



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

STATICKÁ REKONSTRUKCE BAROKNÍHO VINNÉHO SKLEPA

STATIC RECONSTRUCTION OF THE BAROQUE WINE CELLAR

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Szabolcs Kešiar

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. JIŘÍ STRNAD, Ph.D.

BRNO 2018



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

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

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Student	Bc. Szabolcs Kešiar
Název	Statická rekonstrukce barokního vinného sklepa
Vedoucí práce	Ing. Jiří Strnad, Ph.D.
Datum zadání	31. 3. 2017
Datum odevzdání	12. 1. 2018

V Brně dne 31. 3. 2017

prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.
Vedoucí ústavu

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

PODKLADY A LITERATURA

EC a ČSN z oboru betonových a zděných staveb, geotechniky atd. (včetně změn a doplňků)
Skripta, podklady a opory používané ve výuce na ÚBaZK FAST VUT v Brně
Výpočetní programy pro PC

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Provedte návrh statického zajištění a nutných stavebních úprav u historického vinného sklepa. Sklep je v havarijním stavu se silně rozvinutými trhlinami v nosném zdivu, jedná se však o památkové chráněný objekt. Stavební výkresy stávajícího stavu budou součástí zadání. Způsob statických úprav se upraví na základě statické analýzy.

Požadované výstupy:

Textová část (obsahuje průvodní zprávu a ostatní náležitosti podle níže uvedených směrnic)

Přílohy textové části:

P1. Použité podklady

P2. Výkresy (přehledné, podrobné a detaily v rozsahu určeném vedoucím práce)

P3. Statický výpočet

P4. Stavební postup

Prohlášení o shodě listinné a elektronické formy VŠKP (1x).

Popisný soubor závěrečné práce (1x).

Diplomová práce bude odevzdána v listinné a elektronické formě podle směrnic a 1x na CD

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. Jiří Strnad, Ph.D.
Vedoucí diplomové práce

ABSTRAKT

Diplomová práce je zaměřená na návrh statického zajištění a stavebních úprav u barokního vinného sklepa, jež je součástí dvoupodlažního domu. První část práce se zabývá posouzením a statickým zajištěním zděné klenby sklepa, která je přitížena novostavbou. Druhá část řeší rekonstrukci dvoupodlažního objektu, který se nachází v havarijním stavu se silně rozvinutými trhlinami. Práce obsahuje průvodní zprávu ke statickému výpočtu, technickou zprávu, statický výpočet, výkresovou dokumentaci a postup práce.

Pro výpočet vnitřních sil byl použitý výpočtový program SCIA Engineer 2017.

Součástí výkresové dokumentace je výkres tvaru a výztuže základové konstrukce a žeber, mapování poruch, vedení lan ve stěnách a pro stropní klenbu včetně půdorysů, řezů a pohledů, výrobní výkresy kotevnic desek a deviátoru, výkres výztuže železobetonového věnce a postup výstavby horní stavby.

KLÍČOVÁ SLOVA

Rekonstrukce, přitížení, valená zděná klenba, zesílení, železobetonové žebro, základová patka, předpjaté zdivo, věnec

ABSTRACT

The diploma thesis is focused on the design of structural support and construction modifications of a baroque wine cellar, which is part of a double-storeyed house. The first part deals with the statical analysis and structural support of a masonry barrel vault, which was loaded with a new building. The second part deals with the reconstruction of the double-storeyed object, which is in a state of disrepair with heavily developed cracks. The thesis contains a technical report, analysis of statics, drawing documentation and the work progress.

The calculation of internal forces were executed by the software Scia Engineer 2017.

The drawing documentation contains a formwork and reinforcement drawing, mapping of cracks, leading of tensions in the walls and vault including of floor plans, sections and elevations, production plans of base plates and deviators, reinforcement drawing of concrete bond beam and finally the construction process of upper construction.

KEYWORDS

Reconstruction, load, masonry barrel vault, strengthening, concrete slab, foundation pad, pos-tensioned masonry, concrete bond beam

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP

Bc. Szabolcs Kešiar *Statická rekonstrukce barokního vinného sklepa*. Brno, 2018. 361 s., 4 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Jiří Strnad, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ

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

V Brně dne 9. 1. 2018

Bc. Szabolcs Kešiar
autor práce

PODĚKOVÁNÍ

Tímto chci poděkovat vedoucímu bakalářské práce Ing. Jiřímu Strnadovi, Ph.D. za věnovaný čas a odborné rady během konzultací. Mé díky patří taktéž doc. Ing. Antonínu Pasekovi, CSc. za pomoc při zpracování geologického profilu území.

Obsah:

PRŮVODNÍ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU

1. Úvod.....	11
2. Identifikace objektu	11
3. Posouzení zděné klenby sklepa	11
3.1. Popis konstrukce.....	11
3.2. Statický model klenby.....	11
3.3. Rozbor zatížení od penzionu	11
3.4. Posouzení klenby	14
4. Statické zajištění zděné klenby sklepa	16
4.1. Popis konstrukce.....	16
4.2. Statický model	16
4.3. Materiálové charakteristiky.....	16
4.4. Zatížení působící na žebra	17
4.5. Posouzení žeber.....	18
4.6. Zatížení působící na podélné ztužující nosníky	19
4.7. Posouzení krajních podélných ztužujících nosníků (PZ1, PZ3)	19
4.8. Posouzení prostředního podélného ztužujícího nosníku (PZ2).....	20
4.9. Návrh a posouzení základové konstrukce	20
5. Statické zajištění horní stavby	21
5.1. Návrh předpětí	21
5.2. Návrh železobetonového věnce	22
5.3. Posouzení stropní klenby	22

TECHNICKÁ ZPRÁVA

1. Identifikace objektu	26
2. Parametry podloží.....	26
2.1. Přehled geologických a hydrogeologických poměrů.....	26
2.2. Geotechnické vlastnosti zemin s přihlédnutím k ČSN 73 1001.....	26
2.3. Inženýrskogeologické zhodnocení.....	27
3. Kotvení žeber do zdiva stávající klenby	27
4. Obloukové žebra	27
5. Základová konstrukce	28
6. Vedení lan ve stěnách horní stavby.....	28
7. Bourání horního podlaží	29

8. Železobetonový věnec	29
9. Vedení lan ve stropní klenbě	29
10. Bezpečnost práce	30
11. Závěr.....	30
Seznam použitých zdrojů	31
Seznam použitých zkratk a symbolů	32
Seznam příloh.....	35



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

PRŮVODNÍ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Szabolcs Kešiar

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. JIŘÍ STRNAD, Ph.D.

BRNO 2018

1. Úvod

Cílem této diplomové práce je návrh statického zajištění a stavebních úprav u historického vinného sklepa. Jedná se o památkově chráněný objekt, tudíž nesmí být narušen estetický vzhled objektu. V některých případech tento požadavek nemohl být splněn, tyto úpravy musí být zkontrolovány s investorem a Národním památkovým ústavem. Výpočet je rozebrán v příloze „P3. Statický výpočet“, který je rozdělen do dvou hlavních kapitol:

I. Posouzení zděné klenby sklepa

II. Statické zajištění horní stavby

2. Identifikace objektu

Objekt se nachází ve vinařské obci Bulhary, asi 12 kilometrů od Mikulova. Barokní objekt je rozdělen na dvě části: na dvoupodlažní budovu, která je v havarijním stavu se silně rozvinutými trhlinami a na vinný sklep, který byl přitížen nově postaveným penzionem. Novostavba zatím není dostavěná, momentálně stojí pouze hrubá stavba. Ve výpočtech byl uvažován tzv. „budoucí stav“, bylo započítané zatížení od podlahy, užité zatížení od podlahy, atd.

3. Posouzení zděné klenby sklepa

3.1. Popis konstrukce

Nášlapná vrstva sklepa se nachází 4,26 m pod terénem. Pata valené klenby je ve výšce 1170 mm, měřená od nášlapné vrstvy, její světlá výška je 1530 mm, půdorysní světlá šířka 4400 mm a půdorysní délka činí 11,42 m. Klenba má půlkruhový tvar o středovém úhlu 140°, vyzděná byla z cihel CPP 290x140x65 mm a její výška je pravděpodobně 150 mm. Tento údaj byl odvozen z vizuální kontroly, totiž delší strana cihel je rovnoběžná s podélnou osou konstrukce. Doporučuje se provést podrobnější průzkum (např. pomocí vývrtů) pro získání přesnějších hodnot, jelikož ve velké míře ovlivní posouzení a výsledný posudek. Klenba po obou stranách je podepřená pilířem šířky 450 mm.

3.2. Statický model klenby

Jako statický model byl zvolen dvoukloubový prutový model, který byl vytvořen ve výpočtovém softwaru SCIA Engineer.

3.3. Rozbor zatížení od penzionu

3.3.1. Zatížení od střechy penzionu

Prutový model střechy penzionu byl vytvořen ve výpočtovém softwaru SCIA Engineer. Krokve (100x160 mm) uložené na stěnu penzionu přitěžující klenbu sklepa, jsou podepřené podporami zabraňující posun ve všech směrech, na druhé straně krokve jsou podepřené podporami zabraňující posun ve svislém a podélném směru. Krokve jsou

v podélném směru ztužené vaznicemi (160x210 mm), které jsou podepřené po 4 m sloupkem (160x160 mm). V těchto místech vaznice jsou podepřené podporami zabraňující posun ve svislém a podélném směru na pravé straně, na levé straně podporami zabraňující posun pouze ve svislém směru. V ostatních místech byli použité tuhé ramena zakončené kloubem. V příčném směru střechu ztužují kleštiny (100x160 mm).

Zatěžovací stav 1 – Vlastní tíha střechy

Vlastní tíha střechy byla generována automaticky softwarem SCIA Engineer.

Zatěžovací stav 2 – Ostatní stálé zatížení

Skladba střechy se stává ze střešní krytiny tl. 50 mm, z laťování 60/40 mm, z kontralatě 60/40 mm, z minerální izolace mezi krokviemi tl. 160 mm, z minerální izolace pod krokviemi tl. 100 mm a z podhledu ze sádkkartónu tl. 12,5 mm. Charakteristická hodnota ostatního stálého zatížení činí 0,72 kN/m², která byla vynásobena s příslušnými zatěžovacími šířkami jednotlivých krokví a byla zavedená do modelu jako spojitě zatížení.

Zatěžovací stav 3 – Užitné

Pro střechu platí kategorie H - nepřístupné střechy s výjimkou běžné údržby, to znamená, že charakteristická hodnota užitného zatížení je 0,72 kN/m². Model byl touto hodnotou zatížen stejným způsobem jako u ostatního stálého zatížení.

Zatěžovací stav 4 – Plný sníh

Bulhary leží ve sněhové oblasti II, charakteristická hodnota zatížení sněhem byla uvažována 1,0 kN/m². Sklon střechy je 40°, z toho plyne, že tvarový součinitel zatížení sněhem je 0,53. Výsledná charakteristická hodnota zatížení sněhem je 0,53 kN/m², která byla zadaná do modelu stejným způsobem jako u ostatního stálého zatížení.

Zatěžovací stav 5 – Sníh zprava

Viz Zatěžovací stav 4 – Plný sníh, zatížená byla pouze pravá strana střechy.

Zatěžovací stav 6 – Sníh zleva

Viz Zatěžovací stav 4 – Plný sníh, zatížená byla pouze levá strana střechy.

Zatěžovací stav 7 – Vítr 0° tlak

Směr větru 0° působí kolmo na delší stranu střechy penzionu. Sedlová střecha o sklonu 40° byla rozdělená na větrné oblasti F až I. Bulhary leží ve větrné oblasti II, základní rychlost větru činí 25 m/s. Po výpočtu byla zjištěná charakteristická hodnota maximálního dynamického tlaku 0,59 kN/m², následně součinitelé tlaků získané po

lineární interpolaci byli vynásobené touto hodnotou. Model v tomto případě byl rovněž zatížen spojitým zatížením.

Zatěžovací stavy 8,9,10 jsou kombinace působení větru. Byl uvažován případ, že na střechu působí pouze sání větru, případ, kdy tlak od větru působí vpravo a sání vlevo, a naopak.

Zatěžovací stav 11 – Vítr 90°

Směr větru 90° působí kolmo na kratší stranu střechy. V tomto případě rovněž byla střecha rozdělená na větrné oblasti, následný výpočet je obdobný jako u směru větru 0°.

Kombinace

Kombinace 6.10a a 6.10b byla vytvořena tak, aby byly vyvozeny největší reakce v podporách nad stěnou, která zatěžuje klenbu sklepa. Druhá stěna ve výpočtu není podstatná, jelikož klenbu nezatěžuje.

Roznos zatížení

Jednotlivé reakce od krokví byly roznášeny ke střednici základu pod úhlem 60°. Při roznosu byli respektováni i otvory.

3.3.2. Zatížení od vazních trámů

Vazné trámy mají za úkol přenášet zatížení od sloupků do stěn, tím pádem byli zatíženi reakcí od vaznice v místech plné vazby (po 4 m), tíhou sloupků a vlastní tíhou. Tato zatížení vyvodí reakci v místě podepření vazních trámů na stěnu.

Roznos zatížení

Jednotlivé reakce od vazních trámů byly roznášeny s respektováním otvorů ke střednici základu pod úhlem 60°.

3.3.3. Zatížení od stropní konstrukce

Stropní konstrukci tvoří dřevěné stropní trámy o délce 8,325 m, které jsou rozmístěny po vzdálenostech 1 m. Na stropní trámy působí vlastní tíha, ostatní stálé zatížení a užitné zatížení. Ostatní stálé zatížení tvoří skladba podlahy, výsledná charakteristická hodnota je 3,00 kN/m². Jedná se o obytné plochy, které patří do kategorie ploch užitného zatížení A, tím pádem charakteristická hodnota užitného zatížení je 2,00 kN/m². Charakteristické hodnoty byly vynásobeny příslušnou zatěžovací šířkou a byly vytvořeny kombinace 6.10a a 6.10b. Na krajní trámy působí výsledná návrhová hodnota zatížení 5,66 kN/m, na střední trámy 6,59 kN/m. Stěna byla zatížena takto získanými reakcemi.

Roznos zatížení

Roznos zatížení proběhl stejným způsobem jak u střechy a vazních trámů.

3.3.4. Vlastní tíha zdiva

Stěna byla vyžděná z cihelných bloků Porotherm 44, to znamená, že objemová tíha zdiva je $7,5 \text{ kN/m}^3$. Objem zdiva, který byl spočítán s respektováním otvorů, byl vynásobený touto hodnotou.

3.3.5. Součet všech zatížení a průměrování

Po sečtení všech zatížení bylo získané výsledné namáhání na klenbu od penzionu. Jelikož výsledný tvar je složitý, zatížení bylo průměrované aritmetickým průměrováním. Součet všech hodnot zatížení byl podělen počtem zatížení. Takto získaná výsledná hodnota je $58,16 \text{ kN/m}$.

3.3.6. Kontrola správnosti výsledku

Pro kontrolu bylo zatížení vypočítáno i zjednodušenou metodou bez respektování otvorů. Veškeré reakce byly sečteny a děleny roznášecí délkou, na které reakce působí. Výsledek je $56,56 \text{ kN/m}$, odchylka od hodnoty vypočítaná přesnou metodou je $2,75\%$. V dalších výpočtech byla uvažována hodnota zatížení vypočítaná přesnou metodou.

3.4. Posouzení klenby

3.4.1. Geometrie

Základní geometrie klenby viz „3.1. Popis konstrukce“. Pro posouzení byla efektivní šířka uvažována 150 mm , délka klenby 5788 mm , která byla vynásobená součinitelem vzpěrné délky pro zakřivené pruty $0,54$.

3.4.2. Materiálové charakteristiky

Klenba byla vyžděná z cihel plně pálených CPP $290 \times 140 \times 65 \text{ mm}$, pevnost zdiva byla odhadována na 10 MPa a pevnost malty $0,4 \text{ MPa}$. Výsledná návrhová pevnost zdiva činí $0,87 \text{ MPa}$. Doporučuje se provést podrobnější zkoušky pevnosti zdiva, uvedené hodnoty byly získané odhadem, skutečná pevnost se může lišit a může mít vliv na výsledný posudek.

3.4.3. Zatížení

Vzhledem tomu, že penzion je půdorysně otočený vzhledem k podélné ose klenby, bylo třeba tento vliv zohlednit ve výpočtu. Z tohoto důvodu byla klenba rozdělená na 10 segmentů po vzdálenostech 1 m a každý segment byl zvlášť posouzený, protože na každý segment působí jiné zatížení od penzionu.

Zatěžovací stav 1 – Vlastní tíha klenby

V tomto případě byla vlastní tíha zadaná ručně jako spojité zatížení. Objemová tíha zdiva byla uvažována 19 kN/m^3 , tato hodnota byla vynásobena tloušťkou klenby a zatěžovací šířkou, která u každého segmentu je 1 m. Charakteristická hodnota vlastní tíhy konstrukce je $2,85 \text{ kN/m}$.

Zatěžovací stav 2 – Ostatní stálé zatížení

Do tohoto zatěžovacího stavu patří reakce od penzionu, tíha základu penzionu a malá část zeminy, která působí na základ penzionu. Tyto hodnoty byly sečteny a získané výsledné namáhání je $76,48 \text{ kN}$. Tato síla byla roznášena ke střednici klenby pod úhlem 60° . Model byl zatížen takto získaným spojitým zatížením.

Zatěžovací stav 3 – Zatížení od podlahy penzionu

Skladbu podlahy tvoří dřevěné parkety tl. 10 mm, PE folie, 2x hydroizolace, tepelná izolace tl. 100 mm, podkladový beton tl. 100 mm a štěrková lož pod podkladovým betonem tl. 100 mm. Výsledná charakteristická hodnota od zatížení od podlahy je $4,39 \text{ kN/m}$.

Zatěžovací stav 4 – Užité zatížení od podlahy penzionu

Jedná se o obytné plochy, které patří do kategorie ploch užitého zatížení A, tím pádem charakteristická hodnota užitého zatížení je $2,00 \text{ kN/m}^2$. Charakteristické hodnoty byly vynásobeny příslušnou zatěžovací šířkou a model byl zatížen takto získaným spojitým zatížením.

Zatěžovací stav 5 – Vertikální zemní tlak-rovnoměrný

Parametry zeminy viz technická zpráva. Na klenbu působí rovnoměrná vrstva zeminy výšky $1,485 \text{ m}$. Tato výška byla vynásobena objemovou tíhou zeminy a zatěžovací šířkou. Výsledným spojitým zatížením byl model zatížen.

Zatěžovací stav 6 – Vertikální zemní tlak-cípovitý

Jedná se o vrstvu zeminy, která nepůsobí rovnoměrně na klenbu. Tato vrstva byla rozdělena na 20 segmentů, výška každého segmentu byla vynásobena objemovou tíhou zeminy a zatěžovací šířkou. Takto získané cípovité zatížení bylo zadáno do modelu.

Zatěžovací stav 7 – Horizontální zemní tlak

Horizontální zemní tlak v patě pilíře klenby byl získán jako součin mocnosti zeminy, objemové tíhy zeminy a součinitelem aktivního zemního tlaku. Napětí má trojúhelníkový průběh, z tohoto trojúhelníku byly získané hodnoty horizontálního zemního tlaku v patě a v koruně klenby.

3.4.4. Kombinace

Byla sestavená kombinace pro minimální normálovou sílu v koruně, v 3/4 a v patě klenby. Pro ostatní stálé zatížení byl uvažován kombinační součinitel 1,0, protože z rozboru zatížení od penzionu byly hodnoty získané už jako návrhové.

3.4.5. Posouzení v kritických řezech

Každý segment klenby byl posouzený ve 3 řezech, ve vrcholu, ve 3/4 a v patě. Během výpočtu se ukázalo, že segmenty nevyhoví na únosnost ani v jednom uvedeném řezu a v některých řezech tlaková síla působí mimo jádro průřezu, dokonce působí i mimo průřez. Konkrétně se jedná o segmenty č. 8,9,10.

3.4.6. Závěr

Klenba nevyhoví pro „budoucí stav“ penzionu, klenbu je třeba staticky zajistit a stavbu penzionu přerušit. Klenbu zajistíme pomocí železobetonových obloukových žeber. Žebra naruší estetický vzhled klenby, z tohoto důvodu je nutné tuto problematiku prokonzultovat s investorem a s Národním památkovým ústavem.

4. Statické zajištění zděné klenby sklepa

4.1. Popis konstrukce

Obloukové žebra jsou umístěné po vzdálenostech 2,5 m a horní hrana lícuje se spodní hranou zděné klenby. Průřezy žeber byli vytvořené tak, aby estetický vzhled konstrukce byl co nejpříjemnější. Pro 4 žebra byl navržen stejný průřez, krajní žebro bude mít „poloviční“ průřez. Každé žebro se skládá ze zakřivené části a z 2 pilířů. Žebra budou ztužené v podélném směru pomocí 3 podélných ztužujících nosníků. Veškeré části konstrukce budou přikotveny ke zdivu stávající klenby, což zajišťuje spolupůsobení (viz výkres P2.4). Žebra budou kotvené do základových patek, které budou spojené v podélném i příčném směru základovým pásem.

4.2. Statický model

Opět byl zvolen prutový model, každé žebro bude vetknuté do základových patek, proto bylo uvažováno vetknutí v patě pilířů. Krajní podélné ztužující nosníky jsou otočené o 36°, aby lícovali se spodní hranou klenby.

4.3. Materiálové charakteristiky

Žebra budou ze stříkaného betonu C35/45, materiál betonářské výztuže je B550B.

4.4. Zatížení působící na žebra

Při výpočtu bylo uvažováno, že žebra převezmou veškeré zatížení od klenby. Kdyby nastal případ, že se klenba zřítí, žebra dokážou zabránit zřícení penzionu.

Zatěžovací stav 1 – Vlastní tíha

Byla generována výpočtovým softwarem SCIA Engineer.

Zatěžovací stav 2 – Vlastní tíha stávající klenby

Výška klenby (150 mm) byla vynásobená objemovou tíhou zdiva (19 kN/m^3) a příslušnou zatěžovací šířkou. Takto získaným charakteristickým spojitým zatížením byl model zatížen.

Zatěžovací stav 3 – Ostatní stálé zatížení

Tento zatěžovací stav byl uvažován stejně jako zatěžovací stav 2 u klenby.

Zatěžovací stav 4 – Zatížení od podlahy penzionu

Tento zatěžovací stav byl uvažován stejně jako zatěžovací stav 3 u klenby.

Zatěžovací stav 5 – Užité zatížení od podlahy penzionu

Tento zatěžovací stav byl uvažován stejně jako zatěžovací stav 4 u klenby.

Zatěžovací stav 6 – Vertikální zemní tlak-rovnoměrný

Parametry zeminy viz technická zpráva. Na žebra působí rovnoměrná vrstva zeminy výšky 1,685 m. Tato výška byla vynásobená objemovou tíhou zeminy a zatěžovací šířkou. Výsledným spojitým zatížením byl model zatížen.

Zatěžovací stav 7 – Vertikální zemní tlak-cípvitý

Tento zatěžovací stav byl uvažován stejně jako zatěžovací stav 6 u klenby.

Zatěžovací stav 8 – Horizontální zemní tlak

Horizontální zemní tlak v patě pilířů byl získán jako součin mocnosti zeminy, objemové tíhy zeminy a součinitelem aktivního zemního tlaku. Napětí má trojúhelníkový průběh, z tohoto trojúhelníku byly získané hodnoty horizontálního zemního tlaku v patě a v koruně zakřivené části žeber.

4.5. Posouzení žeber

Posouzení bylo provedeno zvláště pro zakřivené části a pilíře. Průřezy byli zjednodušené na obdélníkové (resp. čtvercové) tvary.

4.5.1. Posouzení zakřivených částí žeber

Pro zakřivené části byly sestavené kombinace pro maximální a minimální N_{Ed} a M_{Ed} pro tři kritické řezy: vrchol, 3/4 a pata. U každého žebra se ukázalo, že největší extrémy vznikají v patě, proto návrh výztuže a posouzení bylo provedeno jen pro tento řez.

Následně byla kontrolována štíhlost zakřivených částí, v každém případě štíhlost vyšla větší než limitní hodnota štíhlosti, z toho plyne, že k ohybovým momentům bylo třeba kromě účinkům 1. řádu přičíst i momenty 2. řádu. Při výpočtu účinků 2. řádu byla sestavená i kvazistálá kombinace. Součinitel dotvarování byl získán z grafu pro relativní vlhkost 50%.

Krytí výztuže bylo počítáno pro stupeň vlivu prostředí XC1. V celé konstrukci bylo navrženo krytí výztuže 35 mm.

Následoval výpočet bodů interakčního diagramu a zakreslení bodů jednotlivých kombinací do diagramu. Body leželi uvnitř interakčního diagramu, z toho plyne, že konstrukce vyhoví.

Po posouzení na únosnost byly zkontrolovány konstrukční zásady: míra vyztužení, maximální a minimální vzdálenost vložek. Při výpočtu kotvení výztuže byl započítán i vliv normálové síly.

Posouzení na smyk bylo provedeno v 2 kritických řezech, ve vrcholu a v 3/4, pro tyto řezy byly sestaveny i kombinace 6.10a a 6.10b pro vyvození maximální posouvající síly.

Vznik trhlin byl zkontrolován opět ve 2 řezech, ve vrcholu a v patě konstrukce. Pro posudek byla sestavená kvazistálá kombinace. V obou případech se ukázalo, že vznikají trhliny, totiž výsledné tahové napětí bylo větší než pevnost betonu v tahu. V každém případě vypočítaná šířka trhlin byla menší než limitní hodnota 0,4 mm pro XC1.

4.5.2. Posouzení pilířů žeber

Pro pilíře byly sestavené kombinace pro maximální a minimální N_{Ed} a M_{Ed} pro dva kritické řezy: hlava a pata pilíře. Následně byl vybrán řez, pro který byl proveden návrh výztuže a posouzení na únosnost.

Štíhlost u každého pilíře vyšla menší než limitní hodnota, to znamená, že účinky 2. řádu bylo možné zanedbat. K ohybovým momentům byli přičtené pouze účinky 1. řádu, totiž se jedná o tlačný prvek.

Po výpočtu bodů interakčního diagramu, byli body jednotlivých kombinací opět vyneseny do diagramu. Body leželi uvnitř interakčního diagramu, z toho plyne, že konstrukce vyhoví. Následovalo ověření konstrukčních zásad a výpočet kotvení, kde opět byl započítán vliv normálové síly.

Největší posouvající síly vznikají v hlavě pilíře, proto byla sestavena kombinace pro posouzení na smyk jen pro hlavu pilíře.

4.6. Zatížení působící na podélné ztužující nosníky

Zatěžovací stav 1 – Vlastní tíha

Vlastní tíha byla generována výpočtovým softwarem SCIA Engineer.

Zatěžovací stav 2 – Vlastní tíha stávající klenby

Byla počítaná stejným způsobem jako u žeber.

Zatěžovací stav 3 – Zatížení od podlahy penzionu

Tento zatěžovací stav byl uvažován stejně jako zatěžovací stav 2 u klenby.

Zatěžovací stav 4 – Užité zatížení od podlahy penzionu

Tento zatěžovací stav byl uvažován stejně jako zatěžovací stav 4 u klenby. Posouzení bylo provedeno pro 3 kritické řezy: krajní podpora, vnitřní podpora a pole. Protože se jedná o spojitý nosník, byly vykreslené příčinkové čáry pro kritické řezy a podle příčinkových čar bylo užité zatížení vkládáno do modelu tak, aby byli vyvozené největší ohybové momenty.

Zatěžovací stav 5 – Vertikální zemní tlak

Tento zatěžovací stav byl uvažován stejně jako zatěžovací stav 6 u žeber.

Kombinace

Byly uvažované kombinace 6.10a a 6.10b. V každém řezu rozhodovala kombinace 6.10a.

4.7. Posouzení krajních podélných ztužujících nosníků (PZ1, PZ3)

Krytí výztuže bylo počítáno pro stupeň vlivu prostředí XC1. V celé konstrukci bylo navržené krytí výztuže 35 mm. Při výpočtu účinných výšek výztuže bylo počítáno s tím, že výztuž bude třeba protáhnout pod hlavní výztuží žeber.

Jelikož se jedná o otočený nosník, zatížení vyvodí ohybové momenty ve dvou na sobě kolmých směrech. Z toho plyne, že nosníky bylo třeba posoudit na šikmý ohyb.

V každém řezu byla vypočítána plocha nutné výztuže a následně navržena skutečná výztuž. V řezu 1 (krajní podpora) ve směru „y“ byla navržena výztuž 2 ϕ 22, ve směru „z“ rovněž 2 ϕ 22. V řezu 2 (vnitřní podpora) ve směru „y“ a ve směru „z“ bylo zvoleno 2 ϕ 25. V řezu 3 (pole) bylo navrženo 2 ϕ 20 pro směr „y“ a „z“.

V každém řezu byla následně počítaná poloha neutrální osy pomocí iteračního postupu a kontrolována správnost výpočtu pomocí rovnováhy sil.

V dalším kroku byli nosníky posouzené na ohyb. V každém řezu byla počítaná celková únosnost průřezu a interakcí momentu ve směru „y“ a „z“ kontrolována spolehlivost konstrukce. Nosníky v každém řezu vyhověli.

Při posouzení na smyk byla uvažována maximální posouvající síla působící ve směru „y“ a „z“. Jedná se o prvky namáhané převážně rovnoměrným zatížením, a proto nebylo třeba posuzovat návrhovou posouvající sílu do vzdálenosti „d“ od líce uložení (žebra). Proto byla stanovená posouvající síla $V_{Ed,1}$, na kterou byla smyková výztuž navržena pro posouvající sílu působící ve směru „z“. Bylo uvažováno, že posouvající sílu ve směru „y“ přenesou vodorovné větve smykové výztuže ze směru „z“. Konstrukční smyková výztuž byla navržena ve stejných vzdálenostech jak smyková výztuž v krajních částech, a to kvůli konstrukčním zásadám.

Kotvení výztuže bylo počítáno zvlášť pro řez 1 a 2, pro řez 3 bylo počítáno stykování výztuže.

4.8. Posouzení prostředního podélného ztužujícího nosníku (PZ2)

V tomto případě se jedná o prostý ohyb, ohybové momenty vznikají pouze v jednom směru, totiž se nejedná o otočený prvek. Návrh výztuže a posouzení opět bylo provedeno ve 3 kritických řezech.

V řezu 1 byla navržena horní výztuž $3\phi 16$, v řezu 2 opět horní výztuž $3\phi 18$ a v řezu 3 dolní výztuž $2\phi 16$. Při výpočtu účinných výšek bylo počítáno se skutečností, že výztuže budou protaženy pod hlavní výztuží žeber v podporách a v poli nad horní výztuží žeber. Při posouzení na ohyb se ukázalo, že nosník vyhoví v každém uvažovaném řezu.

V každém řezu byly ověřeny i konstrukční zásady, míra vyztužení a vzdálenost vložek a byly počítané kotevní délky, resp. stykování výztuže.

Opět se jedná se o prvek namáhaný převážně rovnoměrným zatížením, a proto nebylo třeba posuzovat návrhovou posouvající sílu do vzdálenosti „d“ od líce uložení. Proto byla stanovená posouvající síla $V_{Ed,1}$, na kterou byla smyková výztuž navržena. Konstrukční smyková výztuž byla navržena ve stejných vzdálenostech jako smyková výztuž v krajních částech, a to kvůli konstrukčním zásadám.

4.9. Návrh a posouzení základové konstrukce

Základové patky byly navrženy pro největší reakce od žeber. Největší svislé reakce vznikají od žebra Ž4, pro tuto reakci byli navrženy rozměry patek $1450 \times 1450 \times 600$ mm (LxBxh). Následoval výpočet skutečného zatížení působící na patku a posouzení kontaktního napětí v základové spáře. V posudku byla uvažována celková plocha patky, totiž patky budou spojeny základovým pásem, tím pádem proti zatížení vzdoruje celý průřez a nevzniká pootočení. Kontaktní napětí bylo rozděleno po celé délce konstrukce (obě patky + základový pás) a průběh napětí byl idealizován tak, že pod patkami působí 40% celkového napětí a pod pásem 20%. Takto vypočítané největší kontaktní napětí činí 190,08 kPa, což je menší než tabulková únosnost podloží 200 kPa.

Dimenzování na ohyb

Základová konstrukce bude z betonu C20/25, vyztužení B550B, pod základem bude ležet podkladový beton tloušťky 100 mm z betonu C16/20. Krytí výztuže bylo stanoveno pro stupeň vlivu prostředí XC2 a činí 60 mm, totiž jedná se o betonáž na upraveném podkladu.

Následoval návrh výztuže zvlášť pro směr „L“ a „B“. Pro tento účel bylo stanoveno napětí 447,31 kPa, kterým podloží působí na patku. Při výpočtu tohoto napětí vlastní tíha patky nebyla uvažována. Pomocí napětí byli získané teoretické konzolové momenty ve směru „L“ a „B“ a návrh výztuže. Ve směru „L“ byla navržena výztuž 11 ϕ 16, ve směru „B“ 10 ϕ 10. Po ověření konstrukčních zásad bylo počítáno i kotvení výztuže.

Pro žebra Ž2, Ž3, Ž4 a Ž5 patky budou mít stejné rozměry a budou vyztužené stejným způsobem. Na krajní patku Ž1 působí cca poloviční zatížení, proto krajní patky budou mít rozměry 1450x700x600 mm (LxBxh), výztuž ve směru „L“ z ϕ 16 a ve směru „B“ ϕ 10.

5. Statické zajištění horní stavby

Horní stavba se nachází v havarijním stavu. Přízemí bude staticky zajištěno pomocí předpínacích lan monostrand, které budou vedené ve 2 úrovních. Horní podlaží kvůli neopravitelnosti je třeba zbourat a postavit znovu ze stejného materiálu. Po zbourání bude vybetonován železobetonový věnec, který spolu s lany má za úkol ztužit celou konstrukci a zabránit vzniku, resp. rozvoji trhlin. Strop prvního podlaží je valená klenba, kterou je třeba před odbouráním horního podlaží staticky zajistit.

5.1. Návrh předpětí

Předpětí bude provedeno pomocí monostrandů Y1770 S7 – 15,7. Maximální napínací napětí činí 1404 MPa, z toho maximální předpínací síla 210,6 kN a maximální napětí po vnesení předpětí do zdiva v čase t_0 1326 MPa, předpínací síla 198,9 kN.

Bylo třeba odhadnout materiálové charakteristiky zdiva. Jako zdící prvky byli uvažovány cihly plně pálené CPP 290x140x65 mm, pevnost zdiva 10 MPa. Malta byla odhadována na pevnost 0,4 MPa. Výsledná návrhová pevnost zdiva kolmo k ložným spárám je 0,7 MPa. Pro návrh předpětí rozhodující je návrhová pevnost zdiva rovnoběžně s ložnými spárami. Bylo uvažováno, že pevnost rovnoběžně s ložnými spárami je 50% pevnosti kolmo k ložným spárám, činí teda 0,35 MPa. Tyto údaje byly získané pouze odhadem, doporučuje se provést zkoušky pevnosti zdiva a malty, protože ve velké míře ovlivní výsledný návrh.

Návrh předpínací síly byl proveden pomocí momentové podmínky k bodu otáčení, který byl stanoven v místě, kde končí trhlina v podélné stěně. Bylo uvažováno, že lana budou vyrovnávat destabilizující moment, který vzniká od tíhy spodního podlaží. Tíhu horního podlaží pak přenesou železobetonový věnec. Pro zjednodušení byla počítána jen tíha zdiva spodního podlaží a vynásobená excentricitou k bodu otáčení. Tento moment byl následně dělený excentricitou prvního a druhého lana. Pomocí této momentové podmínky byli navrženi celkově 4 lana, v každé podélné stěně budou vedené 2 lana ve 2 úrovních. Každé lano bude předepnuto předpínací silou 110 kN. Při předepnutí zdiva je nutné dostat uzavřený prstenec, proto příčné stěny budou předepnuty stejným způsobem jako podélné stěny. V místě otvorů je třeba zvýšit tuhost zdiva, proto bylo nutné navrhnout v těchto místech opatření. Pod hlavním vchodem do objektu byl navržen betonový překlad, který bude vyztužen konstrukční výztuží 6 ϕ 10, smyková výztuž ϕ 6 po 200 mm. V místě vnitřních otvorů (průchody, okna) budou vloženy ocelové rozpěry (viz technická zpráva).

Lana budou kotvené v kotevních sklípkách 450x850x150 mm pomocí kotevních desek. Kotevní desky mají za úkol roznést předpínací sílu rovnoměrně do zdiva. Pod

kotevními deskami musí být napětí menší než návrhová pevnost zdiva rovnoběžně s ložnými spárami. Z této podmínky byly navrženy kotevní desky o rozměrech 800x400x25 mm. Kotevní desky budou opatřené výztuhami, vzhledem k větším rozměrům, aby nedošlo k jejich nadměrným průhybům při napínání.

Zdivo bylo třeba posuzovat i v místě změny směru lana. V těchto místech byli navrženy deviátory. V místě změny směru lana byla počítána radiální síla, která činí 17,21 kN. Deviátory budou vloženy do lože z cementové malty, právě tato lož má za úkol roznést radiální sílu do zdiva tak, aby nebyla překročena návrhová pevnost zdiva rovnoběžně s ložnými spárami. Rozměry lože byli stanovené na 400x150 mm.

Pro lana byly počítány i ztráty předpětí od dotvarování zdiva. Vychází z odhadu, že modul pružnosti zdiva je 750 násobek charakteristické pevnosti zdiva kolmo k ložným spárám. V normě modul pružnosti je počítán jako 1000 násobek pevnosti zdiva, ale z dlouhodobých zkušeností vychází, že tato hodnota je menší. Konečná hodnota dotvarování byla odhadem stanovená na hodnotu 3,0. Ztráta předpětí byla počítána zvláště pro dolní a horní vrstvu lan. Předpínací síla byla roznášena do zdiva pod úhlem 15° a tam kde se „zasekla“ roznášecí čára, byla stanovená délka roznosu, vzdorující plocha zdiva a následně napětí ve zdivu. Pomocí tohoto napětí byla spočítána ztráta předpětí od dotvarování, která pro horní vrstvu lan činí 3,49%, pro dolní vrstvu 7,67%.

5.2. Návrh železobetonového věnce

Železobetonový věnec bude betonován z betonu C16/20 a vyztužen výztuží B550B. Výztuž byla navržena opět pomocí momentové podmínky k bodu otáčení. Tíha horního podlaží, kterou tvoří tíha střechy a tíha zdiva, se otáčí kolem bodu otáčení na excentricitě 2,233 m. Takto získaný destabilizující moment musí být menší než stabilizující moment. Z této podmínky bylo možné navrhnout výztuž tak, aby přenesli tahovou sílu, která působí odklon horní části objektu. Byla navržena výztuž 8 ϕ 10, to znamená, že nad každou stěnou bude věnec vyztužen výztuží 4 ϕ 10. Krytí výztuže bylo navrženo 25 mm, pro stupeň vlivu prostředí XC1. Konstruktivní smyková výztuž bude ϕ 8 po 200 mm.

5.3. Posouzení stropní klenby

Klenbu bylo třeba posuzovat na stav, kdy horní podlaží bude odbouráno, totiž obloukovou sílu vyrovnává tíha horního podlaží a zabraňuje vodorovnému posunu paty klenby. Po odbourání snížíme sílu, která stabilizuje klenbu, a mohou vznikat nežádoucí trhliny.

5.3.1. Geometrie

Klenba má půlkruhový tvar o středovém úhlu 150°, krajní část klenby je zesílená pomocí výztuhy. Pata klenby se nachází ve výšce 1400 mm nad podlahou, světlá výška klenby je 1970 mm. Výška klenby je 150 mm, v krajní části 300 mm.

5.3.2. Statický model

Klenba byla namodelovaná pomocí 3D skořepinového prvku, klenba je vetknutá do krajních pilířů šířky 670 mm. Pilíře jsou vetknuté do základových konstrukcí.

5.3.3. Materiálové charakteristiky

Klenba a krajní pilíře byli vyžděné z plných cihel CPP 290x140x65 mm o pevnosti 10 MPa. Pevnost malty byla odhadem stanovená na 0,4 MPa. Výsledná návrhová pevnost zdiva klenby je 0,87 MPa, pilíře 0,70 MPa. Tyto hodnoty byly následně zadané do výpočtového programu SCIA Engineer. Opět se doporučuje provést zkoušky pro zjištění přesnějších hodnot vlastností materiálů.

5.3.4. Zatížení

Zatěžovací stav 1 – Vlastní tíha

Byla generována automaticky softwarem SCIA Engineer.

Zatěžovací stav 2 – Zásyp rovnoměrný

Klenba až po úroveň podlahy horního podlaží byla zasypaná pískem. Písek byl odhadnutý na písek dobře zrněný S1, objemová tíha písku 20 kN/m^3 , úhel efektivního vnitřního tření 35° . Na klenbu působí 405 mm vysoká rovnoměrná vrstva písku, tato hodnota byla vynásobena objemovou hmotností písku. Takto získaným plošným zatížením, který činí $6,48 \text{ kN/m}^2$ byl model zatížen.

Zatěžovací stav 3 – Zásyp cípovitý

Na klenbu působí i nerovnoměrná vrstva zásypu, tzv. cípovité zatížení. V patě klenby byla velikost zatížení stanovená stejným způsobem jako u zatěžovacího stavu 2. V koruně klenby hodnota zatížení je 0. Takto získané trojúhelníkové zatížení bylo zadáno do programu jako plošné volné zatížení, které potom software automaticky vygeneroval na model.

Zatěžovací stav 4 - Zásyp horizontální

Na pilíř působí i horizontální složka zásypu. Tato složka byla uvažována do vzdálenosti 1200 mm od horní hrany pilíře, protože klenba byla v krajních částech zasypaná rovnaninou. V této výšce byl stanoven horizontální tlak od zásypu a následně model zatížen opět volným plošným zatížením.

Zatěžovací stav 5 - Horizontální tlak zeminy

Část pilíře se nachází pod úrovní terénu, z toho plyne, že na spodní část pilíře působí i horizontální tlak zeminy. Parametry zeminy jsou totožné jako u posouzení sklepa. V hloubce 1210 mm pod terénem byl zjištěn horizontální tlak zeminy a model byl zatížen trojúhelníkovým plošným zatížením.

5.3.5. Kombinace

Byly sestaveny kombinace pro minimální N_{Ed} a maximální M_{Ed} pro 3 kritické řezy: vrchol, 1/4 a pata klenby.

5.3.6. Posouzení na únosnost

Klenba byla posouzená ve 3 kritických řezech, ve vrcholu, v 1/4 a v patě pro kombinace minimální N_{Ed} a maximální M_{Ed} . Efektivní šířka ve vrcholu a v 1/4 byla uvažována 150 mm, v patě 300 mm kvůli výztuze. Efektivní délka byla vypočítaná jako skutečná délka vynásobená součinitelem vzpěrné délky 0,54. Při výpočtu se ukázalo, že klenba v každém řezu vyhoví na únosnost.

5.3.7. Ověření vzniku trhlin

Pro tento případ je rozhodující, zda v klenbě vznikají trhliny či nikoliv. Klenba byla rozdělená na 11 řezů a v každém řezu bylo spočítáno napětí v horních a dolních vláknech. Při výpočtu bylo zjištěno, že v řezu 1,2,3,4 a 9 vzniká tahové napětí, tím pádem i trhliny, to znamenalo, že je nutné navrhnout statické zajištění klenby. Ručně vypočítané napětí bylo zkontrolované a porovnané i s napětími vypočítanými ve výpočtovém softwaru.

5.3.8. Návrh předpětí

Statické zajištění bylo navrženo pomocí 2 monostrandů Y1770 S7 – 15,7, které budou fungovat jako táhlo a budou vyrovnávat vodorovnou složku obloukové síly. Při návrhu předpětí bylo nutné dohlížet i na to, aby předpínací síla nebyla moc vysoká, protože při předpínání může dojít k poškození původní konstrukce. Z tohoto důvodu bylo uvažováno, že lana přenesou část vodorovné složky obloukové síly ze 1,5 m širokého pásu. Pro tento účel byl namodelován 1,5 m široký pás klenby, opět zakotvené do krajních zděných pilířů. Model byl zatížen pouze svislým zatížením, to znamená, že horizontální tlaky byli zanedbané. Vodorovná složka obloukové síly vyšla 85,07 kN, předpínací síla byla navržena 65 kN, aby nedošlo k roztrhnutí zdiva při napínání.

Lana budou zakotvené v kotevních sklípkách 660x410x150 mm pomocí kotevních desek. Kotevní desky byly opět navrženy tak, aby napětí od předpínací síly pod kotevními deskami bylo menší než návrhová pevnost zdiva rovnoběžně s ložnými spárami. Rozměry kotevních desek byli stanovené 600x350x25 mm.

5.3.9. Ověření vzniku trhlin po zavedení napětí

Výpočet byl proveden stejným způsobem jako v odstavci 5.3.7. V žádném řezu nevzniká tahové napětí, to znamená, že po zavedení předpětí je klenba zajištěná a po odbourání horního podlaží nevzniknou trhliny.



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

TECHNICKÁ ZPRÁVA

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Szabolcs Kešiar

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. JIŘÍ STRNAD, Ph.D.

BRNO 2018

1. Identifikace objektu

Objekt se nachází ve vinařské obci Bulhary, asi 12 kilometrů od Mikulova. Barokní objekt je rozdělen na dvě části: na dvoupodlažní budovu, která je v havarijním stavu se silně rozvinutými trhlinami a na vinný sklep, který byl přitížen nově postaveným penzionem. Novostavba zatím není dostavěná, momentálně stojí pouze hrubá stavba.

2. Parametry podloží

2.1. Přehled geologických a hydrogeologických poměrů

Předkvartérní podklad v zájmovém území tvoří horniny terciéru – paleogenu, zastoupené zde spodním oligocénem – akvitánem – ždánicko-hustopečského souvrství tvořeném vápnitými slínami a pískovci.

Kvartérní sedimenty zde tvoří pleistocénní spraše a sprašové hlíny.

Předpokládaný geologický profil:

0 – 10 m	Spraš žlutohnědá, vápnitá, pevná	F6Cl3
10,0 -	Vápnité slíny, šedé, tuhé až pevné	F8CH3

Podzemní voda se zdržuje při bázi spraší, tj. v hloubce cca 9,5 m.

2.2. Geotechnické vlastnosti zemin s přihlédnutím k ČSN 73 1001

2.2.1. Kvartérní sedimenty tvořené pevnou spraší F6Cl

Poissonovo číslo	$\nu=0,40$
Převodní součinitel	$\beta=0,47$
Objemová tíha	$\gamma=21,0 \text{ kN/m}^3$
Modul deformace	$E_{\text{def}}=12 \text{ MPa}$
Oedometrický modul deformace	$E_{\text{oed}}=E_{\text{def}}/\beta=25,53 \text{ MPa}$

Totální soudržnost	$c_u=80 \text{ kPa}$
Totální úhel vnitřního tření	$\varphi_u=5^\circ$
Efektivní soudržnost	$c_{\text{ef}}=20 \text{ kPa}$
Efektivní úhel vnitřního tření	$\varphi_{\text{ef}}=17^\circ$
Tabulková výpočtová únosnost	$R_{\text{dt}}=200 \text{ kPa}$

2.2.2. Paleogenní vápnité slíny F8CH

Poissonovo číslo	$\nu=0,42$
Převodní součinitel	$\beta=0,37$
Objemová tíha	$\gamma=20,5 \text{ kN/m}^3$
Modul deformace	$E_{\text{def}}=6 \text{ MPa}$
Oedometrický modul deformace	$E_{\text{oed}}=E_{\text{def}}/\beta=16,22 \text{ MPa}$

Totální soudržnost	$c_u=60$ kPa
Totální úhel vnitřního tření	$\varphi_u=0^\circ$
Efektivní soudržnost	$c_{ef}=15$ kPa
Efektivní úhel vnitřního tření	$\varphi_{ef}=16^\circ$

2.3. Inženýrskogeologické zhodnocení

Popsané základové poměry jsou jednoduché. Rekonstruovaná stavba je dvoupodlažní se sklepem, zastupující do hloubky až 4,26 m. Připomíná se, že základovou půdu tvoří spraše, které po nasycení jakoukoliv vodou jsou náchylné k prosedání.

Doporučuje se proto:

- Provést pasporty sousedních objektů
- Ověřit hloubky základů a stav základové půdy u dotčených budov
- Zjistit případné přetížení základů
- Dále pak provést úpravy konstrukcí, které by vyloučily případné další poruchy zdiva v závislosti na nepřípustném dodatečném sedání.

3. Kotvení žeber do zdiva stávající klenby

Kotvení bude probíhat pomocí háků z betonářské výztuže B550B o průměru $\phi 8$ mm. Rozmístění kotev viz výkres P2.4. Kotvy budou osazené do vyvrtaných otvorů o průměru $\phi 15$ mm. Všechny otvory musí být vyvrtané kolmo k líci klenby, aby nedošlo ke kolizi mezi výztuží prvků a kotvami. Před osazením kotev je nutné otvory řádně vyčistit tlakovou vodou, aby se kotvy nevytrhly ze zdiva. Po osazení kotev budou otvory zainjektované cementovou maltou. Se všemi pracemi je možné pokračovat až po vytvrnutí injektáže.

4. Obloukové žebra

Žebra budou provedené ze stříkaného betonu třídy C35/45 (např. Weber, Cemix), výztuž bude z betonářské oceli B550B. Po montáži bednění bude osazen předem připravený armokoš pilířů, na které bude navážen armokoš zakřivené části. Následně bude stříkán beton suchou cestou ve třech vrstvách. První vrstva bude mít tloušťku 85 mm, druhá vrstva taktéž 85 mm, třetí vrstva 80 mm. Mezi každou vrstvou musí být dodržena technologická pauza 5 dní, po nanesení poslední vrstvy následuje technologická pauza 28 dní. Po vytvrnutí betonu bude připraveno bednění pro podélné ztužující nosníky a do bednění bude osazen předem připravený armokoš, který bude svázan k vyčnívajícím výztužím žeber. Je třeba dávat pozor na to, že krajní nosníky jsou otočené tak, aby lícovali s dolní hranou klenby. Betonáž bude probíhat stejně jak u žeber. V průběhu hydratace je potřeba beton řádně ošetřit a navlhčit, aby nevznikaly nežádoucí trhliny od smršťování. V každém prvku musí být dodrženy krytí výztuže 35 mm.

5. Základová konstrukce

Základovou konstrukci budou tvořit základové patky pod žebry, které budou spojeny jak v příčném tak i v podélném směru základovými pásy. Každý prvek bude z betonu C20/25, vyztužení bude z betonářské oceli B550B. Prvním krokem bude odstranění zeminy pro základové patky. Základové patky budou mít půdorysné rozměry 1450x1450 mm, výšku 600 mm, až na výjimku krajní patky, která bude mít půdorysné rozměry 1450x700 mm a výšku 600 mm. Následuje betonáž podkladového betonu tloušťky 100 mm z betonu C16/20 a technologická pauza 2 dny. Vkládání výztuže bude probíhat podle výkresu P2.3, výztuže pro připojení základových pásů budou zasunuty do zeminy, zasunutá část výztuže musí být opatřena antikoročním nátěrem. Je třeba dát pozor na správné orientace výztuže, v příčném směru budou výztuže o průměru $\phi 16$ mm, v podélném směru $\phi 10$ mm. Ze základových patek budou svisle vyčnívat železa pro zakotvení obloukových žebor. V případě krajních patek se jedná o výztuž $\phi 16$ mm, v případě středních patek $\phi 25$ mm. Musí být dodržena správná délka kotevní výztuže. Po zhotovení vyztužení následuje betonáž patek a technologická pauza 28 dní. Po vytvrnutí betonu bude odstraněna zemina pro příčné základové pásy a betonáž podkladového betonu tloušťky 100 mm, z betonu C16/20. Opět musí být dodržena technologická pauza 2 dny. Výztuž pásů bude svázána k vyčnívajícím výztužím patek. Hlavní výztuž budou tvořit vložky o průměru $\phi 16$ mm, konstrukční výztuž budou tvořit třmínky o průměru $\phi 8$ mm. Následuje betonáž příčných pásů a technologická pauza 28 dní. Podélné pásy budou zhotovené stejným způsobem jako příčné pásy. V každém místě musí být dodržena krytí výztuže 60 mm.

6. Vedení lan ve stěnách horní stavby

Před vyvrtáním náhradních kabelových kanálků a vysekáním drážek musí být všechny trhliny řádně proinjektované. Trhliny širší než 15 mm musí být nejdříve zednický zatmelené. Poté následuje vyvrtání injektážních otvorů o průměru $\phi 20$ mm po délce trhliny do poloviny tloušťky stěny. Kolem otvorů bude zdivo prolité vodou pro snížení nasákavosti a poté budou trhliny injektované odspodu vzhůru, při vytékání injektáže z okolních otvorů se přejde k dalšímu. Bude použita metoda nízkotlakové cementové injektáže pomocí rotačních hydraulických čerpadel při tlaku 0,5 MPa. Po vytvrnutí injektáže následuje vyvrtání náhradních kabelových kanálků o průměru $\phi 35$ mm podle výkresu P2.6, pomocí polohovacího vrtacího systému. Před vrtáním budou polohy vrtů označeny nástrelným hřebíkem. Při vrtání se bude postupovat pomalu a vrty budou průběžně čištěny. Po vyvrtání kanálků budou vysekané drážky, kotevní sklípky a sklípky pro deviátory podle výkresu P2.6., pomocí diamantového kotouče a následným ručním sekáním. Do sklípků se potom připraví cementová lož pro kotevní desky a sklípky. V kotevních sklípkách bude mít cementová lož tloušťku 25 mm, pro deviátory bude mít lož rozměry 400x150 mm a tloušťku 25 mm. Po vytvrnutí malty se osadí deviátory pomocí samořezných šroubů. Pod hlavním vchodem do objektu se vyseká zdivo pro železobetonový překlad, který bude z betonu C16/20 a vyztužen konstrukční výztuží $6\phi 10$ mm a smykovou výztuží $\phi 6/200$ mm. Pod vnitřními průchodami se vyseká zdivo pro ocelové rozpěry, které po osazení budou zalité betonem až po úroveň nášlapné vrstvy. Do oken se osadí ocelové rozpěry pomocí samořezných šroubů. Rozpěry budou zhotovené z profilu 2xUPE 100, přivařené k sobě pomocí bodových svarů, zakončené

plechem 200x200x10 mm, které budou přivařené k profilům pomocí koutových svarů 6 mm. Plechy uprostřed budou opatřené otvorem $\phi 35$ mm pro protáhnutí předpínacího lana. Následně po celé délce trasy lan bude kontrolována hladkost všech povrchů, případné nerovnosti musí být odstraněny, aby nepoškodily předpínací výztuž. Monostrandy Y1770 S7 – 15,7 se protáhnou drážkami a náhradními kanálky a montážně se zajistí pomocí kotevních desek a kotev DYWIDAG v HDPE chrániče. Lana se budou napínat z obou stran po krocích 10 kN. Při napínání lan musí být přítomna kvalifikovaná osoba, který proces napínání zaznamená do předpínacího protokolu. V průběhu napínání budou kontrolovány nežádoucí pohyby zdiva, které jsou signalizovány lupáním a praskáním. Proto musí být přítomen i statik, který může ukončit proces předpínání dříve, než bylo stanoveno v návrhu. Po ukončení předpínání se náhradní kabelové kanálky zainjektují modifikovanou cementovou maltou, kotevní sklípky se opatří konstrukční výztuží $\phi 6$ mm a zabetonují, drážky se ručně zapraví běžnou cementovou maltou.

7. Bourání horního podlaží

Horní podlaží musí být před odbouráním důkladně geodeticky zaměřeno a zakresleno. Při bourání se postupuje od hora dolů. První bude odstraněna střecha, potom čelní stěna, stěny a podlaha. Odbouraný materiál bude uložený na staveništi a vizuálně kontrolován, zda je možné jeho další využití. Po odbourání následuje betonáž nového železobetonového věnce. Bourací práce lze provést až po statickém zajištění stropní klenby.

8. Železobetonový věnec

Věnec bude betonován z betonu C16/20, výztuž bude z materiálu B550B, výška věnce byla navržena na 250 mm. Po montáži bednění se výztuž osadí do bednění, hlavní výztuž bude tvořit 4 $\phi 10$ mm, v širších částech bude doplněná konstrukční výztuží 4 $\phi 8$ mm, v užších částech 2 $\phi 8$ mm. Po celé délce věnce byla navržena konstrukční smyková výztuž $\phi 8/200$ mm. Poté se konstrukce vybetonuje a následuje technologická pauza 28 dní.

9. Vedení lan ve stropní klenbě

Polohy vývrtů pro náhradní kabelové kanálky se označí nástřelným hřebíkem. Následuje vyvrtání otvor o průměru $\phi 35$ mm pomocí polohovacího vrtacího systému. Po vyvrtání otvor se kotevní sklípky vysekají pomocí diamantového kotouče a připraví se cementová lož pro kotevní desky. Monostrandy Y1770 S7 – 15,7 se protáhnou náhradními kabelovými kanálky a montážně se zajistí pomocí kotevních desek a kotev DYWIDAG. Předpínání bude probíhat z obou stran po krocích 10 kN, celý proces musí být zaznamenán do předpínacího protokolu kvalifikovanou osobou. V průběhu napínání je třeba sledovat stav klenby a pohyby zdiva. V případě objevení trhlin je nutné proces napínání zastavit a případně upravit předpínací sílu, proto musí být přítomen i statik. Po zakotvení lan se náhradní kabelové kanálky zainjektují, kotevní sklípky se opatří konstrukční výztuží $\phi 6$ mm a zapraví betonem. Původně byla klenba zajištěná dřevěnými

trámy, které se časem poškodili, případně byli odstraněné. Trámy budou nahrazené a budou opatřené drážkami, ve kterých budou vedené předpínací lana, takto nebude narušen původní estetický vzhled konstrukce.

10. Bezpečnost práce

Během výstavby musí být dodrženy všechny bezpečnostní předpisy a podmínky týkající se práce na staveništi. Pracovníci během výstavby musí být vybaveni vhodnými ochrannými pomůckami a dodržet předepsaný postup a všechny pokyny stavbyvedoucího.

11. Závěr

Všechny konstrukce byly navrženy a posouzeny na mezní stav únosnosti dle platných norem. Některé prvky konstrukce byly posouzeny i na mezní stav použitelnosti. Nová a stávající konstrukce po návrhu a posouzení byla posouzen jako vyhovující.

V Brně dne 10.1.2018

.....
podpis autora
Szabolcs Kešiar

Seznam použitých zdrojů

- [1] ČSN EN 1991 – 1 – 1. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb, Praha: ČNI, 2004
- [2] ČSN EN 1991 – 1 – 1. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Zatížení větrem, Praha: ČNI, 2007
- [3] ČSN EN 1991 – 1 – 3. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem. Praha: ČNI, 2005.
- [4] ČSN EN 1996 – 1 – 1. Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce, Praha: ČNI, 2007
- [5] ČSN EN 1992 – 1 – 1. Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, Praha: ČNI, 2011
- [6] KOŠATKA, Pavel; BROUKALOVÁ, Iva. *Navrhování zděných konstrukcí: Příručka k ČSN EN 1996-1-1*. vyd. Praha: Informační centrum ČKAIT, s.r.o., 2010, 144 s. ISBN 978-80-87438-02-2.
- [7] JENEŠ, Rostislav; PODROUŽKOVÁ, Božena. *Zděné konstrukce: M01 – Základy navrhování*. Brno: AKADEMICKÉ NAKLADATELSTVÍ CERM, s.r.o., 2005
- [8] JENEŠ, Rostislav; PODROUŽKOVÁ, Božena. *Zděné konstrukce: M04 – Vodorovní konstrukce, klenby*. Brno: AKADEMICKÉ NAKLADATELSTVÍ CERM, s.r.o., 2006
- [9] Doporučený standard technický (DOS T). *Sanace zděných kleneb*. Informační centrum ČKAIT. Praha, 2010
- [10] BAŽANT, Zděnek; KLUSÁČEK, Ladislav. *Statika při rekonstrukcích objektů*. Vyd. 5. Brno: AKADEMICKÉ NAKLADATELSTVÍ CERM, s.r.o., 2010. 122 s. ISBN 978-80-7204-692-8.
- [11] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: AKADEMICKÉ NAKLADATELSTVÍ CERM, s.r.o., 2008. 186 s. ISBN 978-80-7204-561-7.
- [12] ZICH, Miloš. *Příklady posouzení betonových prvků dle eurokódů*. vyd. Praha: Dashöfer, 2010, 145 s. ISBN 978-80-86897-38-7.
- [13] PROCHÁZKA, Jaroslav a kol. *Navrhování betonových konstrukcí 1*. Vyd. 3. Praha: ČBS Servis, s.r.o., 2007, 316 s. ISBN 978-80-903807-5-2.

Seznam použitých zkratk a symbolů

g_k	charakteristická hodnota stálého zatížení
q_k	charakteristická hodnota užitého zatížení
s_k	charakteristická hodnota zatížení sněhem
μ_1	tvárový součinitel zatížení sněhem
c_e	součinitel expozice
c_t	tepelný součinitel
$v_{b,0}$	výchozí základní rychlost větru
v_b	základní rychlost větru
c_{dir}	součinitel směru větru
c_{season}	součinitel ročního období
v_m	střední rychlost větru
c_r	součinitel drsnosti terénu
c_0	součinitel orografie
z_0	parametr drsnosti terénu
z_{min}	minimální výška
k_r	součinitel terénu
q_p	maximální dynamický tlak větru
$c_{pe,10}$	součinitel tlaku
γ	objemová tíha materiálu
γ_G	kombinační součinitel pro stálé zatížení
γ_Q	kombinační součinitel pro proměnné zatížení
$Z\check{S}$	zatěžovací šířka
t_{ef}	účinná výška průřezu
L_{ef}	vzpěrná délka prvku
L	délka prvku
h	výška průřezu
t	tloušťka průřezu
b	šířka průřezu
A	plocha průřezu
ρ	součinitel vzpěrné délky
γ_M	součinitel spolehlivosti zdiva
δ	součinitel tvaru zdiva
f_u	průměrná pevnost zdicího prvku v tlaku
f_b	normalizovaná pevnost zdicího prvku v tlaku
$f_{d }$	návrhová pevnost zdiva rovnoběžně s ložnými spárami
E_{zd}	modul pružnosti zdiva
η	vliv vlhkosti
f_m	průměrná pevnost malty v tlaku
f_k	charakteristická pevnost zdiva v tlaku kolmém k ložným spárám
f_d	návrhová pevnost zdiva v tlaku kolmém k ložným spárám
σ_z	horizontální tlak zeminy
K_a	součinitel aktivního zemního tlaku
φ_{ef}	efektivní úhel vnitřního tření zeminy
N_{Ed}	návrhová hodnota osové síly
M_{Ed}	návrhová hodnota ohybového momentu

$M_{Ed,y}$	návrhová hodnota ohybového momentu působící ve směru osy „y“
$M_{Ed,z}$	návrhová hodnota ohybového momentu působící ve směru osy „z“
V_{Ed}	návrhová hodnota posouvající síly
N_{Rd}	návrhová hodnota únosnosti v tlaku
M_{Rd}	návrhová hodnota únosnosti v ohybu
V_{Rd}	návrhová hodnota únosnosti ve smyku
e_{init}	počáteční výstřednost
e_m	výstřednost ve střední části klenby
e_k	výstřednost vlivem dotvarování
e_i	výsledná výstřednost v patě klenby
e_{mk}	výsledná výstřednost ve střední části klenby
u	numerický součinitel
ϕ	konečná hodnota součinitele dotvarování zdiva
ϕ_m	zmenšovací součinitel ve střední části klenby
ϕ_i	zmenšovací součinitel v patě klenby
K	konstanta pro výpočet charakteristické pevnosti zdiva v tlaku
K_E	součinitel pro výpočet modulu pružnosti zdiva
γ_c	součinitel spolehlivosti betonu
γ_s	součinitel spolehlivosti betonářské výztuže
f_{ck}	charakteristická pevnost betonu v tlaku
f_{cd}	návrhová pevnost betonu v tlaku
f_{ctm}	průměrná pevnost betonu v tahu
f_{ctd}	návrhová pevnost betonu v tahu
E_{cm}	střední hodnota modulu pružnosti betonu
ϵ_{cu3}	mezní přetvoření betonu
f_{yk}	charakteristická mez kluzu oceli
f_{yd}	návrhová mez kluzu oceli
E_s	modul pružnosti oceli
ϵ_{yd}	mezní přetvoření betonářské výztuže
λ	štíhlost
l_0	vzpěrná délka betonového prvku
i	poloměr setrvačnosti
A_c	plocha betonového průřezu
λ_{lim}	limitní štíhlost
A_s	plocha výztuže
M_{0Ed}	ohybový moment prvního řádu
$1/r$	křivost
K_r	opravný součinitel závislá na normálové síle
K_ϕ	součinitel zohledňující dotvarování
ϕ_{ef}	účinný součinitel dotvarování
N_{eqp}	normálová síla od kvazistálé kombinaci
M_{eqp}	ohybový moment od kvazistálé kombinaci
RH	relativní vlhkost
M_2	ohybový moment druhého řádu
c_{min}	minimální hodnota krycí vrstvy
c_{nom}	jmenovitá hodnota krycí vrstvy
ΔC_{dev}	možná tolerance při provádění

$c_{min,b}$	minimální krycí vrstva s přihlédnutím k požadavku soudržnosti
$c_{min,dur}$	minimální krycí vrstva s přihlédnutím k podmínkám prostředí
z	rameno vnitřních sil
F_s	síla ve výztuži
x	poloha neutrální osy
α_{NA}	odklon neutrální osy
ϵ_s	přetvoření výztuže
σ_s	napětí ve výztuži
$A_{s,min}$	minimální plocha výztuže
$A_{s,max}$	maximální plocha výztuže
$A_{s,prov}$	navržená plocha výztuže
$A_{s,kotv}$	plocha zakotvené výztuže
$A_{s,req}$	požadovaná plocha výztuže
s	vzdálenost výztuže
d_g	maximální průměr kameniva
f_{bd}	návrhová hodnota mezního napětí v soudržnosti
η_1	součinitel závislý na kvalitě podmínek v soudržnosti
η_2	součinitel závislý na průměru prutu
$l_{b,rqd}$	základní požadovaná kotevní délka
σ_{sd}	návrhové napětí v prutu v místě, od kterého se měří kotevní délka
l_{bd}	návrhová kotevní délka
$l_{b,min}$	minimální kotevní délka
$V_{Rd,c}$	návrhová hodnota únosnosti ve smyku
K	součinitel výšky
ρ_l	stupeň vyztužení
K_1	součinitel vlivu normálové síly
σ_{cp}	napětí od vlivu normálové síly
s_w	vzdálenost smykové výztuže
A_{sw}	plocha smykové výztuže
ρ_w	stupeň vyztužení ve smyku
M_{E,ψ_2}	ohybový moment od kvazistálé kombinace
I_c	moment setrvačnosti betonového průřezu
α_e	pracovní součinitel
A_i	plocha ideálního průřezu
t_i	vzdálenost těžiště ideálního průřezu od těžiště betonového průřezu
I_{ci}	moment setrvačnosti plně působícího ideálního průřezu
σ_{ct}	napětí v tažených vláknech
$A_{c,eff}$	efektivní plocha betonového průřezu
$\rho_{p,eff}$	efektivní stupeň vyztužení
w_k	šířka trhliny
w_{max}	limitní šířka trhliny
R_{dt}	únosnost podloží
z_{Ed}	svislé zatížení působící na základovou konstrukci
f_{pk}	charakteristická hodnota pevnosti v tahu předpínací výztuže
$f_{p0,1k}$	smluvní charakteristická hodnota pevnosti v tahu předpínací výztuže
E_p	modul pružnosti předpínací výztuže
A_p	průřezová plocha předpínací výztuže

$\sigma_{p,max}$	maximální napínací napět
P_{max}	maximální předpínací síla
$\sigma_{pm0,max}$	maximální napětí po vnesení předpětí do zdiva v čase t_0
$P_{m0,max}$	maximální předpínací síla po vnesení předpětí do zdiva v čase t_0
P	předpínací síla
M_{dest}	destabilizující moment
M_{st}	stabilizující moment
A_{pl}	plocha kotevní desky
R	radiální síla od změny směru lan
A_M	plocha malty pod deviátorem
$\Delta\sigma_{P1}^C$	ztráta předpětí od dotvarování zdiva

Seznam příloh

- P1. Použité podklady
- P2. Výkresová dokumentace
 - P2.1 Výkres tvaru základové konstrukce M1:30
 - P2.2 Výkres tvaru žeber M1:30
 - P2.3 Výkres výztuže základové konstrukce M1:25
 - P2.4 Výkres výztuže žeber M1:25
 - P2.5.1 Mapování vnitřních poruch-půdorysy M1:100
 - P2.5.2 Mapování vnějších poruch-pohledy M1:50
 - P2.6 Vedení lan-ztužení obvodových zdí M1:20
 - P2.7 Vedení lan-zajištění stropní klenby M1:20
 - P2.8 Vedení lan-řezy 1 M1:20
 - P2.9 Vedení lan-řezy 2 M1:20
 - P2.10 Vedení lan-pohledy 1 M1:20
 - P2.11 Vedení lan-pohledy 2 M1:20
 - P2.12 Výrobní výkres kotevních desek M1:10
 - P2.13 Výrobní výkres deviátoru M1:5
 - P2.14 Výkres výztuže ŽB věnce M1:25
 - P2.15 Horní stavba-postup výstavby M1:50
- P3.1 Statický výpočet – část 1
- P3.2 Statický výpočet – část 2
- P4. Stavební postup