



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV STAVEBNÍHO ZKUŠEBNICTVÍ

INSTITUTE OF BUILDING TESTING

STAVEBNÍ PRŮZKUM A HODNOCENÍ STAVU KONSTRUKCE

BUILDING SURVEY AND EVALUATING THE STATE CONSTRUCTION

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. David Sloupenský

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. VĚRA HEŘMÁNKOVÁ, Ph.D.

BRNO 2017



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. David Sloupenský
Název	Stavební průzkum a hodnocení stavu konstrukce
Vedoucí práce	Ing. Věra Heřmánková, Ph.D.
Datum zadání	31. 3. 2016
Datum odevzdání	13. 1. 2017

V Brně dne 31. 3. 2016

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

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

PODKLADY A LITERATURA

- HOBST, L. a kol.: Diagnostika stavebních konstrukcí, knihovnicka.cz, 2005
- CIKRLÉ, P. a kol. Diagnostické metody ve stavebnictví, modul M01. Studijní opora, VUT v Brně FAST, 2011.
- SCHMID, P. a kol. Základy zkušebnictví, VUT v Brně FAST, CERM Brno
- Bažant, Z., Klusáček, L. Statika při rekonstrukcích objektů. VUT v Brně FAST, CERM Brno, 2002
- ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí
- Podklady o objektu získané od vlastníka objektu a v archivech.

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Cílem práce je zpracování návrhu průzkumu, realizace průzkumu, vyhodnocení výsledků zkoušek a hodnocení stávajícího stavebního objektu před jeho rekonstrukcí.

Teoretická část: Rešerše literatury. Zpracování metodiky průzkumu a hodnocení stavebních konstrukcí se zaměřením na současné platné normy. Stručný přehled použitých diagnostických metod.

Praktická část: Prvotní prohlídka objektu. Předběžné hodnocení stavu, sestavení plánu stavebně statického průzkumu. Provedení stavebně statického průzkumu. Vyhodnocení provedeného průzkumu. Statický výpočet vybraných kritických částí nosných konstrukce. Závěrečné zhodnocení stavu konstrukce.

STRUKTURA DIPLOMOVÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

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

Ing. Věra Heřmánková, Ph.D.

Vedoucí diplomové práce

ABSTRAKT

Diplomová práce se v teoretické části zabývá stručným přehledem metod používaných v diagnostice železobetonových konstrukcí. Praktická část této práce se zabývá diagnostikou výrobní železobetonové haly v areálu Fatra Napajedla. V této části se stanoví pevnosti betonu stávající konstrukce a ověří se vyztužení jednotlivých prvků nosné konstrukce pomocí moderních přístrojů - radaru a elektromagnetického indikátoru výztuže. V závěrečné části se provedou statické posudky vybraných částí konstrukce.

KLÍČOVÁ SLOVA

Hodnocení existujících konstrukcí, stavebně technický průzkum, prohlídka, diagnostické metody, beton, ocelová výztuž, jádrové vývrty, Hilti PS1000, Profometer PM-630, statický výpočet

ABSTRACT

The diploma thesis in theoretical section is focused on a brief overview of the methods used in the diagnostic of reinforced concrete structures. The practical part of this thesis deals with the diagnostics of the manufacturing reinforced concrete buildings in the complex Fatra Napajedla. This part will provide concrete strength of existing structures and will verify the reinforcement of individual elements of the structure by means of modern devices – radar and electromagnetic rebar locator. In the final section of this thesis will be performed static reports of selected parts of the structure.

KEYWORDS

Assessment of existing structures, construction and technological survey, examination, diagnostic methods, concrete, reinforcement, core drilling, Hilti PS1000, Profometer PM-630, structural analysis

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP

Bc. David Sloupenský *Stavební průzkum a hodnocení stavu konstrukce*. Brno, 2017. 83 s., 25 s. příl.
Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví.
Vedoucí práce Ing. Věra Heřmánková, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ

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

V Brně dne 11. 1. 2017

Bc. David Sloupenský
autor práce

PODĚKOVÁNÍ:

Děkuji všem, kteří se podíleli jakkoli na vzniku této diplomové práce. Děkuji především své vedoucí práce Ing. Věře Heřmánkové, Ph.D. za trpělivost, čas, odborné vedení mé práce, za poskytování cenných a užitečných rad, odborných připomínek, podnětů a námětů v dané tematice. V neposlední řadě bych chtěl poděkovat celé své rodině a přítelkyni Anetě za velkou podporu během celého mého studia.

Obsah

1. ÚVOD A CÍLE PRÁCE	10
2. PRŮZKUMY, TYPY PRŮZKUMŮ	11
2.1 STAVEBNĚ TECHNICKÉ PRŮZKUMY	11
2.2 HODNOCENÍ EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ PODLE NORMY ČSN ISO 13822	12
3. DIAGNOSTICKÉ METODY	16
3.1 METODY PRO ZKOUMÁNÍ BETONU	16
3.1.1 ODRAZOVÉ TVRDOMĚRY	16
3.1.2 JÁDROVÉ VÝVRTY	18
3.1.3 STANOVENÍ HLOUBKY KARBONATACE BETONU	20
3.1.4 ULTRAZVUKOVÁ IMPULSNÍ METODA	21
3.1.5 REZONANČNÍ METODA	22
3.1.6 ODTRHOVÉ ZKOUŠKY	24
3.2 METODY PRO HLEDÁNÍ VÝZTUŽE	25
3.2.1 SEKANÁ SONDA	25
3.2.2 ELEKTROMAGNETICKÉ INDIKÁTORY VÝZTUŽE	26
3.2.3 GEORADAR	28
3.2.4 RADIOGRAFIE	29
4. STAVEBNĚ TECHNICKÝ PRŮZKUM OBJEKTŮ V AREÁLU FATRA NAPAJEDLA	31
4.1 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O OBJEKTECH	31
4.2 DŮVOD PRŮZKUMU	32
4.3 ROZSAH PRŮZKUMU	33
4.4 METODY POUŽITÉ PŘI PRŮZKUMU	38
4.4.1 STANOVENÍ PEVNOSTNÍ TŘÍDY BETONU	38
4.4.2 STANOVENÍ VYZTUŽENÍ	39
4.5 VÝSLEDKY PRŮZKUMU – STANOVENÍ PEVNOSTNÍ TŘÍDY BETONU	40
4.5.1 DOKUMENTACE SOND V HALE – SLOUPY A PODLAHA	40
4.5.2 DOKUMENTACE SOND STROPŮ NAD 1. NP A 2. NP A SLOUPŮ V 1. NP A 2. NP	43
4.5.3 VÝSLEDKY PEVNOSTÍ BETONU V TLAKU	47
4.5.4 ZÁVĚR PEVNOSTÍ BETONU V TLAKU	56
4.6 VÝSLEDKY PRŮZKUMU – STANOVENÍ VYZTUŽENÍ	57
4.6.1 VYZTUŽENÍ PRŮVLAKU	57
4.6.2 VYZTUŽENÍ ŽEBRA	59
4.6.3 VYZTUŽENÍ SLOUPU	61

4.6.4	VYZTUŽENÍ DESKY	62
4.6.5	ZÁVĚR Z OVĚŘENÍ VYZTUŽENÍ.....	63
5.	STATICÝ POSUDEK VYBRANÝCH ČÁSTÍ KONSTRUKCÍ	64
5.1	DESKA STROPNÍ KONSTRUKCE NAD 1. NP.....	64
5.2	PRŮVLAK VE STROPNÍ KONSTRUKCI NAD 1. NP.....	68
6.	ZÁVĚR.....	74
7.	SEZNAMY.....	76
7.1	SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY A ZDROJŮ	76
7.2	SEZNAM OBRÁZKŮ	79
7.3	SEZNAM TABULEK	82
7.4	SEZNAM GRAFŮ	83
7.5	SEZNAM PŘÍLOH.....	83
8.	PŘÍLOHY	84

1. ÚVOD A CÍLE PRÁCE

V současné době se stavebnictví neobejde bez diagnostiky stávajících železobetonových konstrukcí. Je to způsobeno častou potřebou určité rekonstrukce či modernizace existující konstrukce, dále pokud je potřeba ověření konstrukce z důvodu změny v užívání konstrukce. Dalším důvodem k provádění diagnostiky je začátek výskytu viditelných poruch v konstrukci. Využití diagnostiky stavebních konstrukcí je též možné v případech, kdy od stávající konstrukce chybí jakákoli dokumentace a je potřeba znovu zjistit vlastnosti konstrukce. Často se však provádí i u konstrukcí, od kterých je projektová dokumentace k dispozici. V těchto případech pak probíhá porovnání, zda výsledky získané diagnostikou odpovídají skutečnému provedení stavby.

Pokud se tedy k diagnostice přistoupí, je nutné se především zaměřit na nosnou konstrukci a její materiálové vlastnosti a konstrukční parametry. U železobetonových konstrukcí se zjišťuje především stav betonu nosných konstrukcí a ověřuje se vyztužení prvků. Zjištěné parametry pak slouží jako podklad pro statické posouzení konstrukce nebo její části.

Diagnostické metody používané ve stavebnictví se neustále vyvíjejí a to hlavně z důvodu vývoje technologií. V současné době se tento obor neobejde bez moderního přístrojového vybavení, které trh nabízí. Problémem menších diagnostických firem ovšem velmi často bývá pořizovací cena těchto přístrojů.

Cíle této práce jsou dány zadáním a jsou rozděleny do dvou částí - teoretické části a praktické části.

Cíle teoretické části jsou zpracování metodiky průzkumu a hodnocení existujících stavebních konstrukcí s ohledem na současné platné normy. Dále je to vypracování přehledu metod používaných v diagnostice.

Cíle praktické části jsou provedení prvotní prohlídky objektu, včetně popisu důvodu a rozsahu prováděného průzkumu a stručné popsání stavebního objektu. Dále jsou to sestavení plánu stavebně technického průzkumu, jeho provedení a následné vyhodnocení. Tato část zahrnuje i popsání postupů při prováděné diagnostice a dále prezentování výsledku pevností betonu v tlaku a ověření vyztužení vybraných prvků. Dalším cílem je zpracování statického výpočtu vybraných kritických částí nosné konstrukce. Posledním cílem je závěrečné zhodnocení stavu zkoumané konstrukce.

2. PRŮZKUMY, TYPY PRŮZKUMŮ

2.1 STAVEBNĚ TECHNICKÉ PRŮZKUMY

Stavebně technické průzkumy mají za cíl odzkoušet a zhodnotit stav stavebních konstrukcí především ze statického hlediska. Stavebně technické průzkumy mohou být zaměřené na určení vlastností pouze jednotlivých částí konstrukcí, respektive staviv, ze kterých je samotná konstrukce zhotovena, nebo určení vlastností celých konstrukcí. Stavebně technickými průzkumy nemusíme konstrukci hodnotit pouze ze statického hlediska, ale je možné ji hodnotit i z jiných hledisek jako např. tepelně-technických stavů konstrukce, stavu energetických sítí, apod. Stavebně technické průzkumy prováděné na různých konstrukcích nebudou zcela stejné a to z důvodu přizpůsobení diagnostických prací stavu a povaze objektu, druhu naplánovaných stavebních úprav, apod.

Velmi důležité je, aby stavebně technický průzkum vedly osoby (diagnostici) s odbornou způsobilostí, kteří vlastní úřední oprávnění pro provádění těchto činností. Výsledkem celého stavebně technického průzkumu je uvedení závěrečné zprávy. Tato zpráva může být vypracována ve třech stupních:

- Předběžný stavebně technický průzkum (pro potřeby zadávací studie rekonstrukce, modernizace, ...);
- Podrobný stavebně technický průzkum (pro zpracování projektové dokumentace a statického výpočtu);
- Doplnující a speciální stavebně technický průzkum (pro doplnění podrobného stavebně technického průzkumu, pro řešení změn z úprav při realizaci stavebních prací).

V závěrečné zprávě by měl být maximálním možným způsobem popsán a vyhodnocen stav stavební konstrukce a obecně by se v ní měly nacházet tyto části:

- Úvodní část se základními údaji o zkoumaném objektu, určení rozsahu a zaměření průzkumu;
- Zhodnocení nosných konstrukcí – vodorovných (ze dřeva, železobetonu, oceli, ...) a svislých (druh a kvalita použitého staviva a malty, kvalita betonu a výztuže v železobetonových konstrukcích, ...);
- Zhodnocení stavu konstrukce krovu a střešního pláště;
- Zjištění a popis stavu objektu z hlediska vlhkosti;
- Zhodnocení stavu základových konstrukcí (včetně inženýrsko-geologického zhodnocení podzákladí);
- Závěrečné vyhodnocení stavu celého objektu (doporučení k následným stavebním úpravám vyplývajícím z provedeného stavebně technického průzkumu), možné

doporučení k provedení případného doplňujícího stavebně technického průzkumu celého objektu, nebo pouze určitých částí konstrukce. [1]

2.2 HODNOCENÍ EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ PODLE NORMY ČSN ISO 13822

V této normě jsou uvedeny obecné požadavky a základní postupy při provádění stavebně technického průzkumu. Tato norma je použitelná pro hodnocení stávajících konstrukcí z libovolného materiálu. K hodnocení konstrukce vedou následující okolnosti:

- Očekávaná změna v užívání stavební konstrukce nebo prodloužení její návrhové životnosti;
- Ověření spolehlivosti konstrukce, které je požadované úřady, pojišťovnami, či vlastníky (z důvodu např. možného zemětřesení, nebo zvýšení dopravního zatížení);
- Postupná degradace stavební konstrukce, která může být způsobena únavou materiálu a korozí;
- Poškození konstrukce způsobené mimořádnými zatíženími.

Dle této normy se termínem **prohlídka** rozumí nedestruktivní šetření v místě stavby, které umožňuje stanovit současný stav konstrukce. Dalším důležitým termínem je **průzkum**, čímž se rozumí shromažďování a vyhodnocování informací, které se získají prohlídkou, přezkoumáním dokumentace stavby, zatěžovací zkouškou, apod.

Účel

V první řadě se při hodnocení stávajících stavebních konstrukcí stanoví účel hodnocení existující konstrukce a to zejména na základě konzultací s objednatelem stavebně technického průzkumu (vlastník, úřad, pojišťovna, ...). Z hlediska požadavků na budoucí funkční způsobilost vychází z těchto funkčních úrovní:

- a) Úroveň bezpečnosti konstrukce (zaručující uživatelům konstrukce odpovídající bezpečnost;
- b) Úroveň trvale udržitelných funkčních vlastností (poskytující trvalou funkčnost speciálních konstrukcí – nemocnic a jiných významných budov či mostů v případě zemětřesení a dalších předvídatelných nebezpečí;
- c) Úroveň požadavků objednatelů pro speciální funkční vlastnosti.

Postup

S ohledem na určeném účelu a dalších specifických okolnostech (dostupnosti projektové dokumentace, způsobu užívání stavební konstrukce, zjištěných škodách, ...) se zvolí odpovídající

postup. Ještě před samotným zahájením hodnocení se doporučuje provést prohlídka stavby. Konstrukce se hodnotí s ohledem na současný stav stavebního objektu.

Postup hodnocení existujících konstrukcí je tedy následující:

a) Stanovení účelu hodnocení;

Na samotném začátku hodnocení se určí účel hodnocení, který závisí na její předpokládané funkční způsobilosti v budoucnu (po domluvě mezi objednatelem a posuzovatelem). Tato budoucí funkční způsobilost je určena z plánu využití a plánu bezpečnostních opatření.

b) Scénáře;

Z důvodu identifikace možných kritických situací se určí v plánu bezpečnostních opatření scénáře. Tyto scénáře jsou ve spojitosti s možnou změnou zatížení stavební konstrukce nebo se změnou konstrukčních podmínek. Scénáře tvoří základ pro hodnocení konstrukce a návrh opatření, zajišťující bezpečnost a použitelnost stavební konstrukce.

c) Předběžné hodnocení:

- Studium dokumentace a dalších údajů;

Prvním krokem při předběžném hodnocení je ověření správnosti a aktuálnosti projektové dokumentace, a zda obsahuje informace o všech předcházejících konstrukčních opatřeních. Dále je nutné provést záznam a dokumentaci dalších údajů (např. významné vlivy prostředí, extrémní zatížení, seizmicita, změny základových poměrů, nesprávné užívání konstrukce, poškození vlivem koroze).

- Předběžná prohlídka;

Při předběžné prohlídce je hlavním úkolem identifikovat konstrukční systém a možné poškození konstrukce. To se provede pomocí vizuální prohlídky a jednoduchých nástrojů. Jedná se např. o zjišťování vlastností povrchu, viditelných deformací či trhlin, koroze, apod.

- Předběžná ověření;

Při předběžném ověření je hlavním úkolem identifikovat kritické nedostatky, na které je nutné se v dalších částech průzkumu zaměřit především. Ze získaných výsledků se určí, zda se další průzkum provede či nikoliv.

- Rozhodnutí o okamžitých opatřeních;

Pokud se z předběžné prohlídky či ověření zjistí, že je konstrukce v nebezpečném stavu, je nutné toto nebezpečí oznámit objednateli a provést nutná opatření tak, aby riziko ohrožení bezpečnosti veřejnosti bylo sníženo.

- Doporučení pro podrobné hodnocení;

Při předběžném hodnocení konstrukce můžeme buď jasně určit konkrétní závady a v tomto případě je nutné provést podrobné hodnocení konstrukce. Nebo je možné konstrukci považovat za spolehlivou, a to v případě, pokud jsou závady takové, že neohrožují bezpečnost konstrukce a není nutné podrobné hodnocení.

d) Podrobné hodnocení:

- Podrobné vyhledání a prověření dokumentace;

Při podrobném hodnocení se nejprve prověří dostupná dokumentace. Zejména se jedná o výkresy, statické výpočty, stavební deník a záznamy o prohlídkách, údržbě a změnách. Dále je nutné prověřit předpisy, nařízení a normy, které se využili při výstavbě stavební konstrukce. Též se musí ověřit základové podmínky, topografie a výška hladiny podzemní vody.

- Podrobná prohlídka a zkoušky materiálu;

Pokud je projektová dokumentace k dispozici, lze konstrukční rozměry, detaily a též charakteristické hodnoty materiálových vlastností převzít z této dokumentace, ale pouze za podmínky, že nedochází k žádným pochybnostem o pravdivosti údajů uvedených v dokumentaci. Pokud však k nějakým pochybnostem dojde, je nutné tyto konstrukční rozměry a materiálové vlastnosti určit pomocí podrobné prohlídky a zkoušek materiálů. Tato podrobná prohlídka je plánována podle již známých dostupných informací.

- Stanovení zatížení;

Jedná se zejména o stanovení zatížení na stavební konstrukci vlivem prostředí dle normy ISO 2394.

- Stanovení vlastností konstrukcí;

K určení vlastností a únosnosti stavební konstrukce se využívají zkoušky. Tyto zkoušky se využívají v případech, při kterých podrobná analýza či samotná prohlídka nepřinášejí dostatek informací.

- Analýza konstrukce;

Při analýze konstrukce se pro stanovení účinků zatížení postupuje dle normy ISO 2394. Dále se stanoví únosnost jednotlivých nosných prvků s přihlédnutím k degradaci konstrukce a působícím účinkům zatížení. Je důležité porozumět příčinám vzniklého poškození nebo špatného chování konstrukce vlivem její degradace.

- Ověření;

Stavební konstrukce se ověřují zpravidla z důvodu zajištění úrovně spolehlivosti, podle které se vyjadřuje určitá úroveň funkční způsobilosti. Lze postupovat dle platných norem. Starší normy, které byly použity pro návrh stavební konstrukce, nám slouží pouze jako informativní dokumenty.

e) Výsledky hodnocení:

- Zpráva;

Výsledná zpráva by měla obsahovat výsledky hodnocení, včetně všech naměřených a zpracovaných údajů z průzkumu konstrukce.

- Koncepční návrh konstrukčních opatření;

Při zjištění nedostatečné bezpečnosti nebo použitelnosti konstrukce se vypracuje koncepční návrh konstrukčních opatření. Tento návrh vychází z předchozích výsledků hodnocení a měl by zahrnovat opravu nebo zmodernizování stavební konstrukce (odpovídající návrhové životnosti konstrukce).

- Řízení rizik;

V některých případech, kdy koncepční návrh konstrukčních opatření není zcela vhodné užít, je možné použít alternativní přístup řízení nebo snížení rizik. Do tohoto lze zahrnout např. snížení zatížení na určitou nejvyšší možnou hodnotu či změnu způsobu využívání stavební konstrukce a dalšího sledování konstrukce během dalšího provozu.

f) Opakování předchozích postupů v případě potřeby. [19]

3. DIAGNOSTICKÉ METODY

Dělení diagnostických metod je možné podle několika hledisek. Jako základní hledisko pro dělení diagnostických metod se jeví především stupeň poškození zkoumané konstrukce. Podle tohoto stupně se diagnostické metody dělí na:

- *Nedestruktivní;*
- *Semidestruktivní;*
- *Destruktivní.*

Novější předpisy zavádí nové dělení podle toho, zda zjistíme přímo požadovanou vlastnost, či zda ji zjistíme pomocí jiné vlastnosti. Dělíme je na metody:

- *Přímé;*
- *Nepřímé.*

Nedestruktivní zkušební metody jsou takové, při nichž nedochází k poškození zkoušené konstrukce. Výjimku tvoří některé tvrdoměrné zkoušky, u kterých dochází ke vtisku nebo vrypu do konstrukce a u těchto zkoušek musí dojít i k očištění a zbroušení zkoušeného místa. Mezi tyto metody se řadí tvrdoměrné metody, elektrodynamické metody, elektromagnetické metody, elektrické metody, radiační metody, tenzometrické metody a trvanlivostní zkoušky.

Semidestruktivní zkušební metody jsou takové, při nichž dojde k částečnému poškození zkoušené konstrukce. Konstrukce může být poškozena například vrtáním, odtržením, nebo naříznutím. Při stavebním průzkumu konstrukce volíme semidestruktivní zkoušky na konstrukci tak, aby těmito zkouškami (například odběrem jádrových vývrtů) nebyla nepříznivě ovlivněna únosnost nebo stabilita části konstrukce.

Destruktivní zkušební metody slouží k určení skutečných vlastností prvků konstrukce. Při destruktivních zkouškách dochází k úplnému zničení zkoušených prvků. Tyto zkoušky se provádějí v laboratořích a to buď na zkušebních tělesech vyrobených z jádrových vývrtů, na celistvých prvcích odebraných z konstrukce, nebo na modelech konstrukce. [1], [2]

3.1 METODY PRO ZKOUMÁNÍ BETONU

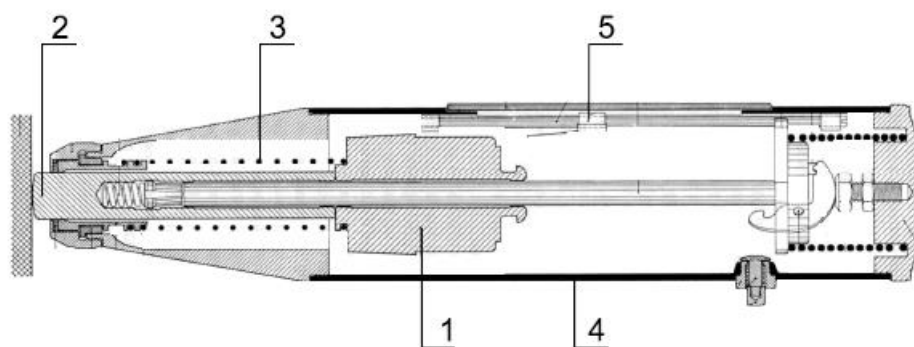
3.1.1 ODRAZOVÉ TVRDOMĚRY

Zkoušky pevnosti betonu odrazovými tvrdoměry patří mezi nedestruktivní zkoušky. Stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem se provádí podle norem ČSN EN 12504-2 a ČSN 73 1373. Tato zkušební metoda není zamýšlena jako alternativní k určení pevnosti betonu v tlaku, ale při vhodné korelaci je použitelná pro odhad pevnosti uloženého betonu. Tvrdost zjištěná touto metodou je dle normy vhodná k posouzení rovnoměrné kvality a stejnorodosti betonu

a k vyhledávání místních poruch. Jedná se o povrchové zkoušení betonu (bez omítky) na tělesech, prvcích či konstrukci. Nejčastěji se tyto zkoušky provádí odrazovými tvrdoměry typu **Schmidt**. Před samotným provedením zkoušky je důležitá volba a úprava zkušební místa. Při výběru zkušebních ploch je důležité vzít v úvahu zejména tyto okolnosti:

- pevnost betonu;
- druh povrchu a druh betonu;
- vlhkost povrchu;
- karbonatace;
- a mnoho dalších okolností.

Dále je nutné brusným kamenem do hladka obrousit hrubé a měkké povrchy, či povrchy s uvolněnou maltou. Voda, která se vyskytuje na povrchu zkoušeného betonu, musí být odstraněna. Při měření odrazovými tvrdoměry se razník opře o povrch betonu a následně působíme tlakem směrem k betonu, při kterém dochází k napínání pružiny. V určité poloze dochází k uvolnění beranu a následnému dopadu na razník. Energie, která vzniká při nárazu, se projeví vtiskem razníku do povrchové vrstvy betonu a odrazem beranu zpět, čímž dochází i k posunu značky na stupnici. Na obrázku Obr. 3.1 je zobrazeno zjednodušené schéma odrazového tvrdoměru.



Obr. 3.1 Schéma odrazového tvrdoměru – 1) beran, 2) razník, 3) tažná pružina, 4) pouzdro, 5) stupnice [3]

V praxi je používáno několik typů odrazových tvrdoměrů, jejichž užití se liší velikostí energie provedeného rázu v závislosti na druhu betonu a velikosti prvků. Jedná se zejména o tvrdoměry Schmidt N pro běžný beton (tloušťka betonu od 100 mm), Schmidt L pro tenkostěnný beton (tloušťka betonu od 60 mm), Schmidt M pro masivní beton (tloušťka betonu od 200 mm), atd.

Mezi modernější odrazové tvrdoměry patří **SilverSchmidt PC-N** firmy Proceq, který je modernější variantou tvrdoměru Schmidt N a na rozdíl od klasických tvrdoměru typu N má uvnitř optická čidla, měřící rychlost dopadu a odrazu. Z těchto měřených hodnot udává hodnotu koeficientu vrácené energie Q , dle vztahu:

$$Q = 100 \cdot \frac{\text{energie obnovená}}{\text{energie vstupní}}$$

Hodnota tohoto koeficientu méně závisí na tření na vodící tyči a není nutná její korekce směru úderu. Rozsah těchto tvrdoměrů se pohybuje v rozmezí od 10 MPa do 100 MPa.



Obr. 3.2 Odrazový tvrdoměr SilverSchmidt PC-N [21]

Tvrdość betonu se využívá ke zjištění stejnorodosti betonu v konstrukci, či k zjištění míst s nižší kvalitou betonu. Dále je možné touto metodou odhadnout pevnost betonu v tlaku. Samotné určení pevnosti na základně měření Schmidtovým tvrdoměrem není vhodné. Pokud ale dojde ke kombinaci tvrdoměrných zkoušek s jádrovými vývrtky a vhodnému určení kalibračního vztahu pro upřesnění hodnot, je možné poté hodnoty pevností z tvrdoměrných zkoušek získat. [2], [3], [14], [23]

3.1.2 JÁDROVÉ VÝVRTY

Jádrové vývrtky řadíme do semidestruktivních zkušebních metod, protože při jejich odběru dochází k lokálnímu porušení konstrukce. Odběr, vyšetření a zkoušení jádrových vývrtů probíhá podle normy ČSN EN 12504-1. Z jádrových vývrtů získáváme vzorky zkušebních těles, na kterých se následně určují mechanické vlastnosti betonu (pevnostní charakteristiky). K získání jádrového vývrtu slouží souprava pro jádrové vrtání s jádrovým vrtákem obsahujícím korunku z diamantu.

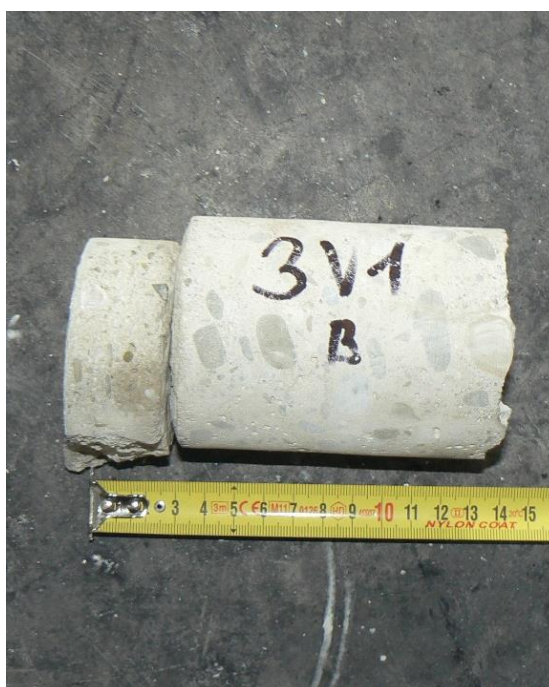
Před samotným odběrem jádrových vývrtů je vhodné určit polohu výztuže v konstrukci pomocí elektromagnetického indikátoru výztuže a to z důvodu, aby nedošlo k navrtání výztuže. Průměr vývrtu by měl být co největší a to z důvodu následného zkoušení v lisu a z důvodu velikosti kameniva obsaženém v betonu (ideální průměr 150 mm a výška 300 mm). Poměr velikosti největšího zrna kameniva v betonu k průměru vývrtu by neměl jít pod hodnotu 1:3. Naproti tomu ale chceme vývrt co nejmenší, aby byl zásah do zkoumané konstrukce co nejmenší. Proto se velikost průměru vývrtu pohybuje mezi 50 – 150 mm. Místa vývrtu se volí tak, abychom jádrový vývrt odebírali:

- v rozhodujících částech konstrukce tak, aby nebyla vývrtem ovlivněna statika konstrukce;
- v místech s minimálním výskytem výztuže;
- v místech dostatečně vzdálených od spár a hran betonových prvků.

Pro určení délky vývrtu, který byl odebrán za účelem pevnostních zkoušek, se musí brát v úvahu:

- průměr vývrtu;
- možný způsob úpravy pro zkoušení;
- zda se bude provádět srovnání s krychelnou či válcovou pevností.

Vrtání jádrových vývrtů se většinou provádí za mokra a to z důvodu ochlazování jádrového vrtáku a vyplavování vrtaného materiálu. Po samotném skončení vrtání je nutné provést na každém vývrtu jeho jasné a nesmazatelné označení. Zaznamená se umístění a orientace vrtu na prvku, ze kterého došlo k odběru jádrového vývrtu. Z jádrových vývrtů se následně připraví zkušební tělesa.



Obr. 3.3 Jádrová vrtačka a jádrový vývrt

U zkušebních těles se ještě před vlastním zkoušením provádí změření rozměrů vzorků, zvážení, zjištění rovinnosti a kolmosti ploch a určení výztuže, pokud se ve zkušebním tělese nachází. Zkoušení se provádí do porušení vzorku dle ČSN EN 12390-3 pomocí zkušebního lisu, který vyhovuje ČSN EN 12390-4. Pevnost v tlaku dostaneme dle vzorce:

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

kde F je maximální zatížení při porušení, v N;
 A_c je průřezová plocha zkušebního tělesa, na kterou působí tlakové zatížení, v mm².

Pevnost zaokrouhlujeme na nejbližších 0,1 N/mm². [2], [11], [12]

3.1.3 STANOVENÍ HLOUBKY KARBONATACE BETONU

Mladý beton bývá výrazně zásaditý (S hodnotou $\text{pH} > 12$) a tak tvoří přirozenou ochranu výztuže před korozi. Ovšem reakcí s atmosférickým oxidem uhličitým CO_2 dochází ke snižování obsahu hydroxidových iontů a tím klesá i hodnota pH . K tomuto procesu dochází nejprve na povrchových vrstvách betonu, ale časem dochází i k postupné karbonataci do hloubky konstrukce. Problém nastává, když v zkarbonatované vrstvě betonu klesne pH pod hodnotu 9,5, pod touto hodnotou přestává být výztuž chráněná. Výztuž začíná korodovat, což vede i ke zvětšování objemu. Tímto dochází ke zvyšování napětí uvnitř betonu a odpadávání povrchových vrstev betonu.



Obr. 3.4 Posouzení hloubky karbonatace

Proces karbonatace můžeme zjednodušeně popsat rovnicí:



Ke zjištění míry karbonatace se používá jednoduchá zkouška pomocí fenolftaleinu. Na rozdrcené těleso, jádrový vývrt, kopanou sondu nebo na řádně očištěný beton se aplikuje 1% lihový roztok fenolftaleinu v 70% etylalkoholu. Pokud dojde v místě aplikace roztoku ke zbarvení do červenofialové barvy, má beton hodnotu pH větší než 9,5 a výztuž je chráněna proti korozi. Pokud ve zkoušeném místě nedojde k reakci, pak je beton v tomto místě zkarbonatován.

Vlastní proces karbonatace můžeme rozdělit do čtyř fází. V první fázi karbonatace dochází ke zlepšování mechanických vlastností betonu a beton má pasivační vlastnosti pro ochranu výztuže. Ve druhé fázi karbonatace se mechanické vlastnosti betonu příliš nemění od předchozí fáze, ale ochrana výztuže už není ideální a výztuž začíná korodovat. Ve třetí fázi karbonatace dochází ke zhoršování mechanických vlastností betonu a v betonu se objevují první poruchy. V poslední čtvrté fázi karbonatace beton ztrácí svoji pevnost a dochází k rozpadu cementového tmele. [1], [5], [24]

3.1.4 ULTRAZVUKOVÁ IMPULSNÍ METODA

Použití této metody se řídí podle norem ČSN 73 1371 a ČSN EN 12504-4. Ultrazvuková impulsní metoda se řadí mezi elektrodynamické metody pro zjišťování vlastností stavebních materiálů a pro zjišťování vlastností a poruch částí nebo celých konstrukcí. Další uplatnění v diagnostice stavebních konstrukcí nachází tato metoda při zjišťování hloubky trhlin, či ověřování délky kotevních šroubů. Díky této metodě lze též odhadnout pevnost betonu v tlaku.

Princip této metody spočívá v opakovaném vysílání ultrazvukových impulzů do zkoušeného materiálu a následném měření rychlosti šíření impulzů ultrazvukových vln zkoumaným materiálem. Konstrukci můžeme prozvučovat třemi základními způsoby, jež jsou znázorněny na obrázku Obr. 3.5. Přednostně se využívá přímého (protilehlého) způsobu měření, při kterém je nutné rozměřit základnu na obou stěnách prozvučované konstrukce. Pokud však nejsou dvě protilehlé stěny přístupné, je nutné zvolit jiný způsob prozvučování (polopřímé nebo nepřímé prozvučování).



Obr. 3.5 Způsoby prozvučování pomocí dvou sond [3]

Před samotným měřením je nutné stanovit dobu „mrtvého času T_0 “. Jedná se o určitou dobu, při které ultrazvukové vlnění prochází vrstvičkou z akustického vazebného prostředí (plastelíny, gelu) a konstrukcí sondy. Pokud známe tuto dobu T_0 , musíme všechny změřené hodnoty opravit o tuto dobu. Zjištění mrtvého času probíhá na etalonu doby průchodu, u něhož přesně známe časovou charakteristiku průchodu. Poté následuje samotné měření doby průchodu ultrazvukových vln. Následně můžeme vypočítat rychlost dle vzorce:

$$v_i = \frac{L_i}{T_i - T_0}$$

- kde v_i je rychlost šíření UZ, v $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$;
 L_i je délka měřicí základny, v m;
 T_i je doba průchodu naměřená přístrojem, v s;
 T_0 je mrtvý čas, v s;
 i je číslo základny (1, 2, 3).

Průměrnou rychlost šíření ultrazvuku v_L zaokrouhlenou na jednotky $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$ vypočteme ze tří vypočtených rychlostí.

Tato metoda využívá při měřeních dvě sondy o frekvencích v rozsahu 20 kHz až 250 kHz (výjimečně do 500 kHz). Při použití sond s vyšší frekvencí dochází ke zvýšení rozlišovací schopnosti (vyšší přesnost ultrazvukového měření). Tyto vysoké frekvence jsou ale při průchodu materiálem mnohem více zeslabovány a z toho důvodu nejsou tyto sondy vhodné pro dlouhé měřicí základny. Dle doporučení uvedeného v ČSN EN 12504-4 je pro většinu případů vhodné použití sond s frekvencemi v rozsahu od 40 kHz do 60 kHz (nejčastěji 54 kHz).

Mezi výhody této metody patří, že se jedná o čistě nedestruktivní metodu a její provádění je v určitých případech snadné. Mezi nevýhody této metody můžeme zařadit citlivost ultrazvuku na spoustu vnějších vlivů. [1], [3], [15], [16]

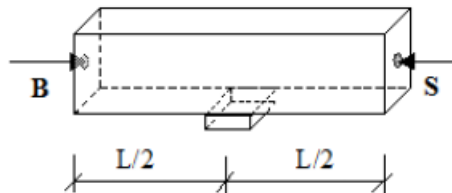


Obr. 3.6 Ultrazvukový přístroj PUNDIT PL-200 [22]

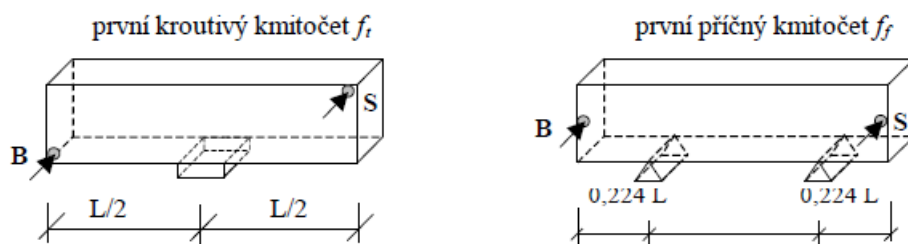
3.1.5 REZONANČNÍ METODA

Při rezonanční metodě zkoušení betonu dochází ke stanovení vlastních (rezonančních) frekvencí, což nám poskytuje důležité informace o změnách ve vnitřních strukturách materiálů. Rezonanční metoda patří mezi ryze nedestruktivní zkoušky, její zařazení nalezneme mezi elektrodynamickými metodami zkoušení betonu. Díky této metodě stanovujeme dynamické moduly pružnosti materiálu. Tato metoda zkoušení betonu se řídí podle normy ČSN 73 1372. Dále je tato metoda velmi důležitá při zkouškách odolnosti betonu proti zmrazování a rozmrazování, kdy dochází k porušování vnitřní struktury betonu. Proto je zahrnuta i v normě ČSN 73 1380. Tato metoda je obsažena i v normě pro zkušební metody přírodního kamene ČSN EN 14146, ve které je podrobně popsán postup při rezonanční zkoušce.

Každý prvek z tuhého materiálu se při působení mechanického impulzu rozkmitá. Těleso se může rozkmitat několika způsoby, k určení dynamických materiálových charakteristik pro pravidelná tělesa využíváme vlastních kmitočtů podélného f_L , příčného f_f a krouživého f_t kmitání. Jako rezonanci označujeme stav, při kterém amplituda vynucených kmitů zkoušeného tělesa roste k maximu. K tomuto stavu dochází, pokud kmitočet vnější budící síly je roven vlastnímu (rezonančnímu) kmitočtu tělesa.



Obr. 3.7 Způsob podepření hranolu, umístění budiče B a snímače S pro měření prvního vlastního kmitočtu podélného kmitání f_L [4]



Obr. 3.8 Způsob podepření hranolů, umístění budičů B a snímačů C pro měření prvního vlastního kmitočtu krouživého f_t a příčného f_f kmitání [4]

Preferovaná zkušební tělesa jsou hranoly nebo válce s délkou velikosti alespoň dvou průměrů, při postupu dle normy ČSN 73 1380 pak hranoly o rozměrech 100 x 100 x 100 mm, nebo kvádry o rozměrech 150 x 150 x 75 mm. Způsob podepření zkušebních těles je možný dvěma způsoby. Buďto je možné těleso podepřít podporami tak, jak to je zobrazené na schématech Obr. 3.7 a Obr. 3.8, nebo další možností podepření je umístění tělesa na podložku z měkkého pěnového materiálu, díky kterému dochází k minimálnímu útlumu mechanického vlnění tělesa.

Základní vlastní (rezonanční) frekvence se dají určit dvěma metodami, které jsou závislé na kmitání zkoušeného tělesa. Tyto metody jsou založeny na:

- Nepřerušovaném (spojitém) kmitání;
- Přerušovaném (impulsním) kmitání.

Pro spojité kmitání potřebujeme rezonanční přístroj, který toto spojité mechanické kmitání do zkušební tělesa vysílá. Tento přístroj má plynule laditelný kmitočet (od 30 Hz do min. 20 kHz).

Další možností tohoto přístroje je měření odezvy zkoušeného vzorku na vysílané kmitání a měření či případné zobrazení amplitudy kmitání zkoušeného vzorku na obrazovce osciloskopu.

Pro impulsní kmitání nepotřebujeme přístroj s osciloskopem, ale je využito mnohem jednodušší zařízení, které je složeno z:

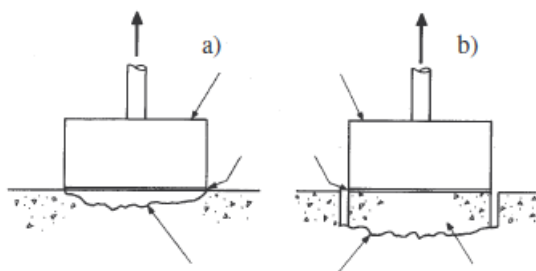
- Fourierova analyzátoru (software v PC);
- impulsního kladívka;
- snímače zrychlení.

Postupy uvedené ve starší ČSN 73 1372 a novější ČSN EN 14146 jsou téměř shodné. V obou případech měříme všechny druhy rezonančních frekvencí (z podélného, příčného a kroutivého kmitání), podobné jsou i tvary a velikosti zkušebních těles a jejich shodné podepření. Naproti tomu v normě ČSN 73 1380 určujeme pouze rezonanční frekvence z příčného kmitání.

Pokud máme změřené vlastní frekvence některým s výše uvedených způsobů a známe rozměry a objemovou hmotnost zkušebního tělesa, můžeme dle ČSN 73 1372 určit pružnostní charakteristiky materiálu tělesa. Jedná se zejména o dynamické moduly pružnosti v tahu a tlaku E_{br} , dynamický modul pružnosti ve smyku G_{br} a dynamický Poissonův koeficient ν_{br} . Pokud však postupujeme podle normy ČSN 73 1380, tak absolutní hodnoty těchto veličin neurčujeme, ale ze změřených vlastních frekvencí se určí relativní dynamické moduly RDM. [1], [2], [3], [4], [17]

3.1.6 ODTRHOVÉ ZKOUŠKY

Odtrhové zkoušky se provádějí ke stanovení přídržnosti povrchových vrstev, které se nacházejí na nosném podkladu (omítky, nátěry, ...), nebo ke stanovení tahové pevnosti povrchových i podpovrchových vrstev betonu. Odtrhy je možné provést i do značných hloubek od povrchu betonu.



Obr. 3.9 Odtrhová zkouška a) omítky, b) betonu [1]

Princip této zkoušky je takový, že se na povrch betonu nalepí terč (z oceli nebo duralu) o průměru 50 mm a výšce 30 mm za pomoci kvalitního epoxidového lepidla. Pokud se jedná o zkoušku tahové pevnosti betonu povrchové nebo podpovrchové vrstvy, je třeba před nalepením terče navrtat beton do požadované hloubky a to pomocí jádrového vrtáku. Po zatvrdnutí lepidla dojde k uchycení terče do trhačícího přístroje a trhačkou se provede zkouška v osovém tahu. Z této zkoušky

dostaneme sílu, při které došlo k vytržení, následně se z kalibračních vztahu stanoví tahová únosnost betonu.

Mezi odtrhové zkoušky můžeme zařadit i zkoušky vytrhávací (vytahovací), či vylamovací. [1]

3.2 METODY PRO HLEDÁNÍ VÝZTUŽE

3.2.1 SEKANÁ SONDA

Metody uvedené níže v následujícím části této práce zjišťují výztuž v konstrukci bez narušení konstrukce, tedy nedestruktivně. Dá se jimi s určitou přesností zjistit poloha a rozmístění výztuže a v některých případech je možné zjistit i krytí a průměr výztuže v konstrukci. Naproti tomu sekaná sonda se řadí mezi destruktivní metody zjišťování výztuže v konstrukci. Sekaná sonda se provádí při diagnostických průzkumech a následném statickém posudku z důvodu ověření naměřených výsledků nedestruktivních metod a případné upřesnění. Po provedení sekané sondy a obnažení výztuže jsme schopni přesně určit průměr a krytí výztuže. Dále můžeme dle tvaru či žebrování určit druh výztuže v konstrukci a ověřit, zda výztuž nepodléhá korozi.

Pro tuto metodu hledání výztuže nepotřebujeme žádné drahé přístrojové vybavení, vystačíme si pouze s bouracím kladivem. Avšak značnou nevýhodou této metody je znatelný zásah do stavební konstrukce. [10]

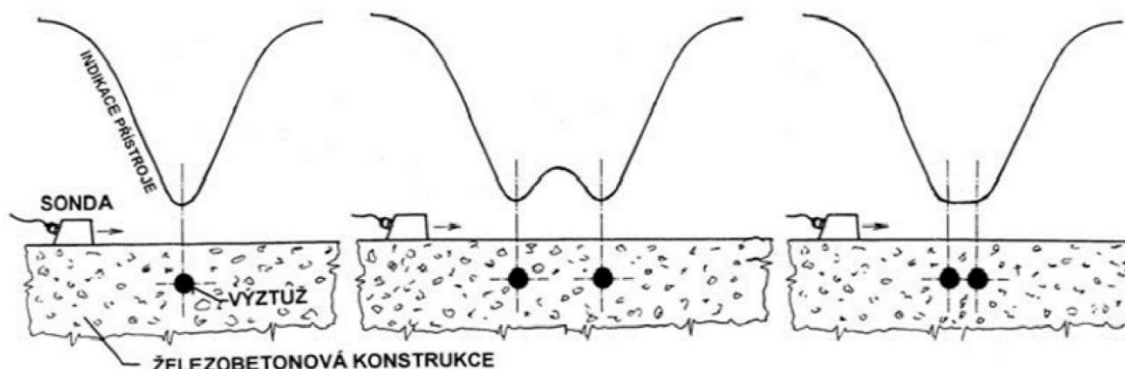


Obr. 3.10 Fotodokumentace sekané sondy žebra

3.2.2 ELEKTROMAGNETICKÉ INDIKÁTORY VÝZTUŽE

Elektromagnetické indikátory výztuže (tzv. profometry – dle přístroje firmy Proceq) slouží k hledání, lokalizaci a určení množství výztuže v železobetonových konstrukcích. Jedná se o čistě nedestruktivní metodu. Všechny přístroje určené pro vyhledávání kovů mají základ na elektromagnetickém principu.

Vyhledávač tvoří dvě části – sondy (vyhledávací hlava) a elektronické obvody. Tyto obvody slouží ke generování signálu pro buzení vyhledávací hlavy a k vyhodnocování přijímaného signálu. Principem této metody pro hledání výztuže je, že budící cívky (jedna nebo několik) obsažené ve vyhledávací hlavě jsou buzeny v čase různým elektrickým proudem a vytváří časově proměnné primární elektromagnetické pole, které proniká konstrukcí k hledané výztuži. Při přiblížení tohoto pole k výztuži vzniká ve výztuži vířivý proud. Hledanou výztuží dochází k deformaci primárního elektromagnetického pole a vzniku sekundárního elektromagnetického pole. Toto pole indikuje elektrické napětí v přijímací cívice vyhledávací hlavy a to je dále zpracováváno a vyhodnocováno elektronickými obvody.



Obr. 3.11 Příklady odezvy přístroje na výztuž [2]

Čím menší je vzdálenost mezi sondou (povrchem konstrukce) a výztuží v konstrukci, tím vyšších hodnot dosahuje odezva přístroje. Díky svým vlastnostem je použití elektromagnetických indikátorů výztuže vhodné pro:

- zjištění, zda se výztuž v betonu nachází či nenachází (výztuž nemusí být v dosahu sondy);
- zjištění polohy, směru a množství výztuže;
- určení krytí výztuže, pokud je znám průměr výztuže v konstrukci;
- určení průměru výztuže, pokud je známo krytí výztuže v konstrukci.

Využití těchto přístrojů je možné jak při zkoumání starších železobetonových konstrukcí, od nichž plány nejsou k dispozici (zejména pro určení polohy a množství výztuže), ale i u nově

prováděných konstrukcí pro kontrolu vyztužení (správnost krytí a průměru výztuže). Též je použití metody vhodné k lokalizaci výztuže v případě, kdy je potřeba v konstrukci zřídít prostupy nebo odebírat vzorky.

Použití těchto přístrojů má i některá omezení. Jedná se zejména o dosah přístrojů, který je závislý na druhu sondy. Při použití běžných sond se pohybuje mezi 60 – 100 mm a při užití hloubkových sond mezi 150 – 220 mm. Dalším omezením je vliv sousedních výztuží v případech, že jsou blízko sebe, nebo měření v blízkosti silných elektromagnetických polí (např. od elektrické trakce). Další nevýhodou těchto přístrojů je, že neumožňují zjistit výztuž ve více vrstvách, nebo v hustě vyztužených místech, určit druh výztuže či míru koroze výztuže. Dále to je nemožnost těchto přístrojů při hledání výztužných vložek v betonu s rozptýlenou výztuží (drátky).

Detektorů výztuže existuje celá řada. Na trhu můžeme nalézt levnější přístroje, které ovšem nejsou určeny pro přesné zkoumání na konstrukci, ale pouze k detekci vložených předmětů v konstrukci (např. kvůli vrtání), ale i dražší nejmodernější přístroje pro vyhledávání výztuže, jako např. PS 200 Ferroskan firmy Hilti nebo Profometer PM-630 firmy Proceq.



Obr. 3.12 Ferroskan PS 200 (vlevo)[26] a Profometer PM-630 (vpravo)[25]

Předností těchto přístrojů je jejich rychlost a jednoduchost při kontrole polohy výztuže v konstrukci a díky moderním přístrojům též možnost skenování povrchu, po kterém následně můžeme vyhodnotit měření pomocí počítače. Další výhodou této metody je, že na rozdíl od radiografie nevydává nebezpečné záření. Mezi nevýhody patří několik omezení, která vyplývají z možností přístrojů a která jsou dána fyzikálními principy této metody. [1], [2], [3]

3.2.3 GEORADAR

Použití georadaru neboli GPR (ground penetrating radar) při diagnostice železobetonových konstrukcí je nejmladší metodou z výše uvedených pro hledání výztuže v prvcích konstrukce. Georadar patří mezi nedestruktivní diagnostické metody. Principem této metody je vysílání vysokofrekvenčních elektromagnetických impulzů do zkoumané části konstrukce a následné registraci odrazů těchto impulzů od překážek.

Georadar byl původně užíván pro geologii, ale díky rozvoji ve všech směrech techniky našla tato metoda uplatnění i ve stavebnictví a dalších odvětvích. Výrazně tomu napomohlo uvedení přístroje PS 1000 firmy Hilti na trh. Konstrukce a software přístroje jsou přímo určeny pro hledání výztuže či nehomogenit v betonu při diagnostice železobetonových konstrukcí. Oproti původním georadarům je sonda tohoto přístroje malá, je určena k přímému pohybu po povrchu zkoumané konstrukce a zahrnuje tři antény různých frekvencí. Díky tomu je možná hloubka detekce až 300 mm s přesností lokalizace a určení hloubky ± 10 mm.



Obr. 3.13 Georadar Hilti PS 1000 [27]

Při pohybu sondy po konstrukci se zaznamenává její poloha pohybem koleček vozíku sondy. Ihned po měření software vytvoří na monitoru sondy (nebo později na počítači) vykreslení polohy detekovaných objektů ve 2D (skenovaný půdorys a dva řezy ve dvou na sebe kolmých rovinách), nebo přímo ve 3D. Při diagnostice konstrukcí je možné skenovat plošně, což se provádí pohybem sondy po předem nastaveném rastru o ploše 600 x 600 mm, nebo 1200 x 1200 mm. Další možností je liniový sken, který je oproti plošnému skenu jednodušší a provádí se pohybem sondy pouze v jednom směru.

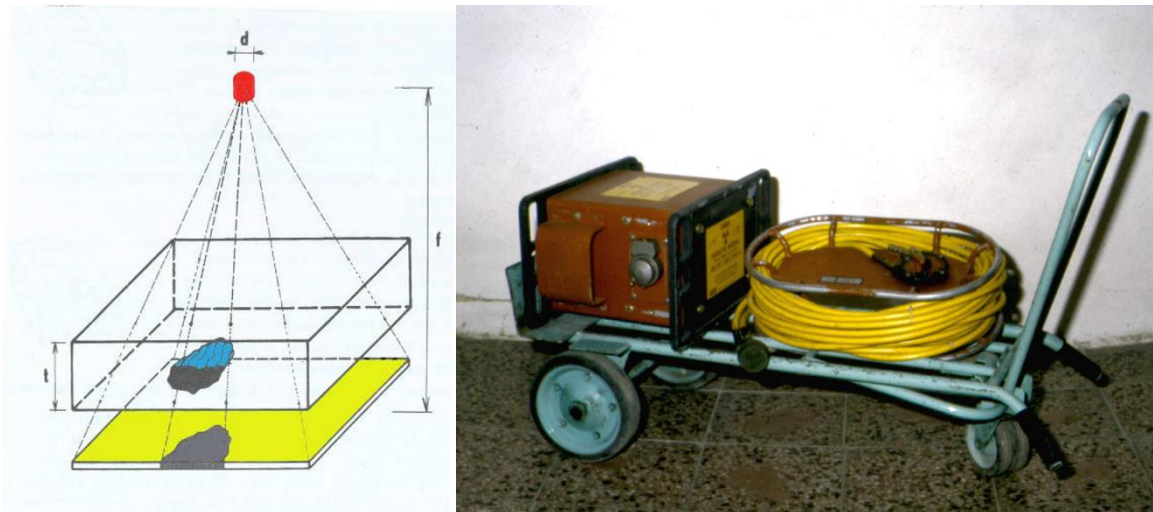
Výhodou těchto přístrojů je, že umožňují jednoduchý a rychlý průzkum části konstrukce a jsou schopny detekovat výztuž i ve více vrstvách. Mezi nevýhody použití georadaru patří neschopnost určit průměr detekované výztuže a klesající rozlišovací schopnost s rostoucí hloubkou

v konstrukci. Mezi další nevýhodu můžeme zařadit poměrně vysokou pořizovací cenu těchto přístrojů. [2], [3]

3.2.4 RADIOGRAFIE

Radiografické metody se při diagnostice užívají ke stanovení přesného průběhu a počtu betonářské nebo předpínací výztuže v konstrukci a to bez porušení zkoumané konstrukce. U konstrukcí s předpínací výztuží se dá touto metodou ověřit i kvalita zainjektování této výztuže. Při těchto metodách je využíváno ionizujícího záření (rentgenové nebo gama záření), které prochází prostředím, ve kterém je zeslabováno. Míra zeslabení já závislá na mnoha faktorech, v konstrukci se jedná zejména o tloušťku konstrukce, její chemické složení a objemovou hmotnost.

Záření, které projde konstrukcí, se zaznamenává na radiografické filmy o rozměrech 300 x 400 mm, které jsou umístěny v kovových či plastových kazetách. Na tomto filmu jsou pak zřetelná světlejší místa zmenšeného zčernání způsobené centrálním promítnutím výztuže na tento film.



Obr. 3.14 Princip centrální projekce a souprava pro radiografické zkoušení [1]

V praxi se nejčastěji využívali dvě skupiny zdrojů záření. Podle emise záření se jednalo o tzv. zdroje s dočasnou emisí (rentgeny, betatrony, ...) a tzv. zdroje s trvalou emisí (radioaktivní zářiče). Nejčastějším zdrojem záření používaným při radiografických metodách je gamazářič kobalt Co60, jehož energie dosahuje hodnoty 1,25 MeV a umožňuje prozařovat části konstrukce do tloušťky 0,5 m. Tento zářič bývá umístěn v defektoskopickém stínícím krytu z ochuzeného uranu (Obr. 3.14 vpravo).

Při samotném radiografickém měření se pomocí dálkového ovládání vysune gamazářič z krytu do tzv. ohniska prozařování a při tomto dochází k expozici záření. Výběr míst k prozařování konstrukce probíhá s ohledem na průběhu vnitřních sil na konstrukci. Obvykle se ověřuje vyztužení v místech s největšími ohybovými momenty nebo posouvajícími silami. Místa pro umístění ohniska

prozařování a radiografického filmu závisí na typu a rozměrech prozařovaného prvku. Tato místa se volí tak, aby zobrazení výztuže v konstrukci bylo ideální a film byl exponován pokud možno rovnoměrně. Prozařování jednoho místa probíhá postupně ze dvou a více ohnisek.

Dobu expozice, potřebnou pro radiografická měření, lze stanovit třemi způsoby. Pomocí **expozičního nomogramu**, ze kterého se dle okamžité aktivity zářiče, vzdálenosti zářič – film, tloušťky prozařované konstrukce a druhu filmu určí potřebná doba expozice. Dalšími možnostmi jsou oceňovaný **dozimetr** nebo **výpočet** pomocí programu, který je nejrychlejší a nejpřesnější.

Při prozařování se musí na povrch konstrukce předem umístit v místě radiografických filmů značky, které budou poté na radiografickém filmu jasně viditelné. Obvykle se používají olovněné značky, které jsou pak zaručené viditelné díky vysoké hustotě olova. Následné vyhodnocení výsledků se provádí graficky, kdy se z vyvolaných filmů, vynesené geometrie konstrukce a známé poloze ohnisek prozařování a olovněných značek přesně vykreslí poloha a průměr výztuže v konstrukci.

V současné době je tato metoda pro určování polohy výztuže v konstrukcích výrazně na ústupu a téměř vůbec se nyní nevyužívá. Je to způsobeno stále se zpřísnujícími bezpečnostními předpisy a z toho plynoucí obtížné či dokonce zcela nemožné použití této metody. [1], [2], [18]

4. STAVEBNĚ TECHNICKÝ PRŮZKUM OBJEKTŮ V AREÁLU FATRA NAPAJEDLA

4.1 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O OBJEKTECH

Praktická část této diplomové práce se zabývá stavebně technickým průzkumem železobetonové haly v průmyslovém areálu Fatra v Napajedlech. Tento areál se nachází ve Zlínském kraji a okrese Zlín, přibližně padesát kilometrů východně od Brna. Stavebně technický průzkum byl zaměřen na části objektu č. 24 - část tzv. „hala“ a část třípodlažní budova tzv. „třítážovka“.

V případě tzv. „haly“ (Obr. 4.1) se jedná o jednopodlažní železobetonový objekt, který není podsklepen. V současnosti je tato část objektu využívána k výrobním účelům. Nosnou svislou konstrukci tvoří železobetonové (tzv. Vierendeelovy) sloupy. Podlahu haly tvoří železobetonová deska na násypu.



Obr. 4.1 Pohled do haly

V případě tzv. „třítážovky“ (Obr. 4.2) se jedná o masivní třípodlažní objekt, který též není podsklepen. V současnosti je tato část konstrukce využívána k výrobním a skladovacím účelům. Půdorysně se jedná o třítrakt se třemi dilatačními celky. Nosnou svislou konstrukci tvoří železobetonové kruhové sloupy o průměru 0,65 m. Nosnou vodorovnou konstrukci mezi sloupy tvoří

rámové železobetonové průvlaky šířky 0,5 m, které jsou v místech uložení u sloupů rozšířeny vodorovnými náběhy na šířku 0,65 m. Ve středním poli mají tyto průvlaky konstantní šířku 0,65 m. Konstrukci stropu tvoří železobetonová deska nesená příčnými žebry. Fasády jsou vyzděny z cihel a opatřeny velkými okny.

Podle výkresové dokumentace pochází objekt z šedesátých let dvacátého století a vzhledově se ideově jedná o modifikovaný tzv. „Baťův skelet“, což odpovídá stavbám stavěným v dřívějších dobách firmou Baťa.



Obr. 4.2 Pohled na třípodlažní halu objektu č. 24 v areálu Fatra Napajedla

Pro orientaci v konstrukci byly jednotlivé příčné a podélné řady označeny příslušnými čísly a písmeny viz Obr. 4.3 až 4.5.

4.2 DŮVOD PRŮZKUMU

Cílem průzkumu tzv. „haly“ bylo ověření materiálových charakteristik betonu konstrukce sloupů a stanovení skladby podlahy.

Cílem průzkumu tzv. „tříetážkovky“ bylo též ověření materiálových charakteristik betonu konstrukce a ověření dodržení vyztužení částí konstrukce dle projektové dokumentace, která byla

z velké části k dispozici. V současnosti je objekt využíván k výrobě fólií a jejich následnému skladování.

4.3 ROZSAH PRŮZKUMU

Nejprve došlo ve zkoumaném místě k předběžnému průzkumu (vizuální prohlídce) a následně na základě vizuální prohlídky byla vybrána místa pro provedení stavebně technického průzkumu.

V rámci posudku o dodržení vlastností konstrukce dle projektu bylo rozhodnuto o ověření pevností betonu ve vybraných sloupech konstrukce haly. Dalším předmětem řešení bylo zjištění skladby podlahy ve vybraných místech haly.

Dále bylo v rámci posudku o dodržení vlastností konstrukce dle projektu rozhodnuto o ověření pevností betonu a určení vyztužení tzv. „třítážovky“. Průzkum byl proveden na nosných prvcích stropů nad 1. a 2. NP, v každém ze zkoumaných podlaží se jednalo o sloupy pod stropem, průvlaky, žebra a desku stropní konstrukce.

Místa pro odběr jádrových vývrtů a pro ověřování vyztužení byla vybrána tak, aby při provádění zkoušek nebyla narušena probíhající výroba v hale a byla celkově zajištěna plynulost procesů v továrně. Rozmístění sond záviselo i na přístupnosti ke zkušebním místům, dále bylo omezeno i možnou prašností při provádění sekaných sond pro ověření skutečného typu výztuže při ověřování vyztužení konstrukcí.

Při ověřování vyztužení prvků byly vybrány reprezentativní místa nosných prvků stropních konstrukcí nad 1. NP a na 2. NP. Jednalo se především o ověření vyztužení průvlaků uprostřed rozpětí a u podpory, dále žeber uprostřed rozpětí a u podpory, desek a sloupů v 1. NP a 2. NP.

Ve zkoumané konstrukci byly provedeny tyto zkoušky:

Hala

Pro stanovení kvality betonu: 3 jádrové vývrty do vybraných sloupů

Pro stanovení skladby podlahy: 2 jádrové vývrty skrz skladbu podlahy

Schéma rozmístění zkušebních míst je znázorněno na Obr. 4.3.

Strop nad 1. NP (stropní konstrukce nad 1. NP a sloup v 1. NP)

Pro stanovení kvality betonu: 2 jádrové vývrty do stropní konstrukce v místě průvlaku

2 jádrové vývrty do stropní konstrukce v místě žebra

1 jádrový vývrt v desce

1 jádrový vývrt do sloupu

Pro stanovení vyztužení: 1 průvlak – stanovení vyztužení uprostřed rozpětí a při vetknutí (u spodního líce)

1 žebro – stanovení vyztužení uprostřed rozpětí a při
vetknutí (u spodního líce)

1 místo kontroly výztuže v desce u spodního líce

1 místo kontroly výztuže ve sloupu

Schéma rozmístění zkušebních míst je znázorněno na Obr. 4.4.

Strop nad 2. NP (stropní konstrukce nad 2. NP a sloup v 2. NP)

Pro stanovení kvality betonu: 2 jádrové vývrty do stropní konstrukce v místě průvzlaku

2 jádrové vývrty do stropní konstrukce v místě žebra

1 jádrový vývrt v desce

1 jádrový vývrt do sloupu

Pro stanovení vyztužení:

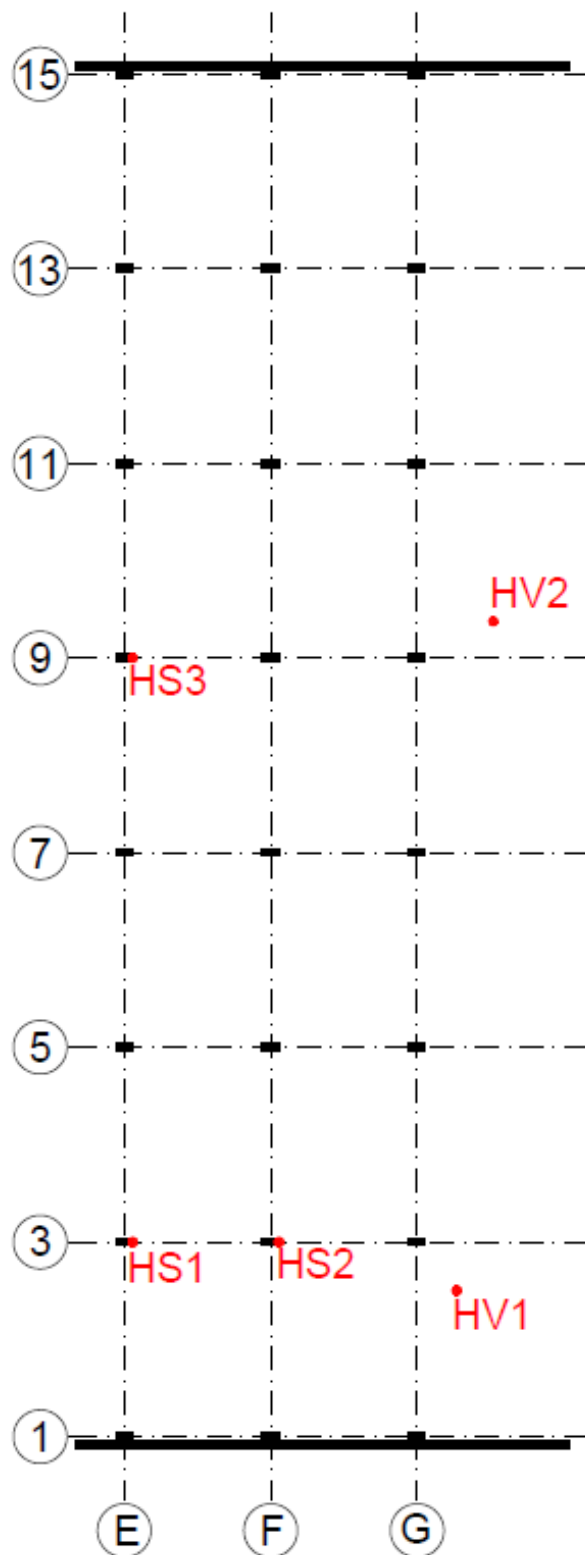
1 průvzlak – stanovení vyztužení uprostřed rozpětí a při
vetknutí (u spodního líce)

1 žebro – stanovení vyztužení uprostřed rozpětí a při
vetknutí (u spodního líce)

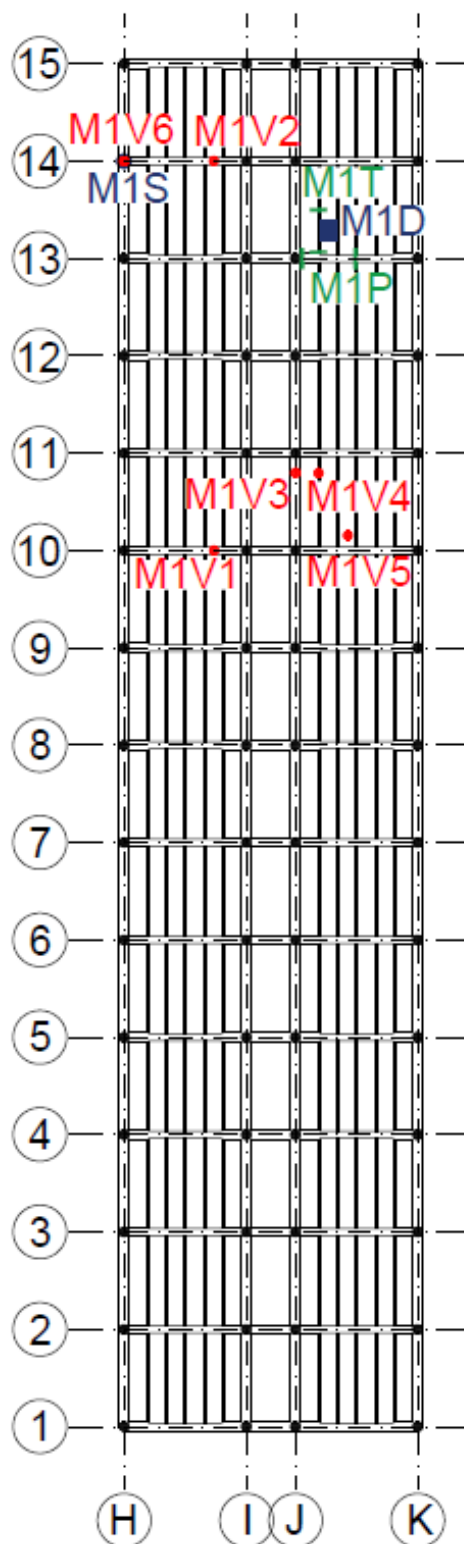
1 místo kontroly výztuže v desce u spodního líce

1 místo kontroly výztuže ve sloupu

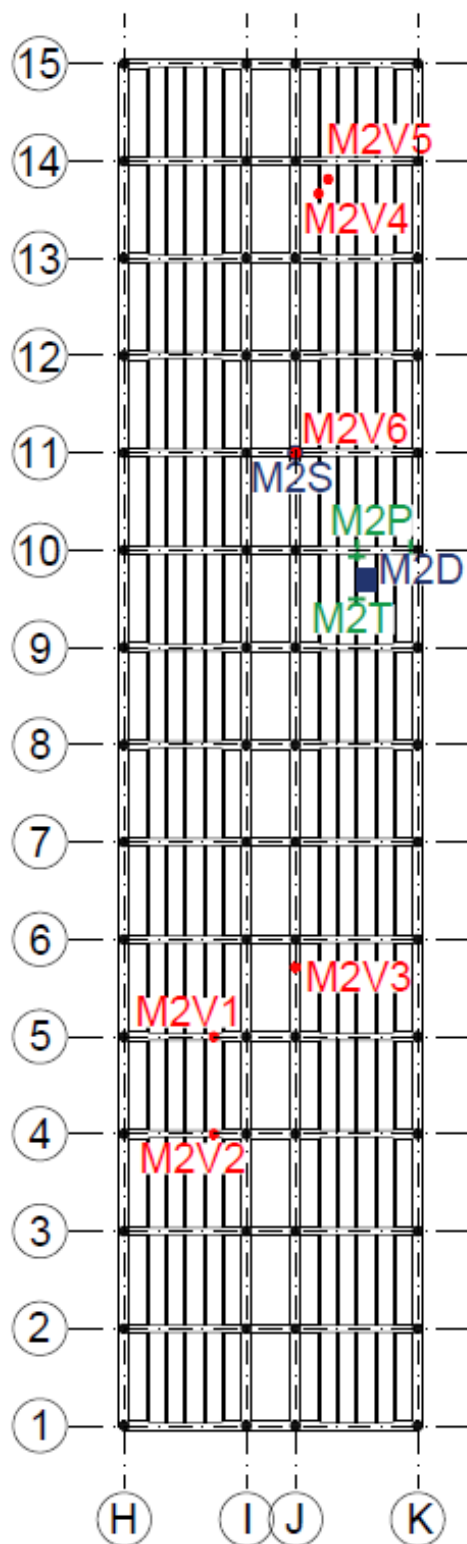
Schéma rozmístění zkušebních míst je znázorněno na Obr. 4.5.



Obr. 4.3 Schéma rozmístění zkušebních míst v hale - 1. NP



Obr. 4.4 Schéma rozmístění zkušebních míst u třípodlažní budovy – stropní konstrukce nad 1. NP a sloupy 1. NP



Obr. 4.5 Schéma rozmístění zkušebních míst u třípodlažní budovy – stropní konstrukce nad 2. NP a sloupy 2. NP

4.4 METODY POUŽITÉ PŘI PRŮZKUMU

4.4.1 STANOVENÍ PEVNOSTNÍ TŘÍDY BETONU

Pro zjištění pevnosti betonu bylo využito jádrových vývrtů, které byly odebrány, vyšetřeny a připraveny dle ČSN EN 12504-1, a to z důvodu zamezení prašnosti při odebrání vzorků. Nedestruktivní zkoušení betonu pomocí tvrdoměru Schmidt bylo v tomto případě nežádoucí, neboť toto zkoušení vyžaduje odstranění omítkové vrstvy a následné zbroušení povrchové vrstvy betonu, což jsou velmi prašné procesy. Následné zkoušení jádrových vývrtů probíhalo podle normy ČSN EN 12390-3.

Celkem se jednalo o 17 jádrových vývrtů, z nichž 12 vývrtů bylo provedeno shora a zbylých 5 vývrtů ve vodorovné poloze. Z těchto jádrových vývrtů bylo posléze vyrobeno 32 zkušebních těles, které byly poté odzkoušeny v lise. Následně se z výsledků zkoušek stanovily charakteristické pevnosti betonu v tlaku a to podle ČSN EN 13791 a konkrétně dle kritéria B, které platí pro 3 až 14 vývrtů z jedné zkušební oblasti. V případě tohoto objektu byly jednotlivé oblasti tvořeny sloupy, průvlaky, žebry a deskami.

Kritérium B (pro 3 až 14 vývrtů)

Jako odhad charakteristické pevnosti betonu v tlaku platí menší z hodnot:

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

nebo

$$f_{ck,is} = f_{is,nejmenší} + 4,$$

kde v kritériích:

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

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

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

k je krajní mez (součinitel) závislá na počtu výsledků zkoušek n .

Tab. 4.1 – Krajní mez k v závislosti na n počtu měření

Počet n	k
10 až 14	5
7 až 9	6
3 až 6	7

Podle ČSN EN 13791 se požaduje dosažení pouze 85% charakteristické pevnosti betonu na normových tělesech z konstrukce oproti projektované pevnosti betonu. Hodnoty minimálních charakteristických pevností betonu v tlaku in situ jsou uvedeny v Tab. 4.2.

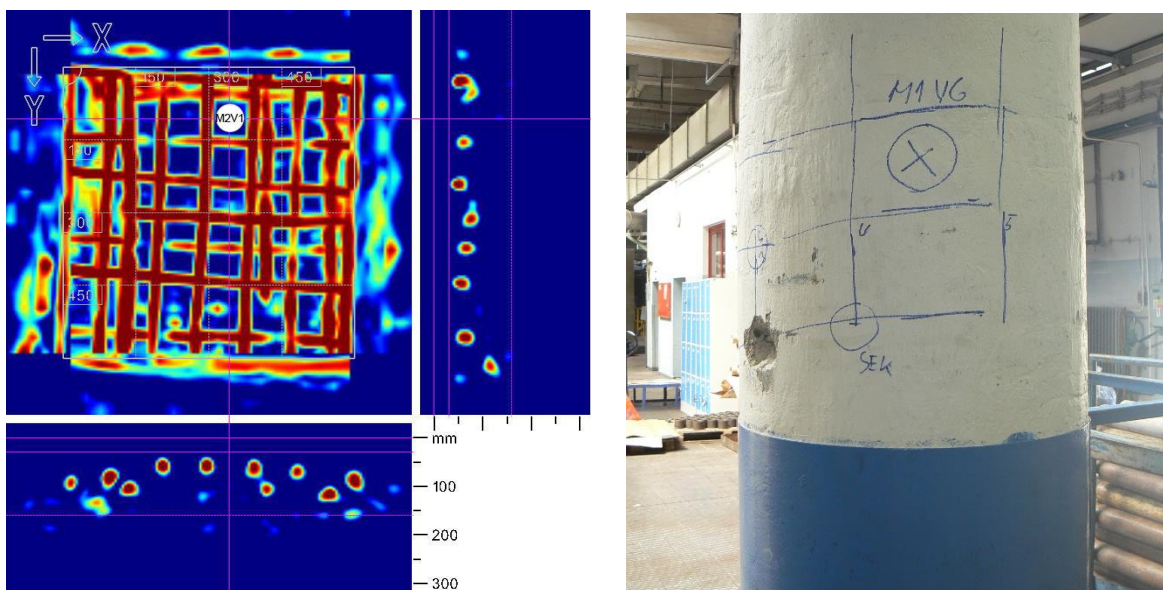
Tab. 4.2 – Minimální charakteristická pevnost betonu v tlaku v konstrukci dle ČSN EN 13791[20]

Pevnostní třída betonu dle ČSN EN 206-1	Poměr charakteristické pevnosti betonu v tlaku v konstrukci k charakteristické pevnosti betonu v tlaku normových těles	Minimální charakteristická pevnost betonu v tlaku v konstrukci [N/mm ²]	
		$f_{ck, is, cyl}$	$f_{ck, is, cube}$
C8/10	0,85	7	9
C12/15	0,85	10	13
C16/20	0,85	14	17
C20/25	0,85	17	21
C25/30	0,85	21	26
C30/37	0,85	26	31
C35/45	0,85	30	38
C40/50	0,85	34	43
C45/55	0,85	38	47
C50/60	0,85	43	51

4.4.2 STANOVENÍ VYZTUŽENÍ

Stanovení vyztužení železobetonových prvků nosných konstrukcí se provedlo kombinací dvou nedestruktivních metod pro hledání výztuže – elektromagnetickým indikátorem výztuže Profometer PM-630 a georadarem Hilti PS1000. Výsledky zjištěné těmito metodami se pak ověřily destruktivní metodou – sekanými sondami. Sekané sondy byly provedeny proto, že tyto nedestruktivní metody pro zjištění výztuže nejsou schopné zjistit typ výztuže a není možné s nimi určit, zda výztuž podléhá korozi, či nikoli.

Důvodem tohoto stanovení bylo především ověření vyztužení. Zejména se zjišťovaly rozdíly mezi skutečným vyztužením prvků nosné konstrukce a vyztužením předepsaným projektovou dokumentací. Dalším důvodem použití těchto nedestruktivních metod bylo vyloučení poškození konstrukce tím, že by při provádění jádrových vývrtů byla navrtána výztuž. Z toho důvodu se v plánovaných místech pro odběr jádrových vývrtů provedly radarové skeny nebo měření profometrem (Obr. 4.6) a z těchto výsledků byla určena přesná poloha míst vrtání tak, že nedošlo k navrtání žádné výztuže.



Obr. 4.6 Radarový sken stropní konstrukce s naznačením místa pro jádrový vývrt a naznačení vyztužení pomocí profometru s naznačením míst pro jádrový vývrt a sekanou sondu

4.5 VÝSLEDKY PRŮZKUMU – STANOVENÍ PEVNOSTNÍ TŘÍDY BETONU

4.5.1 DOKUMENTACE SOND V HALE – SLOUPY A PODLAHA

Sonda HS1 - Sloup

Tato sonda byla provedena do sloupu E3 v hale (dle obr. 4.3) přibližně ve výšce 0,68 m nad úrovní podlahy. Vrtání probíhalo ve vodorovné poloze jádrovým vrtákem $\varnothing 50$ mm. Tato sonda dosahovala délky přibližně 200 mm. Umístění sondy na sloupu je zřejmé z obrázku Obr. 4.7.



Obr. 4.7 Místo sondy HS1 do sloupu v 1. NP

V tomto vývrtnu se nacházelo těžené kamenivo frakce 0 - 16 mm a s maximální velikostí zrna kameniva 30 mm. Beton tohoto vývrtnu dosahoval mírné pórovitosti s velikostí pórů do 3 mm. V jádrovém vývrtnu se nenacházela žádná betonářská výztuž, protože v místě sondy HS1 nedošlo k navrtání výztuže. Vzorek z této sondy je zdokumentován na fotografii Obr. 4.8.



Obr. 4.8 Vzorek HS1 o průměru 50 mm a celkové délce přibližně 200 mm

Obdobně jako u této sondy se postupovalo i u sondy **HS2** sloupu F3 (dle obr. 4.3) a sondy **HS3** sloupu E9 (dle obr. 4.3). Výčet informací a fotodokumentace sond jsou popsány v tabulce v příloze č. 1 a v příloze č. 2.

Sonda HV1 – Podlaha

Tato sonda byla provedena do podlahy v hale v blízkosti sloupu G3 (dle obr. 4.3) především za účelem zjištění skladby podlah. Oproti sloupům probíhalo vrtání shora ve svislé poloze jádrovým vrtákem Ø 100 mm. Tato sonda dosahovala délky přibližně 660 mm. Umístění sondy v podlaze je zřejmé z obrázku Obr. 4.9.



Obr. 4.9 Místo sondy HV1 v podlaze haly

Následně byla z jádrového vývrtnu určena skladba podlahy v místě této sondy. Skladba vývrtnu je patrná též z obrázku Obr. 4.10 a je následující:

- 0 – 140 mm beton, v hloubce 120 mm kari síť;
- 140 – 142 mm hydroizolace – asfaltový pás;
- 142 – 210 mm beton;
- 210 – 250 mm štěrkopísek s hlínou;
- 250 mm a dále hlinitý násyp.



Obr. 4.10 Jádrový vývrt v místě sondy HV1 o průměru 100 mm a délce přibližně 600 mm

V tomto vývrtnu se nacházelo těžené kamenivo frakce 0 - 16 mm a s maximální velikostí zrna kameniva 20 mm. Beton tohoto vývrtnu dosahoval mírné pórovitosti s velikostí pórů do 2 mm. V hloubce 120 mm od líce jádrového vývrtnu se nacházela betonářská výztuž – kari síť. Vzorek z této sondy je zdokumentován na fotografii Obr. 4.11.



Obr. 4.11 Vzorek HV1 o průměru 100 mm a celkové délce přibližně 140 mm

U druhé sondy v podlaze haly **HV2**, která se nacházela v blízkosti sloupu G9 (dle obr. 4.3), se postupovalo obdobným způsobem jako u sondy **HV1**. Výčet informací o provedeném vývrtnu a fotodokumentace sond jsou uvedeny v tabulce v příloze č. 3.

4.5.2 DOKUMENTACE SOND STROPŮ NAD 1. NP A 2. NP A SLOUPŮ V 1. NP A 2. NP

Sonda M1V1 - Průvlak

Tato sonda byla provedena do průvlaku ve stropní konstrukci nad 1. NP v poli H – I, ve sloupové řadě č. 10 a přibližně 2 m od sloupu I10 (dle obr. 4.4). Vrtání probíhalo shora přes podlahu ve svislé poloze jádrovým vrtákem Ø 50 mm. Tato sonda dosahovala délky přibližně 420 mm, z toho přibližně 45 mm byla podlahová vrstva. Umístění sondy v podlaze je zřejmé z obrázku Obr. 4.12.



Obr. 4.12 Místo sondy M1V1 do průvlaku ve stropu nad 1. NP

V tomto vývrtnu se nacházelo těžené kamenivo frakce 0 - 16 mm a s maximální velikostí zrna kameniva 35 mm. Beton tohoto vývrtnu dosahoval mírné pórovitosti s velikostí pórů do 2 mm. V jádrovém vývrtnu se nenacházela žádná betonářská výztuž, protože v místě sondy M1V1 nedošlo k navrtání výztuže. Vzorek z této sondy je zdokumentován na fotografii Obr. 4.13.



Obr. 4.13 Vzorek M1V1 o průměru 50 mm a celkové délce přibližně 420 mm

Obdobně jako u této sondy se postupovalo i u druhé sondy **M1V2** do průvlaku ve stropní konstrukci nad 1. NP, v poli H – I, ve sloupové řadě č. 14 a která se nacházela přibližně 2 m od sloupu I14 (dle obr. 4.4). Dále se také takto postupovalo i u sond provedených v průvlacích ve stropní konstrukci nad 2. NP. Jednalo se o sondu **M2V1** v místě průvlaku v poli H – I a sloupové řadě č. 5 a sondu **M2V2** v místě průvlaku v poli H – I a sloupové řadě č. 4 (dle obr. 4.5). Výčet informací

o provedených vývrtech a fotodokumentace sond jsou uvedeny v tabulkách v příloze č. 4, příloze č. 6 a příloze č. 7.

Sonda M1V3 – Žebro

Sonda M1V3 byla provedena do žebra ve stropní konstrukci nad 1. NP ve sloupové řadě J, v poli 10 - 11 a přibližně 1 m od sloupu J11 (dle obr. 4.4). Vrtání probíhalo shora přes podlahu ve svislé poloze jádrovým vrtákem Ø 75 mm. Tato sonda dosahovala délky přibližně 290 mm, z toho přibližně 37 mm byla podlahová vrstva. Umístění sondy v podlaze je zřejmé z obrázku Obr. 4.14.



Obr. 4.14 Místo sondy M1V3 do žebra ve stropu nad 1. NP

Tento vývrt obsahoval těžené kamenivo frakce 0 - 16 mm a s maximální velikostí zrna kameniva do 25 mm. Beton tohoto vývrtnu dosahoval mírné pórovitosti s velikostí pórů do 2 mm a ojedinělými póry velikosti maximálně 5 mm. V jádrovém vývrtnu se nenacházela žádná betonářská výztuž, protože v místě sondy M1V3 nedošlo k navrtání výztuže. Vzorek z této sondy je zdokumentován na fotografii Obr. 4.15.



Obr. 4.15 Vzorek M1V3 o průměru 75 mm a celkové délce přibližně 290 mm

Obdobně jako u této sondy žebra se postupovalo i u druhé sondy M1V4 do žebra ve stropní konstrukci nad 1. NP, v poli J – K, a mezi sloupovými řadami č. 10 a č. 11, která se nacházela v blízkosti sloupu I14 (dle obr. 4.4). Dále se takto postupovalo i u sond provedených do žebor

ve stropní konstrukci nad 2. NP. Jednalo se o sondu **M2V3** v řadě sloupů J a poli mezi řadou č. 5 a č. 6. Dále o sondu **M2V4** v místě žebra v poli J – K a mezi řadou č. 13 a č. 14 (dle obr. 4.5). Výčet informací o provedených vývrtech a fotodokumentace sond jsou uvedeny v tabulkách v příloze č. 5, příloze č. 8 a příloze č. 9.

Sonda M1V5 – Deska

Sonda **M1V5** byla provedena do desky ve stropní konstrukci nad 1. NP v poli J - K, u průvlaku ve sloupové řadě č. 10 (dle obr. 4.4). Vrtání probíhalo shora přes podlahu ve svislé poloze jádrovým vrtákem Ø 50 mm. Tato sonda dosahovala délky přibližně 115 mm, z toho přibližně 37 mm byla podlahová vrstva. Umístění sondy v podlaze je zřejmé z obrázku Obr. 4.16.



Obr. 4.16 Místo sondy M1V5 do desky ve stropu nad 1. NP

V tomto jádrovém vývrту se nacházelo těžené kamenivo frakce 0 - 16 mm a s maximální velikostí zrna kameniva do 25 mm. Beton tohoto vývrtu dosahoval mírné pórovitosti s velikostí pórů do 2 mm a ojedinělými póry velikosti maximálně 5 mm. V jádrovém vývrtu se nenacházela žádná betonářská výztuž, protože v místě sondy M1V5 nedošlo k navrtání výztuže. Vzorek z této sondy je zdokumentován na fotografii Obr. 4.17.



Obr. 4.17 Vzorek M1V5 o průměru 50 mm a celkové délce přibližně 115 mm

Obdobným způsobem jako u této sondy v desce se postupovalo i u sondy **M2V5** do desky ve stropní konstrukci nad 2. NP, v poli J – K, a mezi sloupovými řadami č. 13 a č. 14, která se nacházela v blízkosti sondy do žebra M2V4 (dle obr. 4.5). Výčet informací o provedeném vývrtnu a fotodokumentace sondy jsou uvedeny v tabulce v příloze č. 10.

Sonda M1V6 – Sloup

Sonda M1V6 byla provedena do sloupu H14 v 1. NP (dle obr. 4.4) přibližně ve výšce 1,9 m nad úrovní podlahy. Vrtání probíhalo ve vodorovné poloze jádrovým vrtákem Ø 75 mm. Tato sonda dosahovala délky přibližně 145 mm. Umístění sondy ve sloupu je zřejmé z obrázku Obr. 4.18.



Obr. 4.18 Místo sondy M1V6 do sloupu v 1. NP

V tomto vývrtnu se nacházelo těžené kamenivo frakce 0 - 16 mm a s maximální velikostí zrna kameniva do 30 mm a ojedinělým zrnem velikosti 50 mm. Beton tohoto vývrtnu dosahoval mírné pórovitosti s velikostí pórů do 2 mm a ojedinělými póry velikosti maximálně 5 mm. V jádrovém vývrtnu se nenacházela žádná betonářská výztuž, protože v místě sondy M1V6 nedošlo k navrtání výztuže. Vzorek z této sondy je zdokumentován na fotografii Obr. 4.19.



Obr. 4.19 Vzorek M1V6 o průměru 75 mm a celkové délce přibližně 145 mm

Obdobným způsobem jako u této sondy ve sloupu se postupovalo i u sondy **M2V6** do sloupu J11 ve 2. NP (dle obr. 4.5). Výčet informací o provedeném vývrtnu a fotodokumentace sondy jsou uvedeny v tabulce v příloze č. 11.

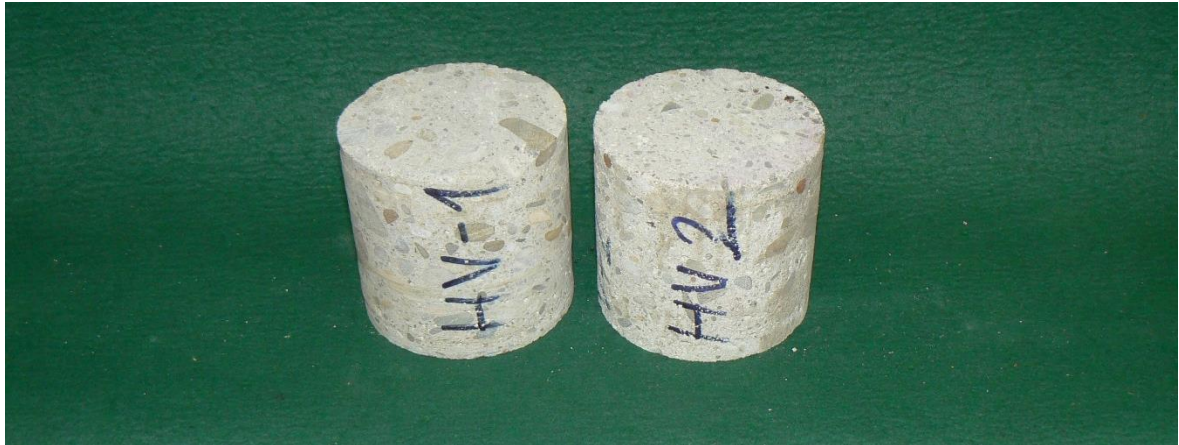
4.5.3 VÝSLEDKY PEVNOSTÍ BETONU V TLAKU

Následně byla z jádrových vývrtnů vyrobena zkušební tělesa. Ze sloupů v hale, ze kterých byly odebrány tři jádrové vývrty, bylo vyrobeno celkem 6 zkušebních těles (obr. 4.20). Z podlah haly byly vyvrtány dva jádrové vývrty, z nichž následným zaříznutím vznikla 2 zkušební tělesa (obr. 4.21).

U třípodlažní budovy bylo vyrobeno pro stropní konstrukci nad 1. NP dohromady 12 zkušebních těles, a to z pěti odebraných jádrových vývrtnů (Obr 4.22). Pro stropní konstrukci nad 2. NP bylo připraveno 9 zkušebních těles, též z pěti jádrových vývrtnů (Obr. 4.23). Pro sloupy 1. a 2. NP se ze dvou jádrových vývrtnů připravila 3 zkušební tělesa (Obr. 4.22 a Obr. 4.23).



Obr. 4.20 Fotodokumentace zkušebních těles ze sloupů v hale



Obr. 4.21 Fotodokumentace zkušebních těles z podlah v hale



Obr. 4.22 Fotodokumentace zkušebních těles stropní konstrukce nad 1. NP a sloupů 1. NP třípodlažní budovy



Obr. 4.23 Fotodokumentace zkušebních těles stropní konstrukce nad 2. NP a sloupů 2. NP třípodlažní budovy

U těchto zkušebních těles byly následně změřeny jejich rozměry. Jednalo se o průměr tělesa d a výšku tělesa h . Rozměry zkušebních těles byly stanoveny pomocí digitálního posuvného měřítka

s rozsahem 0 – 200 mm a s přesností 0,1 mm. Stanovení rozměrů zkušebních těles se provedlo dle příslušné normy. Hodnoty rozměrů jednotlivých těles byly zapsány do tabulek Tab. 4.3 – Tab. 4.7.

Poté došlo ke zvážení zkušebních těles. Měření hmotnosti bylo prováděno dle příslušné normy a na zvážení vzorků se použila digitální laboratorní váha. Hmotnost těles byla zaznamenána s přesností 0,1 g. Hodnoty hmotností jednotlivých těles byly zapsány do tabulek Tab. 4.3 – Tab. 4.7.

Z hodnot rozměrů těles d , h a hmotnosti těles m_r byla následně určena objemová hmotnost přirozená D_r a to podle vztahu:

$$D_r = \frac{m_r}{\frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot h}$$

Výsledné průměrné hodnoty objemových hmotností byly zaokrouhleny na nejbližší 10 kg/m^3 . [13]

Tab. 4.3 – Charakteristiky zkušebních těles a objemová hmotnost betonu sloupů v hale

Označení tělesa	Část konstrukce	Průměr d [mm]	Výška h [mm]	Hmotnost m_r [g]	Objemová hmotnost přirozená D_r [kg/m ³]
HS1A	Sloup	50,0	91,8	396,5	2200
HS1B	Sloup	49,9	89,6	385,1	2198
HS2A	Sloup	50,0	82,8	360,6	2218
HS2B	Sloup	49,9	87,0	379,5	2230
HS3A	Sloup	49,9	86,0	383,8	2282
HS3B	Sloup	49,9	91,6	400,1	2233
$D_{r,\phi} =$					2230

Tab. 4.4 – Charakteristiky zkušebních těles a objemová hmotnost betonu podlah v hale

Označení tělesa	Část konstrukce	Průměr d [mm]	Výška h [mm]	Hmotnost m_r [g]	Objemová hmotnost přirozená D_r [kg/m ³]
HV1	Podlaha	103,2	100,2	1828,4	2181
HV2	Podlaha	103,0	97,3	1748,7	2157
$D_{r,\phi} =$					2170

Tab. 4.5 – Charakteristiky zkušebních těles a objemová hmotnost betonu nosných prvků stropní konstrukce nad 1. NP

Označení tělesa	Část konstrukce	Průměr d [mm]	Výška h [mm]	Hmotnost m_r [g]	Objemová hmotnost přirozená D_r [kg/m ³]
M1V1A	Průvlak	50,0	69,3	283,6	2084
M1V1B	Průvlak	50,0	80,3	329,3	2089
M1V1C	Průvlak	49,9	75,5	312,5	2116
M1V2A	Průvlak	74,0	78,7	729,7	2156
M1V2B	Průvlak	73,9	79,3	725,6	2133
M1V2C	Průvlak	74,0	77,5	715,4	2146
M1V3A	Žebro	73,9	74,1	670,9	2111
M1V3B	Žebro	73,5	79,0	711,2	2122
M1V4A	Žebro	50,0	78,9	333,7	2154
M1V4B	Žebro	50,1	84,0	352,5	2129
M1V4C	Žebro	49,9	76,3	314,1	2105
M1V5	Deska	50,1	46,8	196,7	2132
$D_{r,\phi} =$					2120

Tab. 4.6 – Charakteristiky zkušebních těles a objemová hmotnost betonu nosných prvků stropní konstrukce nad 2. NP

Označení tělesa	Část konstrukce	Průměr d [mm]	Výška h [mm]	Hmotnost m_r [g]	Objemová hmotnost přirozená D_r [kg/m ³]
M2V1A	Průvlak	73,9	78,2	749,2	2234
M2V1B	Průvlak	73,9	77,7	723	2169
M2V1C	Průvlak	74	72,2	665,7	2144
M2V2	Průvlak	50	75,9	315,6	2118
M2V3A	Žebro	50,1	97,3	422	2200
M2V3B	Žebro	50	97,2	418,7	2194
M2V4A	Žebro	50	94,1	396,6	2147
M2V4B	Žebro	50,1	100,2	418,6	2119
M2V5	Deska	50,1	52,6	220,5	2126
$D_{r,\phi} =$					2160

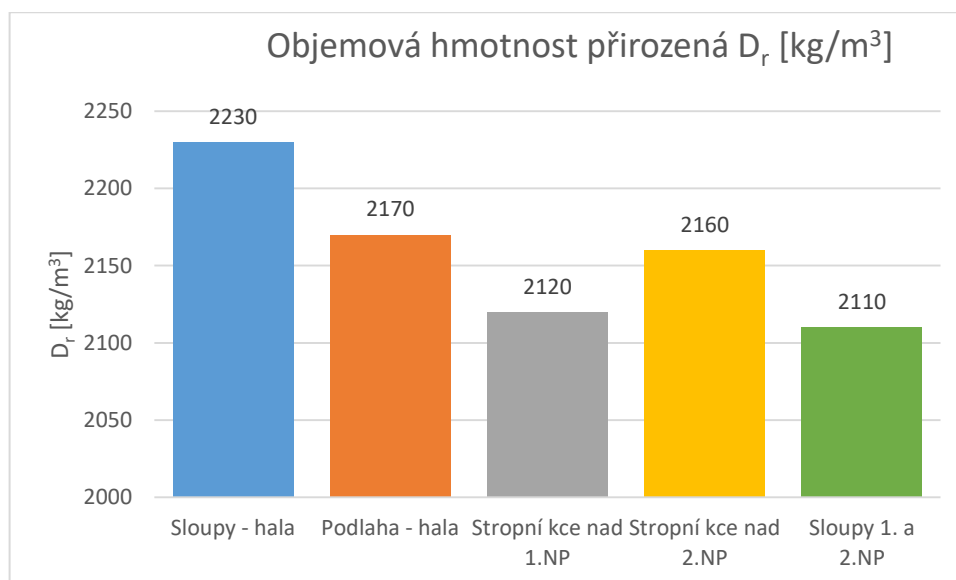
Tab. 4.7 – Charakteristiky zkušebních těles a objemová hmotnost betonu sloupů v 1. a 2. NP

Označení tělesa	Část konstrukce	Průměr d [mm]	Výška h [mm]	Hmotnost m_r [g]	Objemová hmotnost přirozená D_r [kg/m ³]
M1V6	Sloup	73,9	77,4	743,7	2240
M2V6A	Sloup	73,8	77,2	681	2062
M2V6B	Sloup	73,9	76,7	670,7	2039
$D_{r,\phi} =$					2110

Objemové hmotnosti jednotlivých zkušebních těles se pohybovaly v rozmezí přibližně od 2030 kg/m³ až do 2290 kg/m³. U těles s objemovou hmotností pohybující se okolo hodnoty 2100 kg/m³ se dala očekávat i nižší pevnost betonu. Zejména se jednalo o tělesa s označením M1V1A, M1V1B, M1V3A, M1V3B či M1V4C. Tyto nepříznivé hodnoty byly nejspíše způsobeny použitím kameniva o nižší pevnosti, nebo špatným zpracováním čerstvého betonu.

U jádrových vývrtů M1V4 a M2V1, z nichž byly připraveny vždy tři zkušební tělesa A, B a C, byla zjištěna různá objemová hmotnost po délce vývrtu. Z toho se dá očekávat různá velikost pevnosti v tlaku jednotlivých zkušebních těles z vývrtu. Jelikož největší objemová hmotnost byla zjištěna u těles s nejmenší vrtanou hloubkou (těleso z líce vývrtu) a s rostoucí hloubkou vývrtu byla hodnota objemové hmotnosti klesající, dá se předpokládat, že hodnota pevnosti betonu v tlaku bude též klesající s rostoucí hloubkou jádrového vývrtu. Klesající objemová hmotnost s největší pravděpodobností znamená větší výskyt pórů ve větší hloubce zkoumané části konstrukce, což má pak pravděpodobně za následek i klesající hodnotu pevnosti betonu v tlaku.

V následujícím grafu jsou graficky znázorněny průměrné hodnoty objemové hmotnosti jednotlivých částí zkoumaného objektu. Z grafu je patrné, že jednoznačně nejvyšší objemová hmotnost byla zjištěna u sloupů v hale – 2230 kg/m³. Naopak nejnižší objemová hmotnost byla zjištěna u stropní konstrukce nad 1. NP – 2120 kg/m³ a u sloupů 1. a 2. NP – 2110 kg/m³. Průměrná hodnota objemové hmotnosti zjištěná ze souboru všech zkušebních těles byla 2160 kg/m³.



Graf 1 – Průměrné objemové hmotnosti jednotlivých částí objektu

Po změření rozměrů a hmotnosti těles došlo k jejich zkoušení v tlaku. Při zkoušce se postupovalo podle příslušné normy ČSN EN 12390-3. Zkušební tělesa byla zatěžována stálou rychlostí až do jejich porušení. Zatěžování zkušebních těles probíhalo ve zkušebním lisu. Po provedení zkoušky se zaznamenala maximální dosažená síla F , která byla na těleso vyvinuta při jeho

porušování. Hodnoty maximálních sil na jednotlivá tělesa byly zaznamenány do tabulek Tab. 4.10 – Tab. 4.14. Z maximálních sil dosažených při zkoušení těles se poté stanovily pevnosti v tlaku. Jelikož se jednalo o tělesa o rozměrech jiných, než jsou rozměry tělesa normových, musely být pevnosti v tlaku přepočítány dle zásad ČSN EN 12390-3, Z1 podle následujícího postupu.

Nejprve je potřeba přepočítat skutečnou pevnost zkušební tělesa na válcovou pevnost. Tato pevnost platí dle normy pro základní válec o průměru 150 mm a výšce 300 mm. K tomuto přepočtu byl použit součinitel štíhlosti $\kappa_{c,cyl}$ a součinitel příčného rozměru (průměru) $\kappa_{c,cube}$. Do výpočtu prvního součinitele vstupuje štíhlost válce λ , která byla vypočítána pomocí průměru d a výšky h válce, jako:

$$\lambda = \frac{h}{d}$$

Opravné součinitelé štíhlosti se vypočítali dle vzorce:

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

Opravné součinitelé příčného rozměru tělesa různého od 150 mm bylo možné určit buď experimentálně, na což by bylo potřeba minimálně šestnáct sad těles, nebo bylo možné jeho hodnotu brát dle následující tabulky. Mezilehlé hodnoty byly lineárně interpolovány.

Tab. 4.8 – Hodnoty součinitele příčného rozměru různého od 150 mm [23]

d [mm]	$\kappa_{c,cube}$
150	1,00
100	0,95
50	0,91

Válcová pevnost betonu v tlaku $f_{c,cyl}$ se vypočítá ze vztahu:

$$f_{c,cyl} = \kappa_{c,cube} \cdot \kappa_{c,cyl} \cdot \frac{F}{A_c}$$

kde F je maximální dosažená síla při zkoušce [N];

A_c je tlačná plocha zkušební tělesa [mm²].

Krychelná pevnost betonu v tlaku $f_{c,cube}$ se vypočítá ze vztahu:

$$f_{c,cube} = \kappa_{cyl,cube} \cdot f_{c,cyl}$$

Kde $K_{cyl,cube}$ je součinitel pro přepočet pevnosti z válcové na krychelnou, tento součinitel je závislý na válcové pevnosti a jeho hodnoty se uvažují podle tabulky Tab. 4.9, mezilehlé hodnoty tohoto součinitele byly lineárně interpolovány. [23]

Tab. 4.9 – Součinitel pro převod pevnosti betonu zjištěné na válcích základních rozměrů na pevnost krychelnou [23]

$f_{c,cyl}$ [MPa]	8	12	16	20	25	30	35	40
$K_{c,cube}$	1,252	1,252	1,252	1,251	1,249	1,246	1,242	1,236
$f_{c,cyl}$ [MPa]	45	50	55	60	70	80	90	100
$K_{c,cube}$	1,230	1,223	1,215	1,206	1,195	1,184	1,172	1,159

Podle tohoto postupu se stanovily uvedené koeficienty, štíhlost a pevnosti pro jednotlivá zkušební tělesa. Hodnoty těchto koeficientů, štíhlostí, válcových a krychelných pevností betonu v tlaku jsou uvedeny v tabulkách Tab. 4.10 – Tab. 4.14. U jednotlivých částí objektu byly poté vypočteny průměrné hodnoty válcové a krychelné pevnosti a to jako aritmetické průměry z jednotlivých zkušebních těles těchto částí.

Tab. 4.10 – Pevnost v tlaku betonu nosných konstrukcí sloupů v hale

Označení tělesa	Maximální síla F [kN]	Štíhlost λ	Koeficient štíhlost $K_{c,cyl}$	Koeficient průměru $K_{c,cube}$	Pevnost $f_{c,cyl}$ [Mpa]	Koeficient krychelný $K_{cyl,cube}$	Pevnost $f_{c,cube}$ [Mpa]	
HS1A	39,7	1,836	0,984	0,91	18,1	1,251	22,7	
HS1B	31,5	1,796	0,980	0,91	14,4	1,252	18,0	
HS2A	52,3	1,656	0,965	0,91	23,4	1,250	29,2	
HS2B	54,6	1,743	0,974	0,91	24,8	1,249	30,9	
HS3A	32,9	1,723	0,972	0,91	14,9	1,252	18,6	
HS3B	48,1	1,836	0,984	0,91	22,0	1,250	27,5	
					$f_{c,cyl,\phi} =$	19,6	$f_{c,cube,\phi} =$	24,5

Tab. 4.11 – Pevnost v tlaku betonu podlah v hale

Označení tělesa	Maximální síla F [kN]	Štíhlost λ	Koeficient štíhlost $K_{c,cyl}$	Koeficient průměru $K_{c,cube}$	Pevnost $f_{c,cyl}$ [Mpa]	Koeficient krychelný $K_{cyl,cube}$	Pevnost $f_{c,cube}$ [Mpa]	
HV1	249,9	0,971	0,838	0,95	23,9	1,249	29,8	
HV2	201,5	0,945	0,821	0,95	18,9	1,251	23,7	
					$f_{c,cyl,\phi} =$	21,4	$f_{c,cube,\phi} =$	26,7

Uvedené výsledky ze zkoušek pevnosti v tlaku betonu na zkušebních tělesech, které byly vyrobeny z jádrových vývrtů odebraných ze sloupů v hale, poukazují na nerovnoměrnou kvalitu

těchto betonů. Krychelné pevnosti v tlaku betonu jednotlivých zkušebních těles se pohybovaly od 18,0 MPa až do 30,9 MPa a průměrná hodnota krychelné pevnosti byla 24,5 MPa.

Pevnosti v tlaku betonu podlah v haly byly 23,7 MPa a 29,8 MPa, s průměrnou hodnotou 26,7 MPa. Výsledky jsou ale pouze orientační, protože pevnost byla stanovena pouze na dvou jádrových vývrtech.

Tab. 4.12 – Pevnost v tlaku betonu nosných konstrukcí stropů nad 1. NP

Označení tělesa	Maximální síla F [kN]	Štíhlost λ	Koeficient štíhlost $K_{c,cyl}$	Koeficient průměru $K_{c,cube}$	Pevnost $f_{c,cyl}$ [Mpa]	Koeficient krychelný $K_{cyl,cube}$	Pevnost $f_{c,cube}$ [Mpa]	
M1V1A	28,2	1,386	0,930	0,91	12,2	1,252	15,2	
M1V1B	33,6	1,606	0,959	0,91	14,9	1,252	18,7	
M1V1C	28,7	1,513	0,947	0,91	12,7	1,252	15,8	
M1V2A	75,8	1,064	0,870	0,93	14,2	1,252	17,8	
M1V2B	71,3	1,073	0,872	0,93	13,5	1,252	16,9	
M1V2C	93,2	1,047	0,865	0,93	17,4	1,252	21,8	
M1V3A	69,6	1,003	0,851	0,93	12,8	1,252	16,1	
M1V3B	58,7	1,075	0,873	0,93	11,2	1,252	14,0	
M1V4A	62,0	1,578	0,956	0,91	27,5	1,248	34,3	
M1V4B	42,5	1,677	0,967	0,91	19,0	1,252	23,8	
M1V4C	27,2	1,529	0,950	0,91	12,0	1,252	15,0	
M1V5	56,3	0,934	0,807	0,91	21,0	1,252	26,2	
					$f_{c,cyl,\phi} =$	15,7	$f_{c,cube,\phi} =$	19,6

Tab. 4.13 – Pevnost v tlaku betonu nosných konstrukcí stropů nad 2. NP

Označení tělesa	Maximální síla F [kN]	Štíhlost λ	Koeficient štíhlost $K_{c,cyl}$	Koeficient průměru $K_{c,cube}$	Pevnost $f_{c,cyl}$ [Mpa]	Koeficient krychelný $K_{cyl,cube}$	Pevnost $f_{c,cube}$ [Mpa]	
M2V1A	86,3	1,058	0,869	0,93	16,2	1,252	20,3	
M2V1B	62,6	1,051	0,867	0,93	11,8	1,252	14,7	
M2V1C	66,3	0,976	0,840	0,93	12,0	1,252	15,1	
M2V2	36,6	1,518	0,948	0,91	16,1	1,252	20,1	
M2V3A	45,1	1,942	0,995	0,91	20,7	1,251	25,9	
M2V3B	36,8	1,944	0,995	0,91	17,0	1,252	21,2	
M2V4A	42,4	1,882	0,989	0,91	19,4	1,251	24,3	
M2V4B	29,3	2,000	1,000	0,91	13,5	1,252	16,9	
M2V5	62,2	1,050	0,866	0,91	24,9	1,249	31,1	
					$f_{c,cyl,\phi} =$	16,8	$f_{c,cube,\phi} =$	21,1

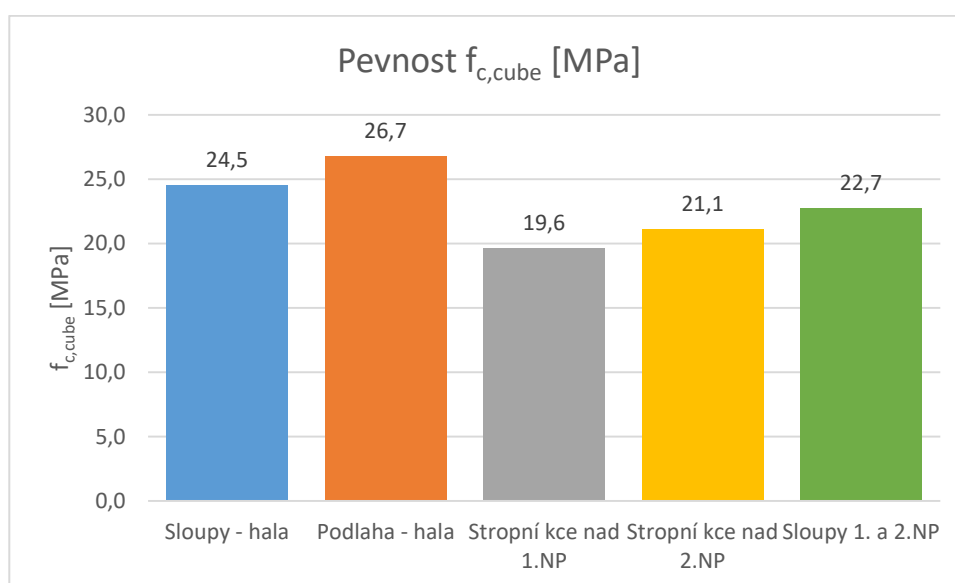
Tab. 4.14 – Pevnost v tlaku betonu nosných konstrukcí sloupů v 1. NP a 2. NP

Označení tělesa	Maximální síla F [kN]	Štíhlost λ	Koeficient štíhlosti $K_{c,cyl}$	Koeficient průměru $K_{c,cube}$	Pevnost $f_{c,cyl}$ [Mpa]	Koeficient krychelný $K_{cyl,cube}$	Pevnost $f_{c,cube}$ [Mpa]	
M1V6	124,4	1,047	0,865	0,93	23,3	1,250	29,1	
M2V6A	88,1	1,046	0,865	0,93	16,6	1,252	20,7	
M2V6B	78,2	1,038	0,863	0,93	14,6	1,252	18,3	
					$f_{c,cyl,\phi} =$	18,2	$f_{c,cube,\phi} =$	22,7

Uvedené výsledky ze zkoušek pevnosti v tlaku betonu na zkušebních tělesech, které byly vyrobeny z jádrových vývrtů odebraných ze stropních konstrukcí nad 1. NP a 2. NP, poukazují též na nerovnoměrnou kvalitu těchto betonů. Krychelné pevnosti v tlaku betonu jednotlivých zkušebních těles se pro stropy nad 1. NP pohybovaly od 14,0 MPa až do 34,3 MPa a průměrná hodnota krychelné pevnosti byla 19,6 MPa. Krychelné pevnosti v tlaku betonu jednotlivých zkušebních těles se pro stropy nad 2. NP pohybovaly od 14,7 MPa až do 31,1 MPa a průměrná hodnota krychelné pevnosti byla 21,1 MPa.

Pevnosti v tlaku betonu sloupů v 1. NP a 2. NP byly 29,1 MPa, 20,7 MPa a 18,3 MPa, s průměrnou hodnotou 22,7 MPa.

V následujícím grafu jsou graficky znázorněny průměrné hodnoty krychelné pevnosti v tlaku betonu jednotlivých částí zkoumaného objektu. Z grafu je patrné, že nejvyšší pevnosti v tlaku dosahuje podlaha v hale, hodnota této pevnosti je ale pouze orientační, protože byla stanovena pouze na dvou jádrových vývrtech. Naopak nejnižší krychelná pevnost v tlaku byla zjištěna u stropní konstrukce nad 1. NP – 19,6 MPa. Průměrná hodnota krychelné pevnosti v tlaku zjištěná ze souboru všech zkušebních těles byla 21,7 MPa.



Graf 2 – Průměrné krychelné pevnosti betonu v tlaku jednotlivých částí objektu

Stanovení charakteristické hodnoty pevnosti v tlaku

Při stanovení charakteristické hodnoty pevnosti v tlaku betonu jednotlivých částí objektu se postupovalo podle postupu „B“ dle ČSN EN 13791 (pro 3 až 14 vývrtů). Princip tohoto postupu byl již uveden v předchozím textu, v kapitole 4.4.1 této práce. V rámci tohoto postupu byla použita tato kritéria:

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

$$f_{ck,is} = f_{is,nejmenší} + 4$$

	Kritérium průměr	Kritérium minimum	
Část konstrukce:	$f_{m(n),is}$	$f_{is, nejmenší}$	$f_{ck,is}$
Sloupy – hala	24,5 – 7	18,0 + 4	17,5 MPa
Podlahy – hala	26,7 – 9	23,7 + 4	17,7 MPa
Stropní konstrukce nad 1. NP	19,6 – 7	14,0 + 4	12,6 MPa
Stropní konstrukce nad 2. NP	21,1 – 7	14,7 + 4	14,1 MPa
Sloupy 1. NP a 2. NP	22,7 – 7	18,3 + 4	15,7 MPa

Jak již bylo napsáno výše, dle ČSN EN 13791 se umožňuje dosažení pouze 85% charakteristické pevnosti betonu na normových tělesech z konstrukce oproti projektované pevnosti betonu. Platí tedy, že $f_{ck,is} = 0,85 f_{ck}$.

Pro jednotlivé části zkoumaného objektu tedy odpovídaly výsledné hodnoty následujícím pevnostním třídám betonu:

Beton sloupů v hale	C 16/20	$(f_{ck,is} = 17,5 \text{ MPa} \geq 17 \text{ MPa})$
Beton podlah (pouze orientačně)	C 16/20	$(f_{ck,is} = 17,7 \text{ MPa} \geq 17 \text{ MPa})$
Beton stropní konstrukce nad 1. NP	C 8/10	$(f_{ck,is} = 12,6 \text{ MPa} \geq 9 \text{ MPa})$
Beton stropní konstrukce nad 2. NP	C 12/15	$(f_{ck,is} = 14,1 \text{ MPa} \geq 13 \text{ MPa})$
Beton sloupů 1. NP a 2. NP	C 12/15	$(f_{ck,is} = 15,7 \text{ MPa} \geq 13 \text{ MPa})$

4.5.4 ZÁVĚR PEVNOSTÍ BETONU V TLAKU

Z přehledu uvedeného výše je zřejmé, že beton sloupů v hale a beton podlah v hale byl nejkvalitnější z celé konstrukce, jeho pevnost odpovídá pevnostní třídě C 16/20. U podlah v hale je ale tato hodnota pouze orientační, protože pevnost byla stanovena pouze na dvou jádrových vývrtech.

Naopak beton stropní konstrukce nad 1. NP dosahoval nejhorších hodnot, jeho pevnosti odpovídají pevnostní třídě C 8/10, což dle současných norem neodpovídá požadavkům na konstrukční beton do železobetonových nosných konstrukcí (minimální požadovaná pevnostní třída je C 12/15).

Beton stropní konstrukce nad 2. NP a beton sloupů 1. NP a 2. NP byl dle vypočtených pevností zařazen do pevnostní třídy C 12/15, což již odpovídá požadavkům na konstrukční beton do železobetonových nosných konstrukcí.

4.6 VÝSLEDKY PRŮZKUMU – STANOVENÍ VYZTUŽENÍ

4.6.1 VYZTUŽENÍ PRŮVLAKU

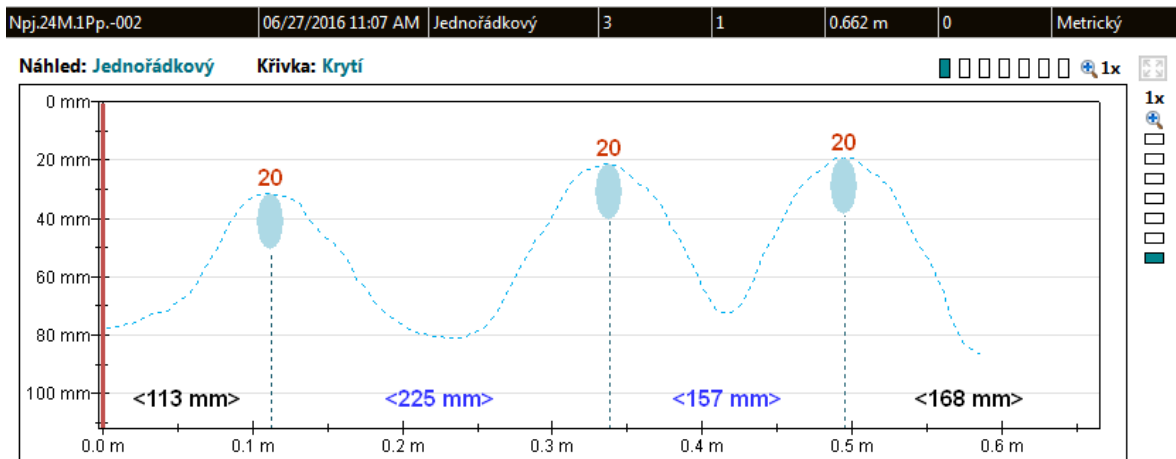
Pro stanovení vyztužení průvlaku bylo použito kombinace metod georadaru Hilti PS 1000, Profometru PM-630 a sekaných sond. Sondy byly na každém průvlaku provedeny dvě – první přibližně uprostřed rozpětí průvlaku, kde bylo cílem zjistit ohybovou výztuž v tomto místě a druhá u podpory, kde bylo cílem zjistit počet prutů jdoucí do podpory a počet prutů, které byly ohyby převedeny k hornímu líci průvlaku. Dále se u podpory zjišťovala smyková výztuž, především osově vzdálenosti třmínků. S ohledem na to, že šířka průvlaku byla 0,5 m a u podpor bylo provedeno rozšíření vodorovnými náběhy na šířku 0,65 m, dalo se předpokládat třmínky s více než dvěma stříhy.

Sekané sondy byly prováděny z důvodu zjištění typu výztuže a upřesnění průměrů výztuží. Dále posloužily k vizuálnímu zhodnocení míry koroze výztuže.

Sonda M1P

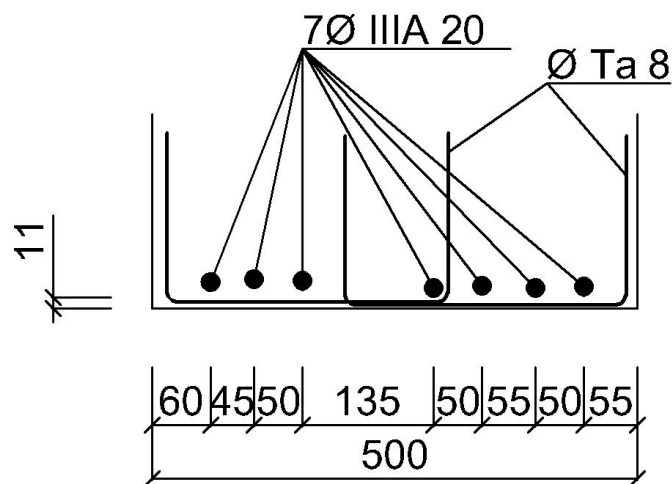
Tato sonda se nacházela na průvlaku ve stropní konstrukci nad 1. NP mezi poli J - K v řadě sloupů č. 13. (dle Obr. 4.4). Sonda byla provedena přibližně uprostřed rozpětí průvlaku a u podpory.

Zjištěná výztuž byla shodná s projektovou dokumentací, lišila se pouze odchylkami v roztečích třmínků. Na obrázku Obr. 4.24 je zobrazen záznam výstupu z Profometru PM-630 z místa sondy u podpory. Z obrázku jsou patrné velikosti průměru hlavní výztuže (20 mm), krytí (dle osy na levé straně) a rozteče mezi hlavními výztužemi (225 mm a 157 mm). Obdobně byla zjištěna i hlavní výztuž uprostřed rozpětí a třmínky.



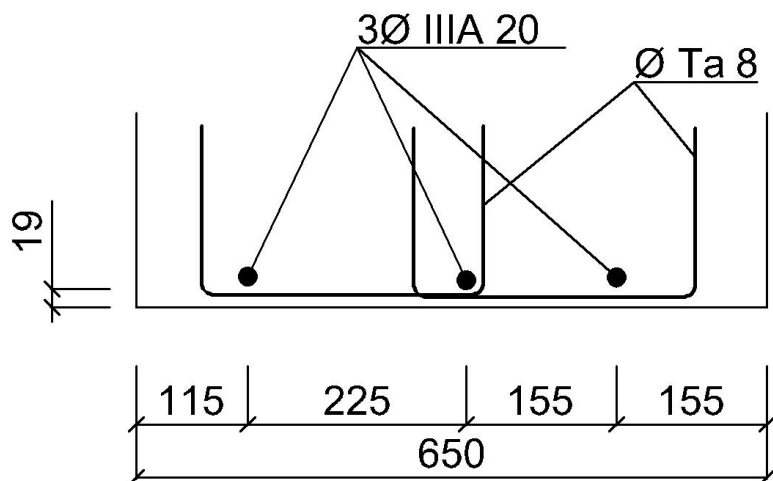
Obr. 4.24 Záznam přístroje PM-630 z měření polohy hlavní výztuže průvlaku v místě sondy MIP u podpory

Na obrázku Obr. 4.25 je vykresleno schéma vyztužení průvlaku v místě sondy MIP uprostřed rozpětí zjištěné pomocí výše uvedených metod. Ze schématu je patrné rozmístění hlavní výztuže a třmínků. Byl zjištěn shodný počet i průměr výztuži jako v projektové dokumentaci (7 prutů $\varnothing 20$ mm). Krytí této výztuže se pohybovalo od 11 mm až po 21 mm. Třmínky byly též shodné s projektovou dokumentací (2 dvojstrážné $\varnothing 8$ mm), s krytím od 3 mm až po 13 mm. Lišily se pouze roztečemi.



Obr. 4.25 Schéma zjištěné výztuže průvlaku v místě sondy MIP uprostřed rozpětí

Na obrázku Obr. 4.26 je vykresleno schéma vyztužení průvlaku v místě sondy MIP u podpory. Vyztužení bylo zjištěno pomocí metod uvedených výše. Ze schématu je opět patrné rozmístění hlavní výztuže a třmínků. Byl zjištěn shodný počet i průměr výztuži jako v projektové dokumentaci (3 pruty $\varnothing 20$ mm). Krytí této výztuže se pohybovalo od 19 mm až po 32 mm. Třmínky byly opět shodné s projektovou dokumentací (2 dvojstrážné $\varnothing 8$ mm), s krytím od 11 mm až po 24 mm. Opět se lišily pouze roztečemi.



Obr. 4.26 Schéma zjištěné výztuže průvlaku v místě sondy MIP u podpory

Výčet všech informací o sondě MIP včetně schématických nákrešů prvků uprostřed rozpětí a u podpory je uveden v příloze č. 12. Obdobně byla provedena i sonda **M2P** průvlaku stropní konstrukce nad 2. NP. Informace a schémata této sondy jsou uvedeny v příloze č. 16. Dále jsou v přílohách uvedeny i porovnání zjištěného vyztužení s projektovou dokumentací.

4.6.2 VYZTUŽENÍ ŽEBRA

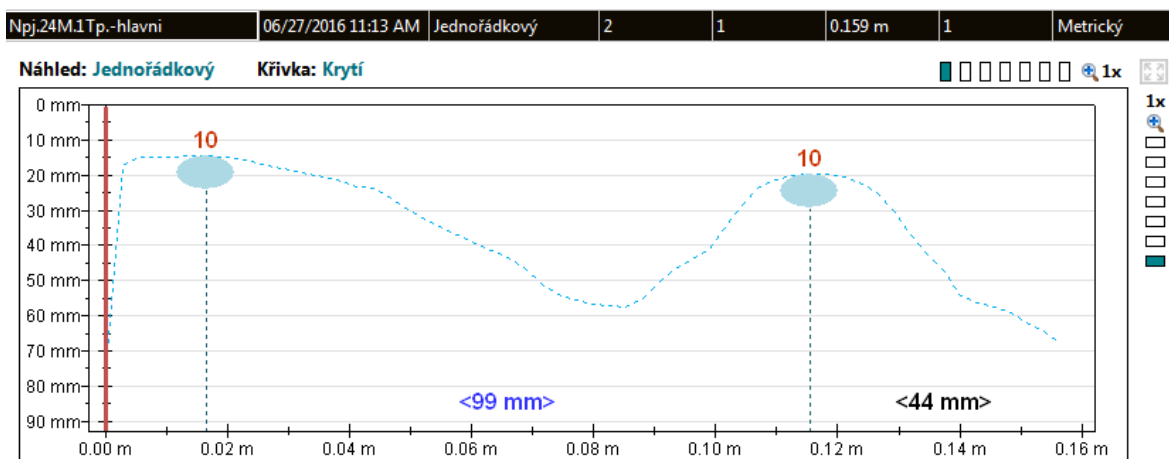
Pro stanovení vyztužení žebra bylo opět použito kombinace metod georadaru Hilti PS 1000, Profometru PM-630 a sekaných sond. Sondy byly na každém žebru provedeny dvě – první přibližně uprostřed rozpětí žebra, kde bylo cílem zjistit ohybovou výztuž v tomto místě a druhá u podpory, kde bylo cílem zjistit počet prutů jdoucí do podpory a počet prutů, které byly ohyby převedeny k hornímu líci žebra. Dále se u podpory zjišťovala smyková výztuž, především osové vzdálenosti třmínků. S ohledem na to, že šířka žeber byla 0,14 m, dalo se předpokládat třmínky pouze se dvěma stříhy.

Sekané sondy byly prováděny z důvodu zjištění typu výztuže a upřesnění průměrů výztuží. Dále posloužily k vizuálnímu zhodnocení míry koroze výztuže.

Sonda M1T

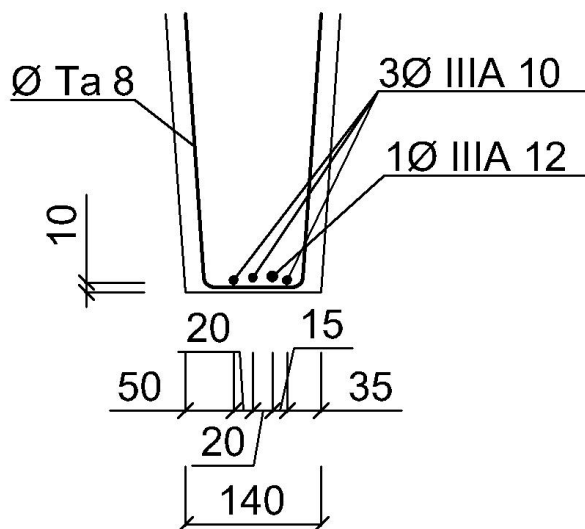
Tato sonda se nacházela na žebru ve stropní konstrukci nad 1. NP mezi poli J - K v řadách č. 13 - 14 (dle Obr. 4.4). Sonda byla provedena přibližně uprostřed rozpětí žebra a u podpory.

Zjištěná výztuž byla shodná s projektovou dokumentací, lišila se pouze odchylkami v roztečích třmínků. Na obrázku Obr. 4.27 je zobrazen záznam výstupu z Profometru PM-630 z místa sondy u podpory. Z obrázku jsou patrné velikosti průměru hlavní výztuže (10 mm), krytí (dle osy na levé straně) a rozteče mezi hlavními výztužemi. Obdobně byla zjištěna i hlavní výztuž uprostřed rozpětí a třmínky.



Obr. 4.27 Záznam přístroje PM-630 z měření polohy hlavní výztuže žebra v místě sondy MIT u podpory

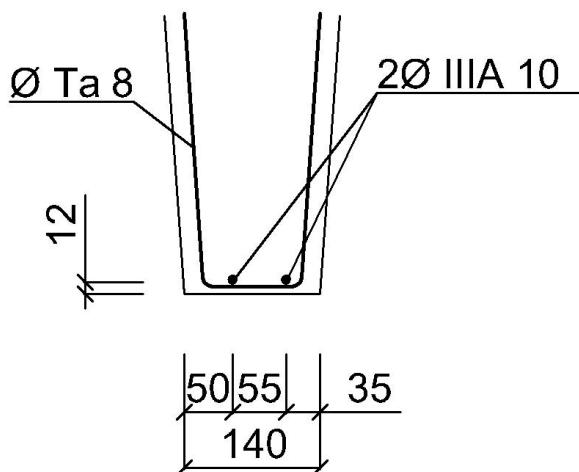
Na obrázku Obr. 4.28 je vykresleno schéma vyztužení žebra v místě sondy MIT uprostřed rozpětí zjištěné pomocí výše uvedených metod. Ze schématu je patrné rozmístění hlavní výztuže a třmínek. Byl zjištěn shodný počet i průměr výztuží jako v projektové dokumentaci (3 pruty $\varnothing 10$ mm a 1 prut $\varnothing 12$ mm). Krytí této výztuže se pohybovalo od 10 mm až po 15 mm. Třmínky byly též shodné s projektovou dokumentací (dvojitřžně $\varnothing 8$ mm), s krytím od 3 mm až po 8 mm. Lišily se pouze roztečemi.



Obr. 4.28 Schéma zjištěné výztuže žebra v místě sondy MIT uprostřed rozpětí

Na obrázku Obr. 4.29 je vykresleno schéma vyztužení žebra v místě sondy MIT u podpory. Vyztužení bylo zjištěno pomocí metod uvedených výše. Ze schématu je opět patrné rozmístění hlavní výztuže a třmínek. Byl zjištěn shodný počet i průměr výztuží jako v projektové dokumentaci (2 pruty $\varnothing 10$ mm). Krytí této výztuže se pohybovalo od 12 mm až po 17 mm. Třmínky byly opět shodné

s projektovou dokumentací (dvojitřicízný $\varnothing 8$ mm), s krytím od 2 mm až po 8 mm. Opět se lišily pouze roztečemi.



Obr. 4.29 Schéma zjištěné výztuže žebra v místě sondy MIT u podpory

Výčet všech informací o sondě MIT včetně schématických náčrtů prvků uprostřed rozpětí a u podpory je uveden v příloze č. 13. Obdobně byla provedena i sonda **M2T** žebra stropní konstrukce nad 2. NP. Informace a schémata této sondy jsou uvedeny v příloze č. 17. Dále jsou v přílohách uvedeny i porovnání zjištěného vyztužení s projektovou dokumentací.

4.6.3 VYZTUŽENÍ SLOUPU

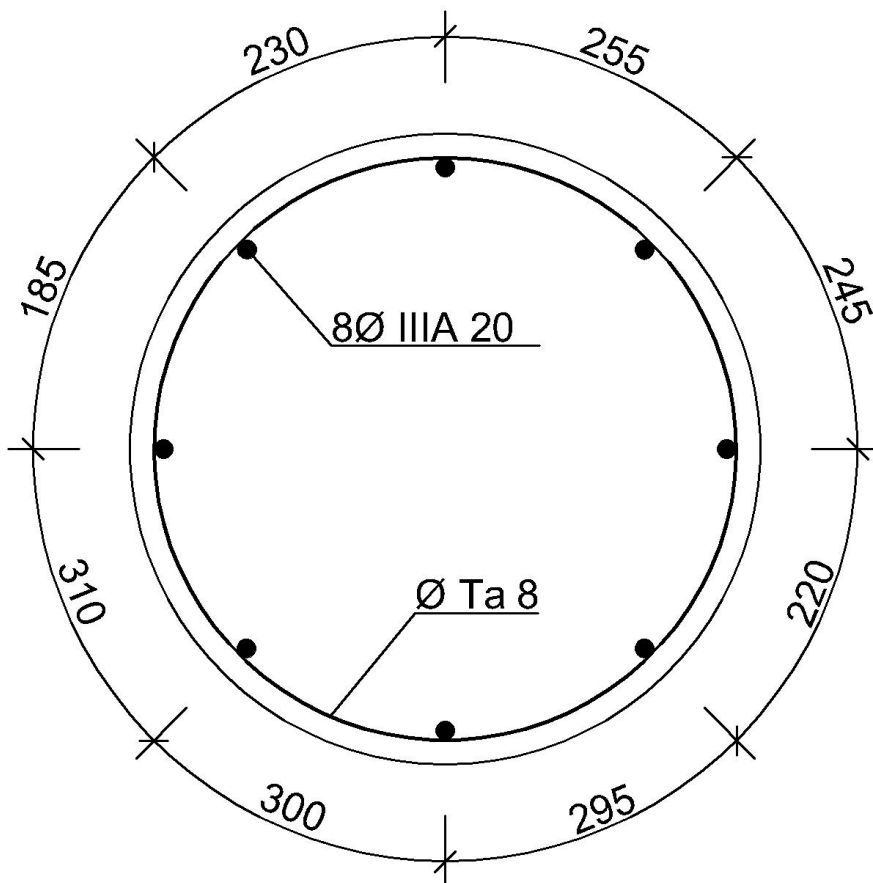
Pro stanovení vyztužení sloupu bylo opět použito kombinace metod georadaru Hilti PS 1000, Profometeru PM-630 a sekaných sond. Skenování probíhalo v takové výšce, aby do této výšky nezasahovala výztuž zatažená do sloupů z předchozího podlaží. Hlavním cílem tohoto ověřování u sloupů byla kontrola polohy, roztečí a typů hlavní nosné výztuže a třmíneků.

Sekané sondy byly prováděny z důvodu zjištění typu výztuže a upřesnění průměrů výztuží. Dále posloužily k vizuálnímu zhodnocení míry koroze výztuže.

Sonda M1S

Tato sonda se nacházela na sloupu H14 v 1. NP (dle Obr. 4.4). Zjištěná výztuž byla téměř shodná s projektovou dokumentací, lišila se pouze odchylkami v roztečích třmíneků, průměrem a typem třmíneků. Na obrázku Obr. 4.30 je vykresleno schéma vyztužení sloupu v místě sondy M1S. Vyztužení bylo zjištěno pomocí metod uvedených výše. Ze schématu je patrné rozmístění hlavní výztuže a třmíneků. Byl zjištěn shodný počet i průměr hlavní nosné výztuže jako v projektové dokumentaci (8 prutů $\varnothing 20$ mm). Krytí této výztuže se pohybovalo od 28 mm až po 38 mm. Třmínky ale nebyly shodné s projektovou dokumentací. Průzkumem byla zjištěna spirála $\varnothing 8$ mm, ale

projektem byla navržena spona \varnothing 6 mm. Dále se tříminky oproti projektové dokumentaci nepatrně lišily roztečemi. Krytí třímínek se pohybovalo od 20 mm až po 30 mm.



Obr. 4.30 Schéma zjištěné výztuže sloupu v místě sondy MIS

Výčet všech informací o sondě MIS včetně schématických náčrtů prvku je uveden v příloze č. 14. Obdobně byla provedena i sonda **M2S** sloupu v 2. NP. Informace a schéma této sondy jsou uvedeny v příloze č. 18. Dále jsou v přílohách uvedeny i porovnání zjištěného vyztužení s projektovou dokumentací.

4.6.4 VYZTUŽENÍ DESKY

Pro stanovení vyztužení desky bylo opět použito kombinace metod georadaru Hilti PS 1000, Profometru PM-630 a sekaných sond. Profometrem se zjistily rozteče hlavní nosné výztuže a rozdělovací výztuže. Po provedení sekané sondy v místě křížení hlavní a rozdělovací výztuže se změřily průměry výztuží a vizuálně se určily jejich typy. Dále byla vizuálně zjištěna míra koroze těchto výztuží.

Sonda M1D

Tato sonda se nacházela v desce stropní konstrukce nad 1. NP mezi sloupy 13 – 14 v poli J - K (dle Obr. 4.4). Zjištěná výztuž se v daném místě lišila od projektové dokumentace jak typem a průměrem výztuží, tak i jejich roztečemi. Průzkumem byla zjištěna hlavní i rozdělovací výztuž jako Ø 5 mm hladká, zatímco dle projektu byla navržena výztuž Ø 6 mm typu Ta. Krytí hlavní výztuže bylo zjištěno od 10 mm až po 20 mm. Krytí rozdělovací výztuže bylo zjištěno od 18 mm až po 25 mm. Zjištěné rozteče hlavní výztuže byly téměř shodné s projektovanými roztečemi. Zjištěné rozteče rozdělovací výztuže byly mnohem menší, než bylo dáno projektem.

Výčet všech informací o sondě M1D je uveden v příloze č. 15. Obdobně byla provedena i sonda **M2D** desky stropní konstrukce nad 2. NP. Informace o této sondě jsou uvedeny v příloze č. 19. Dále jsou v přílohách uvedeny i porovnání zjištěného vyztužení s projektovou dokumentací.

4.6.5 ZÁVĚR Z OVĚŘENÍ VYZTUŽENÍ

Vyztužení průvlaků a žeber se téměř shodovalo s projektovou dokumentací. Rozdíly byly pouze v roztečích třmínků. Vyztužení sloupů již projektové dokumentaci příliš neodpovídalo. Třmínky sloupů byly jiného typu, průměru a roztečemi se též lišily. Počet hlavních výztuží sloupů odpovídal projektu, ale u jedné sondy se výztuž lišila průměrem. Vyztužení desek se lišilo od projektu jak typem a průměrem, tak i roztečemi.

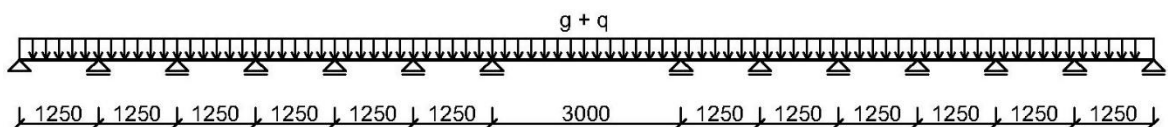
Porovnání skutečného vyztužení všech zkoumaných prvků a projektové dokumentace je uvedeno v přílohách.

5. STATICKÝ POSUDEK VYBRANÝCH ČÁSTÍ KONSTRUKCÍ

Pro statické posouzení byly vybrány dva nosné prvky stropní konstrukce nad 1. NP. Jako první prvek byla vybrána stropní deska a jako druhý prvek byl vybrán průvlak. Prvky z této části konstrukce byly vybrány z důvodu vypočtené nejnižší pevnostní třídy betonu C 8/10. U ostatních částí konstrukce bylo dosaženo pevnostních tříd C 12/15 a vyšších, což jsou třídy pro beton do železobetonových nosných konstrukcí. Dalším důvodem pro výběr desky byla menší průřezová plocha výztuže oproti projektovanému vyztužení.

5.1 DESKA STROPNÍ KONSTRUKCE NAD 1. NP

Statický model této desky se zjednodušeně uvažoval jako spojitý nosník šířky 1 m s podporami umístěnými v místech trámů. Stavebně technických průzkumem byla zjištěna tloušťka stropní desky. Dále byly tímto průzkumem zjištěny krytí a průměry vyztuží a pevnostní třída betonu.



Obr. 5.1- Statické schéma

Zatížení:

Deska byla zatížena zatížením stálým – vlastní tíhou a tíhou podlahové vrstvy. Dalším uvažovaným zatížením bylo užité zatížení, které dosahovalo hodnoty $7,5 \text{ kN/m}^2$ dané pro průmyslové plochy.

Vlastní tíha:

$$g_{k0} = t_{deska} \cdot b \cdot \gamma_b = 0,08 \cdot 1,00 \cdot 25 = 2,00 \text{ kN/m}$$

Ostatní stálé:

$$g_{k1} = t_{podlaha} \cdot b \cdot \gamma_b = 0,04 \cdot 1,00 \cdot 25 = 1,00 \text{ kN/m}$$

Užité zatížení (na 1 m^2):

$$q_k = 7,50 \text{ kN/m}$$

Návrhové hodnoty zatížení:

$$g_d = \gamma_g \cdot (g_{k0} + g_{k1}) = 1,35 \cdot (2,00 + 1,00) = 4,05 \text{ kN/m}$$

$$q_d = \gamma_q \cdot q_k = 1,5 \cdot 7,50 = 11,25 \text{ kN/m}$$

Posudek s pevnostní třídou C 8/10

Materiálové charakteristiky: BETON C 8/10

Charakteristická pevnost betonu v tlaku:

$$f_{ck} = 8 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost betonu v tlaku:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{8}{1,5} = 5,33 \text{ MPa}$$

Střední hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 8 + 8 = 16 \text{ MPa}$$

Střední hodnota pevnosti betonu v tahu:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 0,3 \cdot 8^{(2/3)} = 1,20 \text{ MPa}$$

Střední hodnota modulu pružnosti betonu:

$$E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} = 22 \cdot (16/10)^{0,3} = 25,30 \text{ MPa}$$

Materiálové charakteristiky: OCEL hladká C34

Dle průzkumu zjištěno Ø 5 mm á 145 mm

Průřezová plocha výztuže na 1 m' :

$$A_s = 1,35 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Charakteristická pevnost výztuže v tahu:

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

Návrhová pevnost výztuže v tahu:

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

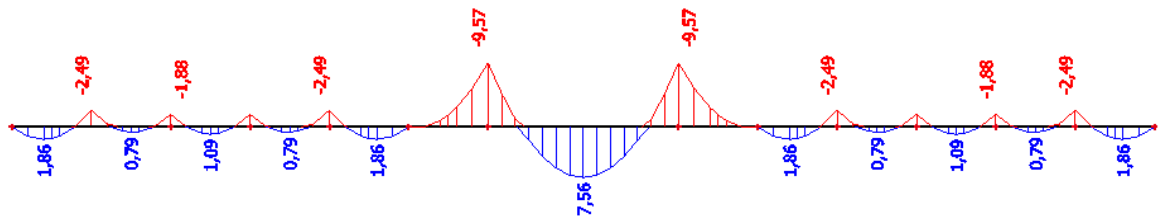
Modul pružnosti výztuže:

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

Mezní přetvoření oceli:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{182,61}{200\,000} = 0,00091 = 0,91\%$$

MSÚ – POSOUZENÍ NA OHYB



Obr. 5.2 – Ohybové momenty na desce

$$F_{st} = A_s \cdot f_{yd}$$

$$F_{cc} = \lambda \cdot x \cdot b \cdot f_{cd}$$

Určení polohy neutrálné osy:

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

$$A_s \cdot f_{yd} = \lambda \cdot x \cdot b \cdot f_{cd}$$

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\lambda \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{1,35 \cdot 10^{-4} \cdot 182,61}{0,8 \cdot 1,00 \cdot 5,33} = 0,0058 \text{ m}$$

Krytí výztuže: $c = 20 \text{ mm}$

Poloha těžiště výztuže: $d_1 = c + \emptyset/2 = 20 + 5/2 = 22,5 \text{ mm} = 0,0225 \text{ m}$

Účinná výška průřezu:

$$d = h - d_1 = 0,08 - 0,0225 = 0,0575 \text{ m}$$

Kontrola plochy výztuže:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 0,26 \cdot \frac{1,2}{210} \cdot 1,0 \cdot 0,0225 = 0,33 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$> 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 1,0 \cdot 0,0225 = 0,29 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 1,0 \cdot 0,08 = 0,0032 \text{ m}^2$$

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$A_s = 1,35 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \geq A_{s,min} = 0,33 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad \text{VYHOVUJE}$$

$$A_s \leq A_{s,max}$$

$$A_s = 1,35 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \leq A_{s,max} = 32 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad \text{VYHOVUJE}$$

Kontrola přetvoření výztuže:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} \cdot (d - x) = \frac{0,0035}{0,0058} \cdot (0,0575 - 0,0058) = 0,0312 = 31,2 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s = 31,2 \text{ ‰} \geq \varepsilon_{yd} = 0,91 \text{ ‰} \quad \text{VYHOVUJE}$$

Výpočet ramene vnitřních sil:

$$z_{cs} = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x = 0,0575 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,0058 = 0,0552 \text{ m}$$

Výpočet momentu na mezi únosnosti:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z_{cs} = 1,35 \cdot 10^{-4} \cdot 182,61 \cdot 10^3 \cdot 0,0552 = 1,361 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

POSUDKY

Posouzení s užitným zatížením:

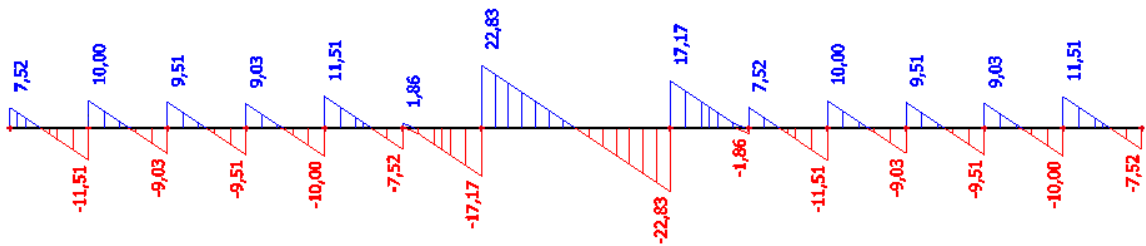
$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$M_{Rd} = 1,361 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_{Ed,podpora} = 9,57 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{NEVYHOVUJE}$$

$$M_{Rd} = 1,361 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_{Ed,pole} = 7,56 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{NEVYHOVUJE}$$

Konstrukce nevyhovuje při ohybovém namáhání.

MSÚ – POSOUZENÍ NA SMYK



Obr. 5.3 – Posouvající síly na desce

Výpočet součinitele smykové únosnosti:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

Výpočet součinitele účinné výšky:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{57,5}} = 2,865 > 2,0$$

$$k = 2,0$$

Výpočet stupně vyztužení:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} = \frac{1,35 \cdot 10^{-4}}{1,00 \cdot 0,0575} = 0,002348 < 0,02$$

Výpočet smykové únosnosti:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b \cdot d =$$

$$= 0,12 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,002348 \cdot 8)^{1/3} \cdot 1,0 \cdot 0,0575 = 17,03 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} > V_{Rd,c,min}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 2,0^{3/2} \cdot 8^{1/2} = 0,28 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c,min} = v_{min} \cdot b \cdot d = 0,28 \cdot 1,0 \cdot 0,0575 = 0,0161 \text{ MN} = 16,10 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 17,03 \text{ kN} > V_{Rd,c,min} = 16,10 \text{ kN} \quad \text{VYHOVUJE}$$

POSUDEK

$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rd,c} = 17,03 \text{ kN} < V_{Ed} = 22,83 \text{ kN} \quad \text{NEVYHOVUJE}$$

Konstrukce nevyhovuje při smykovém namáhání.

5.2 PRŮVLAK VE STROPNÍ KONSTRUKCI NAD 1. NP

Pro zjištění vnitřních sil průvlaku bylo využito podobnosti s halou v Chropyni, ve které byla provedena výměna a přesun sloupů železobetonového rámu s využitím předpínacích kabelů. Tato výměna je popsána ve článku [7], ze kterého byly použity průběhy ohybových momentů na průvlaku. Následnou derivací těchto momentů se zjistila maximální posouvající síla. Stavebně technických průzkumem byly zjištěny krytí a průměry vyztuží a pevnostní třída betonu.

Posudek s pevnostní třídou C 8/10

Materiálové charakteristiky: BETON C 8/10

Charakteristická pevnost betonu v tlaku:

$$f_{ck} = 8 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost betonu v tlaku:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{8}{1,5} = 5,33 \text{ MPa}$$

Střední hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 8 + 8 = 16 \text{ MPa}$$

Střední hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 0,3 \cdot 8^{(2/3)} = 1,20 \text{ MPa}$$

Střední hodnota modulu pružnosti betonu:

$$E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} = 22 \cdot (16/10)^{0,3} = 25,30 \text{ MPa}$$

Materiálové charakteristiky: OCEL A-III

Dle průzkumu zjištěno 7 Ø 20 mm uprostřed rozpětí a 4 Ø 20 mm u podpory.

Průřezová plocha vyztuže uprostřed rozpětí:

$$A_s = 21,99 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Průřezová plocha výztuže u podpory:

$$A_s = 12,57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Charakteristická pevnost výztuže v tahu:

$$f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost výztuže v tahu:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

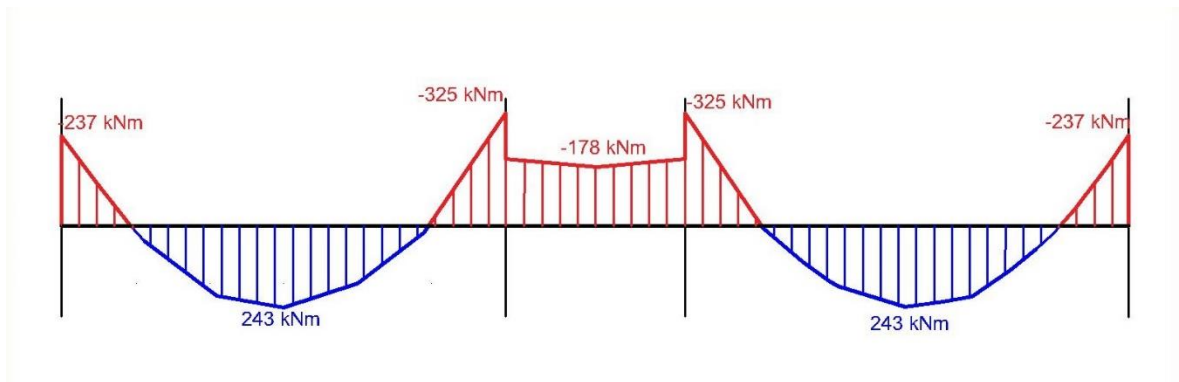
Modul pružnosti výztuže:

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

Mezní přetvoření oceli:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{347,83}{200\,000} = 0,00174 = 1,74 \text{ ‰}$$

MSÚ – POSOUZENÍ NA OHYB



Obr. 5.4 – Ohybové momenty na průvlaku

Posudek uprostřed rozpětí:

$$F_{st} = A_s \cdot f_{yd}$$

$$F_{cc} = \lambda \cdot x \cdot b \cdot f_{cd}$$

Určení polohy neutrálné osy:

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

$$A_s \cdot f_{yd} = \lambda \cdot x \cdot b \cdot f_{cd}$$

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\lambda \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{21,99 \cdot 10^{-4} \cdot 347,83}{0,8 \cdot 0,5 \cdot 5,33} = 0,3588 \text{ m}$$

Krytí výztuže: $c = 11 \text{ mm}$

Poloha těžiště výztuže: $d_1 = c + \varnothing/2 = 11 + 20/2 = 21 \text{ mm} = 0,021 \text{ m}$

Účinná výška průřezu:

$$d = h - d_1 = 0,75 - 0,021 = 0,729 \text{ m}$$

Kontrola plochy výztuže:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 0,26 \cdot \frac{1,2}{400} \cdot 0,5 \cdot 0,729 = 2,84 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$> 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 0,5 \cdot 0,729 = 4,74 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 0,5 \cdot 0,75 = 0,015 \text{ m}^2$$

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$A_s = 21,99 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \geq A_{s,min} = 4,74 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad \text{VYHOVUJE}$$

$$A_s \leq A_{s,max}$$

$$A_s = 21,99 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \leq A_{s,max} = 150 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad \text{VYHOVUJE}$$

Kontrola přetvoření výztuže:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} \cdot (d - x) = \frac{0,0035}{0,3588} \cdot (0,729 - 0,3588) = 0,0036 = 3,6 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s = 3,6 \text{ ‰} \geq \varepsilon_{yd} = 1,74 \text{ ‰} \quad \text{VYHOVUJE}$$

Výpočet ramene vnitřních sil:

$$z_{cs} = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x = 0,729 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,3588 = 0,5855 \text{ m}$$

Výpočet momentu na mezi únosnosti:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z_{cs} = 21,99 \cdot 10^{-4} \cdot 347,83 \cdot 10^3 \cdot 0,5855 = 447,84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

POSUDEK

Posouzení s užitným zatížením:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$M_{Rd} = 447,84 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_{Ed} = 243 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{VYHOVUJE}$$

Konstrukce vyhovuje na ohybové namáhání uprostřed rozpětí.

Posudek u podpory:

$$F_{st} = A_s \cdot f_{yd}$$

$$F_{cc} = \lambda \cdot x \cdot b \cdot f_{cd}$$

Určení polohy neutrálné osy:

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

$$A_s \cdot f_{yd} = \lambda \cdot x \cdot b \cdot f_{cd}$$

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\lambda \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{12,57 \cdot 10^{-4} \cdot 347,83}{0,8 \cdot 0,65 \cdot 5,33} = 0,1578 \text{ m}$$

$$\text{Krytí výztuže:} \quad c = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Poloha těžiště výztuže:} \quad d_1 = c + \varnothing/2 = 19 + 20/2 = 29 \text{ mm} = 0,029 \text{ m}$$

Účinná výška průřezu:

$$d = h - d_1 = 0,75 - 0,029 = 0,721 \text{ m}$$

Kontrola plochy výztuže:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 0,26 \cdot \frac{1,2}{400} \cdot 0,65 \cdot 0,721 = 3,66 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$> 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 0,65 \cdot 0,721 = 6,09 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 0,65 \cdot 0,75 = 0,0195 \text{ m}^2$$

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$A_s = 9,42 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \geq A_{s,min} = 6,09 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad \text{VYHOVUJE}$$

$$A_s \leq A_{s,max}$$

$$A_s = 9,42 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \leq A_{s,max} = 195 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad \text{VYHOVUJE}$$

Kontrola přetvoření výztuže:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} \cdot (d - x) = \frac{0,0035}{0,1578} \cdot (0,721 - 0,1578) = 0,0125 = 12,5 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s = 12,5 \text{ ‰} \geq \varepsilon_{yd} = 1,74 \text{ ‰} \quad \text{VYHOVUJE}$$

Výpočet ramene vnitřních sil:

$$z_{cs} = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x = 0,721 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,1578 = 0,6579 \text{ m}$$

Výpočet momentu na mezi únosnosti:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z_{cs} = 12,57 \cdot 10^{-4} \cdot 347,83 \cdot 10^3 \cdot 0,6579 = 287,65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

POSUDEK

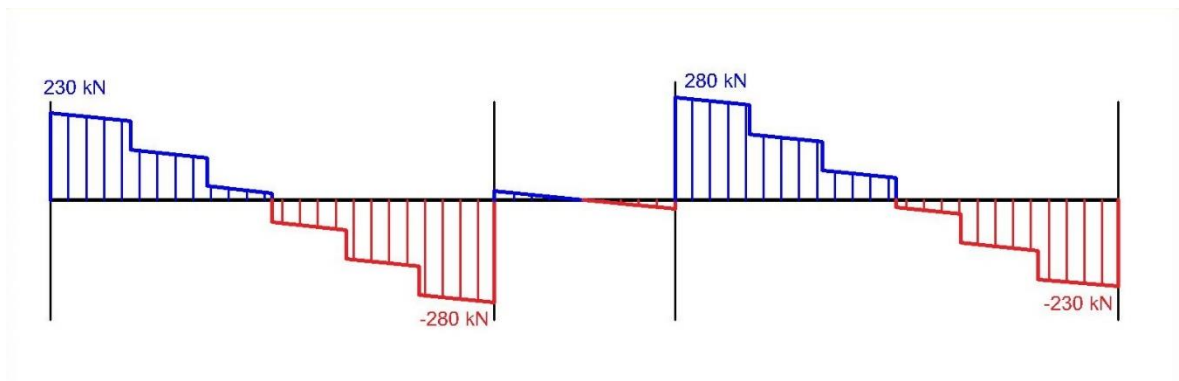
Posouzení s užitným zatížením:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$M_{Rd} = 287,65 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_{Ed} = 325 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{NEVYHOVUJE}$$

Konstrukce nevyhovuje na ohybové namáhání u podpory. Výpočet ale probíhal pouze s výztuží zjistitelnou ze spodního líce. Pokud se však u horního líce nachází výztuž navíc, která nebyla zjistitelná ze spodního líce, konstrukce by s vysokou pravděpodobností vyhověla.

MSÚ – POSOUZENÍ NA SMYK



Obr. 5.5 – Posouvající síly na průvlaku

Výpočet součinitele smykové únosnosti:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

Výpočet součinitele účinné výšky:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{721}} = 1,527 < 2,0$$

Výpočet stupně vyztužení:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} = \frac{9,42 \cdot 10^{-4}}{0,65 \cdot 0,721} = 0,002010 < 0,02$$

Výpočet smykové únosnosti bez smykové výztuže:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b \cdot d =$$

$$= 0,12 \cdot 1,527 \cdot (100 \cdot 0,002010 \cdot 8)^{1/3} \cdot 0,65 \cdot 0,721 = 100,61 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} > V_{Rd,c,min}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,527^{3/2} \cdot 8^{1/2} = 0,187 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c,min} = v_{min} \cdot b \cdot d = 0,187 \cdot 0,65 \cdot 0,721 = 0,08764 \text{ MN} = 87,64 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 100,61 \text{ kN} > V_{Rd,c,min} = 87,64 \text{ kN} \quad \text{VYHOVUJE}$$

POSUDEK

$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rd,c} = 100,61 \text{ kN} > V_{Ed} = 280 \text{ kN} \quad \text{NEVYHOVUJE}$$

Je třeba započítat únosnost třmíneků.

POSUDEK S TŘMÍNKY

Výpočet redukčního součinitele pevnosti betonu při porušení smykem:

$$v_l = v = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{8}{250}\right] = 0,5808$$

Dle průzkumu zjištěno 2 x dvoustřížný třmínek $\varnothing 8$ mm.

Průřezová plocha smykové výztuže:

$$A_{sw} = 2,01 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Návrhová mez kluzu smykové výztuže:

$$f_{ywd} = f_{yd} = 347,87 \text{ MPa}$$

Úhel sevřený mezi osou průvlaku a tlačnými diagonálami:

$$\theta = 21,8^\circ$$

Průměrná osová vzdálenost třmíneků:

$$s = 0,29 \text{ m}$$

Osová vzdálenost větví třmínků:

$$s_t = 0,20 \text{ m}$$

Součinitel zohledňující stav napětí v tlačeném pásu:

$$\alpha_{cw} = 1,0$$

Kontrola konstrukčních zásad:

$$s = 0,29 \text{ m} \leq 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 0,721 = 0,541 \text{ m}$$

$$s = 0,29 \text{ m} \leq 0,40 \text{ m}$$

$$s_t = 0,20 \text{ m} \leq 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 0,721 = 0,541 \text{ m}$$

$$s_t = 0,20 \text{ m} \leq 0,60 \text{ m}$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} = \frac{2,01 \cdot 10^{-4}}{0,65 \cdot 0,29} = 0,001066$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{8}}{400} = 0,000566$$

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$\rho_w = 0,001066 \geq \rho_{w,min} = 0,000566$$

VYHOVUJE

Výpočet smykové únosnosti se smykovou výztuží:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd}}{\cot g(\theta) + \tan g(\theta)} = \frac{1,0 \cdot 0,65 \cdot 0,6737 \cdot 0,5808 \cdot 5,33}{\cot g(21,8^\circ) + \tan g(21,8^\circ)} = 467,43 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot g(\theta) = \frac{2,01 \cdot 10^{-4}}{0,29} \cdot 0,6737 \cdot 347,83 \cdot \cot g(21,8^\circ) = 406,27 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,max}; V_{Rd,s}) = \min(467,43; 406,27) = 406,27 \text{ kN}$$

POSUDEK

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rd} = 406,27 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 280 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

Konstrukce vyhovuje na smykové namáhání. [8],[9]

6. ZÁVĚR

V teoretické části této diplomové práce byly zpracovány metodika průzkumu a hodnocení existujících stavebních konstrukcí s ohledem na současné platné normy. Dále byl vypracován přehled diagnostických metod, popsány jejich základní principy, výhody a nevýhody.

V praktické části této diplomové práce byl vypracován stavebně technický průzkum železobetonové haly v areálu Fatra Napajedla. Ze zkoušek provedených na odebraných jádrových vývrtech byla vyhodnocena pevnost betonu v tlaku jednotlivých prvků nosných částí konstrukce. Dále bylo zjištěno skutečné vyztužení prvků nosné konstrukce a porovnání tohoto vyztužení s projektovou dokumentací, která byla k dispozici. V poslední části této práce byl proveden statický posudek vybraných kritických částí nosné konstrukce.

Pro určení vlastností betonu nosných konstrukcí bylo odebráno celkem 17 jádrových vývrťů, ze kterých bylo následně vyrobeno 32 zkušebních těles. Na tělesech byly změřeny rozměry a určena hmotnost těchto těles. Poté byla určena objemová hmotnost betonu, z čehož se dalo předběžně posoudit, které části by mohly dosahovat vyšších a které nižších pevností. Následně se zkušební tělesa odzkoušela v lise, z čehož se získaly maximální hodnoty zatížení při porušení a následně se vypočítaly pevnosti. Vyhodnocení pevností probíhalo dle normy ČSN EN 13791 a betony jednotlivých prvků konstrukce byly rozděleny do 5 částí, k nimž byly přiřazeny pevnostní třídy betonu podle průměrných hodnot těchto částí:

Beton sloupů v hale	C 16/20	$(f_{ck, is} = 17,5 \text{ MPa} \geq 17 \text{ MPa})$
Beton podlah (pouze orientačně)	C 16/20	$(f_{ck, is} = 17,7 \text{ MPa} \geq 17 \text{ MPa})$
Beton stropní konstrukce nad 1. NP	C 8/10	$(f_{ck, is} = 12,6 \text{ MPa} \geq 9 \text{ MPa})$
Beton stropní konstrukce nad 2. NP	C 12/15	$(f_{ck, is} = 14,1 \text{ MPa} \geq 13 \text{ MPa})$
Beton sloupů 1. NP a 2. NP	C 12/15	$(f_{ck, is} = 15,7 \text{ MPa} \geq 13 \text{ MPa})$

Z těchto výsledků vyplývá, že nejkvalitnější je beton sloupů v hale a beton podlah v hale. Jeho pevnost odpovídala pevnostní třídě C 16/20. U betonu podlah jde ale pouze o orientační hodnotu, protože tato pevnost byla stanovena jako průměr pouze 2 zkušebních těles. Naopak nejméně kvalitní beton se nacházel ve stropní konstrukci nad 1. NP. Tento beton odpovídal pevnostní třídě C 8/10, což již neodpovídá současným požadavkům na konstrukční beton do železobetonových nosných konstrukcí. Z toho důvody byly některé prvky této části staticky posouzeny v závěrečné části této práce. Beton stropní konstrukce nad 2. NP a beton sloupů 1. NP a 2. NP byl zařazen do pevnostní třídy C 12/15, což již odpovídá požadavkům na konstrukční beton do železobetonových nosných konstrukcí.

Pro stanovení vyztužení se použila kombinace moderních přístrojů – georadaru Hitli PS1000 a elektromagnetického indikátoru výztuže Profometer PM-630. Pro ověření průměru výztuže a vizuálního určení typu výztuže se použily sekané sondy. Tyto sondy také posloužily k vizuálnímu posouzení míry koroze výztuže v konstrukci. Zjištěné vyztužení se následně porovnávalo s dostupnou projektovou dokumentací. Tímto ověřením byly zjištěny následující informace:

Vyztužení **průvlaků** a **žeber** bylo téměř shodné s projektovou dokumentací. Hlavní výztuž těchto prvků bylo možné považovat za shodnou s porovnávanou výkresovou dokumentací. Pouze u třmínků byly zjištěny odchylky od projektové dokumentace a to z hlediska roztečí třmínků.

Vyztužení **sloupů** bylo shodné co počtem hlavních výztuží s projektovou dokumentací. Pouze u jedné ze sond se skutečná hlavní výztuž s projektovanou lišily průměrem. Třmínky sloupů byly oproti projektu jiné. Lišily se jak typem a průměrem, tak i roztečemi.

Vyztužení desek se lišilo od projektu jak typem a průměrem, tak i roztečemi mezi výztužemi.

Pro statický posudek byly vybrány 2 nosné prvky stropní konstrukce nad 1. NP. Jednalo se o desku a průvlak této části. Při posouzení mezního stavu únosnosti **deska** na ohybové namáhání ani na smykové namáhání nevyhověla. Průvlak vyhověl na ohybové namáhání uprostřed rozpětí. Při výpočtu u podpory průvlak nevyhověl na ohybové namáhání. Výpočet ale probíhal pouze s předpokládanou výztuží, která byla zjištěna ze spodního líce. Pokud se však u horního líce nachází výztuž navíc, která nebyla zjištěna ze spodního líce, průvlak by s vysokou pravděpodobností vyhověl. Na smykové namáhání průvlak též vyhověl.

7. SEZNAMY

7.1 SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY A ZDROJŮ

- [1] HOBST, Leonard, Jiří ADÁMEK, Petr CIKRLE a Pavel SCHMID. *Diagnostika stavebních konstrukcí: přednášky*. Brno: Vysoké učení technické, Fakulta stavební, 2005. 124 s.
- [2] CIKRLE, Petr. *Diagnostické metody ve stavebnictví: přednášky*. Brno: Vysoké učení technické, Fakulta stavební, 2011. 137 s.
- [3] CIKRLE, Petr, ANTON, Ondřej, DANĚK, Petr, KUCHARCZYKOVÁ, Barbara, MISÁK, Petr a KOMÁRKOVÁ, Tereza. *NDT zkoušení ve stavebnictví: příručka kurzu ČŽV*. Brno: Vysoké učení technické, Fakulta stavební, 2016. 158 s.
- [4] HEŘMÁNKOVÁ, Věra. a kolektiv. *Zkušebnictví a technologie - cvičebnice*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2011. 100 s. ISBN 978-80-7204-758-1.
- [5] CHROMÁ, Markéta. *Studium a modelování karbonatace betonu*. Brno, 2012. 26 s. Autoreferát disertační práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta chemická, Ústav chemie materiálů.
- [6] VÝZKUMNÉ ZPRÁVY *o provedení stavebně technického průzkumu objektu č. 24 v areálu Fatra Napajedla*
- [7] KLUSÁČEK, Ladislav, BAŽANT, Zdeněk a STRNAD, Jiří. Výměna a přesun sloupů železobetonového rámu s využitím předpínacích kabelů. *Beton*. 2011(6): 12-16
- [8] ZICH, Miloš. a kolektiv. *Příklady posouzení betonových prvků dle Eurokódů*. Praha: Dashöfer, 2010. 145 s. ISBN 978-80-86897-38-7.
- [9] RESL, Jaroslav. *Stavební průzkum a diagnostika konstrukce*. Brno, 2016. 86 s., 24 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví. Vedoucí práce Ing. Ondřej Anton, Ph.D.
- [10] KIRSCHBAUM, Adam. *Hodnocení konstrukcí průmyslových objektů podle ČSN ISO 13822*. Brno, 2016. 99s. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví. Vedoucí práce Ing. Petr Cíkrle, Ph.D.
- [11] ČSN EN 12504-1. *Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 1: Vývrty – Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku*. Praha: ÚNMZ, 2009.
- [12] ČSN EN 12390-3. *Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles*. Praha: ÚNMZ, 2009.

- [13] ČSN EN 12390-7. *Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 7: Objemová hmotnost ztvrdlého betonu*. Praha: ÚNMZ, 2009.
- [14] ČSN EN 12504-2. *Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 2: Nedestruktivní zkoušení – Stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem*. Praha: ÚNMZ, 2013.
- [15] ČSN 73 1371. *Nedestruktivní zkoušení betonu – Ultrazvuková impulzová metoda zkoušení betonu*. Praha, ÚNMZ, 2011.
- [16] ČSN EN 12504-4. *Zkoušení betonu – Část 4: Stanovení rychlosti šíření ultrazvukového impulsu*. Praha, ÚNMZ, 2005.
- [17] ČSN 73 1372. *Nedestruktivní zkoušení betonu – Rezonanční metoda zkoušení betonu*. Praha, ÚNMZ, 2012.
- [18] ČSN 73 1376. *Radiografie betonových konstrukcí a dílců*. 1975.
- [19] ČSN ISO 13822. *Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí*. Praha: ÚNMZ, 2014
- [20] ČSN EN 13791. *Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích*. Praha: ÚNMZ, 2007.
- [21] Schmidtovo kladívko Proceq SilverSchmidt. *Proinex Instruments* [online]. nevedeno [cit. 2017-01-03]. Dostupné z: http://www.proinex.cz/components/com_virtuemart/shop_image/product/silverschmidt2.jpg
- [22] Pundit PL-200 for Concrete Testing. *ForConstructionProc.com* [online]. nevedeno [cit. 2017-01-03]. Dostupné z: http://r2.forconstructionpros.com/files/cygnus/image/FCP/2013/DEC/1280x720/proceq-pundit-pl-200_11267368.jpg
- [23] Diagnostika stavebních konstrukcí. *Návody do cvičení*. Dostupné z: <http://www.szk.fce.vutbr.cz/index.php?id=vyuka&predmet=BI52>
- [24] Karbonatace a sanace železobetonu. *Reprof* [online]. nevedeno [cit. 2017-01-03]. Dostupné z: <http://www.reprof.eu/karbonatace-a-sanace-zelezobetonu-a126>
- [25] Profometer PM-630 Rebar Detector. *UTEST* [online]. nevedeno [cit. 2017-01-03]. Dostupné z: <http://www.utest.com.tr/upload/Node/23488/xpics/67-UTC-2092.jpg>

- [26] PS 250 Systém Ferroskan. *HILTI* [online]. nevedeno [cit. 2017-01-03]. Dostupné z: https://www.hilti.cz/medias/sys_master/images/h26/9208360796190/L054628_V2_APC_f800.jpg
- [27] PS 1000 X-Scan System. *HILTI* [online]. nevedeno [cit. 2017-01-03]. Dostupné z: https://www.hilti.ca/medias/sys_master/images/hed/9211135557662/L042466_en_V1_AP_C_f800.jpg

7.2 SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 3.1 Schéma odrazového tvrdoměru – 1) beran, 2) razník, 3) tažná pružina, 4) pouzdro, 5) stupnice [3]	17
Obr. 3.2 Odrazový tvrdoměr SilverSchmidt PC-N [21].....	18
Obr. 3.3 Jádrová vrtačka a jádrový vývrt.....	19
Obr. 3.4 Posouzení hloubky karbonatace.....	20
Obr. 3.5 Způsoby prozvučování pomocí dvou sond [3].....	21
Obr. 3.6 Ultrazvukový přístroj PUNDIT PL-200 [22].....	22
Obr. 3.7 Způsob podepření hranolu, umístění budiče B a snímače S pro měření prvního vlastního kmitočtu podélného kmitání f_L [4].....	23
Obr. 3.8 Způsob podepření hranolů, umístění budičů B a snímačů C pro měření prvního vlastního kmitočtu kroutivého f_t a příčného f_r kmitání [4].....	23
Obr. 3.9 Odtrhová zkouška a) omítky, b) betonu [1]	24
Obr. 3.10 Fotodokumentace sekané sondy žebra.....	25
Obr. 3.11 Příklady odezvy přístroje na výztuž [2]	26
Obr. 3.12 Ferrosan PS 200 (vlevo)[26] a Profometer PM-630 (vpravo)[25]	27
Obr. 3.13 Georadar Hilti PS 1000 [27]	28
Obr. 3.14 Princip centrální projekce a souprava pro radiografické zkoušení [1].....	29
Obr. 4.1 Pohled do haly	31
Obr. 4.2 Pohled na třípodlažní halu objektu č. 24 v areálu Fatra Napajedla.....	32
Obr. 4.3 Schéma rozmístění zkušebních míst v hale - 1. NP	35
Obr. 4.4 Schéma rozmístění zkušebních míst u třípodlažní budovy – stropní konstrukce nad 1. NP a sloupy 1. NP	36
Obr. 4.5 Schéma rozmístění zkušebních míst u třípodlažní budovy – stropní konstrukce nad 2. NP a sloupy 2. NP	37
Obr. 4.6 Radarový sken stropní konstrukce s naznačením místa pro jádrový vývrt a naznačení vyztužení pomocí profometru s naznačením míst pro jádrový vývrt a sekanou sondu.....	40
Obr. 4.7 Místo sondy HS1 do sloupu v 1. NP.....	40
Obr. 4.8 Vzorek HS1 o průměru 50 mm a celkové délce přibližně 200 mm	41
Obr. 4.9 Místo sondy HV1 v podlaze haly.....	41
Obr. 4.10 Jádrový vývrt v místě sondy HV1 o průměru 100 mm a délce přibližně 600 mm	42
Obr. 4.11 Vzorek HV1 o průměru 100 mm a celkové délce přibližně 140 mm	42
Obr. 4.12 Místo sondy M1V1 do průvlnaku ve stropu nad 1. NP	43
Obr. 4.13 Vzorek M1V1 o průměru 50 mm a celkové délce přibližně 420 mm.....	43
Obr. 4.14 Místo sondy M1V3 do žebra ve stropu nad 1. NP	44

Obr. 4.15 Vzorek M1V3 o průměru 75 mm a celkové délce přibližně 290 mm.....	44
Obr. 4.16 Místo sondy M1V5 do desky ve stropu nad 1. NP	45
Obr. 4.17 Vzorek M1V5 o průměru 50 mm a celkové délce přibližně 115 mm.....	46
Obr. 4.18 Místo sondy M1V6 do sloupy v 1. NP	46
Obr. 4.19 Vzorek M1V6 o průměru 75 mm a celkové délce přibližně 145 mm.....	47
Obr. 4.20 Fotodokumentace zkušebních těles ze sloupů v hale.....	48
Obr. 4.21 Fotodokumentace zkušebních těles z podlah v hale	48
Obr. 4.22 Fotodokumentace zkušebních těles stropní konstrukce nad 1. NP a sloupů 1. NP třípodlažní budovy.....	48
Obr. 4.23 Fotodokumentace zkušebních těles stropní konstrukce nad 2. NP a sloupů 2. NP třípodlažní budovy.....	48
Obr. 4.24 Záznam přístroje PM-630 z měření polohy hlavní výztuže průvlaku v místě sondy M1P u podpory	58
Obr. 4.25 Schéma zjištěné výztuže průvlaku v místě sondy M1P uprostřed rozpětí	58
Obr. 4.26 Schéma zjištěné výztuže průvlaku v místě sondy M1P u podpory	59
Obr. 4.27 Záznam přístroje PM-630 z měření polohy hlavní výztuže žebra v místě sondy M1T u podpory	60
Obr. 4.28 Schéma zjištěné výztuže žebra v místě sondy M1T uprostřed rozpětí	60
Obr. 4.29 Schéma zjištěné výztuže žebra v místě sondy M1T u podpory	61
Obr. 4.30 Schéma zjištěné výztuže sloupu v místě sondy M1S.....	62
Obr. 5.1- Statické schéma	64
Obr. 5.2 – Ohybové momenty na desce	66
Obr. 5.3 – Posouvající síly na desce	67
Obr. 5.4 – Ohybové momenty na průvlaku.....	69
Obr. 5.5 – Posouvající síly na průvlaku	71
Obr. 8.1 Místo sondy HS2 do sloupu v 1. NP.....	84
Obr. 8.2 Vzorek HS2 o průměru 50 mm a celkové délce přibližně 195 mm.....	84
Obr. 8.3 Místo sondy HS3 do sloupu v 1. NP.....	85
Obr. 8.4 Vzorek HS3 o průměru 50 mm a celkové délce přibližně 200 mm	85
Obr. 8.5 Místo sondy HV2 v podlaze haly.....	86
Obr. 8.6 Jádrový vývrt v místě sondy HV2 o průměru 100 mm a délce přibližně 500 mm	86
Obr. 8.7 Vzorek HV2 o průměru 100 mm a celkové délce přibližně 200 mm	86
Obr. 8.8 Místo sondy M1V2 do průvlaku ve stropu nad 1. NP	87
Obr. 8.9 Vzorek M1V2 o průměru 75 mm a celkové délce přibližně 350 mm.....	87
Obr. 8.10 Místo sondy M1V4 do žebra ve stropu nad 1. NP	88

Obr. 8.11 Vzorek M1V4 o průměru 50 mm a celkové délce přibližně 300 mm.....	88
Obr. 8.12 Místo sondy M2V1 do průvlnaku ve stropu nad 2. NP	89
Obr. 8.13 Vzorek M2V1 o průměru 75 mm a celkové délce přibližně 260 mm.....	89
Obr. 8.14 Místo sondy M2V2 do průvlnaku ve stropu nad 2. NP	90
Obr. 8.15 Vzorek M2V2 o průměru 50 mm a celkové délce přibližně 225 mm.....	90
Obr. 8.16 Místo sondy M2V3 do žebra ve stropu nad 2. NP	91
Obr. 8.17 Vzorek M2V3 o průměru 50 mm a celkové délce přibližně 400 mm.....	91
Obr. 8.18 Místo sondy M2V4 do žebra ve stropu nad 2. NP	92
Obr. 8.19 Vzorek M2V4 o průměru 50 mm a celkové délce přibližně 270 mm.....	92
Obr. 8.20 Místo sondy M2V5 do desky ve stropu nad 2. NP	93
Obr. 8.21 Vzorek M2V5 o průměru 50 mm a celkové délce přibližně 120 mm.....	93
Obr. 8.22 Místo sondy M2V6 do sloupu v 2. NP	94
Obr. 8.23 Vzorek M2V6 o průměru 75 mm a celkové délce přibližně 220 mm.....	94
Obr. 8.24 Schéma zjištění výztuže průvlnaku v místě sondy M2P uprostřed rozpětí	102
Obr. 8.25 Schéma zjištění výztuže průvlnaku v místě sondy M2P u podpory	102
Obr. 8.26 Schéma zjištění výztuže žebra v místě sondy M2T uprostřed rozpětí	104
Obr. 8.27 Schéma zjištění výztuže žebra v místě sondy M2T u podpory	104
Obr. 8.28 Schéma zjištění výztuže sloupu v místě sondy M2S.....	106

7.3 SEZNAM TABULEK

Tab. 4.1 – Krajní mez k v závislosti na n počtu měření.....	38
Tab. 4.2 – Minimální charakteristická pevnost betonu v tlaku v konstrukci dle ČSN EN 13791[20]	39
Tab. 4.3 – Charakteristiky zkušebních těles a objemová hmotnost betonu sloupů v hale	49
Tab. 4.4 – Charakteristiky zkušebních těles a objemová hmotnost betonu podlah v hale	49
Tab. 4.5 – Charakteristiky zkušebních těles a objemová hmotnost betonu nosných prvků stropní konstrukce nad 1. NP	50
Tab. 4.6 – Charakteristiky zkušebních těles a objemová hmotnost betonu nosných prvků stropní konstrukce nad 2. NP	50
Tab. 4.7 – Charakteristiky zkušebních těles a objemová hmotnost betonu sloupů v 1. a 2. NP	50
Tab. 4.8 – Hodnoty součinitele příčného rozměru různého od 150 mm [23]	52
Tab. 4.9 – Součinitel pro převod pevnosti betonu zjištěné na válcích základních rozměrů na pevnost krychelnou [23]	53
Tab. 4.10 – Pevnost v tlaku betonu nosných konstrukcí sloupů v hale.....	53
Tab. 4.11 – Pevnost v tlaku betonu podlah v hale.....	53
Tab. 4.12 – Pevnost v tlaku betonu nosných konstrukcí stropů nad 1. NP	54
Tab. 4.13 – Pevnost v tlaku betonu nosných konstrukcí stropů nad 2. NP	54
Tab. 4.14 – Pevnost v tlaku betonu nosných konstrukcí sloupů v 1. NP a 2. NP	55

7.4 SEZNAM GRAFŮ

Graf 1 – Průměrné objemové hmotnosti jednotlivých částí objektu	51
Graf 2 – Průměrné krychelné pevnosti betonu v tlaku jednotlivých částí objektu.....	55

7.5 SEZNAM PŘÍLOH

Příloha 1: Popis vývrtní sondy HS2.....	84
Příloha 2: Popis vývrtní sondy HS3.....	85
Příloha 3: Popis vývrtní sondy HV2	86
Příloha 4: Popis vývrtní sondy M1V2	87
Příloha 5: Popis vývrtní sondy M1V4	88
Příloha 6: Popis vývrtní sondy M2V1	89
Příloha 7: Popis vývrtní sondy M2V2	90
Příloha 8: Popis vývrtní sondy M2V3	91
Příloha 9: Popis vývrtní sondy M2V4	92
Příloha 10: Popis vývrtní sondy M2V5	93
Příloha 11: Popis vývrtní sondy M2V6	94
Příloha 12: Popis vyztužení sondy M1P	95
Příloha 13: Popis vyztužení sondy M1T	97
Příloha 14: Popis vyztužení sondy M1S	99
Příloha 15: Popis vyztužení sondy M1D.....	101
Příloha 16: Popis vyztužení sondy M2P	102
Příloha 17: Popis vyztužení sondy M2T	104
Příloha 18: Popis vyztužení sondy M2S	106
Příloha 19: Popis vyztužení sondy M2D.....	108

8. PŘÍLOHY

Příloha 1: Popis vývrtu HS2

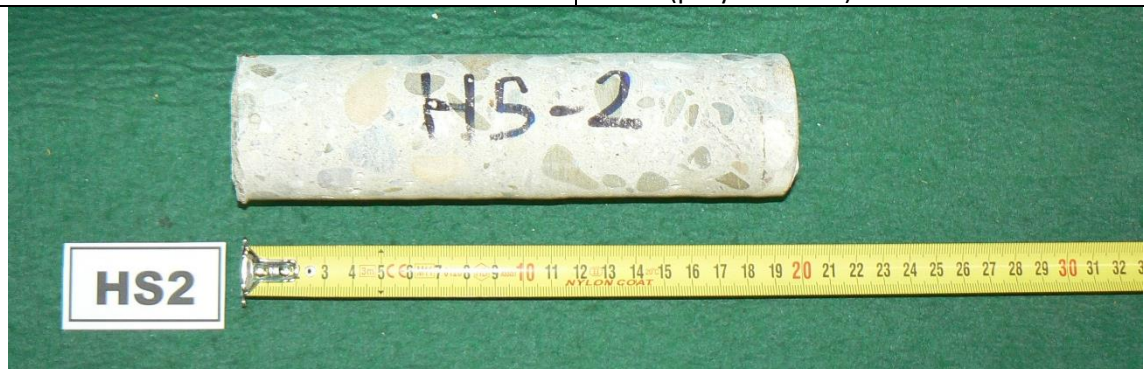
Označení sondy	HS2
Část konstrukce	Sloup
Typ sondy	Vývrt průměr 50 mm, vodorovně ve výšce 0,65 m
Délka sondy celková	Cca 195 mm



Obr. 8.1 Místo sondy HS2 do sloupu v 1. NP

Popis betonu:

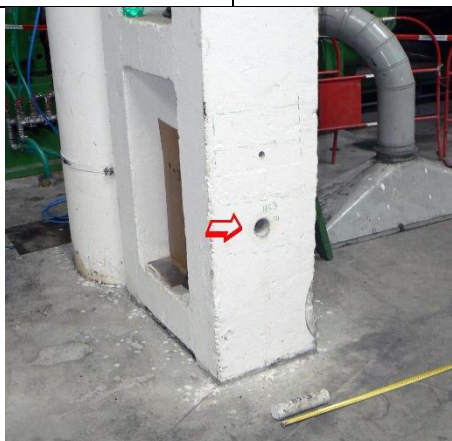
Kamenivo	Těžené
Frakce kameniva	0-16 mm
Maximální velikost zrna kameniva	do 25 mm
Pórovitost	Mírná (póry do 3 mm)



Obr. 8.2 Vzorek HS2 o průměru 50 mm a celkové délce přibližně 195 mm

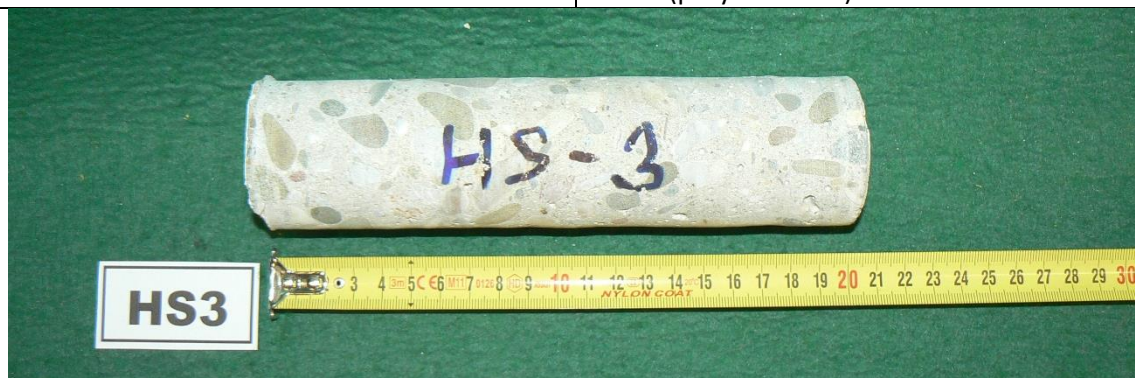
Příloha 2: Popis vývrtu HS3

Označení sondy	HS3
Část konstrukce	Sloup
Typ sondy	Vývrt průměr 50 mm, vodorovně ve výšce 0,55 m
Délka sondy celková	Cca 200 mm



Obr. 8.3 Místo sondy HS3 do sloupu v 1. NP

Popis betonu:	
Kamenivo	Těžené
Frakce kameniva	0-16 mm
Maximální velikost zrna kameniva	do 30 mm
Pórovitost	Mírná (póry do 3 mm)



Obr. 8.4 Vzorek HS3 o průměru 50 mm a celkové délce přibližně 200 mm

Příloha 3: Popis vývrtní sondy HV2

Označení sondy	HV2
Část konstrukce	Podlaha
Typ sondy	Vývrt průměr 100 mm, shora do podlahy
Délka sondy celková	Cca 500 mm



Obr. 8.5 Místo sondy HV2 v podlaze haly

Skladba vývrtní sondy:	
0 – 200 mm	beton, v hloubce 60 mm a 170 mm kari síť
200 – 201 mm	hydroizolace – polyetylenová fólie
201 – 260 mm	beton
260 mm a dále	hlinitý násyp s těžným kamenivem



Obr. 8.6 Jádrový vývrt v místě sondy HV2 o průměru 100 mm a délce přibližně 500 mm

Popis betonu:	
Kamenivo	Těžné
Frakce kameniva	0-16 mm
Maximální velikost zrna kameniva	do 20 mm
Pórovitost	Mírná (póry do 2 mm)



Obr. 8.7 Vzorek HV2 o průměru 100 mm a celkové délce přibližně 200 mm

Příloha 4: Popis vývrtu M1V2

Označení sondy	M1V2
Část konstrukce	Průvlak
Typ sondy	Vývrt průměr 75 mm, shora do stropu
Délka sondy celková	Cca 350 mm
Tloušťka podlahy	37 mm



Obr. 8.8 Místo sondy M1V2 do průvzlaku ve stropu nad 1. NP

Popis betonu:	
Kamenivo	Těžené
Frakce kameniva	0-16 mm
Maximální velikost zrna kameniva	do 25 mm
Pórovitost	Mírná (póry do 2 mm, ojediněle až 5 mm)



Obr. 8.9 Vzorek M1V2 o průměru 75 mm a celkové délce přibližně 350 mm

Příloha 5: Popis vývrtní sondy M1V4

Označení sondy	M1V4
Část konstrukce	Žebro
Typ sondy	Vývrt průměr 50 mm, shora do stropu
Délka sondy celková	Cca 300 mm
Tloušťka podlahy	30 mm



Obr. 8.10 Místo sondy M1V4 do žebra ve stropu nad 1. NP

Popis betonu:

Kamenivo	Těžené
Frakce kameniva	0-16 mm
Maximální velikost zrna kameniva	do 25 mm
Pórovitost	Mírná (póry do 2 mm, ojediněle až 5 mm)



Obr. 8.11 Vzorek M1V4 o průměru 50 mm a celkové délce přibližně 300 mm

Příloha 6: Popis vývrtnu M2V1

Označení sondy	M2V1
Část konstrukce	Průvlak
Typ sondy	Vývrt průměr 75 mm, shora do stropu
Délka sondy celková	Cca 260 mm
Tloušťka podlahy	35 mm



Obr. 8.12 Místo sondy M2V1 do průvlnaku ve stropu nad 2. NP

Popis betonu:

Kamenivo	Těžené
Frakce kameniva	0-16 mm
Maximální velikost zrna kameniva	Ojedinelé zrno 50 mm
Pórovitost	Mírná (póry do 2 mm)



Obr. 8.13 Vzorek M2V1 o průměru 75 mm a celkové délce přibližně 260 mm

Příloha 7: Popis vývrtu M2V2

Označení sondy	M2V2
Část konstrukce	Průvlak
Typ sondy	Vývrt průměr 50 mm, shora do stropu
Délka sondy celková	Cca 225 mm
Tloušťka podlahy	37 mm



Obr. 8.14 Místo sondy M2V2 do průvlatku ve stropu nad 2. NP

Popis betonu:

Kamenivo	Těžené
Frakce kameniva	0-16 mm
Maximální velikost zrna kameniva	Ojedinelé zrno 30 mm
Pórovitost	Mírná (póry do 2 mm)



Obr. 8.15 Vzorek M2V2 o průměru 50 mm a celkové délce přibližně 225 mm

Příloha 8: Popis vývrtu M2V3

Označení sondy	M2V3
Část konstrukce	Žebro
Typ sondy	Vývrt průměr 50 mm, shora do stropu
Délka sondy celková	Cca 400 mm
Tloušťka podlahy	32 mm



Obr. 8.16 Místo sondy M2V3 do žebra ve stropu nad 2. NP

Popis betonu:

Kamenivo	Těžné
Frakce kameniva	0-16 mm
Maximální velikost zrna kameniva	Ojediné zrna 35 mm
Pórovitost	Mírná (póry do 3 mm)



Obr. 8.17 Vzorek M2V3 o průměru 50 mm a celkové délce přibližně 400 mm

Příloha 9: Popis vývrtu M2V4

Označení sondy	M2V4
Část konstrukce	Žebro
Typ sondy	Vývrt průměr 50 mm, shora do stropu
Délka sondy celková	Cca 270 mm
Tloušťka podlahy	35 mm



Obr. 8.18 Místo sondy M2V4 do žebra ve stropu nad 2. NP

Popis betonu:	
Kamenivo	Těžené
Frakce kameniva	0-16 mm
Maximální velikost zrna kameniva	Ojediné zrna 30 mm
Pórovitost	Mírná (póry do 2 mm, ojediněle až 5 mm)



Obr. 8.19 Vzorek M2V4 o průměru 50 mm a celkové délce přibližně 270 mm

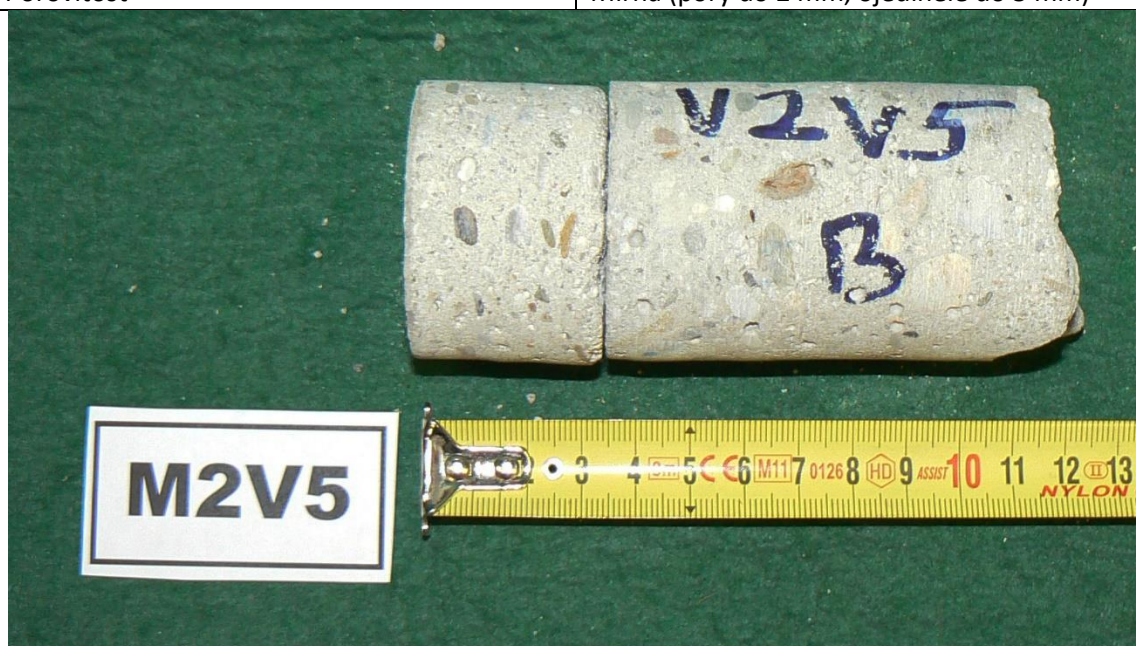
Příloha 10: Popis vývrtu M2V5

Označení sondy	M2V5
Část konstrukce	Deska
Typ sondy	Vývrt průměr 50 mm, shora do stropu
Délka sondy celková	Cca 120 mm
Tloušťka podlahy	34 mm



Obr. 8.20 Místo sondy M2V5 do desky ve stropu nad 2. NP

Popis betonu:	
Kamenivo	Těžené
Frakce kameniva	0-16 mm
Maximální velikost zrna kameniva	Ojediné zrna 25 mm
Pórovitost	Mírná (póry do 2 mm, ojediněle do 5 mm)



Obr. 8.21 Vzorek M2V5 o průměru 50 mm a celkové délce přibližně 120 mm

Příloha 11: Popis vývrtu M2V6

Označení sondy	M2V6
Část konstrukce	Sloup
Typ sondy	Vývrt průměr 75 mm, vodorovně ve výšce 1,82 m
Délka sondy celková	Cca 220 mm



Obr. 8.22 Místo sondy M2V6 do sloupu v 2. NP

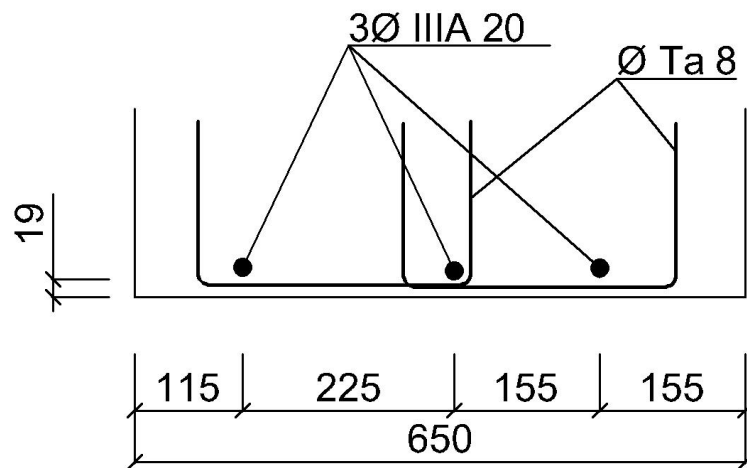
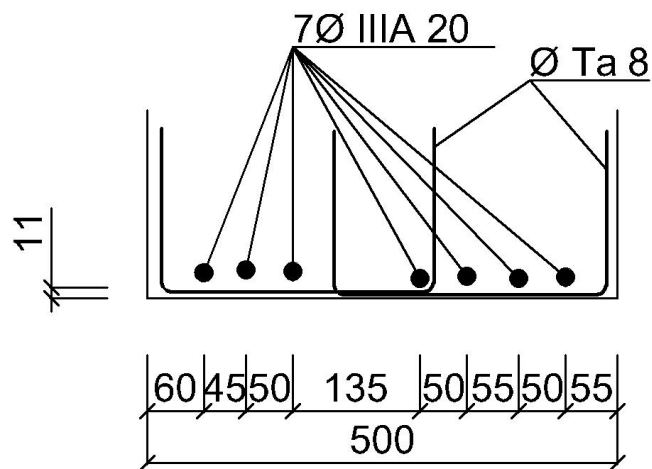
Popis betonu:	
Kamenivo	Těžené
Frakce kameniva	0-16 mm
Maximální velikost zrna kameniva	Ojediné zrna 50 mm
Pórovitost	Mírná (póry do 2 mm, ojediněle až 10 mm)



Obr. 8.23 Vzorek M2V6 o průměru 75 mm a celkové délce přibližně 220 mm

Příloha 12: Popis vyztužení sondy M1P

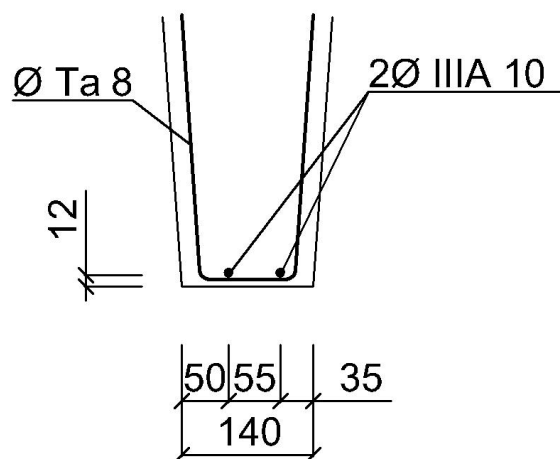
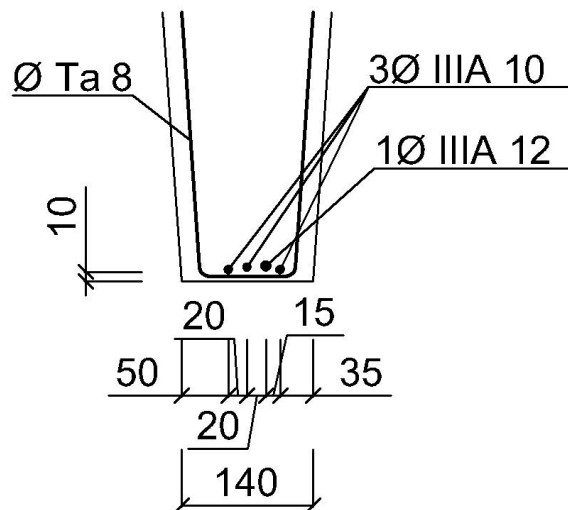
Označení sondy	M1P
Část konstrukce	Průvlak
Místo sondy	Průvlak u sloupu J13 v poli J - K, ve stropu nad 1.NP, poloha vyznačena v Obr. 4.1, dle výkresu prvek P103
Typ sondy	Stanovení polohy výztuže Vyztužení stanoveno u spodního líce uprostřed rozpětí a u podpory
Použité metody	Magnetický indikátor výztuže Profometer PM-630 Georadar HILTI PS1000
Postup	Poloha hlavní výztuže a třmínků byla stanovena pomocí elektromagnetického indikátoru výztuže PM-630 a radarem PS1000



Označení sondy		M1P				
Výsledky stanovení vyztužení uprostřed rozpětí						
Zjištěno	Hlavní výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	
		7	20	III A	11 až 21	
	Třmínky	počet stříhů	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	rozteč
		4	8	Ta	3 až 13	á 270
Projekt	Hlavní výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	
		7	20	III A	-	
	Třmínky	počet stříhů	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	rozteč
		4	8	Ta	-	á 250
Porovnání s projektem:						
Zjištěná výztuž v místě sondy M1P uprostřed rozpětí byla shodná s projektovou dokumentací, byly zjištěny pouze odchylky v roztečích třmínků. Rozteče třmínků jsou ve skutečnosti mírně větší, než bylo uvedeno v projektu, průměrně 270 mm místo 250 mm uvedených v projektu.						
Výsledky stanovení vyztužení u podpory						
Zjištěno	Hlavní výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	
		3	20	III A	19 až 32	
	Třmínky	počet stříhů	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	rozteč
		4	8	Ta	11 až 24	á 290
Projekt	Hlavní výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	
		3	20	III A	-	
	Třmínky	počet stříhů	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	rozteč
		4	8	Ta	-	á 250
Porovnání s projektem:						
Zjištěná výztuž v místě sondy M1P u podpory byla shodná s projektovou dokumentací, byly zjištěny pouze odchylky v roztečích třmínků. Rozteče třmínků jsou ve skutečnosti mírně větší, než bylo uvedeno v projektu, průměrně 290 mm místo 250 mm uvedených v projektu.						

Příloha 13: Popis vyztužení sondy M1T

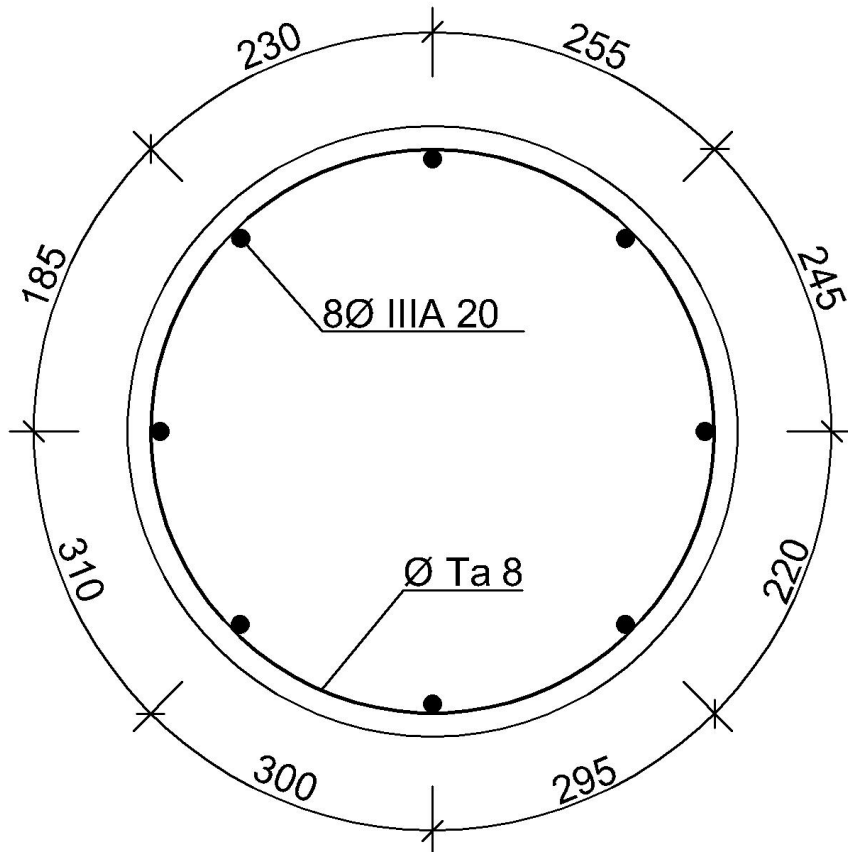
Označení sondy	M1T
Část konstrukce	Žebro
Místo sondy	Žebro mezi sloupy 13 - 14 v poli J - K, ve stropu nad 1.NP, poloha vyznačena v Obr. 4.1, dle výkresu prvek T104
Typ sondy	Stanovení polohy výztuže, vyztužení stanoveno u spodního líce uprostřed rozpětí a u podpory, stanovena i poloha ohybů smykové výztuže
Použité metody	Magnetický indikátor výztuže Profometer PM-630 Georadar HILTI PS1000
Postup	Poloha hlavní výztuže a třmíneků byla stanovena pomocí elektromagnetického indikátoru výztuže PM-630 a poloha ohybů hlavní výztuže byla zjištěna radarem PS1000



Označení sondy		M1T				
Výsledky stanovení vyztužení uprostřed rozpětí						
Zjištěno	Hlavní výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	
		3	10	III A	10 až 15	
	Třmínky	počet stříhů	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	Rozteč
		2	8	Ta	3 až 8	á 240
Projekt	Hlavní výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	
		3	10	III A	-	
	Třmínky	počet stříhů	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	Rozteč
		2	8	Ta	-	á 250
Porovnání s projektem:						
Zjištěná výztuž v místě sondy M1T uprostřed rozpětí byla shodná s projektovou dokumentací, byly zjištěny pouze odchylky v roztečích třmínků. Rozteče třmínků jsou ve skutečnosti mírně menší, než bylo uvedeno v projektu, průměrně 240 mm místo 250 mm uvedených v projektu.						
Výsledky stanovení vyztužení u podpory						
Zjištěno	Hlavní výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	
		2	10	III A	12 až 17	
	Třmínky	počet stříhů	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	Rozteč
		2	8	Ta	2 až 8	á 240
Ohyby	ve vzdálenosti 45 mm a 100 mm od líce podpory					
Projekt	Hlavní výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	
		2	10	III A	-	
	Třmínky	počet stříhů	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	Rozteč
		2	8	Ta	-	á 250
Porovnání s projektem:						
Zjištěná výztuž v místě sondy M1T u podpory byla shodná s projektovou dokumentací, byly zjištěny pouze odchylky v roztečích třmínků. Rozteče třmínků jsou ve skutečnosti mírně menší, než bylo uvedeno v projektu, průměrně 240 mm místo 250 mm uvedených v projektu.						

Příloha 14: Popis vyztužení sondy M1S

Označení sondy	M1S
Část konstrukce	Sloup
Místo sondy	Sloup H14 v 1.NP poloha vyznačena v Obr. 4.1, dle výkresu prvek H14
Typ sondy	Stanovení polohy výztuže
Použité metody	Magnetický indikátor výztuže Profometer PM-630 Georadar HILTI PS1000 Sekaná sonda
Postup	Poloha hlavní výztuže a třmíneků byla stanovena pomocí elektromagnetického indikátoru výztuže PM-630 a radarem PS1000. Pro ověření typů hlavní výztuže a třmíneků, průměrů a krytí byla ve vybraném místě provedena sekaná sonda.



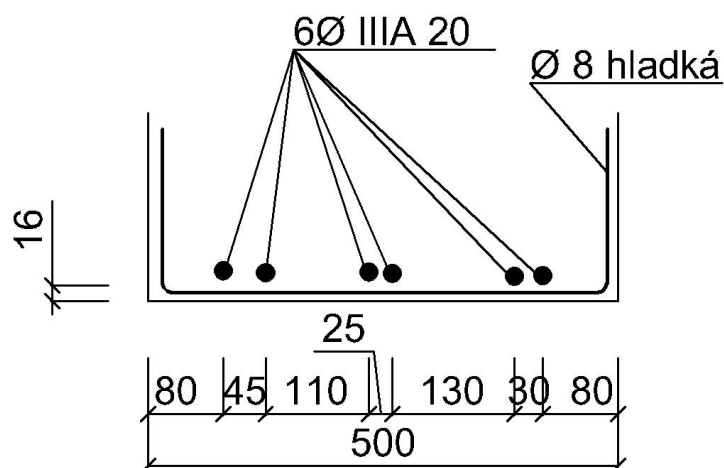
Označení sondy		M1S				
Výsledky stanovení vyztužení						
Zjištěno	Hlavní výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	
		8	20	III A	28 až 38	
	Třmínky	typ	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	rozteč
		spirála	8	Ta	20 až 30	á 155
Projekt	Hlavní výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	
		8	20	III A	-	
	Třmínky	typ	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	rozteč
		spona	6	III A	-	á 150
Porovnání s projektem:						
<p>Zjištěná výztuž v místě sondy M1S ve sloupu vykazuje určité odlišnosti oproti projektové dokumentaci. Hlavní výztuž je shodná s projektovou dokumentací, ale třmínky jsou jiného typu, jiného průměru a rozteče se též liší. Zjištěné třmínky tvoří spirála Ø Ta 8 mm oproti sponě Ø III A 6 mm uvedené v projektu. Rozteče třmínků jsou ve skutečnosti mírně větší, než bylo uvedeno v projektu, průměrně 155 mm místo 150 mm uvedených v projektu.</p>						

Příloha 15: Popis vyztužení sondy M1D

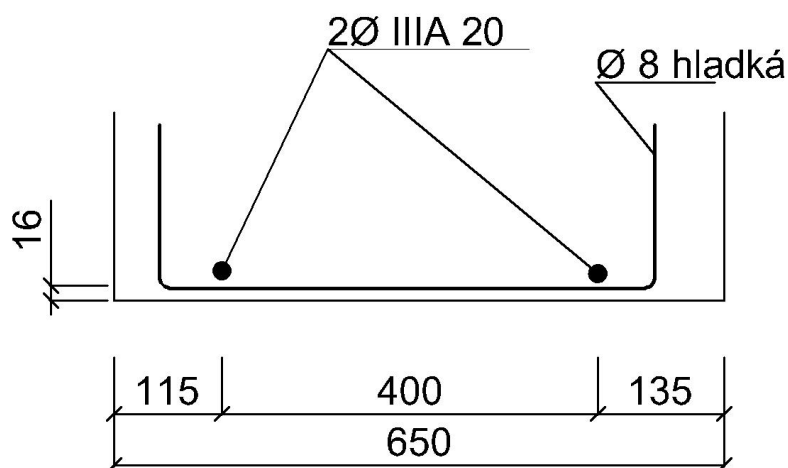
Označení sondy	M1D					
Část konstrukce	Deska					
Místo sondy	Deska mezi sloupy 13 - 14 v poli J - K, ve stropu nad 1.NP, poloha vyznačena v Obr. 4.1, dle výkresu prvek D101					
Typ sondy	Stanovení polohy výztuže					
Použité metody	Magnetický indikátor výztuže Profometer PM-630 Georadar HILTI PS1000					
Postup	Poloha hlavní výztuže a rozdělovací výztuže byla stanovena pomocí elektromagnetického indikátoru výztuže PM-630 a radarem PS1000. Přístrojem PM-630 byly stanoveny i průměry výztuží.					
Výsledky stanovení vyztužení						
Zjištěno	Hlavní výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	rozteč
		-	5	hladká	10 až 20	á 145
	Rozdělovací výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	rozteč
		-	5	hladká	18 až 25	á 230
Projekt	Hlavní výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	rozteč
		-	6	Ta	-	á 150
	Rozdělovací výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	rozteč
		-	6	Ta	-	á 350
Porovnání s projektem:						
<p>Zjištěná výztuž v místě sondy M1D v desce vykazuje určité odlišnosti oproti projektové dokumentaci. Hlavní výztuž i rozdělovací výztuž se liší od projektu jak typem a průměrem, tak i roztečemi. Zjištěná výztuž je Ø 5 mm hladká oproti Ø Ta 6 mm uvedené v projektu. Rozteče hlavní t jsou ve skutečnosti mírně menší, než bylo uvedeno v projektu, průměrně 145 mm místo 150 mm uvedených v projektu. Rozteče rozdělovací výztuže jsou ve skutečnosti o mnoho menší, než bylo uvedeno v projektu, průměrně 230 mm místo 350 mm uvedených v projektu.</p>						

Příloha 16: Popis vyztužení sondy M2P

Označení sondy	M2P
Část konstrukce	Průvlak
Místo sondy	Průvlak u sloupu K10 v poli J - K, ve stropu nad 2.NP, poloha vyznačena v Obr. 4.3, dle výkresu prvek P203
Typ sondy	Stanovení polohy výztuže Vyztužení stanoveno u spodního líce uprostřed rozpětí a u podpory
Použité metody	Magnetický indikátor výztuže Profometer PM-630 Georadar HILTI PS1000 Sekaná sonda
Postup	Poloha hlavní výztuže a třmínků byla stanovena pomocí elektromagnetického indikátoru výztuže PM-630 a radarem PS1000. Pro ověření typů hlavní výztuže a třmínků, průměrů a krytí byla uprostřed rozpětí provedena sekaná sonda.



Obr. 8.24 Schéma zjištěné výztuže průvlaku v místě sondy M2P uprostřed rozpětí

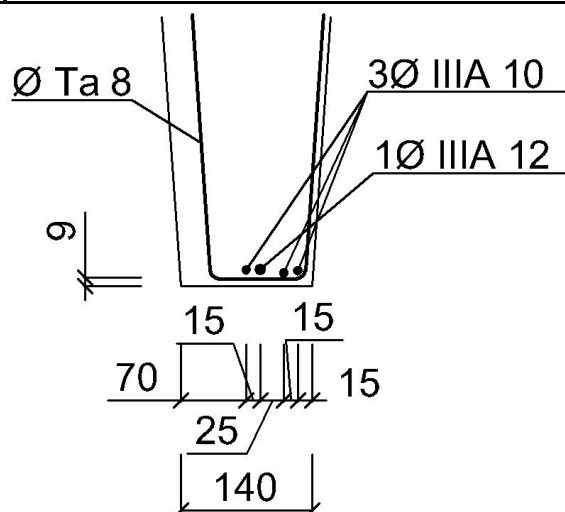


Obr. 8.25 Schéma zjištěné výztuže průvlaku v místě sondy M2P u podpory

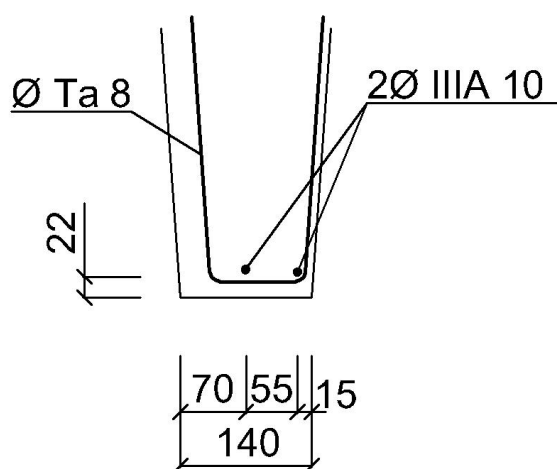
Označení sondy		M2P				
Výsledky stanovení vyztužení uprostřed rozpětí						
Zjištěno	Hlavní výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	
		6	20	III A	16 až 22	
	Třmínky	počet stříhů	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	rozteč
		2	8	hladké	8 až 14	á 250
Projekt	Hlavní výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	
		6	20	III A	-	
	Třmínky	počet stříhů	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	rozteč
		2	8	Ta	-	á 250
Porovnání s projektem:						
Zjištěná výztuž v místě sondy M2P uprostřed rozpětí byla shodná s projektovou dokumentací, byly zjištěny pouze odchylky v typu třmínků. Zjištěné třmínky byly Ø 8mm hladké oproti Ø Ta 8 mm uvedené v projektu.						
Výsledky stanovení vyztužení u podpory						
Zjištěno	Hlavní výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	
		2	20	III A	16 až 22	
	Třmínky	počet stříhů	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	rozteč
		2	8	hladké	8	á 255
Projekt	Hlavní výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	
		2	20	III A	-	
	Třmínky	počet stříhů	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	rozteč
		2	8	Ta	-	á 250
Porovnání s projektem:						
Zjištěná výztuž v místě sondy M2P u podpory byla shodná s projektovou dokumentací, byly zjištěny pouze odchylky v typu a roztečích třmínků. Zjištěné třmínky byly Ø 8mm hladké oproti Ø Ta 8 mm uvedené v projektu. Rozteče třmínků jsou ve skutečnosti mírně větší, než bylo uvedeno v projektu, průměrně 255 mm místo 250 mm uvedených v projektu.						

Příloha 17: Popis vyztužení sondy M2T

Označení sondy	M2T
Část konstrukce	Žebro
Místo sondy	Žebro mezi sloupky 9 - 10 v poli J - K, ve stropu nad 2.NP, poloha vyznačena v Obr. 4.3, dle výkresu prvek T204
Typ sondy	Stanovení polohy výztuže, vyztužení stanoveno u spodního líce uprostřed rozpětí a u podpory, stanovena i poloha ohybů smykové výztuže
Použité metody	Magnetický indikátor výztuže Profometer PM-630 Georadar HILTI PS1000 Sekaná sonda
Postup	Poloha hlavní výztuže a třmíneků byla stanovena pomocí elektromagnetického indikátoru výztuže PM-630 a poloha ohybů hlavní výztuže byla zjištěna radarem PS1000. Pro ověření typů hlavní výztuže a třmíneků, průměrů a krytí byla uprostřed rozpětí provedena sekaná sonda.



Obr. 8.26 Schéma zjištěné výztuže žebra v místě sondy M2T uprostřed rozpětí

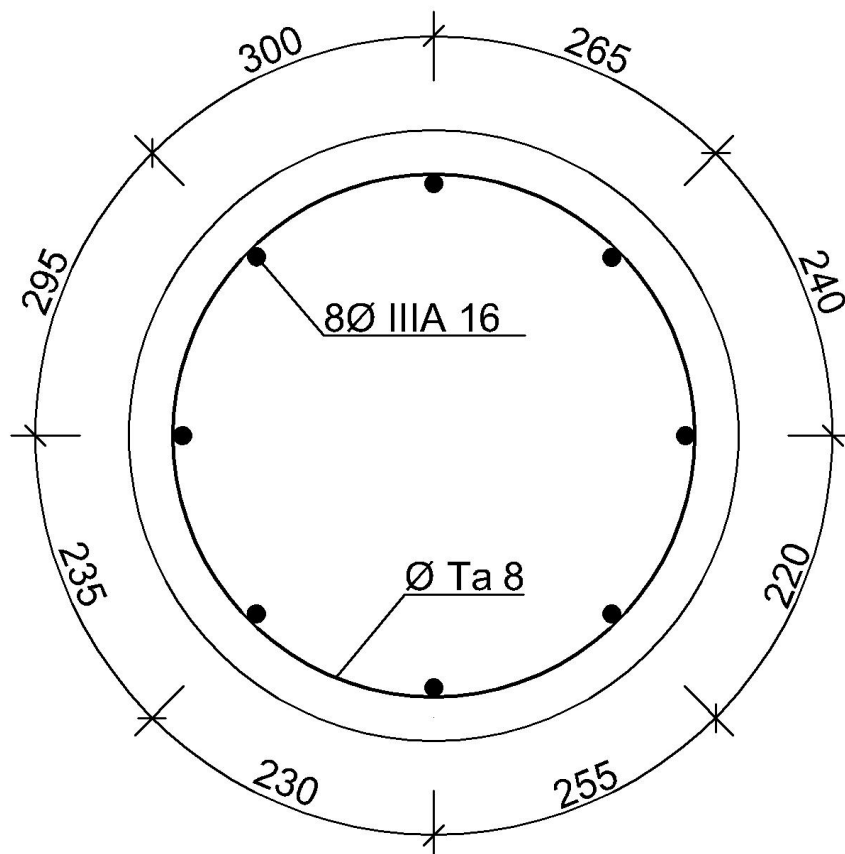


Obr. 8.27 Schéma zjištěné výztuže žebra v místě sondy M2T u podpory

Označení sondy		M2T				
Výsledky stanovení vyztužení uprostřed rozpětí						
Zjištěno	Hlavní výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	
		3	10	III A	9 až 14	
	Třmínky	počet stříhů	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	rozteč
		1	12	III A	14	
Projekt	Hlavní výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	
		3	10	III A	-	
	Třmínky	počet stříhů	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	rozteč
		1	12	III A	-	
Porovnání s projektem:						
Zjištěná výztuž v místě sondy M2T uprostřed rozpětí byla shodná s projektovou dokumentací, byly zjištěny pouze odchylky v roztečích třmínků. Rozteče třmínků jsou ve skutečnosti mírně větší, než bylo uvedeno v projektu, průměrně 280 mm místo 250 mm uvedených v projektu.						
Výsledky stanovení vyztužení u podpory						
Zjištěno	Hlavní výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	
		2	10	III A	22 až 26	
	Třmínky	počet stříhů	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	rozteč
		2	8	Ta	3 až 18	á 175
Ohyby	ve vzdálenosti 45 mm a 85 mm od líce podpory					
Projekt	Hlavní výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	
		2	10	III A	-	
	Třmínky	počet stříhů	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	rozteč
		2	8	Ta	-	á 250
Porovnání s projektem:						
Zjištěná výztuž v místě sondy M2T u podpory byla shodná s projektovou dokumentací, byly zjištěny pouze odchylky v roztečích třmínků. Rozteče třmínků jsou ve skutečnosti menší, než bylo uvedeno v projektu, průměrně 175 mm místo 250 mm uvedených v projektu.						

Příloha 18: Popis vyztužení sondy M2S

Označení sondy	M2S
Část konstrukce	Sloup
Místo sondy	Sloup J11 v 2.NP poloha vyznačena v Obr. 4.3, dle výkresu prvek J11
Typ sondy	Stanovení polohy výztuže
Použité metody	Magnetický indikátor výztuže Profometer PM-630 Georadar HILTI PS1000 Sekaná sonda
Postup	Poloha hlavní výztuže a třmíneků byla stanovena pomocí elektromagnetického indikátoru výztuže PM-630 a radarem PS1000. Pro ověření typů hlavní výztuže a třmíneků, průměrů a krytí byla ve vybraném místě provedena sekaná sonda.



Obr. 8.28 Schéma zjištěné výztuže sloupu v místě sondy M2S

Označení sondy		M2S				
Výsledky stanovení vyztužení						
Zjištěno	Hlavní výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	
		8	16	III A	47 až 53	
	Třmínky	typ	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	rozteč
spirála		8	Ta	34 až 46	á 160	
Projekt	Hlavní výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	
		8	14	III A	-	
	Třmínky	typ	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	rozteč
spona		6	III A	-	á 150	
Porovnání s projektem:						
<p>Zjištěná výztuž v místě sondy M2S ve sloupu vykazuje určité odlišnosti oproti projektové dokumentaci. Hlavní výztuž je počtem a typem shodná s projektovou dokumentací, ale liší se průměrem. Zjištěné třmínky jsou jiného typu, jiného průměru a rozteče se též liší. Zjištěné třmínky tvoří spirála \varnothing Ta 8 mm oproti sponě \varnothing III A 6 mm uvedené v projektu. Rozteče třmínků jsou ve skutečnosti mírně větší, než bylo uvedeno v projektu, průměrně 160 mm místo 150 mm uvedených v projektu.</p>						

Příloha 19: Popis vyztužení sondy M2D

Označení sondy		M2D				
Část konstrukce	Deska					
Místo sondy	Deska mezi sloupce 9 - 10 v poli J - K, ve stropu nad 2.NP, poloha vyznačena v Obr. 4.3, dle výkresu prvek D201					
Typ sondy	Stanovení polohy výztuže					
Použité metody	Magnetický indikátor výztuže Profometer PM-630 Georadar HILTI PS1000 Sekaná sonda					
Postup	Poloha hlavní výztuže a rozdělovací výztuže byla stanovena pomocí elektromagnetického indikátoru výztuže PM-630 a radarem PS1000. Pro ověření typů hlavní a rozdělovací výztuže, průměrů a krytí byla ve vybraném místě provedena sekaná sonda.					
Výsledky stanovení vyztužení						
Zjištěno	Hlavní výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	rozteč
		-	5	hladká	20 až 35	á 100
	Rozdělovací výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	rozteč
		-	5	hladká	25 až 40	á 200
Projekt	Hlavní výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	rozteč
		-	6	Ta	-	á 150
	Rozdělovací výztuž	počet [ks]	průměr [mm]	typ	krytí [mm]	rozteč
		-	6	Ta	-	á 350
Porovnání s projektem:						
Zjištěná výztuž v místě sondy M2D v desce vykazuje určité odlišnosti oproti projektové dokumentaci. Hlavní výztuž i rozdělovací výztuž se liší od projektu jak typem a průměrem, tak i roztečemi. Zjištěná výztuž je Ø 5 mm hladká oproti Ø Ta 6 mm uvedené v projektu. Rozteče hlavní výztuže jsou ve skutečnosti menší, než bylo uvedeno v projektu, průměrně 100 mm místo 150 mm uvedených v projektu. Rozteče rozdělovací výztuže jsou ve skutečnosti o mnoho menší, než bylo uvedeno v projektu, průměrně 200 mm místo 350 mm uvedených v projektu.						