

2.4.2 Pevnost betonu v tlaku

Pevnost betonu v tlaku je nejdůležitější pevností pro hodnocení betonu konstrukce. Dle normy ČSN EN 13791 je pevnost v konstrukčním prvku nebo prefabrikovaném betonovém dílci vyjádřena jako ekvivalentní pevnost normové zkušební krychle nebo válce. Nejčastěji se však zkouší na jádrových vývrtech odebraných z konstrukce. U každého tvaru je předepsaný poměr výšky k šířce. Vzorky nařezané z jádrových vývrtů mají předepsaný poměr 1:1, popřípadě 2:1. Tento poměr stran je velmi důležitý, protože při vyšších poměrech už dochází ke ztrátě stability prvku. [26]

Odebrané jádrové vývrty se musí nejdříve před vložením do lisu opravit, a to nařezáním na požadovanou délku a zabroušením styčných ploch, aby docházelo k co nejmenšímu tření mezi vzorkem a deskami lisu. Po úpravě vzorků se musí zaznamenat jejich parametry. Prvek se poté upne do lisu a zatěžuje se až do úplného vyčerpání pevnosti materiálu. [1]

Po vyčerpání pevnosti materiálu se odečte ze stupnice maximální zatížení, které bylo vyvoláno na zkušební těleso. Pevnost v prostém tlaku se vypočítá z následujícího vztahu:

$$f_c = \frac{F}{A_c}$$

f_c pevnost v tlaku

F maximální zatížení

A_c průřezová plocha tělesa [2]

Pokud je pevnost betonu v tlaku zkoušená na jiném tvaru tělesa než základním, nebo pokud má těleso jiné rozměry než předepsané, je nutné zjištěnou pevnost převést na pevnost betonu v tlaku základního tělesa. Převodní součinitel $K_{c,cube}$ pro tělesa tvaru krychle, o jiné velikosti než základní, se zvolí podle tabulky 2.1. [25]

Tab. 2.1: Převodní součinitel pro tělesa tvaru krychle $K_{c,cube}$ na krychli základního rozměru $d=150\text{mm}$ [44 dle normy ČSN EN 12390-3 ZMĚNA Z1]

Hrana krychle [mm]	Hodnoty součinitele $K_{c,cube}$
100	0,95
150	1,00
200	1,05
300	1,10

Pokud je poměr délky válce k jeho průměru jiný než předepsaný, použije se převodní součinitel $K_{c,cyl}$, který se vypočítá z následujícího vztahu:

$$K_{c,cyl} = 0,80 + \sqrt{\frac{\lambda - 0,933}{26,667}}$$

$K_{c,cyl}$ opravný součinitel

λ poměr délky válce k jeho průměru [25]

Třída použitého betonu se stanoví podle krychelné pevnosti v tlaku. Pokud se pevnost v tlaku zjišťuje na válcích, musí se provést přepoččet na krychelnou pevnost pomocí převodního součinitele $K_{cyl,cube}$. [25]

Hodnoty tohoto součinitele se stanoví experimentálně anebo pomocí tabulky, kterou uvádí norma ČSN EN 12390-3 ZMĚNA Z1. V této tabulce jsou uvedeny převodní součinitele pro běžné válcové pevnosti. Pro mezilehlé hodnoty válcových pevností se musí provést interpolace mezi dvěma nejbližšími hodnotami. [25]

Charakteristická pevnost betonu v tlaku v konstrukci se stanoví dle normy ČSN EN 13791 a to buď postupem „A“ nebo „B“. Postup „A“ se použije v případě, že je k dispozici nejméně 15 vývrtů. V této práci byl použit postup „B“, protože tento postup se používá v případě, že jsou k dispozici 3 až 14 vývrtů. Charakteristická pevnost betonu v tlaku se, dle tohoto postupu, stanoví jako nižší hodnota výsledků vypočítaných z následujících dvou vzorců:

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k$$
$$f_{ck,is} = f_{is,nejmenší} + 4$$

$f_{ck,is}$ charakteristická pevnost betonu v tlaku

$f_{m(n),is}$ průměrná pevnost betonu v tlaku stanovená na n počtech vývrtů

$f_{is,nejmenší}$ nejmenší pevnost zjištěná na vývrtech

k krajní mez závislá na počtu vývrtů n [26]

2.4.3 Dynamický modul pružnosti betonu

Stanovení dynamického modulu pružnosti betonu se provádí pomocí ultrazvukové impulzní metody. Před samotným měřením se musí nejprve zaznamenat rozměry a hmotnost vzorků. Následně se provede stanovení „mrtvého času“ na etalonu, jehož časovou charakteristiku přesně známe. Na vzorcích se provedou minimálně tři měření doby průchodu ultrazvuku v různých místech a z těchto hodnot se stanoví střední hodnota. [14]

Ze střední hodnoty doby průchodu se stanoví rychlost šíření impulzů podélných vln v betonu. Z této rychlosti a zjištěné objemové hmotnosti betonu se vypočte dynamický modul pružnosti betonu podle následujícího vztahu:

$$E_{cu,I} = \rho * v_L^2 * \frac{1}{k^2} * 10^{-6}$$

$E_{cu,I}$ dynamický modul pružnosti

ρ objemová hmotnost materiálu

v_L rychlost šíření ultrazvuku

K koeficient rozměrnosti prostředí [23]

2.4.4 Statický modul pružnosti betonu

Statický modul pružnosti betonu je významná pružnostní charakteristika, která vyjadřuje deformační vlastnosti materiálu. Tato veličina se zjišťuje z deformací, které nastávají při známém zatížení na základě Hookova zákona „Napětí je přímo úměrné poměrnému přetvoření“. [3]

Stanovení statického modulu pružnosti betonu lze stanovit pomocí zkušebního lisu FORM+TEST popřípadě pomocí mechanických tenzometrů typu HM s číselníkovými nebo digitálními úchylkoměry. V obou případech musí být měřící základna co nejdelší, rozhodně nesmí být menší než 2/3 průměru vzorku. [14]

Deformační odezva se sleduje při změně napětí v materiálu zkušebního tělesa ze základního napětí σ_b , které je vždy 0,5 N/mm² na hodnotu horního napětí σ_a , které se vypočítá podle vztahu:

$$\sigma_a = \frac{f_c}{3} [N/mm^2]$$

σ_a horní zatěžovací napětí

f_c aritmetický průměr pevnosti v tlaku srovnávacích těles [37]

Statický modul pružnosti v tlaku E_c se poté vypočítá ze vztahu:

$$E_c = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_a - \sigma_b}{\Delta\varepsilon_a - \Delta\varepsilon_b}$$

σ_a horní zatěžovací napětí

σ_b spodní zatěžovací napětí

$\Delta\varepsilon_a$ průměrné přetvoření při horním zatěžovacím napětí

$\Delta\varepsilon_b$ průměrné přetvoření při spodním zatěžovacím napětí [30]

3 Prohlídka objektu

Praktická část práce se zabývá prohlídkou vybraného železobetonového skeletu. Hlavním cílem prohlídky bylo zdokumentovat všechny poruchy a zjistit základní parametry betonu a výztuže, včetně jejího rozmístění v betonu. Na základě prohlídky bude provedeno celkové zhodnocení stavu konstrukce a ideový návrh sanace.

V průběhu vizuální prohlídky byly zdokumentovány všechny vady sloupů, průvlaků a stropních panelů. Z těchto vad byly vybrány typické vady a na základě toho byly vybrány prvky k podrobnější diagnostice. U těchto prvků byla provedena identifikace výztuže pomocí radaru a Profometru. Byla zjištěna míra karbonatace betonu a byly odebrány vývrty z těchto prvků. Vývrty byly dále zkoušeny v laboratoři za pomoci ultrazvuku a lisu. V příloze 1 můžeme vidět rozmístění vrtaných a kopaných sond.

3.1 Základní informace

Jedná se o dvoupodlažní skelet s půdorysnými rozměry 116x46 m a rastrem sloupů po 6 m. Objekt původně sloužil jako autosalon a mototechna. V části spodního podlaží se nacházelo několik pracovních míst pro opravu automobilů. V druhé části podlaží se pak nacházel sklad. Do budoucna je na objektu plánována nástavba čtyř podlaží pro bydlení a občanskou vybavenost.



Obr. 3.1: Letecký pohled na posuzovaný objekt [7]

Objekt je založen na monolitických železobetonových patkách a nachází se ve svahu. Proto je spodní podlaží částečně zahloubeno a to tak, že jedna strana je zahloubena celá a druhá strana navazuje na okolní terén. Na zahloubené straně spodního podlaží je přístup z okolního terénu do podlaží druhého. Spodní podlaží je tvořeno jako železobetonový prefabrikovaný skelet. Výška podlaží je proměnná od 3 m do 4,3 m.

Na obrázku 3.2 můžeme vidět pohled na nosnou konstrukci spodního podlaží s výškou sloupů 4,3 m. Tato část podlaží sloužila právě jako dílna a lakovna automobilů. Jak můžeme vidět na obrázku, dlouhá strana objektu v této části je přístupná z okolního terénu. Z této strany je zajištěn také přístup do spodního podlaží několika vjezdy. Většina strany je prosklená, a tudíž je zajištěno dostatečně dost denního světla pro tuto část podlaží.



Obr. 3.2: Pohled na nosnou konstrukci části objektu s výškou sloupů 4,3 m [43]

Na obrázku 3.3 můžeme potom vidět pohled na nosnou konstrukci spodního podlaží s výškou sloupů 3 m. V této části podlaží se nacházel sklad náhradních dílů. Tato část objektu je zahloubená celá do svahu a tak zde nenalezneme žádná okna.

Prosvětlení v této části je řešeno pouze umělým osvětlením. Dále je odtud zajištěn přístup do kotelny a strojovny objektu, kde je výška sloupů 4,3 m. Rozdílné výšky sloupů ve spodním podlaží jsou způsobeny různými výškovými úrovněmi podlah jednotlivých částí. Rozdílné výškové úrovně podlah jednotlivých částí jsou ve většině případů řešeny pomocí ramp. Stropní konstrukce je v jedné výškové úrovni v celém podlaží. Horní podlaží je tvořeno ocelovou konstrukcí.



Obr. 3.3: Pohled na nosnou konstrukci části objektu s výškou sloupů 3 m [43]

3.2 Plán průzkumu

Na základě prohlídky bude proveden stavebně technický průzkum objektu. Po prohlídce byl zpracován plán průzkumu. Hlavním cílem průzkumu bude stanovit rozsah poškození jednotlivých částí konstrukce a zjistit vlastnosti použitých materiálů.

3.2.1 Patky

U patek budou provedeny čtyři kopané sondy a to dvě v horní části podlaží a dvě ve spodní části podlaží. Bude také potřeba ověřit rozměry a geometrii, zda jsou shodné s archivní projektovou dokumentací.

Vyztužení

Pomocí nedestruktivních metod bude potřeba ověřit přítomnost:

- dolní výztuže – Profometr;
- výztuže proti protlačení – georadar Hilti, Profometr.

Vlastnosti betonu

Během prohlídky budou odebrány čtyři jádrové vývrty $\varnothing$ 100 mm shora patek.

Na vývrtech budou v laboratoři stanoveny tyto vlastnosti:

- pevnost betonu v tlaku – lis;
- dynamický modul pružnosti betonu – ultrazvuk;
- statický modul pružnosti betonu – FORM+TEST, Hollanovy můstky.

3.2.2 Sloupy

Vyztužení

Pomocí nedestruktivních metod bude potřeba ověřit:

- průměr hlavní výztuže – Profometr, sekané sondy;
- vzdálenost a průměr třmínku – Profometr, sekané sondy.

Bude také určen druh hlavní výztuže pomocí dvaceti sekaných sond, které budou také využity pro stanovení hloubky karbonatace.

Vlastnosti betonu

Během prohlídky budou odebrány čtyři jádrové vývrty $\varnothing$ 75 mm z boku sloupů. Na vývrtech budou v laboratoři stanoveny tyto vlastnosti:

- pevnost betonu v tlaku – lis;
- dynamický modul pružnosti betonu – ultrazvuk.

Hloubka karbonatace bude zjištěna pomocí nastříkání fenolftaleinu v sekaných sondách v místech napojení na stropní konstrukci. Sekané sondy budou na deseti sloupech v horní části podlaží a na deseti sloupech ve spodní části podlaží.

3.2.3 Průvlaky

Vyztužení

U průvlaku bude provedeno ověření vyztužení ve středu průvlaku, u podpory a v místě ozubu. Pomocí nedestruktivních metod bude potřeba ověřit:

- průměry a rozmístění hlavní výztuže – georadar Hilti, Profometr, sekané;
- rozmístění a průměr třmínku – georadar Hilti, Profometr, sekané sondy.

Bude určena míra koroze hlavní výztuže pomocí dvaceti sekaných sond, které budou využity také pro stanovení hloubky karbonatace.

Vlastnosti betonu

Během prohlídky budou odebrány čtyři jádrové vývrty $\varnothing$ 75 mm shora přes skladbu podlahy. Před vrtáním bude určeno rozmístění výztuže. Na vývrtech budou v laboratoři stanoveny tyto vlastnosti:

- pevnost betonu v tlaku – lis;
- dynamický modul pružnosti betonu – ultrazvuk.

Hloubka karbonatace bude zjištěna pomocí nastříkání fenolftaleinu v sekaných sondách na deseti průvlacích v horní části podlaží a na deseti průvlacích ve spodní části podlaží.

3.2.4 Stropní panely

Vyztužení

U stropních panelů bude zjištěno vyztužení podélných žeber, žebírek a desky. Pomocí nedestruktivních metod bude potřeba ověřit:

- průměry a rozmístění hlavní výztuže – georadar Hilti, Profometr;
- rozmístění a průměr třmínku – georadar Hilti, Profometr, sekané sondy.

Vlastnosti betonu

Během prohlídky budou odebrány dva jádrové vývrty $\varnothing$ 50 mm v poli shora přes skladbu podlahy. Před vrtáním bude určeno rozmístění výztuže. Na vývrtech budou v laboratoři stanoveny tyto vlastnosti:

- pevnost betonu v tlaku – lis;
- dynamický modul pružnosti betonu – ultrazvuk.

Hloubka karbonatace bude zjištěna pomocí nastříkání fenolftaleinu v sekaných sondách na deseti místech stropních panelů.

3.3 Popis objektu

Hlavními prvky nosné konstrukce jsou monolitické patky, prefabrikované železobetonové sloupy, průvlaky a žebrové stropní panely.

3.3.1 Patky

Základy objektu tvoří masivní monolitické patky. Patky měli být podle dochované dokumentace železobetonové o půdorysných rozměrech 2x2 m a výšky patek měli být 0,9 m a pod patkou je navržen podkladní beton o výšce 100 mm.

Pro zjištění rozměrů patek byly v průběhu prohlídky zřízeny kopané sondy. Celkem byly během prohlídky provedené kopané sondy ke čtyřem patkám, které byly voleny tak, aby poskytly co nejvíce informací o obou skupinách patek.

Dvě sondy byly provedeny u patek pod sloupy o výšce 4,3 m a další dvě sondy byly provedeny pod sloupy o výšce 3 m. Na obrázku 3.4 můžeme vidět způsob provádění kopaných sond k patkám. Patky byly obnaženy pomocí minibagru Kubota. Po hrubém obnažení patek pomocí minibaru musely být patky dočištěny ručně.



Obr. 3.4: Provádění kopané sondy k patce pod sloupem D10 [43]

Při prohlídce bylo zjištěno, že tvar patky je nerovnoměrný. Již při betonáži patek došlo k nepravdělnému rozlití betonu způsobeného nepřesnými výkopovými pracemi nebo nedostatečným bedněním. Tyto geometrické vady patek nemění jejich rozměry na stranu nebezpečnou. Beton patek je dobře zhutněný, ale na některých patkách se nachází pracovní spára přibližně v polovině výšky.

Půdorysný rozměr patek je proměnný od 2 m do 3 m, kdy při horním povrchu je rozměr větší cca o 0,4 m a směrem k dolnímu povrchu se patky zužují. Výšky patek jsou proměnné od 0,9 m do 1,05 m a výškou podkladního betonu od 100 mm do 160 mm. Některé patky podkladní beton ani nemají.



Obr. 3.5: Pohled na obnaženou patku [43]

3.3.2 Sloupy

Prefabrikované železobetonové sloupy jsou čtvercového průřezu o rozměrech 500x500 mm. Sloupy jsou rozmístěny po šesti metrech od sebe v obou směrech a ve spodním podlaží mají proměnnou výšku. V jedné části podlaží jsou sloupy vysoké 3 m a ve druhé části jsou vysoké 4,3 m. Na sloupech se nejčastěji projevovaly vady způsobené různými nerovnostmi, záteky a chybami při montáži jednotlivých prvků.

Na několika sloupech můžeme vidět místa s opadanou vrstvou betonu. Opadaný beton mají za následek nejpravděpodobněji záteky spojené s nedostatečným krytím výztuže při výrobě. Na většině sloupů je možné vidět křivý povrch, který je způsoben prorýsováním trmínku při horním okraji formy, když byl prvek vyráběn. Tento jev můžeme vidět na obrázku 3.6.



*Obr. 3.6: Pohled na sloupy s
prorýsovanými třmínky [43]*



*Obr. 3.7: Pohled na poškozenou
hlavu sloupu [43]*

Nejkritičtější místo vzniku poškození je hlava sloupů. V tomto místě byla výztuž při výrobě vytažena ven z prvků z důvodu napojení na průvlaky. Po osazení průvlaku se obnažená výztuž zalévala maltou. Na velkém množství sloupů byla však zálivka provedena špatně a z tohoto důvodu není výztuž dostatečně chráněna. Do těchto míst následně zatékala voda a výztuž tak korodovala, jak můžeme vidět na obrázcích 3.8 a 3.9.



*Obr. 3.8: Pohled na sloup
se záteky [43]*



*Obr. 3.9: Pohled na špatně provedenou
zálivku hlavy sloupu [43]*

Dalším kritickým místem poškození sloupů je napojení ocelové výměny dvou průvlaku na krajní sloupy výměny. V tomto místě prochází výztuž sloupů přes ocelovou výměnu. Na obrázku 3.10 můžeme vidět obnaženou výztuž, která je krytá pouze postříkem.



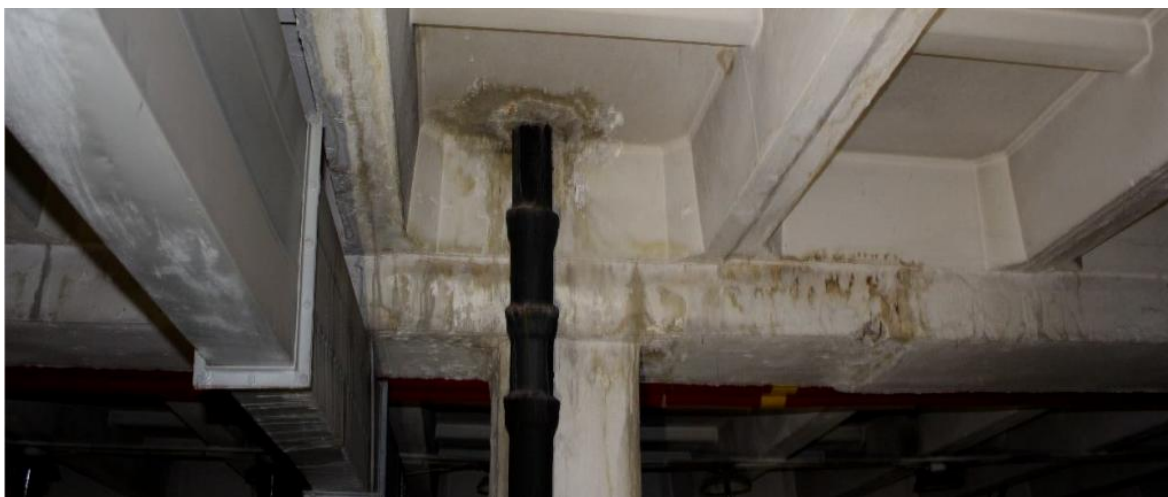
Obr. 3.10: Obnažená výztuž sloupu v místě ocelové výměny průvlaku[43]

Beton sloupů většinou vykazuje malé poškození, v horních částech sloupů je poškození střední. U sloupů v řadě 14, 15, 18 a 19 v části E až H dosahuje beton velkého stupně poškození. Všechny tyto vady byly zdokumentovány a zapsány do přehledné tabulky v příloze 2. Na základě této tabulky byly vytipovány nejčastěji se vyskytující vady. Na některých sloupech již byly zřízeny vysprávký maltou, a proto není možné přesně určit poruchy na těchto sloupech.

3.3.3 Průvlaky

Na sloupech jsou osazeny prefabrikované železobetonové průvlaky, které mají průřez obráceného T, kdy spodní hrana má 600 mm a horní hrana má 400 mm. Výška těchto průvlaku byla naměřená 600 mm. Průvlaky z hlediska statiky působí jako Gerberův nosník. Převislý konec průvlaku je většinou směrem ke svahu. U několika průvlaků jsou klouby umístěné opačně, a to na straně od svahu.

Nejčastěji na průvlacích můžeme vidět různé nerovnosti a geometrické vady ozubů. Ozuby většinou nelícují nebo v nich můžeme vidět zjevné pootočení. Ve většině případů, kde došlo k pootočení ozubů, jsou tato místa vyspravena omítkou, a v této vysprávce jsou viditelné trhliny. Na obrázku 3.11 můžeme vidět typicky nelícující ozub průvlaku, který je vyspraven maltou.



Obr. 3.11: Typicky poškozený průvlak záteky a posunem v ozubu [43]

Nerovnostmi můžeme rozumět většinou prorýsovanou korozi výztuže z důvodu malého krytí. U některých průvlaků můžeme vidět také mírný průhyb. Na několika průvlacích můžeme vidět poměrně rozsáhlou korozi betonu i výztuže. Tato koroze je zřejmě způsobena záteky tak jako tomu je u sloupů. V těchto místech také dochází k odlupování betonu.



Obr. 3.12: Nejvíce poškozený průvlak záteky [43]

Dva průvlaky byly již v minulosti nahrazeny ocelovou výměnou. Přesný důvod nahrazení sloupů ocelovou výměnou není znám. Nejspíše se však jednalo pouze o dispoziční řešení, aby se tak prostor více otevřel pro potřeby autodílny. Jak můžeme vidět na obrázku 3.13, jedná se o masivní svařovaný ocelový profil s výztuhami.

Ocelová výměna je vyrobená z válcovaného I profilu, na kraje I profilu jsou navařeny náběhy a konstrukce pro zakotvení do sloupů. Mezi spodní a horní pásnice I profilu jsou navařeny výztuhy.

Ocelová výměna je ukotvená na nosnou výztuž sloupů pomocí svařené konstrukce s otvory pro výztuž. U vnitřního sloupu ocelová výměna probíhá přes sloup až k místu kloubu. Na konci ocelové výměny je vytvořen ozub pro uložení sousedního prefabrikovaného železobetonového průvlaku.



Obr. 3.13: Ocelová výměna průvlaku [43]

U všech průvlaků byla provedena vizuální prohlídka. Na základě této prohlídky byly vady na průvlacích zapsány do přehledné tabulky v příloze 3. Z těchto vad byly vybrány ty, které se většinou opakují a na základě toho byli vybráni zástupci průvlaků pro podrobnější diagnostiku.

3.3.4 Stropní panely

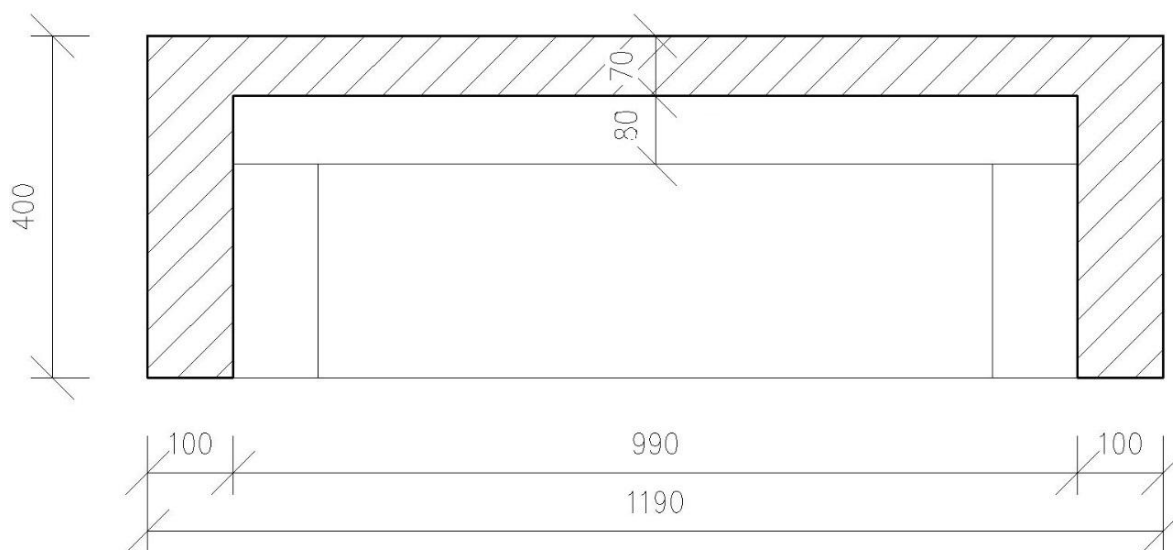
Na průvlacích jsou osazeny žebrové železobetonové nepředpjaté stropní panely, jak můžeme vidět na obrázku 3.14. V pozadí obrázku můžeme vidět, že jedno pole prefabrikované železobetonové konstrukce je nahrazeno monolitickou železobetonovou dobetonávkou, která je umístěna na průvlak pomocí náběhu.



Obr. 3.14: Pohled na žebrové stropní panely s dobetonávkou v pozadí [43]

Stropní panely jsou uloženy prostě a zakončeny vždy koncovým příčným žebrem. Mezi podélným a příčným koncovým žebrem o šířce 100 mm jsou zkosené náběhy a tvoří tak uzavřený systém. Skladebný rozměr panelů je 5,6 m. Celková výška panelů je 400 mm, z čehož je 70 mm tloušťka desky. Šířka žebra je u spodního líce 100 mm a směrem nahoru se rozšiřuje přibližně o 10 mm.

Kolmo mezi žebry se nachází pět, desku ztužujících, žebírek s osovou vzdáleností 0,9 m, což odpovídá celkové délce 5,4 m. Výška příčného žebírka je 150 mm z čehož je vidět pouze 80 mm, protože zbytek je schován v desce. Šířka ztužujících žebírek je proměnná, kdy dole je šířka 100 mm a směrem nahoru se žebírka rozšiřují až na 140 mm. Celková šířka panelu je 1,19 m.



Obr. 3.15: Schematický příčný řez žebrovým stropním panelem [44]

Deskové panely jsou ve velmi dobrém stavu. Bylo zjištěno, že se jedná o velice kvalitní beton. Mezi časté vady žebrových stropních panelů patří:

- špatné spoje panelů;
- zatékání;
- nelícující spodní hrany panelů;
- záteky kolem špatně provedených prostupů.

Často se mezi stropními panely a průvlaky vyskytují vysprávkky, jak můžeme vidět na obrázku 3.16.



Obr. 3.16: Vyspravený spoj panelů s trhlinami [43]

Na obrázku 3.17 můžeme vidět vyspravené spoje panelů. Ve vysprávkách jsou trhliny a dochází zde stále k zatékání. Ve spojích mezi panely se na některých místech nachází koroze.



Obr. 3.17: Zátěky v místech spojů panelů [43]

Dále byly při prohlídce objeveny vady, které vybočují s typických vad a to jsou malé krytí výztuže a ocelová výměna v místech navaření dalších konstrukcí, nejčastěji v okolí vzduchotechniky.

V těchto místech můžeme vidět obnaženou výztuž. Na některých místech došlo k poškození výztuže. Nejčastěji k vyhnutí výztuže z důvodu nových prostupů jak můžeme vidět na obrázku 3.18.



Obr. 3.18: Obnažená výztuž v místě prostupu [40]

4 Lokalizace výztuže

Během vizuální prohlídky byly vytipovány typické vady jednotlivých prvků. Na základě toho byly vybrány prvky pro detailnější diagnostiku. Součástí toho bylo zjistit vlastnosti a polohu výztuže v prvcích.

Zjišťování výztuže bylo prováděno kombinací několika metod. Byly použity dvě nedestruktivní metody a pro upřesnění jedna destruktivní metoda v nezbytně nutném rozsahu.

Nejprve byl zhotoven snímek georadarem Hilti PS-1000 X-scan. Podle snímku byla zjištěna poloha a krytí výztuže. Tímto georadarem byly vytvořeny plošné skeny konstrukce a také byly zjišťovány ohyby výztuže.

Dále byly snímky z georadaru upřesněny pomocí elektromagnetického indikátoru výztuže Profometr PM-630. Pomocí Profometru byly zjištěny průměry, poloha a krytí výztuže.

Pro upřesnění těchto dvou metod byly vytvořeny sekané sondy pomocí sbíjecího zařízení Hilti. Sekané sondy byly provedeny v místech, kde bylo velké krytí výztuže a nebylo tak možné přesně zjistit vlastnosti výztuže, zejména průměr.

Georadar má sice poměrně velkou hloubku detekce, ale nedokáže zjistit průměr výztuže. Naopak Profometr nám dokáže s poměrně velkou přesností určit průměr výztuže, ale pouze při malé hloubce.

Dále byly sondy provedené v místech, kde byla výztuž na sobě moc nahuštěna. Jednalo se především o spodní líc průvlaku, kde byly těžko zjištělné počty a průměry. Sekané sondy byly také provedeny pro zjištění typu jednotlivých výztuží a míry koroze, a to pouze u jednoho ze skupiny stejných prvků. V příloze 4 můžeme vidět rozmístění sekaných sond a nedestruktivního zkoušení.

4.1 Patky

Patky byly zasypané a skryté vrstvami podlahy, a proto bylo nutné provést kopané sondy. Po provedení kopaných sond byl beton nejdříve očištěn. Na obrázku 4.1 lze vidět osazení sítě pro skenování pomocí georadaru.



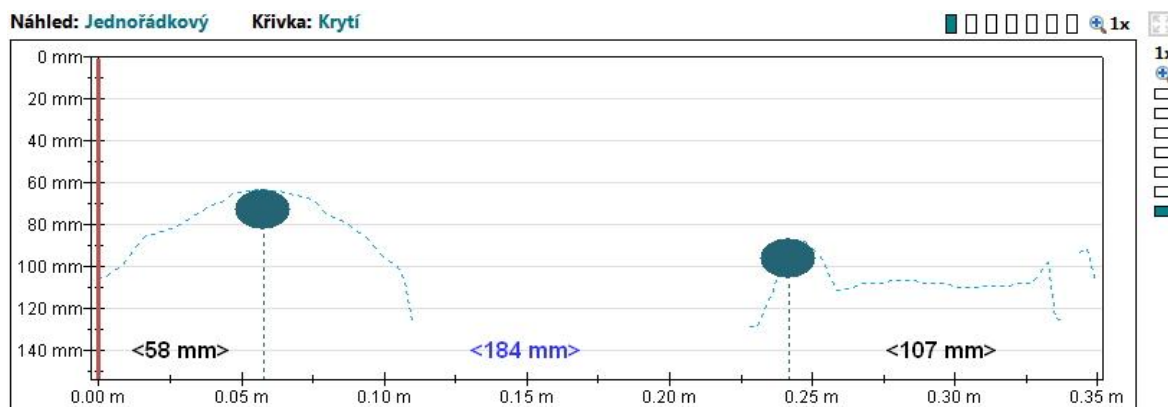
Obr. 4.1: Ověřování horní výztuže v patce pomocí georadaru Hilti PS-1000 [40]

Dle projektové dokumentace by se měla v patkách nacházet výztuž proti protlačení. Pro ověření byl použit georadar i Profometr, ale ani jedním tímto přístrojem se výztuž nepodařilo najít, lze tedy tvrdit, že výztuž proti protlačení se v patkách nenachází. Pro ověření dolní výztuže byl použit pouze Profometr.



Obr. 4.2: Ověřování dolní výztuže v patce pomocí Profometru PM-630 [40]

U spodního povrchu se pomocí Profometru podařilo najít výztuž přibližně po 200 mm, jak můžeme vidět na obrázku 4.3.



Obr. 4.3: Sken prokazující přítomnost spodní výztuže z Profometru PM-630 [44]

Přesné určení výztuže bylo možné až po provedení vývrtů. Ve vývrtu z jedné skupiny patek bylo zjištěno, že u spodního líce patky se nachází výztuž $\varnothing$ V14 mm (10 425), viz obrázek 4.5. V patce se tudíž nachází lepší výztuž, než je uvedeno v projektové dokumentaci, podle které má patka obsahovat výztuž $\varnothing$ J14 mm (10 335).

U vývrtu z další skupiny patek bylo zjištěno, že tyto patky obsahují spodní výztuž $\varnothing$ J12 mm (10 335), místo výztuže $\varnothing$ J10 mm (10 335) předepsané projektovou dokumentací. U většiny patek je spodní výztuž položena přímo na zemině a není tak chráněná u spodního líce. Na obrázku 4.4 můžeme vidět způsob uložení spodní výztuže patek. U patek které mají podkladní beton, je spodní výztuž potom uložena na podkladním betonu.



Obr. 4.4: Vývrt prokazující způsob uložení výztuže [43]



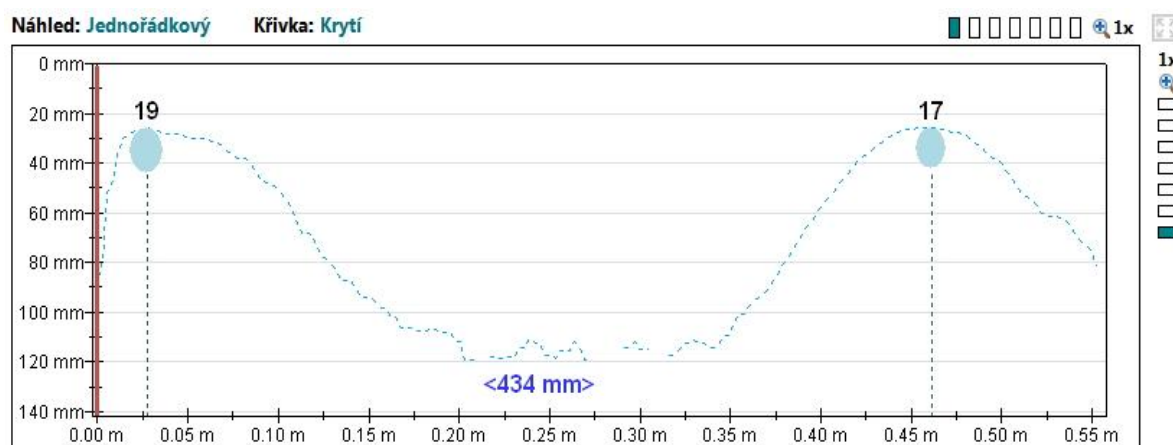
Obr. 4.5: Spodní výztuž patky $\varnothing$ V14 mm (10 425) [43]

4.2 Sloupy

U sloupů se vlastnosti výztuže i poloha zjišťovaly nedestruktivními zkouškami, které byly upřesněny sekanými sondami. Sloupy se nedestruktivně zkoušely pouze Profometrem, protože dle projektové dokumentace se ve sloupu nachází pouze 4 pruty v rozích a třmínky, které jsou přibližně 25 mm od líce. V takovém případě postačí pouze Profometr, který je poměrně přesný a dokáže nám určit i průměr výztuže.

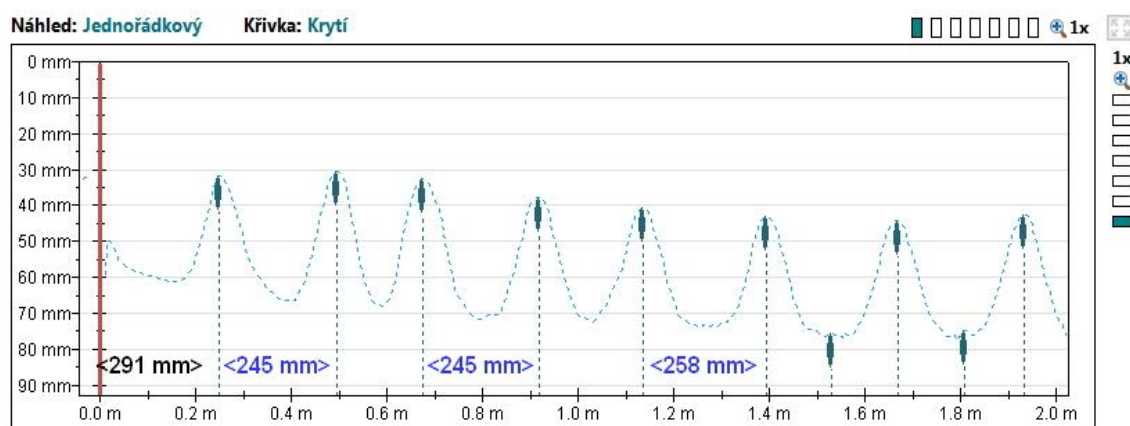
Hlavní výztuž byla v jednotlivých sloupech proměnná podle výšky sloupů. Ve skupině kratších sloupů byla nalezena hlavní výztuž $\varnothing$ V18 mm (10 425) a ve skupině delších sloupů byla výztuž $\varnothing$ V20 mm (10 425).

Na obrázku 4.6 můžeme vidět sken z Profometru s rozmístěním a průměrem hlavní výztuže ve sloupu S-7-G. Na skenu lze vidět že Profometr určil první výztuž $\varnothing$ 19 mm a druhou $\varnothing$ 17 mm. Na základě měření výztuže v sekané sondě byly určeny obě hlavní výztuže v tomto sloupů $\varnothing$ 18 mm. Krytí hlavní výztuže je 24 mm, z čehož vyplývá, že osová vzdálenost hlavních výztuží je 434 mm, viz obrázek 4.6.



Obr. 4.6: Sken hlavní výztuže ve sloupu S-7-G z Profometru PM-630 [44]

Dalším úkolem bylo zjistit rozmístění a průměr třmínků. Třmínky byly ve všech sloupech totožné a jednalo se o $\varnothing$ E8 mm (10 216). Na obrázku 4.7 můžeme vidět sken z Profometru s rozmístěním třmínku ve sloupu S-12-C po výšce prvku. Třmínky jsou od sebe vzdáleny přibližně 250 mm.



Obr. 4.7: Sken rozmístění třmínku ve sloupu S-12-C z Profometru PM-630 [44]

Pro upřesnění nedestruktivních metod je potřeba provést sekané sondy. V tomto případě byly místo sekaných sond použity místa s opadanými vrstvami betonu. Těchto míst bylo na sloupech poměrně hodně, a proto bylo možné s velkou přesností určit výztuž v jednotlivých skupinách sloupů. Na obrázku 4.8 a 4.9 můžeme vidět místa, které byly využity místo sekaných sond.



Obr. 4.8: Sekaná sonda sloupce S-2-C [40]



Obr. 4.9: Sekaná sonda sloupce S-11-G [40]

Místa s opadanými vrstvami betonu byla dále použita pro určení míry karbonatace betonu. Karbonatace byla na jednotlivých sloupech různá. V konstrukci se nachází sloupy, na kterých se míra karbonatace přibližuje 0 mm, ale také sloupy, kde byla míra karbonatace betonu určená na více než 40 mm. Pro přehlednost byla vytvořená tabulka 4.1. V této tabulce můžeme vidět hloubku karbonatace betonu a druh hlavní výztuže ve sloupech na kterých byla opadaná vrstva betonu.

Tab. 4.1: Tabulka hloubky karbonatace betonu a druhu hlavní výztuže sloupů [44]

Prvek	Maximální hloubka karbonatace	Druh hlavní výztuže
S-2-C	3 mm	10 425 (V), Ø20 mm
S-2-D	30 mm	10 425 (V), Ø20 mm
S-3-E	3 mm	10 425 (V), Ø18 mm
S-4-E	8 mm	10 425 (V), Ø18 mm
S-5-B	5 mm	10 425 (V), Ø20 mm
S-5-C	7 mm	10 425 (V), Ø20 mm
S-6-C	45 mm	10 425 (V), Ø20 mm
S-6-G	3 mm	10 425 (V), Ø18 mm
S-7-B	8 mm	10 425 (V), Ø20 mm
S-7-G	8 mm	10 425 (V), Ø18 mm
S-10-C	30 mm	10 425 (V), Ø20 mm
S-10-G	20 mm	10 425 (V), Ø18 mm
S-11-B	3 mm	10 425 (V), Ø20 mm
S-12-C	30 mm	10 425 (V), Ø20 mm
S-13-B	45 mm	10 425 (V), Ø20 mm
S-14-F	40 mm	10 425 (V), Ø18 mm
S-14-G	10 mm	10 425 (V), Ø18 mm
S-18-F	3 mm	10 425 (V), Ø18 mm
S-19-F	10 mm	10 425 (V), Ø18 mm
S-19-H	35 mm	10 425 (V), Ø18 mm

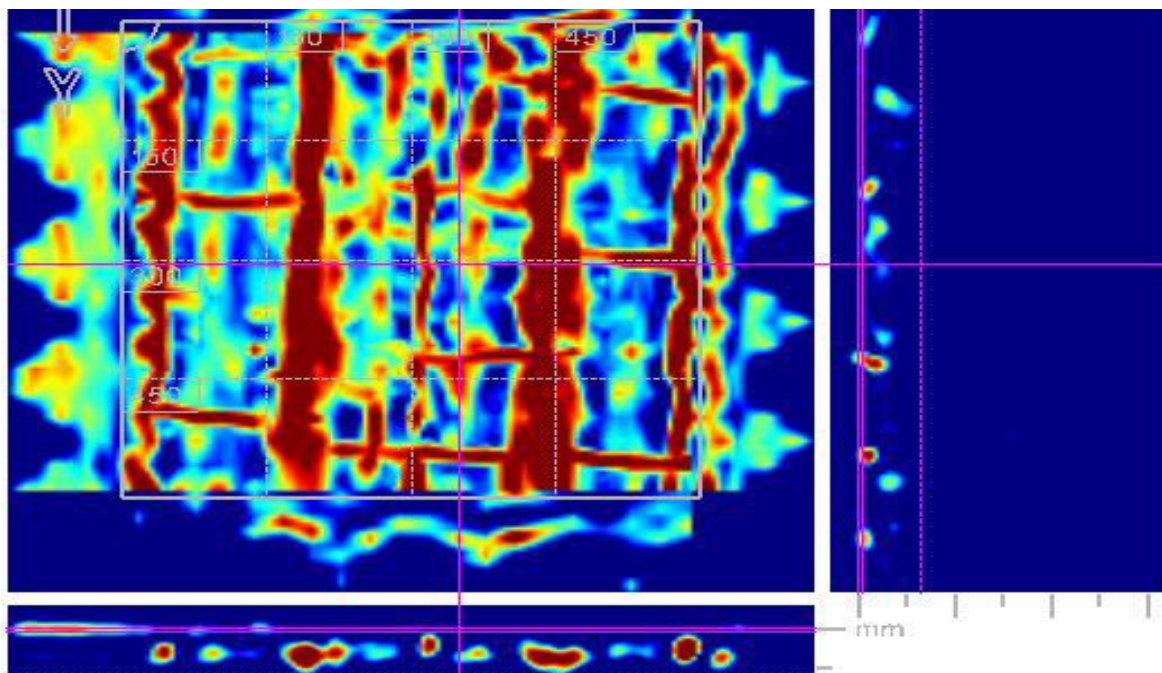
4.3 Průvlaky

Ve sloupech se nachází větší množství výztuže, a proto bylo potřeba tyto prvky prozkoumat podrobněji více metodami. Pro nedestruktivní zkoušení byl použit georadar Hilti PS-100 a Profometr PM-630 Kombinací těchto dvou přístrojů bylo dosaženo velké přesnosti při určení výztuže bez zásahu do konstrukce.

Během nedestruktivního zkoušení průvlaků však vznikly nesrovnalosti, co se týče průměrů a umístění výztuže. Proto bylo potřeba pro upřesnění těchto nedestruktivních metod zřídit několik sekaných sond.

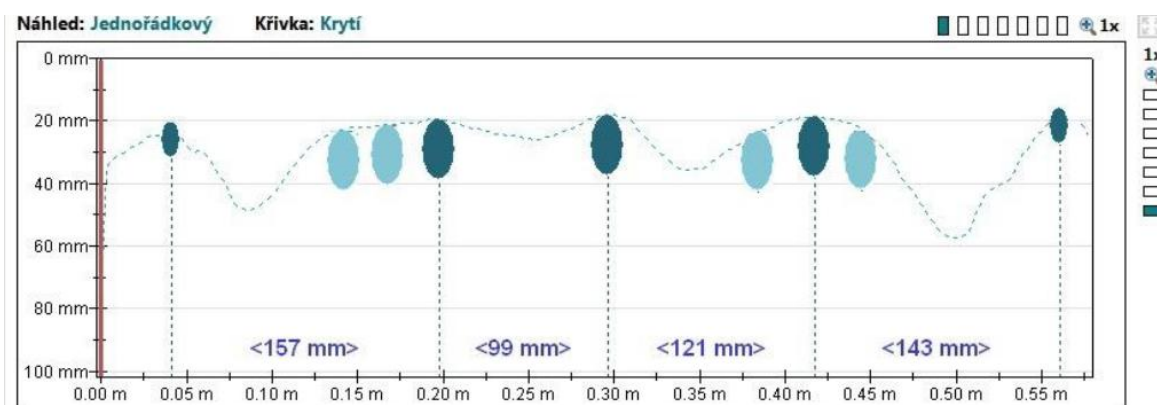
Podrobně byly prozkoumány průvlak P-2-C-D-E, P-7-F-G, P-12-C-D a P-15-G-H. U těchto průvlaků proběhlo měření ze spodní strany, popřípadě z boční strany a to uprostřed rozpětí, u podpory a v místě ozubu. V této práci bude provedena názorná ukázka práce pouze na průvlaku P-2-C-D-E. Na ostatních průvlacích probíhal postup prací stejným způsobem.

Při zkoumání průvlaku P-2-C-D-E byl nejdříve vytvořen uprostřed rozpětí radarový sken ze spodního líce průvlaku, jak můžeme vidět na obrázku 4.10. Tento sken zachytil hlavní výztuž u spodního líce. Uprostřed a po krajích průřezu je jedná výztuž a po stranách od středu je trojice prutů, které se na radarovém snímku zobrazují jako široký pás, protože jsou těsně u sebe a radar neumožňuje takovéto pruty odlišit. Ve svislém směru můžeme vidět čtyřstřížné třmínky $\varnothing 10$, které jsou nepravidelně rozmístěné přibližně po 200 mm.



Obr. 4.10: Radarový sken průvlaku P-2-C-D-E uprostřed rozpětí [7]

Dále byl vytvořen liniový sken pomocí Profometru, který stejně jako radar nezachytil všechny pruty při spodním okraji. Jak můžeme vidět na obrázku 4.11, Profometr zachytil oba krajní i středový prut, ale vždy jen jeden ze tří prutů. Pro názornost byly zbývající nezachycené pruty do liniového skenu dokresleny světlejší barvou.



Obr. 4.11: Sken průvlaku P-2-C-D-E uprostřed rozpětí vytvořený Profometrem PM-630 [40]

Tyto poznatky byly upřesněny sekanou sondou. Ve středu rozpětí stačilo provést sekanou sondu pouze v místě shluku tří prutů a ve středu průřezu, jak můžeme vidět na obrázku 4.12. Sekanou sondou bylo zjištěno, že se jedná o dvě skupiny prutů Ø V20 mm (10 425), a středový prut Ø V18 mm (10 425). Na obrázku také lze vidět nepravidelné rozmístění třmínku Ø E10 mm (10 216).



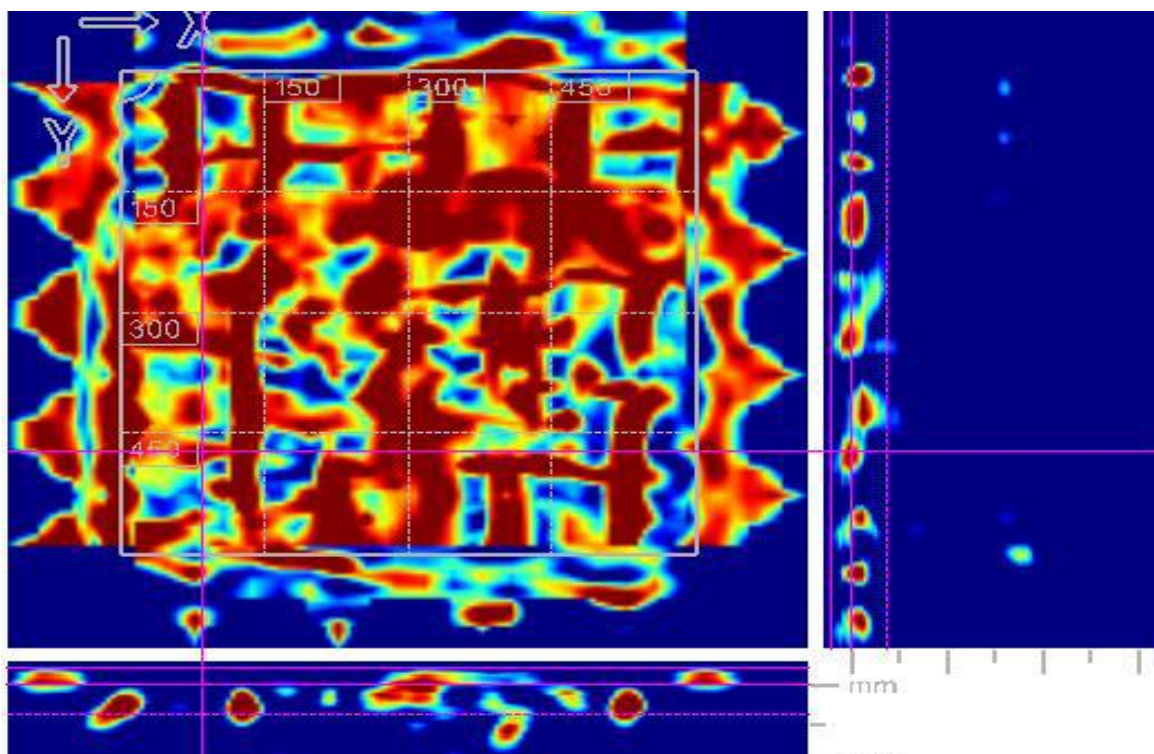
Obr. 4.12: Sekaná sonda průvlaku P-2-C-D-E uprostřed rozpětí [43]

V místě ozubu byla nejdříve na průvlak osazena síť, na spodní líc průvlaku, pro skenování pomocí georadaru, viz obrázek 4.13.



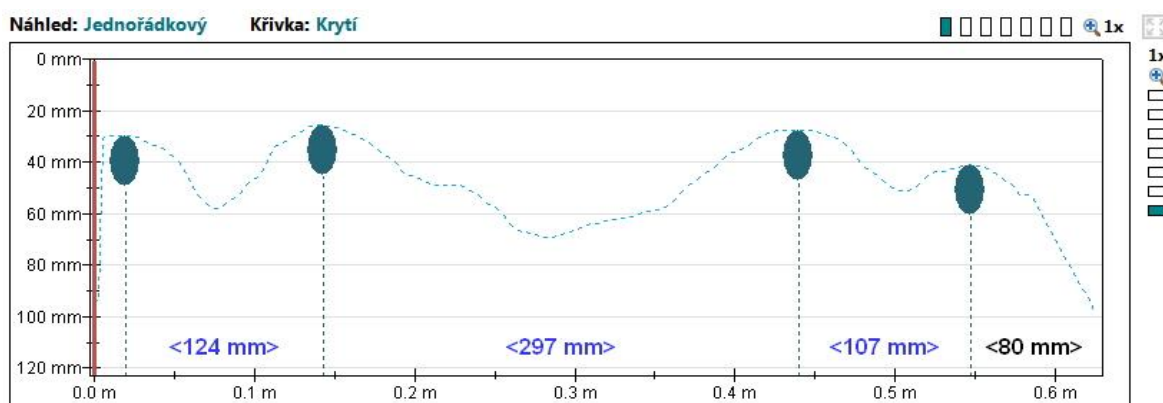
Obr. 4.13: Síť pro měření georadarem Hilti PS-100 na spodním líci průvlaků [40]

Po osazení sítě na ozub průvlaku byl vytvořen radarový sken, viz obrázek 4.14. Tento radarový sken zachytil při spodním líci několik prutů hlavní výztuže a prvků z ploché oceli. Dále můžeme na tomto obrázku vidět třmínky ve svislém směru. Třmínky mají velmi malou rozteč, místy jsou od sebe vzdáleny pouze 60 mm.



Obr. 4.14: Radarový sken průvlaku P-2-C-D-E v místě ozubu [7]

Na obrázku 4.14 však není možné jednoznačně určit, zda se jedná o hlavní výztuž nebo prvek z ploché oceli, protože technologie radaru zobrazuje oba tyto prvky stejně. Z důvodu nejednoznačnosti jednotlivých prvků byl radarový sken upřesněn pomocí Profometru. Sken Profometru nám odhalil krajní konstrukční výztuž a dále dva větší shluky výztuží ve vzdálenosti 150 mm od středu průvlaku.



Obr. 4.15: Sken průvlaku P-2-C-D-E v místě ozubu vytvořený Profometrem PM-630 [44]

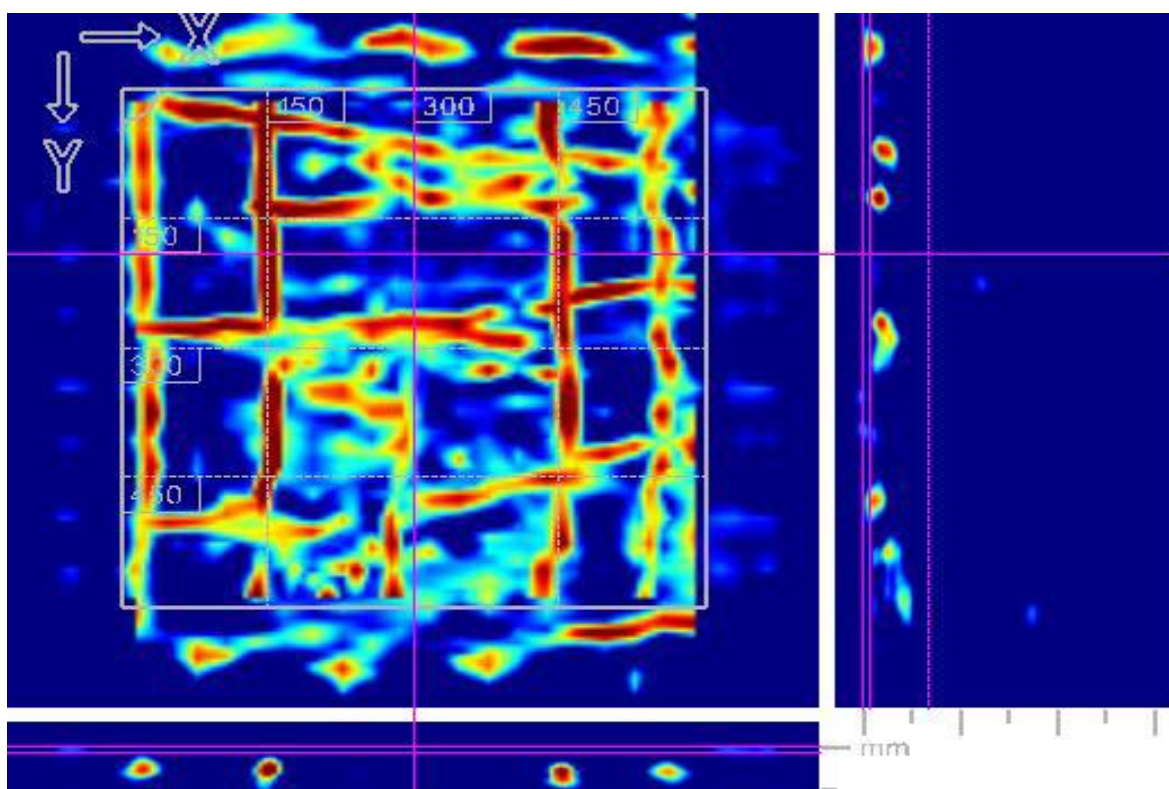
Pro upřesnění nedestruktivního zkoušení byla vytvořena rozsáhlá sekaná sonda z důvodu nejednoznačnosti měření. Sekaná sonda blíže ke konci ozubu odhalila, že uprostřed průřezu se nejedná o výztuž, ale o ocelovou ztužující pásovinu o tloušťce 16 mm a výšce 50 mm. Na obrázku 4.16 můžeme vidět ztužující pásovinu, která je označena červenou šipkou. Pro zjištění rozměrů pásoviny byl použit ultrazvukový tloušťkoměr ZONOTIP (+) od firmy Proceq.

Po stranách jsou dále vidět dva pruty $\varnothing$ V18 mm (10 425). Jeden z těchto prutů přichází shora pod úhlem přibližně 45° a je přivařen k pásovině. Druhý prut je ohnut směrem nahoru. Dále jsou v této sekané sondě vidět dvojí třmínky, kdy blíže ke konci ozubu jsou třmínky dvoustřížné $\varnothing$ J8 mm (10 335) a za ozubem přibližně ve vzdálenosti 200 mm od konce ozubu jsou třmínky čtyřstřížné $\varnothing$ J12 mm (10335). Čtyřstřížné třmínky vedou až do horní části průvlaku. Třmínky v průvlacích jsou rozmístěny nepravidelně.



Obr. 4.16: Sekaná sonda průvlastu P-2-C-D-E v místě ozubu se ztužující pásovinou [40]

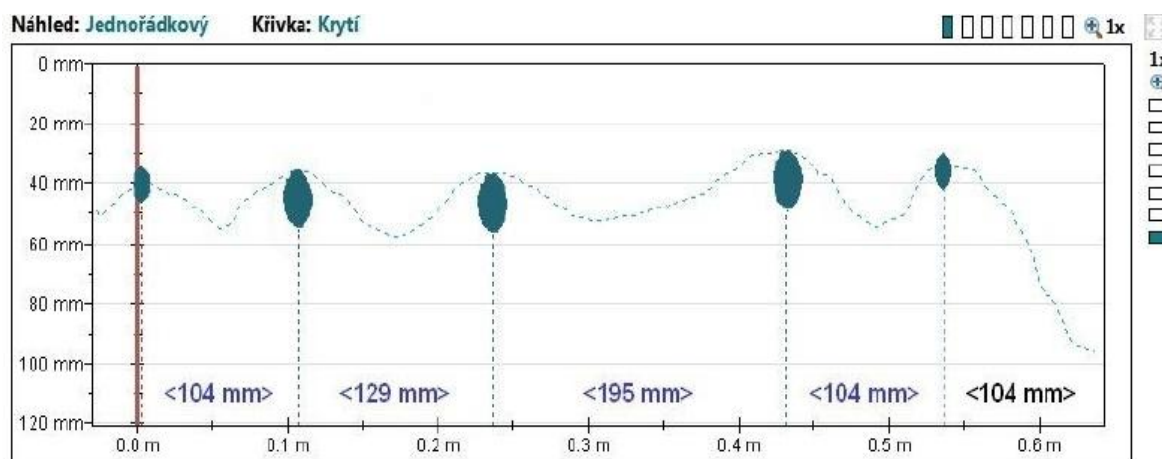
Další zkoumané místo vyztužení průvlastů bylo u podpory. Nejdříve byl v tomto místě vytvořen radarový sken. U průvlastu P-2-C-D-E můžeme vidět na radarovém skenu dva krajní pruty $\varnothing 12$ mm, střední prut $\varnothing 18$ mm a dva pruty $\varnothing 20$ mm jdoucí do podpory.



Obr. 4.17: Radarový sken průvlastu P-2-C-D-E u podpory [7]

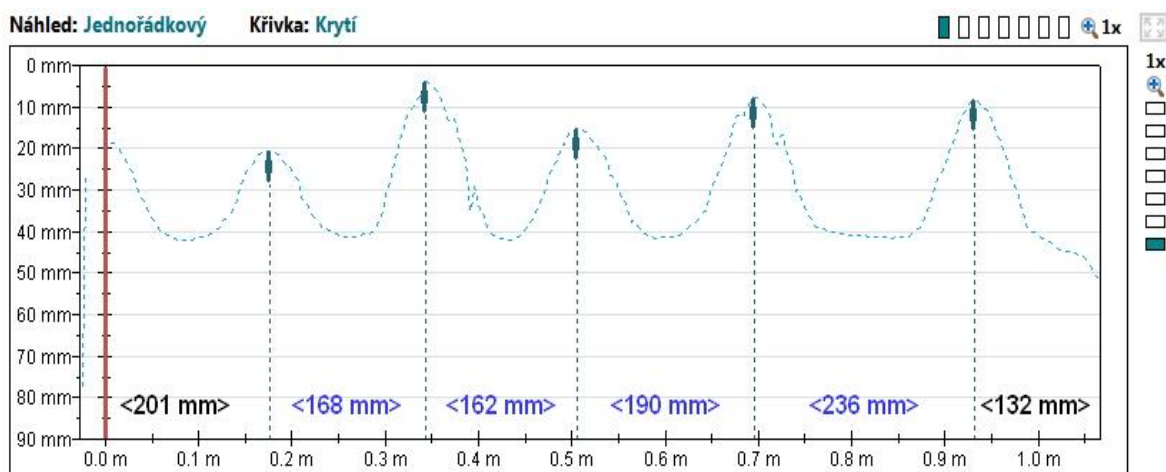
Na obrázku 4.17 můžeme dále vidět ve svislém směru třmínky, které jsou čtyřstřížné přes střední část průvlaků a dále jsou proloženy dvoustřížnými třmínky přes celou spodní část průvlaků. Třmínky jsou rozmístěny nepravidelně s průměrnou vzdáleností 200 mm.

Radarový sken byl také v tomto místě upřesněn Profometrem. V tomto případě byl vytvořen liniový sken pomocí Profometru ve větší vzdálenosti od podpory, přibližně 0,6 m od líce sloupu. Na obrázku 4.18 můžeme vidět, že Profometr zachytil, stejně jako radar, pět prutů výztuže o předpokládaných průměrech. Jak lze na tomto obrázku vidět, krytí hlavní výztuže je přibližně 35 mm.



Obr. 4.18: Sken zespol průvlaků P-2-C-D-E u podpory vytvořený Profometrem PM-630 [44]

U podpory byl vytvořen také liniový sken z boku průvlaků. Tento liniový sken byl vytvořen kvůli zjištění polohy a průměrů třmínků. Na obrázku 4.19 můžeme vidět liniový sken, který nám zobrazuje dvoustřížné třmínky Ø 10 mm, které prochází přes celou dolní část průvlaků. Průměrná vzdálenost těchto dvoustřížných třmínků je přibližně 200 mm. Krytí třmínku je velmi proměnné od 5 mm do 20 mm. Jak můžeme vidět na skenu z Profometru, došlo během betonáže k posunutí armovacího koše ve formě, tím i ke zmenšení krytí.



Obr. 4.19: Sken z boku průvlaku P-2-C-D-E u podpory vytvořený Profometrem PM-630 [44]

Pro upřesnění těchto nedestruktivních metod byla také u podpory vytvořena sekaná sonda. Na obrázku 4.20 můžeme vidět sekanou sondu u podpory na průvlaku P-2-C-D-E. V sekané sondě lze vidět uspořádání dvojího druhu třmínků. Čtyřstržné třmínky Ø E10 mm (10 216) prochází přes střední část průvlaku. Dvoustřžné třmínky jsou také Ø E10 mm (10 216) a prochází přes celou spodní část průvlaku, jak můžeme vidět na obrázku 4.20.



Obr. 4.20: Sekaná sonda průvlaku P-2-C-D-E u podpory [43]

Také u průvklaku byla místa s opadanými vrstvami betonu využita a byla na nich zjištěna míra karbonatace betonu, která se určovala také na provedených sekaných sondách. Pro přehlednost byla vytvořena tabulka 4.2. V této tabulce lze vidět hloubku karbonatace betonu na místech s opadanými vrstvami betonu a také stav výztuže v těchto místech.

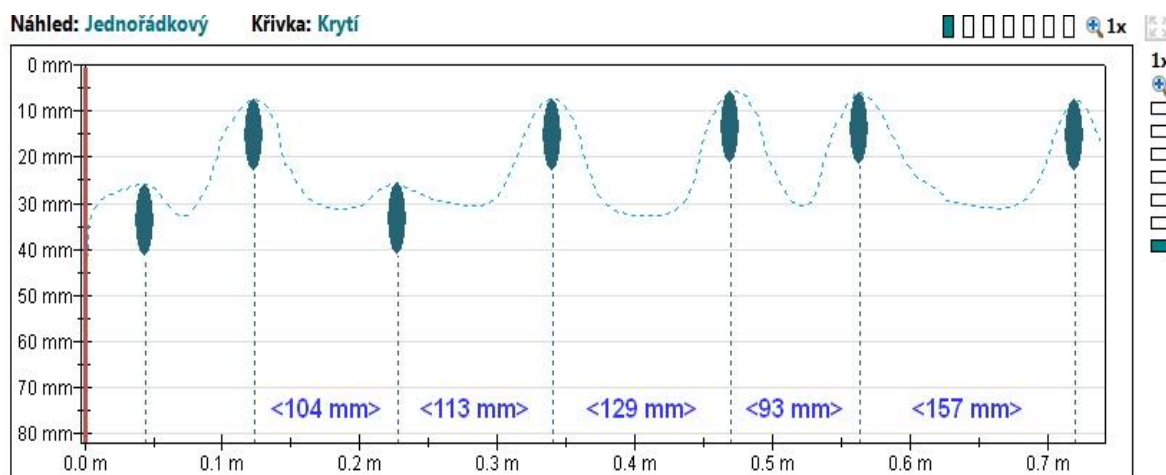
Tab. 4.2: Tabulka hloubky karbonatace betonu a stavu hlavní výztuže průvklaků [44]

Prvek	Maximální hloubka karbonatace	Stav hlavní výztuže
VP-2-DE-S	15 mm	mírná - povrchová koroze
P-2-BC	4 mm	mírná - povrchová koroze
P-4-EF	5 mm	mírná - povrchová koroze
P-5-AB	6 mm	mírná - povrchová koroze
P-5-FG	5 mm	mírná - povrchová koroze
P-6-BC	13 mm	mírná - povrchová koroze
P-7-GH	10 mm	mírná - povrchová koroze
P-10-BC	25 mm	mírná - povrchová koroze
P-10-GH	15 mm	mírná - povrchová koroze
P-11-AB	2 mm	mírná - povrchová koroze
P-11-GH	5 mm	mírná - povrchová koroze
P-12-CD	5 mm	mírná - povrchová koroze
P-13-BC	50 mm	rozsáhlá koroze-odlupování betonu
P-14-DE	45 mm	rozsáhlá koroze-odlupování betonu
P-14-EF	20 mm	mírná - povrchová koroze
P-14-GH	7 mm	mírná - povrchová koroze
P-15-FG	20 mm	mírná - povrchová koroze
P-19-FG	30 mm	mírná - povrchová koroze
P-19-GH	3 mm	mírná - povrchová koroze
VP-2-DE-O	7 mm	mírná - povrchová koroze

4.4 Stropní panely

Pro zjištění polohy třmínků v žebrech byly provedeny skeny pomocí Profometru a pro zjištění polohy a průměru hlavní výztuže byly zvoleny sekané sondy, protože jsou pruty příliš blízko sebe. Z důvodu, že se jedná o velmi malé prvky, byly pro zjištění výztuže v žebírkách zvoleny sekané sondy. Pro zjištění výztuže v desce byly využity obnažené části v místech dodatečně provedených prostupů, nejčastěji pro vzduchotechniku.

Na obrázku 4.21 můžeme vidět sken Profometru pro zjištění polohy a průměru třmínku. Ze skenu bylo zjištěno, že se jedná o třmínky $\varnothing$ 8 mm vzdálených od sebe přibližně po 120 mm. Podle skenu z Profometru bylo zvoleno také místo sekaných sond a to mezi třmínky.



Obr. 4.21: Sken podélného žebra vytvořený Profometrem PM-630 [44]

Po provedení sekané sondy v žebrech bylo zjištěno, že jsou žebra vyztužena dvojicí prutů u spodního líce. Jedná se o dva rozdílné pruty, kde jeden je $\varnothing$ V18 mm (10 425) a druhý $\varnothing$ V20 mm (10 425). Krytí obou prutů je od spodního okraje 25 mm a 15 mm z boku. Hlavní výztuž je téměř bez koroze. Třmínky žebor jsou $\varnothing$ E8 mm (10 216) ve vzdálenosti 120 mm od sebe.



Obr. 4.22: Sekaná sonda vytvořená v podélném žeboru [40]

Příčná žebírka jsou vyztuženy dvojicí prutu $\varnothing$ V8 mm (10 425) v hloubce přibližně 10 mm od spodního líce. Na prutech lze vidět povrchovou korozi, jak můžeme vidět na obrázku 4.23. Třmínky jsou $\varnothing$ E5,5 mm (10 216) rozmístěny přibližně 150 mm od sebe. Krytí třmínku je od spodního líce pouze 2 mm. Malé krytí třmínku způsobilo také povrchovou korozi. Sekané sondy dále posloužily pro určení hloubky karbonatace. U příčných žebírek byla hloubka karbonatace určena na 10 – 15 mm od spodního líce a až 20 mm od spáry z boku.



Obr. 4.23: Sekaná sonda příčného žebírka [40]



Obr. 4.24: Obnažená část desky v místě prostupu [43]

Na obrázku 4.23 můžeme vidět, že v místech $\text{pH} > 9,5$, což jsou fialově zbarvená místa, je výztuž téměř bez koroze. V místech kde je $\text{pH} < 9,5$, což jsou místa nezabarvená, můžeme vidět, že výztuž koroduje. Jedná se však pouze o povrchovou korozi.

Vyztužení desky bylo možné zjistit z obnažených částí u prostupů, jak můžeme vidět na obrázku 4.24, a tak nebylo potřeba provádět žádnou sekanou sondu. U desky bylo zjištěno, že je vyztužena pruty $\varnothing$ E8 mm (10 216). Pruty jsou v obou směrech ve vzdálenostech přibližně 120 mm od sebe.

Krytí výztuže v desce je od spodního líce poměrně malé a to pouze 5 mm. Malé krytí výztuže v desce bylo možné zjistit také pouhým pohledem. Na obrázku 4.25 můžeme vidět prorýsovanou korozi výztuže na spodním líci desky.



Obr. 4.25: Prorýsovaná koroze výztuže na spodním líci desky [43]

Všechny prvky stropního panelu jsou velmi dobře vyztuženy. Veškerá obnažená výztuž je v dobrém až velmi dobrém stavu. Kvalita výztuže závisí na hloubce karbonatace, která byla v jednotlivých prvcích od 5 mm do 20 mm. S hloubkou karbonatace přímo souvisí koroze výztuže.

5 Zkoušky betonu

Zkoušky betonu byly provedeny semidestruktivní metodou. Během prohlídky byly z jednotlivých prvků konstrukce odebrány jádrové vývrty. V této kapitole budou vyhodnoceny zkoušky na odebraných vzorcích. Vzorky byly v požadovaném množství odebrány z konstrukce jádrovým vrtáním pomocí vrtacího zařízení Hilti DD-200. Odebrané vzorky byly dále zkoušeny ve školní laboratoři. Budou vyhodnoceny zkoušky pevnosti betonu v tlaku a bude stanoven dynamický a statický modul pružnosti betonu.

5.1 Jádrové vývrty

Celkem bylo odebráno 14 jádrových vývrtů z nosné železobetonové konstrukce objektu. Aby nedošlo, při odběru vývrtu, k porušení některé z výztuží prvků, byly v plánovaných místech provedeny radarové skeny. Podle těchto skenů byla poloha vývrtů upřesněna tak, že během vrtání nedošlo k porušení žádné z výztuží.

Z patek, sloupů a průvlaků bylo odebráno po 4 vzorcích z každé skupiny. V poli desky stropního panelu byly odebrány 2 jádrové vývrty. Všechny vývrty byly nejdříve zdokumentovány a popsány jako celek z různých hledisek. U vývrtů se podrobně popisovala skladba betonu, pórovitost a rozměry vývrtu.



*Obr. 5.1: Sonda Z-6-D; Délka: 900 mm; Průměr: 104 mm; Pórovitost: mírně pórovitý
Kamenivo: těžené 0-32 (40 mm); Tmel: barva šedá, hladký povrch [43]*



Obr. 5.2: Sonda Z-10-D; Délka: 860mm; Průměr: 103mm; Pórovitost: mírně pórovitý
Kamenivo: těžené 8-32 (43 mm); Tmel: barva šedá, hladký povrch [43]



Obr. 5.3: Sonda Z-15-F; Délka: 970mm; Průměr: 103mm; Pórovitost: hodně pórovitý
Kamenivo: těžené 0-63 (73 mm); Tmel: barva béžová, drsný povrch [43]



Obr. 5.4: Sonda Z-7-F; Délka: 1030mm; Průměr: 104mm; Pórovitost: hodně pórovitý
Kamenivo: těžené 0-32 (47 mm); Tmel: barva šedá, hladký povrch [43]



Obr. 5.5: Sonda S-1

Délka: 175 mm

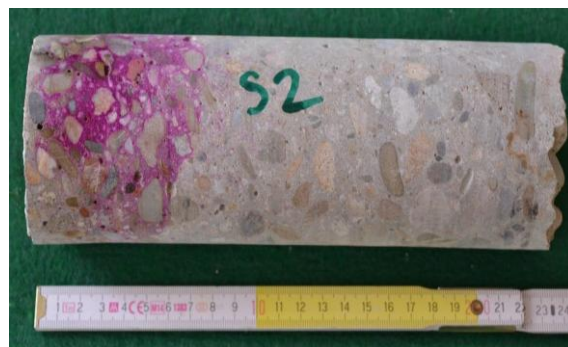
Průměr: 75mm

Kamenivo: těžené 0-16 (25 mm)

Tmel: barva šedá, hladký povrch

Pórovitost: mírně pórovitý

[43]



Obr. 5.6: Sonda S-2

Délka: 230 mm

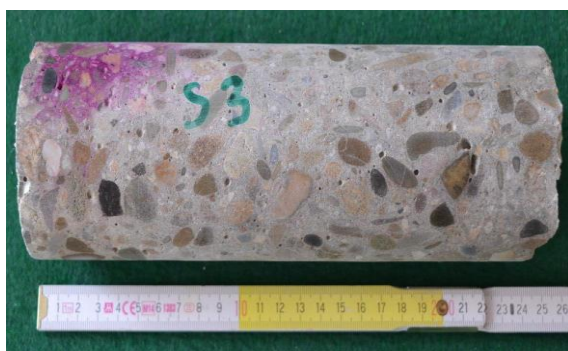
Průměr: 75 mm

Kamenivo: těžené 0-16 (30 mm)

Tmel: barva šedá, hladký povrch

Pórovitost: mírně pórovitý

[43]



Obr. 5.7: Sonda S-3

Délka: 240 mm

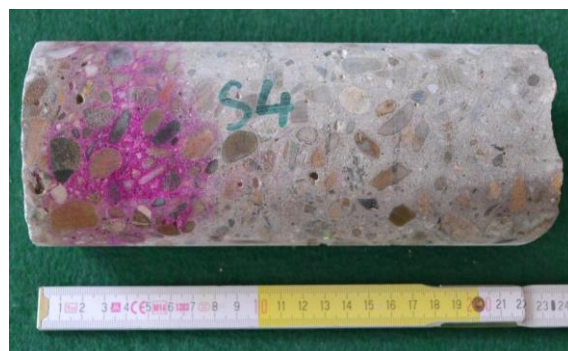
Průměr: 75 mm

Kamenivo: těžené 0-16 (30 mm)

Tmel: barva šedá, hladký povrch

Pórovitost: mírně pórovitý

[43]



Obr. 5.8: Sonda S-4

Délka: 220 mm

Průměr: 75 mm

Kamenivo: těžené 0-16 (30 mm)

Tmel: barva šedá, hladký povrch

Pórovitost: mírně pórovitý

[43]

Sondy do průvlaků a desek byly provedeny shora konstrukce, a proto můžeme vidět na několika obrázcích také skladbu podlahy. Většinou se jedná o keramickou dlažbu tloušťky 12 mm, cementový potěr tloušťky od 10 mm do 50 mm, asfaltovou izolaci a podkladní beton jemnozrnný tloušťky od 115 mm do 153 mm.



Obr. 5.9: Sonda P-1; Délka: 490 mm; Průměr: 75 mm; Pórovitost: mírně pórovitý
Kamenivo: těžené 0-16 (20 mm); Tmel: barva šedá, hladký povrch [43]



Obr. 5.10: Sonda P-2; Délka: 415 mm; Průměr: 75 mm; Pórovitost: mírně pórovitý
Kamenivo: těžené 0-16 (20 mm); Tmel: barva šedá, hladký povrch [43]



Obr. 5.11: Sonda P-3; Délka: 420 mm; Průměr: 75 mm; Pórovitost: mírně pórovitý
Kamenivo: těžené 0-16 (20 mm); Tmel: barva šedá, hladký povrch [43]



Obr. 5.12: Sonda P-4; Délka: 440 mm; Průměr: 75 mm; Pórovitost: mírně pórovitý
Kamenivo: těžené 0-16 (20 mm); Tmel: barva šedá, hladký povrch [43]



Obr. 5.13: Sonda D-1; Délka: 240 mm; Průměr: 50 mm; Pórovitost: mírně pórovitý
Kamenivo: těžené 0-16 (20 mm); Tmel: barva šedá, hladký povrch [43]



Obr. 5.14: Sonda D-2; Délka: 275 mm; Průměr: 50 mm; Pórovitost: mírně pórovitý
Kamenivo: těžené 0-16 (20 mm); Tmel: barva šedá, hladký povrch [43]

5.2 Pevnost v tlaku na vývrtech

Po zdokumentování sond se vzorky musely opracovat pro laboratorní zkoušky. V tomto případě byly vzorky nařezány na požadované délky. Nařezáním nám vzniklo celkem 38 vzorků pro laboratorní účely. Na všech vzorcích se musely zabrousit styčné plochy. Takto připravené vzorky se musely opět zdokumentovat. U vzorků byly zapsány rozměry a váha pro pozdější výpočty dynamického modulu pružnosti betonu.

Všechny vzorky byly poté odzkoušeny v lisu. Vždy se při dosažení nejvyššího zatížení a při porušení vzorku zaznamenala nejvyšší síla, které vzorek odolal. Na většině vzorků vznikl ideální tvar porušení. Z rozměrů vzorků a nejvyšší síly byla stanovena pevnost betonu v tlaku. Rozměry vzorků nebyly normové, a proto se do výpočtu pevnosti museli vmísit součinitelé pro úpravu rozměrů vzorků.



Obr. 5.15: Nejvyšší síla stanovena na vzorku 10D-7 [43]



Obr. 5.16: Zatěžovací zkouška provedena na vzorku 10D-3 [43]

5.2.1 Patky

Pro stanovení pevnosti betonu v tlaku u patek bylo nařezáním získáno 19 vzorků. Rozměry všech vzorků a nejvyšší síly byly zaznamenány do tabulky 5.1.

Tab. 5.1: Vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku vývrtů z patek [44]

Vzorek	Průměr [mm]	F [kN]	A [mm ²]	λ	$K_{c,cube}$	$K_{c,cyl}$	$f_{c,cyl}$ [MPa]	$K_{cyl,cube}$	$f_{c,cube}$ [MPa]
6D-2	103,50	364,10	8409,12	0,98	0,95	0,84	34,7	1,242	43,1
6D-10	103,50	384,80	8409,12	0,97	0,95	0,84	36,5	1,240	45,2
6D-12	103,50	438,70	8409,12	0,97	0,95	0,84	41,5	1,234	51,3
6D-14	103,50	444,00	8409,12	0,97	0,95	0,84	42,1	1,233	51,9
6D-16	103,50	444,50	8409,12	0,97	0,95	0,84	42,2	1,233	52,0
10D-3	103,50	256,20	8409,12	1,00	0,95	0,85	24,7	1,249	30,8
10D-5	103,50	320,70	8409,12	1,00	0,95	0,85	30,8	1,245	38,4
10D-7	103,50	260,40	8409,12	0,99	0,95	0,85	25,0	1,249	31,3
7F-3	103,50	407,40	8409,12	0,99	0,95	0,85	39,1	1,236	48,3
7F-5	103,50	418,30	8409,12	0,99	0,95	0,84	40,0	1,236	49,5
7F-7	103,60	400,80	8425,37	0,99	0,95	0,85	38,3	1,237	47,4
7F-9	103,60	380,70	8425,37	0,99	0,95	0,84	36,4	1,240	45,1
7F-16	103,60	467,70	8425,37	0,99	0,95	0,84	44,7	1,230	55,0
7F-20	103,60	601,10	8425,37	0,97	0,95	0,84	57,0	1,211	69,1
15F-2	103,50	224,80	8409,12	0,99	0,95	0,85	21,5	1,251	27,0
15F-4	103,50	246,50	8409,12	0,98	0,95	0,84	23,6	1,249	29,5
15F-8	103,30	376,40	8376,65	1,02	0,95	0,86	36,7	1,240	45,4
15F-17	103,50	282,30	8409,12	0,98	0,95	0,84	26,9	1,248	33,6
15F-21	103,50	150,30	8409,12	0,99	0,95	0,85	14,4	1,252	18,1

V tabulce můžeme vidět, že pevnosti betonu patek jsou v rozmezí od 27,0 MPa do 69,1 MPa. Vypočtená hodnota pevnosti 18,1 MPa na vzorku 15F-21 byla ze skupiny vzorků odebrána. Naměřená maximální síla na tomto vzorku byla totiž ovlivněna velkým kamenivem. Průměrná pevnost byla tedy určena 42,7 MPa.

5.2.2 Sloupy

Pro stanovení pevnosti betonu v tlaku u sloupů bylo nařezáním získáno 8 vzorků. Rozměry všech vzorků a nejvyšší síly byly zaznamenány do tabulky 5.2.

Tab. 5.2: Vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku vývrtů ze sloupů [44]

Vzorek	Průměr [mm]	F [kN]	A [mm ²]	λ	$K_{c,cube}$	$K_{c,cyl}$	$f_{c,cyl}$ [MPa]	$K_{cyl,cube}$	$f_{c,cube}$ [MPa]
S1-1	73,90	191,20	4287,05	1,02	0,93	0,86	35,5	1,241	44,1
S1-2	73,90	214,50	4287,05	1,01	0,93	0,85	39,8	1,236	49,2
S2-1	73,90	206,60	4287,05	1,01	0,93	0,85	38,2	1,238	47,3
S2-2	73,90	214,20	4287,05	1,01	0,93	0,85	39,7	1,236	49,1
S3-1	73,90	204,00	4287,05	1,01	0,93	0,85	37,8	1,239	46,9
S3-2	73,90	204,60	4287,05	1,01	0,93	0,85	37,9	1,239	47,0
S4-1	73,90	183,50	4287,05	1,02	0,93	0,86	34,1	1,243	42,3
S4-2	73,90	189,60	4287,05	1,00	0,93	0,85	35,0	1,242	43,5

V tabulce můžeme vidět, že pevnosti betonu sloupů jsou v rozmezí od 42,3 MPa do 49,2 MPa. Průměrná pevnost byla tedy určena 46,2 MPa.

5.2.3 Průvlaky

Pro stanovení pevnosti betonu v tlaku u průvlaků bylo nařezáním získáno 9 vzorků. Rozměry všech vzorků a nejvyšší síly byly zaznamenány do tabulky 5.3.

Tab. 5.3: Vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku vývrtů z průvlaků [44]

Vzorek	Průměr [mm]	F [kN]	A [mm ²]	λ	$K_{c,cube}$	$K_{c,cyl}$	$f_{c,cyl}$ [MPa]	$K_{cyl,cube}$	$f_{c,cube}$ [MPa]
P1-1	74,00	200,50	4298,66	1,01	0,93	0,86	37,1	1,239	46,0
P1-2	74,00	235,30	4298,66	1,02	0,93	0,86	43,6	1,232	53,7
P1-3	74,00	254,20	4298,66	1,02	0,93	0,86	47,1	1,227	57,8
P2-1	74,00	240,40	4298,66	1,02	0,93	0,86	44,5	1,230	54,8
P2-2	74,00	242,20	4298,66	1,02	0,93	0,86	44,9	1,230	55,2
P3-1	73,90	301,60	4287,05	1,02	0,93	0,86	56,0	1,214	68,0
P3-2	73,90	291,40	4287,05	1,02	0,93	0,86	54,2	1,216	65,9
P4-1	74,10	282,00	4310,29	1,01	0,93	0,85	51,9	1,220	63,3
P4-2	74,00	198,30	4298,66	1,01	0,93	0,85	36,7	1,240	45,5

V tabulce můžeme vidět, že pevnosti betonu průvlaků jsou v rozmezí od 45,5 MPa do 68,0 MPa. Průměrná pevnost byla tedy určena 56,6 MPa.

5.2.4 Stropní panely

Pro stanovení pevnosti betonu v tlaku u desek byly nařezáním získány 2 vzorky. Rozměry všech vzorků a nejvyšší síly byly zaznamenány do tabulky 5.4.

Tab. 5.4: Vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku vývrtů z žebrové desky [44]

Vzorek	Průměr [mm]	F [kN]	A [mm ²]	λ	$K_{c,cube}$	$K_{c,cyl}$	$f_{c,cyl}$ [MPa]	$K_{cyl,cube}$	$f_{c,cube}$ [MPa]
D1-1	50,00	124,30	1962,50	1,12	0,91	0,88	50,9	1,221	62,1
D2-1	50,00	96,90	1962,50	1,04	0,91	0,86	38,8	1,238	48,0

U desek byly získány pouze dvě pevnosti, a proto výsledná pevnost byla určena 55,1 MPa. Vzhledem k malému počtu vzorků je pevnost betonu u stropních panelů brána spíše jako orientační.

5.3 Dynamický modul pružnosti betonu

Před provedením zkoušky pevnosti v tlaku na vývrtech bylo provedeno měření na vzorcích pomocí ultrazvuku. Pro měření byl použit přístroj Pundit PL-200. Před samotným měřením ultrazvukem byly nejprve zaznamenány rozměry a váha vzorků. Poté byla provedena kalibrace ultrazvuku pomocí etalonu, tak aby se mrtvý čas rovnal nule.

Po provedení kalibrace proběhlo měření na jednotlivých vzorcích. U každého vzorku byly zaznamenány tři hodnoty doby průchodu ultrazvuku vzorkem. Z naměřených tří hodnot byla vypočtena průměrná hodnota průchodu a z té byla vypočítaná rychlost šíření.

Pro každý vzorek byla vypočtena, z rozměrů a váhy, hustota vzorků. Z hustoty vzorku a rychlosti šíření ultrazvuku byl, podle vztahu uvedeného v teoretické části, stanoven dynamický modul pružnosti betonu v tahu a tlaku.

5.3.1 Patky

Pro stanovení modulu pružnosti betonu patek bylo k dispozici 19 vzorků. Pro přehlednost byly do tabulky 5.5 zaznamenány rozměry vzorků, hmotnost a doby průchodu.

Tab. 5.5: Záznam z měření ultrazvukem a vyhodnocení dynamického modulu pružnosti betonu patek [44]

Vzorek	l [mm]	Průměr [mm]	m [g]	Doba průchodu[μs]				Rychlost šíření [m/s]	Dynamický modul pruž. [MPa]
				Měřená			Průměrná		
6D-2	101,00	103,50	1886,00	24,00	23,80	23,60	23,80	4244	37900
6D-10	100,20	103,50	1900,00	22,30	22,50	22,40	22,40	4473	42800
6D-12	100,00	103,50	1915,00	23,00	23,20	23,10	23,10	4329	40500
6D-14	100,20	103,50	1917,90	22,00	22,30	22,30	22,20	4514	44000
6D-16	100,30	103,50	1925,70	22,70	22,40	22,40	22,50	4458	43000
10D-3	103,30	103,50	1925,30	24,40	24,30	24,20	24,30	4251	38000
10D-5	103,00	103,50	1933,70	24,60	24,20	24,10	24,30	4239	38100
10D-7	102,90	103,50	1947,40	25,20	24,60	24,60	24,80	4149	36800
7F-3	102,30	103,50	1915,70	24,20	23,70	23,80	23,90	4280	38700
7F-5	102,00	103,50	1930,80	23,30	23,10	23,10	23,17	4403	41400
7F-7	102,30	103,60	1926,90	23,40	23,50	23,10	23,33	4384	40800
7F-9	102,20	103,60	1910,70	24,40	24,20	24,00	24,20	4223	37500
7F-16	102,20	103,60	1968,60	22,60	22,60	22,20	22,47	4549	44900
7F-20	100,70	103,60	1982,40	21,70	21,50	21,50	21,57	4669	48300
15F-2	102,20	103,50	1881,20	25,20	25,20	24,90	25,10	4072	34400
15F-4	101,90	103,50	1861,60	23,80	23,10	22,60	23,17	4399	39900
15F-8	104,90	103,30	2020,80	23,20	23,10	23,10	23,13	4535	44900
15F-17	101,00	103,50	1933,00	20,30	20,20	21,10	20,53	4919	52200
15F-21	102,40	103,50	1772,10	26,20	26,00	26,60	26,27	3898	29700

Výsledkem měření bylo stanovení dynamického modulu pružnosti betonu každého z vzorků. U patek má beton modul pružnosti přibližně 40 700 MPa, což odpovídá přibližně pevnosti betonu 40,4 MPa. Pevnost betonu patek určená z rychlosti šíření ultrazvuku se přibližně rovná pevnosti určené zatěžovací zkouškou betonu v tlaku.

5.3.2 Sloupy

Ze sloupů bylo k dispozici 8 vzorků pro stanovení dynamického modulu pružnosti betonu v tahu a tlaku. Před samotným měřením doby průchodu jednotlivými vzorky bylo zapotřebí provést měření a vážení vzorků. Tyto veličiny byly zapsány pro přehlednost do tabulky 5.6. V tabulce můžeme také vidět vypočítanou rychlost šíření z průměrné doby průchodu.

Tab. 5.6: Záznam z měření ultrazvukem a vyhodnocení dynamického modulu pružnosti betonu sloupů [44]

Vzorek	l [mm]	Průměr [mm]	m [g]	Doba průchodu[μs]				Rychlost šíření [m/s]	Dynamický modul pruž. [MPa]
				Měřená			Průměrná		
S1-1	75,20	73,90	743,96	21,70	21,70	21,80	21,73	3460	26200
S1-2	74,90	73,90	755,68	24,40	24,20	23,80	24,13	3104	21500
S2-1	74,50	73,90	736,53	20,00	20,30	20,20	20,17	3694	29900
S2-2	74,90	73,90	746,94	21,40	21,60	21,80	21,60	3468	26500
S3-1	74,90	73,90	751,71	21,00	20,70	20,70	20,80	3601	28800
S3-2	74,90	73,90	755,39	22,10	21,80	21,70	21,87	3425	26200
S4-1	75,10	73,90	744,07	21,70	22,30	22,30	22,10	3398	25300
S4-2	74,10	73,90	741,14	21,70	21,10	21,30	21,37	3468	26600

Z tabulky je zřejmé že dynamický modul betonu sloupů v tahu a tlaku je přibližně 26 300 MPa. Tento dynamický modul pružnosti odpovídá pevnosti betonu přibližně 15,4 MPa. Pevnost betonu sloupů určena zatěžovací zkouškou v tlaku je třikrát větší.

5.3.3 Průvlaky

Při stanovení dynamického modulu pružnosti betonu průvlaků v tahu a tlaku bylo k dispozici 9 vzorků. Naměřené veličiny jako jsou rozměry, hmotnosti a doby průchodu byly stejně jako vypočtené veličiny rychlosti šíření a dynamické moduly pružnosti v tahu a tlaku jednotlivých vzorků zapsány pro přehlednost do tabulky 5.7.

Tab. 5.7: Záznam z měření ultrazvukem a vyhodnocení dynamického modulu pružnosti betonu průvlaků [44]

Vzorek	l [mm]	Průměr [mm]	m [g]	Doba průchodu[μs]				Rychlost šíření [m/s]	Dynamický modul pruž. [MPa]
				Měřená			Průměrná		
P1-1	75.10	74.00	752.61	21.30	21.80	21.80	21.63	3471	26700
P1-2	75.20	74.00	761.32	20.30	20.70	20.80	20.60	3650	29800
P1-3	75.20	74.00	763.03	20.70	20.60	20.50	20.60	3650	29800
P2-1	75.30	74.00	761.53	20.80	20.30	20.00	20.37	3697	30500
P2-2	75.40	74.00	762.54	22.30	21.40	21.80	21.83	3453	26600
P3-1	75.10	73.90	751.69	21.80	22.10	22.30	22.07	3403	25700
P3-2	75.40	73.90	752.73	21.80	20.90	22.00	21.57	3496	27000
P4-1	74.70	74.10	749.45	19.70	20.40	21.40	20.50	3644	29300
P4-2	75.00	74.00	756.35	22.70	21.70	22.30	22.23	3373	25300

Výsledný dynamický modul pružnosti betonu průvlaků v tahu a tlaku je přibližně 27 900 MPa, odpovídá tak pevnosti betonu 19,8 MPa. Pevnost betonu průvlaků určená zatěžovací zkouškou v tlaku je přibližně třikrát větší. Vzhledem k tomu, že při zatěžovací zkoušce v tlaku je vypočtena pevnost poměrně vysoká můžeme říct, že měření dynamického modulu pružnosti betonu bylo ovlivněno vzduchovou mezerou ve vzorcích.

5.3.4 Stropní panely

Stanovení dynamického modulu betonu stropních panelů v tahu a tlaku proběhlo pouze na 2 vzorcích. Tyto vzorky byly změřeny, zváženy a pomocí ultrazvuku byla změřená doba průchodu vzorkem. V tabulce 5.8 můžeme vidět zapsány všechny tyto naměřené veličiny.

Tab. 5.8: Záznam z měření ultrazvukem a vyhodnocení dynamického modulu pružnosti betonu stropních panelů[44]

Vzorek	l [mm]	Průměr [mm]	m [g]	Doba průchodu[μs]				Rychlost šíření [m/s]	Dynamický modul pruž. [MPa]
				Měřená			Průměrná		
D1-1	55.90	50.00	259.57	17.80	18.70	18.60	18.37	3044	20800
D2-1	52.10	50.00	242.03	18.90	18.80	18.70	18.80	2771	17200

Výsledkem měření bylo stanovení dynamického modulu pružnosti betonu každého z vzorků. U stropních panelů má beton modul pružnosti přibližně 19 000 MPa, což odpovídá přibližně pevnosti betonu 11,2 MPa. Pevnost betonu stropních panelů určená z rychlosti šíření ultrazvuku je přibližně pět krát menší než pevnost určená zatěžovací zkouškou betonu v tlaku. Takto velká odchylka vznikla z důvodu nedostatečného počtu vzorků odebraných z konstrukce.

5.4 Statický modul pružnosti betonu

Statický modul pružnosti betonu byl stanoven na 4 vzorcích z patek. Před samotným stanovením statického modulu pružnosti betonu v lisu, byla nejprve pomocí ultrazvuku stanovena jakost betonu v jednotlivých částech vývrtu.

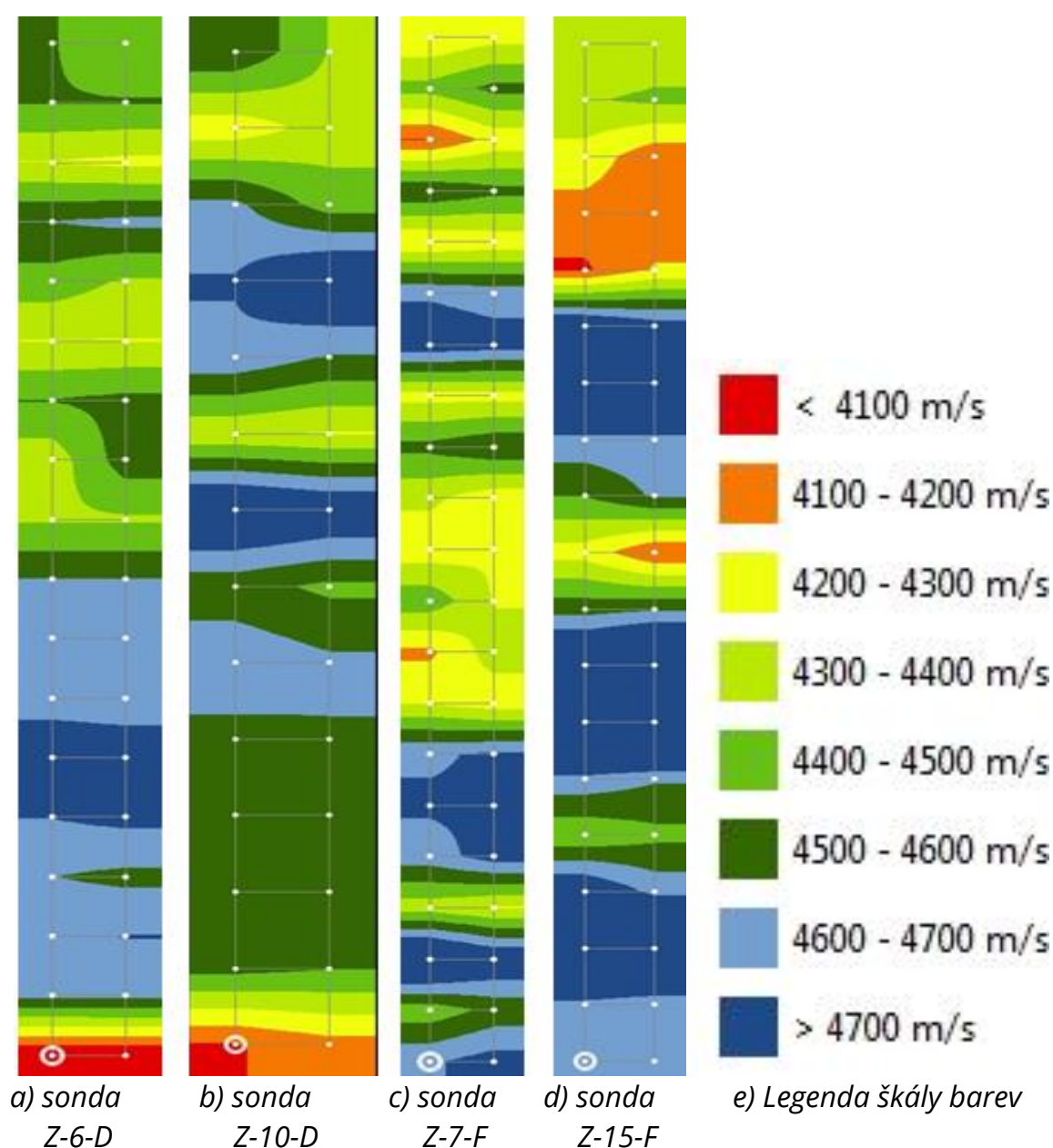
5.4.1 Roztřídění vzorků na základě ultrazvukového měření

Jakost betonu byla stanovena pomocí plošných skenů ultrazvukem Pundit PL-200. Nejprve byla na vzorky rozkreslená síť bodů rovnoběžně po obou stranách sond. Síť probíhala přes celou délku sond a vzdálenost jednotlivých bodů od sebe byla padesát milimetrů. Dále bylo zapotřebí provést kalibraci ultrazvuku na etalonu, tak aby mrtvý čas byl roven nule.



Obr. 5.17: Síť bodů na jednotlivých sondách ze základů pro určení jakosti betonu přístrojem Pundit PL-200 [40]

Po rozkreslení sítě a po kalibraci přístroje proběhlo vlastní měření. Pomocí ultrazvuku byly měřeny doby průchodu v jednotlivých bodech sítě. V každém bodě byly zaznamenány tři hodnoty. Po naměření všech hodnot sítě vznikl plošný sken jednotlivých sond ze základů. Ultrazvuk vykreslil plošné skeny ve škále barev od zelené, což je nejlepší jakost betonu, po červenou, což je nejméně kvalitní beton. U každého plošného skenu se musely dále upravit hranice barevné škály rychlosti šíření tak, aby nám dal ultrazvuk co nejpresnější informace o jakosti betonu po celé délce sond.



Obr. 5.18: Plošné skeny určené k rozřídění vzorků [44]

Na obrázcích plošných skenů můžeme vidět rozložení jakosti betonu po výšce základů. Jak můžeme vidět na obrazcích 5.18 a) a 5.18 b) je součástí sondy také podkladní beton, který má poměrně horší kvalitu než beton samotných patek. Dále je z těchto obrázků patrné, že beton patek je podobné jakosti po celé výšce.

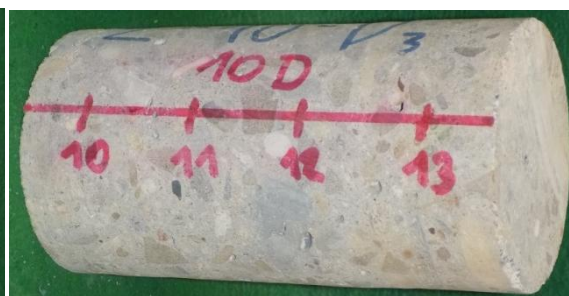
Na obrázcích 5.18 c) a 5.18 d) lze vidět, že tyto patky jsou bez podkladního betonu. Beton těchto patek je pak lepší kvality blíže ke spodnímu líci patek. U sond Z-10-D, Z-7-F a Z-15-F byly vzorky odebrány ze spodních částí sond.

Vzorky byly vyrobeny řezáním z předem stanovených částí sond. Po vyřezání byly zkušební tělesa nejdříve zdokumentovány a popsány jako celek z různých hledisek. U těchto zkušebních těles byla podrobně popsána skladba betonu, pórovitost a rozměry.



Obr. 5.19: Vzorek 6D-6

*Délka: 209,15 mm
Průměr: 103,66mm
Kamenivo: těžené 0-32 (36 mm)
Tmel: barva šedá, drsný povrch
Pórovitost: mírně pórovitý
[43]*



Obr. 5.20: Vzorek 10D-12

*Délka: 209,21 mm
Průměr: 103,68 mm
Kamenivo: těžené 8-32 (43 mm)
Tmel: barva šedá, hladký povrch
Pórovitost: mírně pórovitý
[43]*



Obr. 5.21: Vzorek 7F-13

Délka: 209,14 mm

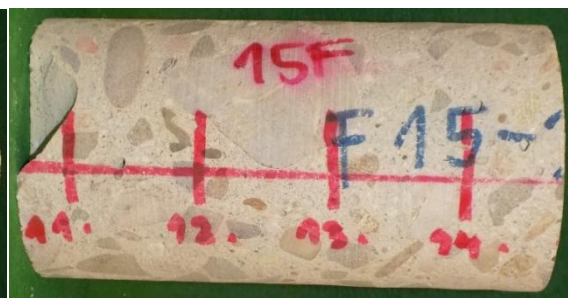
Průměr: 103,72mm

Kamenivo: těžené 0-32 (32 mm)

Tmel: barva šedá, hladký povrch

Pórovitost: mírně pórovitý

[43]



Obr. 5.22: Vzorek 15F-13

Délka: 208,37 mm

Průměr: 103,59 mm

Kamenivo: těžené 8-63 (73 mm)

Tmel: barva šedá, hladký povrch

Pórovitost: mírně pórovitý

[43]

5.4.2 Stanovení statického modulu pružnosti betonu automatickým měřením

Následně byl sestaven měřicí rám, na kterém byly stanoveny vzdálenosti zkušebních bodů na sto milimetrů. Po zdokumentování vzorků byly všechny vzorky zváženy a osazeny snímacím rámem. Na obrázku 5.23 lze vidět umístění měřicího zařízení na vzorku 10D-12.



Obr. 5.23: Osazení měřicího zařízení na vzorku 10D-12 [40]

Samotný snímací rám byl na těleso osazen mimo lis a snímací zařízení bylo zaaretováno. Po osazení snímacího rámu byl vzorek přemístěn do lisu a snímací zařízení bylo odaretováno. Po osazení vzorku do lisu muselo být nejprve stanoveno zatěžovací napětí pro horní mez.

Toto napětí se určí jako třetina z aritmetického průměru pevností v tlaku ověřeným na srovnávacích tělesech. Výpočet byl proveden podle následujícího vztahu:

$$\sigma_a = \frac{f_c}{3} [N/mm^2]$$

σ_a horní zatěžovací napětí

f_c aritmetický průměr pevnosti v tlaku [37]

Nejprve se vyvodilo základní napětí σ_b o velikosti 0,5 N/mm² a byly zapsány hodnoty z obou snímačů. Dále se napětí na vzorek zvyšovalo rychlostí 0,4 – 0,6 N/mm²/s až do dosažení vypočtené horní meze σ_a . [37]

Při dosažení horní meze se napětí σ_a udržovalo po dobu šedesáti sekund a byly zapsány hodnoty ze snímacích zařízení. Tento cyklus zatěžování ze základního napětí na horní mez byl zopakován dvakrát. [37]

Při posledním zatěžovacím cyklu byl vzorek po dobu 60 s podržen při napětí σ_b a byly zapsány hodnoty poměrného přetvoření ϵ_b . Poté bylo těleso předepsanou rychlostí opět zatíženo na horní mez σ_a a byly zapsány hodnoty poměrného přetvoření ϵ_a . [37]

Tímto způsobem byly odzkoušeny všechny vzorky. Naměřené hodnoty byly zapsány pro přehlednost do tabulky 5.9. V této tabulce můžeme také vidět výsledný statický modul pružnosti betonu v tlaku jednotlivých vzorků, který byl vypočítán ze vztahu:

$$E_c = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_a - \sigma_b}{\Delta\varepsilon_a - \Delta\varepsilon_b}$$

σ_a horní zatěžovací napětí

σ_b spodní zatěžovací napětí

$\Delta\varepsilon_a$ průměrné přetvoření při horním zatěžovacím napětí

$\Delta\varepsilon_b$ průměrné přetvoření při spodním zatěžovacím napětí [30]

Tab. 5.9: Záznam z cyklického zatěžování vzorků z patek pomocí lisu FORM+TEST [44]

Vzorek	Průměr [mm]	l [mm]	σ_b [N/mm ²]	σ_a [N/mm ²]	$\Delta\varepsilon_b$ [-]	$\Delta\varepsilon_a$ [-]	E_c [N/mm ²]
6D-6	103,66	209,15	0,48	14,22	0,00022	0,00099	17800
10D-12	103,68	209,21	0,48	11,84	0,00007	0,00050	26400
7F-13	103,72	209,14	0,48	17,74	0,00002	0,00084	21000
15F-13	103,59	208,37	0,46	11,86	0,00013	0,00077	17800

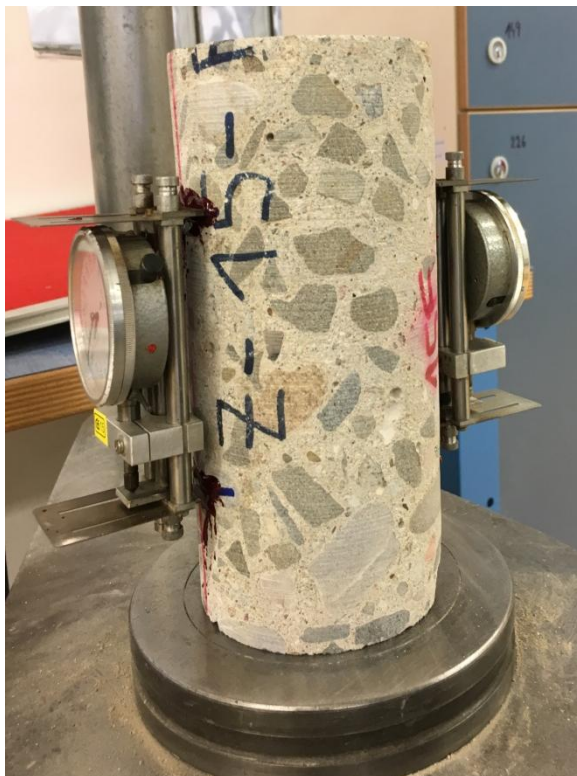
Po ukončení zatěžovacího cyklu bylo snímací zařízení zaaretováno a odstraněno ze zkušebního vzorku.

5.4.3 Ověření statického modulu pružnosti betonu ručním měřením

Pro ověření statického modulu pružnosti betonu určeného pomocí zkušební lisu FORM+TEST, byla provedena zkouška za pomoci číselníkových úchylkoměrů umístěných v Hollanově průtahoměru. Vzorky byly zatěžovány na spodní i horní mezi stejnou silou jako u zkoušky v lisu FORM+TEST.

Nejdříve byly na vzorky nalepeny Holanovi průtahoměry s číselníkovými úchylkoměry pomocí pečetického vosku. Na každý vzorek byly nalepeny dvě měřicí zařízení naproti sobě o měřicí základně sto milimetrů.

Na obrázku 5.24 můžeme vidět nalepené měřící zařízení na vzorku 15F-13. Po ztuhnutí vosku a vychladnutí vzorku byl vzorek umístěn do lisu. Na obrázku 5.25 můžeme vidět upnutý vzorek 6D-6 v lisu.



Obr. 5.24: Vzorek 15F-13 osazený Hollanovými můstky [43]



Obr. 5.25: Vzorek 6D-6 upnutý v lisu [43]

Po umístění vzorku do lisu se musel nejdříve vycentrovat tak, aby byl každý vzorek rovnoměrně zatěžován po celé ploše. Po upnutí do lisu proběhlo první centrovací měření. Vzorek byl nejdříve zatížen na spodní mez o velikosti 4 kN. Po 30 sekundách se deformace ustálily a byly odečteny deformace z obou úchylkoměrů.

Poté se vzorek zatížil na horní mez, která byla vypočtena pro každý prvek zvlášť jako $\frac{1}{3}$ z aritmetického průměru pevností v tlaku ověřeným na srovnávacích tělesech. Po dosažení požadovaného napětí se opět podrželo po dobu 30 sekund pro ustálení a byly odečteny hodnoty z obou úchylkoměrů.

Pokud je rozdíl měření na jednotlivých zařízeních větší než 20 %, musí se upravit upnutí vzorku v lisu. Pokud je však rozdíl měření maximálně 20 % je upnutí prvku správné a můžou následovat 2 kontrolní měření.

Pokud při obou kontrolních měření je rozdíl měření mezi jednotlivými úchylkoměry menší než 20 % provede se poslední měření na spodní i horní úrovni a naměřené výsledky se zapíší.

V tabulce 5.10 jsou zapsány výsledky z měření všech vzorků a také výsledný statický modul pružnosti jednotlivých vzorků. [14]

Tab. 5.10: Záznam z cyklického zatěžování s měřením deformací číselníkovými úchylkoměry [44]

Vzorek	Průměr [mm]	l [mm]	σ_b [N/mm ²]	σ_a [N/mm ²]	$\Delta\epsilon_b$ [-]	$\Delta\epsilon_a$ [-]	E_c [N/mm ²]
6D	103,66	209,15	0,48	14,22	0,00169	0,00254	16200
10D	103,68	209,21	0,48	11,85	0,00227	0,00274	24200
7F	103,72	209,14	0,48	17,76	0,00281	0,00372	19000
15F	103,59	208,37	0,48	11,86	0,00108	0,00168	18900

Po dokončení měření byly měřící zařízení ze vzorku odstraněny a povrch vzorků byl očištěn od přebytečného vosku.

5.4.4 Porovnání výsledků

Stanovení statického modulu pružnosti ve zkušebním lise FORM+TEST proběhlo ihned po odběru z konstrukce. Tyto výsledky jsou tudíž reálnější, protože stanovení proběhlo na vzorcích, jejichž vlastnosti odpovídají vlastnostem betonu v konstrukci.

Před dalším měřením pomocí Hollanových můstků byly vzorky uloženy v laboratoři a došlo k jejich vyschnutí. To může být také jeden z důvodů rozdílných výsledků jednotlivých metod.

Po dokončení měření statického modulu pružnosti betonu oběma metodami byly výsledky z jednotlivých metod porovnány. V tabulce 5.11 můžeme vidět srovnání výsledku z obou metod. Jak lze v tabulce vidět, výsledky z obou metod se liší maximálně o 10 %.

Tab. 5.11: Srovnání výsledků cyklického zatěžování automatickým a ručním měřením [44]

Vzorek	E_c [N/mm ²]		Odchylka v [N/mm ²]	Odchylka v %
	FORM+TEST	Indik. hodinky		
6D	17800	16200	1600	8,99
10D	26400	24200	2200	8,33
7F	21000	19000	2000	9,52
15F	17800	18900	-1100	- 6,18

Každé zkušební těleso se následně zatěžovalo až do porušení a byla zapsána maximální síla, které zkušební těleso odolalo. Z této maximální síly byla následně vypočítaná pevnost betonu v tlaku.

Tab. 5.12: Záznam ze zatěžovací zkoušky srovnávacích těles určených ke stanovení statických modulů pružnosti betonu v tlaku [44]

Vzorek	Průměr [mm]	F [kN]	A [mm ²]	λ	$K_{c,cube}$	$K_{c,cyl}$	$f_{c,cyl}$ [MPa]	$K_{cyl,cube}$	$f_{c,cube}$ [MPa]
6D-6	103,66	240,0	8435,14	2,02	0,95	1,00	27,2	1,248	33,9
10D-12	103,68	287,0	8438,39	2,02	0,95	1,00	32,5	1,244	40,4
7F-13	103,72	379,5	8444,90	2,02	0,95	1,00	42,9	1,233	52,9
15F-13	103,59	206,0	8423,75	2,01	0,95	1,00	23,3	1,250	29,2

V tabulce 5.12 lze vidět krychelné pevnosti jednotlivých vzorků, na kterých byl stanoven statický modul pružnosti betonu patek v tlaku. Pevnost betonu v tlaku vypočítaná na tělesu, na kterém se zjišťoval statický modul pružnosti betonu v tlaku, byla porovnána se sadou těles z příslušné sondy. Pro přehlednost byla vytvořena tabulka 5.13.

Tab. 5.13: Srovnání krychelných pevností těles určených ke stanovení statických modulů pružnosti betonu s příslušnou sadou těles [44]

Vzorek	$f_{c,cube}$ [MPa]	Sada těles	$f_{c,cube}$ [MPa]
6D-6	33,9	Z-6-D	48,7
10D-12	40,4	Z-10-D	33,5
7F-13	52,9	Z-7-F	52,4
15F-13	29,2	Z-15-F	30,7

Jak můžeme vidět v tabulce 5.13 pevnost vzorku 6D-6 se liší od pevnosti příslušné sady o více než 20 %, přesněji o 44 %. Taková velká odchylka vznikla nejspíše už při ověřování kvality betonu pomocí liniových skenů z ultrazvuku.

V daném místě sondy, z něhož byl vzorek vyroben je dobře poskládané kamenivo, ale cementový tmel mezi kamenivem má malou pevnost. Z tabulky je zřejmé že dosažené krychlené pevnosti ostatních vzorků, které sloužily pro stanovení statických modulu pružnosti betonu patek v tlaku, se liší o méně než 20 % od dosažených pevností zbývajících vzorků jednotlivých sad.

6 Celkové zhodnocení objektu

V této kapitole bude provedeno celkové zhodnocení nosné železobetonové prefabrikované konstrukce z několika hledisek. Na základě celkového stavu objektu bude proveden ideový návrh sanace, tak aby mohla být provedena plánovaná nástavba čtyř podlaží.

6.1 Celkový stav objektu

V této podkapitole bude podle charakteristické pevnosti betonu jednotlivých částí konstrukce přiřazena třída betonu patkám, sloupům, průvlakům a železobetonové desce. Dále budou zpracovány schémata vyztužení jednotlivých částí podle provedené detailnější diagnostiky konstrukce. U žebrové desky bude proveden také statický výpočet.

6.1.1 Beton

Ze zjištěných hodnot statického modulu pružnosti betonu a dynamického modulu pružnosti betonu byl vypočítán zmenšovací součinitel ze vzorce:

$$\kappa_u = \frac{E_c}{E_{cu,l}}$$

κ_u zmenšovací součinitel dynamického modulu pružnosti betonu

E_c statický modul pružnosti betonu

$E_{cu,l}$ dynamický modul pružnosti betonu [23]

Tab. 6.1: Zmenšovací součinitel κ_u dynamických modulů pružnosti betonu [44]

Vzorek	E_c [N/mm ²]	$E_{cu,l}$ [N/mm ²]	κ_u
6D-6	16200	28200	0,574
10D-12	24200	30700	0,788
7F-13	19000	25600	0,742
15F-13	18900	30900	0,612

Z tabulky 6.1 byl stanoven zmenšovací součinitel $\kappa_u = 0,679$ pro dynamický modul pružnosti betonu.

Beton jednotlivých prvků konstrukce byl zatříděn do jednotlivých klasifikačních stupňů porušení betonu dle TP SSBK III. U zatřídění záleží, zda se jedná o monolitický beton nebo o prefabrikáty. [10]

Tab. 6.2: Klasifikační stupně porušení pro monolitické konstrukce [44] [44 dle TP SSBK III]

Kategorie	Hloubka porušení [mm]
M (malý)	od 0 do 10 mm včetně
S (střední)	nad 10 do 25 mm včetně
V (velký)	nad 25 do 40 mm včetně
E (extrémní)	nad 40 mm

Tab. 6.3: Klasifikační stupně porušení pro prefabrikované konstrukce [44 dle TP SSBK III]

Kategorie	Hloubka porušení [mm]
M (malý)	od 0 do 5 mm včetně
S (střední)	nad 5 do 15 mm včetně
V (velký)	nad 15 do 30 mm včetně
E (extrémní)	nad 30 mm

Po provedení zkoušek v tlaku na vývrtech byly ze zjištěných pevností určeny pevnostní třídy betonu jednotlivých prvků konstrukcí. Pro vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku na základě jádrových vývrtů byl použit postup „B“ dle ČSN EN 13791. Postup „B“ slouží pro stanovení pevnosti betonu v tlaku pro 3 až 14 vývrtů ze zkušební oblasti. Dle tohoto postupu byla použita následující kritéria:

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k$$

$$f_{ck,is} = f_{is,nejmenší} + 4$$

$f_{ck,is}$ charakteristická pevnost betonu v tlaku

$f_{m(n),is}$ průměrná pevnost betonu v tlaku stanovená na n počtech vývrtů

$f_{is,nejmenší}$ nejmenší pevnost zjištěná na vývrtech

k..... krajní mez závislá na počtu vývrtů n [26]

Z výsledků zkoušek, jak můžeme vidět v tabulce 6.4, je zřejmé že se jedná o velmi kvalitní beton. V této tabulce můžeme vidět kritérium průměru a kritérium minima pro zatřídění betonu do jednotlivých tříd. Z těchto 2 hodnot se následně vybere ta menší a zatřídí se do příslušné pevnostní třídy.

Tab. 6.4: Charakteristické pevnosti betonu, kritéria průměru a minima jednotlivých prvků konstrukce [44]

Prvek	$f_{c,cube}$ [MPa]	$f_{m(n),is}$ [MPa]	$f_{is,nejmenší}$ [MPa]
Patky	42,7	35,7	31
Sloupy	46,2	39,2	46,3
Průvlaky	56,7	49,7	49,5
Deska	55,1	46,1	52

Zatřídění betonu jednotlivých prvků konstrukce bylo provedeno podle normy ČSN EN 206. Dle této normy je zatřídění betonu provedeno na stranu bezpečnou, protože se musí prokázat plná hodnota charakteristické pevnosti. [28]

Patky

U základů rozhoduje kritérium minima, jak můžeme vidět v tabulce 6.4, které má hodnotu $f_{is,nejmenší} = 31$ MPa. Na základě této hodnoty byl beton patek zařazen do pevnostní třídy:

- C25/30.

Dle TP SSBK III byl beton patek zařazen do klasifikačního stupně betonu:

- S (střední) – do tohoto klasifikačního stupně byl beton patek zařazen, protože se jedná o monolitický beton a maximální hloubka porušení je do 25 mm. [10]

Sloupy

Jak můžeme vidět v tabulce 6.4, rozhoduje u sloupů kritérium průměru tak jako u většiny prvků, které má hodnotu $f_{m(n),is} = 39,2$ MPa. Na základě této hodnoty byl beton sloupů zařazen do pevnostní třídy:

- C 30/37.

Dle TP SSBK III byl beton většiny sloupů zařazen do klasifikačního stupně betonu:

- **S (střední)** – do tohoto klasifikačního stupně byl beton sloupů zařazen, protože se jedná o prefabrikovaný prvek a v tom případě je povolena maximální hloubka porušení do 15 mm. [10]

Pouze výjimečně se na sloupech S-2-D, S-6-C, S-10-C, S-10-G, S-12-C, S-13-B, S-14-F, S-19-H nachází v horní části porušení s větší hloubkou. A proto byly tyto prvky zařazeny do klasifikačního stupně:

- **V (velké)** – jedná se o prefabrikovaný prvek s maximální hloubkou porušení do 30 mm. [10]

Průvlaky

Z tabulky 6.4 je zřejmé, že u průvlaků jsou hodnoty obou kritérií podobné, ale rozhoduje kritérium minima, které má hodnotu $f_{is,nejmenší} = 49,5$ MPa. Na základě této hodnoty byl beton průvlaků zařazen do pevnostní třídy:

- **C 35/45.**

Dle TP SSBK III byl beton průvlaků zařazen do klasifikačního stupně betonu:

- **S (střední).** – jedná se o prefabrikované prvky a na žádném průvlaku nebylo objeveno porušení z větší hloubkou než 15 mm. [10]

Stropní panely

U stropních panelů rozhoduje kritérium průměrů, jak můžeme vidět v tabulce 6.4, které má hodnotu $f_{m(n),is} = 46,1$ MPa. Na základě této hodnoty byl beton stropních panelů zařazen do pevnostní třídy:

- **C35/45.** – pouze orientační, protože u desek byl k dispozici malý počet zkušebních těles.

Dle TP SSBK III byl beton stropních panelů zařazen do klasifikačního stupně betonu:

- **M (malé)** – do tohoto klasifikačního stupně byl beton stropních panelů zařazen, protože je v dobrém stavu a nebylo na žádné části nalezeno porušení z větší hloubkou než 5 mm. [10]

6.1.2 Vyztužení

Během prohlídky byly kombinací několika metod zjišťovány vlastnosti a polohy výztuží v jednotlivých prvcích konstrukce. U každého prvku bylo provedeno měření pomocí georadaru Hilti PS-1000 upřesněné Profometrem PM-630. Tyto dvě metody měření byly následně ve vybraných místech upřesněny sekanými sondami. Na základě tohoto ověření jsou zpracovány schémata vyztužení sloupů a průvlaků. V místech sekaných sond došlo také k zařazení výztuže jednotlivých prvků do kategorií korozního narušení výztuže dle TP SSBK III. [10]

Tab. 6.5: Klasifikační stupně korozního narušení výztuže [44 dle TP SSBK III]

Kategorie	Rozsah korozního narušení
P (povrchová koroze)	koroze povrchu výztužných prutů bez výrazného úbytku profilu
H (hloubková koroze)	odlupování korozních zplodin po vrstvách, výrazný úbytek profilu
E (extrémní narušení)	oslabení profilu o více než 50 % plochy průřezu

Patky

V základech byla nalezena pouze spodní výztuž, a to dvojího průměrů podle výšky sloupů, pod kterým se patka nachází. U sloupů s výškou 4,3 m je spodní výztuž patek Ø V14 mm (10 425). U sloupů s výškou 3 m se v patkách nachází spodní výztuž Ø J12 mm (10 335). Spodní výztuž patek je přímo položená na zemině, u patek které mají podkladní beton, je výztuž položena na něm.

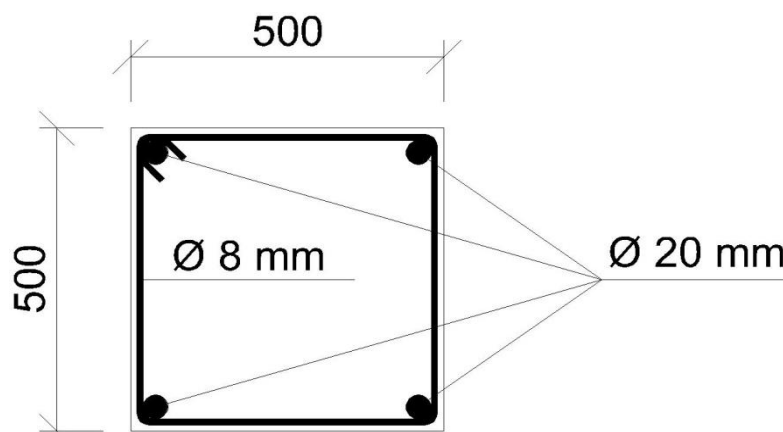
I když byla projektovou dokumentací u některých patek navržena i horní výztuž proti protlačení se v patkách nenachází.

Dle TP SSBK III byla spodní výztuž patek zařazena do klasifikačního stupně korozního narušení výztuže:

- **P (povrchová koroze)** – i přesto, že u některých patek je výztuž přímo položená na zemině a dochází u těchto prutů k většímu výskytu koroze se jedná pouze o povrchovou korozi a nedochází k výraznému úbytku profilu.

Sloupy

Sloupy jsou prefabrikované, betonované do formy na ležato. Sloupy jsou vyztužené čtyřmi pruty hlavní výztuže v rozích, které obepínají třmínky, viz obrázek 6.1.



Obr. 6.1: Schéma vyztužení sloupů výšky 4,3 m [44]

Hlavní výztuž ve sloupech je dvojího průměru a to podle výšky sloupů. U vyšších sloupů je hlavní výztuž tvořena čtyřmi pruty Ø V20 mm (10 425), u nižších sloupů je potom výztuž Ø V18 mm (10 425). Třmínky v obou druhích sloupů jsou Ø E8 mm (10 216) průměrně po 200 mm.

Stav výztuže je po celé výšce sloupů velmi dobrý, protože hloubka karbonatace u sloupů je průměrně 5 mm. Pouze horní část sloupů je problematická, v místě styku s průvlaky.

V tomto místě byla výztuž při výrobě vytažena ven z prvků z důvodu napojení na průvlaky. Následně měli být otvory v průvlacích zainjektovány, ale u většiny spojů k tomu nedošlo nebo byla injektáž provedena špatně. Následným zatékáním vody nebo provozních kapalin do otvorů zde došlo ke vzniku koroze.

V některých případech také došlo při montáži k vyhnutí výztuže sloupů, protože díky geometrické nepřesnosti neodpovídala poloha otvorů v průvlacích poloze výztuže ze sloupů. Z důvodu těchto nedostatků byla výztuž sloupů zařazena dle TP SSBK III do kategorie:

- **P (povrchová koroze)** – pouze výjimečně se na některých místech v horních částech nachází koroze ve větším rozsahu, ale nedošlo v žádném místě k výraznému úbytku profilu. [10]

Průvlaky

Průvlaky jsou také prefabrikované, mají tvar obráceného T a lokalizace výztuže byla provedena pouze z přístupného dolního líce. U průvlaků se vyztužení zjišťovalo uprostřed rozpětí, u podpory a v místě ozubu.

Stav výztuže v průvlacích byl ověřován 20 sekanými sondami. Vzhledem k malé hloubce karbonatace maximálně do 5 mm byla mírnou povrchovou korozí zasažena pouze výztuž nacházející se blíže povrchu. Z tohoto důvodu byla výztuž průvlaků zařazena dle TP SSBK III do kategorie:

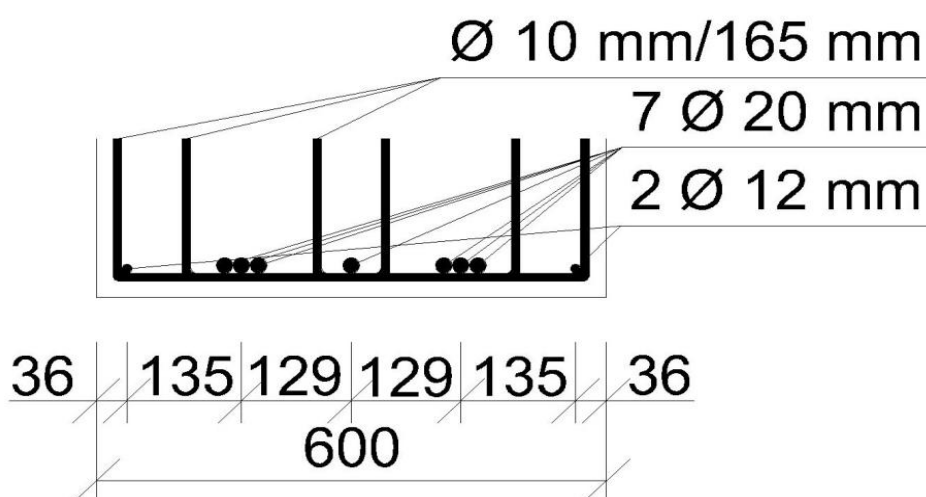
- **P (povrchová koroze)** – korozi byly zasaženy většinou pouze třmínky.

Pouze v některých případech byly průvlaky poškozené díky masivním zátekům vody a provozních kapalin. U těchto průvlaků se nachází rozsáhlá koroze a došlo k úbytku profilu třmínku, a proto byla výztuž těchto průvlaků zařazena do kategorie:

- **H (hloubková koroze)** – pouze průvlaky P-14-EFG, P-15-EF, P-18-FGH a P-19-FGH.

Uprostřed rozpětí jsou vždy dva shluky výztuží po 3 prutech Ø V20 mm (10 425). Ve středu průřezu byly tyto shluky doplněny o jeden prut Ø V18 mm (10 425) popřípadě Ø V20 mm (10 425). Po krajích průřezů se nachází konstrukční výztuž Ø V12 mm (10 425). Tyto pruty hlavní výztuže obepínají dva druhy třmínku.

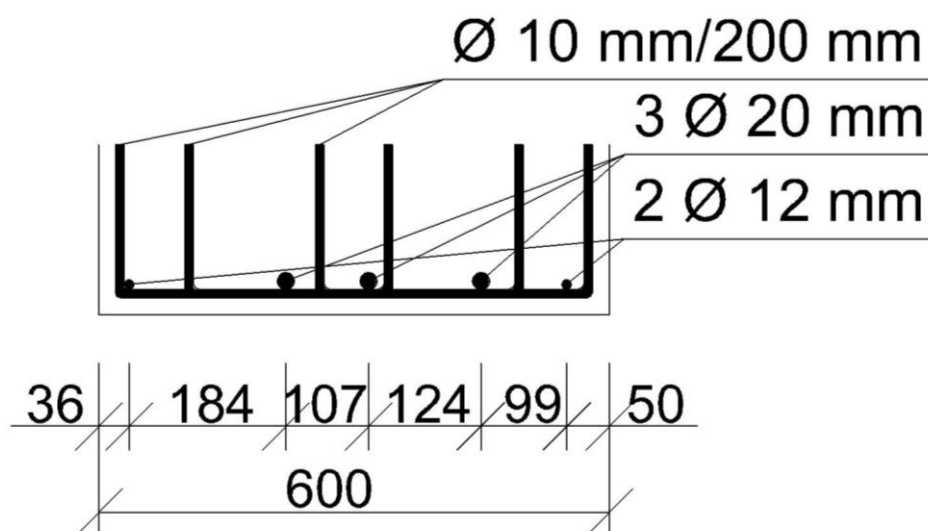
Čtyřstržné třmínky Ø E10 mm (10 216) jsou umístěny ve střední části průřezu a jsou vytaženy do horní části průřezu. Tyto čtyřstržné třmínky jsou doplněny dvojstržnými třmínky Ø E10 mm (10 216) přes celou dolní část průřezu. Vzdálenosti třmínků se obvykle pohybují od 150 do 200 mm.



Obr. 6.2: Schéma vyztužení průvlaků uprostřed rozpětí [44]

U podpory byla nalezena po krajích konstrukční výztuž $\varnothing$ V12 mm (10 425). Dále byl zaznamenán vždy jeden prut $\varnothing$ V20 mm (10 425) ze shluků 3 výztuží přicházející ze středu rozpětí. I když nebylo možné stanovit smykovou výztuž z boku, předpokládá se, že zbývající dva pruty z každého shluku se ohýbají směrem nahoru.

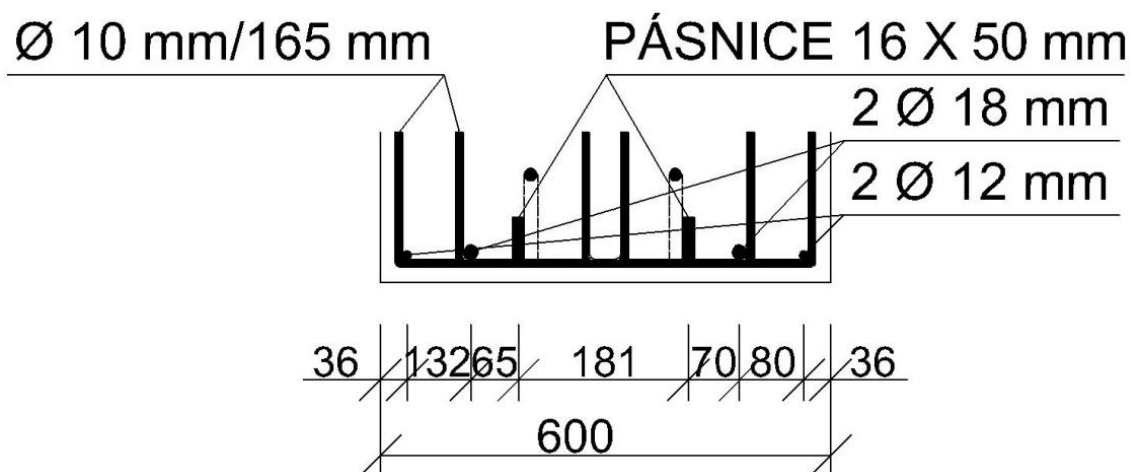
Uprostřed průřezu byl také zaznamenán prut $\varnothing$ V18 mm (10 425) popřípadě $\varnothing$ V20 mm (10 425). Tento prut přichází ze středu rozpětí a těsně před podporou se ohýbá nahoru. U podpory obepínají hlavní výztuž třmínky stejné jako uprostřed rozpětí.



Obr. 6.3: Schéma vyztužení průvlaků u podpory [44]

V místě ozubu jsou v dolní části dva pruty $\varnothing$ V18 mm (10 425), které se na úplném konci ozubu ohýbají směrem nahoru. Dále se zde nachází dvě výztuhy z pásovin o rozměrech 16x50 mm, které procházejí pravděpodobně až do podpory. Délka pásovin byla ověřena do 550 mm od spáry ozubu.

K oběma pásovinám je téměř na konci ozubu z boku přivařen jeden prut $\varnothing$ V18 mm (10 425), který jde šikmo nahoru a slouží k zachycení tahových sil v oblasti náhlé změny průřezu ozubu. V oblasti ozubu bylo zjištěno zesílení čtyřstřížných třmínků $\varnothing$ J12 mm (10 325).



Obr. 6.4: Schéma vyztužení průvlaků v místě ozubů [44]

Stropní panely

U stropních panelů byla provedena lokalizace výztuže pro každý prvek panelů. Veškerá obnažená výztuž je v dobrém až velmi dobrém stavu. Kvalita výztuže závisí na hloubce karbonatce, která byla v jednotlivých prvcích od 5 mm do 20 mm. Dle TP SSBK III byla výztuž stropních panelů zařazena do kategorie:

- **P (povrchová koroze)** – pouze v místech záteků jsou některé prvky lokálně poškozeny a výztuž zde je zasažena povrchovou korozí. [10]

Podélná žebra jsou vyztužena dvěma pruty, kdy jeden prut je Ø V18 mm (10 425) a druhý prut Ø V20 mm (10 425). Třmínky v podélném žebře jsou Ø E8 mm (10 216) a jsou rozmístěny po 120 mm.

Ztužující příčná žebírka jsou vyztužena dvěma pruty Ø V8 mm (10 425). Třmínky příčných žebírek jsou Ø E5,5 mm (10 216). Vyztužení koncových příčníků nebylo stanoveno. Hlavní a rozdělovací výztuž stropních panelů tvoří pruty Ø E8 mm (10 216) po 150 mm.

6.1.3 Statický výpočet

Aby mohla být provedena nástavba nových podlaží, musíme znát nejprve únosnost jednotlivých prvků konstrukce. V přílohách 5 až 7 jsou provedeny statické výpočty jednotlivých prvků stropní desky. Hlavním cílem statického výpočtu bylo zjistit velikost proměnného zatížení, které je panel schopen přenést.

Zatížení stále je počítáno ze skladby podlah podle sond, které byly provedeny během prohlídky. Návrhové zatížení je počítáno podle kombinace 6.10. Požadavkem na únosnost, byla velikost proměnného zatížení minimálně 9 kN/m^2 . Byl proveden zjednodušený statický výpočet pro stanovení proměnného zatížení jednotlivých prvků stropního panelu.

Prvky stropního panelu přenesou proměnné zatížení o velikosti:

- deska $\rightarrow q_k = 54,269 \text{ kN/m}^2$;
- žebírka $\rightarrow q_k = 17,627 \text{ kN/m}^2$;
- podélná žebra $\rightarrow q_k = 7,672 \text{ kN/m}^2$.

Protože je současná skladba podlahy příliš těžká je potřeba ji odstranit a provést novou skladbu podlahy, viz tabulka 6.6. Po pokládce nové podlahy bude únosnost stropního panelu $9,198 \text{ kN/m}^2$, která splňuje požadavek na únosnost stropní konstrukce.

Tab. 6.6: Skladba nové podlahy pro zvětšení proměnného zatížení stropních panelů [44]

materiál	tloušťka vrstvy [mm]	objemová tíha [kN/m^3]
dlažba	12	2200
tmel	5	2300
HI	2	250
bet. mazanina	60	2300

6.2 Ideový návrh sanace

Provedený průzkum ukázal, že ze statického hlediska nemá železobetonový skelet žádné závažné poruchy. Mezi nejčastější vady konstrukce patří odlupování betonu v horní části sloupů a u průvlaků v místě špatně provedených prostupů. Z důvodu zatékání došlo v těchto místech ke korozi výztuže, která je ve většině případů spíše povrchová. Pouze některé výše uvedené prvky vykazují střední či vyšší míru poškození povrchu betonu a hloubkovou korozi některých prvků výztuže, většinou třmínku.

Aby mohla být provedena plánovaná nástavba 4 podlaží, je nejprve nutné provést sanaci stávající konstrukce, která je ve velkém rozsahu poškozena neustále se opakujícími vadami a poruchami.

Nejprve je potřeba provést takzvané hrubé odstranění betonu. Je potřeba odstranit nedržící vrstvy betonu u jednotlivých prvků. Hrubé odstranění betonu lze provést mnoha způsoby, pro tento objekt byl však zvolen nejčastější způsob a to rozrušování mechanickými údery. K odstranění nedržících vrstev betonu budou použita lehká pneumatická popřípadě elektrická kladiva s hmotností maximálně do 4 kg. [10]

Nevýhodou tohoto postupu však je, že se někdy kromě nesoudržného betonu odbourá také soudržný kvalitní beton, a proto musíme dbát zvýšené opatrnosti. Mechanické bourání bude zaměřeno na beton podél korodujících prutů. V místech, kde je obnažená korodující výztuž, se musí provést pomocí kladiv obnažení prutů ze všech stran. [10]

Následně je potřeba provést očištění výztuže od koroze. V případě potřeby bude provedeno očištění výztuže pomocí stlačeného vzduchu s abrazivem. Jedná se o méně používanou metodu, ale abrazivní látky smísené se vzduchem jsou nejlepší volbou pro čištění výztuže. Během tohoto způsobu čištění bude do trysky vstřikována voda z důvodu snížení prašnosti. [32]

Tyto místa musíme následně zbavit úlomků betonu a nečistot. Dále je potřeba otevřít strukturu betonu pro vysprávky, a proto byl zvolený způsob tryskání pomocí vodního paprsku. Na obrázku 6.5 můžeme vidět způsob tryskání vodním paprskem.

Tento způsob byl zvolen z důvodu, že při čištění konstrukce odstraňuje pouze degradovaný beton a naopak beton „zdravý“ ponechává v konstrukci. Tento postup je sice pomalejší oproti ostatním ale za to se jedná o nehluknou a bezprašnou metodu bez dynamických účinků na konstrukci a její okolí. Pro tryskání bude zvolena souprava s vysokotlakým vodním paprskem minimálně však 500 barů na trysce. Tímto způsobem dojde také k navlhčení konstrukce. [33]



Obr. 6.5: Ukázka způsobu tryskání vodním paprskem [30]

Po očištění betonů a výztuže musí být proveden antikorozní nátěr výztuže. V tomto případě bude použit nátěr SikaTop Armatec 110 EpoCem od firmy Sika. Tento typ byl zvolen, protože se jedná o cementovou epoxidem zušlechtěnou maltu určenou k ochraně výztuže proti korozi. Nátěr se provede na všech obnažených prutech ze všech stran.

Po provedení antikoroziního nátěru výztuže musí být aplikován spojovací můstek mezi starým a novým betonem. Jako spojovací můstek bude použit také nátěr SikaTop Armatec 110 EpoCem, protože splňuje také požadavky pro spojovací můstek dle normy ČSN EN 1504-7. Nezainjektované otvory v průvlacích, ve kterých vede výztuž vytažená ze sloupů, budou dodatečně zainjektovány pomocí cementové zálivky SikaRock-Fill G8 Superfluid. [35]

Po nanesení spojovacího můstku bude provedeno vyplnění vysprávký pomocí rychle tvrdnoucí modifikované cementové malty SikaQuick-506 FerroGard. Tato sanační malta byla zvolena z důvodu možnosti tloušťky vrstvy od 6 mm do 30 mm, lokálně až do 60 mm. Další výhodou této malty je že urychluje postup sanace. [36]

Po vytvrdnutí opravné malty musí být nanesena vyhlazovací, ochranná malta. Pro tento účel byla zvolena tenkovrstvá plošná stěrková malta na bázi cementu, zušlechtěná epoxidovou pryskyřicí Sikagard-720 EpoCem. Tato malta byla zvolena z důvodu vyrovnaní vodorovných i svislých prvků a jako bariéra proti vlhkosti v místech prostupů. [36]

Po vyspravení všech prvků konstrukce bude na závěr proveden sjednocující nátěr konstrukce. K tomuto účelu byl zvolen nátěr Sikagard-WallCoat T. Špatně provedené spoje mezi podélnými žebry žebrové stropní desky budou vyplněny pružným tmelem.

K vyplnění spár bude použit plastický tmel Sikaflex-11 FC+. Jedná se o pružný těsnící tmel na bázi polyuretanu vytvrzující vzdušnou vlhkostí. Tento tmel bude použit také pro vyspravení drobných trhlin v konstrukci, které se na prvcích objevují pouze v malém množství. Barva tmelu bude zvolena ve stejném odstínu jako sjednocující nátěr betonu.

7 Závěr

Diplomová práce řešila problematiku přestavby průmyslové železobetonové prefabrikované konstrukce z druhé poloviny 20. století na multifunkční dům. Část konstrukce, která zůstane zachována, byla posouzena ze stavebně technického hlediska.

Na základě plánu průzkumu byla provedena lokalizace výztuže v jednotlivých prvcích pomocí georadaru Hilti PS-1000, Profometru PM-630 a sekaných sond. V místech sekaných sond byla výztuž jednotlivých prvků zařazena dle TP SSBK III do kategorií korozního narušení:

- patky – P (povrchová koroze);
- sloupy – P (povrchová koroze);
- průvlaky – P (povrchová koroze), u osmi průvlaků H (hloubková koroze);
- stropní panely – P (povrchová koroze).

Během prohlídky bylo z konstrukce odebráno celkem 14 vývrtů, pomocí vrtacího zařízení Hilti DD-200, které se dále zkoušely v laboratoři. Zkoušení v laboratoři bylo provedeno pomocí ultrazvuku Pundit PL-200, lisu FORM+TEST a číselníkových úchylkoměrů.

Na všech odebraných jádrových vývrtech byl stanoven dynamický modul pružnosti betonu.

- patky – 40 700 MPa;
- sloupy – 26 300 MPa;
- průvlaky – 27 900 MPa;
- stropní panely – 19 000 MPa.

Na jádrových vývrtech z patek byl dále stanoven statický modul pružnosti betonu pomocí lisu FORM+TEST a následně pro kontrolu pomocí číselníkových úchylkoměrů. Statický modul pružnosti betonu vycházel jednotlivými metodami od 16 200 MPa do 26 400 MPa.

Na základě zkoušek betonu byly určeny pevnostní třídy betonu použitého na jednotlivé prvky konstrukce.

- patky – C 25/30;
- sloupy – C 30/37;
- průvlaky – C 35/45;
- stropní panely – C 35/45.

Dále bylo provedeno zařazení betonu jednotlivých prvků konstrukce do jednotlivých klasifikačních stupňů porušení betonu dle TP SSBK III:

- patky (monolitické) – S (střední);
- sloupy (prefabrikované) – S (střední);
- průvlaky (prefabrikované) – S (střední), u 8 sloupů V (velké);
- stropní panely (prefabrikované) – M (malé).

V přílohách jsou provedeny statické výpočty jednotlivých prvků stropního panelu. Statickými výpočty jednotlivých prvků bylo zjištěno, že stropní panel přenesl $7,672 \text{ kN/m}^2$. Současná únosnost stropního panelu nesplňuje požadavek minimální únosnosti 9 kN/m^2 , a proto je potřeba odstranit stávající skladbu podlahy. Po odstranění stávající podlahy a provedení nové skladby bude dosaženo únosnosti $9,198 \text{ kN/m}^2$. Tato velikost proměnného zatížení již splňuje požadavek na únosnost stropního panelu.

Seznam použitých zdrojů

Publikace

- [1] ADÁMEK, Jiří. *Vlastnosti a zkoušení stavebních materiálů*. Brno: CERM, 1995. Učební texty vysokých škol. ISBN 80-214-0609-7.
- [2] ANTON, Ondřej a kol. *Stavební látky - cvičebnice*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2013. ISBN 978-80-7204-828-1.
- [3] ANTON, Ondřej a kol. *Základy zkušebnictví: návody do cvičení*. Brno: CERM, 2002. Učební texty vysokých škol. ISBN 80-214-2079-0.
- [4] BAŽANT, Zdeněk, Vladimír MELOUN a Ladislav KLUSÁČEK. *Betonové konstrukce IV: montované konstrukce pozemních staveb*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2003. ISBN 80-214-2444-3.
- [5] BAŽANTOVÁ, Zdenka a kol. *Nauka o materiálech 10: zkušební metody*. Praha: České vysoké učení technické, 1995. ISBN 80-01-01264-6.
- [6] CIKRLE, Petr a kol. *NDT zkoušení ve stavebnictví: Příručka kurzu ČŽV*. V Brně: Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT, 2010, 133s. ISBN 978-80-214-4198-9.
- [7] CIKRLE, Petr a kol. *Zpráva o průzkumu budovy společnosti Automedia*. Brno: Fakulta stavební, Vysoké učení technické, 2017, 111 s.
- [8] CIKRLE, Petr, ANTON, Ondřej. Vývoj nedestruktivních metod pro zkoušení betonu za posledních 25 let. *Beton TKS*, 2015, roč. 15, č. 3, s. 3-7. ISSN: 1213- 3116.
- [9] ČÍRTEK, Ladislav. *Prvky betonových konstrukcí*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2007. Studijní opory pro studijní programy s kombinovanou formou studia. ISBN 978-80-7204-518-1.
- [10] DROCHYTKA, Rostislav a kol. *Technické podmínky pro sanace betonových konstrukcí TP SSBK III*. Brno: Sdružení pro sanace betonových konstrukcí, 2012. ISBN 978-80-260-2210-7.
- [11] FIALA, Adolf. *Pokyny pro vyztužování železobetonových konstrukcí*. Díl 1. - část 2., Složitější železobetonové konstrukce. 2. nezměněné vydání. Brno: Vysoké učení technické, 1979. Učební texty vysokých škol.
- [12] HÁJEK, Petr a kol. *Konstrukce pozemních staveb 1: nosné konstrukce I*. 3. vydání. Praha: Nakladatelství ČVUT, 1995. ISBN 978-80-01-03589-4.

- [13] HÁJEK, Petr a kol. *Pozemní stavitelství: Základní požadavky a konstrukční systémy budov*. Praha: Grada, 2014. Studium (Grada). ISBN 978-80-247-5101-6.
- [14] HEŘMÁNKOVÁ, Věra a kol. *Zkušebnictví a technologie - cvičebnice*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2011. ISBN 978-80-7204-758-1.
- [15] MACEKOVÁ, Věra a Milan VLČEK. *Zakládání staveb*. Brno: ERA group, 2004. Technická knihovna (ERA). ISBN 80-86517-83-7.
- [16] MOTYČKA, Vít a kol. *Technologie staveb I: technologie stavebních procesů*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2005. ISBN 80-214-2873-2.
- [17] NOVÁK, Jaroslav a kol. *Kontrola jakosti ve stavebnictví*. Vydání 2., přepracované. Praha: České vysoké učení technické, 1996. ISBN 80-010-1509-2.
- [18] PROCHÁZKA, Jaroslav a Jiří ŠMEJKAL. *Betonové základové a opěrné konstrukce*. V Praze: České vysoké učení technické, 2017. ISBN 978-80-01-06128-2.
- [19] PROCHÁZKA, Jaroslav a kol. *Navrhování betonových konstrukcí 1*. 3. vydání. Praha: ČBS Servis, 2007. ISBN 978-80-903807-5-2.
- [20] VLČEK, Milan a kol. *Konstrukce pozemních staveb - progresivní konstrukce montovaných staveb, úkryty CO, pohybové bariéry a jaderné stavitelství*. Praha: Československá redakce VN MON, 1990. ISBN 80-214-0111-7.
- [21] WITZANY, Jiří a kol. *Konstrukce pozemních staveb 20*. Vydání 2., přepracované. Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2006. ISBN 80-01-03422-4.
- [22] WITZANY, Jiří a kol. *Konstrukce pozemních staveb 70: prefabrikované konstrukční systémy a části staveb*. Praha: Vydavatelství ČVUT, 2003. ISBN 80-01-02656-6.

Normy

- [23] ČSN 73 1371. *Nedestruktivní zkoušení betonu – Ultrazvuková impulzová metoda zkoušení betonu*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a statní zkušebnictví, 2011.
- [24] ČSN 73 2011. *Nedestruktivní zkoušení betonových konstrukcí*. V Praze: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a statní zkušebnictví, 2012.
- [25] ČSN EN 12390-3. *Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a statní zkušebnictví, 2012.
- [26] ČSN EN 13791. *Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích*. Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [27] ČSN EN 14630. *Výrobky a systémy pro ochranu a opravy betonových konstrukcí – Zkušební metody – Stanovení hloubky zasažení karbonatce v zatvrdlém betonu pomocí fenolftaleinové metody*. Praha: Český normalizační institut, 2008.
- [28] ČSN EN 206. *Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a statní zkušebnictví, 2014.
- [29] ČSN ISO 13822. *Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a statní zkušebnictví, 2014.
- [30] ČSN ISO 1920-10. *Zkoušení betonu – Část 10: Stanovení statického modulu pružnosti v tlaku*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a statní zkušebnictví, 2016.

Internetové zdroje

- [31] ANTON, Ondřej, Petr CIKRLE a Věra HEŘMÁNKOVÁ. *Zkušenosti s georadarem při stavebně technických průzkumech - TZB-info* [online]. 27. 1. 2014 [cit. 2018-01-04]. Dostupné z: <http://stavba.tzb-info.cz/beton-malty-omitky/10800-zkusenosti-s-georadarem-pri-stavebne-technickych-pruzkumech>.
- [32] *BETON SERVER - BETON, VŠE Z BETONU A VŠE PRO BETON V ČR* [online]. betonserver.cz [cit. 2018-01-04]. Dostupné z: <https://www.betonserver.cz/novakraft>.

- [33] DOHNÁLEK, Jiří. *Technické kvalitativní podmínky staveb Státních drah: Kapitola 23 Sanace inženýrských objektů*. [online]. Praha: České dráhy, a.s., Technická ústředna Českých drah, 2006 [cit. 2017-12-16]. Dostupné z: http://typdok.tudc.cz/typdok/files/tkp/TKP3_23_5.pdf.
- [34] *Karbonatace a sanace železobetonu* [online]. REPROF [cit. 2017-01-10]. Dostupné z: <http://www.reprof.eu/karbonatace-a-sanace-zelezobetonu-a126>.
- [35] ROSKA, Zdeněk; SCHÖNFELDER, Daniel. *Sanace vad betonových konstrukcí, povrchové úpravy* [online prezentace]. Beton University [cit. 2017-12-16]. Dostupné z: <http://www.betonuniversity.cz/stahnout-soubor?id=1674>.
- [36] *Sanace a ochrana betonu* [online]. Sika CZ, s.r.o. [cit. 2017-12-22]. Dostupné z: https://cze.sika.com/cs/produkty_a_reseni/stavebnictvi/02a002.html.
- [37] *Stanovení statického modulu pružnosti betonu v tlaku* [online]. Ostrava: Fakulta stavební, Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava, 2009 [cit. 2017-12-16]. Dostupné z: <https://www.fast.vsb.cz/export/sites/fast/206/cs/resene-projekty/frvs-2009-2247/stanoveni-statickeho-modulu-pruznosti-betonu-v-tlaku.pdf>.
- [38] ŽÍDEK, Libor. *Diagnostika betonových a železobetonových konstrukcí* [online]. Ostrava: Fakulta stavební, VŠB – Technická univerzita Ostrava, 2009 [cit. 2017-01-10]. Dostupné z: https://www.fast.vsb.cz/export/sites/fast/206/cs/resene-projekty/frvs-2009-2529/6_diagnostika_betonovych_a_zelezobetonovych_konstrukci.pdf.

Další zdroje

- [39] Archivní půdorysy a řezy objektu.
- [40] Fotoarchiv doc. Ing. Petr Cikrle, Ph. D.
- [41] Statický výpočet – březen 1971.
- [42] Technická zpráva – patky.
- [43] Vlastní fotoarchiv.
- [44] Vlastní zpracování.

Seznam použitých zkratk

f_c	pevnost betonu v tlaku
F	maximální zatížení
A_c	průřezová plocha tělesa
$K_{c,cube}$	převodní součinitel pro tělesa tvaru krychle
$K_{c,cyl}$	opravný součinitel
λ	poměr délky válce k jeho průměru
$K_{cyl,cube}$	převodní součinitel válcové pevnosti na krychelnou
$f_{ck,is}$	charakteristická pevnost betonu v tlaku
$f_{m(n),is}$	pevnost betonu v tlaku stanovená na n počtech vývrtů
$f_{is,nejmenší}$	nejmenší pevnost zjištěná na vývrtech
k	krajní mez závislá na počtu vývrtů n
$E_{cu,l}$	dynamický modul pružnosti
ρ	objemová hmotnost materiálu
v_L	rychlost šíření ultrazvuku
K	koeficient rozměrnosti prostředí
f_c	aritmetický průměr pevnosti v tlaku srovnávacích těles
σ_a	horní zatěžovací napětí
σ_b	spodní zatěžovací napětí
$\Delta \varepsilon_a$	průměrné přetvoření při horním zatěžovacím napětí
$\Delta \varepsilon_b$	průměrné přetvoření při spodním zatěžovacím napětí
E_c	statický modul pružnosti

Seznam obrázků

Obr. 2.1: Izometrie haly s roztečí sloupů 6 m	15
Obr. 2.2: Styk „průvlak-průvlak“ v poli, v místě nulových ohybových momentů	18
Obr. 2.3: Sonda přístroje Hilti PS-1000 s detekovanou výztuží na displeji.....	23
Obr. 2.4: Profometr PM-630 s integrovanou sondou od firmy Proceq	24
Obr. 3.1: Letecký pohled na posuzovaný objekt.....	32
Obr. 3.2: Pohled na nosnou konstrukci části objektu s výškou sloupů 4,3 m ...	33
Obr. 3.3: Pohled na nosnou konstrukci části objektu s výškou sloupů 3 m	34
Obr. 3.4: Provádění kopané sondy k patce pod sloupem D10.....	38
Obr. 3.5: Pohled na obnaženou patku.....	39
Obr. 3.6: Pohled na sloupy s prorýsovanými třmínky	40
Obr. 3.7: Pohled na poškozenou hlavu sloupu.....	40
Obr. 3.8: Pohled na sloup se záteky.....	40
Obr. 3.9: Pohled na špatně provedenou zálivku hlavy sloupu.....	40
Obr. 3.10: Obnažená výztuž sloupu v místě ocelové výměny průvlaku	41
Obr. 3.11: Typicky poškozený průvlak záteky a posunem v ozubu	42
Obr. 3.12: Nejvíce poškozený průvlak záteky	42
Obr. 3.13: Ocelová výměna průvlaku.....	43
Obr. 3.14: Pohled na žebrové stropní panely s dobetonávkou v pozadí	44
Obr. 3.15: Schematický příčný řez žebrovým stropním panelem.....	45
Obr. 3.16: Vyspravený spoj panelů s trhlinami	46
Obr. 3.17: Zátoky v místech spojů panelů	46
Obr. 3.18: Obnažená výztuž v místě prostupu	47
Obr. 4.1: Ověřování horní výztuže v patce pomocí georadaru Hilti PS-1000.....	49
Obr. 4.2: Ověřování dolní výztuže v patce pomocí Profometru PM-630.....	49
Obr. 4.3: Sken prokazující přítomnost spodní výztuže z Profometru PM-630...	50
Obr. 4.4: Vývrt prokazující způsob uložení výztuže	50

Obr. 4.5: Spodní výztuž patky Ø V14 mm (10 425)	50
Obr. 4.6: Sken hlavní výztuže ve sloupu S-7-G z Profometru PM-630	51
Obr. 4.7: Sken rozmístění třmínku ve sloupu S-12-C z Profometru PM-630.....	52
Obr. 4.8: Sekaná sonda sloupu S-2-C.....	52
Obr. 4.9: Sekaná sonda sloupu S-11-G	52
Obr. 4.10: Radarový sken průvlaku P-2-C-D-E uprostřed rozpětí	54
Obr. 4.11: Sken průvlaku P-2-C-D-E uprostřed rozpětí vytvořený Profometrem PM-630	55
Obr. 4.12: Sekaná sonda průvlaku P-2-C-D-E uprostřed rozpětí	55
Obr. 4.13: Síť pro měření georadarem Hilti PS-100 na spodním líci průvlaků...	56
Obr. 4.14: Radarový sken průvlaku P-2-C-D-E v místě ozubu.....	56
Obr. 4.15: Sken průvlaku P-2-C-D-E v místě ozubu vytvořený Profometrem PM-630	57
Obr. 4.16: Sekaná sonda průvlaku P-2-C-D-E v místě ozubu se ztužující pásovinou	58
Obr. 4.17: Radarový sken průvlaku P-2-C-D-E u podpory.....	58
Obr. 4.18: Sken zespod průvlaku P-2-C-D-E u podpory vytvořený Profometrem PM-630	59
Obr. 4.19: Sken z boku průvlaku P-2-C-D-E u podpory vytvořený Profometrem PM-630	60
Obr. 4.20: Sekaná sonda průvlaku P-2-C-D-E u podpory	60
Obr. 4.21: Sken podélného žebra vytvořený Profometrem PM-630	62
Obr. 4.22: Sekaná sonda vytvořená v podélném žebře	62
Obr. 4.23: Sekaná sonda příčného žebírka	63
Obr. 4.24: Obnažená část desky v místě prostupu	63
Obr. 4.25: Prorýsovaná koroze výztuže na spodním líci desky	64
Obr. 5.1: Sonda Z-6-D	65
Obr. 5.2: Sonda Z-10-D	66
Obr. 5.3: Sonda Z-15-F.....	66
Obr. 5.4: Sonda Z-7-F.....	66

Obr. 5.5: Sonda S-1	67
Obr. 5.6: Sonda S-2	67
Obr. 5.7: Sonda S-3	67
Obr. 5.8: Sonda S-4	67
Obr. 5.9: Sonda P-1	68
Obr. 5.10: Sonda P-2	68
Obr. 5.11: Sonda P-3	68
Obr. 5.12: Sonda P-4	69
Obr. 5.13: Sonda D-1	69
Obr. 5.14: Sonda D-2	69
Obr. 5.15: Nejvyšší síla stanovena na vzorku 10D-7	70
Obr. 5.16: Zatěžovací zkouška provedena na vzorku 10D-3	70
Obr. 5.17: Síť bodů na jednotlivých sondách ze základů pro určení jakosti betonu přístrojem Pundit PL-200	77
Obr. 5.18: Plošné skeny určené k roztřídění vzorků	78
Obr. 5.19: Vzorek 6D-6	79
Obr. 5.20: Vzorek 10D-12	79
Obr. 5.21: Vzorek 7F-13	80
Obr. 5.22: Vzorek 15F-13	80
Obr. 5.23: Osazení měřícího zařízení na vzorku 10D-12	80
Obr. 5.24: Vzorek 15F-13 osazený Hollanovými můstky	83
Obr. 5.25: Vzorek 6D-6 upnutý v lisu	83
Obr. 6.1: Schéma vyztužení sloupů výšky 4,3 m	92
Obr. 6.2: Schéma vyztužení průvlaků uprostřed rozpětí	94
Obr. 6.3: Schéma vyztužení průvlaků u podpory	95
Obr. 6.4: Schéma vyztužení průvlaků v místě ozubů	96
Obr. 6.5: Ukázka způsobu tryskání vodním paprskem	99

Seznam tabulek

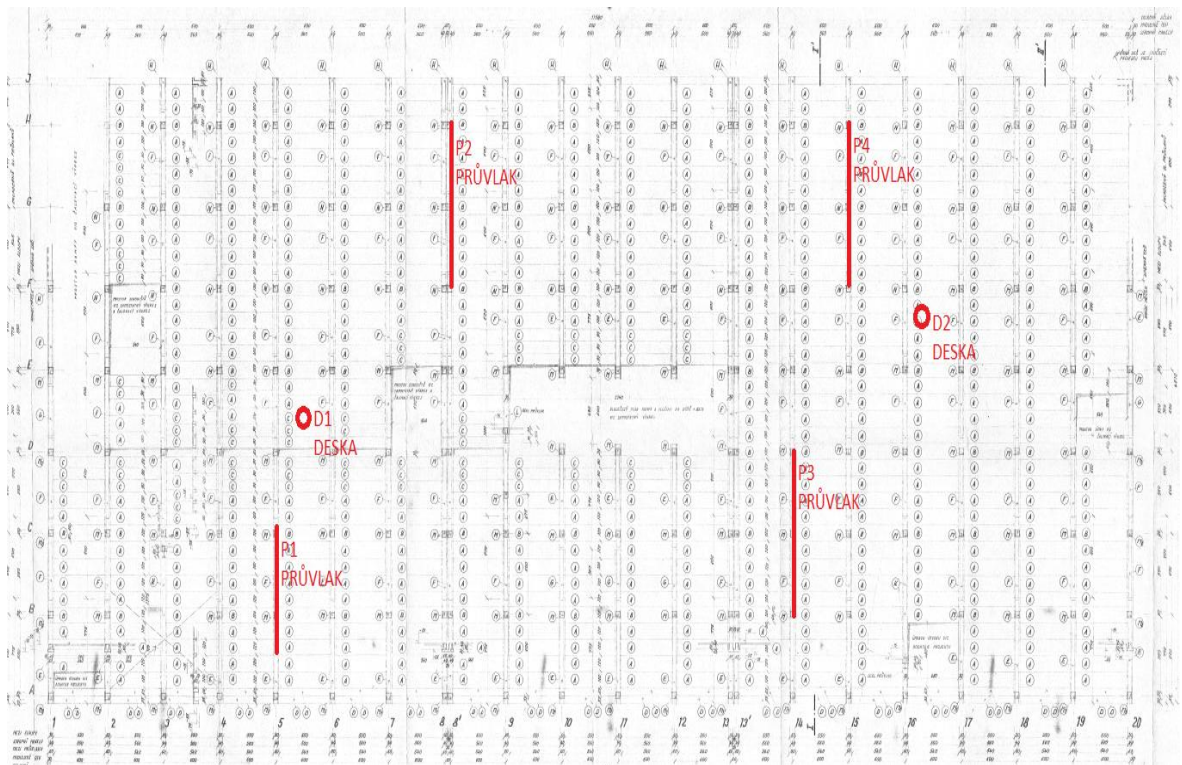
Tab. 2.1: Převodní součinitel pro tělesa tvaru krychle $K_{c,cube}$ na krychli základního rozměru $d=150\text{mm}$	28
Tab. 4.1: Tabulka hloubky karbonatace betonu a druhu hlavní výztuže sloupů	53
Tab. 4.2: Tabulka hloubky karbonatace betonu a stavu hlavní výztuže průvlaků	61
Tab. 5.1: Vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku vývrtů z patek.....	71
Tab. 5.2: Vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku vývrtů ze sloupů	72
Tab. 5.3: Vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku vývrtů z průvlaků	72
Tab. 5.4: Vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku vývrtů z žebrové desky.....	73
Tab. 5.5: Záznam z měření ultrazvukem a vyhodnocení dynamického modulu pružnosti betonu patek.....	74
Tab. 5.6: Záznam z měření ultrazvukem a vyhodnocení dynamického modulu pružnosti betonu sloupů.....	75
Tab. 5.7: Záznam z měření ultrazvukem a vyhodnocení dynamického modulu pružnosti betonu průvlaků	76
Tab. 5.8: Záznam z měření ultrazvukem a vyhodnocení dynamického modulu pružnosti betonu stropních dílců	76
Tab. 5.9: Záznam z cyklického zatěžování vzorků z patek pomocí lisu FORM+TEST	82
Tab. 5.10: Záznam z cyklického zatěžování s měřením deformací číselníkovými úchylkoměry	84
Tab. 5.11: Srovnání výsledků cyklického zatěžování automatickým a ručním měřením.....	85
Tab. 5.12: Záznam ze zatěžovací zkoušky srovnávacích těles určených ke stanovení statických modulů pružnosti betonu v tlaku	85
Tab. 5.13: Srovnání krychelných pevností těles určených ke stanovení statických modulů pružnosti betonu s příslušnou sadou těles.....	86
Tab. 6.1: Zmenšovací součinitel κ_u dynamických modulů pružnosti betonu.....	87
Tab. 6.2: Klasifikační stupně porušení pro monolitické konstrukce	88
Tab. 6.3: Klasifikační stupně porušení pro prefabrikované konstrukce.....	88

Tab. 6.4: Charakteristické pevnosti betonu, kritéria průměru a minima jednotlivých prvků konstrukce	89
Tab. 6.5: Klasifikační stupně korozního narušení výztuže	91
Tab. 6.6: Skladba nové podlahy pro zvětšení proměnného zatížení stropních panelů	97

Seznam příloh

Příloha 1: Rozmístění kopaných a vrtaných sond při průzkumu
Příloha 2: Vady sloupů
Příloha 3: Vady průvlaků
Příloha 4: Rozmístění sekaných sond a nedestruktivního zkoušení
Příloha 5: Výpočet únosnosti desky stropního panelu
Příloha 6: Výpočet únosnosti příčných žebírek stropního panelu
Příloha 7: Výpočet únosnosti podélných žebírek stropního panelu
Příloha 8: Výpočet únosnosti podélných žebírek stropního panelu s novou skladbou podlahy

Příloha 1: Rozmístění kopaných a vrtaných sond při průzkumu



Příloha 2: Vady sloupů

Prvek	A	E	F	G	Prvek	A	E	F	G	Prvek	A	E	F	G	Prvek	A	E	F	G
S-1-A	✓	✓	✓	✓	S-6-A	✗	✓	✓	✗	S-11-A	✓	✓	✓	✓	S-16-A	nedostupné			
S-1-B	✓	✓	✓	✓	S-6-B	✗	✓	✓	✗	S-11-B	✗	✗	✗	✓	S-16-B	✓	✓	✓	✓
S-1-C	✗	✓	✓	✓	S-6-C	✗	✓	✓	✗	S-11-C	✓	✓	✓	✓	S-16-C	✓	✗	✓	✓
S-1-D	✗	✓	✓	✓	S-6-D	✓	✓	✓	✓	S-11-D	✓	✓	✓	✓	S-16-D	✓	✗	✓	✓
S-1-E	nedostupné				S-6-E	✗	✓	✓	✓	S-11-E	✓	✓	✓	✓	S-16-E	✗	✓	✓	✓
S-1-F	nedostupné				S-6-F	✓	✓	✓	✓	S-11-F	✓	✓	✓	✓	S-16-F	✗	✓	✓	✓
S-1-G	nedostupné				S-6-G	✓	✓	✓	✓	S-11-G	✓	✗	✓	✓	S-16-G	✗	✗	✓	✓
S-1-H	nedostupné				S-6-H	✓	✓	✓	✓	S-11-H	✓	✓	✓	✓	S-16-H	✗	✓	✓	✓
S-2-A	✓	✓	✓	✓	S-7-A	✗	✓	✓	✗	S-12-A	✗	✓	✓	✓	S-17-A	nedostupné			
S-2-B	✓	✓	✓	✓	S-7-B	✗	✗	✓	✓	S-12-B	✗	✓	✓	✓	S-17-B	nedostupné			
S-2-C	✓	✓	✓	✓	S-7-C	✗	✓	✓	✗	S-12-C	✗	✓	✓	✓	S-17-C	✓	✓	✓	✓
S-2-D	✓	✓	✓	✓	S-7-D	✓	✓	✓	✓	S-12-D	✗	✓	✓	✓	S-17-D	✓	✗	✓	✓
S-2-E	✗	✓	✓	✓	S-7-E	✓	✓	✓	✓	S-12-E	✓	✓	✓	✓	S-17-E	✗	✓	✓	✓
S-2-F	nedostupné				S-7-F	✓	✓	✓	✓	S-12-F	✓	✓	✓	✓	S-17-F	✓	✓	✓	✓
S-2-G	nedostupné				S-7-G	✗	✓	✓	✓	S-12-G	✗	✓	✓	✓	S-17-G	✓	✗	✓	✓
S-2-H	nedostupné				S-7-H	✓	✓	✓	✓	S-12-H	✓	✓	✓	✓	S-17-H	✓	✓	✓	✓
S-3-A	✗	✓	✓	✗	S-8-A	✗	✓	✓	✓	S-13-A	✗	✓	✓	✓	S-18-A	nedostupné			
S-3-B	nedostupné				S-8-B	✓	✗	✓	✓	S-13-B	✗	✗	✓	✓	S-18-B	nedostupné			
S-3-C	✓	✓	✓	✓	S-8-C	✓	✓	✓	✓	S-13-C	✗	✓	✓	✓	S-18-C	nedostupné			
S-3-D	✓	✓	✓	✓	S-8-D	✓	✓	✓	✓	S-13-D	✗	✓	✓	✓	S-18-D	✓	✗	✓	✓
S-3-E	✓	✓	✓	✓	S-8-E	✓	✓	✓	✓	S-13-E	✓	✓	✓	✓	S-18-E	✗	✓	✓	✓
S-3-F	nedostupné				S-8-F	✓	✓	✓	✓	S-13-F	✓	✓	✓	✓	S-18-F	✓	✓	✓	✓
S-3-G	nedostupné				S-8-G	✓	✗	✓	✓	S-13-G	✗	✓	✓	✓	S-18-G	✓	✓	✓	✓
S-3-H	nedostupné				S-8-H	✓	✓	✓	✓	S-13-H	✓	✓	✓	✓	S-18-H	✓	✓	✓	✓
S-4-A	✓	✓	✓	✓	S-9-A	✓	✓	✓	✓	S-14-A	✓	✓	✓	✓	S-19-A	nedostupné			
S-4-B	✗	✓	✓	✓	S-9-B	✓	✓	✓	✓	S-14-B	✓	✗	✓	✗	S-19-B	nedostupné			
S-4-C	✗	✓	✓	✓	S-9-C	✓	✓	✓	✓	S-14-C	✓	✓	✓	✓	S-19-C	nedostupné			
S-4-D	✓	✓	✓	✓	S-9-D	✓	✓	✓	✓	S-14-D	✗	✓	✓	✗	S-19-D	nedostupné			
S-4-E	✗	✓	✓	✓	S-9-E	✓	✓	✓	✓	S-14-E	✓	✗	✓	✓	S-19-E	✓	✗	✓	✓
S-4-F	✓	✓	✓	✓	S-9-F	✓	✓	✓	✓	S-14-F	✓	✗	✓	✗	S-19-F	✓	✗	✓	✓
S-4-G	✓	✓	✓	✓	S-9-G	✓	✓	✓	✓	S-14-G	✓	✓	✓	✓	S-19-G	✓	✗	✓	✓
S-4-H	✓	✓	✓	✓	S-9-H	✓	✓	✓	✓	S-14-H	✓	✓	✓	✓	S-19-H	✓	✗	✓	✓
S-5-A	✗	✓	✓	✓	S-10-A	✓	✓	✓	✓	S-15-A	✓	✗	✓	✓	S-20-A	nedostupné			
S-5-B	✗	✓	✓	✓	S-10-B	✗	✓	✓	✓	S-15-B	✓	✗	✓	✓	S-20-B	nedostupné			
S-5-C	✗	✓	✓	✓	S-10-C	✗	✓	✓	✓	S-15-C	✓	✗	✓	✓	S-20-C	nedostupné			
S-5-D	✓	✓	✓	✓	S-10-D	✗	✓	✓	✓	S-15-D	✓	✗	✓	✓	S-20-D	nedostupné			
S-5-E	✓	✓	✓	✓	S-10-E	✗	✓	✓	✓	S-15-E	✓	✓	✓	✓	S-20-E	✓	✗	✓	✓
S-5-F	✓	✓	✓	✓	S-10-F	✗	✓	✓	✓	S-15-F	✓	✓	✓	✓	S-20-F	✓	✗	✓	✓
S-5-G	✓	✓	✓	✓	S-10-G	✗	✗	✓	✓	S-15-G	✓	✗	✓	✓	S-20-G	✓	✗	✓	✓
S-5-H	✓	✓	✓	✓	S-10-H	✗	✓	✓	✓	S-15-H	✓	✓	✓	✓	S-20-H	✓	✗	✓	✓

Legenda: A – nerovnosti povrchu; E – záteky; F – prorýsovaná koroze výztuže;
G – odlupování kusů betonu

Příloha 3: Vady průvlaků

Prvek	A	B	C	D	E	F	G	Prvek	A	B	C	D	E	F	G
P-1-AB	X	X	X	✓	✓	✓	✓	P-7-AB	X	✓	X	✓	X	X	X
P-1-BC	X	X	X	✓	✓	✓	X	P-7-BC	X	✓	X	✓	X	X	X
P-1-CD	X	X	X	✓	✓	✓	✓	P-7-CD	X	✓	X	✓	X	X	X
P-1-DE	X	X	X	✓	✓	✓	✓	P-7-DE	X	✓	✓	✓	✓	✓	✓
P-1-EF	nedostupné							P-7-EF	X	✓	✓	✓	✓	✓	✓
P-1-FG	nedostupné							P-7-FG	X	✓	✓	✓	✓	✓	✓
P-1-GH	nedostupné							P-7-GH	X	✓	✓	✓	✓	✓	✓
P-2-AB	X	X	X	✓	✓	✓	X	P-8-AB	X	X	X	X	X	✓	✓
P-2-BC	X	X	X	✓	✓	✓	X	P-8-BC	X	X	X	✓	X	✓	✓
P-2-CD	X	X	X	✓	✓	✓	X	P-8-CD	X	X	X	✓	X	✓	✓
P-2-DE	X	X	X	✓	✓	✓	X	P-8-DE	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
P-2-EF	nedostupné							P-8-EF	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
P-2-FG	nedostupné							P-8-FG	✓	✓	✓	✓	X	✓	✓
P-2-GH	nedostupné							P-8-GH	✓	✓	✓	✓	X	✓	✓
P-3-AB	jeden průvlak, ocel							P-9-AB	X	✓	✓	✓	✓	✓	✓
P-3-BC								P-9-BC	X	X	X	✓	✓	✓	✓
P-3-CD	✓	✓	✓	✓	✓	✓	X	P-9-CD	X	✓	✓	✓	✓	✓	✓
P-3-DE	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	P-9-DE	nedostupné						
P-3-EF	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	P-9-EF	X	X	X	✓	✓	✓	✓
P-3-FG	nedostupné							P-9-FG	✓	✓	✓	✓	X	✓	✓
P-3-GH	nedostupné							P-9-GH	✓	✓	✓	✓	X	✓	✓
P-4-AB	X	X	X	✓	✓	✓	X	P-10-AB	X	✓	X	✓	X	✓	✓
P-4-BC	X	X	X	✓	✓	✓	X	P-10-BC	X	✓	X	✓	X	✓	✓
P-4-CD	X	X	X	✓	✓	✓	X	P-10-CD	X	✓	X	✓	✓	✓	✓
P-4-DE	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	P-10-DE	nedostupné						
P-4-EF	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	P-10-EF	X	X	X	✓	✓	✓	✓
P-4-FG	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	P-10-FG	✓	✓	✓	✓	X	✓	✓
P-4-GH	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	P-10-GH	✓	✓	✓	✓	X	✓	✓
P-5-AB	X	X	X	✓	X	X	✓	P-11-AB	X	X	X	✓	X	✓	X
P-5-BC	X	X	X	✓	X	X	✓	P-11-BC	X	X	X	✓	X	✓	X
P-5-CD	X	X	X	✓	X	X	✓	P-11-CD	X	X	X	✓	✓	✓	X
P-5-DE	X	X	X	✓	X	X	✓	P-11-DE	nedostupné						
P-5-EF	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	P-11-EF	X	X	X	✓	✓	✓	✓
P-5-FG	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	P-11-FG	✓	✓	✓	✓	X	✓	✓
P-5-GH	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	P-11-GH	✓	✓	✓	✓	X	✓	✓
P-6-AB	X	X	X	✓	X	X	X	P-12-AB	X	X	X	✓	X	✓	X
P-6-BC	X	X	X	✓	X	X	X	P-12-BC	X	X	X	✓	X	✓	X
P-6-CD	X	X	X	✓	X	X	X	P-12-CD	X	X	X	✓	✓	✓	X
P-6-DE	X	X	X	✓	X	X	X	P-12-DE	nedostupné						
P-6-EF	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	P-12-EF	X	X	X	✓	✓	✓	✓
P-6-FG	✓	✓	✓	✓	X	✓	✓	P-12-FG	✓	✓	✓	✓	X	✓	✓
P-6-GH	✓	✓	✓	✓	X	✓	✓	P-12-GH	✓	✓	✓	✓	X	✓	✓

Prvek	A	B	C	D	E	F	G	Prvek	A	B	C	D	E	F	G
P-13-AB	X	X	X	✓	X	✓	✓	P-17-AB	nedostupné						
P-13-BC	X	X	X	✓	X	✓	✓	P-17-BC	nedostupné						
P-13-CD	X	X	X	✓	✓	✓	✓	P-17-CD	nedostupné						
P-13-DE	X	X	X	✓	X	X	X	P-17-DE	X	✓	✓	✓	X	✓	✓
P-13-EF	X	X	X	✓	✓	✓	✓	P-17-EF	X	✓	✓	✓	✓	✓	✓
P-13-FG	✓	✓	✓	✓	X	✓	✓	P-17-FG	X	✓	✓	✓	X	✓	✓
P-13-GH	✓	✓	✓	✓	X	✓	✓	P-17-GH	X	✓	✓	✓	X	✓	✓
P-14-AB	X	X	X	✓	✓	✓	✓	P-18-AB	nedostupné						
P-14-BC	X	X	X	✓	✓	✓	✓	P-18-BC	nedostupné						
P-14-CD	X	X	X	✓	✓	✓	✓	P-18-CD	nedostupné						
P-14-DE	X	X	X	✓	X	X	X	P-18-DE	nedostupné						
P-14-EF	X	X	X	✓	X	X	X	P-18-EF	X	X	X	✓	✓	✓	✓
P-14-FG	X	X	X	✓	X	X	X	P-18-FG	X	X	X	✓	✓	✓	✓
P-14-GH	X	✓	✓	✓	X	✓	X	P-18-GH	X	X	X	✓	✓	✓	✓
P-15-AB	nedostupné							P-19-AB	nedostupné						
P-15-BC	nedostupné							P-19-BC	nedostupné						
P-15-CD	nedostupné							P-19-CD	nedostupné						
P-15-DE	X	✓	✓	✓	X	✓	✓	P-19-DE	nedostupné						
P-15-EF	X	✓	✓	✓	X	✓	✓	P-19-EF	X	X	X	✓	✓	X	X
P-15-FG	X	✓	✓	✓	X	✓	✓	P-19-FG	X	X	X	✓	X	X	X
P-15-GH	X	✓	✓	✓	X	✓	✓	P-19-GH	X	X	X	✓	X	X	X
P-16-AB	nedostupné							P-20-AB	nedostupné						
P-16-BC	nedostupné							P-20-BC	nedostupné						
P-16-CD	nedostupné							P-20-CD	nedostupné						
P-16-DE	X	✓	✓	✓	X	✓	✓	P-20-DE	nedostupné						
P-16-EF	X	✓	✓	✓	✓	✓	✓	P-20-EF	X	✓	✓	✓	X	X	X
P-16-FG	X	✓	✓	✓	X	✓	✓	P-20-FG	X	✓	✓	✓	X	X	X
P-16-GH	X	✓	✓	✓	X	✓	✓	P-20-GH	X	✓	✓	✓	X	X	X

Legenda: A – nerovnosti povrchu

B – geometrická vada ozubu

C – pootočení v kloubu

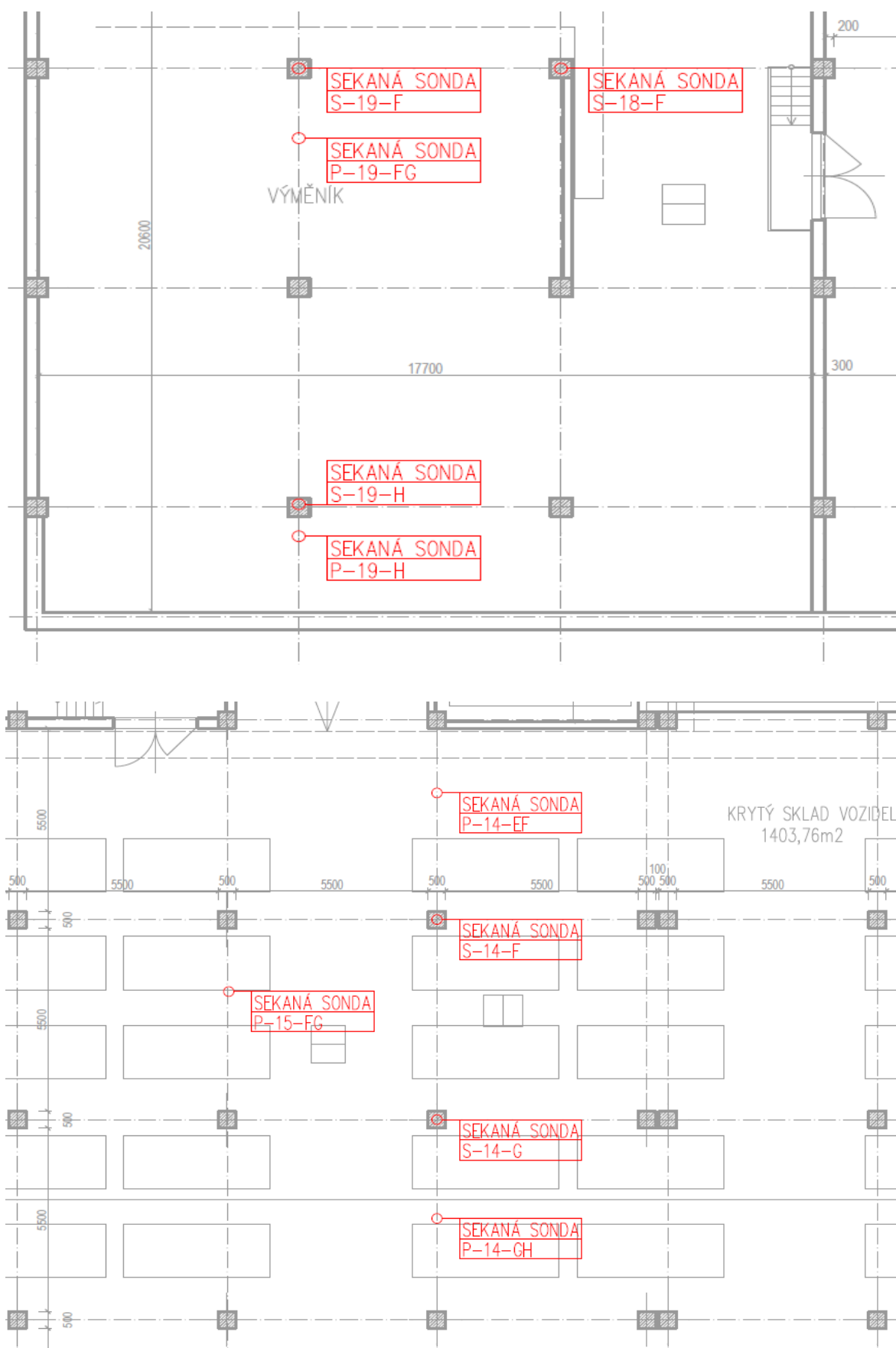
D – dilatační vada

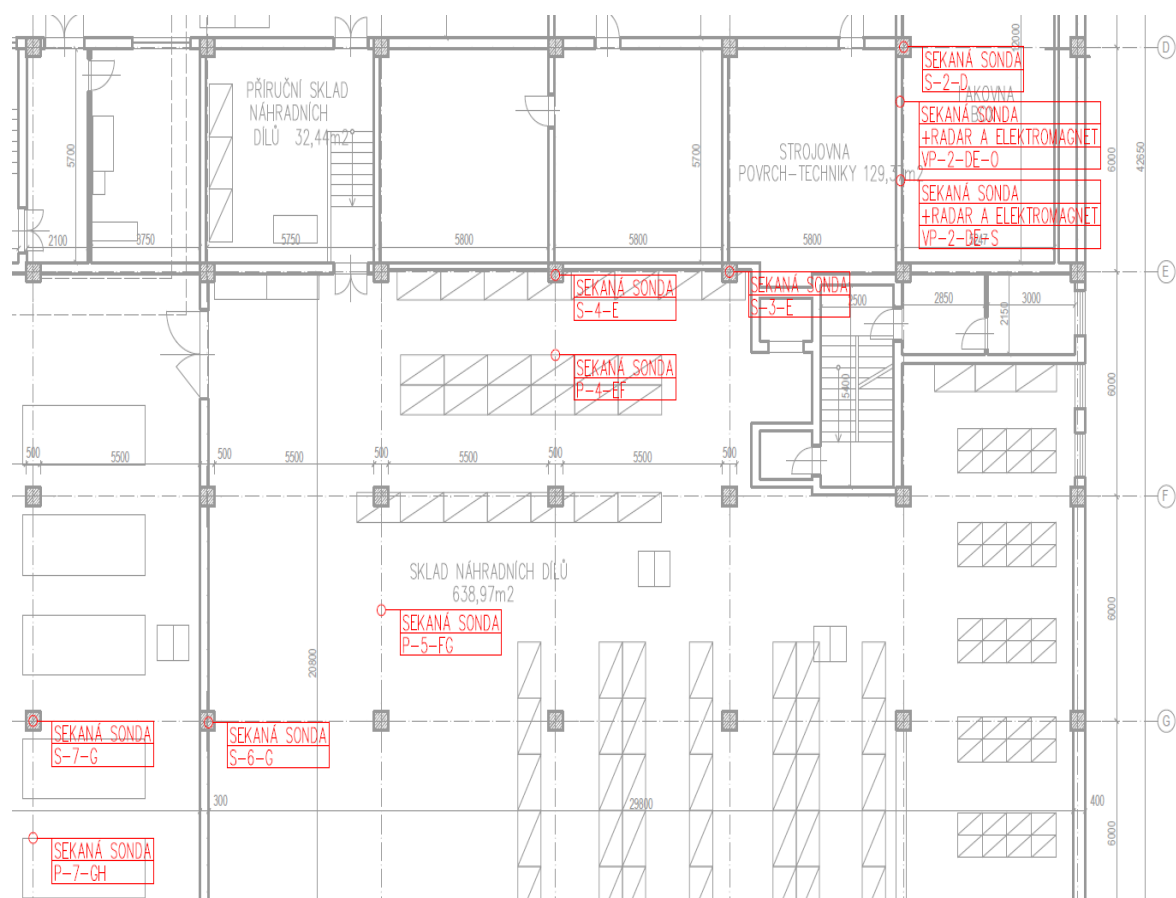
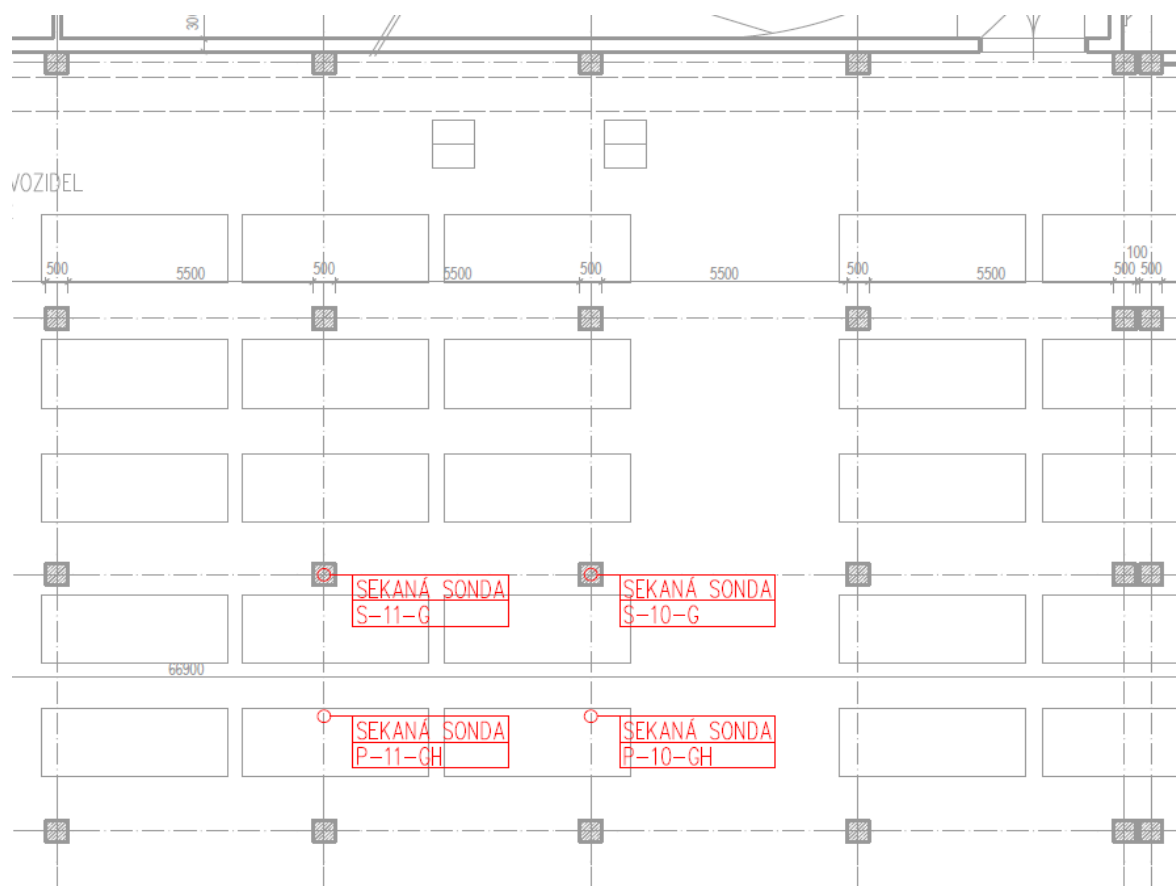
E – záteky

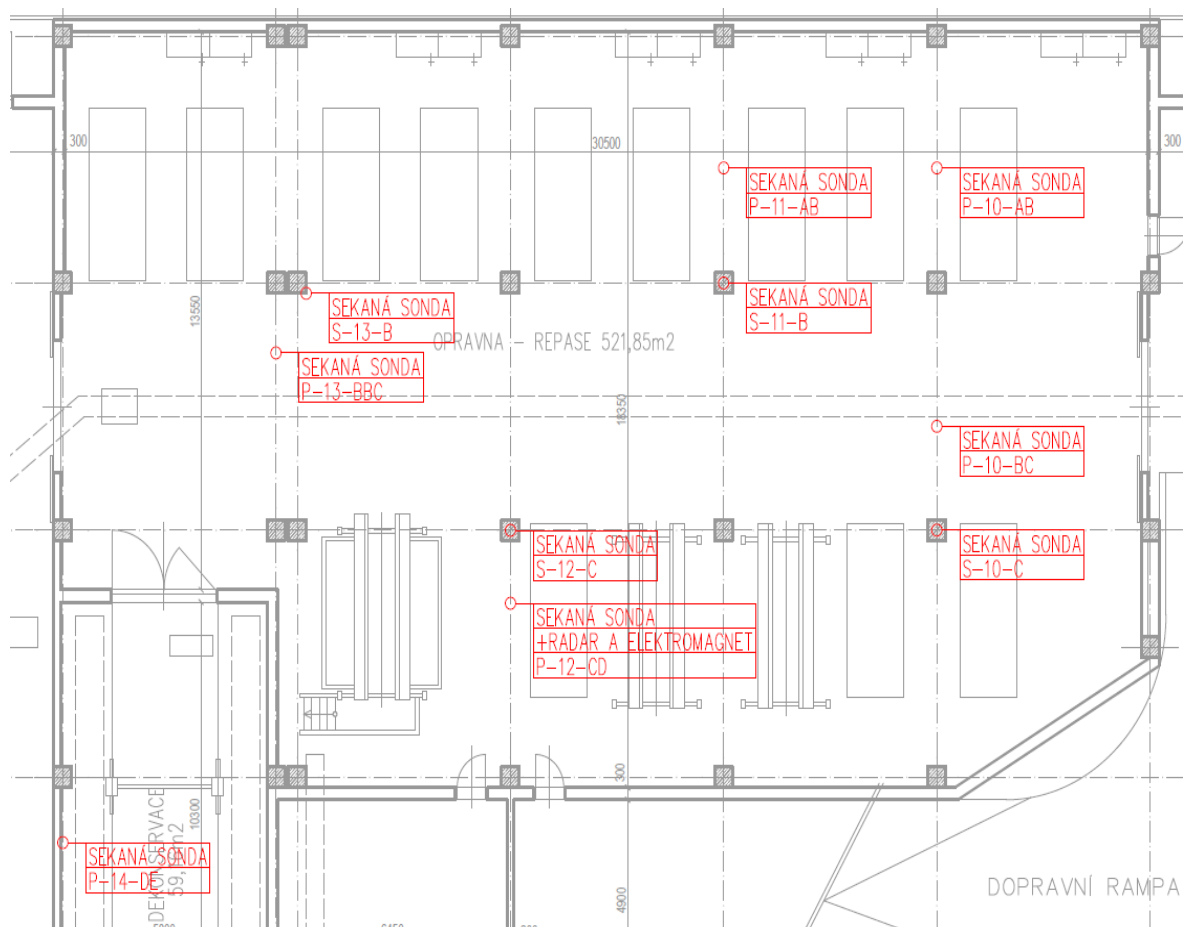
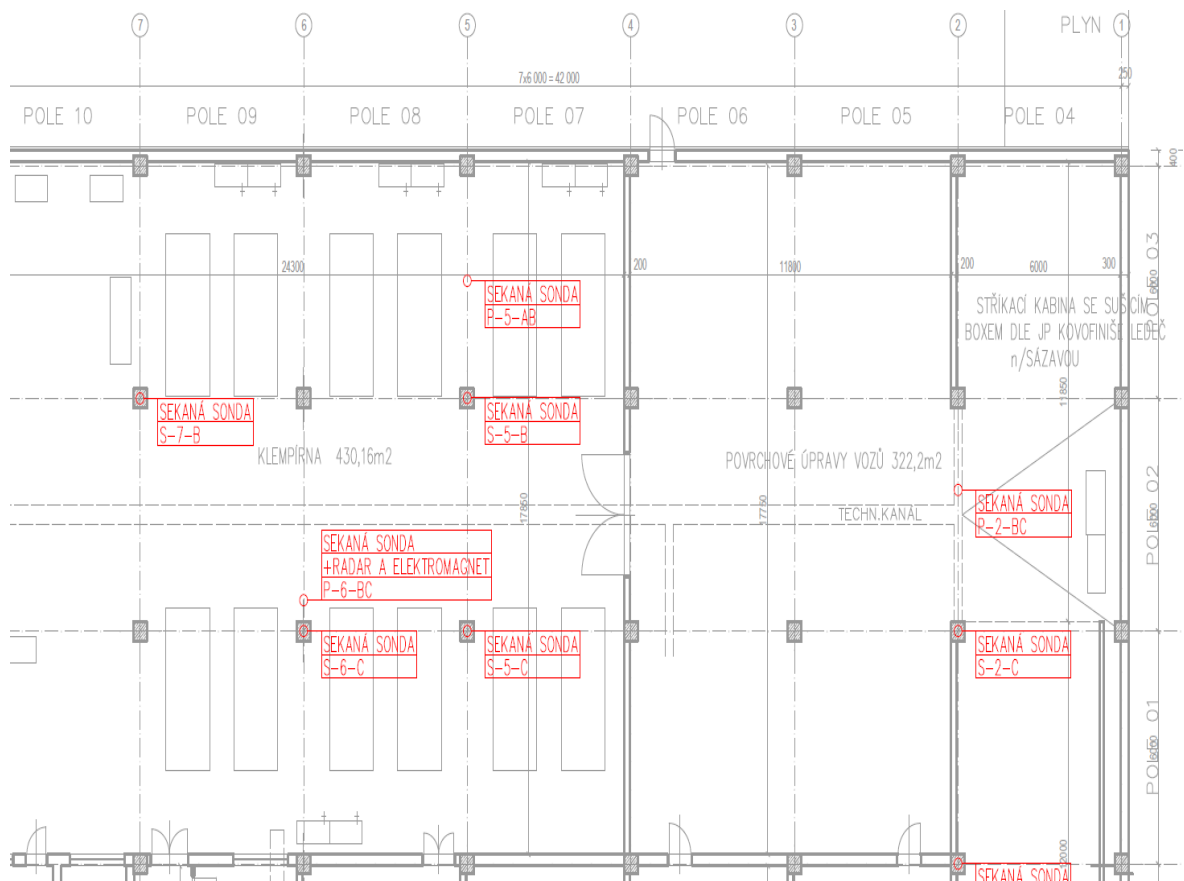
F – prorýsovaná koroze výztuže

G – odlupování kusů betonu

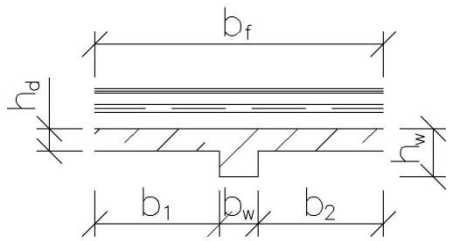
Příloha 4: Rozmístění sekaných sond a nedestruktivního zkoušení







Příloha 5: Výpočet únosnosti desky stropního panelu



1. Rozměry desky

$$h_w = 150 \text{ mm}$$

$$b_w = 120 \text{ mm}$$

$$l_v = 900 \text{ mm}$$

$$l_{sv} = l_v - b_w = 900 - 120 = 780 \text{ mm}$$

$$h_d = 70 \text{ mm}$$

$$a_{1,2} = 35 \text{ mm}$$

2. Zatížení

2.1. Zatížení stálé

materiál	tloušťka vrstvy	objemová tíha	g_k
dlažba	12	2200	0,264
tmel	5	2300	0,115
bet. maz.	65	2300	1,495
HI	2	250	0,005
podkl. bet.	125	2300	2,875
ŽB deska	70	2500	1,75
omítka	15	2000	0,3
Celkem v kN/m ²			6,804

2.3. Zatížení proměnné

$$q_k = ? \text{ kN/m}^2$$

2.4. Zatížení návrhové 6.10

$$f_d = g_k * 1,35 + q_k * 1,5 = 6,804 * 1,35 + 1,5 * q_k = 9,185 + 1,5 * q_k \text{ kN/m}^2$$

3. Účinky zatížení – deska

$$V_{ed} = \frac{1}{2} * f_d * l_{eff} = \frac{1}{2} * (9,185 + 1,5 * q_k) * 0,9 = (4,133 + 0,675 * q_k) \text{ kN}$$

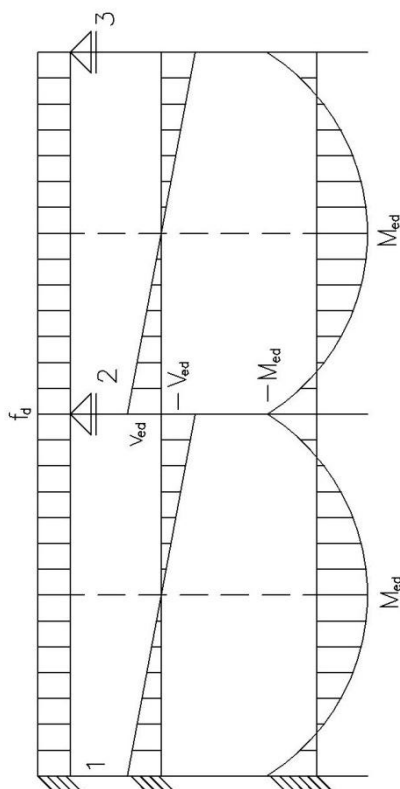
$$M_{ed} = \pm \frac{1}{16} * f_d * l_{eff}^2 = \pm \frac{1}{16} * (9,185 + 1,5 * q_k) * 0,9^2 = (0,465 + 0,0759 * q_k) \text{ kNm}$$

4. Dimenzování

4.1. Beton C35/45

$$f_{ck,cube} = 45 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{45}{1,5} = 30 \text{ MPa}$$



4.2. Ocel 10 216 (E)

$$f_{yk} = 210 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{210}{1,15} = 182,61 \text{ MPa}$$

4.3. Stupeň vlivu prostředí

$$\varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,78}{200} = 2,17 \text{ ‰}$$

4. Výztuž

4.1 Dolní výztuž

Ø 8 mm / 120 mm

krytí 5 mm

$$d_1 = 5 + 4 = 9 \text{ mm}$$

$$d' = 70 - 9 = 61 \text{ mm}$$

$$A_s = 4,19 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

4.2 Horní výztuž

Ø 8 mm / 120 mm

krytí 21 mm

$$d_2 = 21 + 4 = 25 \text{ mm}$$

$$d' = 70 - 25 = 45 \text{ mm}$$

$$A_s = 4,19 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

5. Posouzení výztuže

$$A_s > A_{s,min}$$

$$A_{s,min1} = 0,26 * \frac{f_{ctm} * b_t * d}{f_{yk}} = 0,26 * \frac{2,2 * 1 * 0,061}{210}$$
$$= 1,66 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,min2} = 0,26 * \frac{f_{ctm} * b_t * d}{f_{yk}} = 0,26 * \frac{2,2 * 1 * 0,045}{210}$$
$$= 1,23 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 4,19 * 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s,min1} = 1,66 * 10^{-4} \text{ m}^2$$
$$> A_{s,min2} = 1,23 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

6. Posouzení desky na ohyb

$$x = \frac{A_s * f_{yd}}{b * \lambda * f_{cd}} = \frac{4,19 * 10^{-4} * 182,61}{1 * 0,8 * 30} = 3,2 * 10^{-3} \text{ m}$$

$$a_c = \frac{\lambda * x}{2} = \frac{0,8 * 0,0032}{2} = 1,28 * 10^{-3} \text{ m}$$

$$z_c = \frac{h}{2} - a_c = \frac{0,070}{2} - 1,28 * 10^{-3} = 3,37 * 10^{-2} \text{ m}$$

$$z_s = d - \frac{h}{2} = 0,061 - \frac{0,07}{2} = 0,026 \text{ m}$$

$$F_s = A_s * f_{yd} = 4,2 * 10^{-4} * 182,6 * 10^3 = 76,51 \text{ kN}$$

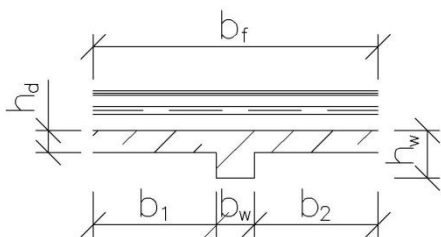
$$F_c = \lambda * x * b * n * f_{cd} =$$
$$= 0,8 * 0,0032 * 1 * 1 * 30 * 10^3 = 76,8 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = F_c * z_c + F_s * z_s$$
$$= 76,8 * 0,0337 + 76,51 * 0,026 = 4,577 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 0,465 + 0,0759 * q_k$$

$$4,577 = 0,465 + 0,0759 * q_k \rightarrow \underline{q_k = 54,269 \text{ kN/m}^2}$$

Příloha 6: Výpočet únosnosti příčných žebírek stropního panelu



1. Rozměry příčného žebírka

$$b_w = 120 \text{ mm}$$

$$h_w = 150 \text{ mm}$$

$$h_d = 70 \text{ mm}$$

$$b_1 = b_2 = 390 \text{ mm}$$

$$b_f = l_v = b_1 + b_2 + b_w = 390 + 390 + 120 = 900 \text{ mm}$$

2. Zatížení

$$f_d^D = 0,9 * f_d = 0,9 * (9,185 + 1,5 * q_k) =$$

$$= (8,267 + 1,35 * q_k) \text{ kN/m}$$

$$g_d^T = b_w * (h - h_d) * 1 * \rho_B * \gamma_g = 0,12 * (0,15 - 0,07) *$$

$$* 1 * 25 * 1,35 = 0,324 \text{ kN/m}$$

$$g_d^{OM} = 2 * t_0 * (h - h_d) * 1 * \rho_{OM} * \gamma_g = 2 * 0,015 *$$

$$* (0,15 - 0,07) * 1 * 20 * 1,35 = 0,0648 \text{ kN/m}$$

$$f_d = f_d^D + g_d^T + g_d^{OM} = 8,267 + 1,35 * q_k +$$

$$0,324 + 0,0648 = (8,656 + 1,35 * q_k) \text{ kN/m}$$

3. Účinky zatížení

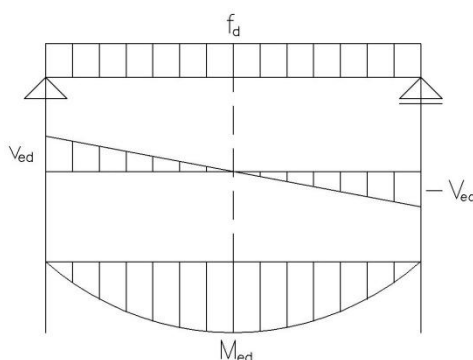
$$V_{ed} = \frac{1}{2} * f_d * l = \frac{1}{2} * (8,656 + 1,35 * q_k) * 1,09 =$$

$$= (4,717 + 0,736 * q_k) \text{ kN}$$

$$M_{ed} = \frac{1}{8} * f_d * l^2 =$$

$$= \frac{1}{8} * (8,656 + 1,35 * q_k) * 1,09^2 =$$

$$= (1,289 + 0,201 * q_k) \text{ kNm}$$



4. Dimenzování

4.1. Beton C35/45

$$f_{ck, \text{cube}} = 45 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{45}{1,5} = 30 \text{ MPa}$$

4.2. Ocel 10 425 (V)

$$f_{yk} = 420 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{420}{1,15} = 365,22 \text{ MPa}$$

5. Výztuž

5.1 Hlavní výztuž

$$2 \text{ } \varnothing 8 \text{ mm}$$

$$\text{krytí } 10 \text{ mm}$$

$$d_1 = 10 + 4 = 14 \text{ mm}$$

$$d' = 150 - 14 = 136 \text{ mm}$$

$$A_s = 1,01 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

5.2 Třmínky

Ø 5,5 mm / 150 mm

krytí 2 mm

$$d_1 = 2 + 3 = 5 \text{ mm}$$

$$d' = 150 - 5 = 145 \text{ mm}$$

$$A_s = 1,58 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

6. Posouzení výztuže

$$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,26 * 2,2 * 0,9 * 0,136}{420}; 0,0013 * 0,9 * 0,136 \right\} = \max \{ 1,67 * 10^{-4}; 1,59 * 10^{-4} \}$$
$$A_{s,min} = 1,67 * 10^{-4} \text{ m}^2 < A_s = 2,59 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

7. Posouzení příčného žebírka na ohyb

$$x = \frac{A_s * f_{yd}}{b * \lambda * f_{cd}} = \frac{1,01 * 10^{-4} * 365,22}{0,12 * 0,8 * 30} = 0,0128 \text{ m}$$

$$z = d - 0,5 * \lambda * x = 0,136 - 0,5 * 0,8 * 0,0128 = 0,131 \text{ m}$$

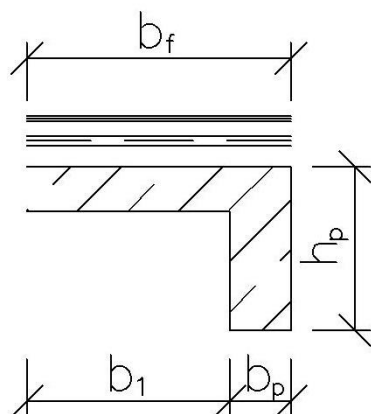
$$F_s = A_s * f_{yd} = 1,01 * 10^{-4} * 365,22 * 10^3 = 36,887 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = F_s * z = 36,887 * 0,131 = 4,832 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 1,289 + 0,201 * q_k$$

$$4,832 = 1,289 + 0,201 * q_k \rightarrow q_k = 17,627 \text{ kN/m}^2$$

Příloha 7: Výpočet únosnosti podélných žebor stropního panelu



1. Rozměry podélného žebra

$$b_p = 100 \text{ mm}$$

$$b_1 = 495 \text{ mm}$$

$$h_p = 400 \text{ mm}$$

$$l_n = 5400 \text{ mm}$$

$$u = 100 \text{ mm}$$

$$a = \frac{u}{2} = 50 \text{ mm}$$

$$l_{\text{eff}} = l_n + 2 * a = 5400 + 2 * 50 = 5500 \text{ mm}$$

2. Zatížení

2.1. Zatížení stále

materiál	objem	objemová tíha	g_k
dlažba	0,00714	2200	0,157
tmel	0,00298	2300	0,068
bet. mazanina	0,03868	2300	0,889
HI	0,00119	250	0,003
podkl. bet.	0,07438	2300	1,710
ŽB deska	0,04165	2500	1,041
ŽB žebírko	0,00960	2500	0,240
ŽB žebro	0,03300	2500	0,825
omítka	0,00735	2000	0,147
Celkem v kN/m ²			5,080

2.3. Zatížení proměnné

$$q_k = ? \text{ kN/m}^2$$

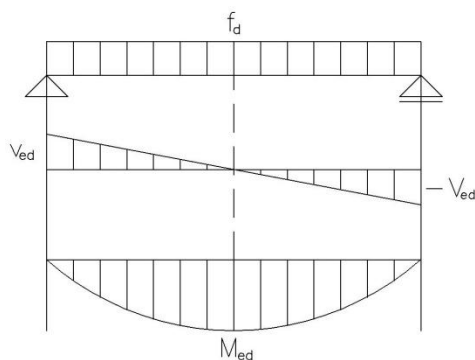
2.4. Zatížení návrhové 6.10

$$f_d = g_k * 1,35 + q_k * 1,5 = 5,080 * 1,35 + 1,5 * q_k = 6,858 + 1,5 * q_k \text{ kN/m}^2$$

6. Účinky zatížení

$$V_{\text{ed}} = \frac{1}{2} * f_d * l_{\text{eff}} = \frac{1}{2} * (6,858 + 1,5 * q_k) * 5,5 = (18,859 + 4,125 * q_k) \text{ kN}$$

$$M_{\text{ed}} = \frac{1}{8} * f_d * l_{\text{eff}}^2 = \frac{1}{8} * (6,858 + 1,5 * q_k) * 5,5^2 = (25,932 + 5,672 * q_k) \text{ kNm}$$



4. Dimenzování

4.1. Beton C 35/45

$$f_{ck,cube} = 45 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{45}{1,5} = 30 \text{ MPa}$$

4.2. Ocel 10 216 (E)

$$f_{yk} = 210 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{210}{1,15} = 182,61 \text{ MPa}$$

4.3. Ocel 10 425 (V)

$$f_{yk} = 420 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{420}{1,15} = 365,22 \text{ MPa}$$

5. Výztuž

5.1 Hlavní výztuž

$$1 \text{ } \varnothing 18 \text{ mm}$$

$$1 \text{ } \varnothing 20 \text{ mm}$$

$$\text{krytí } 25 \text{ mm}$$

$$d_1 = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$$

$$d' = 400 - 35 = 365 \text{ mm}$$

$$A_s = 5,68 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

5.2 Třmínky

$$\varnothing 8 \text{ mm} / 120 \text{ mm}$$

$$\text{krytí } 17 \text{ mm}$$

$$d_1 = 17 + 4 = 21 \text{ mm}$$

$$d' = 400 - 21 = 379 \text{ mm}$$

$$A_s = 4,19 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

6. Posouzení výztuže

$$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,26 * 2,2 * 0,595 * 0,365}{420}; 0,0013 * \right. \\ \left. * 0,595 * 0,365 \right\} = \\ = \max \{ 2,96 * 10^{-4}; 2,82 * 10^{-4} \} \\ A_{s,min} = 2,96 * 10^{-4} \text{ m}^2 < A_s = 5,68 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

7. Posouzení podélného žebra na ohyb

$$x = \frac{A_s * f_{yd}}{b * \lambda * f_{cd}} = \frac{5,68 * 10^{-4} * 365,22}{0,1 * 0,8 * 30} = 0,0864 \text{ m}$$

$$z = d - 0,5 * \lambda * x = 0,365 - 0,5 * 0,8 * 0,0864 = 0,3304 \text{ m}$$

$$F_s = A_s * f_{yd} = 5,68 * 10^{-4} * 365,22 * 10^3 = 207,445 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = F_s * z = 207,445 * 0,330 = 68,457 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 25,932 + 5,672 * q_k$$

$$68,457 = 25,932 + 5,672 * q_k \rightarrow \underline{q_k = 7,672 \text{ kN/m}^2}$$

8. Posouzení podélného žebra na smyk

$$z = \frac{b_f}{2} * d = \frac{0,595}{2} * 0,379 = 0,1128 \text{ m}$$

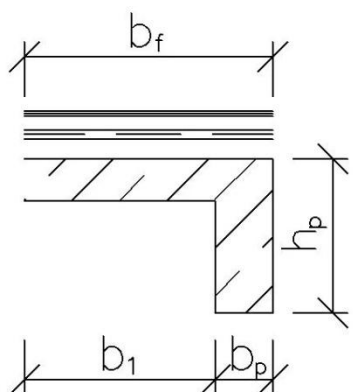
$$\gamma = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516$$

$$V_{Rdc} = \frac{\gamma * f_{cd} * b_w * z * \cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = \frac{0,516 * 30 * 0,1 * 0,1128 * 2,5}{1 + 2,5^2} = 60,211 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 18,859 + 4,125 * q_k$$

$$60,211 = 18,859 + 4,125 * q_k \rightarrow \underline{q_k = 10,025 \text{ kN/m}^2}$$

Příloha 8: Výpočet únosnosti podélných žeber stropního panelu s novou skladbou podlahy



1. Rozměry podélného žebra

$$b_p = 100 \text{ mm}$$

$$b_1 = 495 \text{ mm}$$

$$h_p = 400 \text{ mm}$$

$$l_n = 5400 \text{ mm}$$

$$u = 100 \text{ mm}$$

$$a = \frac{u}{2} = 50 \text{ mm}$$

$$l_{\text{eff}} = l_n + 2 * a = 5400 + 2 * 50 = 5500 \text{ mm}$$

2. Zatížení

2.1. Zatížení stále

materiál	objem	objemová tíha	g_k
dlažba	0,00714	2200	0,157
tmel	0,00298	2300	0,068
HI	0,00119	250	0,003
bet. mazanina	0,02970	2300	0,683
ŽB deska	0,04165	2500	1,041
ŽB žebírko	0,00960	2500	0,240
ŽB žebro	0,03300	2500	0,825
omítka	0,00735	2000	0,147
Celkem v kN/m ²			3,191

2.3. Zatížení proměnné

$$q_k = ? \text{ kN/m}^2$$

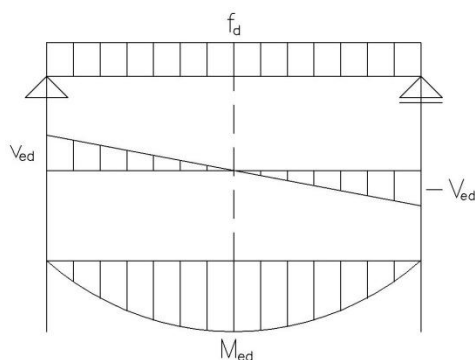
2.4. Zatížení návrhové 6.10

$$f_d = g_k * 1,35 + q_k * 1,5 = 3,191 * 1,35 + 1,5 * q_k = 4,308 + 1,5 * q_k \text{ kN/m}^2$$

3. Účinky zatížení

$$V_{\text{ed}} = \frac{1}{2} * f_d * l_{\text{eff}} = \frac{1}{2} * (4,308 + 1,5 * q_k) * 5,5 = (11,847 + 4,125 * q_k) \text{ kN}$$

$$M_{\text{ed}} = \frac{1}{8} * f_d * l_{\text{eff}}^2 = \frac{1}{8} * (4,308 + 1,5 * q_k) * 5,5^2 = (16,289 + 5,672 * q_k) \text{ kNm}$$



4. Dimenzování

4.1. Beton C 35/45

$$f_{ck,cube} = 45 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{45}{1,5} = 30 \text{ MPa}$$

4.2. Ocel 10 216 (E)

$$f_{yk} = 210 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{210}{1,15} = 182,61 \text{ MPa}$$

4.3. Ocel 10 425 (V)

$$f_{yk} = 420 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{420}{1,15} = 365,22 \text{ MPa}$$

5. Výztuž

5.1 Hlavní výztuž

1 Ø 18 mm

1 Ø 20 mm

krytí 25 mm

$$d_1 = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$$

$$d' = 400 - 35 = 365 \text{ mm}$$

$$A_s = 5,68 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

5.2 Třmínky

Ø 8 mm / 120 mm

krytí 17 mm

$$d_1 = 17 + 4 = 21 \text{ mm}$$

$$d' = 400 - 21 = 379 \text{ mm}$$

$$A_s = 4,19 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

6. Posouzení výztuže

$$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,26 * 2,2 * 0,595 * 0,365}{420}; 0,0013 * \right. \\ \left. * 0,595 * 0,365 \right\} = \\ = \max \{ 2,96 * 10^{-4}; 2,82 * 10^{-4} \} \\ A_{s,min} = 2,96 * 10^{-4} \text{ m}^2 < A_s = 5,68 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

7. Posouzení podélného žebra na ohyb

$$x = \frac{A_s * f_{yd}}{b * \lambda * f_{cd}} = \frac{5,68 * 10^{-4} * 365,22}{0,1 * 0,8 * 30} = 0,0864 \text{ m}$$

$$z = d - 0,5 * \lambda * x = 0,365 - 0,5 * 0,8 * 0,0864 = 0,3304 \text{ m}$$

$$F_s = A_s * f_{yd} = 5,68 * 10^{-4} * 365,22 * 10^3 = 207,445 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = F_s * z = 207,445 * 0,330 = 68,457 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 16,289 + 5,672 * q_k$$

$$68,457 = 16,289 + 5,672 * q_k \rightarrow q_k = 9,198 \text{ kN/m}^2$$

8. Posouzení podélného žebra na smyk

$$z = \frac{b_f}{2} * d = \frac{0,595}{2} * 0,379 = 0,1128 \text{ m}$$

$$\gamma = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516$$

$$V_{Rdc} = \frac{\gamma * f_{cd} * b_w * z * \cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = \frac{0,516 * 30 * 0,1 * 0,1128 * 2,5}{1 + 2,5^2} = 60,211 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 11,847 + 4,125 * q_k$$

$$60,211 = 11,847 + 4,125 * q_k \rightarrow q_k = 11,725 \text{ kN/m}^2$$