



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
Fakulta stavební

Doktorský studijní program: **STAVEBNÍ INŽENÝRSTVÍ**
Studijní obor: **Fyzikální a materiálové inženýrství**

Ing. Jiří Kott

**DVOJÚROVŇOVÁ ANALÝZA
OPĚRNÝCH SYSTÉMŮ KATEDRÁL**
TWO-SCALE ANALYSIS OF CATHEDRALS BUTTRESSES

DISERTAČNÍ PRÁCE K ZÍSKÁNÍ AKADEMICKÉHO TITULU Ph.D.

Školitel: **Doc. Ing. Petr Fajman, CSc.**

Praha, únor 2012

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem disertační práci vypracoval samostatně a uvedl veškerou použitou literaturu i další zdroje informací, z nichž jsem čerpal.

Ing. Jiří Kott

Poděkování

Děkuji školiteli doc. Ing. Petru Fajmanovi, CSc. za podněty a všem pracovníkům katedry mechaniky za vynikající pracovní podmínky, které mi vytvořili při zpracovávání disertační práce.

Děkuji firmě MURUS, spol. s r.o., zejména jednateři Ing. Janu Vinařovi, za poskytnutí podkladů o chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře.

Děkuji Dombauhütte Xanten, zejména vedoucímu Johannesu Schubertovi, za poskytnutí podkladů o dómu sv. Viktora v Xanten.

Děkuji svým rodičům za podporu v průběhu celé doby studia.

Práce vznikla za podpory:

GAČR 106/03/0H150

Víceúrovňové modelování heterogenních struktur – obrazová analýza a počítačová simulace

MSM6840770001

Spolehlivost, optimalizace a trvanlivost stavebních materiálů a konstrukcí

FRVŠ 874/2006

Vliv nadbetonování klenby na její statickou účinnost

FRVŠ 1507/2007

Počítačové modelování konstrukcí – klenby a skořepiny.

IG ČVUT 2006 č. CTU0620411

Aktivní účast na konferenci New Trends in Statics and Dynamics of Buildings

IG ČVUT 2007 č. CTU0720311

Systémy táhel ve vysokém chóru chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře

Abstrakt

Práce se zabývá opěrnými systémy katedrál se zaměřením na jejich odezvu na kombinace od zatížení stálého, větrem a teplotou. Byl proveden rozbor typů opěrných systémů a působících zatížení. Větší pozornost byla věnována závislosti velikosti reakcí na typu klenby, na rozpětí a na poměru velikosti modulu pružnosti žeber a kápí. V práci je provedena detailní analýza chování opěrných systémů dómu sv. Viktora v Xanten a chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře. Analýza byla provedena pomocí numerického modelování založeného na dvojúrovňovém modelování materiálových vlastností zdiva. Provedenými výpočty bylo prokázáno, že pro dlouhodobou bezchybnou funkci opěrného systému je důležitá vyvážená vzájemná proporce jednotlivých prvků, která musí odpovídat přenášenému stálému zatížení. Opěrný systém chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře není dostatečně předepnutý stálým zatížením. V opěrných obloucích proto vznikají poruchy způsobené cyklickým teplotním zatížením a od extrémního zatížení větrem. Byla navržena dílčí úprava geometrie, která přispěje k prodloužení období mezi poruchami způsobenými cyklickým teplotním zatížením. Navrhovaná úprava přibližuje opěrný systém pozměněný na konci 19. století ke středověkému originálu. Proto by tato úprava mohla být přijatelná z hlediska státní památkové péče i organizace UNESCO.

Klíčová slova: Opěrný systém, opěrný oblouk, opěrný pilíř, zdivo, klenba, zatížení teplotou, chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, dóm sv. Viktora v Xanten.

Abstract

The presentation is interested in buttresses of cathedrals focusing on their response to the combination of dead, wind and temperature load. Preview of buttresses types and acting loads has been made. Great attention was paid to size of acting forces (responses) depending on type of vault, span and elastic modulus of ribs and caps. There were made the detailed analysis of behaviour of buttresses the St. Viktor Cathedral in Xanten and St. Barbara Cathedral in Kutna Hora. The analysis was made by numerical modelling based on two-scale modelling of masonry material characteristics. By executed calculations was demonstrated the necessity of balanced proportion of individual elements which has to respond to transmitted dead load. The buttresses of St. Barbara Cathedral in Kutna Hora are not satisfactory pre-tensioned by dead load. In the buttresses therefore arise failures due cyclic load by temperature and extreme wind load. There was made a design for partly geometrical change of buttresses which will bring longer period before damages due cyclical temperature load will appear. The buttress changed on the end of 19th century brings the new design closer to the medieval original form. That's why the new design could be acceptable from the point of view of state heritage care and UNESCO.

Key words: Buttress, flying arch, pier, masonry, vault, temperature load, St. Barbara Cathedral in the Kutná Hora, St. Viktor Cathedral in Xanten.

Obsah:

Prohlášení	1
Poděkování	3
Grantová podpora	5
Abstrakt	7
Obsah	9
1. Úvod	13
2. Cíle	13
3. Současný stav problematiky	14
4. Postup a způsob řešení	16
5. Katedrála	18
5.1 Vznik katedrály	18
5.2 Pojem katedrála	19
5.3 Měřítko katedrály	21
Prvky půdorysu	21
Výška katedrály	24
Katedrála jako výraz moci	28
6. Rozvinutý opěrný systém	30
6.1 Názvosloví	30
6.2 Funkce a vývoj opěrného systému	31
6.3 Typologie a konstrukce	33
Opěrný pilíř podpírající jeden opěrný oblouk	34
Opěrný pilíř podpírající dva nad sebou umístěné opěrné oblouky	35
Opěrný pilíř podpírající opěrný oblouk s arkádou	38
Další uspořádání opěrných systémů	39
6.4 Poruchy a vady opěrných systémů	41
Hrubé vady návrhu či provedení	41
Zvětrání kamene	42
Poruchy v založení	44
Mimořádná zatížení	44
Cyklická teplotní zatížení	45
7. Zatížení teplotou	56
7.1 Teplotní zatížení opěrného systému lodi chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře	57
Rovnoměrná složka teploty ΔT_u	57
Lineárně proměnná složka teploty ΔT_M	60
Rozdíl teplot ΔT_P různých částí konstrukce	60
Monitorování povrchových teplot kamene	63
7.2 Teplotní zatížení opěrného systému vysokého chóru dómu sv. Viktora v Xanten	67
Rovnoměrná složka teploty ΔT_u	67
Lineárně proměnná složka teploty ΔT_M	68
Rozdíl teplot ΔT_P různých částí konstrukce	69
8. Materiálové vlastnosti zdiva	71
8.1 Druhy zdiva	71
Kvádrové zdivo čisté	71
Zdivo kvádrové s vnitřní výplní	71
Lomové zdivo	73
Cihelné zdivo	73

8.2 Materiály užívané pro zdivo	74
Kámen	74
Cihly	82
Výplň spár	83
8.3 Modelování zděných konstrukcí	84
8.4 Příprava materiálových charakteristik užívaných programem FEAT	85
Modul pružnosti	85
Poissonův součinitel	95
Koeficient teplotní roztažnosti	95
Objemová hmotnost	95
8.5 Příprava materiálových charakteristik užívaných programem ATENA	97
První úroveň modelování	97
Druhá úroveň modelování	100
9. Klenby	101
9.1 Druhy kleneb	101
Klenba valená	101
Klenba křížová	101
Klenba hvězdicová	102
Klenba síťová	102
Klenba kroužená	103
9.2 Modelování kleneb.....	104
Podmínka symetrie	105
Geometrická nelinearita	110
Vliv změny modulu pružnosti žebra na chování modelu křížové klenby	111
Vliv ortotropního materiálu kápí na chování modelu křížové klenby ...	114
9.3 Závislost velikosti reakcí křížové klenby na poměru stran obdélníkového pole ...	116
9.4 Srovnání typů kleneb podle velikosti reakcí	122
10. Opěrné systémy vysokého chóru dómu sv. Viktora v Xanten	133
10.1 Historie	133
10.2 Modelování v programu FEAT	136
Model pole vysokého chóru	136
Model opěrného systému 14-30-44	139
Model opěrného systému 12-28-42	141
Výsledky geometricky a fyzikálně lineárních výpočtů	144
10.3 Modelování v programu ATENA	150
10.4 Shrnutí	155
11. Opěrné systémy lodi chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře	156
11.1 Historie	157
11.2 Popis opěrného systému	158
11.3 Popis konstrukcí jednoho příčného pole vysokého trojlodí	160
<i>Intermezzo 1 – Rozměry chrámu vyměřeny pražským loktem.....</i>	161
11.4 Návrh úpravy opěrného systému pro zmenšení míry jeho poškozování cyklickým teplotním zatížením	164
11.5 Modelování v programu FEAT	165
Zatížení	167
Výsledky geometricky a fyzikálně lineárních výpočtů	169
11.6 Modelování v programu ATENA.....	178
Výsledky geometricky a fyzikálně nelineárních výpočtů	179
11.7 Shrnutí a podněty do budoucna.....	181
<i>Intermezzo 2 - Opěrný pilíř podpírající jeden opěrný oblouk.....</i>	181

12. Závěr	183
12.1 Modelování kleneb	183
12.2 Opěrné systémy vysokého chóru dómu sv. Viktora v Xanten.....	184
12.3 Opěrné systémy lodi chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře.....	184
13. Literatura	186

1. Úvod

Opěrné systémy svými vysokými, štíhlými pilíři a odvážně se pnoucími opěrnými oblouky spoluvytvářejí charakteristický vzhled gotické katedrály. Opěrné systémy jsou ale především významnou konstrukční částí katedrál - zajišťují stabilitu kleneb hlavní lodi i vysokého chóru a často slouží i k odvodnění hlavních střech. Opěrné systémy jsou ale trvale poškozovány vnějšími vlivy a je nutno periodicky provádět jejich opravy. Poznání chování opěrných systémů pod vlivem vnějších vlivů přispěje k jejich budoucím kvalifikovaným opravám a tím i k uchování krásy katedrál budoucím generacím.



Obr. 1.1 – Bourges, katedrála sv. Štěpána

2. Cíle

Cílem práce je popsat chování několika vybraných uspořádání opěrných systémů gotických katedrál. Úsilí je soustředěno na simulování opěrných systémů katedrál vrcholné a pozdní gotiky, protože rané opěrné systémy se ve středoevropském prostoru nevyskytují. Pro péči o tyto mimořádně cenné doklady lidského umu je vhodné pojmenovat a popsat problémy, které se u jednotlivých opěrných systémů mohou projevit. Pravidelné kontroly stavu opěrných systémů se potom budou moci na sledování pojmenovaných problémů soustředit. Včasným odhalením vznikající závady a následnou opravou bude možno předejít výraznějším poškozením celku.

Pro některé poruchy (vady) opěrného systému je navržen způsob jejich opravy či odstranění.

3. Současný stav problematiky

V Evropě existuje několik stovek, možná až tisíce katedrál. Přesto je to pouze část z celkového množství, které bylo v minulosti vybudováno. Celá řada jich byla v minulosti zničena válkami, revolucemi a požáry měst. Zmíníme alespoň českou Klášterní Skalici nebo z Anglie St. Paul's Cathedral.

Vzhled většiny katedrál a stav jejich konstrukcí je dnes výsledkem oprav a úprav provedených v minulých staletích - většina katedrál středoevropského prostoru byla v 19. století puristicky opravena a dostavěna, katedrály severní Francie byly výrazně poškozeny při bojích 1. světové války, většina katedrál v Německu a Anglii byla zasažena plošnými kobercovými nálety druhé světové války. Opravy i úpravy se provádějí i dnes, ale vzhledem ke krátké době od rozsáhlých oprav v 19. století a po obou světových válkách se provádějí spíše práce menšího rozsahu. Pokud se provádějí práce, které zasahují do konstrukcí důležitých pro stabilitu objektu, tak jsou podloženy rozvahou, co to bude pro konstrukci představovat a jak se to má provést.

Dnes není známo, jak prováděli návrh konstrukcí v době výstavby. Vždyť ke kolika významným stavbám z 19. století jsou zachovány všechny originální plány včetně statických výpočtů. Tehdejší stavitelé zřejmě vycházeli z geometrických pravidel, která si vzájemně předávali. Například u skupiny Velkomoravských kostelů se podařilo prokázat, že jejich rozměry jsou odvozeny z kružnice o poloměru šesti římských stop, tedy 177 cm. Tloušťka jejich zdí odpovídá rozdílu poloměrů kružnic čtverci opsané a vepsané [7].

V 19. a po velkou část 20. století se pro určení přenosu sil v konstrukci používalo skládání sil, které je možno použít i dnes. Ze známých vnitřních sil lze spočítat deformaci. Ze známé polohy a velikosti síly v průřezu je možno zjistit rozložení napětí po průřezu. Pro celou konstrukci je ale určení napětí zdoluhavé.

V 2. polovině 20. století byla rozvíjena fotoelastika. I když je tato technika zajímavá a poskytuje rozložení napětí po konstrukci ba i způsob porušení při přetížení, její vypovídací schopnost je pro rozsáhlejší nestejnorodé konstrukce, kterými katedrály bezesporu jsou, omezená. Konstrukce katedrál se skládají z různých typů zdiva s odlišnými moduly pružnosti, velikost průřezů nosných prvků se mění ve všech směrech, což touto technikou nelze spolu s možným rozvíráním a zavíráním trhlin ve zdivu zohlednit.

V současné době je pro zjištění namáhání konstrukce používána



Obr. 3.1 - Fotoelastický snímek modelu katedrály na Malorce (převzato z [32])

počítačová analýza s užitím různých programů založených na metodě konečných prvků. Počítačová analýza poskytuje jako výstupy reakce, napětí a deformaci konstrukce. Přesnost výsledků záleží na výstižnosti zadaného modelu, užitých materiálových charakteristikách a vlastnostech užívaného software. Spolu s rozvojem hardware se v průběhu let zdokonalují i programy včetně jejich uživatelského rozhraní.

Jak bylo zmíněno výše, tak většina výpočtů opěrných systémů je prováděna jako podklad pro jejich opravu. Veřejnosti je prezentována sama oprava, technologie pro ni použité jsou

obvykle prezentovány jen velmi okrajově. Z opravy je veřejnosti ukazován zejména odstraňovaný havarijní stav a výsledek opravy, aby byl společností vytvořen tlak na poskytnutí peněz z veřejných rozpočtů nebo aby jí bylo zdůvodněno vynaložení daňových výnosů. To co opravě samotné předcházelo, zůstává skryto většinou i provádějícím pracovníkům. Přes toto „utajení“ se podařilo nalézt několik příkladů posouzení stavu nosných konstrukcí katedrál.

Josef Mocker odůvodňoval nutnost změny tvaru opěrného systému lodi chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře [116] výsledky získanými skládáním sil. Skládání sil bylo využito například i při obnově dómu sv. Viktora v Xanten po druhé světové válce. [101]

Fotoelastikou analyzoval příčné řezy celé řady katedrál Robert Mark ve své studii z roku 1982. [32, 104]

Lineárním výpočtem byl hodnocen vliv rozdílného poklesu základů na konstrukce katedrály Notre-Dame ve Štrasburku. [110]

Pokročilejší způsoby výpočtu založené na nelineární mechanice uplatnil Pere Roca při studiu chování katedrál v Barceloně, Tarazoně a v Palma-de-Mallorca. [32].

Ve výše uvedených případech posudků opěrných systémů katedrál bylo ukázáno, že opěrný systém katedrály je vysoce citlivý na jednotlivé proporce všech nosných konstrukcí stavby. Pere Roca poukazuje i na výrazný vliv materiálových charakteristik jednotlivých částí stavby na velikost namáhání jednotlivých konstrukcí.

Dnešní stav konstrukcí vychází z původního stavu, který nebyl vždy bezchybný – nedostatečné založení, nedostatečná dimenze či přehnaná štíhlost některých prvků, nebo dodatečných zásahů, jako zvýšení stavby bez zesílení základů, zaklenuť hlavní lodi a oslabení konstrukcí druhotnými zásahy v čase. Je zjevné, že pro provedení vypovídající analýzy konstrukce je nutno znát její historii, zjistit posloupnost výstavby a důležité historické zásahy do konstrukcí. Ve výpočtu je vhodné zohlednit i mimořádná zatížení, pokud se v minulosti vyskytly. Mezi nejčastější patří požár, porušení krovu, válečné škody, zemětřesení. Mezi specifická zatížení patří lidské zásahy do konstrukce a to jak negativní, tak i pozitivní (výměna narušených kamenů, oprava krovu).

Zajímavé je, že se v zahraničních příkladech neobjevuje zmínka o zatížení větrem, že zatěžovali konstrukci pouze vlastní tíhou či jejím násobkem. O vlivu teplotního zatížení na stav konstrukcí je v zahraniční literatuře zmínka jen u katedrály na Malorce.

Existence monografického díla o opěrných systémech katedrál nebyla zjištěna. Významné heslo opěrným systémům věnoval ve své desetisvazkové encyklopedii *Dictionnaire Raisoné de l'Architecture Française du XI^e au XVI^e siècle* Viollet-le-Duc [8]. Rovněž Jacques Heyman v knize *The stone skeleton – structural engineering of masonry architecture* věnuje opěrným obloukům a pilířům několik kapitol [104]. Oba autoři vysvětlují, proč byl opěrný systém užíván. Uvádějí příklady užití, vyjadřují se ke kolapsu chóru katedrály v Beauvais a

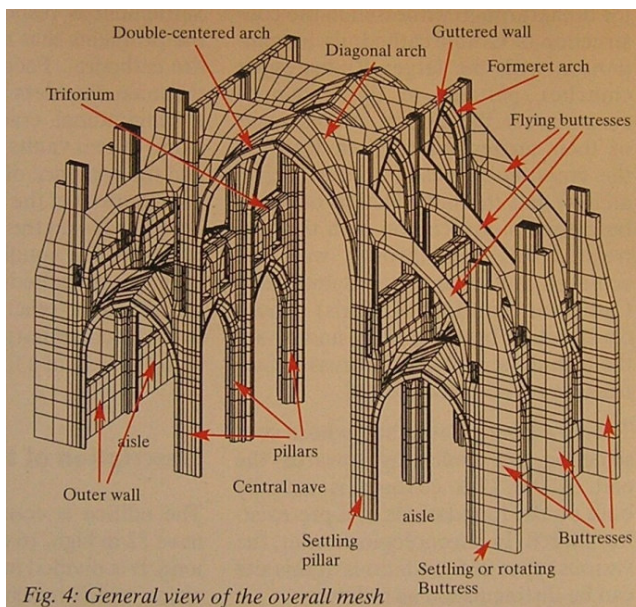


Fig. 4: General view of the overall mesh

Obr. 3.2 – Štrasburk, katedrála Notre-Dame, výsek modelované části lodi (převzato z [110])

vysvětlují funkci jednotlivých částí. Duc ukazuje na příkladech jednotlivých staveb postupné proměny opěrného systému spolu s proměnou celého gotického tvarosloví, zejména jeho postupné vylehčování. Heyman rozebírá pasivní (od vlastní tíhy) a aktivní (od klenby) tlak v opěrných obloucích.

Literatura zabývající se dějinami umění a architektury opěrné systémy značně pomíjí, netřídí jejich tvarosloví, nezabývá se jejich vývojem a proměnami tvarů. Autoři si vystačí s konstatováním, že ten který kostel je opatřen opěrným systémem. Nelze říci, že by tvarosloví opěrných systémů bylo chudší než u kleneb či u okenních kružeb, pouze opěrný systém není tak snadno dosažitelný pohledům a nemá jej každý kostel jako okna či jako téměř každý kostel klenbu.

4. Postup a způsob řešení

K vytvoření výstižného výpočtového modelu kamenné konstrukce opěrných systémů katedrál je nutno použít dvojúrovňovou analýzu:

- v první úrovni jsou získány věrohodné materiálové vlastnosti všech užitých materiálů a jsou převedeny do materiálových modelů programů,
- v druhé úrovni je vytvořen vhodný geometrický model konstrukce a jsou stanoveny hodnoty působících zatížení, a to silové i nesilové.

Opěrné systémy katedrál byly postaveny z kamenného, výjimečně z cihelného zdiva. Zdivo je heterogenní kvazikřehký materiál, jehož výsledné vlastnosti závisí na vlastnostech všech jednotlivých komponent (zdící prvky, pojivo), jejich poměru a prostorovém uspořádání (vazba). Zdivo je možno modelovat v různém měřítku. Záleží na velikosti modelované konstrukce a citlivosti řešeného problému na jednotlivé vlastnosti zdiva, respektive užitého materiálového modelu. První měřítko je na úrovni jednotlivých zdících prvků a spočívá ve vytvoření modelu složeného z jednotlivých zdících prvků a jejich pojiva včetně jejich materiálových vlastností, rozměrů i prostorového uspořádání. Nutno je uvažovat i vlastnosti kontaktu mezi jednotlivými materiály. První úroveň se užívá u konstrukcí menších rozměrů.

Druhé měřítko se užívá pro konstrukce rozsáhlejší, tedy pro konstrukce, jejichž rozměry výrazně překračují rozměry jednotlivých komponent. V makro úrovni se nahrazují rozměry i vlastnosti jednotlivých komponent včetně jejich vzájemné interakce kontinuem.

Převod vlastností zdiva z první do druhé úrovně se děje homogenizací. Homogenizaci je možno provést experimentálně nebo numericky. Pro většinu užívaných materiálů byly tyto převody již učiněny a výsledky jsou zapracovány například v normách. Každý způsob homogenizace platí za určitých předpokladů.

Opěrné systémy katedrál je možno definovat jako kamenné rovinné rámové konstrukce přizpůsobené k přenášení silového zatížení ve své rovině. Proto bylo k jejich modelování přistupováno jako k rovinné úloze. Pro výpočet je reálná konstrukce zjednodušena tak, aby její idealizace významně neovlivnila její chování.

Na opěrné systémy katedrál působí celá řada zatížení. Vzhledem ke stáří těchto konstrukcí se na jejich současném stavu projevují silová, nesilová i mimořádná zatížení. Je nutno určit všechna působící zatížení a zohlednit je v modelu.

Získané výstupy z počítačového modelování je nutno objektivně interpretovat.

Obecně popsaný postup modelování byl v práci postupně naplňován v rámci jednotlivých částí.

V části **Katedrála** je vysvětlen pojem katedrála a osvětlen způsob jeho užívání, byl popsán vývoj a vysvětlena funkce jednotlivých významných součástí katedrály.

V části práce **Rozvinutý opěrný systém** je uvedeno názvosloví, jsou definovány funkce rozvinutého opěrného systému a krátce je uveden jeho vývoj. V kapitole Typologie a konstrukce jsou rozlišeny a na příkladech popsány tři typy uspořádání opěrného systému. V kapitole Poruchy a vady jsou charakterizovány jejich příčiny a na příkladech ilustrovány. Zvláštní pozornost je věnována poruchám způsobeným cyklickým teplotním zatížením.

V navazující části **Zatížení teplotou** je určena velikost teplotního zatížení pro opěrný systém lodi chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře a pro opěrný systém dómu sv. Viktora v Xanten. Rovněž jsou uvedeny závěry z dlouhodobého měření povrchových teplot kamene na plášti chrámu sv. Barbory.

Významná část práce je věnována **Materiálovým vlastnostem zdiva**. V této části práce jsou shromážděny a odvozeny materiálové charakteristiky následně užívané v jednotlivých modelech v programech FEAT a ATENA.

Část práce **Klenby** se zabývá názvoslovím, typologií, konstrukcí a modelováním kleneb, zejména se soustředí na velikost vodorovných reakcí některých typů kleneb a jejich závislosti na materiálových charakteristikách a rozpětí klenby. Velikost reakcí byla porovnána i mezi vybranými typy kleneb, aby byla ukázána rozdílnost míry namáhání okolních konstrukcí, tedy zdí a opěrného systému.

Následující dvě části **Opěrné systémy vysokého chóru dómu sv. Viktora v Xanten** a **Opěrné systémy lodi chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře** jsou věnovány modelování opěrných systémů katedrál. Opěrné systémy chóru dómu sv. Viktora a lodi chrámu sv. Barbory byly vybrány k modelování vzhledem ke své odlišnosti spočívající v uspořádání a tvaru i vzhledem k dostatku vstupních údajů. Důležitým faktorem při jejich výběru byl i fakt, že u opěrného systému lodi chrámu sv. Barbory jsou dlouhodobě popisovány obnovující se poruchy, u opěrného systému chóru dómu sv. Viktora v Xanten nikoliv.

Nejprve byly modelovány opěrné systémy spolu s mezilehlou konstrukcí vysokého chóru, respektive vysokou lodí, geometricky i fyzikálně lineárně v programu FEAT 2000, aby byl získán přehled o velikostech a způsobu namáhání opěrného systému nejen od vlastní tíhy, ale i od zatížení větrem působícím ve směru roviny opěrného systému a od zatížení teplotou.

Následně byly vytvořeny modely opěrných systémů v programu ATENA 2D, verze 3, kde byly opěrné systémy analyzovány geometricky i fyzikálně nelineárně. Modely v programu ATENA byly zatěžovány vodorovnými silami od kleneb a od větru zjištěnými modelováním v programu FEAT.

U problematického opěrného systému lodi chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře byly zkoušeny mírné úpravy geometrie konstrukce na její chování s cílem zmenšit namáhání konstrukce vlivem teplotního zatížení.

V **Závěru** jsou uvedeny nejdůležitější poznatky učiněné o klenbách a opěrných systémech.

5. Katedrála

Katedrála jako výtvarný typ představuje současně nefunkční akumulaci všech hodnot, technických, architektonických i výtvarných v užším slova smyslu (malířství, plastika, umělecké řemeslo). Je ztělesněním vyjádření nejvyššího vypjetí duchovních sil směřujících k zcela nadlidským, nadčasovým hodnotám, k účtě k Bohu. Velkolepé rozvinutí do délky i výšky, skvělá výtvarná vybavenost i v místech, kde budou realizovaná díla nejvyšší úrovně spatřena jen zcela vzácně, nejužším okruhem návštěvníků, prokazují všestrannou jedinečnost díla katedrál. Představují zcela zvláštní nenapodobitelný a neopakovatelný úsek gotické architektonické aktivity. Stavba Katedrály předpokládala existenci vysoce duševně vznešeného stavebníka a velkolepý soubor architekta, stavitele, techniků, výtvarníků, kameníků, zedníků i pomocných pracovníků, kteří všichni byli hluboce prostoupeni touhou vytvořit dílo, jehož konce se nedožijí. Všichni pracovali pro lepší budoucnost. Vědomí této skutečnosti působí až závrať, celá tato aktivita není dnes již pochopitelná a srozumitelná.

PHDr. Dobroslav Líbal [1]

5.1 Vznik katedrál

Počátky gotické katedrály spadají již do poslední třetiny 11. století; najdeme je především ve velkých klášterních kostelích v Normandii a Burgundsku. V Normandii vzniklo plastické vertikální členění stěny, jejíž celistvost tak byla silně rozrušena; vznikly první příklady systému přípor. Poprvé se tam také objevily žebrové klenby a skrytý opěrný systém. Dalším novým rysem jsou západní fasády s dvojicí věží. V Burgundsku našla gotika vzory lomených oblouků, rané formy triforia, jednotné podélné orientace kostelů bez krypt a antikizujících dekorativních prvků. Půdorysné členění burgundských kostelů vykazuje už stejný princip jako pozdější gotická travée. Všechny tyto prvky se nejvíce rozvinuly ve stavbách mladší burgundské stavitelské školy, jejichž vzorem byl velký klášterní kostel v Cluny (1089 až 1125, třetí chrámová stavba) [2].

V Île-de-France, doméně francouzských králů, došlo ke sjednocení těchto tvarů, pocházejících z naprosto odlišných oblastí francouzského umění. Tím vznikl nový architektonický sloh nazývaný gotika. Hlavní novinkou, která dala vzniknout gotickému umění v pravém slova smyslu, je vlastně spojení lomeného oblouku s křížovou klenbou, jejíž žebra vedou tlaky do čtyř bodů a proti těmto bodům se zvenčí opírají opěrné oblouky. Tento technický pokrok měl rozhodující význam ve dvou hlavních aspektech: umožnil jednak rozevřít stěny chrámů širokými otvory, kudy do prostoru proudila hojnost světla, jednak odlehčil všechny nosné složky konstrukce a tím umožnil stavbu vyhnat do výše, o jaké se románským stavitelům ani nesnilo. Kdy a kde byl prvně užit rozvinutý opěrný systém, není známo [3, 4].



Obr. 5.1 - St. Denis, opěrný systém chóru

Za prvovýtvor nového slohu, jehož nosným typem pak po více než tři staletí byly hlavně katedrály, je uváděn nový chór (1140 – 1143) benediktinského klášterního kostela v Saint-Denis u Paříže, jehož základní kámen byl položen 14. července 1140. Označení gotika pochází od Giorgia Vasariho (1511 - 1574), malíře, architekta a spisovatele, který ve své knize Životy nejslavnějších architektů, sochařů a malířů o památkách středověku praví, že byly provedeny v novém slohu pocházejícím z Německa, že tento sloh vynalezli Gótové a že by směl nazývat gotický. Podle Vasariho je to sloh hrubý a zmatený, zcela prý postrádající smysl pro proporce a měřítko [2, 4, 5, 6].

Gotická architektura nabyla své přízračné podoby v době nástupu francouzské monarchie, proto se pochopitelně nejprve vyvíjela v oblastech bezprostředního vlivu Paříže, hlavního města království. Gotický sloh se však rychle šířil do všech krajů Francie a pak i za její hranice. V polovině 13. století se plně rozvinul v Německu a začal pronikat do Španělska [4].

Gotika je výsledkem technického pokroku a nového společenského uspořádání stejně jako ostatní architektonické slohy. Ve Francii v 11. století došlo k odluce řemesla od zemědělství. Umožnilo to zejména zapřahání do chomoutu, čímž se tažná síla zvířat dala mnohem lépe využít. Bylo možno těžkými pluhy hlouběji orat, obdělávat půdu dosud ležící ladem, snáze přepravovat na vozech těžká břemena na větší vzdálenosti. Zemědělství nově potřebovalo méně lidské práce a zemědělská výroba vytvářela přebytek, se kterým bylo možno obchodovat. Lidé se mohli věnovat řemeslům, která se diferencovala, zdokonalovala se jejich výrobní technika, zvyšovala se zručnost, rozvíjela se zboží výroba a vyrábělo se pro směnu. Středověká města vznikala a vyvíjela se jako střediska řemesla a obchodu, často na pozůstatcích měst bývalé Římské říše. Se vznikem středověkých měst začal i boj jejich obyvatel za vymanění z moci feudálních pánů, který probíhal zejména v druhé polovině 11. století a první polovině 12. století.

Největší překážkou rozvoje výroby a obchodu byla feudální anarchie a roztržičnost země na nesčetné soukromé šlechtické údíly. Města naproti tomu potřebovala pro svůj rozvoj bezpečné cesty a jednotný trh. V tom se shodovaly zájmy měšťanstva se zájmy francouzské koruny, která tehdy začínala bojovat o sjednocení země pod svoji ústřední moc, o zkrocení federalistických tendencí velkých baronů a univerzalistické nároky římské kurie. Královská moc a města se tak alespoň na čas musely stát spojenci. Koruna získala pro sebe hospodářský a vojenský potenciál měst, města na oplátku obdržela od krále potvrzení svých práv vybojovaných na vrchnostech a získávala zvláštní privilegia. Že přitom francouzská královská moc sledovala výlučně vlastní cíle, je zřejmé mimo jiné z toho, že například Paříž nikdy neobdržela komunální práva. Politický boj francouzských králů směřující ke sjednocení Francie pod svoji moc byl korunován úspěchem proto, že politické záměry odpovídaly ekonomické nutnosti a směřovaly k uspokojení hospodářské potřeby.

První komunou vytvořenou z měšťanů vymaněných z poddanské závislosti, kterou král obdařil zvláštními výsadami, bylo Cambrai; následovaly Saint-Quentin, Beauvais, Noyon, Laon, Le Mans, Chalôn-sur-Marne, Chartres a Remeš. Rané komuny existovaly také v Senlis, Sens, Bourges a Amiens. Všechna tato jména měst jsou zároveň spojena s existencí katedrál z prvního století rozvoje gotického slohu [2].

5.2 Pojem katedrála

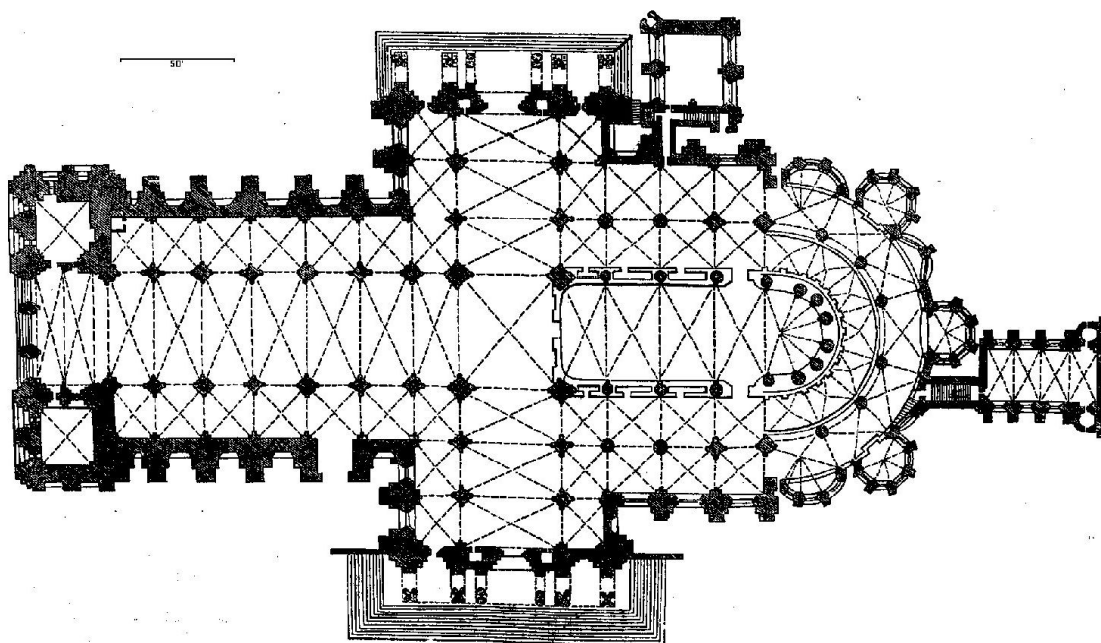
Termín katedrála je v jednotlivých evropských zemích interpretován odlišným způsobem. Označení katedrála se především vztahuje na biskupský nebo metropolitní kostel, přičemž se vůbec neuvažuje jeho půdorysná a hmotná konfigurace.

Pojem katedrála se nejširěji užívá v Anglii, kde se vztahuje na většinu monumentálních kostelů románských i gotických se složitým půdorysným uspořádáním. Označení se

neomezuje jen na kostely biskupské, ale je z něj vyloučena převaha kostelů řádových, především cisterciáckých.

Ve Francii se označení katedrála vztahuje na kostely biskupské, bez ohledu na jejich půdorysné a hmotové ztvárnění. Ve Francii včetně jejích zámořských území se dle jejich označení nalézá 195 katedrál, z toho 96 je sídlem biskupa [34]. Obdobně se označení katedrála užívá v Belgii i v přilehlé části Holandska. Ve Španělsku se katedrálou označují všechny biskupské kostely, ze středověkých i románské. Ve Švýcarsku je to zčásti obdobné, zejména ve frankofonní oblasti, zatímco v německé převažuje pojmenování dóm či Münster. V Německu se výraz katedrála nepoužívá, ale výhradně dóm a Münster. Poslední označení se vztahuje na velké středověké kostely i bez biskupské funkce. Pojem katedrála je vžitý u gotických biskupských kostelů polských. V Itálii se označení „Duomo“ vztahuje na biskupské kostely celého středověku [1].

V české odborné literatuře je pak aplikován přeneseně pojem katedrála na každý gotický kostel, jehož půdorysná osnova odpovídá parametrům vyzrálé gotické katedrály, tj. velký několikalodní kostel s ochozem a věncem kaplí a většinou i s příčnou lodí, jehož výstavbu zpravidla doplňuje systém zevních opěrných oblouků, tedy rozvinutý opěrný systém. Tohoto českého užívání pojmu katedrála se ve své práci budu držet [1,7].



Obr. 5.2 - Chartes, půdorys katedrály Notre-Dame (převzato z [8])

Slovo katedrála je řeckého původu, kde slovo KATHEDRA znamená původně „sedadlo“, příležitostně i „(učitelskou) stolicí“, ve východořímské říši v pozdní antice však císařský trůn. Dodnes v církevním jazyce označuje cathedra biskupský trůn symbolizující autoritu učitelského a pastýřského úřadu církve. Cathedra mohla být i velmi prostá, musela však být upevněná a vyvýšená, neboť biskup měl poučovat lid a ten na něj tedy musel vidět. Jako katedrála může sloužit i jen velmi jednoduchý, holý prostor, musí však být trvale vyhrazen bohoslužbě. Mimo cathedru patří k nezbytnému vybavení katedrály obětní (oltářní) stůl, oltář ke slavení eucharistie a nádoby na obětní dary chleba a vína a také na vodu k liturgickým účelům. Navíc jsou zapotřebí ještě knihy, neboť při bohoslužbě se zpívají žalmy, čtou se liturgické texty a recitují motlitby. Potřebný byl též pult na čtení a světlo přirozené či umělé [9].

Jak je tedy možné, že namísto jednoduchého prostého prostoru si pod pojmem katedrála představíme ušlechtilou stavbu svým měřítkem několikanásobně přesahující okolní zástavbu, navíc doplněnou nepřeborným množstvím uměleckých děl rozličného původu a stáří?

5.3 Měřítko katedrál

Prvky půdorysu

Na prvním místě je nutno připomenout, že katedrála jako sídlo biskupa je hlavním kostelem jemu podřízené oblasti i hlavním kostelem jeho sídelního města. Počtu věřících, kteří se účastnili mše, musela odpovídat *velikost lodi nebo lodí*. Běžní věřící v kostele při mši tehdy stáli.

Ke katedrále dále náležela kapitula (sbor kanovníků), která se shromažďovala při mších v kněžišti. Odtud vyplývají *značné rozměry chóru* katedrál.

Katedrály rovněž uchovávají významné církevní relikvie, jako ostatky svatých (Kolín nad Rýnem – ostatky sv. Tří Králů, st. Denis u Paříže – ostatky sv. Dionýsa (sv. Diviše), patrona Francie, údajně prvního pařížského biskupa [6]), předměty spojené s jejich životem (Chartres – košile, kterou podle tradice měla Panna Maria oblečenou při Ježíšově narození [9]) či mučednickou smrtí. Uctívání svatých bylo podporováno, protože lid se s nimi mohl ztotožnit a následovat jejich příkladu. K jejich relikviím byly pravidelně pořádány či spontánně konány poutě, což lze považovat za druh poznávací a zážitkové turistiky nejen ve středověku. Rozvoj kultu svatých a jejich ostatků je pro dějiny architektury nesmírně důležitý. V 10. století bylo zavedeno oficiální řízení pro svatořečení. Architektura reaguje na kult svatých postupným vytvářením typu poutního kostela [3]. Jak se v Evropě ustalovaly poměry, přibývalo obyvatel i aktivních křesťanů, narůstal i počet poutníků. Dispozice chrámu musela být proto taková, aby proud poutníků chrámem byl plynulý. Proto byly ostatky svatých vynášeny z krypt do kněžiště, tam vystavovány a byl vytvořen *ochoz okolo kněžiště*, aby poutníci vkročivší do chrámu, pokračující severní boční lodí vpřed, postupně obešli a prohlédli kolem dokola relikvií umístěnou v presbytáři. Dále plynule proudili ven z kostela jižní boční lodí, tedy opačnou než kterou přišli, anebo se shromažďovali v hlavní lodi ke mši. V hlavní lodi bylo místo pro modlíci se poutníky, kteří tu mohli setrvat delší dobu, a taky pro nemocné a postižené, kteří se chtěli uzdravit. Nemocní tam bývali dopravováni na lehátkách, vozících nebo v koších a často tam zůstávali přes noc [8].

Jako příklad důležitosti konání poutí pro rozvoj či úpadek místa spojeného s uctíváním ostatků lze uvést Vézelay a Santiago de Compostela.

Ve Vézelay se měly nalézat



Obr. 5.3 - Vézelay, bazilika sv. Máří Magdaleny, dodatečně přistavený opěrný systém lodi, současný od Violleta-le-Duc

ostatky sv. Máří Magdaleny. Díky tomu patřilo Vézelay spolu s Paříží, Le Puy a Arles k výchozím místům pro pout' do Santiaga de Compostela. Roku 1146 tam sv. Bernard z Clairvaux vyhlásil II. křížovou výpravu. Francouzský král Filip II. August a anglický král, normanský vévoda Richard Lví Srdce zvolili Vézelay roku 1190 za místo setkání před společným odjezdem na 3. křížovou výpravu. Pro velký počet poutníků byl k románskému bazilikálnímu trojlodí (1120-1132), přistaven nartex (1140) a v poslední třetině 12. století nový chór překrývající karolínskou kryptu. Celková délka chrámu je přes 120 metrů. Poté, co byly v roce 1279 (uvádí se i 1270) nalezeny jiné ostatky sv. Máří Magdaleny v St. Maximin v Provence, které navíc papež Bonifác VIII. prohlásil za pravé, význam Vézelay jako poutního místa poklesl. Díky tomu se kostel do dnešních dob uchoval ve své středověké podobě [3, 6, 10, 11].

Santiago de Compostela uchovávající ostatky apoštola sv. Jakuba Staršího je oproti Vézelay významným a prosperujícím poutním místem dodnes. Roční počet poutníků přesahuje v posledních letech sto tisíc [12]. Tomu odpovídá složitá stavební historie.

Archeologický průzkum prokázal, že chrám stojí v místech římské a později svévske nekropole, a odhalil základy starších kostelů. První z nich byl postaven na začátku 9. století. Druhý chrám, z konce 9. nebo počátku 10. století, byl snad mozarabský. Ještě před výstavbou současného chrámu jej bylo patrně nutno opravit po al-Masúrově vpádu v roce 997.

Stavba současné románské katedrály byla zahájena za vlády Alfonse VI. v roce 1075 a byla financována z výnosu zvláštní ražby mincí, příspěvků a obětí poutníků. Vzniklo tak dílo, které se mohlo rovnat pouze klášternímu kostelu v Cluny a chrámu sv. Petra v Římě. Hrubá stavba byla sice dokončena už v roce 1122 nebo 1124, nadpraží západního portálu nese datum 1188, avšak vysvěcení katedrály se konalo až mnohem později, roku 1211. Katedrála v Santiagu de Compostela byla pojata jako trojlodní bazilika ve tvaru latinského kříže, s velmi širokým transeptem a tribunami nad postranními loděmi. Hlavní loď vysoká 24 metrů je uzavřena valenou klenbou na pasech. Boční lodě mají klenbu křížovou. Kolem chóru vede ochoz s pěti kaplemi a další čtyři kaple byly připojeny k východnímu průčelí příčné lodi. Ochoz kolem kněžiště s věncem kaplí umožňující průchod poutníků byl v tehdejší španělské architektuře novinkou, ale kostely ve Francii vlastnící vzácné relikvie, jako například chrámy Sanit-Martin v Tours, Saint-Martinal v Limoges, Saint-Sernin v Toulouse a Sainte Foy v Conques, jím již vybaveny byly.

V gotickém slohu byly přestavěny kaple závěru. Křížení lodí bylo zaklenuto kopulí v roce 1448. Křížová chodba pochází z 16. století. V 18. století bylo přestavěno západní průčelí v barokním slohu. Celková délka poutního kostela je 103 metrů [4, 10, 11].

Věnc kaplí závěru vznikl spolu s ochozem kněžiště, ale nejprve je vhodné si osvětlit vznik slova kaple. České slovo kaple vychází z německého slova Kapelle, což navazuje na zdobnělinu latinského slova cappa s významem plášť, přehoz. Podle legendy daroval sv. Martin († 397) za velké zimy polovinu svého pláště mrznoucímu žebrákovi v Amiens před východní bránou roku 354 [13]. Příští noci se prý Martinovi ve vidění zjevil Ježíš oděný půlkou jeho pláště. Polovinu tohoto pláště (cappa) uctívali Frankové a uchovávali ji ve zvláštní místnosti, která se pak nazývala capella. Klerikové, jimiž byla svěřena péče o tuto cennou relikvii, se nazývali kaplani. Za kapli se později označoval i postranní prostor většího kostela uchovávající kultovní cennost. Nakonec slovo kaple označuje i samostatný kostel a rovněž zvláštní místnost (třeba v nemocnici), v níž se příležitostně slaví bohoslužba. Nicméně se v takové kapli neprovádějí úkony, které církevní právo vyhrazuje farnímu kostelu, jako křest či uzavření manželství [9].

V jedné katedrále byly uchovávány relikvie více svatých. Hlavnímu svatému chrámu bylo vyhrazeno kněžiště či krypta pod ním, tedy prostory v apsidě v ose kostela; ostatním svatým apsidy v čelech bočních lodí nebo apsidy ve východní stěně transeptu umístěné na osu

bočních lodí. Když na osy bočních lodí nově místo apsid s relikviemi navazoval ochoz kněžiště, přesunuly se apsidy nově nazývané kaplemi na vnější stranu ochozu.

Později vyhovoval závěr s ochozem a věncem kaplí i po finanční stránce – stavbu kaplí platili či na ni významně přispívali jednotliví bohatí měšťané či jejich zájmová sdružení, zejména cechy. Za svůj finanční příspěvek při výstavbě chrámu směli kapli užívat a tím i dlouhodobě platit její provoz a údržbu. Že potřeba soukromých kaplí v čase narůstala, lze ukázat například na katedrále v Amiens, kde mezi opěráky lodí byly dodatečně vestavěny kaple tím, že vnější zeď byla prosunuta směrem ven.

S potřebou zřízení dalších kaplí souvisí dle mého názoru i rozšíření chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře z trojlodí na pětিলodní. Jižní a severní boční lodi se půdorysně uplatňují jako vnější lodi pětিলodní, ale v historii byly tyto prostory využívány přednostně jako kaple. V jižní boční lodi byla rozsáhlá minciřská kaple s dosud uchovanou významnou freskou na západní stěně. Myslím si, že poté, co stála sakristie a byl postaven či hodně rozestavěn chór s osmi kaplemi, které byly již zadané, se k „úspěšně rozjetému“ projektu přihlásily další, dosud opatrné skupiny obyvatel, které podmiňovaly svoji účast a finanční podporu zřízením kaple. Opatrnost vyplývala z vyčkávání na reakci Sedleckého kláštera na velkoryse pojatou novostavbu kaple sv. Barbory a kaple Božího těla a na to, zda původní nadšení pro novostavbu zakládajícímu spolku vydrží. Jistou opatrnost a úvodní zdrženlivost lze právě očekávat u minciřů, tedy u dobře situované úzké skupiny obyvatel přímo finančně navázané na v místě vládnoucí elitu. Rovněž lze předpokládat snahu zakládajícího spolku, tj. bratrstva Božího těla, minciřům vyhovět. Rozšířením chrámu sv. Barbory z trojlodí na pětিলodní se kutnohorští měšťané také vyrovnávali s pětিলodním sedleckého kláštera.

Transept v románských a starších kostelích umožňoval „sloučení“ lodí před osovou apsidou. Když byly umístěny další apsidy ve východní zdi transeptu v osách proti bočním lodím, transept poskytoval svojí šířkou věřícím větší prostor před apsidami a navíc pozdvíhoval jednotlivé apsidy na podobnou úroveň. Dále vytvářel v spolu s hlavní lodí půdorys ve tvaru kříže. U rozlehlých kostelů pro několik tisíc věřících nelze opomenout umístění bočních vchodů do chrámu na jeho koncích, důležitých pro provoz tak velkého shromažďovacího prostoru.

V 12. století byl půdorys velkého poutního kostela, tj. vícelodní s transeptem obsahujícím boční vchody, kněžiště obklopené ochozem a věncem kaplí, již ustálen a katedrály jej přejímají. Dosud lze toto uspořádání dobře vidět v Kolíně nad Rýnem, kde v závěru kněžiště je vystaven relikviář s ostatky sv. Tří Králů. Při průchodu ochozem kolem kněžiště je možno si postupně prohlédnout relikviář ze všech stran a navíc i jednotlivé kaple závěru zasvěcené dalším svatým.



Obr. 5.4 - Kolín nad Rýnem, katedrála, relikviář s ostatky sv. Tří Králů v závěru kněžiště

Výška katedrál

Katedrály se dodnes výrazně uplatňují v panoramatu svého města. Hřebeny střech okolní zástavby, zejména pokud je dochovaná v celistvější podobě historická do konce 17. století, dosahují výšky bočních lodí. Hřeben valbové střechy hlavní lodi se většinou vypíná do dvojnásobné výšky, než je úroveň okolní zástavby.

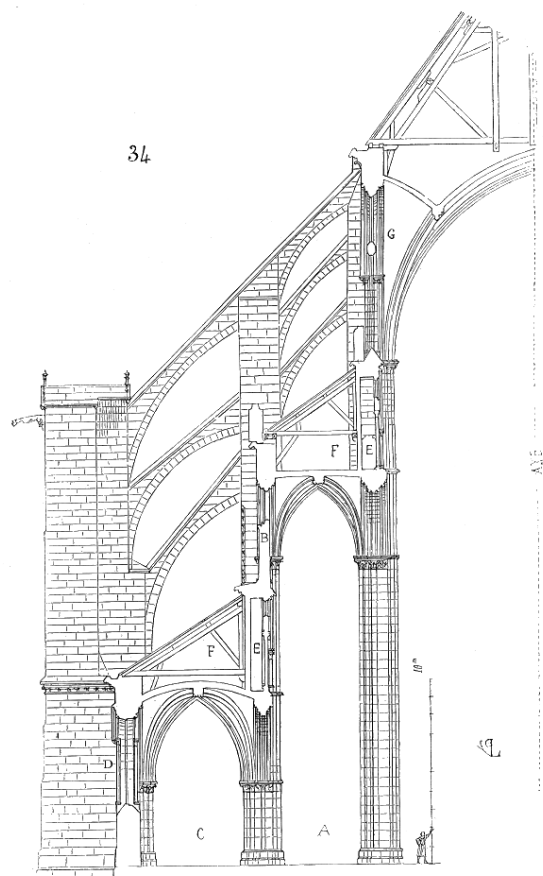
Katedrály mají bazilikální uspořádání, což znamená, že vnitřní loď jsou vyšší než loď vnější. Ve zdech hlavní lodi přesahujících většinou pultové střechy bočních lodí jsou okenní otvory. V architektuře se nejedná o žádnou novinku, už v dochovaných chrámech v Egyptě pocházejících z Nové Říše je hypostyl osvětlen tím, že prostřední řady sloupů jsou oproti ostatním vyvýšeny. Sloupy nesou střechu tvořenou rozměrnými kamennými deskami [7].

V severní Francii působila v románské době velmi charakteristická škola normanská, která po vpádu Normanů do Anglie rozšířila své pole působnosti na druhý břeh průlivu La Manche. Normanské kostely jsou vysoké, dobře rozvržené a podle jejich osvětlení lze soudit, že se o tuto stránku stavitelé v severní Francii obzvláště zajímali. Vzhledem k místnímu podnebí musela být střední loď vyšší než boční loď v porovnání s jihem Francie, protože kvůli menší intenzitě světla bylo třeba rozměrnějších nebo většího počtu oken pro dosažení stejné míry osvětlení prostoru [10]. V době románské rovněž ještě nebylo obvyklé zasklívání oken, ač kořeny výroby vitrají sahají minimálně do pozdní antiky. V oknech bývala natažena lněná plátina nebo zvířecí kůže (obojí jemné, napuštěné olejem nebo tukem) nebo alabastrové plátky (dodnes například v Germigny východně od Orléansu). Po roce 1100 sepsal mnich Theophilus traktát o umění, kde mimo jiné popsal postup výroby vitrají. Přestože již tehdy byla technika výroby vitrají rozvinuta a zřejmě i rozšířena, teprve v oknech katedrál se uchovaly rozsáhlé vitraje do dnešních dnů [6, 9].

Protože střední loď byla oproti postranním značně vyvýšena, zakrývala se původně dřevěným krovem, neboť v takové výšce nebylo možno zachytit vodorovné tlaky valené klenby. Když se však architekti postupně seznámili s křížovými klenbami, loď byly upraveny a dřívější dřevěné zastropení nahrazeno kamennými klenbami [10]. Důležitým efektem zaklenutí velkých sakrálních staveb byla jejich lepší akustika. Klenby rovněž poskytují stavbě lepší ochranu před ohněm [3]. Zaklenutí hlavní lodi vyvýšené oproti lodím bočním umožnilo užívání vnějšího opěrného systému.

Například v Le Mans proběhlo zaklenutí hlavní lodi spojené s větší přestavbou, která byla ukončena v roce 1158, jako výraz moci rodu Plantagenetů, králů Anglie, pánů Anjou a Aquitanie (tedy ovládali větší část Francie než francouzský král!!) [6].

Ve 13. století, tedy v době, kdy se typ gotického chrámu již ustálil, se vnitřní stěna hlavní lodi člení ve třech výškových úrovních: nejprve velké arkády mezi hlavní lodí a loděmi bočními;



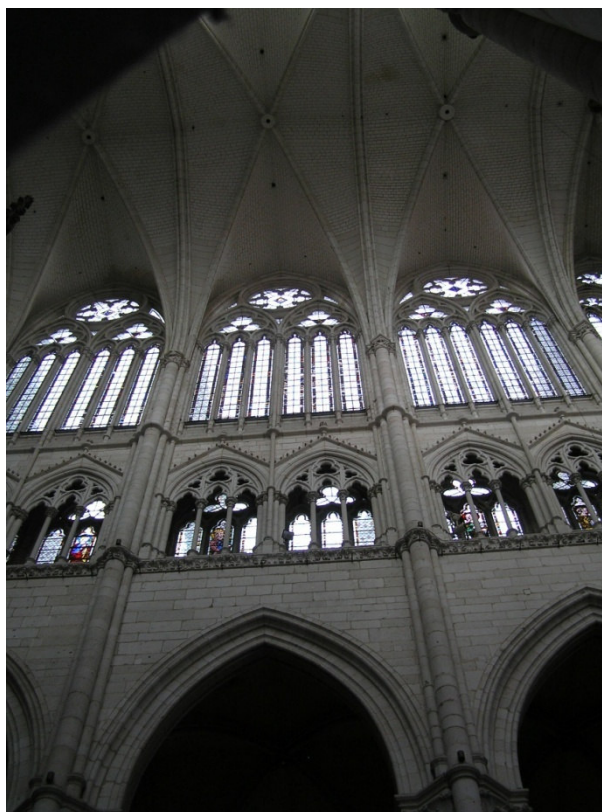
Obr. 5.5 - Bourges, katedrála Saint-Étienne, řez (převzato z [8])

nad arkádami triforium nebo ochoz, umožňující také opravy horních částí stavby; nad triforiem vysoká okna [4].

V literatuře se opakovaně uvádí soupeření jednotlivých obcí ve výšce hlavní lodi jejich katedrál. Ale o soupeření v šířce hlavní lodi není zmínka. Vždyť mít nejširší hlavní loď, tj. mít největší světlý prostor kostela, by rovněž bylo chloubou města.

V tabulce 5.1 jsou pro vybrané katedrály z literatury vypsány uváděné hodnoty šířky a výšky hlavní lodi či chóru a výška lodi boční. Poměr šířky ku výšce hlavní lodi nebo chóru byl buď převzat z literatury, pak je uvedeno číslo v hranaté závorce, nebo byl vypočten z hodnot, pak je uvedeno z jakých pomocí zkratky, tj. dle s číslem v hranaté závorce.

Odlišnost uvedených hodnot pro sledované parametry jednotlivých staveb vyplývá z proměnlivosti každé stavby, z rozdílných míst měření hodnot jednotlivými autory a z nesnadnosti takovýchto měření. Podstatný rozdíl v měřené výšce například nastává, když se výška měří mezi podlahou a svorníkem nebo kápí vedle svorníku. Nemluvě o obvykle proměnlivém průběhu vrcholnice klenby ve směru podélné osy katedrály.



Obr. 5.6 - Amiens, katedrála Notre-Dame, členění stěny chóru

Nejvyššího prostoru bylo dosaženo v katedrále v Beauvais, ale dodnes stavba čelí různým statickým problémům vlivem chyb při výstavbě. Předchozí katedrála podlehl požáru v roce 1225. Město prosperovalo, protože po dobytí Normadie (1204) a bitvě u Bouvines (1214) přestalo být nárazníkovou zónou mezi francouzským králem a jeho sousedy. Stavba byla zahájena ve 30. letech 13. století a chór byl hotov v roce 1275. Důležité je zmínit, že v průběhu výstavby kolem roku 1250 změnil původní záměr a chór zvýšili o 5 metrů! Klenba se zřítila v osm hodin večer 29. listopadu 1284 v důsledku kolapsu opěrného pilíře či pilířů. V určení příčin kolapsu není shoda. Při následné opravě došlo k „zahuštění“ opěrného systému a chór byl znovu zaklenut [2, 3, 104].

První nezdár s tuze odvážnou konstrukcí ale nebyl místním dostatečným varováním. Kolem roku 1500 byl vystavěn transept s věží nad křížením 153 metrů vysokou, čímž překonali věž katedrály ve Štrasburku dokončenou 1439 a vysokou 142 metrů, která je ale součástí západního průčelí. Věž v Beauvais se zřítila v roce 1573 a strhla i klenbu chóru. Příčinou kolapsu byly tentokrát pilíře křížení, protože k transeptu nebyla přistavena nová loď, stála dosud starší, nižší. Následně byl opraven transept i klenba chóru, novou věž křížení ani loď nestavěli [2, 35].

Pro srovnání, ke zřícení centrální věže nad křížením transeptu a lodi postavené v 50. letech 13. století došlo i v Yorku roku 1407. Novou věž stavěli od roku 1420, ta stojí dodnes [36].

Katedrála v Palma de Mallorca s druhou nejvyšší klenbou vykazuje rovněž dlouhodobě problémy, příčinou je opět přehnaná štíhlost prvků a v kombinaci s teplotními cykly [32].

Tabulka 5.1: Některé parametry vybraných katedrál

	Šířka hlavní lodi nebo chóru [m]	Výška hlavní lodi nebo chóru [m]	Poměr Šířky : výšce	Výška boční lodi [m]
Chartres	16,3 [3] 16,4 [14]	34,45 [3] 37,5 [14] 32 [4] 36,5 [9]	1:2,11 -dle [3] 1:2,29 -dle [14]	
Paříž – Notre Dame	13 – loď [15] 12 – chór [15] 12 [16] 13,5 [17]	33 [3, 15] 35 [9] 33,5 [18]	1:2,54 -dle [15]	10,5 [15] 10,5 [18]
Amiens	14,64 [3, 18] 14,6 [13]	42,3 [3, 9, 13] 43 [4]	1:2,9 [3] 1:2,9 -dle [13]	19,7 [18]
Remeš	14,65 [16]	37 [3] 38 [4, 9]	1:2,59 -dle [4, 9, 16]	16,5 [16]
Beauvais	15,4 [3] 16 [19]	48,2 [3] 48,5 [19]	1:3,13 -dle [3] 1:3,03 -dle [19]	21,2 mezilodní arkáda [19]
Bourges	14,96 [20]	37,15 [20, 21] 37 [3]	2,48 -dle [20]	21,3- vnitřní, 9- vnější [20]
Sens	15,25 [3, 16, 17]	24,4 [17]	1,6 -dle [17]	
Laon		23 [3] 24 [22]		
Strasbourg		31 [23] 32 [6]		
Narbonne	15,2 [24] 16 [31]	41 [24]	2,7 -dle [24]	
Toulouse	15 [25] 16,9 [31]	28 [25]	1,87 -dle [25]	
Rodez		33 [31] 30 [26]		
Bordeaux		33 [31] 23 loď [27] 29 chór [27]		
Bayonne		26,5 [31] 26 [28]		
Gerona	23 [3]	34 [3]	1,48 -dle [3]	
Palma de Mallorca	17,8 [32]	44 [4, 32]	2,47	
Westminster Abbey		31 [29]		
Kolín nad Rýnem	14 [9]	43,5 [3] 43,35 [30]	1:2,9 [3]	19,8 [30]
Praha – sv. Vít	12,65 [31]	33,24 [31]	1:2,63 -dle [31]	
Praha – Vladislavský sál	16 [3, 33]	13 [3, 33]	1:0,81 -dle [3, 33]	

Pozn.: Pro srovnání je do tabulky zahrnut i Vladislavský sál.

Jak z tabulky 5.1 vyplývá, klasické katedrály oblasti Ile-de-France mají rozpětí hlavní lodi kolem patnácti metrů. Větší šířku má pouze loď katedrály v Chartres a v Palmě de Malorca. Svoji šířkou se vymyká loď katedrály v Geroně (Girona ve Španělsku severně od Barcelony), která je zastropena největší křížovou klenbou. Tamní loď katedrály představuje nejširší gotický prostor, jaký kdy byl uzavřen kamennou klenbou.

Katedrála byla budována od roku 1312 mistrem Enricem, kterého později vystřídal Jacques Faveran, architekt katedrály v Narbonne. Půdorys závěru s ochozem se podobá katedrále

v Barceloně. Geronští kanovníci původně zamýšleli vystavět menší repliku barcelonské katedrály, ale z rozličných důvodů, mimo jiných i finančních, od původního záměru upustili. Návrh změnit plánované trojlodí na jednolodní prostor se setkal roku 1386 a 1416 s prudkými kritikami barcelonských architektů, jejichž estetickým ideálem byla právě trojlodní chrámová stavba. Nechyběly hlasy, že uzavření prostoru 50 metrů dlouhého a téměř 23 metrů širokého čtyřmi poli křížové klenby ve výšce 34 metrů vážně ohrozí stabilitu chrámu. Geronská kapitula proto svolala roku 1416 poradu nejváženějších katalánských architektů, jíž se účastnili i někteří architekti z jižní Francie. Pět účastníků se údajně přiklonilo k návrhu jednolodní dispozice a sedm k staršímu projektu trojlodí, který sice nepřinášel nic nového, ale nebyla zpochybňována jeho bezpečnost. Kapitula v čele s biskupem se rozhodla pro odvážnější řešení. Stavitelem tohoto chrámu byl v roce 1416 Guillem Bofill (též Bofi nebo Boffy), který stavbu vedl až do roku 1426 [4].

Katedrála v Geroně nemá rozvinutý opěrný systém. Stabilita klenby je zajištěna mohutnými opěráky, mezi které jsou vestavěny kaple. Loď je zastřešena velmi plochou sedlovou střechou.

Jak ukazuje příklad z Gerony, omezujícím faktorem šířky lodi nebyla klenba. Omezujícím faktorem šířky hlavní lodi mohly být místní zvyklosti, zejména konstrukční spolu se zažitým ideálem krásy, využití základů po strženém předchozím kostelu, ale spíše se domnívám, že nelze opomenout omezení vyplývající z konstrukce krovu; lépe vyjádřeno z dostupnosti dostatečně masivních a dlouhých kmenů stromů pro vysekání vazných trámů. Ilustrovat to lze na příkladu Anglie. Jako typický znak tamních katedrál je uváděna úzká hlavní loď [2]. V Anglii je velmi větrno a běžnou dřevinou dub. V oblastech, kde hodně fouká, stromy mají menší vzrůst a jsou košaté. Sehnat tedy masivní trámy stejné délky jako na kontinentě nebylo možné.

Rovněž opat Suger, který se narodil roku 1081 (opatem v Saint-Denis byl od roku 1122 až do své smrti roku 1151), se ve svém pojednání o rozšíření a vysvěcení kostela opatství Saint-Denis podrobně zabývá hledáním vhodného stavebního dříví na krov. Suger píše, že se vlastních a pařížských tesařů dotazoval na pořádné a trvanlivé kmeny stromů. Dotázaní mu údajně odpověděli na základě svých znalostí, že „v tomto kraji“ se nic takového najít nedá, že je třeba hledat poblíž Auxerre, asi 150 kilometrů na jihovýchod od Saint-Denis. Tato informace jej zcela zdrtila, ačkoliv Auxerre leží v povodí Seiny proti proudu řeky.

Jedné noci jej napadlo, že musí osobně prozkoumat nejbližší okolí; najde-li vhodné kmeny, ušetří spoustu práce a času. V doprovodu tesařů vyrazil s rozměry hledaných kmenů. Cestou se vyptával lidí, kteří se vyznali v hvozdech okolo kláštera, a ti mu museli pod přísahou říci, zda tam může najít požadované kmeny. Ale lidé mu odpovídali, že v celé zemi široko daleko nic takového není. Je přece známo, že v průběhu jednoho delšího záští byly všechny kmeny, které by vůbec mohly připadat v úvahu, použity na stavbu opevnění. Suger se nenechal odradit a procházel les křížem krážem. Ke všeobecnému překvapení se ještě téhož dne podařilo nalézt a označit dvanáct vhodných kmenů na stavbu krovu.

Sugerovy záznamy ukazují, že v pařížské pánvi už v polovině 12. století scházelo stavební dříví v důsledku nárůstu počtu obyvatel, zakládání nových sídel, přeměny lesa na obdělávanou půdu a taky různých bojů, protože obranné stavby se tehdy hojně stavěly ze dřeva [9, 37].

Pro ujasnění možností je uvedena tabulka 5.2 s dosažitelnými délkami plně hraněných trámů z jehličnatých dřevin běžně užívaných ke stavbě krovů. Průměr kmene u země stejně jako maximální délky plně hraněného trámu byly vypočteny z udávané větší hodnoty konicity kmene pro udávaný maximální vzrůst. Konicita kmene je u jehličnanů udávána 0,6-1 cm na jeden běžný metr výšky stromu [38].

Tabulka 5.2: Dosažitelné délky plně hraněných trámů z jehličnatých dřevin

Dřevina	Udávaný nejvyšší vzrůst [5] [m]	Průměr kmene u země [m]	Dosažitelná délka plně hraněného trámu o stranách [m]					
			Poměr stran 1:1		Poměr stran 3:4		Poměr stran 5:7	
			300/300 [mm]	340/340 [mm]	225/300 [mm]	255/340 [mm]	214/300 [mm]	243/340 [mm]
Smrk	50	1	28,78	25,96	31,25	28,75	31,57	29,10
Jedle bělokorá	60	1,2	38,79	35,96	41,25	38,75	41,57	39,10
Modřín opadavý	50	1	28,78	25,96	31,25	28,75	31,57	29,10
Borovice lesní	45	0,9	23,78	20,96	26,25	23,75	26,57	24,10

V tabulce 5.2 uvedené délky trámů zvolených průřezů se jeví více než dostatečné pro vazné trámy délky cca 16 metrů, ale to pro maximální udávaný vzrůst stromu. Pokud bychom uvažovali stromy v oblasti dostupné o 10 metrů nižší, tak by se dosažitelné délky plně hraněných trámů zkrátily rovněž o 10 metrů, viz následující tabulka 5.3.

Tabulka 5.3: Dosažitelné délky plně hraněných trámů z jehličnanů o snížené výšce

Dřevina	Snížená výška stromu [m]	Průměr kmene u země [m]	Dosažitelná délka plně hraněného trámu o stranách [m]					
			Poměr stran 1:1		Poměr stran 3:4		Poměr stran 5:7	
			300/300 [mm]	340/340 [mm]	225/300 [mm]	255/340 [mm]	214/300 [mm]	243/340 [mm]
Smrk	40	0,8	18,78	15,96	21,25	18,75	21,57	19,10
Jedle bělokorá	50	1	28,79	25,96	31,25	28,75	31,57	29,10
Modřín opadavý	40	0,8	18,78	15,96	21,25	18,75	21,57	19,10
Borovice lesní	35	0,7	13,78	10,96	16,25	13,75	16,57	14,10

Jak je z tabulky 5.3 vidět, délky dosažitelných plně hraněných trámů zvolených průřezů se již blíží délkám vazných trámů potřebným pro stavbu krovu nad prostorem širokým cca 15 metrů.

U dubu je udávána konicita kmene o rozpětí hodnot 0,3 – 0,4 cm na běžný metr kmene [38]. Dub letní dorůstá výšky 45 metrů [39], dub zimní 40 metrů [40], ale vzhledem ke způsobu větvení nelze zjednodušeně určit dostupné délky trámu.

Katedrála jako výraz moci

Ve středověku byly pouze dvě veřejné stavby, na kterých měly zájem všechny skupiny městského obyvatelstva. Bylo to opevnění a kostel. Zatímco opevnění je vynucenou a čistě účelovou investicí, stavba kostela, potažmo katedrály, v sobě obsahuje myšlenku vyššího ideálu. V případě stavby hlavního městského kostela k zájmu měšťanů přistupovaly často i zájmy církve a krále nebo místní šlechty, v případě katedrály se k zájmům církve připojoval i panovník a měšťané, záleželo na době, poloze a významu místa.

Katedrála jako městský kostel se tak mohla a zároveň musela stát souhrnným výrazem myšlenek a citů různých vrstev městského obyvatelstva, umělecká díla musela mít všeobecně lidský obsah a musela se obracet na různé sociální skupiny. Katedrála promlouvala k městskému obyvatelstvu, měšťané a jejich korporace se na její výstavbě spolupodílely [2].

Katedrála byla tedy jedinou veřejnou a všeobecně podporovanou stavbou, na které tehdy mohl stavebník ukázat a rovněž ukazoval svoje bohatství či moc. Dnes je veřejných staveb, na kterých může společnost projevit své postavení a ambice, více – mrakodrapy, televizní věže, sportoviště, nádraží a letištní odbavovací haly, chrámy, koncertní sítě, výstavní prostory atd. V minulosti byly dalšími prestižními veřejnými stavbami radnice, tržnice, divadla aj. Všichni středověcí stavebníci se tedy snažili svým kostelem předčit ty ostatní.



Obr. 5.7- Remeš, katedrála Notre-Dame, opěrný systém vysokého chóru, severní strana při věži křížení

Jako příklad soupeření dvojice geograficky blízkých měst ve stavbě té nejúžasnější katedrály je možno uvést Amiens a Beauvais.

Francouzské království měly především reprezentovat katedrála v Remeši, kde tradičně probíhala korunovace, a chrám v Saint-Denis, královské pohřebiště a místo uchovávání ostatků sv. Diviše, patrona Francie.

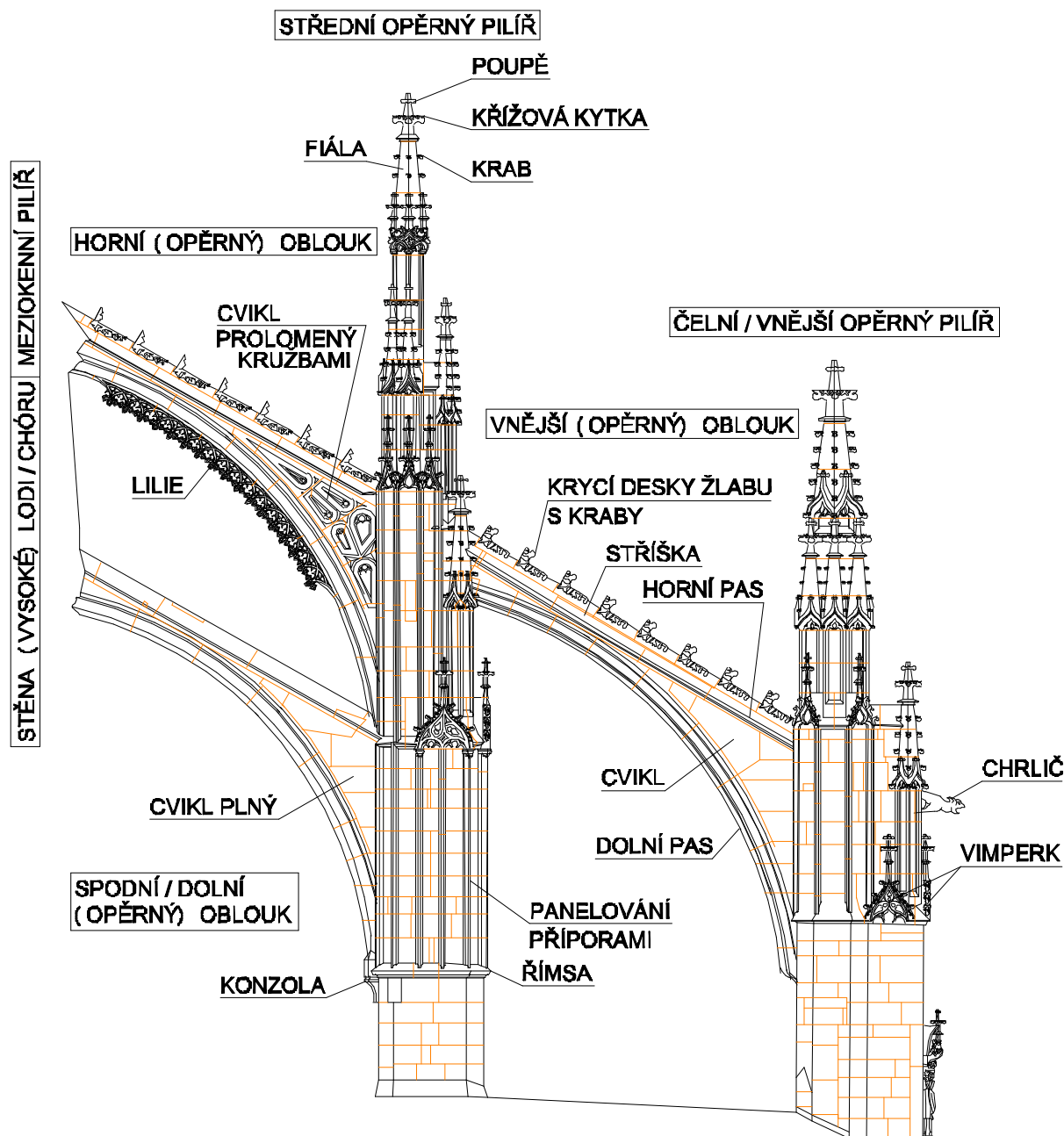
Na stavbě katedrály sv. Víta, Václava a Vojtěcha na Pražském hradě lze ilustrovat ambice lucemburského rodu a snahu ukázat význam a moc nově založeného pražského arcibiskupství. Ale asi nejvýmluvnějším příkladem je sevillská katedrála včetně dochované dobové historiky. Diego Ortiz de Zúñiga ve svých Sevillských letopisech (*Anales de Sevilla*, 1677) uvádí, že se 8. července 1401 sevillská kapitula usnesla, aby „byl vystavěn takový kostel ..., aby neměl sobě rovna, a necht’ se uváží a přihlédne k velikosti a vážnosti Sevilly a jejího chrámu, jak pravda velí.“ Po zasedání prý jeden z členů kapituly prohlásil: „Postavme takový kostel, že kdo ho spatří, bude nás mít za blázny!“ Sevillská katedrála je skutečně největším chrámem ve Španělsku a třetím v Evropě. Její obdélný půdorys měří 116 x 76 metrů (délka x šířka) a v křížení dosahuje chrám výšky 56 metrů. Původní plány se bohužel ztratily a nedochovalo se ani jméno jejich autora. Víme jen to, že stavba byla zahájena v roce 1402 a ukončena 10. listopadu 1506 [4].

Každá katedrála je v důsledku lidské ješitnosti a důvtipu, místních přírodních podmínek i technických dovedností jedinečná a má svá prvenství, svá nej-. Některé katedrály mají svá nej- v evropském porovnání, jiné jen vůči svým nejbližším konkurentům. Díky bohatství uspořádání celku i pojednání detailu, času, který uplynul od doby vzniku katedrál, a z toho plynoucího zapomnění celé řady dovedností a postupů, je možno se zabývat gotickou katedrálou z různých pohledů. Já se v této práci omezím na problematiku opěrných systémů.

6. Rozvinutý opěrný systém

Rozvinutý opěrný systém je zděná konstrukce skládající se z opěrných pilířů a opěrných oblouků, tvarem a konstrukcí uzpůsobená k přenosu vodorovných sil a převedení vody z konstrukcí vyvýšené hlavní lodi přes nižší lodě boční na vnější obvod stavby.

6.1 Názvosloví



Obr. 6.1 – Názvosloví vnějšího opěrného systému, jako podklad užit opěrný systém presbyteria OsP11 chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře [117]

6.2 Funkce a vývoj opěrného systému

Rozvinutý opěrný systém gotické katedrály obvykle plnil dvě funkce. První, prvořadou funkcí je zajištění stability vysoké lodi nebo vysokého chóru zachycením vodorovných sil od kleneb a rovněž i od větru, druhou funkcí je funkce odvodňovací. Funkce statická byla příčinou vzniku rozvinutého opěrného systému ve 12. století v oblasti Ile-de-France, funkce odvodu vody přistoupila až ve 13. století [8].

Rozvinutý opěrný systém se vyvinul z polovalených kleneb, které byly užívány k přenesení tlaků od valené klenby hlavní lodi. Názorně je toto řešení k vidění v kostele cisterciáckého kláštera Thoronet (1160-1230) [98] nebo v Arles v kostele kláštera Saint-Trophime. V severní Francii po vyvýšení hlavní lodi proti bočním kvůli zajištění dostatku světla byly klenby bočních lodí nízko, aby se mohly podílet na přenosu vodorovných sil od kleneb hlavní lodi. Proto byly zprvu hlavní lodi severofrancouzských kostelů nezaklenuté. Užití křížové klenby k zastropení hlavní lodi, jejíž reakce se soustřeďují do patek, umožnilo prolomit stěny hlavní lodi mezi kápěmi kleneb okenními otvory nad rovinou střech bočních lodí; proti patkám křížových kleneb byly opřeny pasy ve tvaru polovalené klenby a opěráky stěny boční lodi byly vyvýšeny - vznikl rozvinutý vnější opěrný systém a klasické uspořádání nosných konstrukcí katedrály.

Kdy a kde rozvinutý opěrný systém vznikl, není známo. Za jeden z prvních příkladů rozvinutého opěrného systému je uváděn chór baziliky St. Remi v Remeši (postaven 1162-1181). Celá bazilika byla bohužel za první světové války těžce poškozena a následně obnovena. U tohoto chóru stejně jako u celé řady raných katedrál je nad ochozem chóru nebo nad boční lodí sousedící s hlavní lodí empora, jejíž klenby svými vodorovnými reakcemi působí proti excentrickým silám v pilířích vyvolaných vodorovnými silami zaklenutí hlavního prostoru a zmenšují ohybové namáhání pilířů.

Lze namítnout, že vodorovné síly vysoké lodi či chóru lze zachytit masivními zdmi nebo zdmi s opěráky nebo táhly.

Opěrný systém tím, že má opěrné pilíře odsazené od stěny hlavní lodi na vnější obvod stavby a přenos sil mezi stěnou vysoké lodi a opěrným pilířem je zajištěn subtilními opěrnými



Obr. 6.2 – Arles, Saint-Trophime



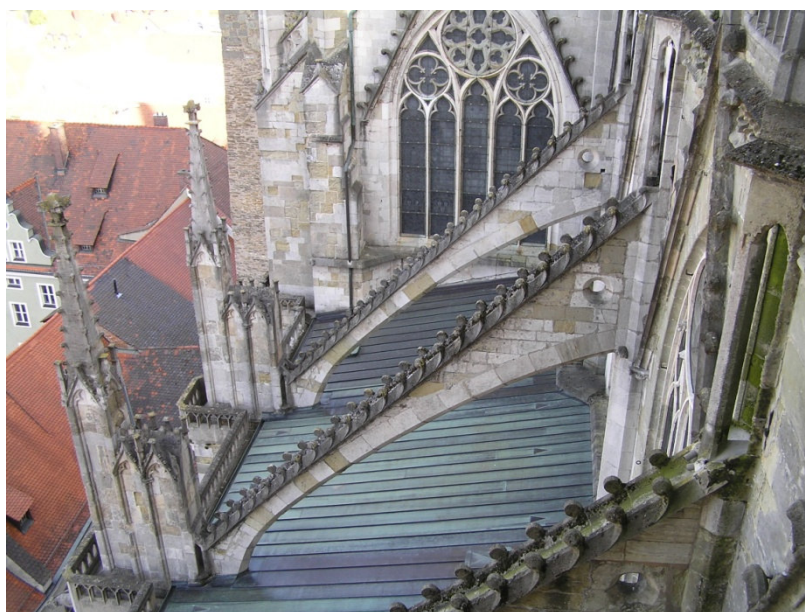
Obr. 6.3 – Remeš, opěrný systém chóru baziliky St. Remi

oblouky, dovoluje v přízemí maximálně uvolnit dispozici mezi loděmi užitím subtilních sloupů či pilířů a ve stěně hlavní lodi nad triforiem zřídí velké okenní otvory. Z celé stavby se díky křížovým klenbám a opěrnému systému stává skeletová konstrukce, kde stěny, navíc hojně prolomené okenními otvory, jsou pouze v místech oddělujících jednotlivé prostory od sebe, zejména vnější a vnitřní prostor.

Táhly je možno přenést pouze symetrické vodorovné síly kleneb, vodorovné síly od větru nesymetricky namáhající stavbu je nutno zachytit zděnými konstrukcemi. Užití táhel v 12. století navíc omezovaly tehdejší možnosti zpracování kovů.

Opěrný systém je ve své rovině namáhán zejména vodorovnou silou klenby hlavní lodi, vlastní tíhou a zprostředkovaně i zatížením větrem působícím na všechny konstrukce vysokého chóru ve směru kolmém na hřeben střechy. Ve směru kolmém na svoji rovinu je opěrný systém výrazněji namáhán pouze působením větru. Těchto působících zatížení si středověcí stavitelé byli dobře vědomi a opěrné systémy jsou pro jejich přenášení uzpůsobeny.

Potřeba odvádět vody ze střechy hlavní lodi opěrným systémem přes boční lodi vyplynula z toho, že voda stékající ze střechy hlavní lodi poškozovala střechy bočních lodí. Na korunu zdi hlavní lodi byl umístěn kamenný žlab pro zachycení vody stékající ze střechy, který navíc umožňoval kontrolu a opravy nejen střešního pláště. Vnější hrana žlabu byla opatřena kružbovým zábradlím, které poskytuje lidem při údržbě pocit bezpečí a zachytává sněh sjíždějící ze střechy, čímž brání poškozování střech bočních lodí. Zajištění pocitu bezpečí zábradlím pro pokrývače a další pracovníky



Obr. 6.4 – Řezno, dóm sv. Petra, převedení vody ze střechy hlavní lodi přes střechu lodi boční žlabem v horním pasu opěrného oblouku, zcela vpravo vedení vody ve vnější stěně lodi

údržby je nutno vyzdvihnout, neboť žlaby vysoké lodi a vysokého chóru se u katedrál nalézají v dvoj- či trojnásobné výšce než hřebeny střech okolní středověké zástavby. Ze žlabu vysoké lodi či chóru byla voda odváděna svislým otvorem ve zdi lodi do žlabu v horním opěrném oblouku a dále otvorem opěrným pilířem do chrliče, který chrlí vodu do prostoru mimo konstrukce katedrály. Žlab v opěrném oblouku byl buď shora zakryt krycími deskami s kraby, tím spodní i horní oblouk získaly stejný profil a horní získal na dekorativnosti, nebo byl žlab ponechán otevřený pro jeho snazší kontrolu (Obr. 6.4).

Spolu s vývojem gotického slohu se v průběhu staletí proměňoval i opěrný systém. Stejně jako u ostatních konstrukcí jsou starší tvary mohutnější a oblouky čtvrtkruhové, tedy bezpečnější, mladší tvary jsou subtilnější, plošší, odvážnější. Jednotlivé způsoby uspořádání rozvinutého opěrného systému budou ukázány v kapitole Typologie a konstrukce.

S ustoupením gotiky a nástupem renesance a poté baroka vývoj opěrných systémů nekončí. Tak jak se proměňovalo tvarosloví celé architektury, tak se měnil i opěrný systém. Zásadní vliv na jeho proměnu z vysokých štíhlých pilířů a prostorem odvážně se pnoucích opěrných oblouků na nízké masivní zděné konstrukce mělo menší vyvýšení hlavní lodi oproti lodi boční a užívání valených kleneb prolomených klenebními výsečemi (lunetami) k zaklenutí hlavní lodi.

Jako příklad lze uvést kapli (1709) Jezuitské koleje (dnes Lycée Bonaparte) v Autun. I u pařížského Pantheonu postaveného v letech 1764-1790 podle návrhu architekta Soufflota [97] stabilitu klenutých konstrukcí podporuje opěrný systém.



Obr. 6.5 – Autun, kaple Lycée Bonaparte, fotografie vlevo; Paříž, Pantheon, fotografie vpravo

6.3 Typologie a konstrukce

Uspořádání opěrného systému vyplývá z půdorysného a výškového uspořádání lodí. Pokud je kostel trojlodní, jeden opěrný systém má jeden opěrný pilíř, pokud je pětिलodní, jeden opěrný systém má dva opěrné pilíře.

Ze zmíněného uspořádání samozřejmě existují výjimky. Zmínit lze opěrný systém lodí chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře, kde na pětिलodní přízemí bylo postaveno trojlodí vysoké lodi, takže opěrné systémy lodí obsahují pouze po jednom opěrném pilíři. Dále je možno uvést chór i loď katedrály Notre-Dame v Paříži, kde opěrné oblouky nejsou podporovány středními opěrnými pilíři nad pilíři přízemí, ale od stěny vysoké lodi či chóru se odvážně pnou



Obr. 6.6 – Paříž, katedrála Notre-Dame, opěrný systém lodí

prostorem až k opěrným pilířům na obvodě stavby přes dvě boční lodi. Opěrné oblouky katedrály Notre-Dame překonávají dvojnásobné rozpětí než je obvyklé.

Počet a tvar opěrných oblouků mezi stěnou vysoké lodi a pilířem záleží na architektem zvoleném řešení. Běžný je jeden nebo dva opěrné oblouky.

Opěrný oblouk je obvykle tvořen dolním klenutým pasem, nadezdívkou vyrovnávající tvar oblouku do přímého spádu a zatěžující dolní oblouk, a horním pasem, který často ve svém průřezu obsahuje žlab pro odvod vody. Nadezdívka bývá redukována a nahrazována kružbami či arkádami. Spáry mezi klenáky dolního pasu směřují ke středu kružnice, která udává průběh dolního pasu; spáry jsou tedy kolmé k působícímu tlaku. Klenáky dolního pasu jsou obvykle vzájemně zajištěny proti smyku vložení hmoždíků. Hmoždíky se užívaly železné, dubové či kamenné [100].

Čelní opěrný pilíř je ve směru osy opěrného systému značně hluboký (dlouhý), protože právě tento rozměr je důležitý pro bezpečné přenesení vodorovné síly od oblouků do opěráku přízemí a do základů. Šířka musí být dostatečná pro namáhání bočním větrem.

Střední opěrný pilíř svojí vahou zatěžuje pilíř mezi bočními loděmi nebo pilíř mezi ochozy chóru, proto je většinou tento pilíř subtilní. Pokud střední pilíř neslouží jako pouhá mezilehlá podpora pro opěrné oblouky a je zatěžován ohybovými momenty od vodorovných sil v důsledku rozdílného nasazení opěrných oblouků proti sobě, nebo se dokonce liší počet dobíhajících a vybíhajících opěrných oblouků, musí být dostatečně masivní, aby působícím silám dokázal bezpečně vzdorovat a přenesl je do dalších konstrukcí.

Kamenná konstrukce opěrného systému je výjimečně doplněna kovanými táhly, jako je tomu u opěrného systému chóru v St. Denis. Ploché opěrné pilíře tvořené vysokými štíhlými stěnami, které nejsou ve směru kolmém na svoji rovinu zesíleny příporou nebo jinou kamennou konstrukcí, jsou při svém vrcholu vzájemně spojeny táhly. Tím, že jsou opěrné pilíře vůči sobě půdorysně pootočený a táhla jsou na konci ukotvena ve zdivu transeptu, zajišťuje toto řešení stabilitu opěrným pilířům při jejich zatížení větrem.

Základními uspořádáními opěrných systémů jsou:

- opěrný pilíř podpírající jeden opěrný oblouk,
- opěrný pilíř podpírající dva nad sebou umístěné opěrné oblouky,
- opěrný pilíř podpírající opěrný oblouk s arkádou.

Pro každé uvedené uspořádání byl vybrán typický případ a opěrný systém byl popsán.

Opěrný pilíř podpírající jeden opěrný oblouk

Pro ilustraci byl vybrán opěrný systém lodi katedrály Notre-Dame ve Štrasburku.

Lod' katedrály spolu s opěrným systémem byla postavena ve dvou etapách v letech 1240-1275. Dočasné přerušení stavby bylo způsobeno bitvou mezi biskupem a měšťany vedenými Rudolfem Habsburským v roce 1262, kterou byla ukončena nadvláda biskupa nad městem [35]. Celý chrám je postaven z kvádrového zdiva z červeně zbarveného pískovce.



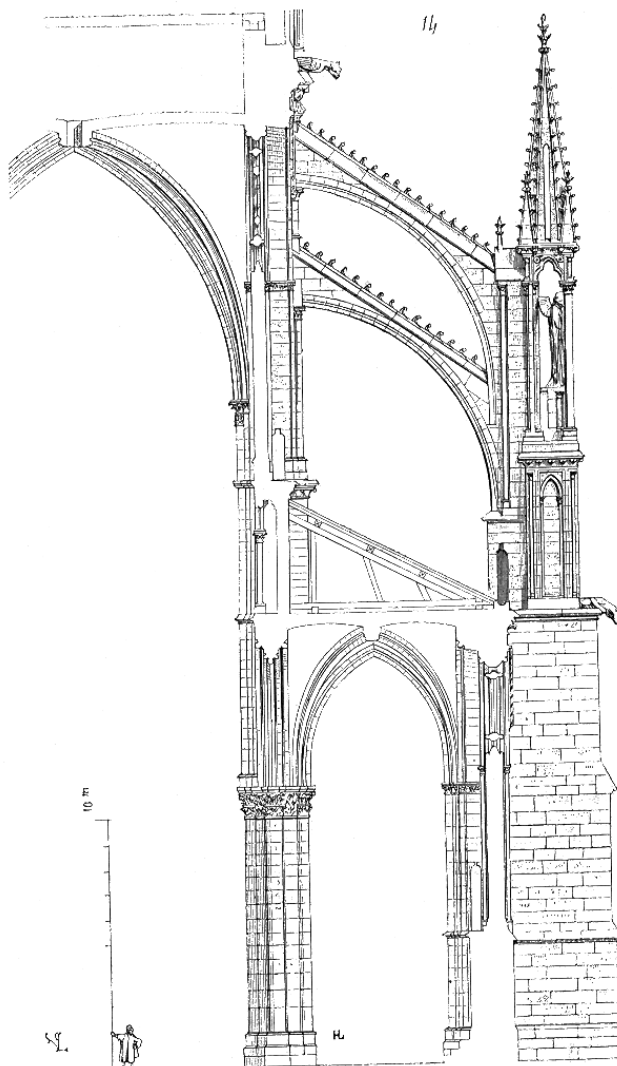
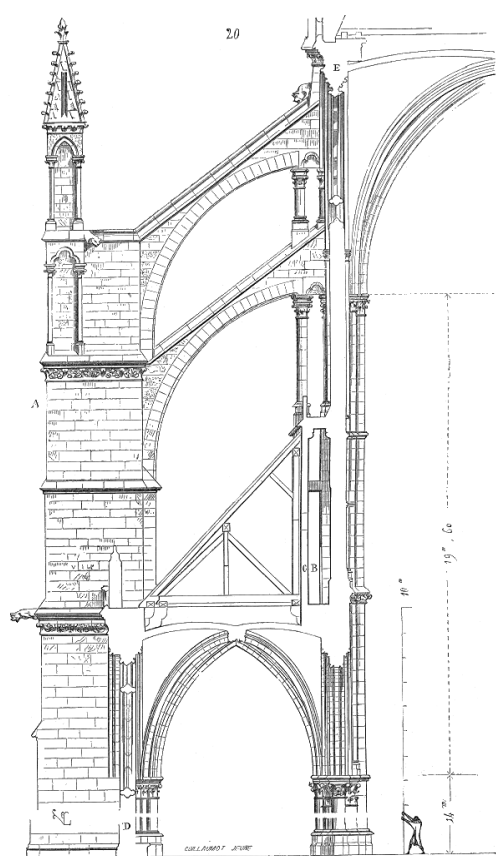
Obr. 6.7, 6.8 - Štrasburk, katedrála Notre-Dame, opěrný systém lodi

Opěrný oblouk nasazený proti vyzdívce paty křížové klenby se skládá z dolního nosného pasu, nadezdívky a horního pasu. Opěrný oblouk má při dosednutí na meziokenní pilíř značnou výšku a jeho horní pas tvořený kamenným žlabem vykrytým olověným plechem je prudceji skloněn, než bývá u opěrných systémů s dvojicí opěrných oblouků. To je dáno nutností vyvést odpad vody ze stěny lodi do opěrného oblouku výše, než je třeba zachytit vodorovné síly paty klenby. Z hlediska zmenšení vodorovné reakce od vlastní tíhy oblouku je zase co nejvíce zmenšena výška jeho nadezdívky. Vysazení opěrného oblouku z meziokenního pilíře je podepřeno subtilním sloupkem. Za kamenem vysazeným ze stěny a podepřeným sloupkem je první svislá spára dolního nosného pasu oblouku, který má čtvrtkruhový průběh. Nadezdívka oblouku je při stěně prolomena velkým kruhovým otvorem. Opěrný pilíř je založen na podélné stěně přízemí a jejím opěráku. Jeho patou při vnitřní straně je veden průchod v ose žlabu boční lodi. Čelní plocha opěrného pilíře je zkosena a jeho hlavní hmota, do které se opírá oblouk, je ukončena římsou s dvojicí chrličů zasazených do čela římsy při rozích a vytočených mimo pilíř, aby voda jimi chrlená směřovala mimo níže položené konstrukce chrámu. Nad římsou pilíř pokračuje hranolem, který má v přední části a z čela mělké niky pro osazení soch. Nad nikami stojí fiála, za ní korunu pilíře zakrývá sedlová stříška. U některých opěrných pilířů je místo stříšky fiála spočívající na hranolovém podstavci.

Opěrný pilíř podpírající dva nad sebou umístěné opěrné oblouky

Za typické příklady tohoto uspořádání opěrného systému byly vybrány opěrné systémy lodí katedrál v Amiens a v Remeši. Opěrné systémy jsou stejné a přitom rozdílné zároveň. Katedrála v Amiens byla postavena celá v letech 1220 – 1288, loď dokončili v roce 1236 [6,61]. Stavba katedrály v Remeši byla zahájena v roce 1211 a pokračovala do 14. století, přesto některé části zůstaly nedokončené. Loď byla postavena v letech 1241-1280 [4, 61]. Obě katedrály byly postaveny z vápencového kvádrového zdiva. Katedrála v Remeši má proti katedrále v Amiens širší zdi, mohutnější pilíře a bohatší sochařskou výzdobu. Katedrála v Amiens oproti tomu staví štíhlé elegantní linie celé stavby. Co v Amiens ušetřili na mohutnosti prvků, to užili k dosažení výšky [6].

Obě katedrály mají hlavní loď zaklenutou čtyřdílnou křížovou klenbu nad obdélníkem s poměrem stran 1:2, kdy delší strana je rozpětím lodi. Rozpětí hlavní lodi je v Amiens 14,64 metru, v Remeši 14,65 metru, tedy téměř stejné. V Amiens je výška hlavní lodi 42,5 metru, v Remeši 38 metrů. Hlavní loď v Amiens je tedy o 4,5 metru vyšší než v Remeši. Výška boční lodi v Amiens je 19,7 metru, v Remeši 16,5 metru, tedy o 3,2 metru méně. Oba příčné řezy zachycují uspořádání klenby hlavní lodi, stěny vysoké lodi a opěrného systému ve stejném měřítku.



Obr. 6.9; 6.10 – Amiens, katedrála Notre-Dame, polovina příčného řezu vlevo; Remeš, katedrála Notre-Dame, polovina příčného řezu vpravo (oba obrázky převzaty z [8])

Jak je vidět v příčných řezech, stěny vysoké lodi sahají u obou katedrál do stejné výšky. Klenba hlavní lodi v Remeši byla založena níž než v Amiens. Nad rubem vrcholu klenby katedrály v Remeši je několik metrů volného prostoru, v Amiens jsou vazné trámy krovu blízko rubu vrcholu klenby.

Opěrné oblouky u obou katedrál mají velmi podobný sklon a jsou od sebe i stejně vzdáleny. Dokonce i na stěnu vysoké lodi nasedají ve stejné výšce, pokud ji vztáhneme k patě jejich opěrných pilířů. Konstruktivní řešení i příčné řezy oblouků jsou u obou katedrál obdobné. U všech oblouků v jejich střezech má nadezdívka nulovou výšku, dolní a horní pas se dotýkají, ale nesplývají v jeden celek. Rozdílné je jejich nasazení na stěnu vysoké lodi.

V Remeši je dolní opěrný oblouk nasazen proti vyzdívce paty křížové klenby, horní oblouk nasedá na stěnu ve výšce svorníku klenby. Mezi jednotlivými poli klenby jsou u obou katedrál

mohutné rubové meziklenební pasy, horní oblouk se v Remeši do vnější stěny tedy opírá při jeho horní rovině.

V Amiens je dolní opěrný oblouk nasazen proti výběhu křížové klenby, horní na pomezí ukončení vyzdívky paty klenby, ale stále v takové poloze, aby byl zatěžován vodorovnými reakcemi rubového meziklenebního pasu. V Amiens nejsou opěrné oblouky do podélné stěny vysokého chóru opřeny přímo, před podélnou stěnu vysoké lodi na vnější stěně triforia jsou postaveny masivní sloupky, které podpírají vysazené výběhy oblouků a přejímají svislou reakci od oblouků.

Opěrný systém katedrály v Remeši je oproti opěrnému systému v Amiens méně zatížen vodorovnými silami od klenby hlavní lodi a rubového příčného pasu vlivem nižšího osazení klenby mezi vnější stěny. V Remeši přebírají vnější stěny lodi více vodorovných sil od klenby než je tomu u katedrály v Amiens, což se projevuje v jejich masivnosti.

U obou katedrál je vodorovnými silami od klenby a rubového příčného pasu více zatížen dolní opěrný oblouk, horní opěrný oblouk přebírá zejména zatížení větrem, i když u katedrály v Amiens ani jeho zatížení stálou vodorovnou silou od rubového meziklenebního pasu nelze zanedbat.

Z míry zatížení opěrných oblouků vyplývá uspořádání opěrných pilířů.

V Remeši si byl stavitel vědom výrazného rozdílu v zatížení horního a dolního opěrného oblouku, když průřez opěrného pilíře po výšce výrazně odstupňoval. Jeho horní část, do které se opírá horní oblouk, má přibližně poloviční hloubku oproti spodní části, do které je opřen dolní oblouk. Horní a dolní opěrný oblouk jsou tedy opřeny do rozdílně tuhých částí pilíře. Před horní částí opěrného pilíře stojí socha anděla za dvojicí sloupků, které spolu s pilířem nesou fiálu. Vlastní hmota pilíře končí v rovině s horním pasem horního opěrného oblouku, fiála sahá až nad žlab stěny vysoké lodi. Fiála není masivní, je konstruována jako zděná helmice - ve svém středu je dutá. Čelní a boční strany helmice jsou navíc prolomeny podélným svislým otvorem. Opěrný pilíř je založen na podélné stěně přízemí a jejím opěráku, ale jeho hloubka je proti hloubce opěráku spolu s tloušťkou stěny přízemí přibližně dvoutřetinová. Patou opěrného pilíře při jeho vnitřní straně je veden průchod v ose žlabu boční lodi.



Obr. 6.11 - Remeš, katedrála Notre-Dame, pohled shora na opěrný systém lodi

V Amiens je oproti Remeši opěrný pilíř tak hluboký, že nepostačuje šířka podélné stěny přízemí spolu s hloubkou jejího opěráku, ale kamennými konzolami došlo k rozšíření koruny vnější zdi nad klenby boční lodi do prostoru pultového krovu. Patou opěrného pilíře při jeho vnitřní straně je obdobně jako v Remeši veden průchod v ose žlabu boční lodi.

Hmota opěrného pilíře se u katedrály v Amiens ve dvou výškových úrovních vymezených římsami mírně zužuje, horní opěrný oblouk se tedy opírá do obdobně tuhé opěrné pilíře jako spodní oblouk. Opěrný pilíř je ukončen stříškou v rovině horního pasu horního oblouku. V přední části pilíře je na stříšce nasazen hranol ukončený fiálou.

Poupě fiál je u obou katedrál ve stejné výšce proti patě opěrných pilířů, konstrukce vlastního opěrného pilíře je u katedrály v Amiens vyšší než u katedrály v Remeši.

Výše popsaná rozdílná hloubka opěrných pilířů katedrál v Remeši a Amiens spolu s užitím sloupků před stěnou vysoké lodi v Amiens má za následek, že ač u obou katedrál jsou oblouky čtvrtkruhové, kružnice u katedrály v Remeši má větší poloměr. Důsledné dotažení čtvrtkruhového oblouku u horního oblouku u katedrály v Remeši vede k proniku dolního pasu horního oblouku do cviklu dolního oblouku.

Obdobně upořádan je i opěrný systém lodi chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře.

Opěrný pilíř podpírající opěrný oblouk s arkádou

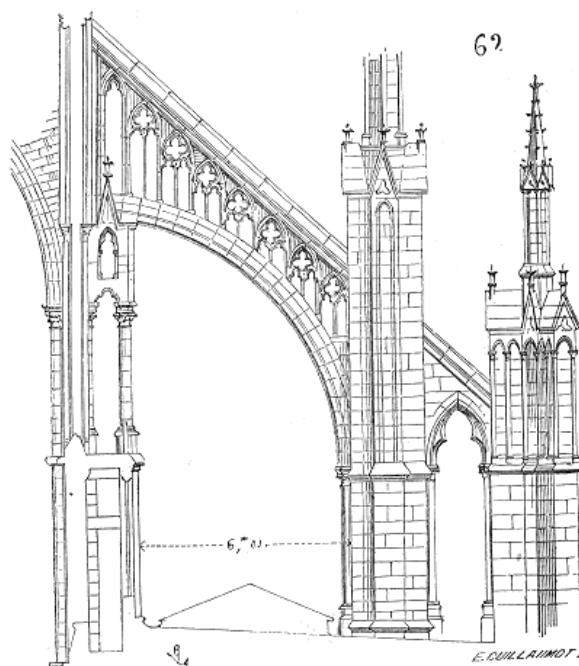
Pro ilustraci tohoto uspořádání byl vybrán opěrný systém chóru katedrály Notre-Dame v Amiens, ač obsahuje dva opěrné pilíře i dva opěrné oblouky. Chór katedrály byl dokončen v letech 1236-1269 [61]. Svislé konstrukce i klenutí jsou uspořádány téměř stejně jako u lodi. Chór katedrály má opěrný systém složený z vnějšího masivního a středního subtilního opěrného pilíře a mezi stěnou vysokého chóru a opěrnými pilíři se klene vždy po jednom opěrném oblouku.

Opěrné oblouky mezi stěnou vysokého chóru a středním pilířem jsou s arkádami po celém obvodu chóru. Oblouky mezi středním a vnějším pilířem jsou s arkádami pouze na podélných stranách chóru, v závěru chóru jsou redukovány na lomený oblouk s nadezdívkou a horním pasem. Odlišné řešení vnějších opěrných oblouků umístěných u podélných stěn a u závěru vysokého chóru bylo vynuceno rozvržením přízemí. Nutno poznamenat, že výslednice sil z křížové klenby závěru tvořené sedmi poli dvanáctiúhelníka jsou mnohem menší, než od čtyřdílných kleneb běžného pole chóru. Obdobně se proměňuje i velikost vodorovných sil od větru.

Opěrný oblouk mezi stěnou a středním pilířem se skládá z dolního pasu, arkád a horního pasu.

Dolní pas přenáší vodorovnou sílu od klenby vysokého chóru, jeho vybočení směrem vzhůru brání svislé reakce od sloupků arkády, tedy tíha arkády a horního žlabu. Dolní pas se opírá do stěny vysokého chóru proti vyzdívce paty klenby, pro srovnání - přibližně v ose dolního opěrného oblouku lodi. Tvar dolního pasu je určen čtvrtkruhem, který ale oproti lodi nezačíná ve spáře vedle sloupku, ale přímo u vnější zdi chóru. Svislá reakce opěrného oblouku u stěny chóru je nesena válcovým sloupkem přes drobnou architekturu situovanou proti patě klenby.

Arkády se skládají z vedle sebe řazených „oken“, která jsou členěna středním subtilnějším sloupkem a vrchol je vyplněn čtyřlístem. V arkádách se tedy střídají silnější sloupky se slabšími. Pokud jsou sloupky vyšší, jsou propojeny takzvanými větrovními železy, obdobně jako pruty okenních kružeb. Výškou arkád je možno zvolit vzdálenost mezi dolním a horním pasem.



Obr. 6.12 - Amiens, katedrála Notre-Dame, opěrný systém závěru (převzato z [8])

Horní pas tvořený kamenným žlabem leží na arkádě. Horní pas jednak převádí vodu ze střechy vysokého chóru přes střechy ochozu, ale slouží i k zachycení vodorovných sil vyvozených působením větru na vysoký chór.

Vnější opěrný oblouk s arkádami je řešen obdobně.

Opěrný oblouk s arkádami je lehký, elegantní, nehodící se pro přenos větších vodorovných sil. Při jeho výstavbě postačoval lehký ramenát pro dolní pas.

Vnitřní opěrný pilíř má průřez ve tvaru rovnoramenného kříže a je maximálně odhmotněn, protože spočívá na subtilních pilířích přízemí. Profil pilíře se po výšce výrazněji nemění, pouze nad římsou v rovině patky dolního pasu oblouků se mírně zužuje a je panelován. Žlab odvádějící vodu v horních pasech oblouků prostupuje zúženým profilem opěrného pilíře přibližně v polovině jeho výšky. Zúžený profil pilíře je ukončen stříškami. V jejich proniku, tedy ve svislé ose pilíře, stojí nakoso postavený hranol zakončený fiálou.

Vnější opěrné pilíře v závěru vysokého chóru mají v úrovni střech kaplí půdorys ve tvaru písmene Y. Podélné rameno stojí na zdi oddělující kaple a příčná ramena na vnějších zdech kaplí. Jejich výškové uspořádání je obdobné středním pilířům.

Vnější masivní opěrné pilíře po stranách vysokého chóru mají v úrovni střech kaplí půdorys latinského kříže. Hlavní podélné rameno stojí na opěráku přízemí, boční ramena stojící na vnější zdi zajišťují ztužení proti zatížení větrem. Patou opěrného pilíře za jeho příčnými rameny je veden průchod v ose žlabu boční lodi. Masivní část pilíře s půdorysem latinského kříže mírně převyšuje horní pas vnějšího oblouku. Tato dolní část je ukončena sedlovými stříškami, ze kterých v ose křížení ramen pokračuje hmota opěrného pilíře výše na půdorysu řeckého kříže. Tato část pilíře je panelována a shora zakryta sedlovými stříškami. Ve svislé ose pilíře stojí nakoso postavený hranol zakončený fiálou.

Opěrné oblouky s arkádou byly užity u chóru dómu sv. Viktora v Xanten.

Další uspořádání opěrných systémů vznikají řazením uvedených základních za sebe nebo jejich pronikem, jako u opěrných systémů lodi a transeptu, ale výraznější konstrukční proměny v těchto místech nenastávají. Pouze některé opěrné pilíře jsou masivnější, aby byly schopny přenášet zejména namáhání vodorovnou silou ve dvou směrech.



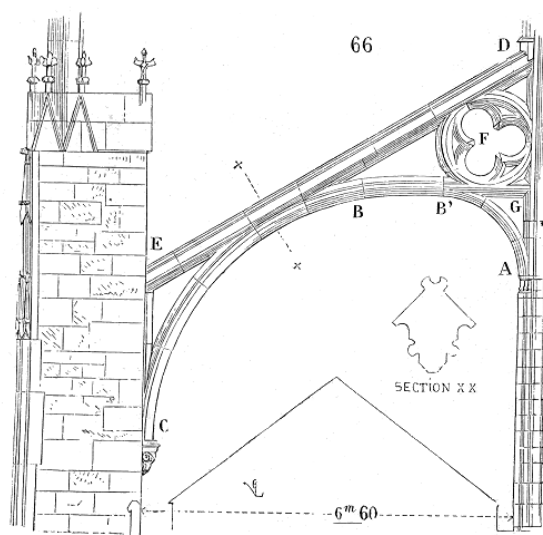
Obr. 6.13, 6.14 – Gisors, kostel sv. Gervaise a sv. Protaise; vlevo – opěrný systém obkružuje kapli v přízemí; vpravo – opěrný systém lodi se spodním opěrným obloukem skloněným ke stěně

Větší nepravidelnosti v uspořádání opěrných systémů přináší potřeba překonat nějakou půdorysnou překážku, tedy místo, kde není možno založit opěrný pilíř, například kvůli prostornější kapli (Gisors, Eglise St. Gervais et St. Protais, Obr. 6.13), nebo když proti meziokennímu pilíři neleží opěrný pilíř či naopak (Kutná Hora, chrám sv. Barbory, osový opěrák chóru čili OsP6). Běžný opěrný systém kostela v Gisors boří i představu, že opěrný oblouk je skloněn směrem od lodi, tedy že přenáší vodorovnou sílu od stěny lodi směrem vně chrámu, protože spodní opěrné oblouky vzpírají střední pilíř a opírají se o patu meziokenního pilíře (Obr. 6.14).

Za mimořádný případ rafinovaného užití opěrného systému je uváděna bazilika sv. Urbana v Troyes [8, 99]. Kromě klenuté předsíně nesené štíhlými sloupy díky zachyceným vodorovným silám opěrnými oblouky a od předsíně odsazenými opěrnými pilíři, si pozornost zaslouží mimořádně subtilní opěrné oblouky pocházející ze 14. století. Bazilika je zaklenuta čtyřdílnou křížovou klenbou. Vnější stěna lodi i chóru je maximálně prolomena širokými okny, meziokenní pilíř je velmi úzký, ale v porovnání s ostatními obdobně velkými kostely značně hluboký, tedy s větším momentem setrvačnosti ve směru působících vodorovných sil klenby. Opěrný oblouk je proti patě klenby tak nasazen, že vodorovnou sílu přenáší ve své ose horní pas. Samotný opěrný oblouk je vlastně tvořen pouze dolním a horním pasem a kružbou trojlístu zpevňující cvikl u stěny lodi.



Obr. 6.15 – Troyes, bazilika sv. Urbana, předsín s opěrným systémem



Obr. 6.16 – Troyes, bazilika sv. Urbana, opěrný oblouk (převzato z [8])

Obr. 6.17 – Troyes, bazilika sv. Urbana, celkový pohled na opěrný systém

6.4 Poruchy a vady opěrných systémů

Poruchy a vady projevující se v opěrných systémech mají následující příčiny:

- hrubé vady návrhu či provedení,
- zvětrání kamene,
- poruchy v založení,
- mimořádná zatížení,
- cyklické teplotní zatížení.

Hrubé vady návrhu či provedení

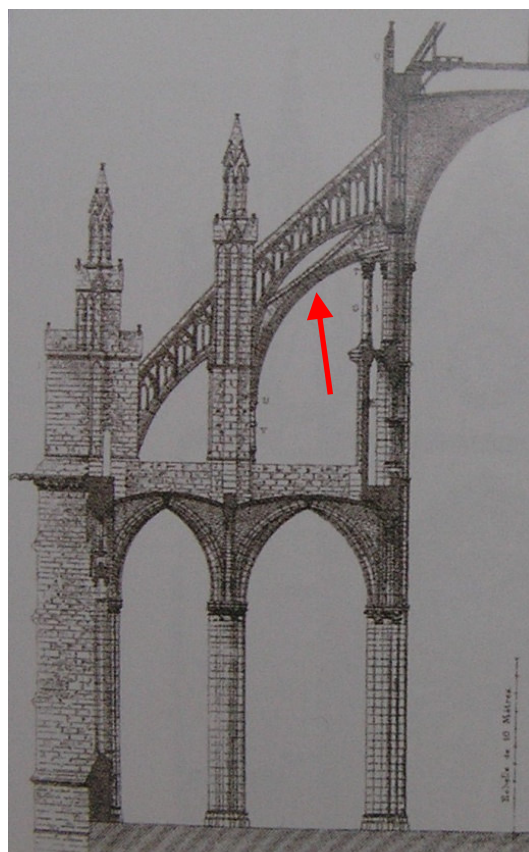
Hrubé vady, tedy nedostatky konstrukce způsobené chybným návrhem nebo provedením (ČSN 73 0038), se v současné době u opěrných systémů neprojevují. Uplynula již dostatečně dlouhá doba od jejich návrhu i postavení, aby se vady projevily a celé konstrukce buď již zkolabovaly, nebo byly pozměněny či nahrazeny jinými.

Jako příklad kolapsu konstrukce v důsledku hrubé vady lze zmínit již dříve uvedené katedrály v Beauvais nebo v Yorku. U obou katedrál se věže nad křížením zřítily v důsledku vybočení pilířů křížení, vysoký chór katedrály v Beauvais jako důsledek selhání opěrného systému.

Opravu nedostatečně masivního opěrného systému zesílením dodatečným vložením opěrného oblouku si lze ukázat na chóru katedrály v Amiens (dokončen 1288). Jak bylo popsáno v kapitole Typologie a konstrukce, stabilitu vysokého chóru zajišťují opěrné systémy skládající se z dvojice opěrných pilířů a mezilehlých opěrných oblouků prolomených arkádami. Opěrné oblouky i pilíře jsou odlišně uspořádány podél vysokého chóru a v jeho závěru. Tato odlišnost byla jednak vynucena rozvržením přízemí, ale zároveň ji umožnilo rozdílné namáhání opěrných systémů silami od vysokého chóru.

V samém závěru 15. století, přesněji po roce 1497 byly vyměněny podstatné části opěrného systému a do opěrných systémů podél stěn chóru byly doplněny spodní opěrné oblouky (viz Obr. 6.18). Příčinou tohoto zásahu bylo rozestupování klenby chóru a strach z následování Beauvais [64].

Heymann uvádí, že dolní pas opěrného oblouku s arkádami u vysokého chóru katedrály v Amiens je schopen přenést vodorovnou sílu od 3 do 20 tun a vodorovná síla vyvozovaná klenbou má velikost 20 tun [104]. Protože maximální síla, kterou je schopen dolní pas přenést, je totožná s působící silou, v případě zvětrání kamene a s tím souvisejícím úbytkem hmoty v arkádách a horním pasu, tedy při zmenšení svislého zatížení dolního pasu působícího proti jeho vybočení,



Obr. 6.18 – Amiens, katedrála Notre-Dame, opěrný systém vysokého chóru zesílený dodatečně vloženým opěrným obloukem (Převzato z [64])

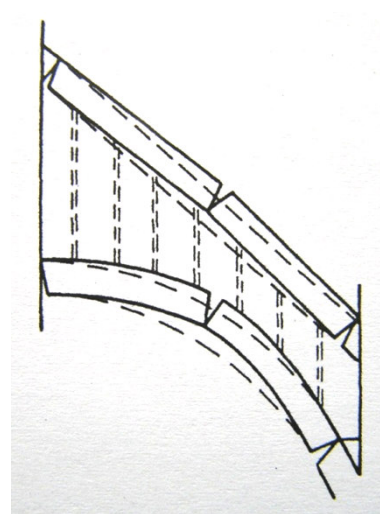
se opěrný oblouk začne porušovat. Dolní pas vybočuje směrem vzhůru, tím zvedá arkády i horní pas (Obr. 6.19).

Výměna podstatného množství kamene v opěrném systému po více než 200 letech od jeho zbudování není nijak neobvyklá, odpovídá životnosti subtilních prvků z vápence ve velmi exponované poloze. Dodatečné opěrné oblouky byly vloženy mezi stěnu chóru a střední pilíř pod dolní pas opěrného oblouku s arkádami. Užit byl opěrný oblouk s dolním pasem, nadezdívkou a horním pasem. Nadezdávka má minimální výšku, dolní a horní pas oblouku se ve středu dotýkají.

Historické zmínky nejsou, ale u popisovaného zesílení opěrných systémů by bylo důvtipné, kdyby nejprve provedli nové dolní oblouky a poté až měnili kameny v obloucích s arkádami. Nové oblouky s nadezdívkou by sloužily k rozepření a nemuseli by zřizovat masivní a nákladnou dřevěnou konstrukci.

Nad klenbu chóru byla v minulosti rovněž doplněna táhla, jak dokládají jejich závlače na fasádě.

Trhliny se dnes v klenbě chóru neobjevují, výrazné trhliny jsou v lodi v kápích klenby v polích při křížení s transeptem a zejména v jižním transeptu. Vážné trhliny v kápích i v příčných pasech klenby se u transeptu objevují zřejmě v souvislosti s tím, že svislé nosné konstrukce i klenba transeptu jsou obdobně uspořádané jako v lodi i chóru a že jsou podporovány obdobně uspořádaným opěrným systémem před zesílením jako přilehlý chór. Věřím, že současná oprava se problémem dostatečně zabývala a vážný havarijný stav včetně jeho příčin odstranila.



Obr. 6.19 – Amiens, katedrála Notre-Dame, mechanismus porušování opěrného oblouku (převzato z [104])



Obr. 6.20 – Amiens, katedrála Notre-Dame, trhliny v klenbě jižního transeptu

Zvětrání kamene

U opěrných systémů stejně jako na celém plášti katedrál se opakují výměny zvětralého kamene.

Při výměně opěrného oblouku nebo zvětralého pilíře je nutno konstrukce dočasně rozepřít a vyměňovaný prvek předepnout, aby jeho dotvarování po zatížení nezpůsobilo posuny ostatních konstrukcí a následné poruchy. V posledních desetiletích byly ve středoevropském prostoru měněny jednotlivé kameny nebo celé opěrné oblouky například na minstru ve Freiburgu [68] nebo na lodi chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře [118,119].

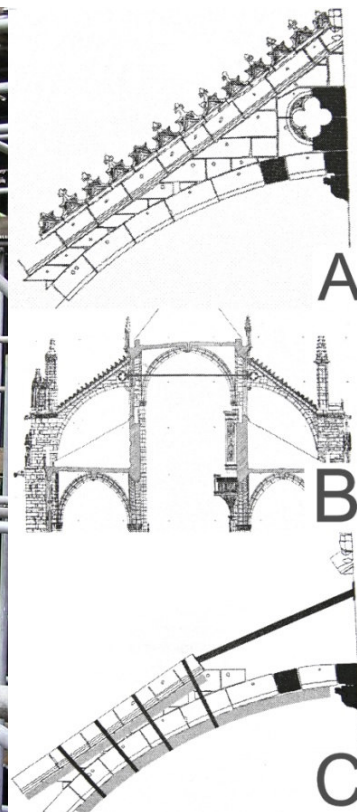
Aby při výměně fiál nebyla snížena bezpečnost celé konstrukce, jsou dočasně odlehčené opěrné pilíře přitěžovány, například pytlí s pískem (Obr. 6.21).

Náročnost výměny kamenů opěrného oblouku bude ilustrována na příkladu minstru ve Freiburgu im Briesgau.

Po přistavení lešení k opěrnému oblouku označovanému jako 3/4 bylo zjištěno, že kameny při uložení opěrného oblouku do stěny vysoké lodi jsou natolik zvětrány (Obr. 6.22A), že je nelze restaurovat a musí být vyměněny. Oprava opěrného oblouku byla zahájena sundáním krycích kamenů žlabu a jejich převezením do dílny k restaurování. Prvním krokem při vlastní výměně kamenů bylo stažení stěn vysoké lodi pomocí předepnutých ocelových lan v rovině čtyřlístů v horních cviklech oblouků (Obr. 6.22B). Druhým krokem bylo proříznutí spár mezi kameny horního pasu, jejich odebrání, restaurování a opětovné osazení na místo. Spáry byly v ploše vyplňovány maltou a po obvodě zalévány olovem. Následovalo zřízení mohutného dřevěného ramenátu, který přenášel svislé zatížení od částečně rozebraného opěrného oblouku. Třetím krokem bylo



Obr. 6.21 – St.- Hertogenbosch, katedrála sv. Jana, přitížení opěrného pilíře pytlí s pískem při výměně fiály



Obr. 6.22 – Freiburg, postup výměny kamenů v opěrném oblouku (převzato z [68])

stažení celého profilu oblouku a ramenátu pásy a vložení ocelové vzpěry mezi kameny horního pasu a stěnu. Do styčné plochy mezi kameny a patky ocelové rozpěry byly vloženy plastové desky, aby byly působící síly rozneseny do plochy kamene a zabránilo se jejich lokálnímu porušení od soustředěného napětí. Ocelová vzpěra byla předepnuta pomocí hydraulických lisů a po dobu tří týdnů přenášela vodorovnou sílu mezi stěnou lodi a ponechanou částí opěrného oblouku. Ocelová lana vedoucí napříč lodí byla demontována. Rozebrán byl rovněž čtyřlíst (Obr. 6.22C). Ve čtvrtém kroku bylo možno rozebrat dolní pas a vyměnit narušené kameny novými. Po osazení nových kamenů byla dvoutýdenní technologická přestávka. V posledním, pátém kroku byla odebrána ocelová vzpěra, byly osazeny zbývající kameny horního pasu, odvodňovací žlab byl vyložen olověným plechem a byl rozebrán ramenát. Oprava opěrného oblouku byla završena osazením restaurovaných stříšek žlabu.

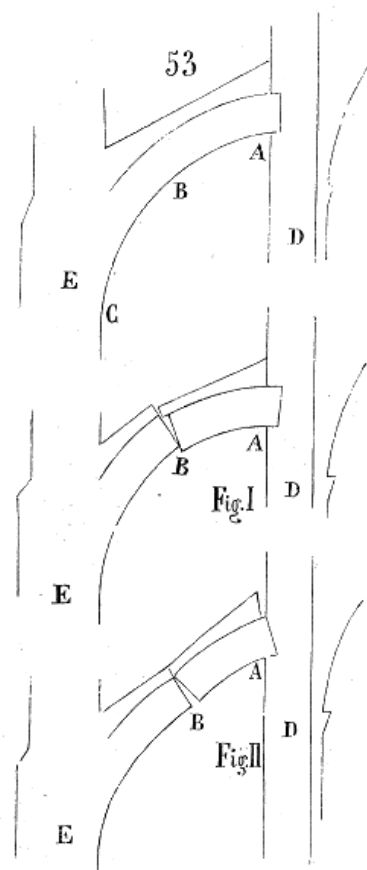
V průběhu výměny kamenů byly měřeny deformace a napětí. Měření například ukázala, že při předpínání ocelové vzpěry se vně vyvozený tlak projevil uvnitř až po přibližně 30 minutách. Provedená měření prokázala, že byl zvolen vhodný postup výměny narušených kamenů, který nevedl k žádným následným statickým problémům [68].

Poruchy v založení

Rozsáhlé stavby, jakými katedrály bezpochyby jsou, jsou založeny na různých základových půdách a i přes veškerou snahu o roznesení zatížení do plochy nebo do pevného podkladu se v průběhu staletí nějaké poruchy způsobené podložím a jeho různým zatížením v jejich konstrukcích občas objevují. Poruchy mohou být způsobeny například přitížením základové spáry (Štrasburk [35]), rozrušením zeminy pohřby (katedrála Panny Marie v Vitoria-Gasteiz, Španělsko – [65]), poddolováním (Zwickau - těžba uhlí) nebo změnou výšky hladiny spodní vody často spojenou s vyhnitím dubových pilot (Štrasburk [65]).

Při narušení založení stavby poruchy prostupují všemi souvisejícími konstrukcemi. Záleží pouze na charakteru poruchy, zda směrem vzhůru její projevy narůstají či klesají.

Viollet-le-Duc ve své knize *Dictionnaire Raisonné de l'Architecture Française du XI^e au XVI^e siècle* poskytuje návod, jak eliminovat vliv rozdílných poklesů základů opěrného systému a hlavní lodi. Duc varuje před zavázáním opěrného oblouku do stěny lodi. V této spáře musí mít oblouk volnost v posunu, aby vyrovnával možné rozdílné poklesy základů. Pokud je oblouk pevně zavázán a dojde k poklesu základů pilíře lodi, oblouk se zlomí ve své polovině (Fig. I, obr. 6.23); pokud dojde k poklesu základů opěráku, oblouk se zlomí v polovině a u stěny lodi se otevře spára shora (Fig. II, obr. 6.23). Pokud klenáky oblouku nejsou zavázány do stěny lodi a dojde k poklesům základů pilířů lodi nebo opěráků, ve spáře nastane svislý posun a oblouk stále zachytává vodorovné síly od klenby. [8]



Obr. 6.23 – Schéma porušení opěrného oblouku, pokud jsou jeho klenáky zavázány do stěny lodi (převzato z [8])

Mimořádná zatížení

Mimořádná zatížení, jako požár, zemětřesení, bombardování, mají na opěrný systém obdobný vliv jako na ostatní zděné konstrukce.

Kámen při požáru puká a pokud obsahuje železité sloučeniny, zbarví se do červena. Jako příklad katedrály zničené požárem lze uvést gotickou katedrálu sv. Pavla v Londýně. Požár Malé Strany a Hradu dne 2. 6. 1541 je označován za největší katastrofu, která kdy katedrálu sv. Víta postihla [31].

Zemětřesení vyvolává ve zděných konstrukcích rychlé změny tlakových a tahových napětí a velká smyková napětí. Například Basilej postihlo zemětřesení 18. října 1356. Město bylo zničeno nejen zemětřesením, ale i následným požárem. Tamnímu minstru se zřítily věže, chór včetně krypt a klenby hlavní lodi. Pro následnou opravu minstru byl povolán Jindřich Parlěř z Gmündu [70]. Rovněž kaple Panny Marie v Cáchách byla postižena zemětřesením v roce 803, tedy krátce po uváděném vysvěcení v roce 802. Stavba se nezřítla, ale některé tehdy vzniklé poruchy je možno pozorovat ještě dnes. [66]

Ničivá síla bombardování vzrůstá s rozvojem vojenské techniky a tím i škody. Po bombardování Prahy Prusy v roce 1757 jsou popisovány roztržité kružby oken, proražení střechy i klenby chóru, „pyramidy z tesaného kamene, slavné a zhotovené skvělou gotickou prací, byly zčásti poškozeny, zčásti shozeny“, byla poškozena i věž a prozatímní západní stěna [31]. Severofrancouzské katedrály byly bombardováním v průběhu první světové války značně poškozeny, o stavu katedrál po kobercových náletech druhé světové války (Coventry, Drážďany, Xanten atd.) lépe pomlčet.

Cyklická teplotní zatížení

Některé poruchy opěrných systémů, respektive jejich oblouků, jsou prisuzovány cyklickému teplotnímu zatížení teprve v posledním desetiletí, ač provázejí rozvinutý opěrný systém katedrál od samých počátků.

Opěrné systémy katedrál lze označit za rámové konstrukce, tedy staticky neurčité konstrukce, které jsou svým tvarem a konstrukcí uzpůsobeny pro přenášení tlakových sil. Pokud je některá část opěrného systému nedostatečně předepnuta tlakem od vnějších sil, mohou v ní vzniknout tahové síly vlivem rozdílného teplotního zatížení jednotlivých souvisejících prvků.

Poruchy opěrného systému vznikající působením cyklického teplotního zatížení jsou způsobeny vzájemným uspořádáním a rozměry nosných prvků, tedy prvotním návrhem. Jejich dlouhodobý, velmi pozvolný rozvoj je příčinou jejich nesnadného rozpoznání. K rozeznání a určení cyklického teplotního namáhání konstrukce jako příčiny poruchy opěrného systému přispívá rozvoj numerických metod mechaniky, tedy možnost přesněji určit odezvu i způsob a míru spolupůsobení jednotlivých prvků na působící zatížení.

Poruchy opěrného systému způsobené teplotním zatížením budou ilustrovány na katedrále v Palma de Mallorca a chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře. U obou katedrál jsou v průběhu staletí popisovány opakované poruchy opěrného systému.

Katedrála Panny Marie v Palma de Mallorca

Katedrála v Palma de Mallorca, jejíž stavba byla zahájena v roce 1350, je jednou z velkolepých středověkých staveb díky velikosti vnitřního prostoru a extrémní štíhlosti konstrukčních prvků. Výška zaklenuté hlavní lodi 44 metrů je porovnatelná jen s presbyteriem katedrály v Beauvais a s katedrálou v Kolíně nad Rýnem, zatímco světlé rozpětí hlavní lodi 17,8 metru je překonáno pouze unikátní klenbou hlavní lodi katedrály v Geroně o světlé šířce 23 metrů.

Osmiúhelníkové pilíře hlavní lodi o průměru 1,6 až 1,7 metru mají štíhlost 14,1. Tato štíhlost představuje nejodvážnější část stavby a je jednou z příčin velké vnitřní prostornosti katedrály. Pokud porovnáme štíhlost pilířů s ostatními katedrálami, kde se obvyklá štíhlost pilířů pohybuje mezi 8 až 9, u pilířů presbyteria katedrály v Beauvais je 9,7, vynikne mimořádná štíhlost sloupů katedrály na Malorce. I ostatní konstrukce jsou velmi štíhlé – např. klenba uzavírající hlavní loď o šířce 17,8 metru má tloušťku pouze 20 cm. Tuto štíhlost vnitřních konstrukcí umožňuje velmi masivní vnější opěrný systém [32].

Díky velké štíhlosti pilířů i klenby může stavba snadno vybízet člověka vědomého si obvyklých proporcí gotiky nebo všeobecně proporcí historických zděných konstrukcí k pocitu konstrukční nedostatečnosti. Skutečně, konstrukce vykazují velké deformace a jsou porušeny trhlinami, jejichž důležitost je stále předmětem diskusí.

Existují dokonce i historické zmínky o kolapsech některých konstrukcí nebo jejich nutné opravě. V roce 1490 se zřítil jeden horní opěrný oblouk. Několik polí kleneb bylo přezděno v 17. a 18. století. Stavbu v roce 1851 postihlo zemětřesení, při kterém došlo ke zřícení části

západního průčelí. V rámci následné opravy průčelí byly přezděny i přilehlé klenby hlavní lodi [32].



Obr. 6.24 - Katedrála na Malorce



Obr. 6.25 - Opěrný systém

Hlavní pozorované konstrukční závady:

- a) svislé trhliny v patě některých pilířů, tyto trhliny postupně oddělují šupiny zdiva z nároží pilířů,
- b) pilíře lodi vykazují pozorovatelné zakřivení a příčné vybočení v podélném i příčném směru lodi,
- c) značné deformace ovlivňující funkci opěrných oblouků – obzvláště u horní řady,
- d) klenby hlavní lodi a jejich ztužující pasy jsou vzájemně odděleny širokými trhlinami v jejich kontaktní ploše [32].

Deformace a trhliny v konstrukcích nelze vysvětlit pouze působícím silovým zatížením, při objasňování je nutno uvážit i zatížení mimořádná, jako zemětřesení, a dlouhodobý vliv malých změn teploty i pozvolné dotvarování [32].

V dalším popise se u katedrály v Palma de Mallorca zaměříme na opěrný systém.

Opěrák vnější stěny přecházející v opěrný pilíř je velmi masivní od své paty až k vrcholu, jeho odstupňování římsami je minimální.

Oba opěrné oblouky překonávající rozpětí 8 metrů mají stejně masivní průřez a opírají se do téměř shodně tuhé opěrné pilíře. Dolní oblouk se opírá do podélné stěny lodi proti patě klenby hlavní lodi, je tedy značně zatížen vodorovnou silou od čtyřdílné křížové klenby o rozpětí 17,8 metru. Horní oblouk se opírá proti podélné stěně lodi při jejím vrcholu, zatížen vodorovnými silami od klenby není. Katedrála měla vždy nízký krov [32], proto horní opěrný oblouk nesloužil ani k přenosu sil vyvozovaných větrem. Horní oblouk má zejména funkci odvodňovací, vede jím žlab převádějící vodu z hlavní lodi mimo obrys stavby.

Poruchy horního opěrného oblouku projevující se poklesy vedly k tomu, že na dolní opěrné oblouky byly postaveny pilířky podpírající horní oblouky [32]. Uváděné řešení lze připodobnit k opěrným obloukům s arkádami, kdy dolní pas je nosný a horní pas slouží zejména jako žlab pro odvod vody.

Za příčinu poklesů opěrných oblouků je opatrně uváděno teplotní zatížení [32]. S tímto závěrem lze souhlasit, protože uváděné opakované opravy i porušení tomu nasvědčují. Dovolují si uvést hypotézu způsobu porušení. Oba opěrné oblouky mají stejný průřez, tedy stejnou tepelnou setrvačnost. Pokud mají oba opěrné oblouky totožnou teplotu, konstrukce funguje bezchybně. Když dojde k ochlazení horního opěrného oblouku oproti dolnímu při dešti, kdy horní oblouk je intenzivně ochlazován protékající vodou ze střechy lodi, dochází k většímu zkrácení horního opěrného oblouku oproti oblouku dolnímu. Dolní opěrný oblouk je zatížen vodorovnou silou od klenby, rozpírá vnější stěnu a opěrný pilíř, tedy určuje vzdálenost mezi vnější stěnou a opěrným pilířem. Když uvážíme, že horní oblouk je mírně zkrácen oproti dolnímu, tak jeho délka nepostačuje pro překlenutí vzdálenosti mezi vnější stěnou a opěrným pilířem, tím dochází k jeho propadávání. Poklesem ve spárách horní oblouk eliminuje svoji nedostatečnou délku a rozpírá se mezi pilíř a stěnu. Protože dolní oblouk je předepnut vodorovnou silou od klenby, poklesávání horního oblouku jej při dalším ochlazování neohrožuje. Po vyrovnaní teplot obou oblouků pokleslý horní oblouk zprvu vyvoluje ohyb horní části zdi lodi a je předepnut větší silou než před poklesem. Při dalších cyklech ochlazení a ohřátí namáhání ohybem vnější stěny lodi i předepnutí oblouku klesá. Při poklesu zatížení horního oblouku tlakem pod určitou mez dojde k jeho dalšímu poklesu. Cyklus se opakuje, dokud nedojde k opravě nebo zřícení horního oblouku.

Opěrný systém lodi chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře

Vysoká loď spolu s opěrným systémem byla postavena podle plánů Benedikta Rieda v letech 1512 (podpis smlouvy s Riedem) až 1548 (dokončení klenby) [116]. U opěrného systému severní tribuny se předpokládá dokončení roku 1521, kdy je zmiňován přesun jeřábu ze severní strany na stranu jižní [116], u opěrného systému jižní tribuny před rokem 1532, kdy byl převzat hotový krov od mistra Petra [116].

Opěrný systém lodi se skládá z opěrného pilíře a dolního a horního opěrného oblouku. Dolní opěrný oblouk je proti hornímu subtilnější. Podrobný popis opěrného systému lodi je uveden v části Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře.

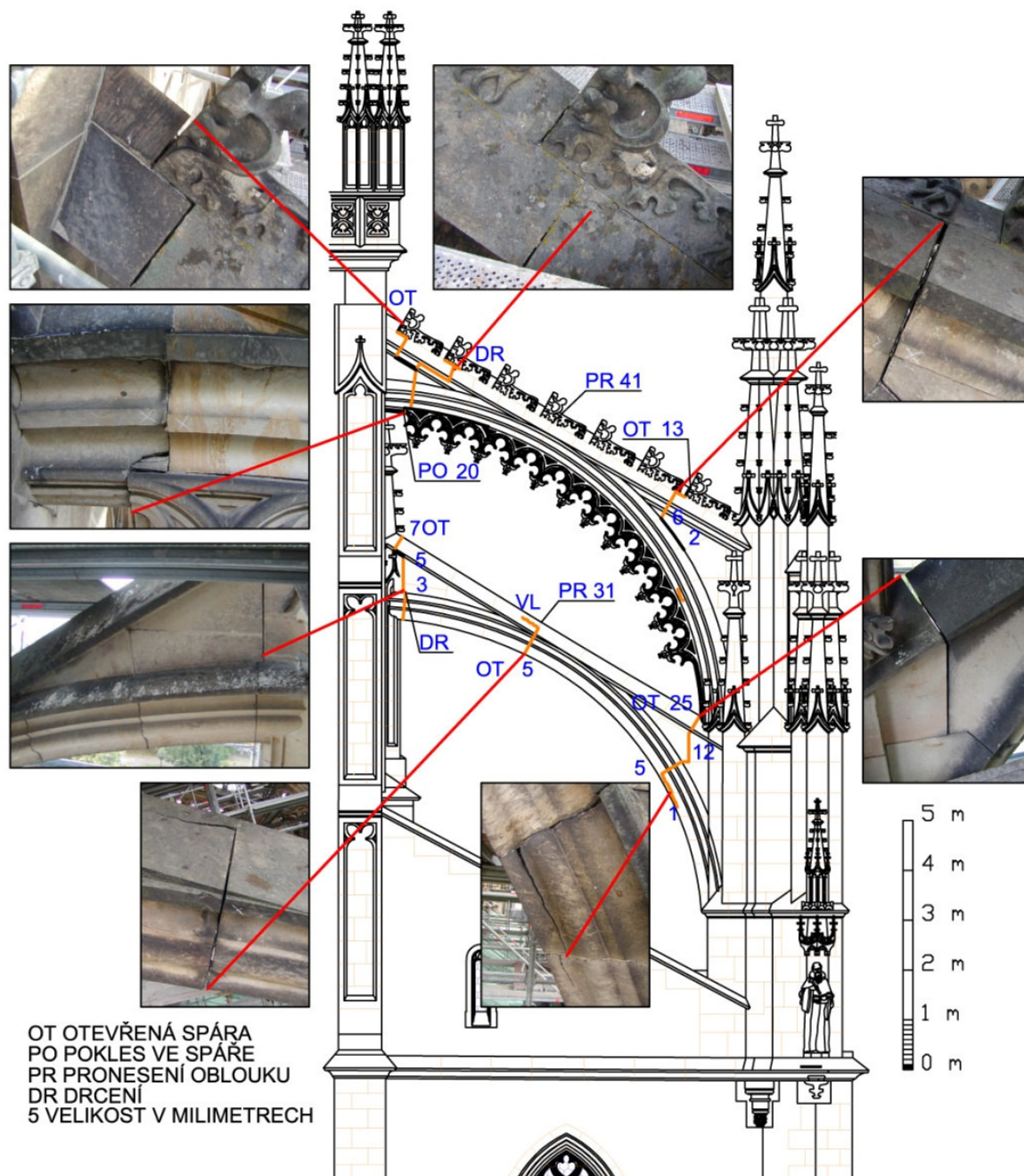
Oblouky opěrného systému lodi byly porušeny poklesem a rozevřením spár mezi klenáky. Spáry byly rozevřeny u vysoké lodi a u opěrného pilíře shora, uprostřed rozpětí na spodní straně oblouku. Dolní oblouk na jihozápadním nároží katedrály, tedy v opěrném systému označovaném OsLJ7, měl u opěrného pilíře spáru rozevřenou natolik, že do ní bylo možno vsunout dlaň. Rozevřením styčných spár byla zmenšena styčná plocha pro přenos tlakových sil a na několika místech došlo k porušení kamene v důsledku lokálně soustředěných velkých tlakových napětí. Opěrné oblouky byly ve svém středu pronesené. Velikost poškození opěrných oblouků lodi byla směrem od západu k východu menší. Vždy byl poškozen více dolní opěrný oblouk než horní. Statické schéma porušených opěrných oblouků je možno charakterizovat jako trojkloubový oblouk. Trojkloubový oblouk je ve své rovině stabilní, ve směru kolmém na svoji rovinu nikoliv.



Obr. 6.26 – Kutná Hora, chrám sv. Barbory, opěrný systém OsLJ7, otevřená spára mezi stříškou dolního oblouku a pilířem

I působení malé boční síly by mohlo způsobit zřícení oblouku. Nebezpečným rovněž bylo odlamování nejvíce namáhaných míst klenáků. Opěrné pilíře byly bez statických poruch (Obr. 6.27) [120, 121, 122, 123, 124].

Znepokojivé bylo, že takto vážně byl narušen opěrný systém, který byl na konci 19. století pod vedením Ludvíka Láblera důkladně opraven na základě návrhů Josefa Mockera.



Obr. 6.27 – Kutná Hora, chrám sv. Barbory, statické poruchy opěrného systému OsLJ7

V záznamech o chrámu sv. Barbory se opakovaně uvádějí opravy opěrného systému. Nikdy není popisována oprava základů, to dokládá, že základová spára je v dostatečné hloubce na únosném a stabilním podloží, potvrzují to i všechny dosavadní výsledky kopaných sond. Následné citace o stavu a opravách opěrného systému jsou z Dějin objektu zpracovaných PhDr. Pavlem Zahradníkem pro firmu MURUS jako součást přípravy celkové opravy chrámu [116].

1.

Roku **1589** bylo za 2 kopy 39 gr. koupeno 65 ½ kop šindele na kostel a byly zaplacený 3 kopy 30 gr. za práci na střeše, o níž se praví: „Václavovi pokrývači z Čáslavě dáno do voprávek na kostele na krovích, dělal sám druhé čtyry neděle, stvrdil také střechy šindelem a též cihlami, kde potřeba bylo, zopravoval a vycvikoval, it. žlábek plechové položil na tom místě, kde prvnější kamenej byl a dolův spadl, přitom také některý pilíře, který nebezpečný byly, zase háky spojoval a hašplemi přitahoval.“

2.

Roku **1594** byla vydána 1 kopa na práci, popsanou takto: „Item jednoho pilíře svršek byl na upadení po té straně k faře třetí od kraje, i aby upadením na kostel škody neudělal, jest dolů spuštěn.“

3.

K roku **1667** výroční zpráva uvádí: „Oblouky, velká ozdoba a podpora z vnějšku našeho kostela, byly jako kdysi včas spojeny železným svorem, čímž nás zbavily strachu před blížícím se nebezpečím, náklad více než 100 zl., nezbytný k této opravě, poskytla ze svého sama kolej.“



Obr. 6.28 – Kutná Hora, chrám sv. Barbory, historický otisk kramlí na dolním oblouku OsLJ3 u stěny tribuny

4.

Výroční zpráva za rok **1668** se o této obnově zmiňuje takto: „Kdyby bazilika nebyla včas opravena, v budoucnu by byla zničena; oblouky chrámu, velice odstupující, hrozily klenbám zřícením, ale jednotliví řemeslníci, ne bez přiměřených nákladů, oblouky stáhli a ty nám baziliku zachovávají neporušenou.“

5.

Ve výroční zprávě za následující rok **1669** se píše: „Nejprve byla tohoto roku dokončena pracná a nebezpečná vnější obnova celé baziliky sv. Barbory, na niž bylo vydáno 508 zlatých, s takovým zdarem, že při vystupování na tak převysoké a záhybů plné oblouky a sloupy nebyl nikdo zraněn či poškozen.“

6.

Zpráva z roku **1693** obsahuje: „.... Galerie (pegulae) obíhající zvenku chór chrámu, mající mnoho trhlín a propouštějící déšť na klenby kaplí, byly zároveň se žlaby, oblouky a pyramidami, hrozcími zčásti zřícením, prací přezkušného architekta nákladem asi 500 zlatých opraveny.“

7.

Větší počet pramenů se uchoval k činnosti dalšího rektora jezuitské koleje, totiž Fabiána Veselého (**1732-1736**), jenž se pro změny, jež na kostele provedl, dostal do dlouholetých sporů s kutnohorským magistrátem. Kegler jeho činnost stručně sumarizuje takto: „R. P. Fabianus Veselý na rectorantství se dostal, velmi s magistrátem bouřil. 1. cestu u starých schol uzavřel a zatarasil, 2. překrásný tři věže na kostele sv. panny Barbory demolírovati a

neforemný krov postavěti dal, pak 3. erb magistrátní na portálu kostelním na den sv. Ignatia despotice sraziti nařídil /.../ a kostelní pyramidy napraveny byly.“

8.

Nejstarším pramenem k této proměně je dobrozdání, které dne 26. května **1732** sepsal v Kutné hoře „císařský architekt a stavitel“ František Maxmilián Kaňka. Dobrozdání, v němž se Kaňka vyjadřoval také k opravě „pyramid“, se dochovalo ve dvou opisech a zní takto: „... Pokud se nyní týče vnějšku kostela, starých gotických pyramid, ty podle provedené prohlídky jedny více než druhé chátrají, takže ty, které hrozí pádem, musejí být sejmuty a místo nich budou udělány jiné. U některých pak je nutno horní část obnovit, mezi jiným znovu připevnit železnými kleštinami horní makovice, jakož i žlaby na odtok vody bude třeba ve spojení nově zatmelit a také dešťové vodě dát lepší odtok a průběžně mít velkou péči, aby se předešlo větší zkáze.“

9.

Další práce, podniknutá na chrámu rektorem Veselým, totiž oprava opěrných pilířů, se (na rozdíl od zřízení nové střechy a zničení městského erbu) setkala s pochvalným hodnocením i pozdějších badatelů. Jako první z nich psal Jan Erazim Vocol: „Rektor kn. Fabian Veselý způsobil ale vedle zmíněných nešťastných novot ale také jednu záslužnou obnovu zevnitř chrámu; dal totiž porouchané fiály na pilířích okolo vysokého kůru od pražského kameníka Petra Baumgartnera obnoviti a bohatě zdobený vrchol prostředního nejvyššího pilíře na této straně zcela nově udělati;“ o kus dále pak Vocol uváděl, že tento prostřední pilíř byl „od pražského kamenického mistra Jana Baumgartnera okolo r. **1733** v souhlasném slohu velmi důkladně obnoven – ano i dílem znova postaven.“ Pražský kamenický mistr Jan Petr Baumgartner byl častým spolupracovníkem Františka Maxmiliána Kaňky, což vysvětluje jeho účast na této práci.

10.

Ze **14. ledna 1859** pochází ministerský výnos, jímž je kostelní úřad v Kutné Hoře vyzván, aby sdělil preliminář o výdajích, jichž by bylo zapotřebí pro zachování chrámu. Kostelní výbor nato odpověděl, že chrám sv. Barbory „bohužel jest blížek své záhubě, poněvadž osdoby na opěrných pilířích i obloucích se odlučují, krovy poškozují – a tím, že padají, i životy lidské ohrožují“, a žádal o roční dotaci nutnou pro úplné restaurování chrámu.

11.

Výnosem z **28. listopadu 1862** státní ministerstvo zmocnilo místodržitelství, „aby neodkladné restaurační práce při kostele sv. P. Barbory v Kutné Hoře – zvláště obnovu dvou opěrných oblouků na čelní straně zmíněného kostela mezi opěrnými pilíři sv. Panny Barbory a hlavní lodi – prodloužením r. 1863 provést dalo a professorem Bernardem Gruebrem propočtený aproximativní náklad na tyto práce per 4000 zl. cm. spolu s vydáním za potřebné lešení do prealimináře studijního fondu na rok 1864 zařadilo.“

Těchto prací se týká zpráva, kterou dne **3. prosince 1864** sepsal konzervátor pro Čáslavský kraj František Josef Beneš pro vídeňskou centrální komisi „o cestě, kterou jsem vykonal 7. září t. r. k opětovné okresním úřadem provedené prohlídce restaurátorských prací na kostele sv. Barbory v Kutné Hoře.“

Ve zprávě se píše: „Od mé předposlední zprávy o stavebních opravách prováděných na řečené církevní památce tam sice nebyl učiněn žádný velký pokrok, bohužel však byla učiněna závažná a hrozivá pozorování.“

Jak už moje zpráva ze 7. listopadu t.r. č. 51 poskytla hrubý nárys toho, jak je se svědomitou péčí prováděna stavba tří nových opěrných oblouků na severní straně lodě vedena architektem Ladislavem sice pomalu, ale s řádnou znalostí věci dále, tak právě tato restaurační práce při zahájení prací na jednom z dolních opěrných oblouků dokázala zjištění, jehož jsme se již dlouho obávali, že totiž jeden z horních opěrných oblouků, bohatě okrášlený prolomenými liliovými ornamenty, utrpěl ne snad sutí klenby, nýbrž že v důsledku materiálu, jenž se časem rozložil, ustoupil ze svého osového směru. To přinutilo p. architekta Ladislava, aby zastavil práci, úředně to oznámil a požádal c. k. okresní úřad, aby nařídil kvůli tomuto zjištění prohlídku. Tento c. k. úřad mne neopomenul k tomuto nebezpečím hrozícího jevu pozvat. Výsledek naší porady, jíž se účastnili c. k. okresní představený Pokorný s tamějším okresním adjunktem Köhlerem, c. k. okresní inženýr Em. Haller a architekt J. Ladislav, byl takovýto: »Tento starý opěrný oblouk pokud možno podepřít dřevěnými podpěrami, ze své polohy vystouplé kleštiny ostřeji přitáhnout, spáry pojednat cementem a kamenné květiny s jejich segmenty pečlivě a bezpečně svázat a upevnit železnými kleštinami a klínky (Bolzen).« Je třeba pokládat za velké štěstí, že ven přeložené (verlegten) opěrné pilíře jsou ještě silné a zdravé, aby odolávaly tíze bočního posunu, a že na horní stěně hlavní lodě nebyly zjištěny žádné nebezpečné závady. Zůstává bohužel pravdou, co bylo již dávno vysloveno váženým odborníkem prof. B. Gruberem a jinými architekty, že tato chrámová stavba byla ve svém posledním stavebním období, tj. v klenebních partiích proti západu, provedena nanejvýš nedbale. O nějaké harmonizující volbě stavebního kamene není řeč. Do spár byla pokládána břidlice, která nyní zvětřává. Na nádherných opěrných obloucích jsou vidět vycvikování kusy cihel, jež nahozená malta zamaskovala, jak to nyní všechno ničící čas začíná jenom odhalovat. Nyní stavba stojí kvůli studené roční době. Jeden opěrný oblouk je nyní nově dokončen, dva ještě na své dokončení čekají, pokud tak poškozené horní opěrné oblouky dostanou prostředky, které jsme navrhli, a pokud tak umožní zřízení dolních. Roku 1865 architekt Ladislav svůj úkol dokončí.

Bylo by velmi žádoucí, kdyby mohla být ze státních fondů poskytnuta nějaká větší podpora, podniknout rozsáhlejší restaurace. Staletí přecházela se svými pro stavbu tak nešťastnými poměry a od zrušení jezuitů se pro tento monumentální chrám neudělalo vůbec nic, když ony rozmanité, profánníma rukama dělané a s naprostou nevědomostí prováděné opravy se podobaly homeopatickým prostředkům, než aby ctihodnému velkolepému chrámu opětně zajistily život a budoucí zdraví.“

12.

Dne **23. listopadu 1865** byly nájemci Václavu Ladislavovi zadány práce na „zřízení I. a III. dolního opěrného oblouku na straně severní lodi kostela sv. P. Barbory“ za 1215 zl. 43. kr. a rovněž práce na „zřízení tří vrchních ozdobných opěrných oblouků“ za 986 zl. 42. kr., dohromady tedy za 2201 zl. 85 kr. Výnosem z 25. dubna 1866 dalo ministerstvo tyto již vykonané restaurační práce Ladislavovi zaplatit. Protože však bylo uznáno, „že k úplnému pevnému zabezpečení strany severní i dolejší II. opěrný oblouk znovu zřízen – konečně pak V. dolejší i vrchní oblouk restaurován býti musí“, bylo schváleno jejich restaurování během roku 1866, a to aproximativním nákladem 1400 zl.

13.

O těchto pracích se zmiňuje i Karel Vorlíček, jenž roku **1897** při popisu prací, konaných roku 1896, uvádí: „Rekonstrukce pilířů č. XVIII. a XIX. prováděla se v stejném rozsahu a způsobu jako při dřívějších až na to, že při travée XVIII. ponechán dolní opěrný oblouk, který v r. 1866 v základě vynesení vys. c. k. státního ministerstva ze dne 25. dubna 1865 č. 2200 nákladem studijního fondu nájemcem mistrem kamenickým p. Václavem Ladislavem obnoven byl. Oblouk ten nalezen byl v úplně dobrém stavu tak, že nebylo na něm znamenati

ani trhliny ani ssednutí. Uvážíme li, že oblouk zmíněný jest na svém místě nejohroženějším – totiž přímo při rohu vyklonivšího se západního průčelí připojen, jest to úkaz v každém ohledu potěšitelný a o svědomitě vykonané práci svědčící.“

14.

Zásadní obrat pro stavební dějiny svatobarbarského chrámu přinesl rok **1877**, kdy byl založen v Kutné Hoře archeologický sbor „Vocel“.

15.

K následujícím opravám opěrného systému chrámu je uchováno značné množství záznamů a výkresů, které se pokusíme v krátkosti shrnout.

Nejprve byl opravován opěrný systém presbyteria a transeptu. Z důvodu nedostatku peněz byly kameny vyměňovány selektivně, ty méně poškozené byly ponechány. Díky tomu můžeme říci, že oprava respektovala dochovaný tvar i výzdobu opěrného systému. Nové kameny byly provedeny z hořického pískovce. Hořický pískovec v místech smáčených stékající vodou z mušlového pískovce trpí sádrovcovou korozi a rozpadá se. Tento druh koroze je dnes významnou příčinou narušení kamene a jeho výměn (2003-2011).

U opěrného systému lodi stát koncem 19. století plně platil opravu a proto bylo k opravě přistoupeno velkoryse. Opěrný systém lodi byl z velké části znovu vystaven z nového kamene v částečně pozměněném tvaru. U opěrného systému lodi byly popisovány statické poruchy i rozpad kamene.

Architekt Josef Mocker havarijní stav opěrného systému lodi vysvětloval takto:

„Při důkladném posouzení tohoto detailního plánu (Plán A), zhotoveného podle úplného zaměření, je beze vší pochyby jasné, že je to v podstatě nešťastné založení a chybná, mohlo by se říci ledabylá (leichtfertige) konstrukce horního opěrného oblouku, které nezbytně musely mít za následek současné škody a které jsou hlavní příčinou zkázy, již byla celá, ve svém formálním vybavení tak velice významná loď postižena.

Nejen, že oblouková linie horního opěrného oblouku je veskrze chybná a její linie tlaku vychází přes základnu pilíře, také sama konstrukce oblouku, jak ve svém nosníku (Wiederlager), tak ve svém náběhu na stěnu lodi, ba i ve svém spárovém řezu, je veskrze chybná, a je proto jen zcela přirozené, že sám o sobě nevýznamný přetlak fialové stavby nemohl dostačit, aby tomuto, v důsledku samotného drastického tvarosloví také až příliš silnému oblouku mohl klást odpor a zabránit jeho proražení.

Stejně je to i s dolním opěrným obloukem, také zde trpí konstrukce a tytéž chyby jako nahoře, i když tyto chyby v důsledku mocného přetlaku opěrného pilíře se nemohly projevit v tom měřítku jako nahoře a na poškození, vystupující dnes na tomto oblouku, je třeba se v podstatě dívat jako na následek pohybů, jež byly způsobeny resp. zaviněny horními oblouky.

Jakkoliv překvapující a zarážející by na první pohled mohl tento stav věcí být u tak významné stavební památky – při bližším pohledu na dějiny stavby je ostatně velice snadno vysvětlitelný – nezůstává přesto nyní se zřetelem na restauraci, jež má být provedena, nic jiného, než provést takové změny, které jsou bez jakéhokoli ublížení uměleckohistorickému stavu přesto vhodné k tomu, aby umožnily opravu, zabezpečující trvání.“

Josef Mocker navrhoval několik úprav opěrného systému lodi (plány B, B°, plán C), které byly posuzovány Centrální komisí, která žádala o vyjádření Josefa Hlávku. Po dlouhé odborné korespondenci byla konstrukce provedena v současné podobě, která dosti respektuje původní tvar.

Jak ukazuje současný havarijní stav, dílčí změna proporcí opěrného systému lodi nebyla dostatečná pro jeho dlouhodobou bezvadnou funkci.

V rámci přípravy opravy vnějšího pláště chrámu bylo nutno zjistit příčinu poruch. Byla vyšetřována možnost porušení vlivem založení, dynamických účinků od okolní dopravy (silniční i letecká) a cyklických teplotních změn.

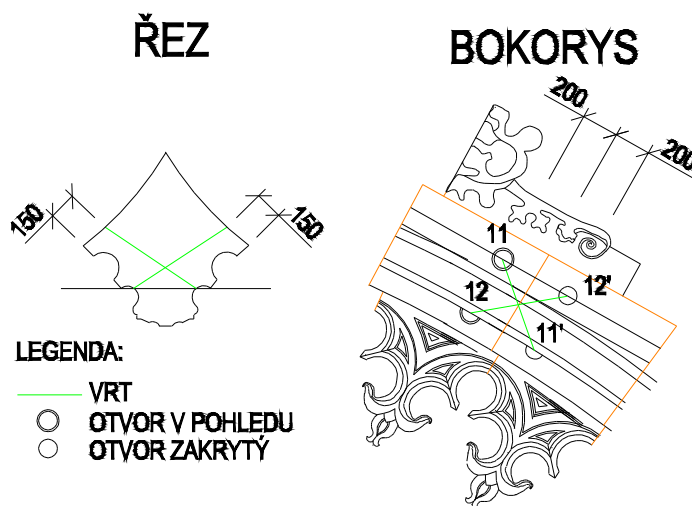
Charakter trhlin neodpovídal poklesu základů, protože horní oblouky jsou porušeny vždy méně než dolní oblouky. Při poklesu základů by byly porušeny oba oblouky stejně a čelní stěna by byla porušena trhlinou po celé výšce. Pootočení kolem vnější hrany základu bylo také vyloučeno, neboť by tomu odpovídalo větší porušení horního než dolního oblouku.

Pro určení vlivu dynamických účinků na stav objektu bylo v roce 2002 provedeno dlouhodobé měření. Byly instalovány dva měřicí body, první byl instalován u severního vstupu do katedrály na skalní podloží a druhý měřicí bod byl instalován na patu fiály čelního jižního opěrného systému. Měření neprokázala významný vliv dynamických účinků okolního prostředí na objekt [125, 126].

Pro určení vlivu cyklických teplotních změn na statiku objektu byl v programu FEAT modelován nejvíce porušený opěrák jižní lodi, který je součástí západního průčelí. Ve výpočtu bylo uvažováno zatížení vlastní tíhou, rovnoměrným oteplením a ochlazením jednotlivých prvků i celé konstrukce. Zatížení klenbou nebylo uvažováno, protože modelovaný opěrák je umístěn v rovině západní štítové stěny, která je stažena táhlem. Byl modelován neporušený i porušený opěrný systém. Vznik tahových napětí v modelu v místech, kde v konstrukci byly trhliny, potvrdil, že uvažovaný model je výstižný. Z provedených výpočtů vyplynulo, že cyklické změny teplot ve spojitosti s rozdílnou tuhostí horního a dolního oblouku jsou hlavní příčinou havarijního stavu opěrných oblouků. Vzhledem k tomu, že se jedná o jihozápadní stranu, není možné cyklické teplotní zatížení opomenout. Velký rozvoj trhlin v modelovaném opěráku od teplotního zatížení byl umožněn chybějícím předpětím oblouků od tlakové síly od kleneb [127].

Při přípravě realizačního projektu byly zvažovány různé způsoby statického zajištění opěrného systému - táhlo s předpětím, povrchové skoby, hmoždíky ve spárách mezi klenáky a vrtý vystrojené ocelovými pruty [128]. Zvolený způsob zajištění pomocí vrtů vystrojených ocelovými pruty vyhověl požadavku Národního památkového ústavu, aby se doplňovaná konstrukce pohledově neuplatňovala, její realizaci umožnil iniciativní přístup dodavatele. Principem zajištění je sepnutí sousedních klenáků ocelovými pruty přes spáru v blízkosti neutrální osy průřezu (Obr. 6.29). Předepsaná tolerance

vrtů $\varnothing 20$ mm je ± 30 mm. Do připravených vrtů je vložena nerezová šroubovicová výztuž Helibar 10 mm. Výztuž Helibar je následně ve vrtu zalita maltou Mape-antique I. Výztuž vložená do vrtů přenáší smykovou sílu a brání tím jednotlivým kamenům v propadávání vůči sobě. Situování vystrojených vrtů do blízkosti neutrální osy zajišťuje, že síly procházející



Obr. 6.29 – Kutná Hora, chrám sv. Barbory, schéma zajištění opěrných oblouků výztuží zainjektovanou ve vrtech

opěrnými oblouky nebudou vnášeny do nových poloh. Všechny spáry mezi kameny, u kterých hrozí rozvolňování smykovou silou, jsou zabezpečeny tímto způsobem. Výjimku tvoří spára mezi opěrným obloukem a stěnou tribuny, tato spára nebyla zajišťována výztuží ve vrtech.

Od realizace prvního úseku, tedy statického zajištění opěrných oblouků v opěrných systémech označovaných OsLJ7, OsLJ6, OsLJ5 a OsLJ4 uplynulo 8 let. Po tuto dobu byly geodeticky měřeny deformace patnácti bodů opěrného systému OsLJ7. Měření ukázala, že opěrné oblouky se znovu mírně pronáší [129]. Protože stabilizované body sloužící pro prováděný monitoring byly v roce 2011 odstraněny v rámci úprav parku obklopujícího chrám, další měření nejsou možná. Stav opěrných oblouků je nutno i nadále sledovat, aby bylo možno včasnou opravou zasáhnout.

Poruchy opěrných systémů se nemezují pouze na výše uvedené stavby. V rámci studijních cest Evropou byly pozorovány deformace či trhliny v opěrných obloucích například u:

Senlis – katedrála Notre-Dame, poklesy opěrných oblouků závěru vysokého chóru na jihovýchodní straně. U ostatních opěrných systémů závěru chóru, vysokého chóru či lodi nebyly poklesy pozorovány. Klenby ochozu chóru jsou neporušeny (Obr. 6.30).

Tours – katedrála Saint-Gatien, pronesený horní opěrný oblouk mezi středním pilířem a stěnou vysokého chóru. Horní opěrný oblouk mezi středním a čelním pilířem není pronesen, protože je na menší rozpětí a vzhledem k rozpětí je tedy masivnější, s větším vzepětím. Zobrazený opěrný systém se nalézá severně vedle osového okna vysokého chóru (Obr. 6.31).



Obr. 6.30 – Senlis



Obr. 6.31 - Tours

Saintes – katedrála sv. Petra, opěrný systém rozestavěné a nedokončené vysoké lodi. Na jižní straně katedrály z rajského dvora a přilehlé ulice je možno pozorovat čelní a střední pilíře i mezilehlé opěrné oblouky v různém stupni rozestavěnosti. Opěrné oblouky mezi čelním a středním pilířem se skládají ze spodních opěrných oblouků sestávajících z dolního pasu, nízké nadezdívky a horního pasu, arkády nesené spodním opěrným obloukem a horním „obloukem“ podpíraným pasem. Horní „oblouk“ je tvořen pouze horním pasem a měl sloužit odvodnění

střechy, jak dokládá připravený žlab. Pronesené jsou všechny rozestavěné oblouky a to jak dolní oblouky, tak i horní „oblouky“ nesené arkádami. (Obr. 6.32, 6.33)



Obr. 6.32, 6.33 – Saintes

Je velmi pravděpodobné, že trhliny či deformace opěrných oblouků v Senlis, Tours i Saintes vznikly v důsledku cyklického teplotního zatížení.

Společným prvkem pro všechny uvedené porušené opěrné oblouky je jejich malé nebo žádné zatížení vodorovnými silami od klenby, což je velmi podobné jako u popsanych poruch opěrných systémů katedrály Panny Marie v Palma de Mallorca a chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře.

Na závěr kapitoly o cyklickém teplotním zatížení považuji za vhodné pro dokreslení problematiky uvést větu ze skript Konstrukce pozemních staveb 50, která v krátkosti vystihuje její vážnost: **„Odstraňování vad způsobených nesilovými účinky bývá nejen ekonomicky náročné, ale často technicky těžko proveditelné a ve svém důsledku netrvanlivé.“** [111]

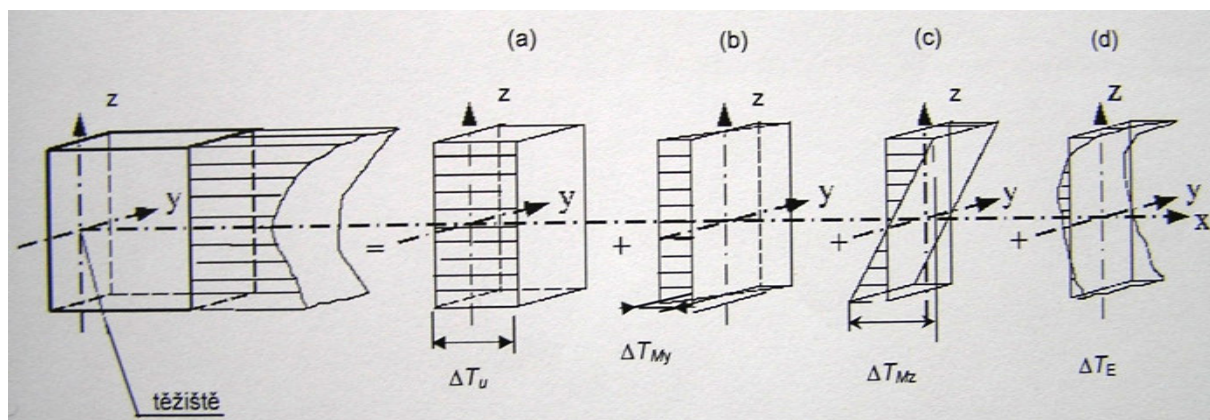
7. Zatížení teplotou

Změny teploty vzduchu ve stínu během dne a během ročních období, sluneční záření, druhotné záření atd., vedou k proměnnému průběhu teploty v jednotlivých prvcích konstrukce.

Velikost zatížení teplotou závisí na místních klimatických podmínkách, na orientaci konstrukce ke světovým stranám, na její povrchové úpravě a na její tepelné setrvačnosti; u konstrukcí pozemních staveb na topných a větracích režimech a na tepelné izolaci [83].

Z klimatických a provozních teplot působících na nosný prvek se určí následné veličiny:

- rovnoměrná složka teploty ΔT_u ,
- lineárně proměnná rozdílová složka teploty ΔT_{My} ve směru osy y,
- lineárně proměnná rozdílová složka teploty ΔT_{Mz} ve směru osy z,
- nelineární rozdílová složka teploty ΔT_E , která představuje systém samorovnovážných napětí nevyvolávajících v prvku žádné zatěžovací účinky (Obr. 7.1) [83].



Obr. 7.1 – Schematické znázornění základních složek průběhu teplot (převzato z [83])

Přetvoření, a tím i příslušné výsledné napětí, závisí na geometrii, na okrajových podmínkách uvažovaného prvku a na fyzikálních vlastnostech použitého materiálu nebo materiálů.

Klimatické a provozní teploty působící na nosný prvek se musí stanovit užitím následujících veličin:

- rovnoměrná složka teploty ΔT_u daná rozdílem mezi průměrnou teplotou T prvku a jeho výchozí teplotou T_0 ,
- lineárně proměnná složka teploty ΔT_M daná rozdílem teplot vnějšího a vnitřního povrchu průřezu nebo povrchů jednotlivých vrstev,
- rozdíl teplot ΔT_P různých částí konstrukce daný rozdílem průměrných teplot těchto částí [83].

Nejprve byly stanoveny rovnoměrná složka teploty ΔT_u , lineárně proměnná složka ΔT_M a rozdíl teplot ΔT_P pro různé části konstrukce opěrného systému chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře, poté i pro opěrný systém dómu sv. Viktora v Xanten. U chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře je uvedeno i monitorování povrchových teplot kamene pomocí infračerveného teploměru, které bylo užito k ověření normou udávané teploty T_{out} .

7.1 Teplotní zatížení opěrného systému lodí chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře

Podélná osa kostela je směřována téměř přesně k východu, rovina opěrného systému lodí tedy směřuje od jihu k severu.

Rovnoměrná složka teploty ΔT_u

Nejprve je *rovnoměrná složka teploty* ΔT_u určována podle ČSN EN 1991-1-5 [83], následně je zohledněna ČSN 73 0540 [85].

Rovnoměrná složka teploty nosného prvku se stanoví ze vztahu:

$$\Delta T_u = T - T_0 \quad (\text{rovnice 7.1})$$

kde:

T – průměrná teplota nosného prvku vlivem klimatických teplot v zimním nebo letním období a vlivem provozních teplot [°C],

T_0 – výchozí teplota, při které byl prvek zabudován [°C].

Výchozí teplota T_0 není známa, proto byla uvažována o velikosti 10°C v souladu s normou.

Teploty vzduchu ve stínu byly určeny pro Kutnou Horu podle map maximálních/minimálních teplot vzduchu ve stínu obsažených v ČSN EN 1991-1-5. Maximální hodnota nabývá velikosti 38,5°C ($T_{\max} = 38,5^\circ\text{C}$), minimální hodnota -31°C ($T_{\min} = -31^\circ\text{C}$).

Pro opěrný systém byly rovnoměrné složky teplotního zatížení určeny z podobnosti s betonovým mostním nosníkem, tedy z udaných vztahů mezi minimální/maximální teplotu vzduchu ve stínu ($T_{\min}/T_{\max}$) a minimální/maximální rovnoměrnou složkou teploty mostu ($T_{e,\min}/T_{e,\max}$) pro 3. typ nosné konstrukce mostu (betonová nosná konstrukce, betonový nosník).

Minimální rovnoměrná složka $T_{e,\min} = T_{\min} + 8 = -31 + 8 = -23^\circ\text{C}$

Maximální rovnoměrná složka $T_{e,\max} = T_{\max} + 1,5 = 38,5 + 1,5 = 40^\circ\text{C}$

Rovnoměrná složka teploty opěrného systému:

zima $\Delta T_{u,\min,OPS} = T_{e,\min} - T_0 = -23 - 10 = -33^\circ\text{C}$

léto $\Delta T_{u,\max,OPS} = T_{e,\max} - T_0 = 40 - 10 = 30^\circ\text{C}$

Pro určení minimální/maximální rovnoměrné složky teploty střednice meziokenního pilíře, tedy pro konstrukci oddělující vnitřní a vnější prostor, lze užít za předpokladu ustáleného teplotního stavu a neexistence lokálních tepelných mostů vztah:

$$T_x = T_{in} - \frac{R_x}{R_{TOT}} (T_{in} - T_{out}) \quad (\text{rovnice 7.2})$$

kde:

T_x – hledaná teplota střednice [°C],

x – vzdálenost střednice od vnitřního povrchu [m],

T_{in} – teplota vnitřního prostředí [°C],

T_{out} – teplota vnějšího prostředí [°C],

R_x – odpor při přestupu tepla na vnitřním povrchu a tepelný odpor prvku od vnitřního povrchu až k bodu x (střednici) [$\text{m}^2\text{K/W}$], viz rovnice 7.4,

R_{TOT} – celkový tepelný odpor prvku včetně odporu při přestupu tepla na obou površích [$\text{m}^2\text{K/W}$], viz rovnice 7.3.

$$R_{TOT} = R_{in} + \frac{d}{\lambda} + R_{out} \quad (\text{rovnice 7.3})$$

$$R_x = R_{in} + \frac{d}{2\lambda} \quad (\text{rovnice 7.4})$$

kde:

R_{in} – odpor při přestupu tepla na vnitřním povrchu, $R_{in} = 0,3 \text{ m}^2\text{K/W}$,

d – tloušťka meziokenního pilíře, 0,6 metru,

λ – součinitel tepelné vodivosti, vápenec - $1,4 \text{ W/(mK)}$ [78],

R_{out} – odpor při přestupu tepla na vnějším povrchu; $R_{out,zima} = 0,04 \text{ m}^2\text{K/W}$ [78];

$R_{out,léto} = 0,07 \text{ m}^2\text{K/W}$ [78].

Odpor při přestupu tepla na vnitřním povrchu o hodnotě $0,3 \text{ m}^2\text{K/W}$ je průměrem uváděných hodnot pro horní polovinu místnosti ($0,25 \text{ m}^2\text{K/W}$ [78]) a dolní polovinu místnosti ($0,35 \text{ m}^2\text{K/W}$ [78]), protože meziokenní pilíř sahá od podlahy až ke klenbě tribuny.

$$R_{TOT,zima} \cong 0,77 \text{ m}^2\text{K/W}$$

$$R_{TOT,léto} \cong 0,8 \text{ m}^2\text{K/W}$$

$$R_x \cong 0,51 \text{ m}^2\text{K/W}$$

Teploty vnitřního prostředí v úrovni tribun:

$$\text{léto} \quad T_{in,léto} = 25^\circ\text{C}$$

$$\text{zima} \quad T_{in,zima} = 0^\circ\text{C}$$

Letní teplota vnitřního prostředí byla zvolena v souladu s ČSN EN 1991-1-5.

Zimní teplota vnitřního prostředí byla zvolena 0°C , protože voda v nádobách na tribunách ani v zimě nezamrzá a nejnižší naměřená teplota byla 3°C .

Tabulka 7.1: Teploty vnějšího prostředí T_{out} [83]

Roční období	Relativní pohltivost v závislosti na barvě povrchu	Teploty vnějšího prostředí T_{out} [$^\circ\text{C}$]	
		sever, východ, SV	jih, západ, JZ, horizontální
Léto	0,5 – povrch jasně světlý	$T_{max} + 0$	$T_{max} + 18$
		38,5	56,5
	0,7 – povrch světle zbarvený	$T_{max} + 2$	$T_{max} + 30$
		40,5	68,5
	0,9 – povrch tmavý	$T_{max} + 4$	$T_{max} + 42$
		42,5	80,5
Zima		T_{min}	T_{min}
		-31	-31

Pozn.: Krátkodobé zahřátí na $71\text{--}74^\circ\text{C}$ po dobu 40 sekund se užívá v potravinářství pod názvem pasterizace k likvidaci choroboplodných zárodků, zejména salmonely a tuberkulózy skotu [5], protože je natolik poškodí, že zemřou. Pokud by vnější prostředí obklopující stavební objekty dosahovalo uváděných hodnot, lidé by se nemohli v jejich okolí pohybovat.

Pohltivost slunečního záření pískovce a vápence je udávána o shodné velikosti 0,58 [78]. Teploty vnějšího prostředí v tabulce 7.2 mají lineární průběh, což umožňuje jejich interpolaci.

Tabulka 7.2: Teploty vnějšího prostředí T_{out} interpolované pro chrám sv. Barbory v K. Hoře

Roční období	Relativní pohltivost v závislosti na barvě povrchu	Teploty vnějšího prostředí T_{out} [°C]	
		Sever	Jih
Léto	0,58	39,3	61,3
Zima		-31	-31

Porovnáme – li hodnoty povrchových teplot kamene získané dlouhodobým měřením infračerveným teploměrem s teplotou T_{out} , jsou normové hodnoty vyšší/nížší o více než 10°C.

$$T_{x,zima} = T_{in,zima} - \frac{R_x}{R_{TOT,zima}} (T_{in,zima} - T_{out,zima}) = 0 - \frac{0,51}{0,77} (0 - (-31)) \cong -20,5^\circ\text{C}$$

$$T_{x,léto,S} = T_{in,léto} - \frac{R_x}{R_{TOT,léto}} (T_{in,léto} - T_{out,léto,S}) = 25 - \frac{0,51}{0,8} (25 - 39,3) \cong 34,1^\circ\text{C}$$

$$T_{x,léto,J} = T_{in,léto} - \frac{R_x}{R_{TOT,léto}} (T_{in,léto} - T_{out,léto,J}) = 25 - \frac{0,51}{0,8} (25 - 61,3) \cong 48,1^\circ\text{C}$$

Rovnoměrná složka teploty meziokenního pilíře:

$$\text{Severní strana – zima} \quad \Delta T_{u,min,S,MP} = T_{x,zima} - T_0 = -20,5 - 10 = -30,5^\circ\text{C}$$

$$\text{Severní strana – léto} \quad \Delta T_{u,max,S,MP} = T_{x,léto,S} - T_0 = 34,1 - 10 = 24,1^\circ\text{C}$$

$$\text{Jižní strana – zima} \quad \Delta T_{u,min,J,MP} = T_{x,zima} - T_0 = -20,5 - 10 = -30,5^\circ\text{C}$$

$$\text{Jižní strana – léto} \quad \Delta T_{u,max,J,MP} = T_{x,léto,J} - T_0 = 48,1 - 10 = 38,1^\circ\text{C}$$

Teploty střednice meziokenního pilíře určené podle ČSN EN 1991-1-5 neodpovídají realitě. Zpochybnit lze způsob používání a podávaný význam teploty vnějšího prostředí T_{out} . Teplota T_{out} podle provedených měření povrchových teplot spíše vyjadřuje maximální/minimální teplotu povrchu v létě či zimě, rozhodně ji nelze užívat k určení rovnoměrné složky teploty (teploty střednice) masivních konstrukcí. Normou uváděné maximální teploty T_{out} mohou být na povrchu konstrukcí dosahovány po dobu maximálně několik hodin a to v extrémních klimatických případech.

Návrhové teploty venkovního vzduchu v Kutné Hoře podle ČSN 73 0540-3 [85]:

$$\text{v letním období} \quad \theta_{em} = 20,5^\circ\text{C}$$

$$\text{v zimním období} \quad \theta_e = -13^\circ\text{C}$$

$$T_{x,zima} = T_{in,zima} - \frac{R_x}{R_{TOT,zima}} (T_{in,zima} - \theta_e) = 0 - \frac{0,51}{0,77} (0 - (-13)) \cong -8,6^\circ\text{C}$$

$$T_{x,léto} = T_{in,léto} - \frac{R_x}{R_{TOT,léto}} (T_{in,léto} - \theta_{em}) = 25 - \frac{0,51}{0,8} (25 - 20,5) \cong 22,1^\circ\text{C}$$

Rovnoměrná složka teploty meziokenního pilíře:

$$\text{zimní období} \quad \Delta T_{u,min,MP} = T_{x,zima} - T_0 = -8,6 - 10 = -18,6^\circ\text{C}$$

$$\text{letní období} \quad \Delta T_{u,max,MP} = T_{x,léto} - T_0 = 22,1 - 10 = 11,1^\circ\text{C}$$

Tabulka 7.3: Shrnutí stanovených rovnoměrných složek teploty ΔT_u

		Zima	Léto
Meziokenní pilíř	$\Delta T_{u,MP}$ [°C]	-18,6	11,1
Opěrný systém	$\Delta T_{u,OPS}$ [°C]	-33	30

Lineárně proměnná složka teploty ΔT_M

U betonových pilířů (dutých i plných) se mají uvažovat lineární rozdíly teplot mezi protilehlými vnějšími povrchy. Doporučená hodnota je 5°C. (ČSN EN 1991-1-5)
Tento doporučovaný teplotní rozdíl lze vztáhnout i na opěrný pilíř i na oblouky.

Rozdíl teplot ΔT_P různých částí konstrukce

Stanovení podle ČSN EN 1991-1-5

Rozdíl teplot ΔT_P různých částí konstrukce je dán rozdílem průměrných teplot těchto částí.

Určené průměrné teploty v létě:

Opěrný systém	$T_{e,max} = 40 \text{ °C}$
Meziokenní pilíř	$T_{x,léto} = 22,1 \text{ °C}$

Určené průměrné teploty v zimě:

Opěrný systém	$T_{e,min} = -23 \text{ °C}$
Meziokenní pilíř	$T_{x,zima} = -18,6 \text{ °C}$

Rozdíl teplot v létě $\Delta T_{P,L} = T_{e,max} - T_{x,léto} = 40 - 22,1 = 17,9 \text{ °C}$

Rozdíl teplot v zimě $\Delta T_{P,Z} = T_{e,min} - T_{x,zima} = -23 - (-18,6) = -4,4 \text{ °C}$

Opěrný systém má v létě o 17,9°C vyšší teplotu než meziokenní pilíř. Opěrný systém je v zimě o 4,4°C chladnější než meziokenní pilíř.

Určené teploty jsou pro jižní i severní stranu stejné, ačkoliv jižní strana je intenzivně osluněna.

Stanovení zohledněním tepelné akumulace konstrukcí

V samotném opěrném systému mají jeho prvky vůči sobě, ba i jednotlivé prvky po délce, různé teploty, které vyplývají zejména z jejich odlišné tepelné setrvačnosti.

Množství tepla, které je v konstrukcích naakumulováno nebo které může konstrukce přijmout, lze vyjádřit rovnicí [90]:

$$Q = c m \Delta T \quad (\text{rovnice 7.5})$$

kde:

- Q – teplo [J],
- c – měrná tepelná kapacita [J/(kg.K)],
- m – hmotnost [kg],
- Δt – rozdíl teplot [K].

Hmotnost vyjádříme rovnicí:

$$m = \rho V = \rho A d \quad (\text{rovnice 7.6})$$

kde:

ρ – objemová hmotnost [kg/m^3],

V – objem [m^3],

A – plocha průřezu [m^2],

d – tloušťka [m].

Pro výpočet uvažujeme, že libovolný průřez opěrného systému předá do okolního prostředí z jednotkové plochy za jednotku času stejnou energii (rovnice 7.7) [89, 79, 84]:

$$Q = q \tau O d \quad (\text{rovnice 7.7})$$

kde:

Q – teplo [J],

q – hustota tepelného toku [W/m^2],

τ – čas [s],

O – obvod průřezu [m],

d – jednotková tloušťka [m].

Z rovnic 7.5,7.6,7.7 dostáváme:

$$c \rho A d \Delta T = q \tau O d \quad (\text{rovnice 7.8})$$

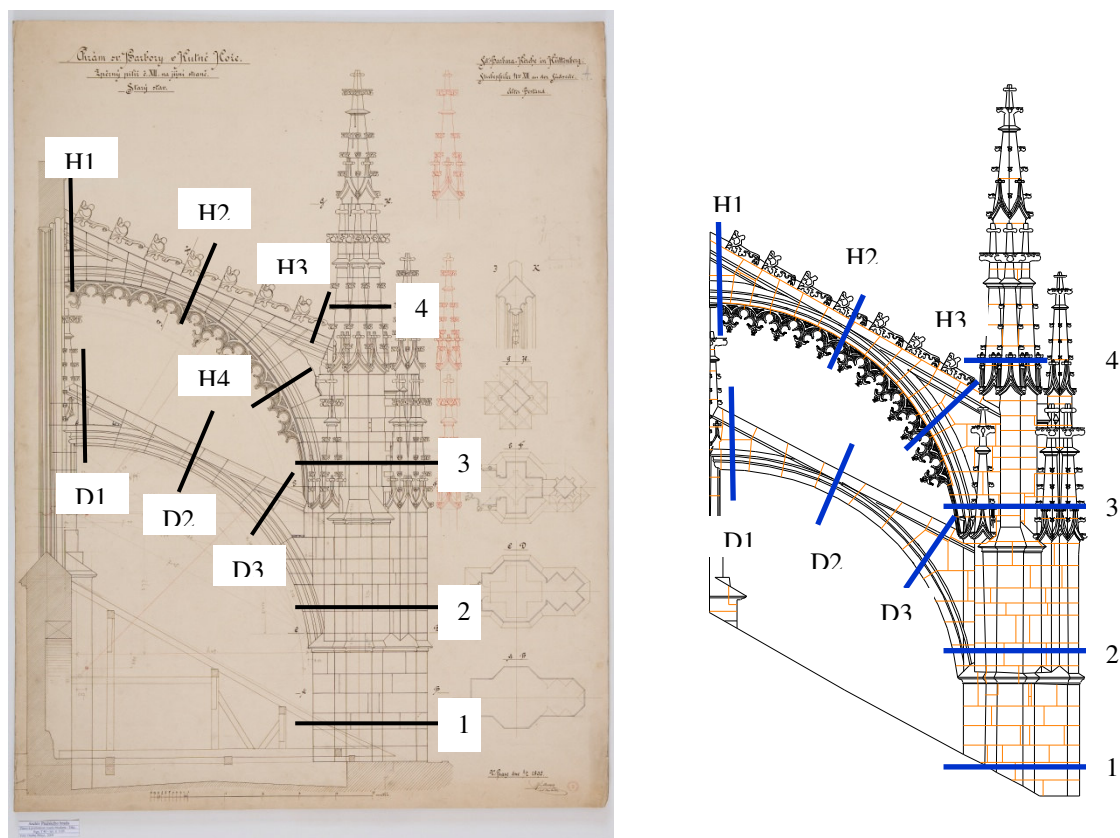
$$\frac{A \Delta T}{O} = \frac{q \tau}{c \rho} \quad (\text{rovnice 7.9})$$

Na levé straně rovnice 7.9 byly shromážděny proměnné pro jednotlivé průřezy, pravá strana je konstantní pro všechny průřezy.

Odvozený vztah 7.9 platí za předpokladů:

- průměrná teplota všech prvků opěrného systému je na počátku stejná, což nastává po dlouhém období se shodnými vnějšími podmínkami,
- změna vnějších podmínek je tak rychlá a veliká, že ze všech ploch konstrukce dosahuje tepelný tok stejné hodnoty, čili teplota všech prvků klesá/roste dokud nesubtilnější prvek (s nejmenším poměrem A/O) nedosáhne rovnovážného stavu s okolím,
- zanedbáváme přenos energie mezi jednotlivými průřezy vedením,
- vlhkost jednotlivých prvků je na počátku stejná, což nastává po dlouhém období se shodnými vnějšími podmínkami,
- energie se nespotebovává na změnu skupenství vody,
- energie se nemění vlivem deformace konstrukce,
- veškerá energie z průřezu se předává okolnímu prostředí vnějším povrchem.

Pro opěrný systém postavený pod vedením Benedikta Rieda i pro opravou pozmeněný opěrný systém z konce 19. století podle plánů Josefa Mockera byly určeny plochy a obvody typických průřezů konstrukce. Místa typických průřezů jsou vyznačeny na obr. 7.2, 7.3. Z poměru plochy a obvodu jednotlivých průřezů byly vypočteny rozdíly teplot (Tabulka 7.4). Uvedené rozdíly teplot jsou vztaženy k rovnoměrné teplotě celé konstrukce a platí pro oteplení i ochlazení.



Obr. 7.2, 7.3 – Kutná Hora, chrám sv. Barbory, vyznačení typických řezů opěrným systémem OsLJ1, vlevo Riedův, vpravo Mockerův opěrný systém

Největší rozdíl teploty nastává ve středním průřezu dolního opěrného oblouku, tedy u průřezu s nejmenším poměrem plochy a obvodu. V tabulce 7.4 jsou uvedeny rozdíly teplot pro zvolený maximální rozdíl u dolního oblouku 5°C.

Tabulka 7.4: Plochy a obvody průřezů prvků opěrného systému chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře a určené rozdíly teplot ΔT

Ried		Horní oblouk				Dolní oblouk			Pilř			
Veličina		H1	H2	H3	H4	D1	D2	D3	1	2	3	4
A	m ²	1,139	0,517	0,478	0,517	0,423	0,165	0,423	3,709	3,262	2,529	1,255
O	m	6,65	3,8	3,4	3,8	4,36	2,14	4,36	8,39	9,5	11,25	5,66
A/O	m	0,171	0,136	0,141	0,136	0,097	0,077	0,097	0,442	0,343	0,225	0,222
ΔT	°C	2,24	2,83	2,73	2,83	3,97	5	3,97	0,87	1,12	1,71	1,73
Mocker		Horní oblouk				Dolní oblouk			Pilř			
Veličina		H1	H2	H3		D1	D2	D3	1	2	3	4
A	m ²	0,823	0,353	0,823		0,423	0,165	0,423	3,709	3,262	2,529	1,255
O	m	5,37	3	5,37		4,36	2,14	4,36	8,39	9,5	11,25	5,66
A/O	m	0,153	0,118	0,153		0,097	0,077	0,097	0,442	0,343	0,225	0,222
ΔT	°C	2,51	3,27	2,51		3,97	5	3,97	0,87	1,12	1,71	1,73

Ze spočtených teplot vyplývá:

- 1) Teplotní rozdíl mezi horním a dolním opěrným obloukem je menší u Mockerova opěrného systému než u Riedova, což vede menšímu porušování opěrného systému vlivem teplotního zatížení. Střed horního opěrného oblouku má oproti středu dolního opěrného oblouku u Riedova opěrného systému teplotu nižší/vyšší o 43,4%, u Mockerova opěrného systému o 34,6%. Přitom průřezová plocha Mockerova horního opěrného oblouku se oproti Riedovu oblouku zmenšila o 31,7%.
- 2) Teplota střednice opěrného pilíře se ve všech řezech mění výrazně pomaleji než ve středu dolního opěrného oblouku.
- 3) Riedův horní opěrný oblouk má teplotu horního a dolního pasu při prázdném cviklu u opěrného pilíře téměř shodnou či shodnou se středem.
- 4) Teplota horního opěrného oblouku u stěny lodi je oproti jeho středu u Riedova opěrného systému o 23% nižší, u Mockerova opěrného systému 21%.

Rozdíly teplot uvedené v tabulce 7.4 byly užívány v jednotlivých vytvořených modelech. Při zadávání teplotního zatížení do modelu byla uvažována změna teploty meziokenního pilíře poloviční oproti patě opěrného pilíře.

Monitorování povrchových teplot kamene

Po prokázání významného vlivu teplotního zatížení na vznik a rozvoj poruch opěrného systému byly zvažovány dva způsoby měření povrchových teplot. Měření pomocí stabilně umístěných čidel připojených k digitální sběrnici dat nebo pomocí ručního infrateploměru.

Měření pomocí stabilně umístěných čidel připojených k digitální sběrnici dat je náročné na montáž a demontáž a nenáročné na obsluhu v průběhu měření. Pořizovací náklady jsou vyšší, ale provozní nízké. V průběhu měření lze obtížně změnit počet a polohu měřených míst. Vzhledem k prováděným vrtům v opěrných obloucích pro vložení nerezové šroubovicové výztuže bylo možno ve vybraných vrtech osadit čidla v či při střednici, tím přímo měřit její teplotu. Pro montáž i demontáž je potřeba postavit lešení, protože pracovní plošina umístěná na automobilu nemá potřebný dosah. Instalace čidel představuje také vážný estetický problém, neboť každé čidlo musí být kabelem spojeno se sběrnici dat po celou dobu měření cca. dvou let. Obsluha pak v pravidelných časových intervalech odečítá data z jejich sběrnice. S ohledem na obtížnou přístupnost opěrného systému pro montáž a demontáž a dalších zmíněných nevýhod nebylo toto řešení zvoleno, ač by poskytovalo data 24 hodin denně po celou dobu měření, čímž by vznikl velmi kvalitní podklad pro určení velikosti teplotního zatížení.



Obr. 7.4 - Ruční infrateploměr AMIR 7811-50

Měření ručním infrateploměrem je časově náročné, dlouhodobě drahé, protože každé měření je závislé na lidském činiteli.

Nevýhodou je také nižší přesnost oproti stabilně umístěným čidlům připojeným k digitální sběrnici dat. Měření nelze provádět za deště či mlhy. Přesnost měření se také výrazně snižuje s klesající teplotou. Povrchové teploty nelze měřit u zasněžených ploch. Měření se v průběhu roku provádí nárazově, pouze v jednotlivých okamžicích, což klade další finanční nároky při

zpracování dat pro získání obrazu teplotního zatížení opěrného systému v průběhu roku. Tento způsob měření však nevyžaduje žádný, byť dočasný, zásah do konstrukce stavby a měření lze provádět nezávisle na lešení. Další výhodou je možnost operativní změny počtu a polohy měřených míst. Z těchto důvodů byla zvolena tato metoda.

Nejprve byly vybrány konstrukce, na kterých bude sledování povrchové teploty účelné. Poté byla vybrána místa, odkud tato místa mohou být měřena a byly určeny vzdálenosti mezi měřenými místy a místem postavení obsluhy. Nakonec byly určeny velikosti měřených ploch. S ohledem na vzdálenosti a velikosti měřených ploch byl zvolen přístroj AMIR 7811-50 (Obr. 7.4), který na vzdálenost padesáti metrů dokáže měřit povrchovou teplotu kolmé plochy z kruhu o průměru 1 metr. Další technické údaje přístroje jsou v tabulce 7.5. Byly zpracovány formuláře protokolů měření teplot, ve kterých je uvedeno číslo formuláře, název měřené konstrukce, datum, čas, kdo provedl měření, počasí, určení polohy měřené plochy, specifikace podmínek na měřené ploše a místo postavení obsluhy. Měření byla prováděna průběžně náhodně během roku kolem 13 hodiny, aby byly zachyceny změny teplot povrchu. Byla provedena i celodenní měření, aby byla zachycena i změna povrchové teploty v průběhu dne (graf 7.1). Celkem je měřena teplota na 142 místech.

Tabulka 7.5: Výběr z technických údajů k přenosnému infrateploměru AMIR 7811-50

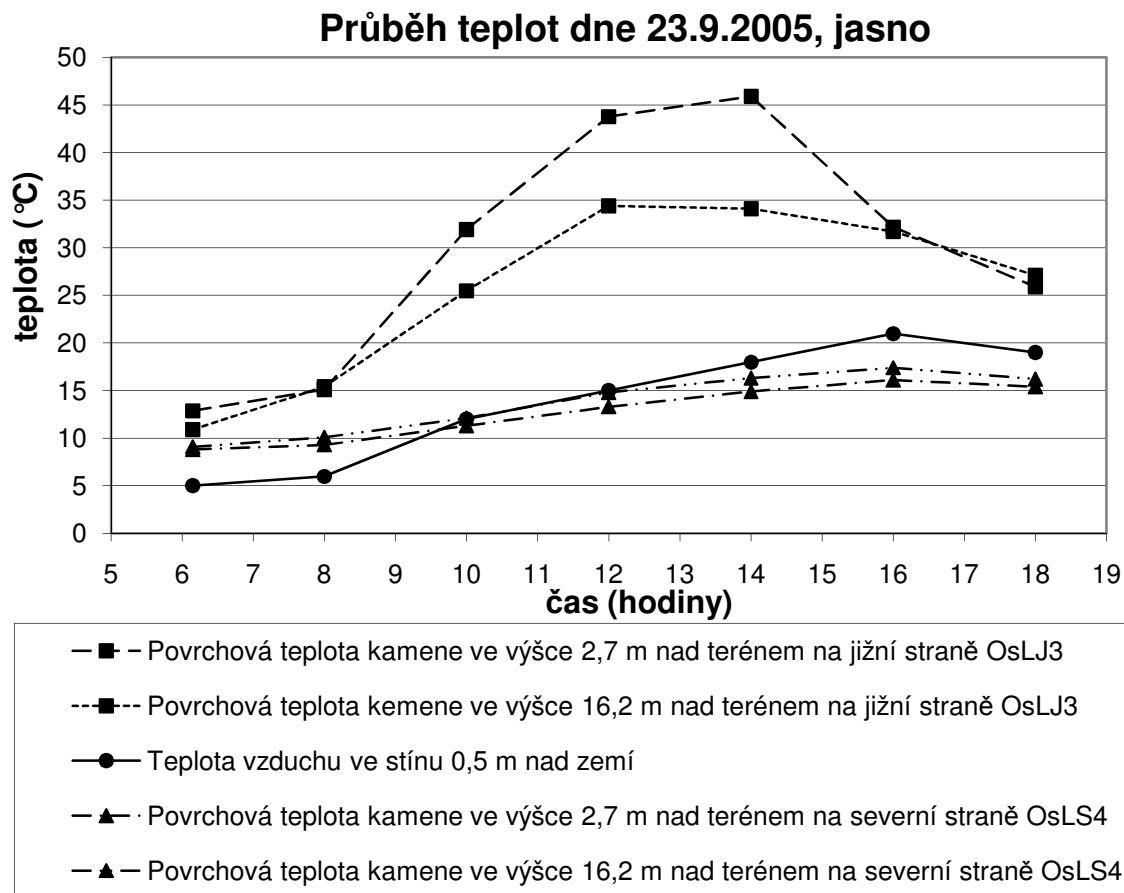
Teplotní rozsah	-32 do 760°C
Optická charakteristika ST 80 ProPlus	50:1
Rozlišení displeje	0,1°C
Přesnost měření	±1% z hodnoty nebo ±1°C (větší hodnota) nad 23°C
	±2°C v intervalu -18 až 23°C
	±2,5°C v intervalu -26 až -18°C
	±3°C v intervalu -32 až -26°C
Opakovatelnost	±1°C nebo ±0,5°C z hodnoty (větší hodnota)

V roce 2004 byla několika úvodními měřeními upřesňována metodika měření. Měření byla prováděna v nepravidelných intervalech od počátku roku 2005. V průběhu měření probíhala oprava vnějšího pláště, což zpřístupňovalo či znepřístupňovalo některá místa a zejména měnilo odstín povrchu. Při restaurování byl povrch čištěn omytím tlakovou vodou, „mikropískováním“ a ztenčováním tmavých sádrovcových krust, takže u nejvíce tmavých míst se odstín měnil z černé na minimálně tmavě šedou. Stavbou lešení se rovněž měnilo mikroklima některých sledovaných bodů vlivem zastínění a změnou proudění vzduchu.

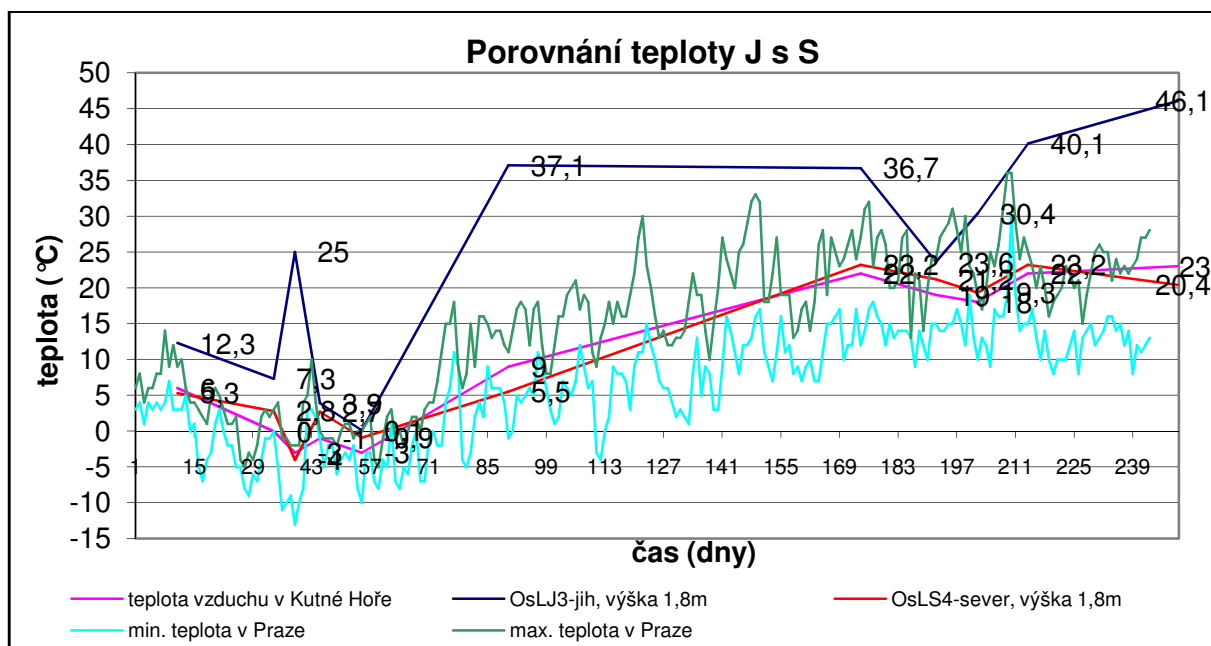
Při dlouhodobém měření se ukázalo, že bez lešení lze pouze velmi obtížně měřit povrchové teploty opěrných oblouků, čili konstrukcí nejcitlivějších na změnu teplotního zatížení. Měřené plochy jsou malé a místa, ze kterých je možno teploty měřit, jsou obtížně a riskantně dostupná. Například měřit teplotu stříšek oblouků lze ze žlabů pod stanovými střechami, ale teplotu dolních pasů lze efektivně měřit pouze z pultové střechy boční lodi, která se při oslunění nepříjemně ohřívá. Pro dokreslení situace uvádím, že korunní římsa boční lodi je 14,5 metru nad terénem a sklon střechy je 28°. Rovněž úvodní předpoklad měření, tj. současnost změřených teplot na jednom opěrném pilíři a souvisejících obloucích, nelze splnit vzhledem ke vzdálenosti míst, ze kterých je možno provádět měření. Plochy na opěrném systému lodi je nutno měřit z úrovně terénu, z pultové střechy a ze žlabu pod stanovými střechami. Změřit teploty na jižní straně zabere cca 40 minut.

Pro možnost porovnání povrchových teplot kamene s teplotou vzduchu ve stínu byla teplota vzduchu měřena lihovým teploměrem umístěným pod maringotkou tvořící zařízení staveniště. Teploměr byl zavěšen přibližně 50 cm nad terénem, který byl většinou v okolí místa měření

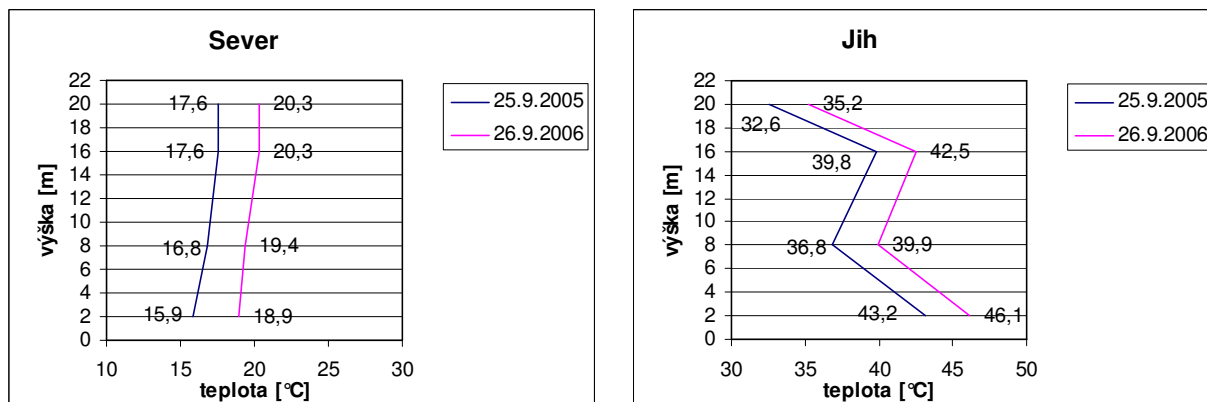
pokryt travou. Tak, jak v průběhu let postupovala oprava vnějšího pláště, měnila se i poloha zařízení staveniště a s ním i poloha teploměru.



Graf 7.1 – Průběh teplot dne 23. 9. 2005 na jižní a severní straně chrámu



Graf 7.2 – Porovnání povrchových teplot kamene s teplotou vzduchu v roce 2006 za období leden až září



Obr. 7.5 – Průběh teplot po výšce na severní (OsLS4) a jižní straně (OsLJ3), jižní strana osluněna

Z provedeného souboru měření lze říci:

- Povrchová teplota kamene je závislá na teplotě prostředí, oslunění, odstínu kamene a blízkosti zemského povrchu.
- Minimální povrchová teplota kamene odpovídá minimální teplotě vzduchu v předchozím období nebo aktuální teplotě vzduchu. Zejména na severní, dlouhodobě zastíněné straně jsou odchylky minimální.
- Maximální teplota osluněného kamene nepřesáhne 50°C.
- Rozdíly teplot mezi stěnami severní a jižní lodi jsou výrazné. Dosud největší naměřený rozdíl byl 31,6°C dne 31. 3. 2005, kdy teplota vzduchu byla 9°C, maximální změřená teplota osluněných částí na jižní straně byla 37,1°C a minimální teplota na severní straně 5,5°C.
- Výrazné jsou i rozdíly teplot na jednotlivých prvcích mezi osluněnou a neosluněnou stranou, které se pohybují kolem 10°C.
- Po výšce opěrných pilířů se teplota výrazně nemění - do dvou stupňů (Obr. 7.5). Jedná se o měření při rovnoměrně zatažené obloze. Tento rozdíl není výrazný a rozdílná teplota ve výšce 20 m může být způsobena menším vlivem zemského povrchu (sálání spolu s teplotní setrvačností) nebo větším vlivem aktuálního stavu počasí, nebo i měřením, protože čím vzdálenější měřená plocha je, tím větší plocha je zabírána a tím je měřená teplota průměrnější. S rostoucí výškou měřeného bodu rovněž narůstá úhel mezi kolmicí k povrchu a osou přístroje a vzdálenost mezi přístrojem a měřeným bodem.

Možnost operativně používat zakoupený přístroj byla využita v interiéru při opravě vysokého chóru (Úsek 3C) pro objasnění příčin vzniku tmavých skvrn na omítkách a malbách v patách klenby. Byly provedeny tři série měření povrchových teplot v místě skvrn a v ploše klenby. Z naměřených hodnot lze vyvodit, že v místě tmavých skvrn jsou teploty odlišné od zbývajících ploch klenby. Protože byla prováděna měření na podzim, byly zjištěné teploty nižší než u okolních ploch. Nižší povrchová teplota má za následek větší pravděpodobnost výskytu rosného bodu na povrchu omítky než u ostatní plochy. Vlivem orosení povrchu dochází k jeho odlišnému zašpinění oproti ostatním plochám klenby a tvorbě nežádoucích map. Místa nižších povrchových teplot se kryjí s místy předpokládaného výskytu kovových táhel, která jsou dobrým vodičem tepla [133].

7.2 Teplotní zatížení opěrného systému vysokého chóru dómu sv. Viktora v Xanten

Podélná osa kostela je směřována k severovýchodu, roviny opěrných systémů tedy směřují od jihovýchodu k severozápadu.

Rovnoměrná složka teploty ΔT_u

(podle ČSN EN 1991-1-5 [83], ČSN 73 0540 [84, 85], DIN 1055-7 [106], DIN 4108 [107])

Rovnoměrná složka teploty nosného prvku se stanoví ze vztahu:

$$\Delta T_u = T - T_0 \quad (\text{rovnice 7.1})$$

Výchozí teplota T_0 není známa, proto byla uvažována o velikosti 10°C v souladu s normou. Teploty vzduchu ve stínu byly určeny pro Xanten podle normy DIN 1055-7. Maximální hodnota nabývá velikosti 37°C ($T_{\max} = 37^\circ\text{C}$), minimální hodnota -24°C ($T_{\min} = -24^\circ\text{C}$).

Pro opěrný systém byly rovnoměrné složky teplotního zatížení určeny z podobnosti s betonovým mostním nosníkem, tedy z udaných vztahů mezi minimální/maximální teplotu vzduchu ve stínu ($T_{\min}/T_{\max}$) a minimální/maximální rovnoměrnou složkou teploty mostu ($T_{e,\min}/T_{e,\max}$) pro 3. typ nosné konstrukce mostu (betonová nosná konstrukce, betonový nosník).

Minimální rovnoměrná složka	$T_{e,\min} = T_{\min} + 8 = -24 + 8 = -16^\circ\text{C}$
Maximální rovnoměrná složka	$T_{e,\max} = T_{\max} + 1,5 = 37 + 1,5 = 38,5^\circ\text{C}$

Rovnoměrná složka teploty opěrného systému:

zima	$\Delta T_{u,\min,OPS} = T_{e,\min} - T_0 = -16 - 10 = -26^\circ\text{C}$
léto	$\Delta T_{u,\max,OPS} = T_{e,\max} - T_0 = 38,5 - 10 = 28,5^\circ\text{C}$

Pro určení minimální/maximální rovnoměrné složky teploty střednice meziokenního pilíře, tedy pro konstrukci oddělující vnitřní a vnější prostor, lze užít za předpokladu ustáleného teplotního stavu a neexistence lokálních tepelných mostů vztah:

$$T_x = T_{in} - \frac{R_x}{R_{TOT}} (T_{in} - \theta_e) \quad (\text{rovnice 7.2})$$

kde:

T_x – hledaná teplota střednice [$^\circ\text{C}$],
 x – vzdálenost střednice od vnitřního povrchu [m],
 T_{in} – teplota vnitřního prostředí [$^\circ\text{C}$],
 θ_e – teplota vnějšího prostředí [$^\circ\text{C}$],
 R_x – odpor při přestupu tepla na vnitřním povrchu a tepelný odpor prvku od vnitřního povrchu až k bodu x (střednici) [$\text{m}^2\text{K/W}$], viz rovnice 7.4,
 R_{TOT} – celkový tepelný odpor prvku včetně odporu při přestupu tepla na obou površích [$\text{m}^2\text{K/W}$], viz rovnice 7.3.

$$R_{TOT} = R_{in} + \frac{d}{\lambda} + R_{out} \quad (\text{rovnice 7.3})$$

$$R_x = R_{in} + \frac{d}{2\lambda} \quad (\text{rovnice 7.4})$$

kde:

- R_{in} – odpor při přestupu tepla na vnitřním povrchu, $R_{in} = 0,25 \text{ m}^2\text{K/W}$ [78],
 d – tloušťka meziokenního pilíře, 1,2 metru,
 λ – součinitel tepelné vodivosti, cihelné zdivo - $0,77 \text{ W/(mK)}$ [78],
 R_{out} – odpor při přestupu tepla na vnějším povrchu; $R_{out,zima} = 0,04 \text{ m}^2\text{K/W}$ [78];
 $R_{out,léto} = 0,07 \text{ m}^2\text{K/W}$ [78].

$$R_{TOT,zima} \cong 1,85 \text{ m}^2\text{K/W}$$

$$R_{TOT,léto} \cong 1,89 \text{ m}^2\text{K/W}$$

$$R_x \cong 1,03 \text{ m}^2\text{K/W}$$

Teploty vnitřního prostředí v úrovni tribun:

$$\text{léto} \quad T_{in,léto} = 25^\circ\text{C}$$

$$\text{zima} \quad T_{in,zima} = 0^\circ\text{C}$$

Letní teplota vnitřního prostředí byla zvolena v souladu s ČSN EN 1991-1-5.

Zimní teplota vnitřního prostředí byla zvolena 0°C .

Návrhové teploty venkovního vzduchu v Xanten podle DIN 4108-3 [105]:

$$\text{v letním období} \quad \theta_{em} = 21^\circ\text{C}$$

$$\text{v zimním období} \quad \theta_e = -10^\circ\text{C}$$

$$T_{x,zima} = T_{in,zima} - \frac{R_x}{R_{TOT,zima}} (T_{in,zima} - \theta_e) = 0 - \frac{1,03}{1,85} (0 - (-10)) \cong -5,6^\circ\text{C}$$

$$T_{x,léto} = T_{in,léto} - \frac{R_x}{R_{TOT,léto}} (T_{in,léto} - \theta_{em}) = 25 - \frac{1,03}{1,89} (25 - 21) \cong 22,8^\circ\text{C}$$

Rovnoměrná složka teploty meziokenního pilíře:

$$\text{zimní období} \quad \Delta T_{u,min,MP} = T_{x,zima} - T_0 = -5,6 - 10 = -15,6^\circ\text{C}$$

$$\text{letní období} \quad \Delta T_{u,max,MP} = T_{x,léto} - T_0 = 22,8 - 10 = 12,8^\circ\text{C}$$

Tabulka 7.6: Shrnutí stanovených rovnoměrných složek teploty ΔT_u

		Zima	Léto
Meziokenní pilíř	$\Delta T_{u,MP} \text{ [}^\circ\text{C]}$	-15,6	12,1
Opěrný systém	$\Delta T_{u,OPS} \text{ [}^\circ\text{C]}$	-26	28,5

Lineárně proměnná složka teploty ΔT_M

U betonových pilířů (dutých i plných) se mají uvažovat lineární rozdíly teplot mezi protilehlými vnějšími povrchy. Doporučená hodnota je 5°C [83].

Tento doporučovaný teplotní rozdíl lze vztáhnout na opěrný pilíř i na oblouky.

Rozdíl teplot ΔT_P různých částí konstrukce

Stanovení podle ČSN EN 1991-1-5

Rozdíl teplot ΔT_P různých částí konstrukce je dán rozdílem průměrných teplot těchto částí.

Určené průměrné teploty v létě:

Opěrný systém	$T_{e,max} = 38,5 \text{ °C}$
Meziokenní pilíř	$T_{x,léto} = 22,8 \text{ °C}$

Určené průměrné teploty v zimě:

Opěrný systém	$T_{e,min} = -16 \text{ °C}$
Meziokenní pilíř	$T_{x,zima} = -5,6 \text{ °C}$

Rozdíl teplot v létě $\Delta T_{P,L} = T_{e,max} - T_{x,léto} = 38,5 - 22,8 = 15,7 \text{ °C}$

Rozdíl teplot v zimě $\Delta T_{P,Z} = T_{e,min} - T_{x,zima} = -16 - (-5,6) = -10,4 \text{ °C}$

Opěrný systém má v létě o $15,7\text{°C}$ vyšší teplotu než meziokenní pilíř. Opěrný systém je v zimě o $10,4\text{°C}$ chladnější než meziokenní pilíř.

Stanovení zohledněním tepelné akumulace konstrukcí

V samotném opěrném systému mají jeho prvky vůči sobě, ba i jednotlivé prvky po délce, různé teploty, které vyplývají zejména z jejich odlišné tepelné setrvačnosti.

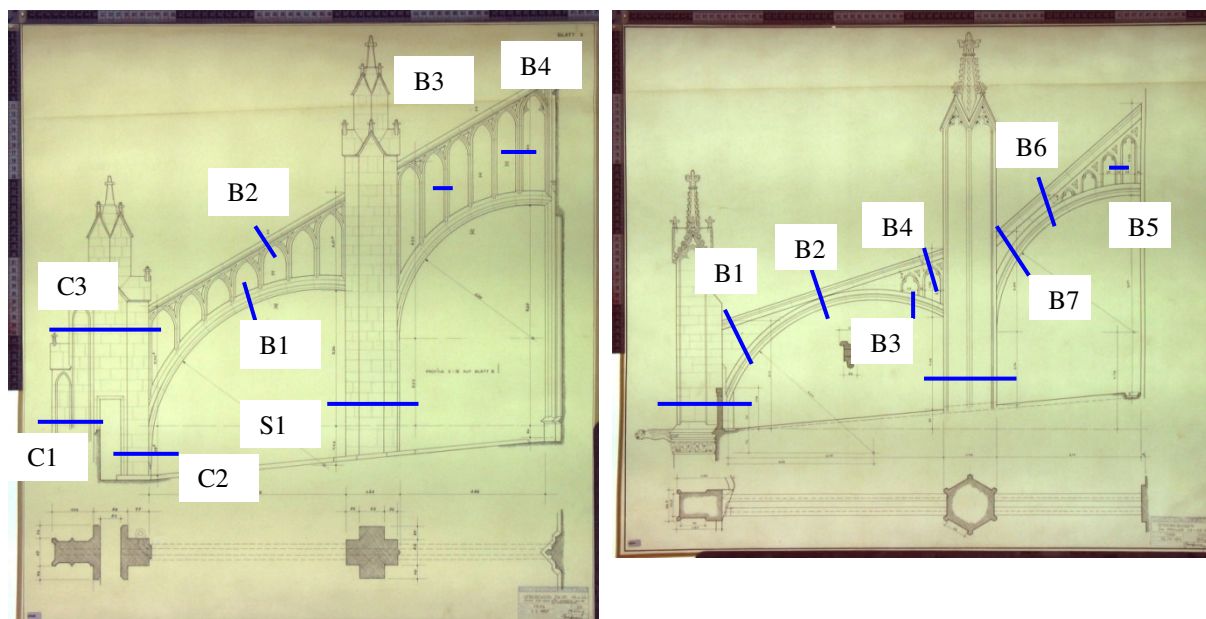
Ke stanovení rozdílu teplot ΔT_P různých částí konstrukce použijeme odvozený vztah 7.9:

$$\frac{A \Delta T}{O} = \frac{q\tau}{c\rho} \quad (\text{rovnice 7.9})$$

kde:

- A – plocha průřezu [m^2],
- Δt – rozdíl teplot [$^{\circ}\text{C}$],
- O – obvod průřezu [m],
- q – hustota tepelného toku [W/m^2],
- τ – čas [s],
- ρ – objemová hmotnost [kg/m^3].

Pro opěrné systémy označované 12-28-42 a 14-30-44 byly určeny plochy a obvody typických průřezů konstrukce. Místa typických průřezů jsou vyznačeny na obr. 7.6, 7.7. Z poměru plochy a obvodu jednotlivých průřezů byly vypočteny rozdíly teplot (Tabulka 7.7,7.8). Uvedené rozdíly teplot jsou vztaženy k rovnoměrné teplotě celé konstrukce a platí pro oteplení i ochlazení.



Obr. 7.6, 7.7 – Xanten, dóm sv. Viktora vyznačení typických řezů opěrným systémem 14-30-44 (vlevo), a 12-28-42 (vpravo)

Tabulka 7.7: Plochy a obvody průřezů prvků o. systému 12-28-42 a určené rozdíly teplot ΔT

12-28-42		Pilíř		Opěrné oblouky						
Veličina		čelní	střední	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7
A	m ²	0,99	1,623	0,501	0,179	0,068	0,154	0,058	0,278	0,332
O	M	4,28	4,74	4,11	2,32	1,29	1,99	1,04	2,87	3,17
A/O	M	0,231	0,342	0,122	0,077	0,053	0,077	0,056	0,097	0,105
ΔT	°C	1,67	1,13	3,16	5	7,32	4,99	6,92	3,98	3,68

U opěrného systému 12-28-42 byl zvolen pokles/vzrůst teploty o 5°C u vnějšího opěrného oblouku v jeho středu. Z této zvolené hodnoty byly určeny teplotní rozdíly ostatních prvků. Největší změna teploty nastane u sloupků arkády, nejmenší u středního pilíře.

Tabulka 7.8: Plochy a obvody průřezů prvků o. systému 14-30-44 a určené rozdíly teplot ΔT

14-30-44		Pilíře				Opěrné oblouky			
Veličina		C1	C2	C3	S1	B1	B2	B3	B4
A	m ²	0,805	0,67	1,964	1,345	0,898	0,675	0,023	0,04
O	m	5,155	4,142	6,936	5,395	1,148	1,311	0,662	0,875
A/O	m	0,156	0,162	0,28	0,249	0,782	0,515	0,0347	0,0457
ΔT	°C	2,51	2,42	1,38	1,57	5	7,56	11,28	8,57

Byl zvolen pokles/vzrůst teploty o 5°C u dolního pasu opěrného oblouku systému 14-30-44. Z této zvolené hodnoty byly určeny teplotní rozdíly ostatních prvků. Teplota horního pasu se změní o 7,56°C, což je o 2,56°C více než u dolního pasu. Dolní pas má větší „tepelnou setrvačnost“ než horní pas. Největší změna teploty nastane u sloupků arkády, nejmenší u horní části vnějšího pilíře.

Rozdíly teplot uvedené v tabulkách 7.7, 7.8 byly užívány v jednotlivých vytvořených modelech opěrných systémů dómu sv. Viktora v Xanten.

8. Materiálové vlastnosti zdiva

Gotické katedrály, velké městské kostely a obecně všechny kostely byly stavěny z co nelepššího v místě dostupného materiálu. Nejlepším se rozumí materiál trvanlivý a dobře opracovatelný. Materiál musel být k dispozici v množství odpovídajícímu budované stavbě nebo její dílčí konstrukci.

Nejtrvanlivějším běžně dostupným materiálem je kámen. Navíc zdivo s lícem z pravidelných tesaných kamenných kvádrů bylo od antiky považováno v celé historické Evropě za ideál náročně provedené stavby [58]. Kamenné zdivo bylo užíváno jako čisté kvádrové, kvádrové s vnitřní výplní a lomové.

V místech, kde nebyl kámen dostupný v dostatečném množství nebo za přijatelnou cenu, byly užívány pálené cihly. Později byly pálené cihly užívány i v oblastech s dostatkem kamene pro své výhodnější vlastnosti na některé vybrané konstrukce, zejména klenby. Cihelné zdivo bylo zděno v plném průřezu z cihel, nebo bylo kombinováno s kamenem z důvodů cenových nebo estetických.

Vlastnosti zdiva závisí na vlastnostech použitého kusového staviva a malty i na způsobu vazby. Vazba zdiva, tedy způsob prostorového uspořádání zdících prvků, byla ovlivněna dostupným stavivem, zejména jeho rozměry a mírou opracování do pravidelného tvaru, a byla volena podle předpokládaného budoucího způsobu namáhání budovaného zděného prvku konstrukce. Zdivo různé vazby bylo budováno z kamene i cihel za použití malty, v některých případech olova.

8.1 Druhy zdiva

Jednotlivé druhy zdiva byly užívány na různé části stavby podle jejich zatížení, masivnosti a dostupnosti pohledům.

Kvádrové zdivo čisté

Kvádrové zdivo čisté bylo aplikováno na prvky značně zatížené a menšího průřezu. Uvést lze prvky s převládajícím jedním rozměrem: sloupy, žebra klenby, okenní pruty, vynášecí pasy, opěrné oblouky, fiály; prvky dvourozměrné: stěny a kápě kleneb. Jak je z výčtu vidět, jedná se o prvky přímé i zakřivené.

Zdivo kvádrové s vnitřní výplní

Zdivo kvádrové s vnitřní výplní bylo užíváno na stěny i pilíře.

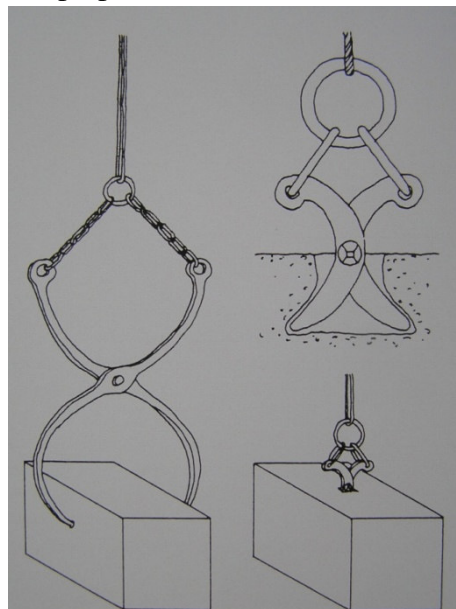
Zdivo kvádrové s vnitřní výplní může mít vyzděný vnější i vnitřní plášť z kamenných kvádrů, nebo je z kvádrů pouze vnější plášť a vnitřní líc a výplň středu jsou z „lomového“ nebo cihelného zdiva.

Vnitřní výplň má charakter lomového zdiva, do kterého byl užit lomový kámen, kusy i kousky kamene vzniklé při opracovávání kvádrů (odseky) a značné množství vápenné malty. Kvádry jednoho líce běžně tvoří 20 - 40 procent tloušťky zdi. V oblastech, kde nebyl dostatek kamene, měly kamenné kvádry malou hloubku a vnitřek byl vyzděn z cihel (např. katedrála sv. Viktora v Xanten, katedrála St. Jan's v St. Hertogenbosch). Přesto kámen nelze označit za pouhý kamenný obklad deskami, jako je běžné na antických (římských) a italských stavbách. Je nutno uvést, že pouze ty nejprestižnější stavby na území České republiky mají vnější i vnitřní líc z kvádrů. Jako příklad lze uvést chrám sv. Bartoloměje v Plzni, věže Karlova mostu, katedrálu sv. Víta v Praze, stěny chóru a vysokého trojlodí chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře, kostel sv. Bartoloměje v Kolíně, Ludvíkův palác na Pražském hradě.

Zdivo kvádrové s vnitřní výplní bylo užíváno z praktických důvodů. Zeď potřebné tloušťky pouze z kvádrů by byla dražší a déle by se stavěla. Do vnitřní výplně byl zpracován méně kvalitní kámen, například z málo mocných nebo mírně zvětralých vrstev v lomu, a kamenný odpad z výroby kvádrů. Staticky taková zeď rovněž vyhověla, protože vnější, vlivem excentricky působících zatížení více namáhané strany zdi jsou z kvalitnějšího materiálu. Tloušťka zdi je důležitá kvůli vzpěru a rozložení vnitřních sil po průřezu.

Je nutno zmínit i důvody technologické. Těžké kvádry se v gotice běžně zvedaly kleštěmi (kamenickými nůžkami) nebo tzv. krepnou (vlkem) (Obr. 8.1), kdežto v době románské se kvádríky nosily a podávaly.

U kleští se obě dolní ramena zatnou do předem připravených důlků v kameni. Důlky v kameni se dělaly mírně nad těžištěm kvádrů kvůli jeho stabilitě při zvedání. Na zhotovení důlku stačí málo kvalifikovaná pracovní síla a jedním seknutím „majzlíku“ je připraven potřebný důlek. Při počátku zvedání je kámen svírán pouze díky váze kleští, po napnutí lana je síla sevření kamene zvýšena díky pákovému mechanismu kleští o určitou část váhy kvádrů. Při položení na nové místo a uvolnění napětí v laně sevření povolí a kleště jdou snadno sundat. Kámen je při zvedání namáhán tlakem. Práce s kleštěmi byla poměrně jednoduchá, pokud se přenášely relativně pravidelné kvádry. Když se však musely zdvihat kameny nepravidelného tvaru, bylo nutno důkladně rozmyslet polohu důlků. Jednak bylo



Obr. 8.1 - Kleště (vlevo) a krepna (vpravo) (převzato z [53])

nutno vzít v potaz polohu těžiště, dále bylo nutno podat kámen zedníkům v takové poloze, aby s ním již na lešení nemuseli téměř manipulovat. Na ramena kleští taky muselo být místo při ukládání kvádrů. Této technologii zdvihání přesně vyhovuje zeď z kvádrového zdiva s vnitřní výplní. Nejprve položili vnější a vnitřní řadu kvádrů na maltové lože s odseky kamene nebo s kousky dřeva vymezujícími tloušťku spáry, poté vyplnili styčné spáry mezi kvádry a nakonec vyplnili/vyzdili maltou a lomovým kamenem i odseky vnitřek zdi. Po potřebné technologické přestávce pokračovali další vrstvou kvádrů.

Krepna se užívala tam, kde nebylo žádoucí v opracovaném kusu připravit důlky pro kamenické nůžky, kde nebylo možno kleště užít kvůli nedostatku místa pro jejich ramena, a když nebylo možno kámen uvázat. Kámen v případě užití krepny musel být dostatečně masivní, protože pro krepnu je nutno do kamene vysekat shora díru, která se směrem dolů rozšiřuje ve směru jejího plánovaného nasazení. Otvor pro krepnu je situován nad těžištěm, musí být relativně přesný a hluboký. Jeho vysekání je náročnější, vyžadovalo kvalifikovanou pracovní sílu. Do připraveného otvoru se krepna zastrčila, po napnutí lana se krepna rovněž pomocí pákového mechanismu v otvoru zaklesla a kámen bylo možno zvednout. Když tah povolil, bylo možno krepnu z otvoru vyjmout. Otvor po krepně se vyplnil maltou a další vrstva kvádrů jej překryla.

Při zvedání krepnou je kámen namáhán tahem. Kámen jej musí být schopen přenést, nesmí mít skrytou vadu (trhlinu, dutinu), otvor pro vsunutí krepny musí být dostatečně hluboký. Práce s krepnou vyžaduje větší znalosti a zkušenosti než zvedání pomocí kleští. Užití kleští je technologicky méně náročné, pracnost je nižší.

Je nutno zdůraznit, že při objemech zdiva užitého v katedrálách každé dílčí zjednodušení a tím zrychlení i zlevnění výrazně pomáhalo rychleji dospět k cíli, tj. dokončené katedrále.

Vrstvy kvádrů zdiva mají různou výšku (30 – 60 cm), někdy se jednotlivé vrstvy i vzájemně prostupují a odskakují. To je dáno odlučností/vrstevnatostí kamene v lomu a snahou využít maximální množství materiálu a lidské práce vázané na jeho manipulaci. Stejně jako se kvádry liší výškou, je různá i jejich šířka a hloubka. Protože k líci zdi byly kvádry vyrovnány, zadní strana kvádrového líce zdi je zazubená. Přispívá k tomu i to, že zadní a často ani celé boční strany kvádrů nebyly přesně opracovávány. Čím více je kvádrový líc na své vnitřní straně zazuben, tím lépe je provázán s vnitřní vyzdívkou. Aby bylo provázání zdi lepší, byly některé kvádry tak hluboké, že se zdivo vnějšího a vnitřního líce dotýkalo, chyběla vnitřní výplň.



Obr. 8.2 – Joigny, zámek



Obr. 8.3 – Nijmegen, St.Stevenskerk

Na zámku Joigny ve Francii byl pravý líc zamýšlen jako kvádrový pohledový, proto je přesněji zarovnan. Levý líc do interiéru by byl omítnut, proto je více nepravidelný.

Kostel sv. Štěpána v Nijmegen v Holandsku, ukázka provázání cihelného zdiva a kvádrového líce. Opraveno po 2. světové válce.

Lomové zdivo

Lomové zdivo bylo užíváno na konstrukce, které jsou pohledu skryty nebo jsou zakryty omítkou, jako jsou plochy zdí a klenební kápě.

Provádění klenebních kápí z lomového omítaného zdiva nebo omítaného cihelného zdiva je běžné severně a východně od řeky Rýn, tedy v Německu a oblastech ovlivněných jeho kulturou a zvyklostmi. Oproti tomu použití čistého kvádrového zdiva na klenební kápě je rozšířeno zejména ve Francii. Setkat se s ním lze i ve Španělsku a v Anglii.

Cihelné zdivo

Cihelné zdivo se užívalo jak omítané (kápě kleneb), tak i pohledové (kostel v Čechovicích). Pokud bylo zdivo pohledové, věnovala se péče kvalitě cihel i vazbě. Dodnes je jeden druh vazby nazýván gotickou.

8.2 Materiály užívané pro zdivo

Kámen

Na stavbu byly užívány kameny z hornin vyvřelých, usazených i přeměněných. Vždy záleželo na geologickém složení území, kde kostel vznikal, na místních přepravních podmínkách, náročnosti stavby i rozpočtu stavebníka. Z dostupné nabídky byl vybírán kámen pro danou konstrukci, pro vyžadovanou funkci nejvhodnější; rozhodovala pevnost, trvanlivost a opracovatelnost kamene. Nelze opomenout ani vliv velikosti kvádrů dostupných v lomu a technické možnosti jejich manipulace v lomu, při přepravě i na vlastním staveništi. Základní informativní přehled některých fyzikálních vlastností je uveden v tabulce (8.1).

Tabulka 8.1: Průměrné hodnoty fyzikálních vlastností některých hornin [42]

Druh horniny	Objemová hmotnost	Pevnost		Modul pružnosti	Teplotní součinitel délkové roztažnosti	Pórovitost	Nasákavost	Obrusnost podle Böhma	Součinitel mrazuvzdornosti
		V tlaku	V tahu za ohybu						
	[kg/m ³]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[1/°C]	[% obj.]	[% hm.]	[mm]	[-]
Žula									
Granodiorit	2660	160	16	70	$10 \cdot 10^{-6}$	1,1	0,3	1,6	0,89
Syenit									
Diorit	2900	160	20	90	$10 \cdot 10^{-6}$	1	0,2	1,6	0,92
Gabro									
Andezit	2500	160	15	23	$10 \cdot 10^{-6}$	2	1,5	2	0,9
Trachyt	2350	95	8	-n-	$9 \cdot 10^{-6}$	10	2,7	4,5	0,85
Ryolit									
Pískovce hutné (Droby)	2630	120	14	23	$11 \cdot 10^{-6}$	5	1	3	0,75
Pískovce pórovité Opuka	2100	50	6	20	$8 \cdot 10^{-6}$	17	8	5,6	0,65
Travertin	2450	60	7	-n-	$7 \cdot 10^{-6}$	15	1,5	6	0,75
Vápence pórovité									
Vápence krystalické, hutné (Mramory)	2670	105	10	60	$6 \cdot 10^{-6}$	2	0,25	5,5	0,86
Serpentinit (Hadec)	2600	165	18	90	$10 \cdot 10^{-6}$	3	0,8	3	0,85

Pozn.: -n- znamená hodnota neudána

Kamenolomy byly otvírány pokud možno blízko stavby, často v kopci nad městem (Kutná Hora, lokalita Na Ptáku) nebo alespoň po vrstevnici (Plzeň, lomy u Mže), aby plné vozy těžkého kamene šlo snáze táhnout. V Porýní, od Bonu až k moři, není stavební kámen. Ale

díky možnosti přepravy po řece byly na stavby v oblasti užívány nejen vyvřelé horniny (tufy, trachyt, čedič) z blízkého pohoří Siebengebirge.

Mimořádné kameny se přepravovaly na velké vzdálenosti – v Magdeburgu v dómu mají oltářní desku ze Sliveneckého mramoru. Předpokládá se jeho dovoz po Labi.

Za extrémní příklad lze považovat Canterbury. Na stavbu tamní katedrály byly kamenicky předpřipravené kameny přiváženy z Normandie přes kanál La Manche do ústí řeky Temže, pak ještě 20 kilometrů vozem.

Horniny vyvřelé

Vyvřelé horniny se dělí na vyvřeliny hlubinné, žilné a výlevné.

Vyvřelé horniny jsou obecně velmi trvanlivé, ale obtížně opracovatelné. Jejich velkou výhodou je značná únosnost v tlaku. Pokud byly užívány ke kamenickým nebo kamenosochařským pracím, bylo to dáno buď nedostupností jiného vhodnějšího kamene, nebo jejich mimořádnou pevností.

Hlavním představitelem hlubinných vyvřelin jsou žuly (granity) včetně granodioritů, syenitů či křemenných dioritů, které stavebnictvím zjednodušeně zahrnuje pod pojem žula. Z výlevných vyvřelin se na stavbách katedrál uplatnily trachyt, čedič a tufy.

Žula byla užívána na stavby v Bretani, jako příklad lze užit kostely v Coutances. Zpočátku byla ze žuly stavěna i tamní katedrála, ale pro snadnější opracovatelnost byl posléze dovážen vápenec. V České republice byla žula užita při stavbě baziliky v Třebíči.

Tabulka 8.2: Některé materiálové vlastnosti žul z vybraných lokalit [42]

Vlastnost	Jednotka	Syenit	Žula		Granodiorit	
		Šluknov	Hudčice	Liberec	Hlinsko	Požáry
Objemová hmotnost	[kg/m ³]	2873	2675	2586	2624	2622
Pevnost v tlaku	[MPa]	190	149	136	187	176
Pevnost v tahu za ohybu	[MPa]	26	20	12	25	17
Modul pružnosti	[GPa]	84	65	65	69	70
Mezní délkové přetvoření	[‰]	2,43	2,43	2,11	2,76	2,57
objemové	[‰]	1,17	1,09	1,03	1,16	0,97
Teplotní součinitel dédkové roztažnosti	[1/°C]	12,8.10 ⁻⁶	10,3.10 ⁻⁶	14,1.10 ⁻⁶	12,2.10 ⁻⁶	12.10 ⁻⁶

Pozn.: Pevnost byla měřena na suchých vzorcích; -n- znamená hodnota neudána

Trachyt byl užit v zahraničí například na katedrále sv. Viktora v Xanten na římsy, některé části opěrného systému a kvádry zpevňující nároží, v České republice na kostel kláštera Teplá.

Tabulka 8.3: Některé materiálové vlastnosti trachytu z vybraných lokalit [45,46]

Vlastnost	Jednotky	Lokalita		
		Teplá, kamenolom Štenská	Wölferlingen, Rheiland-Pfalz	Weidenhahn, Rheiland-Pfalz
Objemová hmotnost	kg/m ³	2350	2450	2450
Pevnost v tlaku	MPa	118	140	93
Pevnost v ohybu	MPa	7,8 - 8,1	13,7	5,6
Otevřená pórovitost	%	6,06	neuvedeno	neuvedeno
Nasákavost	%	2,46 - 2,82	2,12	2,55

Čedič je ve formě hrubých sloupců vznikajících odlučností horniny (jako na Panské skále u Ústí nad Labem) užíván v celém Porýní pro základové zdivo. Místo, kde to lze velmi snadno spatřit, je například katedrála v Kolíně nad Rýnem. V roce 2009 tam dokončili nový přístup na jižní věž západního průčelí, aby oddělili návštěvnický provoz věže od interiéru chrámu. Aby tohoto záměru dosáhli, udělali průchod základy jižní věže západního průčelí, které mají šířku 9 metrů a hloubku 15 metrů. Díky tomu, že základové zdivo je velmi kompaktní, nebylo nutno vytvořený otvor zpevňovat a zdivo základu ponechali pohledům návštěvníků včetně stop po jádrových vrtech, kterými byl otvor vytvořen [63].

Čedičová láva ve formě opracovaných kvádrů byla užita na celou katedrálu v Clermont Ferrand; na katedrále sv. Viktora v Xanten nebo katedrále St. Jan's v St. Hertogenbosch na některé části opěrného systému.

Tabulka 8.4: Některé materiálové vlastnosti čediče z vybraných lokalit [46]

Vlastnost	Jednotky	Název (lokalita)	
		Rheinische (Zäh-) Basaltlava (Mendig, Rheiland-Pfalz)	Michelnau Basalt (Michelnau, Rheiland-Pfalz)
Objemová hmotnost	kg/m ³	2240	1170
Pevnost v tlaku	MPa	98-118	21,8
Pevnost v ohybu	MPa	neuvedeno	2,49

Pozn.: Čedičová láva z lokality Mending má černou barvu, z lokality Michelnau červenou.

Ve statických tabulkách je pro čedič udáváno rozpětí hodnot modulu pružnosti 52-115 GPa. [57]

Tuf byl užit například na katedrále sv. Viktora v Xanten na kvádrové líce zdiva.

Tabulka 8.5: Některé materiálové vlastnosti tufu z vybrané lokality [46]

Vlastnost	Jednotky	Název (lokalita)
		Römer Tuff, petrologicky Phonolit-Lava čili znělcová láva (Kruft bei Andernach, Rheiland-Pfalz)
Objemová hmotnost	kg/m ³	1400
Pevnost v tlaku	MPa	35
Pevnost v ohybu	MPa	1,78
Nasákavost	% objemová	35

Horniny sedimentární

Horniny sedimentární vznikly z úlomků hornin (pískovce), schránek a kostí živočichů (vápence) a následným zpevněním, které nastalo stlačením vahou dalších vrstev sedimentů a krystalizací minerálů v pórech. Jejich tvrdost, s tím spojená opracovatelnost, a trvanlivost při vystavení vnějšímu prostředí závisí na mineralogickém složení plniva horniny a druhu i množství jejich pojiva.

Z hornin sedimentárních byly na stavbu užívány zejména pískovce (arkózy) a vápence.

Tabulka 8.6: Některé materiálové vlastnosti pískovců z vybraných českých lokalit [44]

Lokalita	Objemová hmotnost [kg/m ³]	Nasákavost [hmotnostní %]	Pevnost v tlaku [MPa]
Mšené – lázně	1485 – 1910	10,8 – 13,4	24 – 34
Podhorní Újezd (Hořícký hřbet)	1900 – 2480	5,5 – 10,2	17 – 45
Božanov	2190 – 2220	5,5 – 6,5	58 – 72

Tabulka 8.7: Pevnost v prostém tlaku, nasákavost a objemová hmotnost vybraných českých pískovců [52]

Lokalita	Pevnost v prostém tlaku [MPa]			Objemová hmotnost [kg.m ⁻³]	Nasákavost [%]
	Vlhkost 0%	Vlhkost rovna nasákavosti	Poměr		
Kamenné Žehrovice	52,1	44,5	1:0,854	2250	3,9
Božanov	56,9	51,7	1:0,909	2133	5,5
Vyšehořovice	24,9	19,9	1:0,800	1851	10,9
Hořice	29,9 (L) 31,9 (T)	18,8 (L) 17,0 (T)	1:0,629 1:0,533	1997	7,7

Pozn.: U pevnosti v prostém tlaku je udána střední hodnota. Pevnost byla zkoušena u hořického pískovce na krychlích o hraně 50 mm, ostatní pevnosti na krychlích o hraně 40 mm. U zkoušek hořického pískovce L označuje normálové napětí rovnoběžné se směrem vrstev, T normálové napětí kolmé na směr vrstev.

Tabulka 8.8: Modul pružnosti a součinitel příčného přetvoření vybraných pískovců [52]

Lokalita	Modul pružnosti [MPa]			Součinitel příčného přetvoření	
	Vlhkost 0%	Vlhkost rovna nasákavosti	Poměr	Vlhkost 0%	Vlhkost rovna nasákavosti
Kamenné Žehrovice	30,7	24,0	1:0,782	0,13	Neuvedeno
Božanov	21,5	19,0	1:0,884	0,21	Neuvedeno
Vyšehořovice	20,0	15,1	1:0,755	0,17	Neuvedeno
Hořice	16,5 (L) 15,0 (T)	12,7 (L) 11,1 (T)	1:0,78 1:0,74	0,15 (L) 0,17 (T)	0,17 (L) 0,16 (T)

Pozn.: Statický modul pružnosti byl zkoušen na tělesech 50x50x100 mm postupem podle ČSN 72 1165. Přetvárné charakteristiky jsou určeny jako sečnové mezi body napětí odpovídající 0,5 MPa a 30-45% pevnosti v tlaku. U zkoušek hořického pískovce L označuje normálové napětí rovnoběžné se směrem vrstev, T normálové napětí kolmé na směr vrstev.

Vlastnosti pískovce závisí nejen na směru působícího zatížení vzhledem k sedimentačním vrstvám, ale i na vlhkosti. S rostoucí vlhkostí vzorku pevnosti i modul pružnosti klesají.

Vzhledem k hojnému užití pískovců na rozličných objektech, byly na Kloknerově ústavu zjišťovány i hodnoty lomové energie podle postupu doporučeného RILEM.

Tabulka 8.9: Lomová energie vybraných českých pískovců [52]

Lokalita	Lomová energie Gf (střední hodnota) [N.m ⁻¹]	
	Vlhkost 0%	Vlhkost rovna nasákavosti
Kamenné Žehrovice	165,5	Neuvedeno
Božanov	113,1	Neuvedeno
Vyšehořovice	60,0	Neuvedeno
Hořice	73,5 (L) 65,6 (T)	67,8 (L) 57,7 (T)

Pozn.: U zkoušek hořického pískovce L označuje normálové napětí rovnoběžné se směrem vrstev, T normálové napětí kolmé na směr vrstev.

Protože pískovec z hořického hřbetu byl hojně užíván k opravám památek v celé republice zejména na konci 19. století a byl jím opraven, respektive z něj nově postaven, problematický opěrný systém lodi chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře pod vedením Josefa Mockera a Ludvíka Láblera, je uvedena tabulka 8.10, kde lze vidět jeho dosti proměnlivé vlastnosti. Hořický pískovec byl tehdy považován za dobře opracovatelný kámen vhodný k sochařskému použití v exteriéru i interiéru, který byl díky částečně zmechanizované intenzivní těžbě cenově výhodný a díky rozšířené železniční síti jej bylo možno dovézt kamkoliv po republice.

Hořícký pískovec patří mezi psamity, převažující zrna křemene mají převážně velikost od 0,06 do 0,25 mm. Z 60-80% jsou hořícké pískovce tvořeny křemennými zrny, ostatní minerály jsou zastoupeny v množství do 2% a jsou to slídy a živce. Zrna křemene se obvykle navzájem dotýkají, intergranulární prostor je vyplněn jemnozrnným křemenem, kaolinitem a slídou. Kde je jemnozrnné výplně více a zrna křemene tvořící kostru kamene jsou od sebe vzdálena, tam kámen vystavený povětrnosti rychle větrá. Hořícký pískovec je zpevněn rekrystalizací křemenného prachu. Barva hoříckého pískovce je bílá, přítomný limonit zbarvuje pískovec do rezava [130, 131].

Tabulka 8.10: Průměrné fyzikální vlastnosti hoříckých pískovců z hlavních lokalit [130]

Lokalita		Objemová hmotnost [g/cm ³]	Nasákavost [% hm.]	Pevnost v tlaku po vysušení [MPa]	Pevnost v tahu za ohybu [MPa]	Obrusnost Böhme [cm]
Podhorní Újezd	Kámen Ostroměř	2,06	7,15	43,5	4,3	0,77
	Maximec	1,98 (14)	9,6 (14)	39,2 (14)	3,4 (7)	1,56 (5)
	předpolí lomu ČMPK	1,96 (24)	9,4 (24)	30,5 (24)	3,4 (4)	1,32 (12)
	Konecchlumí	2,05 (6)	8,9 (6)	37,6 (5)	4,4 (4)	0,64 (4)
Hořícký hřbet - střed		2,02 (25)	8,8 (25)	42,5 (14)	4,6 (11)	0,84 (11)
Hořice – sv. Josef		2,00 (83)	8,4 (83)	28,6 (49)	4,0 (14)	1,33 (20)
Doubrava		2,03 (59)	8,3 (59)	40,6 (50)	4,0 (28)	0,93 (25)
Votuz		2,11 (38)	6,2 (38)	57,1 (28)	5,4 (19)	0,52 (18)
Boháňka - Skála		2,10 (13)	6,7 (13)	53,8 (10)	3,8 (8)	0,59 (7)
průměr		2,034	8,161	41,489	4,144	0,944

Pozn.: V závorce je uveden počet jednotlivých stanovení, pokud je znám.

Průměr byl vypočten z průměru z jednotlivých lokalit.

Pro porovnání vlastností pískovců užívaných v České republice jsou uvedeny v tabulce 8.11 i vlastnosti pískovců užívaných v Německu. Z uvedených německých pískovců svými vlastnostmi vybočuje Saalský pískovec, který je v literatuře označován i jako vápenec. Obsahuje totiž jen 15% zrn křemene, většinu hmoty tvoří vápenec. Z uváděných pískovců dosahuje vysokých pevností Oberkirchner Sandstein, který je v Německu žádán stejně, jako je u nás žádán pískovec z Božanova.

V tabulce 8.11 užitá značení znamenají:

S – zatížení kolmo k sedimentačním vrstvám,

P – zatížení rovnoběžně se sedimentačními vrstvami,

-n- hodnota neudána.

μ – příčná deformace při zatížení tahem/tlakem při zatížení na úrovni 1/3 pevnosti,

E_{stat} – statický modul pružnosti při zatížení tahem/tlakem při zatížení na úrovni 1/3 pevnosti,

R – pevnost v tlaku/tahu,

ε – mezní protažení při zatížení tahem/tlakem,

ε_{tr} – trvalé protažení po pětikrát opakovaném zatížení tlakem do 1/3 pevnosti a následném odlehčení,

E_{dyn} – dynamický modul pružnosti; rz – měřen pomocí rezonance (Resonanzfrequenz-verfahren), zv – měřen zvukoměrným zařízením (Schallaufzeitmessung)

Výsledky uvedené v tabulce 8.11 byly získány ze 3-5 vzorků z válců o výšce 150 mm a průměru 50 mm. Vzorky byly po odebrání v lomu uloženy po dobu čtyř týdnů při teplotě 20°C a relativní vlhkosti 65%.

Tabulka 8.11: Některé materiálové vlastnosti pískovců z vybraných německých lokalit [50]

Pískovec		tah				tlak					E _{dyn}	
		μ	E _{stat}	R	ε	μ	E _{stat}	R	ε	ε _{tr}	rz	zv
		-	GPa	MPa	mm/m	-	GPa	MPa	mm/m		GPa	GPa
Oberkirchner	S	0,045	10,2	3,2	0,76	0,026	12,2	97	5,8	0,088	18,5	19
	P	0,065	9,7	3,8	1,06	0,020	12,3	96	5,7	0,088	17,3	17,8
Burg-preppacher	S	0,031	6,6	1,3	0,73	0,032	5,7	39	9,6	0,040	15,3	17,4
	P	0,079	6,9	1,5	0,67	0,018	7	40	8,5	0,029	16,5	18,8
Ebenheider	S	0,046	2,6	1,1	1,24	0,045	4,1	41	9,2	0,18	6,7	7,1
	P	0,076	4,1	2,2	1,42	0,085	7,9	44	5,2	0,15	12,4	13,1
Maulbronner	S	0,067	5,9	2,0	0,79	0,032	5,9	48	6,5	0,091	10,2	11,1
	P	0,085	5,9	2,5	1,08	0,047	4,9	38	6,0	0,097	10,1	10,7
Sander	S	0,053	9,7	1,9	0,4	0,016	3,6	44	12,0	0,011	11,2	12,2
	P	0,069	15,7	2,6	0,53	0,012	3,6	37	10,3	0,10	12,5	13,9
Schleeriether	S	0,075	10,8	2,2	0,41	0,034	5	56	9,8	0,12	14,3	15,6
	P	0,087	14,1	3,6	0,55	0,031	7,2	52	7,0	0,10	20,1	21,6
Saaler	S	0,27	45,4	4,9	0,13	0,062	22,4	71	2,7	0,009	45,3	53,2
	P	0,27	47,9	5,0	0,19	0,031	22,5	74	2,5	0,007	48,9	57,4
Rülhener	S	0,061	5,9	1,4	0,46	-n-	-n-	34	-n-	-n-	11,1	11,4
	P	0,094	6,3	1,2	0,45	-n-	-n-	30	-n-	-n-	11,2	11,6

Biodetritický písčítý vápenec zvaný „mušlák“ je nejpoužívanějším středověkým stavebním kamenem v Kutné Hoře, byl z něj rovněž postaven chrám sv. Barbory.

Biodetritický písčítý vápenec vznikl sedimentací v příbojové facii okraje svrchnokřídové mořské pánve. Jeho kvalita kolísá v závislosti na velikosti (zrnitosti) zbytků kalcitových schránek mlžů. Mikrokrystalická forma tvoří zpravidla základní hmotu sedimentu a je nazývána mikrit. Rekrystalovaný kalcit je pojivem mušlového pískovce a je nazýván sparit. V kameni se objevují i celé neporušené schránky mlžů. Klastická složka sedimentu je reprezentována především úlomky křemene. Objem křemenných zrn v biodetritických písčitých vápencích výrazně a rychle kolísá ve vertikálním i horizontálním směru. Mikroskopickým rozbořem byla zjištěna přítomnost zrn plagioklasů, muskovitu, biotitu a amfibolu. Většina těchto minerálů je v hornině zastoupena pod 2% objemu. Z cementačních minerálů kámen obsahuje i glaukonit, limonit a sekundárně vznikající sádrovec. Hrubé a velmi hrubé vápnité pískovce mají bílou až šedobílou barvu [130].

V biodetritických písčitých vápencích užitých ve stavbě chrámu lze makroskopicky rozlišit dva odlišné typy:

- Hrubě zrnitý se silně kolísající písčitou složkou je použit na starších stavebních etapách. Lokálně dochází v těchto sedimentech k nahromadění organických úlomků až centimetrových rozměrů za současného nárůstu hodnot porozity a nasákavosti kamene. Po výšce jednoho bloku kamene lze sledovat různou nasákavosti i porozitu kamene. V optimálních zrnitostních podmínkách je většina primárních pórů vyplněna sparitem, kámen má vyšší objemovou hmotnost a zřejmě i pevnost. Středověcí stavebníci používali tento kámen na zdivo.
- Silně porézní, hrubozrnné biodetritické písčité vápence jsou druhým typem kamene a byly používány na architektonické prvky s vyšší přesností opracování povrchu (opěrný systém). Hmotu těchto vápenců tvoří až z 80% CaCO₃, porozita kamene je až 25%. Důvodem použití hrubozrnných porézních vápenců k výrobě architektonických prvků by mohlo být jejich snadnější opracování, lavicovitá odlučnost v lomech a snad i historicky sledované rychlejší vysychání při použití kamene v exteriéru stavby, kde velké průměry pórů umožňovaly gravitační odtok srážkové vody ze struktury kamene a současné vymývání nečistot a solí [131].

Literatura neobsahuje pevnostní charakteristiky biodetritického písčitého vápence (mušláku), rovněž možnost odběru vzorků byla omezená. Nejblíže ke kameni užitému při středověké stavbě chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře má kámen z Višatova lomu, jedná se o silně vápnitý pískovec. Jeho vlastnosti jsou vypsány v tabulce 8.12. Kámen z Višatova lomu byl zřejmě použit na západní průčelí při dostavbě chrámu v 19. století [130].

Tabulka 8.12: Některé materiálové vlastnosti vápnitého pískovce z Višatova lomu [130]

Višatův lom	Měrná hmotnost [g/cm ³]	Objemová hmotnost [g/cm ³]	Hutnost [%]	Pórovitost [%]	Nasákavost v % hmotnosti	Nasákavost v % objemu	Pevnost v tlaku po vysušení [MPa]	Pevnost v tlaku po nasáknutí [MPa]	Pevnost v tlaku po zmrazení [MPa]	Součinitel změknutí	Součinitel vymrazení	Pevnost v tlaku po ohybu [MPa]	Obrusnost [cm]
	2,65	2,31	87,34	12,66	4,49	10,38	62	49	44	0,79	0,71	6,1	0,36

Ze spodního opěrného oblouku OsLS6 chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře, který pocházel z roku 1865 a který byl z mušláku z místních lomů, byly na třech místech odebrány v roce 2009 vzorky jádrovými vrty pro zjištění pevnosti v tlaku před jeho výměnou v roce 2010 z důvodu značného narušení kamene (rozpad v méně zpevněných sedimentačních plochách podpořený namáháním příčným tahem). Narušení některých vrstev kamene se ukázalo i při odběru vzorků tím, že získané jádro bylo na několika místech přerušeno. Místa odběru vzorků jsem určil tak, aby každý vývrt byl získán z jiného kvádrů.



Obr. 8.4 - Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, dolní opěrný oblouk OsLS6 po odběru vzorků

Tabulka 8.13: Zjištěné materiálové vlastnosti mušláku z odebraných vzorků [51]

Vzorek	Výška vzorku [mm]	Hmotnost [kg]	Objemová hmotnost [kg/m ³]	Síla porušení [kN]	Pevnost v tlaku [MPa]
1A	70	0,267	2399	34	20,3
1B	76	0,294	2434	49	29,9
2A	78	0,306	2468	39	23,8
2B	85	0,331	2450	32	19,9
3A	73	0,294	2534	37	22,3
3B	63	0,255	2546	33	19,3
Průměr			2472		22,6

Odebrané válcové vývrty o průměru 45 mm, jejichž stěny byly vlivem způsobu odběru mírně vroubkované a kónické, byly v laboratoři zakráčeny o velmi zvětřené konce tak, aby koncové plochy byly rovnoběžné. Protože i po zakráčení byly vývrty dostatečně dlouhé pro provedení tlakové zkoušky, byly rozděleny na dvě zkušební tělesa. Vzorky byly zkoušeny při 20°C a ustálené vlhkosti [51]. Při zkoušce tlak působil kolmo na sedimentační vrstvy.



Obr. 8.5 - Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, spodní oblouk OsLS6, vývrty krátce po odběru

Při probíhající opravě chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře se na výměny kutnohorského biodetritického písčitého vápence užívá vápnitý pískovec (Kalksandstein) z lokality St. Margaretten v Rakousku, protože lomy mušláku v Kutné Hoře jsou uzavřeny.

Tabulka 8.14: Některé materiálové vlastnosti vápnitého pískovce z lokality St. Margaretten v Rakousku [43]

Vlastnost	Jednotky	Hodnoty
Objemová hmotnost (Raumgewicht)	[kg/m ³]	1970 - 2260
Pevnost v tlaku (Druckfestigkeit)	[MPa]	30 – 50
Pevnost v tahu za ohybu (Biegezugfestigkeit)	[MPa]	7 – 10
Pevnost v příčném tahu (Spaltzugfestigkeit)	[MPa]	0,8 – 2,9
Efektivní pórovitost (Effektive Porosität)	[% objemová (R%)]	16 – 25
Nasákavost (Wasseraufnahme)	[% hmotnostní (M%)]	3,6 – 10,2

Pozn.: U vlastnosti je v závorce za českým překladem uveden německý originál. Rovněž u jednotek je uveden v závorce německý originál, pokud je relevantní jej uvádět.

Pro zahraniční vápence jsou známy hodnoty lomové energie o velikostech 30–70 N.m⁻¹ [96].

Horniny přeměněné

Horniny přeměněné vznikly působením tlaku a teploty v rámci geologických procesů z hornin vyvřelých (granulit) i sedimentárních (mramor). Horniny metamorfované jsou více zpevněny než horniny sedimentární a tudíž hůře opracovatelné. Jejich trvanlivost záleží na mineralogickém složení.

Za příklad velkorysého užití mramoru při stavbě kostela je nutno uvést katedrálu v Miláně, která byla budována v letech 1387-1572 (výzdoba se dodělávala až do 19. století) jako stavba ukazující moc a prestiž města. Katedrála je obrovská, pětilodní, s proporcemi důsledně založenými na geometrii [41]. Tato „mramorová hora“ [4] nemá v Evropě obdoby [6].

Mramor byl užit na celou stavbu katedrály v podobě kvádrů, tedy odlišně od v Itálii běžného obkládání zdiva tenkými deskami.

Kámen je dobýván od počátku výstavby až dodnes v lomech v lokalitě Candoglia, asi 100 kilometrů od Milána. Mramor byl ve středověku ke katedrále dopravován loděmi po řece a kanálech, v současnosti je dovážen automobily [48].

Tabulka 8.15: Některé materiálové vlastnosti mramorů z vybraných lokalit [42, 49]

Vlastnost	Jednotka	Česká republika			Itálie
		Horní Lánov	Slivenec	Zbuzany	Candoglia
Objemová hmotnost	[kg/m ³]	2672	2721	2675	2710
Pevnost v tlaku	[MPa]	52	135	124	122
Pevnost v tahu za ohybu	[MPa]	16	23	19	22
Modul pružnosti	[GPa]	69	83	74	-n-
Mezní délkové	[‰]	0,82	1,67	1,79	-n-
přetvoření objemové	[‰]	0,47	0,70	0,54	-n-
Teplotní součinitel dédkové roztažnosti	[1/°C]	6,9.10 ⁻⁶	6,7.10 ⁻⁶	9,2.10 ⁻⁶	-n-

Pozn.: Pevnost byla měřena na suchých vzorcích; -n- znamená hodnota neudána

Za příklad užití metamorfované horniny (granulit) na stavbu kostela v České republice je možno uvést kostel v Chvalšinách.

Cihly

V oblastech, kde nebyl dostupný kámen, byly užívány pálené cihly (Holandsko, Pomoří). Později byly pálené cihly užívány i v oblastech s dostatkem kamene pro své výhodnější vlastnosti na některé vybrané konstrukce, zejména klenby.

Nejstarším dokladem užití cihel ve středověku na našem území je zdivo sakristie konventního chrámu v Plasích. Obdobně jsou i další příklady s cihelnými konstrukcemi z počátku 13. století – např. Velehrad (kolem 1205-1228), Předklášteří u Tišnova (kolem 1240-1250) či Anežský klášter Na Františku v Praze (kolem 1240) – spojeny se stavitelstvím cisterciáckého řádu či přímou vazbou na jeho architekturu. Stavba celých objektů z pohledově přiznaných cihel se v Čechách objevuje ve 14. století (Čečovice, Hradec Králové).

Díky stejné výchozí surovině a podobnému způsobu zpracování i pálení výrobků bylo po staletí cihlářství bezprostředně spjato s hrnčířstvím. Jak dokládají písemné i archeologické prameny, mohly být ve stejné peci páleny zároveň cihlářské i hrnčířské výrobky. Výjimkou nebylo ani to, že se v cihlářských pecích pátilo také vápno.

Na velikost cihly nebo jiného cihlářského výrobku měly vliv nejen místně používané měrné jednotky, ale i okolnosti přímo související s výrobou, tj. vlastnosti používané hlíny a velikost smrštění, stejně jako odchylky při výrobě nové formy. Aby se předešlo neúměrným rozdílům ve velikostech, které by ve svém důsledku poškozovaly odběratele, byly jednotlivé míry přesně stanovovány nebo byly vzory jednotlivých výrobků umísťovány na dostupných místech. Například v Kolíně nad Rýnem bylo v letech 1411 a 1540 rozhodnuto, aby „délka jedné cihly činila 1 stopu; šířka aby byla taková, aby dvě její šířky tvořily jednu stopu; 4 cihly na výšku měly dát 1 stopu“. Vzory pro srovnání velikosti cihlářských výrobků se zachovaly např. v Assisi ze 14. století, z roku 1447 jsou vzory cihel na bráně ve Štrasburku. V Norimberku byly v polovině 15. století kvůli dostupnosti umístěny modely cihel dokonce na dvou místech. Kromě toho bylo na norimberské radnici umístěno železo, které udávalo přesné rozměry. Podobné opatření existovalo ve Würzburgu, kde roku 1342 nechala městská

rada zhotovit „nové železo“, tj. železný model tvaru a velikosti cihly. Kdo dodával výrobky menší, musel zaplatit pokutu.

Pro potvrzení odlišnosti rozměrů cihel v různých částech Evropy, ba i v jednotlivých zemích a regionech lze uvést několik příkladů. Cihelna u cisterciáckého kláštera St. Urban ve Švýcarsku vyráběla v první polovině 13. století cihly o rozměrech 28 x 14 x 6,5 cm, ve druhé polovině téhož století 31 x 15 x 6,5 cm, ale tamtéž jsou doklady i o používání cihel formátu 31,5-32 x 15,5 x 10,5-11 cm. Na Pomoří měla mít gotická cihla základní rozměr 28 x 14 x 8,5 cm, cihly do kleneb a nároží 23 x 13,5 x 8,5 cm. Na našem území jsou z brněnské cihelny 14. -15. století známy cihly formátu 27 x 13 x 7 cm. V dolanském kartouzském klášteře byly užívány cihly minimálně dvojího formátu: 28 x 13,5 x 7,5 cm a 20 x 15 x 6,5 cm. V pražském Anežském klášteře mají cihly ze 14. století rozměry 27 x 12,5 x 7,5 cm. Z Prahy jsou ale uváděny i formáty cihel 25 x 12 x 8 cm. V kostele sv. Jiljí v Nymburce jsou cihly o rozměrech 28 x 12 x 7,5 cm. V Hradci Králové je kostel z cihel formátu 25 x 12 x 10 cm. [7,91]

Na rubu kleneb chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře ukrytých před povětrností a zároveň přístupných v severním pultovém krovu jsem změřil následující velikost cihel:

- 26 x 11 x 8 cm – v poli F2-G1, tj. klenba místnosti před pokladnicí. Z těchto cihel je pouze jedna kápe klenby (Oprava za Riedovy stavební etapy?).
- 22 x 14,5 x 5,5-6 cm, – v poli F2-G1, tj. klenba místnosti před pokladnicí. Z těchto cihel jsou ostatní části kápe klenby.
- 23 x 15 x 7 – v poli F6-G5 a v poli F4-G3.

Tloušťka klenby je rovna nejdelšímu rozměru cihly. Délku cihly bylo možno změřit ve vrcholnici, kde jsou cihly vyplňující závěrečný klín kladeny podél.

Obecně lze středověké cihly označit za kvalitní. Pro výrobu byla zvolena vhodná výchozí surovina, značná péče byla věnována jejímu zpracování, odložení i výpalu. Rovněž předpokládám, že na kostel kupovali lepší jakost.

Výplň spár

Stavivo (lomový kámen, cihly, opracovaný kámen) bylo běžně spojováno kvalitní vápennou maltou. Spáry mezi kvádry mají tloušťku kolem jednoho centimetru. Vápenné malty užívané ve středověku obsahovaly i různé hydraulické příměsi, které vznikaly při výrobě vápna nečistotou užívaných surovin, ale které byly do malty i záměrně přidávány, aby urychlily její tvrdnutí.

Pokud byla spára namáhána povětrností nebo tlakem (opěrné oblouky, vrchní části opěrných pilířů; vzhledem k místům použití na chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře nejsem schopen důvod užití rozlišit), byla spára o tloušťce cca 10 - 15 mm pečlivě po obvodu vyplněna úlomky horniny (svor, rula). Vyplnění proběhlo zatlučením plochých kamenů do čerstvé malty. Spára má výslednou skladbu: kvádr mušláku (biodetritického písčitého vápence), vrstvička malty (~1 mm), zatlučený rulový kámen, vrstvička malty (~1 mm), kvádr mušláku. Takto jsou ošetřeny ložné spáry, u styčných toto řešení nebylo zjištěno. Mezi jednotlivými opravami, novodobě nazývanými restaurování, ze spáry nejprve zvětrá malta při opravě zatřená z povrchu do spáry, ale cca 1 centimetr pod úroveň líce kvádrů se eroze zpomalí, téměř zastaví, na středověké kamenné výplni spáry. Vrstvičky malty o tloušťce do 1 milimetru jsou tak tenké a v hloubce spáry schované, že téměř nevětrají. Rulové kameny sice větrají rychleji než mušlákové kvádry, ale pomaleji než malta.

Malty se označují podle ČSN EN 1996-1-1 písmenem M a číslem vyjadřujícím pevnost v tlaku v MPa. Pevnost malty v tlaku se určuje podle ČSN EN 1015-11. Norma ČSN 73 1101, která je již neplatná, připouští u zdiva na vápennou maltu o pevnosti 0,4 nebo 1 MPa, které je chráněno před působením zemní, atmosférické i nadměrné provozní vlhkosti, předpoklad, že krychelná pevnost malty ve stáří jednoho roku je 1,5 násobkem krychelné pevnosti po 28 dnech.

Pro další výpočty byly uvažovány pevnost malty v tlaku 1; 2,5 a 5 MPa.

Pro maltu o pevnosti v tlaku 2,5 MPa je uváděn modul pružnosti v tlaku 1520 MPa a modul pružnosti ve smyku o velikosti 659 MPa [132].

Zalití spár olovem bylo užíváno u subtilních a hodně zatížených prvků, u kterých často převažuje jeden rozměr. Spoj byl doplňován kovovým čepem, který byl olovem rovněž zalit. Olovo má ve spárách dvojí význam, prvně svojí plasticitou brání lokální koncentraci napětí, dále ze spáry nevětrá jako malta. Olověná zálivka spár byla využívána i k přenosu smykového napětí díky tvarování ložných spár kamenů.

Tabulka 8.16: Některé materiálové vlastnosti olova [47,109]

Vlastnost	Jednotky	Hodnota
Objemová hmotnost	[kg/m ³]	11000
Modul pružnosti	[MPa]	18000
Tažnost (Bruchdehnung)	[%]	75
Tepelná vodivost	[W/mK]	34
Poissonovo číslo	[-]	0,44

Méně časté bylo zalévání spár sírou, které je u kamene obsahujícího vápník velmi škodlivé.

Už v gotice byla rovněž používána lepidla založená na organické bázi. Tato lepidla se užívala na přilepení drobných doplňků, odlomených, uražených nebo vyštíplých částí. Nutno poznamenat, že i v exteriéru tato lepidla drží přilepené části do dnešních dnů.

Poslední dvě zmíněná pojiva nemají zásadní význam v objemech stavby.

Shrnutí

Jak je vidět ve výše uvedeném přehledu druhů zdiva katedrál a materiálů používaných k jeho zhotovení, různorodost je značná.

8.3 Modelování zděných konstrukcí

Zdivo je heterogenní materiál, jehož výsledné vlastnosti závisí na vlastnostech jednotlivých komponent (zdící prvky, pojivo), jejich poměru a prostorovém uspořádání (vazba).

Zdivo je možno modelovat různým způsobem. Záleží na velikosti modelované konstrukce a citlivosti řešeného problému na jednotlivé vlastnosti zdiva, respektive užitého materiálového modelu.

První způsob je na úrovni jednotlivých zdících prvků a spočívá ve vytvoření modelu složeného z jednotlivých zdících prvků, pojiva včetně jejich materiálových vlastností, rozměrů i prostorového uspořádání. Nutno je uvažovat i vlastnosti kontaktu mezi jednotlivými materiály. Jedná se o tzv. první (mikro) úroveň a užívá se u konstrukcí menších rozměrů.

Druhý způsob se užívá pro konstrukce rozsáhlejší, tedy pro konstrukce, jejichž rozměry výrazně překračují rozměry jednotlivých komponent. V druhé (makro) úrovni se nahrazují rozměry i vlastnosti jednotlivých komponent včetně jejich vzájemné interakce kontinuem.

Prevod vlastností zdiva z první do druhé úrovně se děje homogenizací.

Klasickým způsobem homogenizace je vytvoření reálného výseku malé části konstrukce a její následné zatěžování. Je sledována odezva reálného modelu na zatížení. Z dostatečně velkého množství experimentů jsou poté odvozeny vztahy, které jsou dále užívány. Nejen tímto postupem byly odvozeny rovnice materiálových vlastností, které jsou užívány v normách.

Díky tomuto klasickému postupu je například možno z pevností cihel a malty udaných výrobcem pomocí vzorců obsažených v normách získat pevnost cihelného zdiva, která je dále užívána při hodnocení únosnosti zdí.

S rozvojem lidského poznání spojeného v posledních desetiletích s rozvojem výpočetní techniky je možno reálný experiment nahradit počítačovou simulací.

Deformační vlastnosti zdiva, stejně jako jeho komponent (kámen, cihly, malta), mají nelineární průběh hodnot vzhledem ke stavu napjatosti. Na počátku tlakového zatěžování roste napětí téměř lineárně, ale s narůstajícím zatížením dochází při jednotkovém nárůstu napětí k rychlejšímu nárůstu deformace, než z počátku zatěžování. Takto narůstá napětí až do meze pevnosti materiálu, tedy okamžiku porušení. Poté velikosti deformací rychle narůstají a napětí rychle klesají. Zdivo patří mezi tzv. kvazikřehké materiály. Jejich typickou vlastností je odlišná pevnost v tlaku a v tahu a při „velkých“ přetvořeních v nich vznikají trhliny.

Lineární model pro popis chování zděné konstrukce postačuje, dokud není konstrukce porušena trhlinami. Normy, podle kterých jsou posuzovány zděné konstrukce, slouží k zajištění nebo prokázání spolehlivosti konstrukce, tedy k posouzení stávající nebo plánované konstrukce bez trhlin. Užívané normy se tedy (převážně) pohybují v oblasti lineárního chování konstrukce.

Pokud se v konstrukci objeví trhliny ve významnějším rozsahu, je nutno užít fyzikálně nelineární model, který zohlední vliv trhlin na napětí a deformaci konstrukce.

Chování opěrných systémů bylo analyzováno geometricky i fyzikálně lineárně i nelineárně, byl tedy analyzován stav bez trhlin a s trhlinami.

Geometricky a fyzikálně lineární analýza byla provedena v programu FEAT, geometricky i fyzikálně nelineární analýza v programu ATENA. V další části práce věnované materiálovým vlastnostem zdiva byly připraveny vstupní hodnoty materiálů pro výpočty v programech FEAT a ATENA, které budou odpovídat zdivu kvádrovému čistému, zdivu kvádrovému s výplní, zdivu lomovému a zdivu cihelnému. Z hornin nás bude zajímat zejména hořícký pískovec, biotritický písečný vápenec, trachyt a čedičová láva.

8.4 Příprava materiálových charakteristik užívaných programem FEAT

Vlastnosti materiálu se v programu FEAT definují pomocí modulu pružnosti, Poissonova součinitele, objemové hmotnosti a koeficientu teplotní roztažnosti.

Modul pružnosti

Při stanovování modulu pružnosti zdiva se nejprve opírám o ČSN EN 1996-1-1 [77,80] a ČSN EN 772-1 [81], poté i o ČSN 73 1101 [76].

Ve výše uvedených tabulkách jsou pro jednotlivé materiály uvedeny *průměrné pevnosti v tlaku* f_u , které byly určeny pevnostními zkouškami na tělesech různých rozměrů. Pro potřeby navrhování/posuzování se *průměrná pevnost v tlaku* f_u musí přepočítat na *normalizovanou pevnost zdíciho prvku v tlaku* f_b podle rovnice (8.1).

$$f_b = \delta \eta f_u \quad (\text{rovnice 8.1})$$

kde:

- δ - součinitel tvaru vyjadřující vliv rozměrů zkušební vzorku na normalizovanou pevnost zdícího prvku v tlaku; pokud působí tlak ve směru ložných spár, hodnota součinitele δ se neuvažuje větší než 1,
- η - součinitel vlhkosti převádějící pevnost materiálu do stavu přirozené vlhkosti.

Protože velikost součinitele δ je závislá na velikosti zdícího prvku (kusového staviva), vyjadřuje součinitel δ svým způsobem i množství staviva v objemové jednotce zdiva.

Tabulka 8.17: Hodnoty součinitele tvaru δ

Výška [mm]	Šířka [mm]				
	50	100	150	200	≥250
40	0,8	0,70	-	-	-
50	0,85	0,75	0,70	-	-
65	0,95	0,85	0,75	0,70	0,65
100	1,15	1,00	0,90	0,80	0,75
150	1,30	1,20	1,10	1,00	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,15	1,10
≥250	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15

Pozn.: Mezilehlé hodnoty se interpolují. Jako šířka zdícího prvku se dosazuje menší ze dvou půdorysných rozměrů zdícího prvku.

Součinitel η nabývá hodnot:

- 1,0 – u materiálů kondiciovaných na vzduchu nebo kondiciovaných pro dosažení 6% obsahu vlhkosti,
- 0,8 – u materiálů kondiciovaných pro dosažení vysušeného stavu,
- 1,2 – u materiálů kondiciovaných pod vodou.

Charakteristická pevnost v tlaku f_k nevyztuženého zdiva na obyčejnou maltu se vypočte podle vztahu (8.2).

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} \quad (\text{rovnice 8.2})$$

kde:

- K – konstanta [-] nabývající hodnoty: 0,45 pro pravidelné zdící prvky z přírodního kamene; 0,55 pro plné pálené cihly. Hodnota součinitele K se musí přenásobit součinitelem 0,8, pokud je ve zdivu podélná styčná spára zdících prvků (např. mezi běhouny stěny tloušťky 30 cm z klasických plných cihel),
- f_b – normalizovaná pevnost zdícího prvku v tlaku [MPa], která se neuvažuje větší než 75 MPa,
- f_m – pevnost malty pro zdění v tlaku [MPa], která se neuvažuje větší než 20 MPa nebo $2f_b$.

Krátkodobý modul pružnosti zdiva E je sečnový modul. Jeho hodnota se musí stanovit zkouškami podle EN 1052-1. Jestliže není k dispozici hodnota určená ze zkoušek podle

EN 1052-1, lze pro statický výpočet použít krátkodobý sečnový modul pružnosti zdiva určený podle vztahu uvedeného v rovnici (8.3).

$$E = K_E f_k \quad (\text{rovnice 8.3})$$

kde:

K_E – konstanta, pro pálené zdící prvky a přírodní kámen se doporučuje 1000,

f_k – charakteristická pevnost v tlaku.

Za dlouhodobý modul pružnosti $E_{longterm}$ lze uvažovat krátkodobý modul pružnosti, jehož hodnota se sníží pro vyjádření vlivu dotvarování zdiva podle rovnice (8.4).

$$E_{longterm} = \frac{E}{1 + \phi_{\infty}} \quad (\text{rovnice 8.4})$$

kde:

E – krátkodobý modul pružnosti zdiva,

ϕ_{∞} – konečná hodnota součinitele dotvarování nabývá hodnot:

- pro zdivo z pálených prvků 0,5 až 1,5,

- pro zdivo z přírodního kamene jsou tyto hodnoty zpravidla velmi malé.

Podle uvedených vzorců byly vypočteny hodnoty modulu pružnosti pro vybrané druhy zdiva. V tabulkách 8.18; 8.19 jsou uvedeny moduly pružnosti a pevnosti zdiva pro cihly formátu 290 x 140 x 65 mm (běžný, novověký, stavby z konce 19. a první poloviny 20. století); v tabulce 8.20 pro zdivo z cihel formátu 260 x 110 x 80 mm (středověký z chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře). Pevnosti cihel i malty byly zvoleny v běžném rozmezí.

Získané materiálové charakteristiky cihelného zdiva byly užity při modelování klenebních kápí.

Tabulka 8.18: Moduly pružnosti a pevnosti zdiva v tlaku pro cihly o rozměru 290 x 140 x 65 mm, tloušťka zdiva 290 mm

Tloušťka klenby [mm]	290	290	290	290	290	290	290	290
Tlak na ložné spáry	⊥	//	⊥	//	⊥	//	⊥	//
Šířka prvku [mm]	140	65	140	65	140	65	140	65
Výška prvku [mm]	65	140	65	140	65	140	65	140
Pevnost cihel f_u [MPa]	10	10	10	10	15	15	15	15
Součinitel η	1	1	1	1	1	1	1	1
Součinitel δ	0,77	1	0,77	1	0,77	1	0,77	1
Normalizovaná pevnost cihel f_b [MPa]	7,7	10	7,7	10	11,6	15	11,6	15
Pevnost malty f_m [MPa]	1		2,5		1		2,5	
Součinitel K	0,55		0,55		0,55		0,55	
Charakteristická pevnost zdiva v tlaku f_k [MPa]	2,30	2,76	3,02	3,63	3,06	3,66	4,03	4,82
Konstanta K_E	1000		1000		1000		1000	
Modul pružnosti zdiva E [GPa]	2,30	2,76	3,02	3,63	3,06	3,66	4,03	4,82

Pozn.: Součinitel δ vychází interpolací 1,24 pro tlak rovnoběžně s ložnými spárami, proto byl uvažován pro výpočet o hodnotě 1. Zdivo bylo uvažováno bez podélných spár, tedy jen z vazáků.

Tabulka 8.19: Moduly pružnosti a pevnosti zdiva v tlaku pro cihly o rozměru 290 x 140 x 65 mm, tloušťka zdiva 140 mm

Tloušťka klenby [mm]	140	140	140	140	140	140	140	140
Tlak na ložné spáry	⊥	//	⊥	//	⊥	//	⊥	//
Šířka prvku [mm]	140	65	140	65	140	65	140	65
Výška prvku [mm]	65	290	65	290	65	290	65	290
Pevnost cihel f_u [MPa]	10	10	10	10	15	15	15	15
Součinitel δ	0,77	1	0,77	1	0,77	1	0,77	1

Pozn.: Součinitel δ vychází interpolací 1,52 pro tlak rovnoběžně s ložnými spárami, proto byl uvažován pro výpočet o hodnotě 1. Protože součinitel δ nabývá stejných hodnot jako v tabulce 8.18, výsledkem budou moduly pružnosti stejné velikosti.

Tabulka 8.20: Moduly pružnosti a pevnosti zdiva v tlaku pro cihly o rozměru 260 x 110 x 80 mm, tloušťka zdiva 140 mm

Tloušťka klenby [mm]	260	260	260	260	260	260	260	260
Tlak na ložné spáry	⊥	//	⊥	//	⊥	//	⊥	//
Šířka prvku [mm]	110	80	110	80	110	80	110	80
Výška prvku [mm]	80	110	80	110	80	110	80	110
Pevnost cihel f_u [MPa]	10	10	10	10	15	15	15	15
Součinitel η	1	1	1	1	1	1	1	1
Součinitel δ	0,89	1	0,89	1	0,89	1	0,89	1
Normalizovaná pevnost cihel f_b [MPa]	8,9	10	8,9	10	13,4	15	13,4	15
Pevnost malty f_m [MPa]	1		2,5		1		2,5	
Součinitel K	0,55		0,55		0,55		0,55	
Charakteristická pevnost zdiva v tlaku f_k [MPa]	2,54	2,76	3,34	3,63	3,38	3,66	4,45	4,82
Konstanta K_E	1000		1000		1000		1000	
Modul pružnosti zdiva E [GPa]	2,54	2,76	3,34	3,63	3,38	3,66	4,45	4,82

Pozn.: Součinitel δ vychází interpolací 1,1 pro tlak působící rovnoběžně s ložnými spárami, proto byl uvažován pro výpočet o hodnotě 1.

V tabulce 8.21 jsou uvedeny hodnoty pevnosti v tlaku a modulu pružnosti pro zdivo z kamenných kvádrů o hraně 250 mm a malty o pevnosti v tlaku 2,5 MPa nebo 5 MPa. Pevnosti kamene f_u byly zvoleny tak, aby pokrývaly hodnoty udávané pro pískovce a vápence, a to pro kameny kvalitní i zvětralé.

Tabulka 8.21: Modul pružnosti a pevnosti v tlaku kvádového zdiva pro kvádry s hranou delší než 250 mm, zdivo bez podélné styčné spáry

Tloušťka větší než [mm]	250	250	250	250	250	250	250
Pevnost kamene f_u [MPa]	20	25	30	35	40	45	50
Součinitel η	1	1	1	1	1	1	1
Součinitel δ	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15
Normalizovaná pevnost kamene f_b [MPa]	23	28,75	34,5	40,25	46	51,75	57,5
Pevnost malty f_m [MPa]	2,5 / 5						
Součinitel K	0,45						
Charakteristická pevnost zdiva v tlaku f_k [MPa]	5,32 / 6,55	6,22 / 7,66	7,06 / 8,70	7,87 / 9,69	8,51 / 10,64	9,38 / 11,55	10,1 / 12,44
Konstanta K_E	1000						
Modul pružnosti zdiva E [GPa]	5,32 / 6,55	6,22 / 7,66	7,06 / 8,70	7,87 / 9,69	8,51 / 10,64	9,38 / 11,55	10,1 / 12,44

Systém norem ČSN EN poskytuje pro kvádrové zdivo z kvádrů o straně rovné nebo větší než 250 mm pouze jednu hodnotu pevnosti. Je ale známo, že zdivo z větších kvádrů má větší pevnost než zdivo z menších kvádrů. Výpočet pevnosti v tlaku a modulu pružnosti pro kvádrové zdivo podle ČSN EN má omezení maximální pevností staviva, takže jej nelze využít pro žuly, trachyt a čedičovou lávu, protože mají pevnost v tlaku větší než 75 MPa.

Systém norem ČSN EN rovněž nenabízí výpočet pro lomové zdivo a pro kvádrové zdivo s vnitřní výplní.

Zděnými konstrukcemi z kamene včetně modulu pružnosti se podrobněji zabývá dnes již neplatná norma ČSN 73 1101 [76,57], proto byla použita pro stanovení modulu pružnosti kamenného zdiva.

Při statických výpočtech se uvažuje sečnový modul přetvárnosti zdiva E_{def1} , při dynamických výpočtech se uvažuje tečnový modul přetvárnosti zdiva E_{def2} . Dynamické výpočty konstrukcí nejsou předmětem této práce, proto se dále budeme soustředit na sečnový modul přetvárnosti zdiva E_{def1} .

Sečnový modul přetvárnosti zdiva E_{def1} je určen vztahem (rovnice 8.5)

$$E_{\text{def1}} = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (\text{rovnice 8.5})$$

kde:

σ - napětí v tlaku, ε - poměrné stlačení podle rovnice 8.6.

$$\varepsilon = -\frac{1,1}{\alpha} \ln \left(1 - \frac{\sigma}{1,1k_m R_d} \right) \quad (\text{rovnice 8.6})$$

kde:

α - součinitel přetvárnosti zdiva, uveden v tabulce 8.22,

k_m - součinitel pevnosti zdiva; pro zdivo kamenné a z plných pálených cihel $k_m = 2,1$,

R_d - výpočtová pevnost zdiva v tlaku, uveden v tabulce 8.23.

Tabulka 8.22: Součinitelé přetvárnosti α pro kamenné zdivo [76, změna B]

Zdivo	Objemová hmotnost kamene ρ [kg.m ⁻³]	Pro zdivo na maltu označenou podle ČSN 72 2430						
		15	10	5	2,5	1	0,4	0
		[MPa]						
z kvádrů	$\rho \geq 1800$	1700	1700	1700	1500	1000	750	500
	$\rho < 1800$	900	900	900	700	600	500	350
řádkové	$\rho \geq 1800$	1500	1500	1500	1400	900	700	400
	$\rho < 1800$	700	700	700	600	500	400	300
řádkové svisle provazované	$\rho \geq 1800$	1600	1600	1600	1400	900	700	400
	$\rho < 1800$	800	800	800	600	500	400	300
lomové a kyklopské	libovolná	1500	1500	1500	1400	900	700	400

Rovnice 8.6 je empiricky odvozeným výrazem (podle L. I. Oniščinka) pro vztah mezi napětím v tlaku a poměrným stlačením při tzv. krátkodobém zatěžování. Krátkodobým zatěžováním se rozumí taková rovnoměrná rychlost zatěžování, kdy se pevnosti zdiva v tlaku od nezatíženého stavu dosáhne během 0,5 až 2 hodin. Krátkodobé zatěžování je rozdílné oproti způsobu zatěžování zdiva běžné reálné konstrukce, natož zdiva několik set let starých katedrál. Laboratorně lze „celkem snadno“ provést a změřit krátkodobé zatěžování, dlouhodobé

zatěžování odpovídající zdivu katedrál laboratorně změřit nelze. Proto budou používány dostupné laboratorně změřené hodnoty pro potřeby návrhu nových konstrukcí.

Tabulka 8.23: Výpočtové pevnosti R_d [MPa] kamenného zdiva v dostředném a mimostředném tlaku při porušení zdiva v kusových stavivech nebo ve spárách [76, změna B]

Kamenné zdivo podle ČSN 73 2310	Výška jedné ložné vrstvy h ₁	Pevnostní značka	Výpočtové pevnosti zdiva na maltu označenou podle ČSN 72 2430							
	[mm]		[-]	15	10	5	2,5	1	0,4	0
				[MPa]						
jemné kvádry, ložné plochy pemrlované, výška hrbolků do 3 mm	1000 ≥ h ₁ h ₁ > 600	110	13,8			13,3	12,3	10,9	9,4	
		80	11,4			10,9	9,9	8,6	7,3	
		40	6,5			6,2	5,7	5,1	4,4	
		20	3,6			3,4	3,1	2,8	2,3	
		10	2,1			2,0	1,8	1,6	1,3	
hrubé a čisté kvádry, ložné plochy čistě špicované, hloubka prohlubní nejvýše 15 mm		110	11,0			10,6	9,8	8,7	7,5	
		80	9,1			8,7	7,9	6,9	5,8	
		40	5,2			5,0	4,6	4,1	3,5	
		20	2,9			2,7	2,5	2,2	1,8	
		10	1,7			1,6	1,4	1,3	1,0	
hrubé a čisté kvádry, ložné plochy hrubě špicované, hloubka prohlubní nejvýše 20 mm		110	9,7			9,3	8,6	7,6	6,6	
		80	8,0			7,6	6,9	6,0	5,1	
		40	4,6			4,3	4,0	3,6	3,1	
		20	2,5			2,4	2,2	2,0	1,6	
		10	1,5			1,4	1,3	1,1	0,9	
řádkové čisté	> 150	110	6,3	6,0	5,4	5,1	4,8	4,2	3,2	
		80	5,1	4,8	4,5	4,2	3,6	3,3	3,0	
		40	3,2	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0	1,7	
		20	2,2	1,9	1,8	1,6	1,5	1,3	0,9	
		10	-n-	1,5	1,4	1,2	1,1	1,0	0,6	
řádkové hrubé		110	4,7	4,5	4,0	3,8	3,6	3,2	2,9	
		80	3,8	3,6	3,4	3,2	2,7	2,5	2,2	
		40	2,3	2,1	1,9	1,8	1,7	1,5	1,3	
		20	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9	
		10	-n-	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,5	
lomové a kyklopské		110	-n-	2,2	1,6	1,0	0,7	0,5	0,3	
		80	-n-	2,0	1,4	0,9	0,6	0,4	0,2	
		40	-n-	1,3	1,0	0,7	0,5	0,3	0,1	
		20	-n-	0,8	0,7	0,56	0,43	0,23	0,1	
		10	-n-	-n-	0,6	0,5	0,4	0,2	0,1	

Pozn.: Pevnostní značka kamene je číslo odpovídající minimální požadované pevnosti v tlaku v MPa podle ČSN 72 1860. -n- znamená hodnota neuvedena, protože zdivo se neprovádí.

Přibližně lze sečnový modul přetvárnosti E_{def1} určit při napětí o velikosti:

$$0 \leq \sigma < \frac{2}{3} k_m R_d \quad \text{ze vztahu}$$

$$E_{def1} = \alpha k_m R_d \left(1 - \frac{\sigma}{2 k_m R_d} \right) \quad (\text{rovnice 8.7})$$

$$\frac{2}{3} k_m R_d \leq \sigma \leq k_m R_d \quad \text{ze vztahu}$$

$$E_{def1} = 1,2 \alpha k_m R_d \left(1 - \frac{\sigma}{1,5 k_m R_d} \right) \quad (\text{rovnice 8.8})$$

Sečnový modul přetvárnosti E_{def1} nabývá podle výše uvedených vzorců největší hodnoty rovné modulu přetvárnosti E_{def} , pokud je napětí rovno nule ($\sigma=0$). Potom vztah uvedený v rovnici 8.9 nabývá tvaru:

$$E_{def} = E_{def1} = \alpha k_m R_d \quad (\text{rovnice 8.9})$$

Protože napětí v konstrukci se mění spolu s působícími zatíženími a do programu FEAT se zadává jedna konstantní hodnota sečnového modulu přetvárnosti, bude zjednodušeně v souladu s ČSN 73 1101 uvažována hodnota přetvárnosti zdiva pro výpočet přetvoření zdiva, výpočet tuhosti a vnitřních sil zděných prvků, které jsou součástí staticky neurčitých konstrukcí, podle rovnice 8.10.

$$E_{def1} = 0,8 E_{def} = 0,8 \alpha k_m R_d \quad (\text{rovnice 8.10})$$

Pro kvádry o výšce h_1 rovné 200 mm a větší, avšak menší než 600 mm ($200 \leq h_1 < 600$), se výpočtové pevnosti násobí součinitelem k_z podle vzorce (rovnice 8.11)

$$k_z = 0,64 + 0,0009(h_1 - 200) \quad (\text{rovnice 8.11})$$

kde:

h_1 – výška kvádrů v milimetrech.

Pokud jsou kvádry vyšší než 1000 mm, součinitel k_z nabývá hodnoty 1,1.

V následujících tabulkách jsou uvedeny vypočtené hodnoty modulu pružnosti a pevnosti zdiva v tlaku pro horniny, ze kterých jsou postaveny chrámy sv. Barbory v Kutné Hoře a sv. Viktora v Xanten, podle výše uvedených vzorců a tabulek z normy ČSN 73 1101.

Tabulka 8.24: Moduly pružnosti a pevnost v tlaku pro kvádrové zdivo z „mušláku“

Hornina	Biodetritický písčitý vápenec („mušlák“)							
Výška kvádrů h_1 [mm]	300		400		500		1000	
Součinitel k_z [-]	0,73		0,82		0,91		1	
Pevnost malty [MPa]	2,5	5	2,5	5	2,5	5	2,5	5
Výpočtová pevnost zdiva R_d [MPa]	3,65	3,796	4,1	4,264	4,55	4,732	5,0	5,2
Součinitel přetvárnosti α [-]	1500	1700	1500	1700	1500	1700	1500	1700
Modul pružnosti zdiva E_{def1} [MPa]	9198	10841	10332	12178	11466	13515	12600	14851

Pozn.:

Objemová hmotnost kamene – 2400 kg.m⁻³ (zaokrouhlený průměr)

Pevnost kamene v tlaku – 40 MPa (odvozeno z dostupných dat)

Uvažovány hrubé a čisté kvádry, ložné plochy čistě špicované, hloubka prohlubní nejvýše 15 mm.

Výška kvádrů 300, 400, 500 mm se vyskytuje v opěrném systému, pilířích a stěnách; výška či lépe řečeno délka kamenů 1000 mm je v opěrném systému presbyteria chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře.

Tabulka 8.25: Modul pružnosti a pevnost v tlaku pro kvádrové zdivo z hořického pískovce

Hornina			Hořický pískovec							
Výška kvádrů h ₁ [mm]			300		400		500		600 - 1000	
Součinitel k _z [-]			0,73		0,82		0,91		1	
Pevnost malty [MPa]			2,5	5	2,5	5	2,5	5	2,5	5
Souči. přetvárnosti α [-]			1500	1700	1500	1700	1500	1700	1500	1700
Pevnost kamene	20 MPa	Výp. pevnost zdiva R _d [MPa]	2,482	2,628	2,788	2,952	3,094	3,276	3,4	3,6
		Modul pružnosti zdiva E _{defl} [MPa]	6119	7506	7026	8431	7797	9356	8568	10282
	40 MPa	Výp. pevnost zdiva R _d [MPa]	4,526	4,745	5,084	5,33	5,642	5,915	6,2	6,5
		Modul pružnosti zdiva E _{defl} [MPa]	11406	13552	12812	15223	14218	16893	15624	18564

Pozn.:

Objemová hmotnost kamene – 2000 kg.m⁻³ (zaokrouhlený průměr)

Pevnost kamene v tlaku – 20 - 40 MPa (odvozeno z dostupných dat)

Uvažovány jemné kvádry, ložné plochy pemrlované, výška hrbolků do 3 mm.

Výška kvádrů 300, 400, 500 mm se vyskytuje v pilířích opěrného systému lodi; výšky či lépe řečeno délky kamenů 1000 mm jsou v horních opěrných obloucích lodi, 600 mm v dolních opěrných obloucích lodi chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře.

Vypočtené moduly pružnosti zdiva se pro pevnost kamene v tlaku 20 MPa a pevnost malty 5 MPa při výšce kvádrů do 1 metru blíží hodnotám modulu pružnosti kamene změřeným na Kloknerově ústavu.

Vypočtené moduly pružnosti zdiva se pro pevnost kamene v tlaku 40 MPa a pevnost malty 5 MPa při výšce kvádrů do 1 metru blíží hodnotám modulu pružnosti pískovce udaným v ČSN 73 3251.

V obou případech je vypočtená hodnota modulu pružnosti nižší vlivem maltových spár.

Tabulka 8.26: Modul pružnosti a pevnost v tlaku pro kvádrové zdivo z trachytu/čedičové lávy

Hornina		trachyt, čedičová láva					
Výška kvádrů h_1 [mm]		300		400		600 - 900	
Součinitel k_z [-]		0,73		0,82		1	
Pevnost malty [MPa]		2,5	5	2,5	5	2,5	5
Výpočtová pevnost zdiva R_d [MPa]		7,738	8,03	8,692	9,03	10,6	11
Součinitel přetvárnosti α [-]		1500	1700	1500	1700	1500	1700
Modul pružnosti zdiva E_{defl} [MPa]		19500	22934	21904	25790	26712	31416

Pozn.:

Objemové hmotnosti kamene (odvozeny z dostupných dat):

trachyt - 2400 kg.m⁻³,

čedičová láva - 2200 kg.m⁻³.

Pevnost kamene v tlaku – 110 MPa (odvozeno z dostupných dat)

Uvažovány hrubé a čisté kvádry, ložné plochy čistě špicované, hloubka prohlubní nejvýše 15 mm.

Výška kvádrů 300, 400 mm se vyskytuje v pilířích opěrného systému, nárožních kvádrech opěráků; výška či lépe řečeno délka kamenů 600 mm je v opěrném systému chrámu sv. Viktora v Xanten.

Tabulka 8.27: Modul pružnosti a pevnost v tlaku pro kvádrové zdivo z tufu

Hornina	tuf					
Výška kvádrů h_1 [mm]	200		300		600 - 900	
Součinitel k_z [-]	0,64		0,73		1	
Pevnost malty [MPa]	2,5	5	2,5	5	2,5	5
Výpočtová pevnost zdiva R_d [MPa]	2,752	2,944	3,139	3,358	6,2	6,5
Součinitel přetvárnosti α [-]	700	900	700	900	700	900
Modul pružnosti zdiva E_{defl} [MPa]	3236	4451	3691	5077	7291	9828

Pozn.:

Objemová hmotnost kamene: tuf - 1400 kg.m^{-3} (odvozeno z dostupných dat)

Pevnost tufu v tlaku – 35 MPa, budu uvažovat 40 MPa pro potřeby získání modulu pružnosti
Uvažovány hrubé a čisté kvádry, ložné plochy hrubě špicované, hloubka prohlubní nejvýše 20 mm. Uvažováním horšího opracování kamene a tedy členitějších ložných spár byla snaha snížit výsledný modul pružnosti zdiva, když byla zvýšena pevnost tufu v tlaku.

Výška kvádrů 200, 300 mm se vyskytuje v plochách zdiva chrámu sv. Viktora v Xanten.

Kvádrové zdivo z tufu bylo užito při stavbě kaple Panny Marie v Cáchách v první stavební fázi. Konstrukce karolinské i gotické části stavby byly podrobně numericky analyzovány v programu ANSYS kvůli vážným statickým poruchám v gotické části a kvůli častým zemětřesením v oblasti Cách. Pro vnější kvádrové zdivo z tufu byla uvažována objemová hmotnost 1400 kg/m^3 a modul pružnosti o velikosti 4230 MPa [67].

Tabulka 8.28: Modul pružnosti a pevnost v tlaku pro lomové zdivo

Hornina	Bez rozlišení					
Pevnost kamene v tlaku [MPa]	20		40		110	
Pevnost malty [MPa]	2,5	5	2,5	5	2,5	5
Výpočtová pevnost zdiva R_d [MPa]	0,56	0,7	0,7	1	1	1,6
Součinitel přetvárnosti α [-]	1400	1500	1400	1500	1400	1500
Modul pružnosti zdiva E_{defl} [MPa]	1317	1764	1646	2520	2352	4032

Pro kvádrové zdivo s vnitřní výplní nenabízí způsob výpočtu ani systém již neplatných norem ČSN. Modelované konstrukce z kvádrového zdiva s vnitřní výplní jsou převážně tlačené. Svislé deformace vnějšího kvádrového pláště a vnitřní výplně z lomového zdiva byly předpokládány shodné, díky tomu byl určen modul pružnosti kvádrového zdiva s vnitřní výplní jako poměr modulů pružnosti obou užitých typů zdiva závislý na plochách užitých typů zdiva v průřezu kolmém na působící tlakovou sílu, viz rovnice 8.12.

$$E_z = (E_1 A_1 + E_2 A_2) / A_z \quad (\text{rovnice 8.12})$$

kde:

E_z – modul pružnosti zdi kvádrové s vnitřní výplní

A_z – plocha zdi kvádrové s vnitřní výplní ve zvoleném řezu

E_i – modul pružnosti kvádrového nebo lomového zdiva

A_i – plocha kvádrového nebo lomového zdiva ve zvoleném řezu

Modul pružnosti pro zeď z kvádrového zdiva s vnitřní výplní o tloušťce 1 metr. Vnější strany jsou vyzděny z mušlákových kvádrů o výšce 400 mm a průměrné tloušťce 350 mm, vnitřní výplň o tloušťce 300 mm je z lomového zdiva. Zeď byla postavena na maltu o pevnosti v tlaku 2,5 MPa. Vyjádření bylo provedeno pro 1 běžný metr zdi.

$E_{kvm} = 10332 \text{ MPa}$ – modul pružnosti kvádrového zdiva z mušláku, výška kvádrů 400 mm, malta 2,5 MPa

$A_{kvm} = 0,35 \times 1 \times 2 = 0,7 \text{ m}^2$ – plocha kvádrových líců ve zvoleném řezu

$E_{lzm} = 1646 \text{ MPa}$ – modul pružnosti lomového zdiva z mušláku na maltu 2,5 MPa

$A_{lzm} = 0,3 \times 1 \times 1 = 0,3 \text{ m}^2$ – plocha lomového zdiva ve zvoleném řezu

$A_z = 1 \text{ m}^2$ – plocha zdi kvádrové s vnitřní výplní ve zvoleném řezu

$E_z = 7726 \text{ MPa}$

Modul pružnosti pro patu opěrného pilíře, který byl postaven z kvádrového zdiva s vnitřní výplní. Vnější strany uvažují z mušlákových kvádrů o průměrné výšce 400 mm a hloubce 400 mm, vnitřní výplň z lomového zdiva. Pilíř byl postaven na maltu o pevnosti v tlaku 2,5 MPa.

$E_{kvm} = 10332 \text{ MPa}$ – modul pružnosti

kvádrového zdiva z mušláku, výška kvádrů 400 mm, malta 2,5 MPa

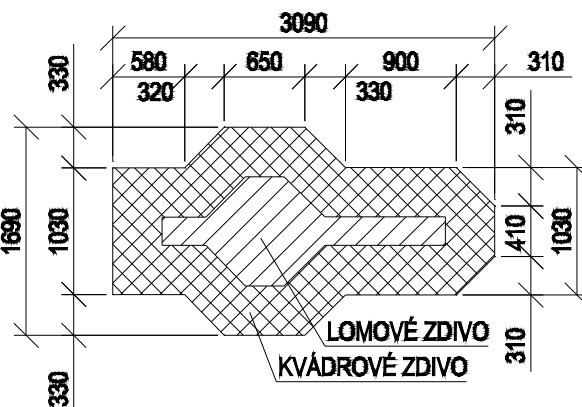
$A_{kvm} = 2,78 \text{ m}^2$ – plocha kvádrových líců ve zvoleném řezu

$E_{lzm} = 1646 \text{ MPa}$ – modul pružnosti lomového zdiva z mušláku na maltu 2,5 MPa

$A_{lzm} = 0,95 \text{ m}^2$ – plocha lomového zdiva ve zvoleném řezu

$A_z = 3,73 \text{ m}^2$ – plocha půdorysného řezu pilíře

$E_{OsLJ1} = 8120 \text{ MPa}$ (zaokrouhleno)



Obr. 8.6 – Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, řez patou opěrného pilíře OsLJ1

Modul pružnosti pro patu opěrného pilíře z trachytu/čedičové lávy, který byl postaven z kvádrového zdiva s vnitřní výplní. Vnější strany byly uvažovány z trachytových kvádrů o průměrné výšce 400 mm a hloubce 300 mm, vnitřní výplň z cihelného zdiva. Pilíř byl postaven na maltu o pevnosti v tlaku 2,5 MPa.

$E_{kvt} = 21904 \text{ MPa}$ – modul pružnosti kvádrového zdiva z trachytu, výška kvádrů 400 mm, malta 2,5 MPa

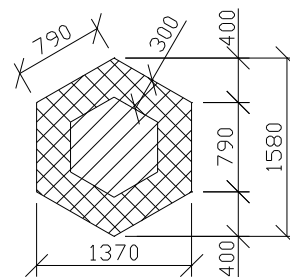
$A_{kvt} = 1,111 \text{ m}^2$ – plocha kvádrových líců ve zvoleném řezu

$E_{lzm} = 3000 \text{ MPa}$ – modul pružnosti cihelného zdiva na maltu 2,5 MPa

$A_{lzm} = 0,512 \text{ m}^2$ – plocha lomového zdiva ve zvoleném řezu

$A_z = 1,623 \text{ m}^2$ – plocha půdorysného řezu pilíře

$E = 15940 \text{ MPa}$ (zaokrouhleno)



Obr. 8.7 - Xanten, pata opěrného pilíře v pozici 28

Modul pružnosti pro zeď z kvádrového zdiva s vnitřní výplní o tloušťce 0,6 metru. Jeden líc je vyzděn z tufových kvádrů o výšce 200 mm a průměrné tloušťce 200 mm, ostatní zdivo je cihelné. Zeď byla postavena na maltu o pevnosti v tlaku 2,5 MPa. Vyjádření bylo provedeno pro 1 běžný metr zdi.

$E_{kvm} = 3236 \text{ MPa}$ – modul pružnosti kvádrového zdiva z tufu, výška kvádrů 200 mm, malta 2,5 MPa

$A_{kvm} = 0,2 \times 1 = 0,2 \text{ m}^2$ – plocha kvádrových líců ve zvoleném řezu

$E_{lzm} = 3000 \text{ MPa}$ – modul pružnosti cihelného zdiva na maltu 2,5 MPa

$A_{lzm} = 0,4 \times 1 = 0,4 \text{ m}^2$ – plocha lomového zdiva ve zvoleném řezu
 $A_z = 1 \text{ m}^2$ – plocha zdi kvádřové s vnitřní výplní ve zvoleném řezu
 $E_z = 3090 \text{ MPa}$ (zaokrouhleno)

Poissonův součinitel

Poissonův součinitel byl uvažován pro všechny typy zdiva o hodnotě 0,2 [33].

Koeficient teplotní roztažnosti

Pro zdivo z hořického pískovce byl uvažován koeficient délkové teplotní roztažnosti α o hodnotě $0,0000105 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$, protože za hutný ani pórovitý jej označit nelze. Pro zdivo mušláku byl užíván koeficient délkové teplotní roztažnosti o hodnotě $0,0000085 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$, protože plnivo je směsí křemenných zrn a úlomků vápnitých schránek živočichů a pojivem je vápenec. Pro zdivo z trachytu a čedičové lávy byl uvažován koeficient délkové teplotní roztažnosti α o hodnotě $0,0000095 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$, pro cihelné zdivo o hodnotě $0,000005 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$. Uvažované hodnoty koeficientu délkové teplotní roztažnosti α vycházejí z hodnot uvedených v tabulkách 8.1 a 8.29.

Objemová hmotnost

Objemová hmotnost zdiva se stanoví součtem hmotnosti kamene nebo cihel a malty v jednotce objemu zdiva, přitom objem malty ve zdivu se uvažuje podle Statických tabulek takto (Statické tabulky):

- u zdiva z plných pálených cihel – 20%,
- u zdiva z přírodního kamene pravidelného tvaru – 10%,
- u zdiva z tesaného lomového kamene – 25%,
- u zdiva z přírodního kamene nepravidelného tvaru – 35%.

Hornina	$\alpha \text{ [}^\circ\text{C}^{-1}\text{]}$
Žula	0,000 007 89
Břidlice	0,000 010 38
Čedič	0,000 010 00
Dolomit	0,000 012 00
Křemen	0,000 013 37
Mramor	0,000 008 49
Pískovec	0,000 011 74
Vápenec	0,000 008 49

Mušlák ($\rho = 2400 \text{ kg.m}^{-3}$)

Kvádřové zdivo opěrných oblouků – 2390 kg.m^{-3} (zaokrouhleno)
 Uvažována délka kamenů 985 mm, tloušťka spáry s vápennou maltou a obvodem vyplněným rulou 15 mm ($\rho = 1850 \text{ kg.m}^{-3}$).

Kvádřové zdivo s vnitřní výplní opěrných pilířů, viz obr. 8.6 – 2300 kg.m^{-3} (zaokrouhleno)
 Kvádřový vnější líc uvažován z kvádrů o průměrné výšce 400 mm a hloubce 400 mm, tloušťka spáry s vápennou maltou a obvodem vyplněným rulou 15 mm ($\rho = 1850 \text{ kg.m}^{-3}$). Styčné spáry vyplněné vápennou maltou ($\rho = 1800 \text{ kg.m}^{-3}$) o šířce 15 mm a nepravidelnosti ve vazbě vyplněné vápennou maltou do výpočtu zahrnuty tím, že byly nahrazeny ložnou plochou o tloušťce 30 mm. Pro kvádřový vnější líc byla vypočtena objemová hmotnost 2340 kg.m^{-3} (zaokrouhleno), která odpovídá i hodnotě vypočtené z objemových poměrů malty a kamene ve zdivu z přírodního kamene pravidelného tvaru udaných ve Statických tabulkách. Objemová hmotnost vnitřní výplně z lomového zdiva na vápennou maltu byla vypočtena na 2190 kg.m^{-3} z objemových poměrů malty a kamene udaných ve Statických tabulkách pro zdivo z přírodního kamene nepravidelného tvaru.

Kvádřové zdivo s vnitřní výplní stěny – 2300 kg.m^{-3} (zaokrouhleno)

Kvádřový vnější líc uvažován z kvádrů o průměrné výšce 400 mm a hloubce 350 mm, tloušťka spáry s vápennou maltou 10 mm ($\rho = 1800 \text{ kg.m}^{-3}$). Styčné spáry vyplněné vápennou maltou ($\rho = 1800 \text{ kg.m}^{-3}$) o šířce 15 mm a nepravidelnosti ve vazbě vyplněné vápennou maltou byly do výpočtu zahrnuty tak, že byly nahrazeny ložnou plochou o tloušťce 30 mm. Pro kvádřový vnější líc byla vypočtena objemová hmotnost 2345 kg.m^{-3} (zaokrouhleno). Objemová hmotnost vnitřní výplně z lomového zdiva na vápennou maltu byla vypočtena

Tabulka 8.29: Koeficient délkové teplotní roztažnosti α některých hornin (statické tabulky)

na 2190 kg.m^{-3} z objemových poměrů malty a kamene udaných ve Statických tabulkách pro zdivo z přírodního kamene nepravidelného tvaru.

Hořícký pískovec ($\rho = 2000 \text{ kg.m}^{-3}$)

Kvádrové zdivo opěrných oblouků – 2060 kg.m^{-3} (zaokrouhlený průměr)

Kvádrové zdivo opěrných oblouků dolních – 2050 kg.m^{-3} (zaokrouhleno)

Kvádrové zdivo opěrných oblouků dolních – 2075 kg.m^{-3} (zaokrouhleno)

Uvažována délka kamenů 995 mm pro horní oblouky, 600 mm pro dolní oblouky, tloušťka spáry vyplněná olovem 5 mm ($\rho = 11000 \text{ kg.m}^{-3}$).

Kvádrové zdivo pilířů – 1995 kg.m^{-3} (zaokrouhleno)

Uvažována výška kamenů 400 mm, tloušťka spáry vyplněná maltou 6 mm ($\rho = 1800 \text{ kg.m}^{-3}$). Svislé spáry nahrazeny ve výpočtu tím, že byla uvažována dvojnásobná tloušťka ložných spár.

Trachyt ($\rho = 2400 \text{ kg.m}^{-3}$)

Kvádrové zdivo s vnitřní výplní v patách opěrných pilířů, viz obr. 8.7 – 2175 kg.m^{-3} (zaokrouhleno)

Kvádrový vnější líc uvažován z kvádrů o průměrné výšce 400 mm a hloubce 300 mm, tloušťka spáry s vápennou maltou 10 mm ($\rho = 1800 \text{ kg.m}^{-3}$). Styčné spáry o šířce 10 mm a nepravidelnosti ve vazbě vyplněné vápennou maltou do výpočtu zahrnuty tím, že byly nahrazeny ložnou plochou o tloušťce 30 mm. Pro kvádrový vnější líc byla vypočtena objemová hmotnost 2345 kg.m^{-3} (zaokrouhleno). Objemová hmotnost vnitřní výplně z cihelného zdiva byla uvažována o objemové hmotnosti 1800 kg.m^{-3} .

Pro kvádrové zdivo čisté opěrných pilířů bude uvažována hodnota 2345 kg.m^{-3} , tedy stejná jako u kvádrového vnějšího pláště kvádrového zdiva s vnitřní výplní.

Čedičová láva ($\rho = 2200 \text{ kg.m}^{-3}$)

Kvádrové zdivo opěrných oblouků – 2200 kg.m^{-3} (zaokrouhleno)

Uvažována délka kamenů 900 mm, tloušťka spáry 10 mm vyplněná vápenocementovou maltou ($\rho = 2000 \text{ kg.m}^{-3}$). Vápenocementová malta uvažována, protože čedičová láva byla užita při opravě chrámu po 2. světové válce.

Kvádrové zdivo opěrných pilířů – 2180 kg.m^{-3} (zaokrouhleno)

Uvažována výška kamenů 400 mm, tloušťka ložné spáry 10 mm vyplněná vápenocementovou maltou. Styčné spáry o šířce 10 mm a nepravidelnosti ve vazbě vyplněné vápenocementovou maltou byly do výpočtu zahrnuty tím, že byly nahrazeny ložnou plochou o tloušťce 30 mm.

Tuf ($\rho = 1400 \text{ kg.m}^{-3}$)

Kvádrové zdivo s vnitřní výplní – 1690 kg.m^{-3} (zaokrouhleno)

Kvádrový vnější líc, který je pouze z jedné strany zdi, uvažován z kvádrů o průměrné výšce 200 mm a hloubce 200 mm, tloušťka spáry s vápennou maltou 10 mm ($\rho = 1800 \text{ kg.m}^{-3}$). Styčné spáry o šířce 10 mm a nepravidelnosti ve vazbě vyplněné vápennou maltou do výpočtu zahrnuty tím, že byly nahrazeny ložnou plochou o tloušťce 30 mm. Pro kvádrový vnější líc byla vypočtena objemová hmotnost 1467 kg.m^{-3} (zaokrouhleno). Objemová hmotnost vnitřní výplně z cihelného zdiva byla uvažována o objemové hmotnosti 1800 kg.m^{-3} .

Vzhledem k rozdílnosti hodnot a množství uváděných materiálových vlastností, budou pro přehlednost uváděny uvažované materiálové charakteristiky u jednotlivých modelovaných konstrukcí.

8.5 Příprava materiálových charakteristik užívaných programem ATENA

V programu ATENA je možno simulovat konstrukci buď jako homogenní celek (druhá úroveň modelování), nebo ji složit z jednotlivých komponent, tedy kusového staviva a spár (první úroveň modelování).

První úroveň modelování je nutno užít pro opěrné oblouky, protože jsou složeny z velkých kvádrů a jedná se o subtilní konstrukce s převažujícím jedním rozměrem. Spárořez výrazně ovlivňuje výsledné vlastnosti zdiva. Rovněž způsob porušování oblouků, který se zprvu soustředí do spár a následně do kamenů v jejich okolí, ukazuje potřebu zvolit podrobnější a náročnější analýzu s rozlišením jednotlivých kvádrů a spár mezi nimi.

Opěrné pilíře se chovají jako homogenní celek, ač jsou postaveny z kvádového zdiva s vnitřní výplní. To je dáno jejich masivností a pečlivostí provedení. Opěrné pilíře budou tedy modelovány druhou úrovní, tedy jako homogenní celek.

Zadávané hodnoty pro jednotlivé vlastnosti materiálu byly odvozeny pomocí ATENA Program Documentation [112], výše uvedených vlastností, z výsledků testů provedených na nestandardních vzorcích hořického pískovce [113,114] a výsledků získaných při modelování konstrukcí Karlova mostu [95, 96].

První úroveň modelování

Kámen

Pro modelování betonu, zdiva a kamene se v programu ATENA užívá typ materiálu SBETA. U všech kamenů bylo zadáno exponenciální tahové změkčení, model trhlin fixovaný, typ tlakového změkčení Crush Band, proměnné smykové ochabnutí, lineární interakce tah-tlak.

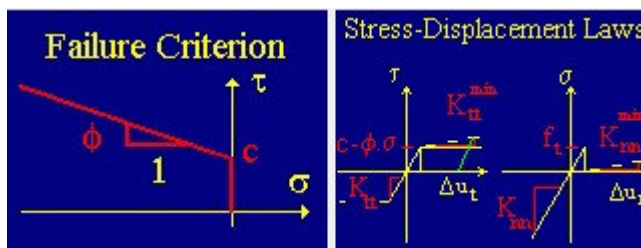
Tabulka 8.30 – Materiálové vlastnosti zadané materiálu S-Beta představující kámen

Vlastnost	Označení	Jednotka	Hořický pískovec	Biodetritický pískitý vápenec	Čedičová láva
Krychelná pevnost	R_{cu}	[MPa]	30	40	110
Modul pružnosti	E	[MPa]	15000	18000	28000
Poissonovo číslo	μ	[-]	0,2	0,2	0,2
Pevnost v tahu	R_t	[MPa]	0,16	0,16	0,16
Pevnost v tlaku	R_c	[MPa]	-25,5	-34	-93,5
Specifická lomová energie	G_f	[MN/m]	0,000065	0,00007	0,00007
Poměrné přetvoření	ϵ_c	[-]	-0,001682	-0,001998	-0,004151
Snížení tlakové pevnosti vlivem trhlin		[]	0,8	0,8	0,8
Kritická tlaková deformace	w_d	[m]	-0,0005	-0,0005	-0,0005
Specifická hmotnost	ρ	[MN/m ³]	0,02	0,023	0,022
Koeficient tepelné roztažnosti	α	[1/K]	0,00001174	0,000009	0,00001

Spáry

Styčné spáry mezi klenáky opěrných oblouků dómu sv. Viktora v Xanten i chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře jsou zalaty olovem. Ložné spáry jsou vyplněny maltou.

Spáry mezi kameny je možno v programu ATENA zadat pomocí 2D kontaktu. Materiálové vlastnosti užívané pro jejich simulování jsou uvedeny v tabulce 8.31, význam zadávaných veličin je objasněn v obr. 8.8 a v manuálu k programu ATENA.



Obr. 8.8 – Pracovní diagramy 2D kontaktu

Tabulka 8.31 – Materiálové vlastnosti zadané 2D kontaktu

Vlastnost	Označení	Jednotka	Spára s olovem	Spára s maltou
Normálová tuhost	K_{nn}	$[MN/m^3]$	2250000	152000
Tečná tuhost	K_{tt}	$[MN/m^3]$	781000	57000
Pevnost v tahu	R_t	$[MPa]$	0,06	0,16
Koheze	C	$[MPa]$	0	0,32
Součinitel tření	ϕ	$[-]$	0,6	0,7

Normálová tuhost:

$$K_{nn} = \frac{E}{t} \quad (\text{rovnice 8.13})$$

kde:

E – modul pružnosti $[MPa]$,

t – tloušťka spáry $[m]$.

$$K_{nn,olovo} = \frac{18000}{0,008} = 2250000 \frac{MN}{m^3}$$

$$K_{nn,malta} = \frac{1520}{0,010} = 152000 \frac{MN}{m^3}$$

Tečná tuhost:

$$K_{tt} = \frac{G}{t} = \frac{\frac{E}{2 \cdot (1 + \mu)}}{t} \quad (\text{rovnice 8.14})$$

kde:

G – modul pružnosti lineárně pružného materiálu ve smyku $[MPa]$,

μ – Poissonovo číslo $[-]$,

t – tloušťka spáry $[m]$.

$$K_{tt,olovo} = \frac{\frac{18000}{2 \cdot (1 + 0,44)}}{0,008} = 781250 \cong 781000 \frac{MN}{m^3}$$

$$K_{tt,malta} = \frac{G}{t} = \frac{659}{0,01} = 56900 \cong 57000 \frac{MN}{m^3}$$

Tloušťka spár vyplněných olovem je menší než u spár vyplněných maltou. Technika zalévání ji umožňuje a cena olova vynucuje. Čím menší je plocha spáry, tím jsou spáry tenčí, ale jejich tloušťka neklesá pod 4 mm. U opěrných oblouků se tloušťka spáry vyplněné olovem pohybuje kolem 6-8 mm, pro modelování byla zvolena spára o tloušťce 8 mm.

Tloušťka spár vyplněných maltou byla zadávána 10 mm.

Pevnost olova v tahu není relevantní pro modelování spáry vyplněné olovem. Spára zalitá olovem má v tahu téměř nulovou pevnost, protože olovo ke kameni nepřilne. Pro model byla zadána velikost 0,06 MPa, tedy 37,5% hodnoty pevnosti okolního kamene v tahu, aby došlo dříve k porušení spáry tahem než okolního kamene.

Pevnost malty v tahu byla zadána 0,16 MPa [95,96].

Koheze mezi kamenem a olovem byla zadána nulová, protože olovo ke kameni nepřilne.

Soudržnost kamene a malty byla zadána dvakrát tak velká než pevnost malty v tahu, protože byla uvažována dobrá přilnavost mezi maltou a kamenem. Zvolená soudržnost je i v rozsahu uváděném v [132].

Součinitel tření pro spáru vyplněnou olovem musí vystihnout úpravu styčné plochy kamene, kdy jsou v ní přichystány kanálky usnadňující zatečení olova do celé plochy spáry, které následně tvoří vruby vyplněné olovem zajišťující přenos smykových sil mezi sousedícími kameny a olovem ve spáře. Součinitel tření byl zvolen s uvažováním hodnot uvedených ve Statických tabulkách o hodnotě 0,6 [57]. Uvažovaná hodnota tření v nerovné styčné ploše olova a kamene odpovídá součiniteli tření suchého zdiva po lepence, dřeva po zdivu, zdiva po písku nebo šterku, čili mezi dvojicí odlišných materiálů.

Součinitel tření pro spáru s maltou byl zvolen 0,7, což odpovídá tření suchého zdiva po suchém zdivu.

Železné čepy

Smyku v některých spárách brání železné čepy. O jejich užití jsou zmínky u opěrného systému dómu sv. Viktora v Xanten [100].

Na chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře byly ve vyměňovaném dolním opěrném oblouku OsLS6 kromě spár ohraničujících poslední klenák oblouku při stěně tribuny [119]. Rovněž dochované středověké klenáky z opěrného systému lodi mají ve styčných spárách otvor pro čep. Pravděpodobně byly čepy užívány ve styčných spárách mezi kvádry opěrných oblouků i při opravě na konci 19. století. Domnívám se, že nebyly užity pouze ve spáře mezi opěrným obloukem a vysokou lodí, kde došlo k poklesu některých oblouků. O existenci železných čepů napovídají i obtíže při provádění vrtů pro vložení nerezové šroubovicové výztuže. Některé vrty nebylo možno provést, protože přibližně ve středu oblouku došlo ke zlomení vrtné korunky, zřejmě na kovaném čepu. Po zlomení korunky byl poškozený vrták vytažen a poloha vrtu byla změněna. Nedokončený vrt byl spolu s vrtem s vloženou výztuží zalit jemnozrnnou maltou.

Velikost čepů zadávaná do modelu byla zvolena podle analogie čepů spodního opěrného oblouku OsLS6 a čepů užívaných ve spárách fiál. Čepy byly uvažovány o délce 200 mm se čtvercovým průřezem o straně 20/20 mm. Byl zvolen lineární pracovní diagram s modulem pružnosti 210 GPa.

Spolupůsobení čepů s kamenem

Čepy v dolním opěrném oblouku OsLS6 byly osazeny v maltě, u spár vyplněných olovem v celé ploše lze předpokládat, že byl olovem zalit i čep.

Spolupůsobení čepu s kamenem je programu ATENA řešeno materiálovou vlastností Spolupůsobení výztuže. V souladu s doporučením [112] byl zvolen generátor CEB-FIP Model Code 1990. Krychelná pevnost okolního kamene byla zvolena 30 MPa, která koresponduje

s pevnostmi hořického pískovce i mušláku, protože čep je umístěn ve středu průřezu a okolní kámen je dlouhodobě chráněn proti zvětrávání. Typ výztuže byl zvolen Hladká, tažená za studena, zpevnění betonu – bez sevření, špatná soudržnost. Záměrně byly zadány co nejhorší vlastnosti spáry, protože čep nebyl do spáry vložen pro přenos tahu, ale smyku. Pro přenesení tahů v opěrných obloucích byly užívány kramle umístěné na obvodě průřezu kolmo přes tažené spáry. Do kamene byly upevňovány zalitím olovem a jeho roztemováním.

Druhá úroveň modelování

Zdivo opěrných a meziokenních pilířů

Paty a střední části opěrných pilířů a meziokenní pilíře opěrného systému lodi chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře jsou z kvádrového zdiva s vnitřní výplní. Vnější líc uvažován z mušlakových kvádrů o průměrné výšce 400 mm a hloubce 400 mm, tloušťka spáry s vápennou maltou 10 mm.

Horní části opěrných pilířů jsou z kvádrového zdiva z hořického pískovce. Množství vnitřní vyzdívky předpokládám zanedbatelné. Výška kvádrů je 500 mm, spáry vyplněny maltou.

Modelované opěrné pilíře dómu sv. Viktora v Xanten mají podstatnou část vnějšího kvádrového pláště z čedičové lávy, trachytové kvádry jsou uchovány pouze lokálně. Vnitřní vyzdívka je cihelná. Vnější strany byly uvažovány z kvádrů o průměrné výšce 400 mm a hloubce 300 mm, vnitřní výplň z cihelného zdiva.

Tabulka 8.32 – Materiálové vlastnosti zadané materiálu S-Beta představující kamenné zdivo

Vlastnost	Označení	Jednotka	Hořický pískovec	Biodetritický pískový vápenec	Čedičová láva
Krychelná pevnost	R_{cu}	[MPa]	6,64	4,82	10,23
Modul pružnosti	E	[MPa]	14200	8120	15940
Poissonovo číslo	μ	[-]	0,17	0,17	0,17
Pevnost v tahu	R_t	[MPa]	0,16	0,16	0,16
Pevnost v tlaku	R_c	[MPa]	-5,642	-4,1	-8,692
Specifická lomová energie	G_f	[MN/m]	0,000040	0,000035	0,000030
Poměrné přetvoření	ϵ_c	[-]	-0,00074	-0,00063	-0,00093
Snížení tlakové pevnosti vlivem trhlin		[-]	0,8	0,8	0,8
Kritická tlaková deformace	w_d	[m]	-0,0005	-0,0005	-0,0005
Specifická hmotnost	ρ	[MN/m ³]	0,02	0,023	0,0218
Koeficient tepelné roztažnosti	α	[1/K]	0,0000105	0,0000085	0,0000095

U všech typů zdiva bylo zadáno exponenciální tahové změkčení, model trhlin fixovaný, typ tlakového změkčení Crush Band, proměnné smykové ochabnutí, lineární interakce tah-tlak.

Vzhledem k rozdílnosti hodnot a množství uváděných materiálových vlastností, budou pro přehlednost uváděny uvažované materiálové charakteristiky u jednotlivých modelovaných konstrukcí.

9. Klenby

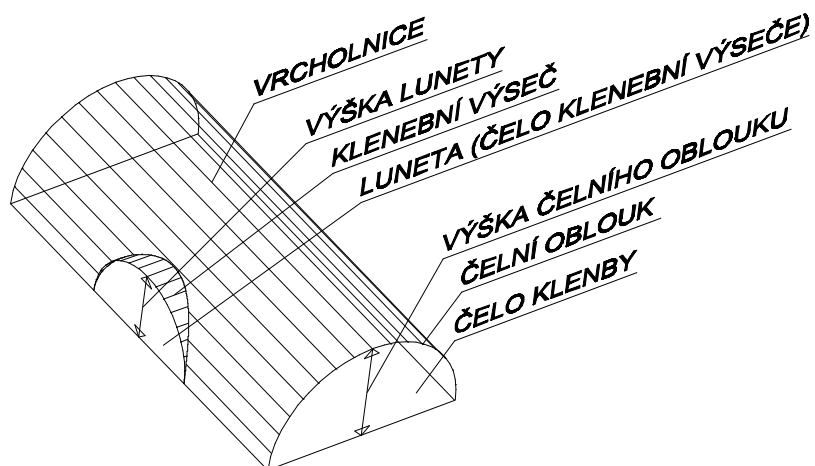
Klenbu je možno definovat jako vodorovnou prostorovou nosnou konstrukci tvarově uzpůsobenou tak, aby byla namáhána převážně tlakem [72, 73]

9.1 Druhy kleneb

Klenba valená je tvořena válcovou plochou, která se opírá o dvě protilehlé zdi, pasy, nosníky nebo trámy. Tyto podpory jsou většinou rovnoběžné. Čelní oblouky (řídící křivky) jsou tvořeny obvykle kružnicovými oblouky, ale mohou být rovněž eliptického nebo oválného tvaru. Spojnici čelních oblouků tvoří přímková plocha.

Klenba křížová vznikne v nejjednodušším případě průnikem dvou stejně vysokých valených kleneb. Z průniku se ponechají jen vnější čelní části. Tato raná křížová klenba se zhotovovala tak, že se celá plocha podbednila a shora zalila maltou. Do malty se vkládal lomový kámen za přidávání další malty. Kápě měly značnou tloušťku a nebyly vyzděné (není respektováno převazování staviva),

materiál kápí lze přirovnat k monolitické konstrukci. Ramenáty nesoucí bednění byly ve všech řezech stejné (polokruhové), proto nebylo náročné klenbu postavit. Takto konstruovaná křížová klenba je ve vrcholu značně plochá a namáhána ohybem, což je pro monolitickou/zděnou konstrukci nevhodné. Průnik valených kleneb se od románské doby zesiluje podložením žebor. Protože průnikem dvou půlválců vzniká elipsa, kterou je obtížné zkonstruovat, a protože každý díl žebra má jinou křivost, je do diagonály v románské době nově vložena polovina nebo jiná část kruhového oblouku. Tím se i vrchol klenby vyvyšuje oproti čelním obloukům a vrchol získává na stabilitě. Vzniká křížová klenba stoupající (Obr. 9.3), kde diagonální žebro má poloměr kružnice opsané půdorysnému čtverci, čelní žebro klenby má poloměr kružnice čtverci vepsané. Klenbu je možno provést tenčí a celá konstrukce se vylehčuje.

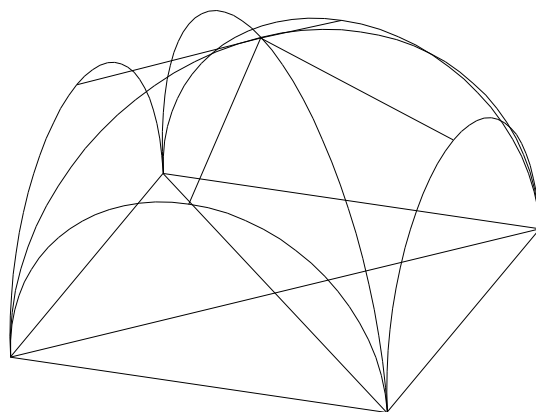


Obr. 9.1 – Názvosloví valené klenby [72,73].



Obr. 9.2 – Názvosloví křížové klenby [56, 58, 115]

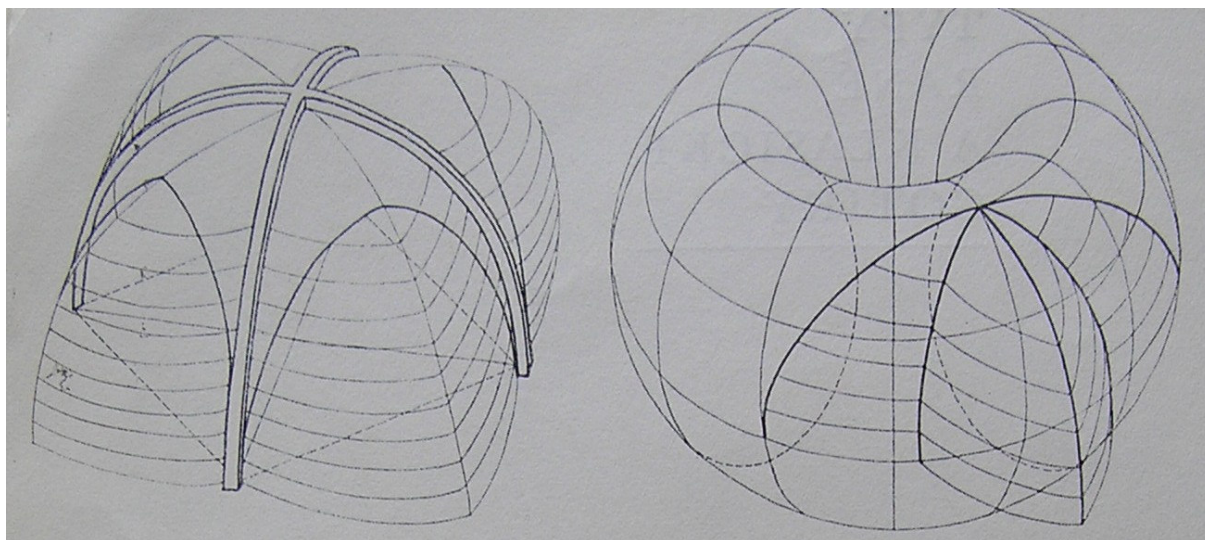
Dále do vývoje tvaru křížové klenby vstupuje lomený oblouk, který umožňuje zaklenout pole o různém rozpětí klenbou o stejné výšce. Lomený oblouk má oproti kruhovému oblouku i tu výhodu, že svým tvarem více odpovídá průběhu tlakové čáry. Lomený oblouk se o sebe ve vrcholu opírá a svírá se, kdežto oblouk kruhového tvaru je ve vrcholu tlačěn i ohýbán, vyskytují se tam tedy i tahová napětí.



Obr. 9.3 – Křížová klenba stoupající

V gotice je tvar klenby, nejen křížové, určen průběhem žebířů [92]. Žebíř je konstruován jako část kružnicového oblouku. Velmi často mají žebíř jedné klenby stejný poloměr zakřivení, jedná se tedy o různě dlouhé úseky kružnicového oblouku o stejném poloměru. Žebíř takové klenby byla konstruována pomocí tzv. principálu, tedy pomocí kružnice o jednom poloměru [7, 69, 92].

Plochy kápí jsou nejprve vyzdívány na plošné bednění, později volně z ruky mezi žebíř. Pokud byly kápě podbedněny, lze alespoň některé protilehlé body na žebíř spojit úsečkou, která leží v ploše kápě, a vrcholnice klenby je přímková. Pokud byla kápě vyzdívána z ruky, je střed kápě obvykle vyvýšen proti středu úsečky spojující protilehlé body na žebíř. Vrcholnice klenby má křivkový průběh. Lze souhlasit s Václavem Menclem, že u některých uspořádání křížové klenby kápě připomínají v zidealizovaném tvaru výseky anuloidů, které mají eliptický řez. [115]



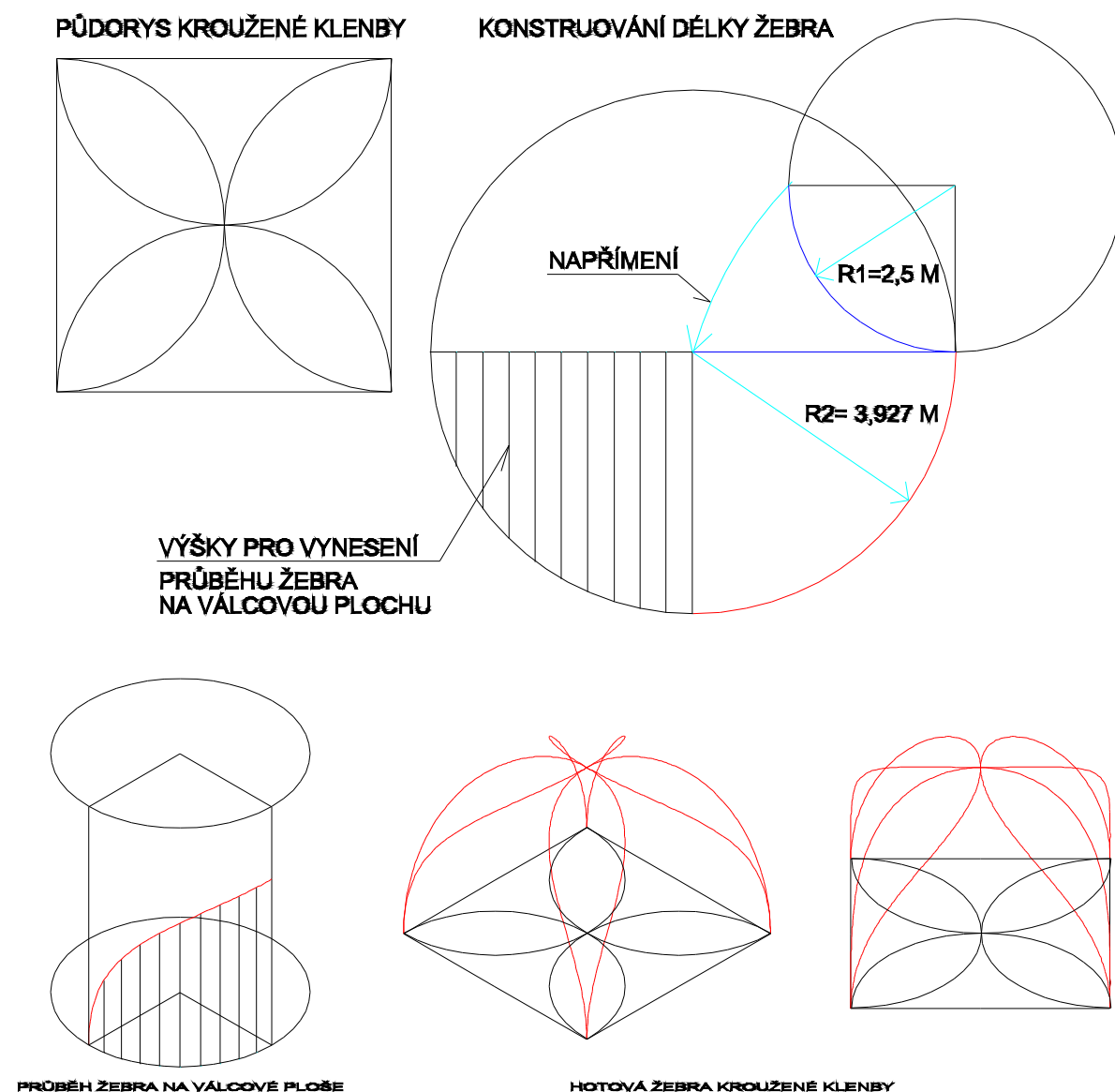
Obr. 9.4 – Křížová klenba s kápěmi z výseků anuloidů [115]

Klenba hvězdicová má oproti klenbě křížové plochu rozčleněnou dalšími žebíř, je zachován základní kříž diagonálních žebíř. Při jejich konstruování byla sledována jednak dekorativnost takové klenby, tak i praktičnost. Pokud je žebířová síť dostatečně hustá, je snadné ji vyzdít z ruky mezi žebíř a ušetří se za bednění kápí.

U **klenby síťové** žebíř nepřichází do protilehlé podpory plynule, ale lomeně. Stírá se rovněž předěl mezi jednotlivými poli a klenba pokračuje prostorem plynule, podobně jako klenba valená. U klenb síťových je nutno sledovat tvar kápí mezi žebíř. Pokud jsou mezi žebíř

kápě vyduté, pak žebra tvoří nosnou kostru podpírající kápě. Pokud je ovšem klenba mezi žebry přímá, pak jsou žebra hlavně dekorem a klenba se chová jako klenba valená. Tato dekorativní funkce žebíř je hojná u kleneb doznívající gotiky a v renesanci.

Klenba kroužená je téhož rodu jako klenby síťové a hvězdicové, jen žebra jsou půdorysně křivková. Prostorově složité křivky žebíř určil Jan Muk jako jednoduché prostorové útvary, které by ostatně nebylo možné v jiném případě konstruovat. Je pozoruhodné, že zde pokračuje tradice polokruhových oblouků, neboť jiné, komplikovanější nepřípadaly v úvahu. Aby bylo možno strukturu žebíř zvládnout, vycházelo se z půdorysu s kružnicemi, nad nimi byly vztyčeny válce, po jejichž povrchu žebra procházela. Tvar žebíř vznikl tak, že na tyto válce byly navíjeny rovinné půlkruhy. Takto vzniklou spirálu Jan Muk nazývá Rejtovou spirálou. Kápě jsou mezi žebra opět vyzdívány od ruky, proto je nelze přesněji geometricky popsat [92]

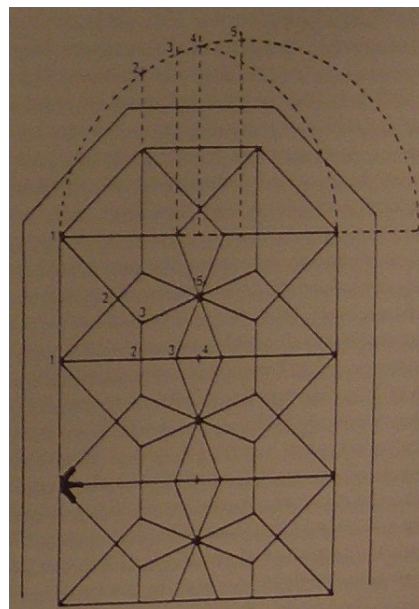


Obr. 9.5 – Konstruování jednoduché kroužené klenby

Způsob konstruování žebíř si ukážeme na jednoduché kroužené klenbě o čtvercovém půdorysu 5 x 5 metrů (Obr. 9.5). Půdorysné schéma žebíř je tvořeno kružnicemi o poloměru 2,5 metru se středy ve středech stran. Délka žebra mezi patkou a vrcholem klenby rovna

čtvrtině délky kružnicového oblouku o poloměru, který dostaneme napřímením jedné čtvrtiny obvodu půdorysné kružnice. Pokud délku vyjádříme číslem, pak $2 \times \pi \times (2 \times \pi \times 2,5 / 4) / 4$ je rovno 6,1685 m. Čtvrtinu kružnicového oblouku o poloměru 3,927 m (ze vzorce $2 \times \pi \times 2,5 / 4$) a délce 6,1685 metru navineme na válec, který má kruhovou podstavu o poloměru 2,5 metru.

Složité obrazce kleneb hvězdicových, síťových a kroužených kleneb vzbuzují otázku, jak byly konstruovány jednotlivé úseky těchto sítí, s jakými poloměry, aby se stýkaly ve stejných bodech. U tradičních křížových polí probíhalo žebro od patky do vrcholu po čtvrtkruhu. U kleneb síťových a kroužených je tomu rovněž tak, pouze rovina oblouku je rozlámána v jednotlivých svornících do jednotlivých úseků. Půdorys musel být složen z rovnoběžníků, aby dráha z jednoho vrcholu k vrcholu protějším byla stejně dlouhá ve směru pravotočivém i levotočivém. Jelikož poloměr tohoto do lomenice rozvinutého žebra je větší než diagonály, vrcholy kleneb jsou výše než u tradičních polí křížových. Tím vznikl onen vzhůru protažený profil klenby Vladislavského sálu. Žebra klenby hvězdicové, ale mohou i u klenby síťové, náležet kulové ploše, která protíná půdorysnou rovinu ve výběžích žeber a jejíž střed leží v půdorysné rovině [92, 55, 69].



Obr. 9.6 - Owingen, klenba chóru kostela sv. Petra a Pavla, konstrukce síťové klenby pomocí principálu (Převzato z [69])

Žebrové klenby se ve stavebnictví běžně užívaly více než 300 let ve velké části Evropy. Během této doby nabývaly různých podob. U každého druhu klenby jsou starší tvary vesměs více vzdušné, tedy bezpečnější, mladší tvary jsou plošší, odvážnější. [58] Zprvu byl tvar dán konstrukčním zápasem s hmotou, na konci ukázkou, co vše je možné (velikost rozpětí zaklenutého prostoru, visuté svorníky, tordovaná žebra, atd.) a na co si já, stavitel troufnu, když to investor zaplatí. Dovolil bych si to porovnat s železobetonovými konstrukcemi, které se užívají přibližně sto let. Už jsme s železobetonovými konstrukcemi získali konstrukční jistotu, naučili jsme se je i předpínat, postavili jsme různé zajímavé i mimořádné konstrukce. Ale hlavní konstrukční hravost a ukázky, co vše je ještě ze železobetonu možné, si myslím, máme ještě před sebou.

Výše uvedené typy kleneb jsou výsledkem výběru pouze pro potřeby této práce. V dalších částech bude u simulované klenby uveden způsob její geometrické konstrukce. Simulovány jsou vybrané zidealizované klenby, aby byly získány a porovnány velikosti jejich reakcí.

9.2 Modelování kleneb

Při vytváření modelu máme dvě cesty:

- 1) Vytvořit jednoduchý model, který dává přehled o slabých místech konstrukce. To umožní udělat citlivostní analýzu v závislosti na definovaných parametrech. V práci je pro citlivostní analýzu použit program FEAT 2000.
- 2) Vytvořit co možná nejpřesnější model, který vystihuje i nelineární chování. Problémem je velké množství vstupních data a náročnost tvorby modelu.

Klenba se skládá z žeber, z prvků s převažujícím jedním rozměrem, a z kápí, z ploch tvořených libovolnými řídícími křivkami (přímkou, úsekem kružnicového nebo elipsového oblouku atd.). U většiny gotických kápí ale jejich tvar nelze jednoduše geometricky popsat, protože byly klenuty od ruky. Užívaný program FEAT 2000 umožňuje nahradit prostorově složité plochy kápí pouze přímkovými plochami tvořenými stěnodeskovými prvky. Aby bylo možno propojit pruty nahrazující žebra a úsečky ohraničující přímkové plochy představující kápě, budou i žebra nahrazena přímými pruty.

Čím více se bude v modelu aproximovaný tvar klenby blížit původnímu tvaru, tím více se budou blížit získané výsledky ke skutečnému průběhu vnitřních sil v konstrukci. Protože tvar gotické klenby je dán žebry,

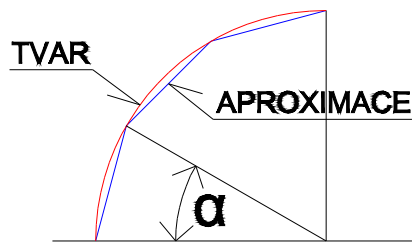
jejichž plynutí prostorem určují kružnice, budou jednotlivé úseky kružnic mezi svorníky rozděleny na stejně velké díly a nahrazeny úsečkami, které mají stejné délky a překonávají i stejná vzepětí kružnice. Tyto úsečky budou stranami vkládaných přímkových prvků. Při dělení je ovšem nutno zvolit vhodnou míru mezi pracností a přesností získaných výsledků. V modelech křížové klenby je zvoleno dělení úseku kružnicového oblouku (žebra) na 8 dílů, což odpovídá úhlu $\alpha = 6^\circ$ u čelního rovnostranného oblouku, 9° u diagonálního polokruhového oblouku (Obr. 9.8). Zvolená jemnost dělení je v souladu s doporučeným způsobem náhrady křivočaré konstrukce přímými úseky nebo přímkovými plochami při tvorbě numerického modelu, aby výsledky výpočtu numerického modelu odpovídaly analytickému řešení konstrukce, viz tabulka č. (9.1).

Tabulka 9.1: Doporučený počet přímých úseků/přímkových ploch nahrazujících křivočarou geometrii konstrukce při tvorbě numerického modelu (literatura [75])

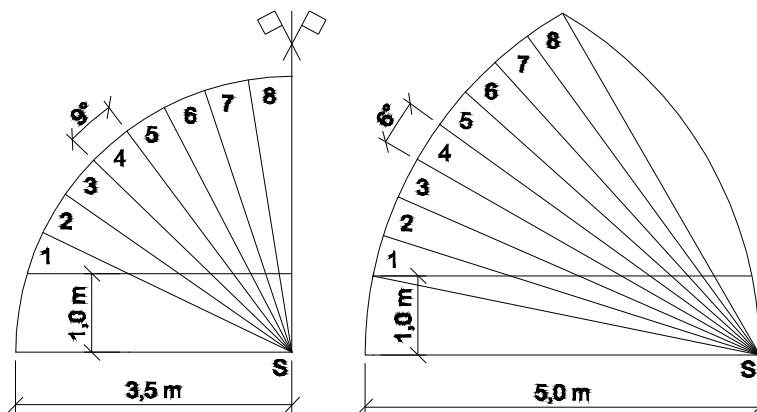
Zpracovávaný model	Aproximovaný vnitřní úhel	Počet rovinných (přímých) oblastí		Úhel α	
		Minimum	Optimum	Minimum	Optimum
Válcová skořepina	180°	20	40	$9,0^\circ$	$4,5^\circ$
Kuželová skořepina	360°	40	80	$9,0^\circ$	$4,5^\circ$
Kopule	360°	56	80	$6,4^\circ$	$4,5^\circ$
Nosník - oblouk	180°	24	60	$7,5^\circ$	$3,0^\circ$

Podmínka symetrie

V lodi kostela jsou jednotlivá pole kleneb řazena za sebou. V podélném směru na sebe jednotlivá klenební pole navazují a v závislosti na tvaru klenby se i vzájemně ovlivňují. V příčném směru jsou klenby uloženy na zdi či pilíře.



Obr. 9.7 - Vysvětlení úhlu α

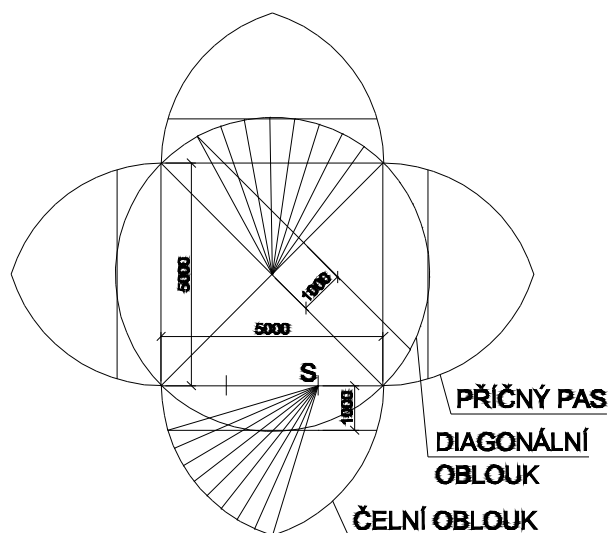


Obr. 9.8 - Ukázka zvoleného dělení oblouků

Aby nebylo nutno modelovat několik polí stejných kleneb na sebe navazujících, když předmětem našeho zájmu jsou reakce zatěžující jeden opěrný systém, tedy reakce od polovin sousedících polí, je nutno v modelu jednoho „pole“ klenby lodi zvolit takový systém podepření simulované části konstrukce v „podélném“ směru, tedy ve vrcholnici klenby, který vystihne vzájemné ovlivňování kleneb a nebude mít vliv na velikost hledaných reakcí. Do modelu zavedeme pomocí vhodně zvolených podpor takzvanou podmínku symetrie. To umožní simulování pouze jedné, periodicky se opakující jednotky kostela, a povede k zjednodušení modelu a zkrácení výpočetního času.

Simulování pěti polí křížové klenby je bráno jako referenční model.

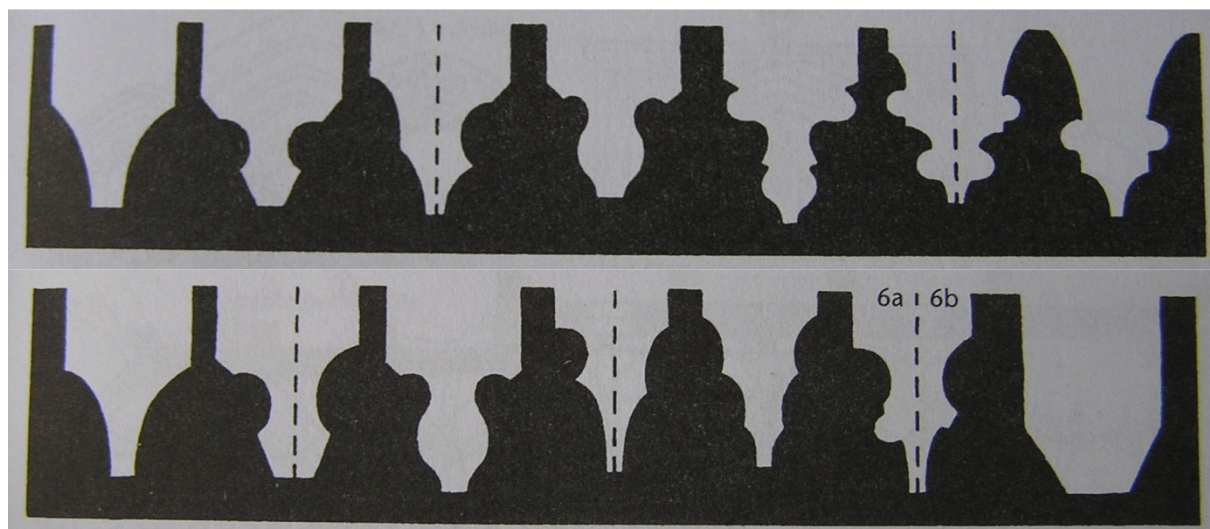
Jedno pole křížové klenby s přímými vrcholnicemi bylo zvoleno nad čtvercovým půdorysem o velikosti 5 x 5 metrů. Diagonální oblouk byl tvořen polovinou kružnice čtverci opsané a pro klenbu byl principálem. Čela byla vymezena lomeným obloukem tečným ke svislicím vztyčeným v rozích půdorysu a se středy kružnic v půdorysné rovině. V modelu ani ve skutečnosti nemohou paty klenby dosahovat nulových rozměrů, proto byl odkrojen dolní jeden metr výšky z geometrické konstrukce a vrchní ponechaná část je modelována. Diagonální i čelní oblouk náležící jedné kápi byl dělen



na osm shodných dílů kvůli nahrazení křivočaré konstrukce přímými úseky (Obr.

Obr. 9.9 - Geometrie modelované křížové klenby

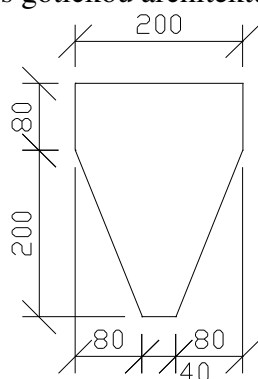
9.9). Mezi získané body na obloucích byly vkládány přímkové plochy ze stěnodeskových prvků. Do diagonály a příčných pasů bylo vloženo žebro. Vnější podélná stěna byla vložena pouze do paty klenby do úrovně třetího dílu, protože ve vrcholu čela v klenbách vznikají v důsledku tahových napětí trhliny a klenba se o vnější podélnou stěnu neopírá. Paty křížových kleneb mají dolní třetinu až polovinu výšky vyzděnu z důvodu stability. V modelu byla vyzdívka zohledněna vložení svislých stěnodeskových prvků mezi osu modelované části podélné stěny a tři spodní segmenty kápě/žebra diagonálního nebo příčného pasu.



Obr.9.10–Profilace žebrování, 14. a poč. 15. stol. – horní řada, 15. a poč. 16. stol. - dolní řada [93]

Kápě byla zvolena tloušťky 14 centimetrů z klasického formátu cihel. Vnější podélná čelní zeď byla uvažována tloušťky 1 metr z mušlakového kvádrového zdiva s vnitřní výplní. Žebro bylo zvoleno z mušláku o délce jednotlivých kusů 500 mm. Desky nahrazující vyzdívku byly uvažovány tloušťky 200 mm ze stejného materiálu jako žebra. Uvažované materiálové charakteristiky jsou uvedeny v tabulce 9.3.

Profil žebra byl odvozen z poměrů stran gotických profilů žeber ze 14., 15. a do počátku 16. století podle vyobrazení v knize Staletí kolem nás od Jaroslava Herouta [93]. Vyšší hodnota poměru boku ku celkové výšce žebra byla zvolena s ohledem na starší typy žeber. Šířku žebra jsem zvolil 200 mm na základě zkušeností s gotickou architekturou.



Obr. 9.11 –
Výsledný
užívaný profil
žebra

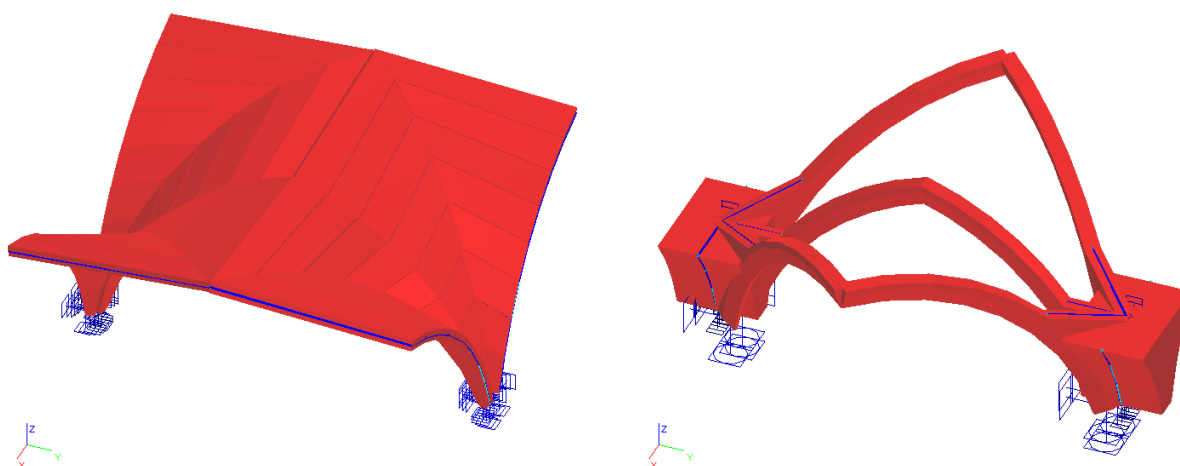
Tabulka 9.2: Odvození poměrů žebra

	Změřeno [mm]				Poměr		
	výška	šířka	výška boku	šířka stezky	výška ku šířce	výška boku ku výšce	šířka stezky ku šířce
14. a počátek 15. století	17	12,5	8	3	1,36	0,47	0,24
	16,5	13	7	2,5	1,27	0,42	0,19
	17,5	13	5	2	1,35	0,29	0,15
	17,5	14	5,5	1,5	1,25	0,31	0,11
	15,5	12	6	2,5	1,29	0,39	0,21
	18	12,5	5	1,5	1,44	0,28	0,12
	16	12	2,5	2	1,33	0,16	0,17
	16	14	0	1	1,14	0,00	0,07
	17	13	0	1	1,31	0,00	0,08
Průměr poměrů					1,30	0,26	0,15
15. a počátek 16. století	17	12	7	2,5	1,42	0,41	0,21
	17	15	6,5	4	1,13	0,38	0,27
	17	12	5	3	1,42	0,29	0,25
	18	12	7	2,5	1,50	0,39	0,21
	16	11	4	1,5	1,45	0,25	0,14
	16	10	3,5	1,5	1,60	0,22	0,15
	16	11	2,5	1,5	1,45	0,16	0,14
	18	12	5	2	1,50	0,28	0,17
	18	10	4	2	1,80	0,22	0,20
	18	13,5	12	6	1,33	0,67	0,44
Průměr poměrů					1,46	0,33	0,22
Zvolené poměry žebra					1,4	0,4	0,2

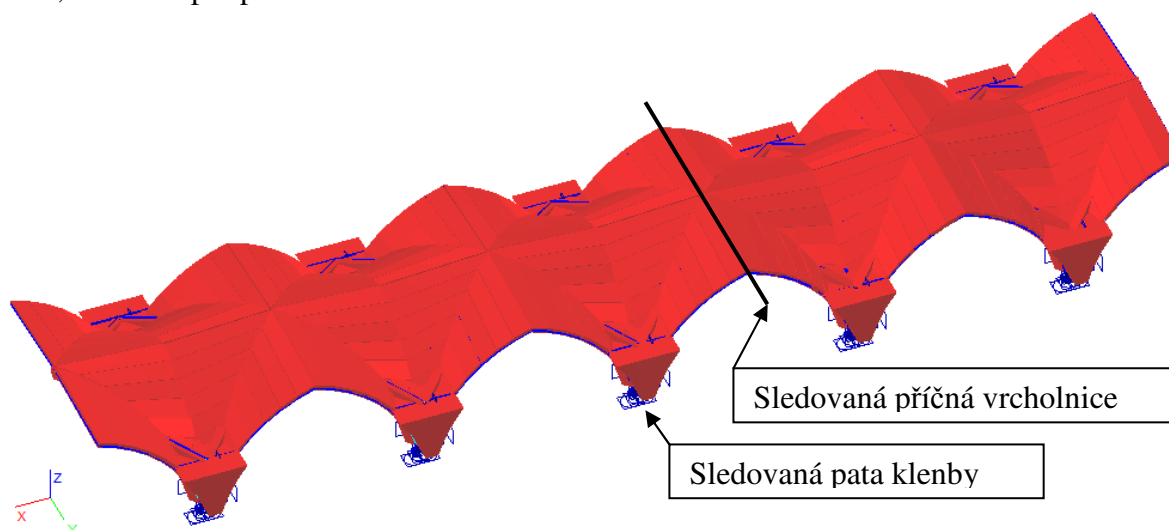
Tabulka 9.3: Materiálové charakteristiky pro model křížové klenby

	kápě	žebra	zeď
Pevnost malty v tlaku [MPa]	2,5	2,5	2,5
Pevnost kusového stativa v tlaku [MPa]	10	40	40
Modul pružnosti E [GPa]	3,2	11,466	7,726
Poissonův součinitel [-]	0,2	0,2	0,2
Objemová hmotnost [kg/m ³]	1800	2390	2300
Koeficient teplotní roztažnosti [1/°C]	5 x 10 ⁻⁶	8,5 x 10 ⁻⁶	7,5 x 10 ⁻⁶

Paty kápí a pata vnější stěny byly podepřeny liniovým kontaktem se zábráněním posunů ve všech směrech. Paty žeber byly podepřeny pevným kontaktem se zábráněním rotace žebra kolem své osy. Ve vodorovném a podélném směru byly navíc podepřeny podélné stěny v jejich svislé ose.



Obr. 9.12– Model žeber, podélné stěny a deskové náhrady vyzdívky paty klenby na obrázku vlevo, model kápí vpravo



Obr. 9.13– Model pěti polí křížové klenby a vyznačení míst sledování reakcí

Modelované pole křížové klenby bylo do souřadného systému osazeno tak, že Osa X – podélný směr; Osa Y – příčný směr; Osa Z – svislý směr. Nastavováním vlastností podpor (posuny U_x , U_y , U_z – pevné či volné; rotace R_x , R_y , R_z – pevné či volné) v příčné vrcholnici a sledováním vybraných veličin byla hledána podmínka symetrie. Vzhledem k umístění podmínky symetrie do příčné vrcholnice klenby byly z hledaného způsobu podepření ihned vyloučeny podpory ve směru Y a Z, tedy svislý a příčný posun. Klenba musí být ve vrcholu podporována ve směru podélné osy – tedy ve směru osy X. Rotaci kolem osy Z bylo zabráněno opřením jednoho pole klenby do druhého, proto byla volena jako pevná. Hledání podmínek symetrie soustředilo na rotace kolem os X a Y.

Model pěti polí byl v příčné vrcholnici podepřen neposuvně ve směru osy X, rotaci bylo bráněno ve všech směrech. Vrcholnice i žebra ve vrcholu v modelu jednoho pole byly podepřeny neposuvně ve směru osy X, bylo bráněno jejich rotaci kolem osy Z a postupně i kolem os X, Y včetně jejich kombinací.

Připravené modely byly zatěžovány pouze vlastní tíhou a byly provedeny výpočty. Pro jednotlivé způsoby podepření byly porovnávány velikosti reakcí, deformací, průběhy vnitřních sil v žebrech a velikosti a rozložení napětí v kápích.

V tabulce 9.4 reakcím středního pole z modelu o pěti polích nejvíce odpovídají reakce modelu jednoho pole, ve kterém byly kápě v příčné vrcholnici i žebra ve vrcholu pevně podepřeny ve směru X a bylo bráněno rotacím kolem os Y a Z. Větší rozdíl se objevuje pouze v reakcích kápí v příčné vrcholnici, což je dáno větším poklesem této části klenby, viz tabulka 9.5.

Tabulka 9.4: Porovnání velikosti reakcí podle způsobu podepření klenby v příčné vrcholnici

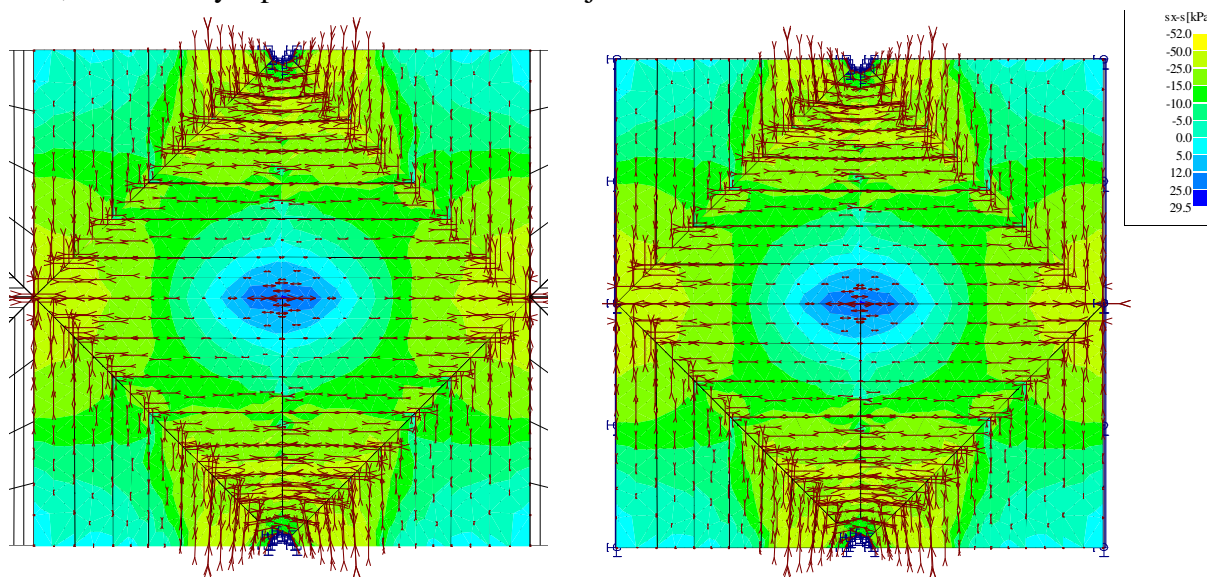
Polí	Pevné rotace	Pata – reakce svislá [kN]				Pata – reakce vodorovná [kN]				Příčná vrcholnice – reakce vodorovná [kN]		
		žebra	kápě	zed'	suma	žebra	kápě	zed'	suma	kápě	žebra	suma
5		19,2	26,4	33,5	79,1	5,7	-0,5	20,8	26	20,2	4,4	24,6
1	Z	19,1	26,4	33,6	79,1	5,7	-0,5	20,6	25,8	20,4	4,3	24,7
	XZ	19,3	26,4	33,4	79,1	5,7	-0,5	20,2	25,4	19,8	4,9	24,7
	YZ	19,1	26,4	33,6	79,1	5,7	-0,5	20,7	25,9	21	4,4	25,4
	XYZ	19,4	26,4	33,4	79,2	5,7	-0,5	20,3	25,5	21,2	4,4	25,6

pozn.: Sloupec zed' zahrnuje vnější podélnou zed' a vyzdívku paty klenby.

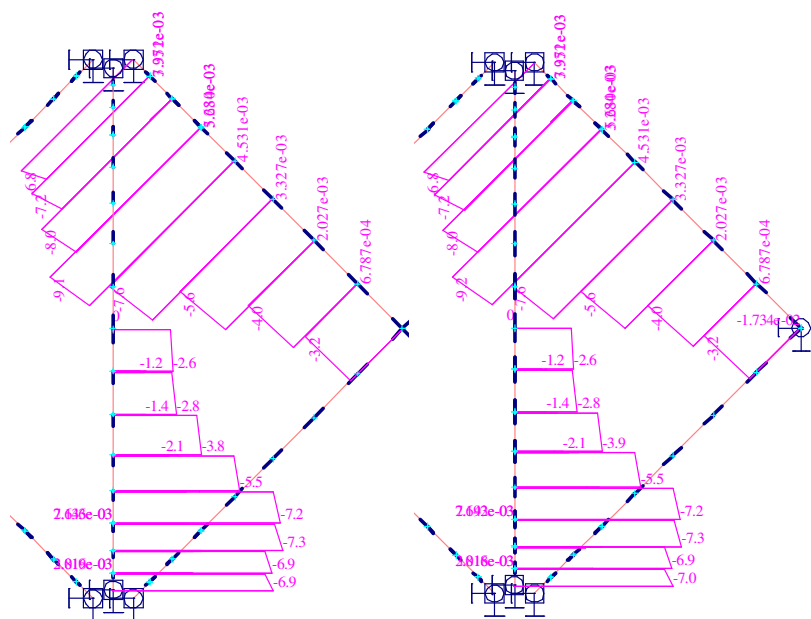
Tabulka 9.5: Porovnání svislých deformací ve vybraných bodech

Polí	Pevné rotace	Vrchol pasu		Vrchol diagonál		Vrchol čela	
		[mm]	Poměr [%]	[mm]	Poměr [%]	[mm]	Poměr [%]
5		-0,04663	100,0	-0,108	100,0	-0,06536	100,0
1	Z	-0,04745	101,8	-0,1125	104,2	-0,05083	77,8
	XZ	-0,04644	99,6	-0,1023	94,7	-0,06057	92,7
	YZ	-0,04659	99,9	-0,1136	105,2	-0,06536	100,0
	XYZ	-0,04591	98,5	-0,1073	99,4	-0,07288	111,5

Rozložení napětí po ploše kápí u modelu jednoho pole, ve kterém byly kápě v příčné vrcholnici i žebra ve vrcholu pevně podepřeny ve směru X a bylo bráněno rotacím kolem os Y a Z, odpovídá rozložení napětí po ploše kápí středního pole z modelu o pěti polích, viz obr. 9.14, v kterém byla pro názornost zvolena stejná měřítká.



Obr. 9.14 – Napětí S_x ve střednici kápí; vlevo výřez středního pole z modelu o pěti polích; vpravo model jednoho pole s kápěmi v příčné vrcholnici i žebry ve vrcholu pevně podepřeny ve směru X a se zabráněním rotacím kolem os Y a Z



Obr. 9.15 – Průběh normálové síly v žebrech, vlevo výřez středního pole z modelu o pěti polích, vpravo model jednoho pole s kápěmi v příčné vrcholnici i žebry ve vrcholu pevně podepřenými ve směru X se zabráněním rotacím kolem os Y a Z

Normálová síla v obou modelech nabývá maximálních a minimálních hodnot ve stejných úsecích, hodnoty se vzájemně odlišují do 0,1 kN. Odlišnosti nejsou významné.

Z porovnávaných výsledků výpočtů čtyř uvažovaných způsobů podepření modelu jednoho pole křížové klenby nejvíce odpovídaly hodnotám získaným na středním poli modelu o pěti polích, když u modelu jednoho pole byly kápě v příčné vrcholnici i diagonální žebra ve vrcholu pevně podepřeny ve směru X a bylo bráněno rotacím kolem os Y a Z.

Při modelování jednoho pole klenby bude návaznost na ostatní pole simulována nalezenou podmínkou symetrie, tedy příčná vrcholnice kápí a žebra vrcholnici protínající budou podpírána pevnou neposuvnou podporou ve směru osy X (podélný směr) a bude bráněno rotacím kolem os Y (příčný směr) a Z (svislý směr).

Geometrická nelinearita

Pro zjištění, zda geometricky nelineární výpočet v porovnání s lineárním výpočtem stejného modelu klenby poskytuje odlišné výsledky, byly provedeny oba výpočty a získané výsledky porovnány. Byl užit model jednoho pole křížové klenby stejný jako v části o podmínce symetrie. Způsob podepření ve vrcholnici odpovídal nalezené podmínce symetrie, tedy příčná vrcholnice kápí a žebra vrcholnici protínající byla podpírána pevnou neposuvnou podporou ve směru osy X (podélný směr) a bylo bráněno rotacím kolem os Y (příčný směr) a Z (svislý směr). V geometricky nelineárním výpočtu byl zvolen počet kroků přetížení modelu 10 a metoda Newton-Raphson. Ostatní parametry generátoru byly stejné pro lineární i nelineární výpočet.

Tabulka 9.6: Porovnání velikosti reakcí

Model	Pata – reakce svislá [kN]				Pata – reakce vodorovná [kN]				Příčná vrcholnice – reakce vodorovná [kN]		
	žebra	kápě	zed'	suma	žebra	kápě	zed'	suma	kápě	žebra	suma
Lineární	19,1	26,4	33,6	79,1	5,7	-0,5	20,7	25,9	21	4,4	25,4
Nelineární	19,1	26,3	33,7	79,1	5,8	-0,5	20,8	26,1	22	3,2	25,2

pozn.: Sloupec zed' zahrnuje vnější podélnou zed' a vyzdívku paty klenby.

Tabulka 9.7: Porovnání svislých deformací ve vybraných bodech

Model	Vrchol pasu		Vrchol diagonál		Vrchol čela	
	[mm]	Poměr [%]	[mm]	Poměr [%]	[mm]	Poměr [%]
Lineární	-0,04659	100,0	-0,1136	100,0	-0,06536	100,0
Nelineární	-0,04789	102,8	-0,1142	100,5	-0,06379	97,6

Geometricky nelineární výpočet poskytuje u většiny sledovaných parametrů mírně větší výsledky než lineární výpočet. Odlišnost výsledků není významná a neodpovídá době průběhu nelineárního výpočtu, proto byl v dalším modelování užíván geometricky lineární výpočet.

Vliv změny modulu pružnosti žebra na chování modelu křížové klenby

Byl užíván model jednoho pole křížové klenby, stejný jako v části o podmínce symetrie. Způsob podepření diagonálních žebířů a kápí ve vrcholnici odpovídal nalezené podmínce symetrie.

Kápě klenby byly uvažovány tloušťky 26 cm z cihel formátu 260 x 110 x 80 na maltu o pevnosti 2,5 MPa. Žebra klenby byla předpokládána z různých hornin, tedy o různé pevnosti v tlaku, a různě dlouhých kamenů, z toho vyplývá velký rozsah modulu pružnosti zadávaný do modelů. Objemová hmotnost a další materiálové vlastnosti žebra byly ponechány ve všech modelech stejné, aby bylo možno porovnat výsledky. Vnější podélná zeď byla uvažována tloušťky 1 metr z mušlákového kvádového zdiva s vnitřní výplní. Desky nahrazující vyzdívku byly zadány o tloušťce 200 mm ze stejného materiálu jako žebra. V modelu uvažované materiálové charakteristiky jsou uvedeny v tabulce 9.8.

Tabulka 9.8: Materiálové charakteristiky použité v modelu klenby

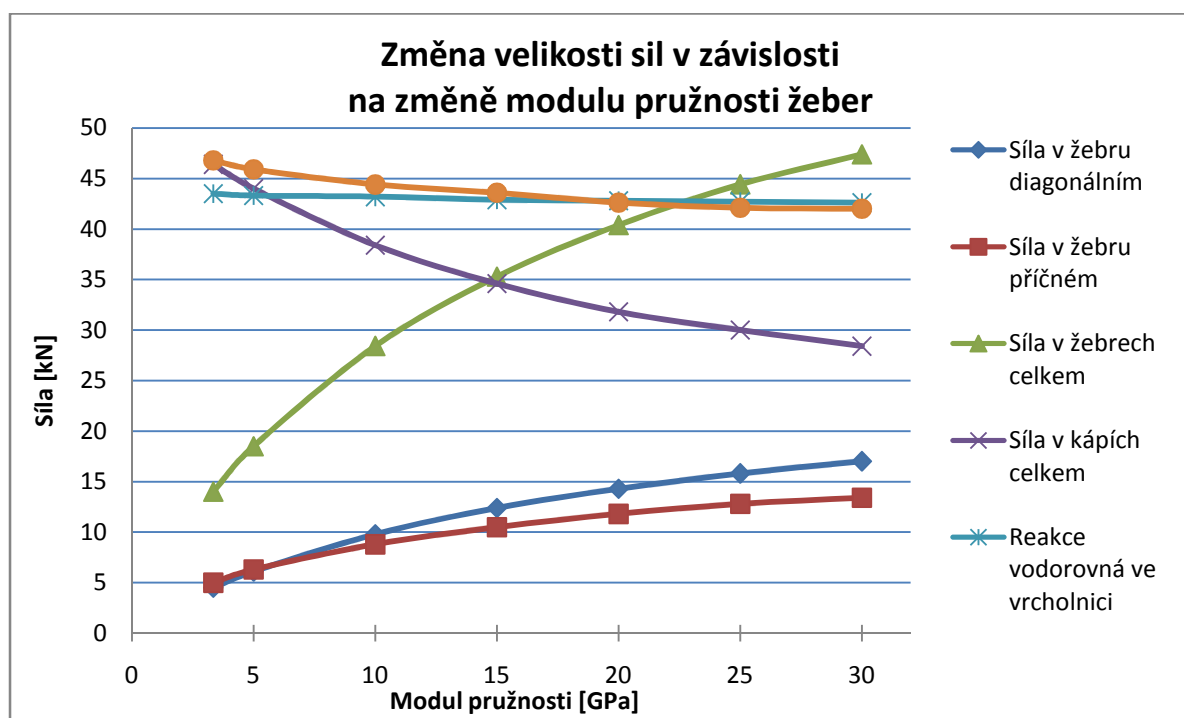
	kápě	žebra	zeď
Pevnost malty v tlaku [MPa]	2,5	1 - 5	2,5
Pevnost kusového stativu v tlaku [MPa]	10	10 - 110	40
Modul pružnosti E [GPa]	3,34	3,34 - 30	7,726
Poissonův součinitel [-]	0,2	0,2	0,2
Objemová hmotnost [kg/m ³]	1800	2390	2300
Koeficient teplotní roztažnosti [1/°C]	5×10^{-6}	$8,5 \times 10^{-6}$	$7,5 \times 10^{-6}$

Připravené modely byly zatěžovány pouze vlastní tíhou a byly provedeny výpočty. U jednotlivých modelů s odlišným modulem pružnosti žebířů byly porovnávány velikosti reakcí, deformací, průběhy vnitřních sil v žebířích i velikosti a rozložení napětí v kápích.

Tabulka 9.9: Změna velikosti reakcí a sil v křížové klenbě v závislosti na změně modulu pružnosti žeber

Modul pružnosti	žebra	[GPa]	3,34	5	10	15	20	25	30
	kápě	[GPa]	3,34	3,34	3,34	3,34	3,34	3,34	3,34
Poměr modulů pružnosti žebra a kápě		[%]	100	150	299	449	599	749	898
Normálová síla v žebrech či žebrech	diagonálním	[kN]	-4,5	-6,1	-9,8	-12,4	-14,3	-15,8	-17
	příčném	[kN]	-5	-6,3	-8,8	-10,5	-11,8	-12,8	-13,4
	celkem	[kN]	-14	-18,5	-28,4	-35,3	-40,4	-44,4	-47,4
Nárůst síly v žebrech celkem		[%]	100	132	203	252	289	317	339
Síla v kápích - celkem		[kN]	-46,4	-44	-38,4	-34,6	-31,8	-30	-28,4
Pokles síly v kápích celkem		[%]	100	95	83	75	69	65	61
Reakce vodorovné vrchol		[kN]	43,5	43,3	43,2	42,9	42,8	42,7	42,6
Pokles vodorovných reakcí ve vrcholu		[%]	100	100	99	99	98	98	98
Reakce vodorovné v patě klenby	žebro	[kN]	3,8	4,9	7,1	8,4	9,3	9,9	10,4
	kápě	[kN]	4,8	3,6	1,6	0,4	-0,7	-1,4	-1,8
	zeď + vyzdívka	[kN]	38,2	37,4	35,7	34,8	34	33,6	33,4
	celkem	[kN]	46,8	45,9	44,4	43,6	42,6	42,1	42
	pokles	[%]	100	97	95	93	91	90	90
Reakce svislé v patě klenby	žebra	[kN]	13,1	16,8	23,9	28,3	31,4	33,8	35,6
	kápě	[kN]	44,4	43,4	41,8	41	40,4	40	39,8
	zeď + vyzdívka	[kN]	54,3	51,6	46,1	42,5	39,9	37,9	36,4
	celkem	[kN]	111,8	111,8	111,8	111,8	111,7	111,7	111,8

Pozn.: Síla v kápích byla odečítána v kontaktu mezi 5 a 6 prvkem od vrcholu, protože v tomto místě normálová síla v žebrech nabývá maxim. Uváděné síly jsou tlakové.

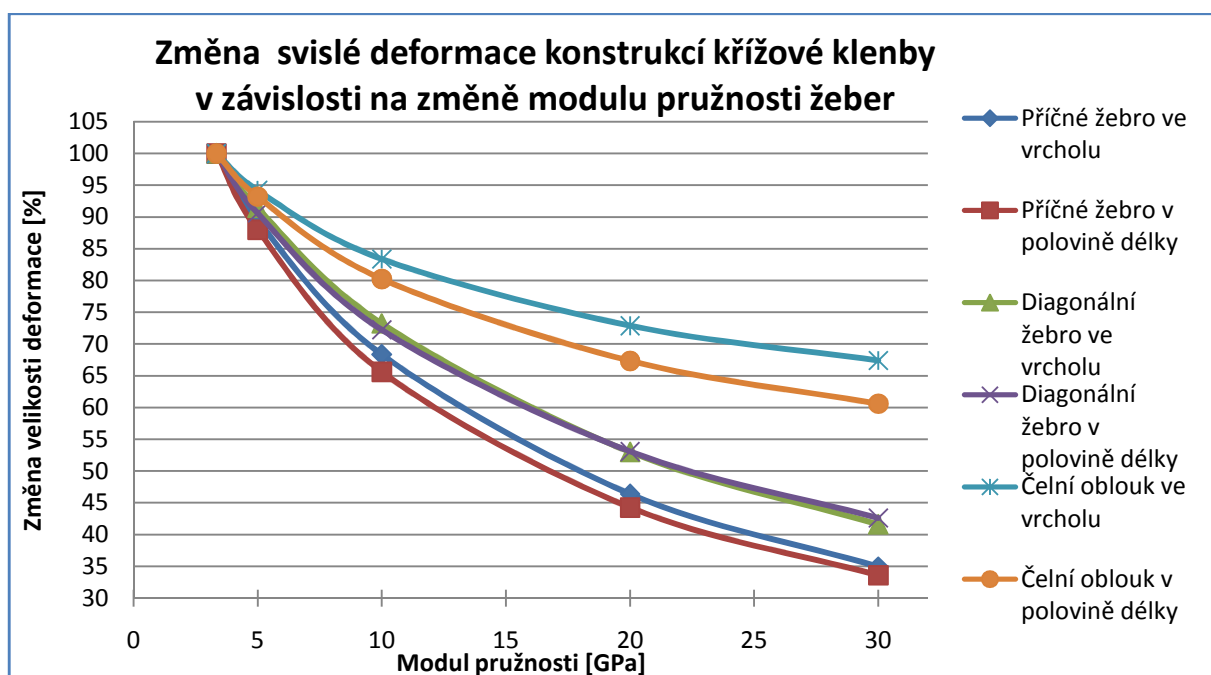


Graf 9.1- Změna velikosti sil v křížové klenbě v závislosti na změně modulu pružnosti žeber

Tabulka 9.10: Změna velikosti deformací křížové klenby v závislosti na změně modulu pružnosti žeber

Modul pružnosti		žebra	[GPa]	3,34	5	10	20	30
		kápě	[GPa]	3,34	3,34	3,34	3,34	3,34
Poměr modulů pružnosti			[%]	100	150	299	599	898
Deformace příčného žebra	ve vrcholu	svislá	[mm]	-0,1003	-0,0898	-0,06856	-0,04652	-0,03506
			[%]	100	90	68	46	35
	mezi 4. a 5. dílem	svislá	[mm]	-0,06702	-0,05898	-0,04398	-0,02966	-0,02251
			[%]	100	88	66	44	34
		celková	[mm]	0,06702	0,05898	0,044	0,02972	0,0226
			[%]	100	88	66	44	34
Deformace diagonálního žebra	ve vrcholu	svislá	[mm]	-0,1821	-0,1665	-0,1334	-0,09649	-0,07575
			[%]	100	91	73	53	42
	mezi 4. a 5. dílem	svislá	[mm]	-0,08431	-0,07643	-0,06091	-0,04475	-0,03593
			[%]	100	91	72	53	43
		celková	[mm]	0,08451	0,07656	0,06094	0,04478	0,036
			[%]	100	91	72	53	43
Deformace čelního oblouku	ve vrcholu	svislá	[mm]	-0,08761	-0,08254	-0,07307	-0,06385	-0,05908
			[%]	100	94	83	73	67
	kápě	celková	[mm]	0,08875	0,08267	0,07139	0,06394	0,05916
			[%]	100	93	80	72	67
	mezi 4. a 5. dílem	svislá	[mm]	-0,04314	-0,04021	-0,03462	-0,02905	-0,02615
			[%]	100	93	80	67	61
		celková	[mm]	0,0447	0,04142	0,0352	0,02918	0,02617
			[%]	100	93	79	65	59

Pozn.: Mezi 4. a 5. dílem je polovina délky žebra nebo čelního oblouku.



Graf 9.2 - Změna svislé deformace konstrukcí křížové klenby v závislosti na změně modulu pružnosti žeber

Velikost svislé reakce se v jednotlivých modelech nemění. Rozdíl do 0,1 kN ve výsledcích lze přičíst na vrub zaokrouhlování v rámci výstupu výpočtu.

Velikost vodorovné reakce mírně klesá, ale výrazně se mění její rozložení po výšce podpor. Reakce ve vrchní části klesá, ve střední a spodní roste. To je dáno nárůstem tuhosti žeber a změnou velikosti deformace konstrukce. Vodorovná reakce od žeber roste; od pat kápí klesá, až změna směr působení. Součet vodorovné reakce od žeber s vodorovnou reakcí od pat kápí je u všech provedených modelů $8,7 \pm 0,2$ kN. Celkový pokles vodorovné reakce v patě klenby je tedy způsoben poklesem reakce od podélné stěny a vyzdívky paty klenby v důsledku růstu zadávané velikosti modulu pružnosti žeber a tím rostoucí jejich tuhosti.

Klesá celková vodorovná reakce ve vrcholu, z ní roste reakce v žebrech a klesá reakce od kápí. Nárůst reakce v žebrech ale nedosahuje velikosti poklesu reakce od kápí.

Výrazně narůstá tlaková síla přenášená žebry a klesá tlaková síla v kápích s rostoucí velikostí modulu pružnosti žeber.

S narůstajícím modulem pružnosti žeber klesá velikost deformace konstrukce, a to i u částí nepřímo podporovaných žebry.

Větší rozdíly v přetvárných vlastnostech kápě a žeber vedou k nárůstu smykových sil na styčné ploše mezi žebrem a kápí. Aby mohlo docházet ke spolupůsobení žeber a kápí, nesmí dojít k porušení styčné spáry smykem. Spára vyplněná maltou o pevnosti 1 MPa (2,5 MPa) se poruší smykem při napětí 0,05 MPa (0,11 MPa) [57]. Pokud bychom měli ve styčné ploše mezi žebrem a kápí maltu o pevnosti v tlaku 1 MPa (2,5 MPa) a žebro má šířku 200 mm, potom maximální smykové napětí, které může styčná spára o délce 1 metr přenést, je 10 kN (22 kN). Maximální smyková síla ve spáře mezi diagonálním žebrem a kápí od zatížení vlastní tíhou nabývá velikosti 9,8 kN při největším rozdílu modulů pružnosti žebra a kápě. K porušení smykem v maltové spáře mezi kápí a žebrem ani při zvoleném největším rozdílu modulů pružnosti kápě a žebra při uvažovaném zatížení vlastní tíhou nedojde, protože 9,8 kN je menší než 10 kN (22 kN). V případě užití malty o pevnosti v tlaku 1 MPa je ale rezerva minimální. Pokud by klenba byla zatěžována nesymetricky, nebo sama klenba byla nesymetrická, vznikaly by mezi kápí a žebry mnohem větší smykové síly a nastalo by porušení maltové spáry smykem.

Vliv ortotropního materiálu kápí na chování modelu křížové klenby

Cihelné zdivo kápí je ortotropním materiálem. Pro zjištění vlivu ortotropního materiálu kápí na chování modelu křížové klenby byly vytvořeny dva modely, z nichž oba mají stejné geometrické uspořádání i způsob podepření. Odlišují se pouze tím, že materiál kápě byl v prvním modelu uvažován jako isotropní, v druhém jako ortotropní.

Model jednoho pole křížové klenby měl stejné geometrické uspořádání i způsob podepření jako model při zjišťování vlivu změny modulu pružnosti žebra na chování modelu křížové klenby.

Kápě klenby byly předpokládány tloušťky 26 cm z cihel formátu 260 x 110 x 80. V modelu s ortotropními vlastnostmi kápí byly uvažovány odlišné moduly pružnosti zdiva ve směru kolmo na ložné spáry a rovnoběžně s ložnými spárami. V modelu s isotropním materiálem kápí byl užit modul pružnosti určený pro tlak působící kolmo na ložné spáry. Žebra klenby byla zvolena z mušláku na maltu o pevnosti v tlaku 2,5 MPa, délka kamenů 500 mm. Vnější podélnou zeď byla uvažována tloušťky 1 metr z mušlákového kvádrového zdiva s vnitřní výplní. Desky nahrazující vyzdívku paty klenby byly uvažovány tloušťky 200 mm ze stejného materiálu jako žebra. Uvažované materiálové charakteristiky jsou uvedeny v tabulce 9.11.

Tabulka 9.11: Materiálové charakteristiky použité v modelech klenby

	Kápě ⊥ ortotrop.	Kápě // ortotrop.	Kápě isotrop.	Žebro	Zed'
Pevnost malty v tlaku [MPa]	1	1	1	2,5	2,5
Pevnost kusového stativa v tlaku [MPa]	15	15	15	40	40
Modul pružnosti E [GPa]	3,38	3,66	3,38	11,466	7,726
Poissonův součinitel [-]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Objemová hmotnost [kg/m ³]	1800	1800	1800	2390	2300
Koeficient teplotní roztažnosti [1/°C]	5x10 ⁻⁶	5x10 ⁻⁶	5x10 ⁻⁶	8,5x10 ⁻⁶	7,5x10 ⁻⁶

Pozn.: ⊥ znamená tlak kolmo na ložné spáry; // znamená tlak rovnoběžně s ložnými spárami

Připravené modely byly zatěžovány pouze vlastní tíhou a byly provedeny výpočty. U obou modelů byly porovnávány velikosti reakcí, deformací, průběhy vnitřních sil v žebrech i velikosti a rozložení napětí v kápích.

Tabulka 9.12: Vnitřní síly a deformace křížové klenby s iso- a orto-tropním materiálem kápí

Materiál kápí				Isotropní	Ortotropní	Iso. – Orto.	změna v %
Reakce pata	vodorovná	žebra	[kN]	7,5	7,5	0	0,00
		kápě	[kN]	1,3	1,3	0	0,00
		zed' + vyzdívka	[kN]	35,3	35,3	0	0,00
		součet	[kN]	44,1	44,1	0	0,00
	svislá	žebra	[kN]	25,3	25,2	0,1	0,40
		kápě	[kN]	41,6	41,6	0	0,00
		zed' + vyzdívka	[kN]	44,9	45	-0,1	-0,22
		součet	[kN]	111,8	111,8	0	0,00
Reakce příčná	vrcholnice	kápě	[kN]	19,5	19,5	0	0,00
		žebra	[kN]	4	4,1	-0,1	-2,50
		součet	[kN]	43	43,1	-0,1	-0,23
Normálová síla	žebro	diagonální	[kN]	-10,6	-10,4	0,2	1,89
		příčné	[kN]	-9,4	-9,3	0,1	1,06
		celkem	[kN]	-30,6	-30,1	0,5	1,63
	kápě	celkem	[kN]	-37,2	-37,4	-0,2	-0,54
Deformace svislá	diagonální žebro	vrchol	[mm]	-0,1255	-0,123	-0,0025	1,99
		v polovině	[mm]	-0,05734	-0,05648	-0,00086	1,50
	příčné žebro	vrchol	[mm]	-0,06381	-0,06387	0,00006	-0,09
		v polovině	[mm]	-0,04082	-0,04073	-0,00009	0,22
	čelní oblouk	vrchol	[mm]	-0,07056	-0,07057	0,00001	-0,01
		v polovině	[mm]	-0,03329	-0,03317	-0,00012	0,36

Pozn.: Uváděné normálové síly jsou tlakové. Uvažována je změna oproti modelu s isotropním materiálem kápí.

Změny sledovaných parametrů jsou v řádu jednotek procent. Změna velikosti sledovaných veličin je malá, bylo by možno ji zdůvodnit zaokrouhlováním při vykreslování výsledků.

Na zjištěné změny velikosti sledovaných veličin lze ale nahlížet i tak, že změna výsledků by měla odpovídat velikosti změn zadávaných veličin. V modelu měníme pouze jeden ze dvou modulů pružnosti kápě, tedy 50 % veličiny, a modul pružnosti žeber zůstává stejný, v celém modelu měníme tedy 25% veličiny. Když rozdíl hodnot modulu pružnosti ve směrech na sebe

kolmých u ortotropního materiálu je 7,65%, výsledné ovlivnění by dosahovalo $7,65 \times 0,25 = 1,9125 \%$. Těto hodnotě přibližně odpovídají změny velikosti normálové síly v žebrech a deformace diagonálních žeber.

Vzhledem k malé změně výsledků nebude při modelování zohledňována ortotropie materiálu kápí.

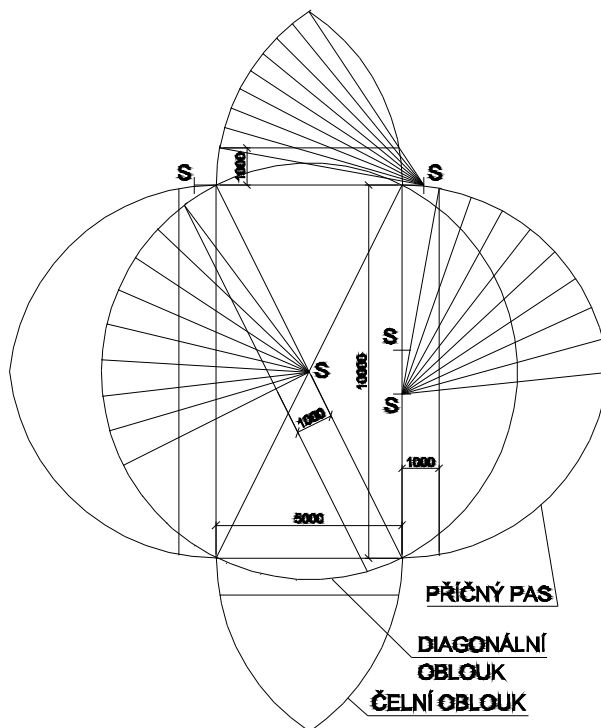
9.3 Závislost velikosti reakcí křížové klenby na poměru stran obdélníkového pole

Přibližně polovina hlavních lodí katedrál je zaklenuta čtyřdílnou křížovou klenbou. Obvykle má pole klenby hlavní lodi obdélníkový půdorys s poměrem stran 1:2, kdy delší strana obdélníka je šířkou hlavní lodi. Tento poměr je dán vytyčováním kostela pomocí kružnicové sítě, ale i z hlediska konstrukčního musel být výhodný, jinak by škála užívaných poměrů stran obdélníka byla mnohem rozličnější.

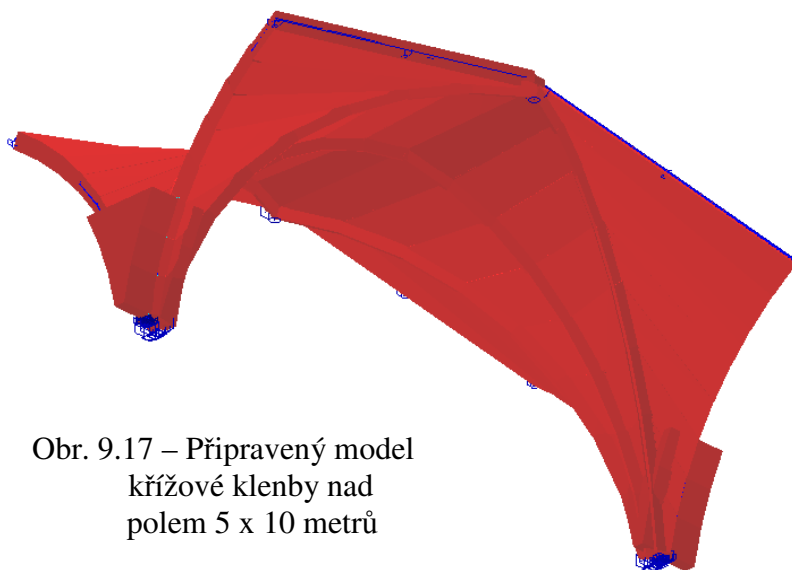
Tato drobná studie ukazuje proměnu reakcí a deformací křížové klenby v závislosti na změně poměru stran jejího pole s obdélníkovým půdorysem, když jedna strana má stálou velikost 5 metrů.

Pro studii bylo zvoleno půdorysné pole s jednou stranou o pevné délce 5 metrů, druhá strana má proměnnou délku od 3 do 13 metrů, kdy pro možnost sledování proměn velikosti reakcí byl interval dělen po dvou metrech. Ze zvolené posloupnosti vybočuje obdélník o stranách 5 x 10 metrů, tedy o poměru stran 1:2. Délky stran obdélníka byly zvoleny tak, aby jejich poměr postihl škálu skutečných křížových kleneb. Rozpětí klenby 13 metrů nad obdélníkem s poměrem stran 1:2,6 je hraniční. Strana s proměnnou délkou představuje rozpětí prostoru, tedy šířku hlavní lodi. Strana s pevnou délkou 5 metrů je stranou podélnou s čelním obloukem.

Jednotlivé modely křížové klenby nad obdélníkovým polem s proměnlivým poměrem stran byly



Obr. 9.16 - Geometrická konstrukce křížové klenby nad polem 5 x 10 metrů



Obr. 9.17 – Připravený model křížové klenby nad polem 5 x 10 metrů

konstruovány tak, že obdélníku byla opsána kružnice, která byla užívána jako principál. Diagonální oblouk je tvořen polovinou kružnice čtverci opsané, čelní a příčné oblouky jsou lomené. V modelu ani ve skutečnosti nemohou paty klenby dobíhat do nulových rozměrů, proto byl odkrojen dolní jeden metr výšky z geometrické konstrukce a vrchní ponechaná část byla modelována. Diagonální, čelní i příčný oblouk náležící jedné kápi byl dělen na osm shodných dílů kvůli nahrazení křivočaré plochy kápi přímkovými plochami stěnodeskových prvků. Do diagonály a příčných pasů bylo vloženo žebro stejného profilu jako u modelů při hledání podmínky symetrie. Vnější podélná stěna byla vložena pouze do paty klenby do úrovně třetího dílu, protože v klenbách vznikají ve vrcholu čela v důsledku tahových napětí trhliny a klenba se o vnější podélnou stěnu neopírá. Paty křížových kleneb mají dolní třetinu až polovinu výšky vyzděnu z důvodu stability. V modelech byla vyzdívka zohledněna vložením svislých stěnodeskových prvků mezi osu modelované části podélné stěny a tři spodní segmenty kápě/žebra diagonálního nebo příčného pasu.

Kápě klenby byly uvažovány tloušťky 26 cm z cihel formátu 260 x 110 x 80 na maltu o pevnosti 2,5 MPa. Žebro bylo zvoleno z mušláku o délce jednotlivých kusů 500 mm. Vnější podélná zeď byla uvažována tloušťky 1 metr z mušlákového kvádrového zdiva s vnitřní výplní. Desky nahrazující vyzdívku byly zadány o tloušťce 200 mm ze stejného materiálu jako žebra. Uvažované materiálové charakteristiky jsou uvedeny v tabulce 9.13.

Tabulka 9.13: Materiálové charakteristiky pro model křížové klenby

	kápě	žebra	zeď
Pevnost malty v tlaku [MPa]	2,5	2,5	2,5
Pevnost kusového stativa v tlaku [MPa]	10	40	40
Modul pružnosti E [GPa]	3,34	11,466	7,726
Poissonův součinitel [-]	0,2	0,2	0,2
Objemová hmotnost [kg/m ³]	1800	2390	2300
Koeficient teplotní roztažnosti [1/°C]	5×10^{-6}	$8,5 \times 10^{-6}$	$7,5 \times 10^{-6}$

Modelované pole křížové klenby bylo do souřadného systému osazeno tak, že Osa X – Příčný směr; Osa Y – podélný směr; Osa Z – svislý směr.

Paty kápi a pata vnější stěny byly podepřeny liniovým kontaktem se zabráněním posunů ve všech směrech. Paty žebra byly podepřeny pevným kontaktem se zabráněním rotace žebra kolem své osy. Ve vodorovném a podélném směru byly navíc podepřeny podélné stěny v jejich svislé ose.

Návaznost modelovaného pole na ostatní pole byla simulována nalezenou podmínkou symetrie, tedy příčná vrcholnice kápi a žebra vrcholnici protínající byla podepřena pevnou neposuvnou podporou ve směru osy Y (podélný směr) a bylo bráněno rotacím kolem os X (příčný směr) a Z (svislý směr).

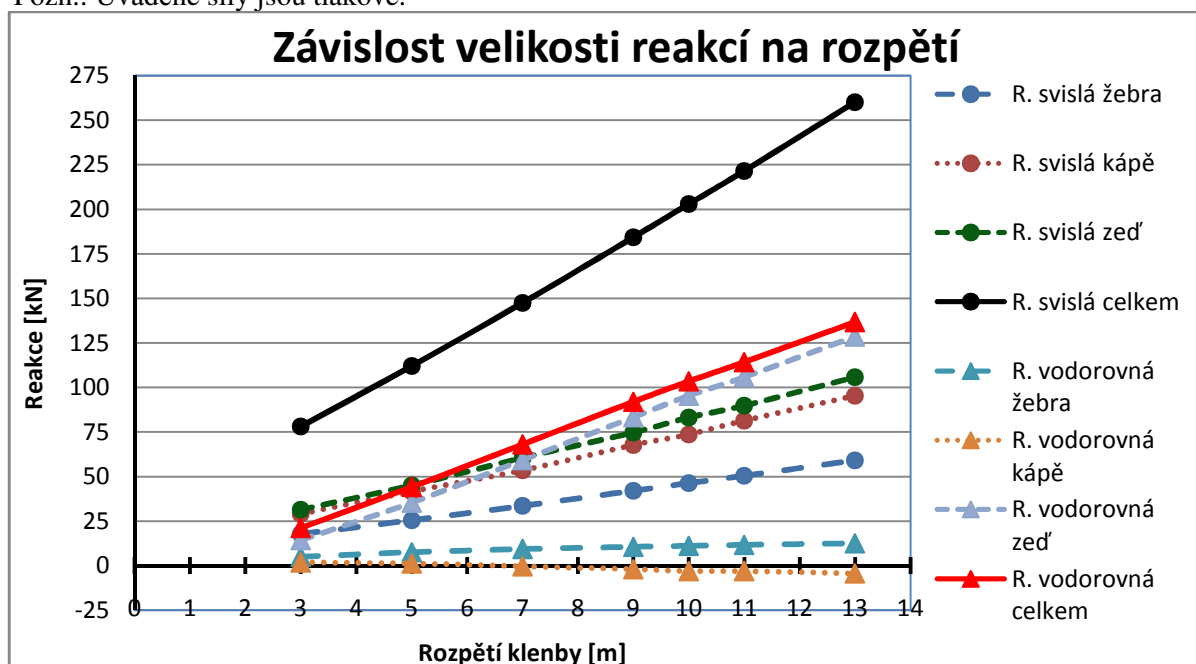
Konstrukce byly zatíženy vlastní tíhou a vypočteny.

Pro porovnání jednotlivých modelů křížové klenby nad obdélným půdorysem s proměnným poměrem stran byla sledována velikost reakcí. Za základní klenbu, vůči které byly výsledky porovnávány, byla zvolena klenba nad čtvercovým půdorysem 5 x 5 metrů. Výsledky jsou uvedeny v tabulce 9.14 a pro přehlednost zobrazeny v grafech 9.3; 9.4.

Tabulka 9.14: Velikosti reakcí pro křížové klenby nad obdélníkovým půdorysem

Délky stran	a	[m]	5	5	5	5	5	5	5
obdélníka	b	[m]	3	5	7	9	10	11	13
Poměr stran B/A			0,60	1	1,4	1,8	2	2,2	2,6
Plocha překlenovaného obdélníka		[m ²]	15	25	35	45	50	55	65
Reakce svislá	žebra	[kN]	17,7	25,4	33,5	42	46,3	50,4	59
	kápě	[kN]	29	41,6	53,4	67,6	73,6	81,4	95,4
	zeď + vyzdívka	[kN]	31,3	45	60,5	74,7	83,1	89,7	105,7
	celkem	[kN]	78,0	112,0	147,4	184,3	203,0	221,5	260,1
Poměr reakcí svislých			0,70	1,00	1,32	1,65	1,81	1,98	2,32
Reakce vodorovná	žebra	[kN]	5	7,5	9,2	10,6	11,1	11,6	12,5
	kápě	[kN]	1,8	1,2	-0,4	-2	-3,1	-3,2	-4,4
	zeď + vyzdívka	[kN]	14,4	35,4	59,3	83,3	95,4	105,8	128,5
	celkem	[kN]	21,2	44,1	68,1	91,9	103,4	114,2	136,6
Poměr reakcí vodorovných			0,48	1,00	1,54	2,08	2,34	2,59	3,10
Poměr reakce vodorovné ke svislé			0,27	0,39	0,46	0,50	0,51	0,52	0,53
Reakce ve vrcholnici	žebra	[kN]	4,7	4,1	4,7	5,2	5,3	5,3	5,3
	kápě	[kN]	13,2	19,5	25,3	32,6	37,1	41,7	50,7
	celkem	[kN]	31,1	43,1	55,3	70,4	79,5	88,7	106,7
Délka příčné vrcholnice		[m]	3,1	5,02	7,04	9,12	10,17	11,24	13,40
Reakce v kápi na 1bm		[kN/m]	8,52	7,77	7,19	7,15	7,30	7,42	7,57
Poměr reakcí ve vrcholnici			0,72	1,00	1,28	1,63	1,84	2,06	2,48
Maxim. síla v žebrech diagonálním		[kN]	-7,8	-10,6	-14,2	-18,2	-20,4	-22,6	-27,3
Poměr sil v žebrech diagonálním			0,74	1,00	1,34	1,72	1,92	2,13	2,58
Maximální síla v žebrech příčném		[kN]	-6,5	-9,4	-14,4	-19,8	-22,5	-25,1	-30,5
Poměr sil v žebrech příčném			0,69	1,00	1,53	2,11	2,39	2,67	3,24

Pozn.: Uváděné síly jsou tlakové.



Graf 9.3 – Závislost velikosti reakcí křížové klenby nad obdélníkem na proměnné délce strany B (rozpětí klenby)

Z provedených výpočtů vyplývá, že závislost velikosti svislé reakce na rozpětí je téměř lineární a lze ji vyjádřit pomocí rovnice 9.1 :

$$V = 21,43 + 18,21b \quad (\text{rovnice 9.1})$$

kde:

V – svislá reakce,

b – rozpětí klenby, $b \in \langle 3;13 \rangle$.

Obdobně lze pomocí lineární rovnice 9.2 vyjádřit závislost velikosti vodorovné reakce na rozpětí.

$$H = -13,39 + 11,6b \quad (\text{rovnice 9.2})$$

kde:

H – vodorovná reakce,

b – rozpětí klenby, $b \in \langle 3;13 \rangle$.

Obě lineární rovnice byly určeny proložením přímky mezi hodnoty reakcí zjištěné modelováním. Rozdíl hodnot reakcí zjištěných modelováním a vypočtených pomocí uváděných rovnic je v několika procentech. Platnost lineárních rovnic je omezena pro zvolené uspořádání modelu křížové klenby nad obdélníkovým půdorysem s poměrem stran od 0,6 do 2,6, kdy kratší strana obdélníka má délku 5 metrů.

Z rovnic 9.1, 9.2 a z grafu 9.3 vyplývá, že velikost vodorovné reakce roste pomaleji než velikost reakce svislé.

Velikost svislých reakcí od žebra diagonálního a příčného je kolem poměru stran obdélníka 1:2 téměř či zcela stejná (viz tabulka 9.15).

Zajímavá je proměna vodorovných reakcí u jednotlivých dílčích prvků klenby - vodorovná reakce od žeber roste; od pat kápí klesá, až změni směr působení; obdobně jako když narůstá modul pružnosti žeber oproti modulu pružnosti kápí.

Tabulka 9.15: Svislé reakce žeber

Délky stran obdélníka [m]	Svislá reakce od žebra [kN]	
	diagonálního	příčného
5 x 9	14	14
5 x 10	15,4	15,5
5 x 11	16,8	16,8

Poměr vodorovné reakce ku svislé reakci lze vyjádřit na základě rovnic 9.1, 9.2 pomocí rovnice 9.3:

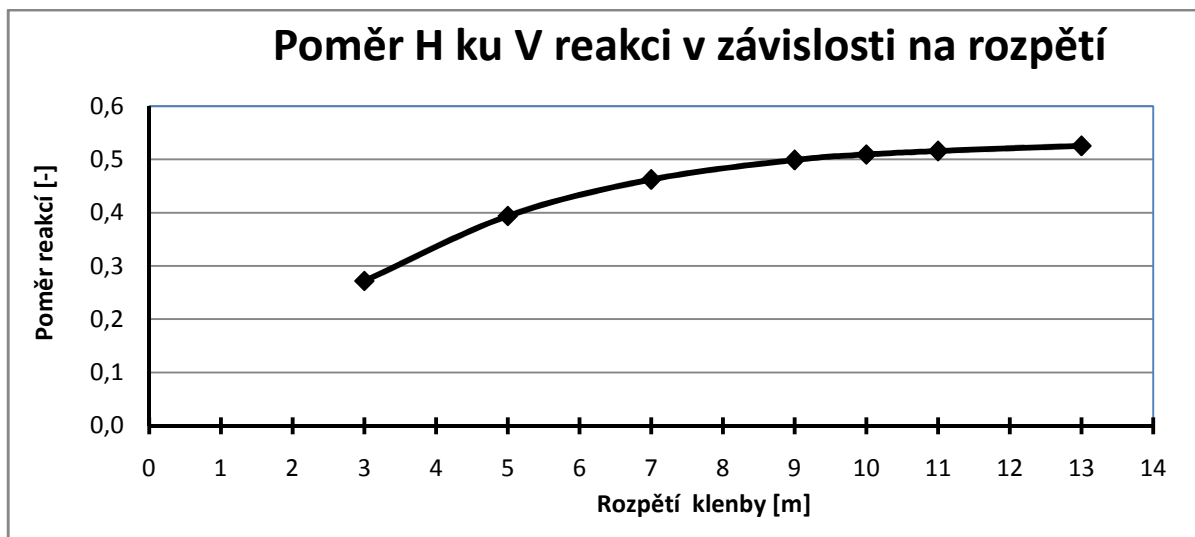
$$\frac{H}{V} = \frac{-13,39 + 11,6b}{21,43 + 18,21b} \quad (\text{rovnice 9.3})$$

Derivací rovnice 9.3 získáme rovnici 9.4, která se rovná přírůstku pořadnice bodu tečny t grafu funkce (H/V) v daném bodě.

$$\left(\frac{H}{V}\right)' = \frac{4,7651}{459,2449 + 780,4806b + 331,6041b^2} \quad (\text{rovnice 9.4})$$

Poměr velikosti vodorovné reakce ke svislé reakci narůstá se zvyšujícím se rozpětím klenby, ale velikost přírůstku poměru se zvyšujícím se rozpětím klesá (viz Graf 9.4).

Poměr vodorovné k svislé reakci je 0,39 pro křížovou klenbu nad čtvercovým půdorysem o straně 5 metrů, 0,51 pro křížovou klenbu provedenou nad obdélníkem o stranách 5 x 10 metrů.



Graf 9.4 – Poměr vodorovné ke svislé reakci křížové klenby nad obdélníkem v závislosti na proměnné délce strany b (rozpětí klenby)

Poměr reakce svislé pro klenbu o libovolném rozpětí b z intervalu $\langle 3;13 \rangle$ vůči klenbě o rozpětí 5 metrů lze vyjádřit pomocí rovnice 9.5 odvozené z rovnice 9.1:

$$P_V = \frac{21,43 + 18,21b}{21,43 + 18,21 \cdot 5} = \frac{21,43 + 18,21b}{112,48} \cong 0,1905 + 0,1619b \quad (\text{rovnice 9.5})$$

kde:

P_V – poměr reakce svislé,

b – rozpětí klenby, $b \in \langle 3;13 \rangle$.

Poměr reakce vodorovné pro klenbu o libovolném rozpětí b z intervalu $\langle 3;13 \rangle$ vůči klenbě o rozpětí 5 metrů lze vyjádřit pomocí rovnice 9.6 odvozené z rovnice 9.2:

$$P_H = \frac{-13,39 + 11,6b}{-13,39 + 11,6 \cdot 5} = \frac{-13,39 + 11,6b}{44,61} \cong -0,3002 + 0,26b \quad (\text{rovnice 9.6})$$

kde:

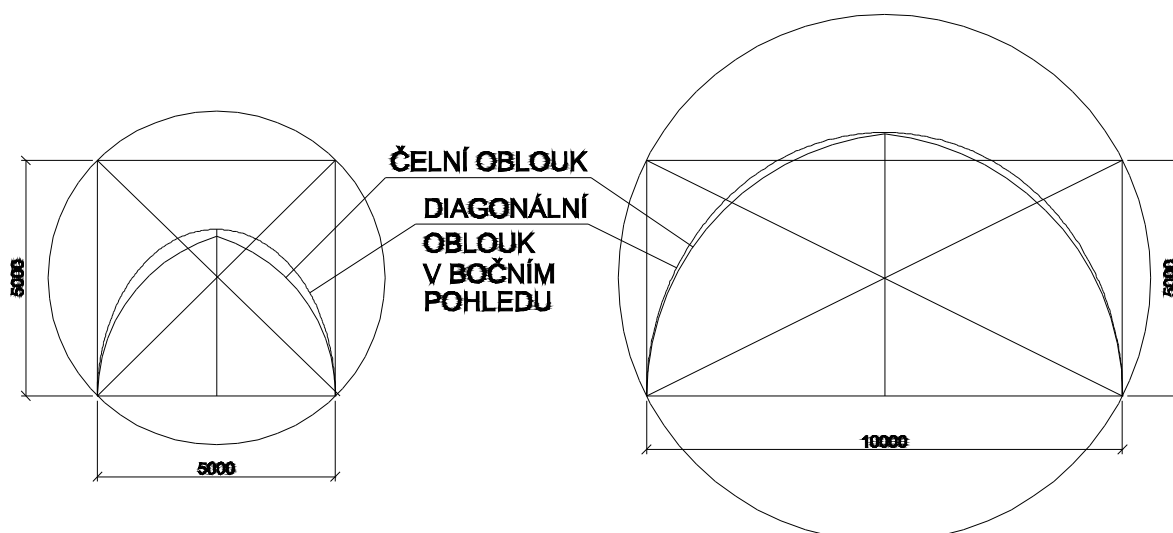
P_H – poměr reakce vodorovné,

b – rozpětí klenby, $b \in \langle 3;13 \rangle$.

Rozdíl hodnot reakcí zjištěných modelováním a vypočtených pomocí uváděných rovnic je v několika procentech.

Křížová klenba nad obdélníkem o stranách 5 x 10 metrů oproti klenbě nad čtvercovým půdorysem o straně 5 metrů zakrývá dvojnásobnou půdorysnou plochu, velikost svislé reakce vzroste 1,81 krát a vodorovné 2,34 krát.

Síla v žebře diagonálním narůstá téměř ve stejném poměru jako rozpětí klenby. Síla v žebře příčném narůstá rychleji než rozpětí klenby, a to i když se rozdíl ve výšce vrcholů příčného pasu a klenby snižuje (Obr. 9.18). Rovněž deformace vrcholu příčného pasu (žebra) vzhledem k rozpětí pasu narůstá rychleji než deformace diagonálního žebra vzhledem ke svému rozpětí (viz tabulka 9.16 a graf 9.5). Tento rozdíl poklesů způsobuje soustředění normálové síly do příčného pasu.

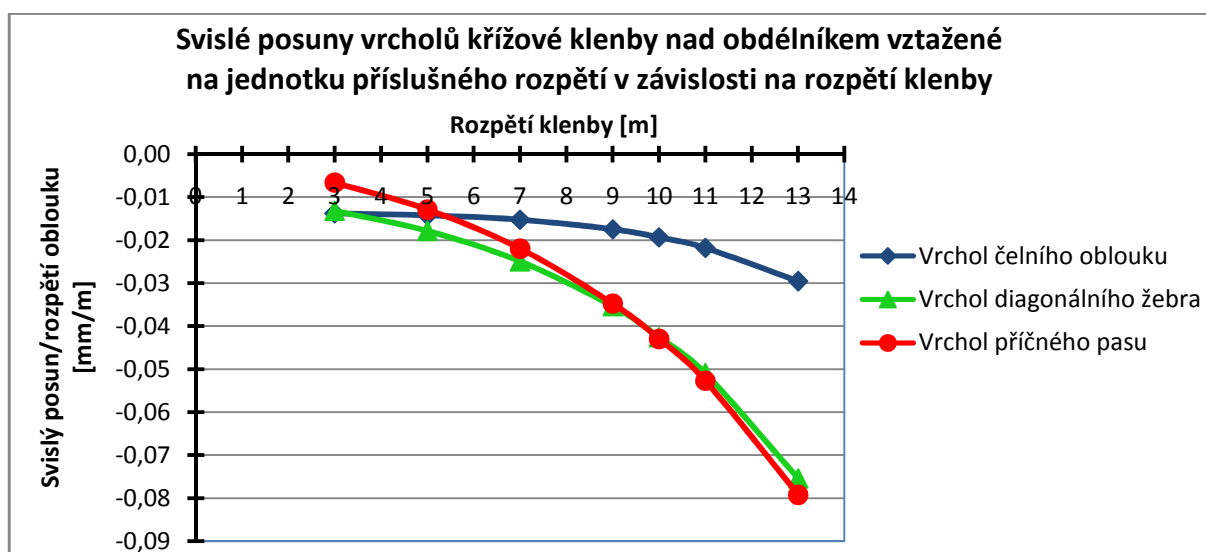


Obr. 9.18 – Porovnání tvarů čelního a diagonálního oblouku v bočním pohledu

Tabulka 9.16: Svislé deformace vybraných míst křížové klenby

Strany obdélníka		Délka úhlopříčky	Velikost svislé deformace					
			vrchol čela		vrchol diagonál		vrchol pasu	
a	b	u	w_{ξ}	w_{ξ}/a	w_d	w_d/u	w_p	w_p/b
[m]	[m]	[m]	[mm]	[mm/m]	[mm]	[mm/m]	[mm]	[mm/m]
5	3	5,83	-0,06868	-0,0137	-0,07659	-0,0131	-0,01976	-0,0066
5	5	7,07	-0,0712	-0,0142	-0,1264	-0,0179	-0,06451	-0,0129
5	7	8,60	-0,07626	-0,0153	-0,2144	-0,0249	-0,1538	-0,0220
5	9	10,30	-0,08733	-0,0175	-0,3639	-0,0353	-0,3127	-0,0347
5	10	11,18	-0,09667	-0,0193	-0,4758	-0,0426	-0,4296	-0,0430
5	11	12,08	-0,109	-0,0218	-0,6164	-0,0510	-0,5797	-0,0527
5	13	13,93	-0,1479	-0,0296	-1,05	-0,0754	-1,03	-0,0792

Pozn.: w_{ξ} – svislá deformace vrcholu čela, w_d – svislá deformace vrcholu diagonálního žebra, w_p – svislá deformace příčného pasu



Graf 9.5 – Svislé posuny vrcholů křížové klenby nad obdélníkem vztažené na jednotku příslušného rozpětí v závislosti na proměnné délce strany b (rozpětí klenby)

9.4 Srovnání typů kleneb podle velikosti reakcí

Řešení svislých konstrukcí zásadním způsobem ovlivňuje zvolený způsob zastropení. Trámové stropy zatěžují stěny pouze svislými reakcemi, klenby svislými i vodorovnými. Poměr vodorovné ku svislé reakci ovlivňuje tloušťku stěny, případně její zesílení opěrákem. Pokud není možno zřídit opěrák kvůli sousedícímu nižšímu prostoru (boční lodi), zřizuje se opěrný systém.

Pro vzájemné porovnání reakcí byly vybrány klenby opírající se o stěny ve čtyřech místech. Zvolený výběr postihuje většinu typů kleneb užívaných pro zaklenutí hlavních lodí kostelů. Záměrně je vynechána šestidílná křížová klenba, protože se v českých kostelech výrazněji neuplatnila a protože se opírá o stěny v šesti bodech, v kterých se navíc dvě velikosti reakcí odlišují od ostatních čtyř.

Pro vzájemné porovnání reakcí byly vybrány následující klenby:

- křížová klenba stoupající,
- křížová klenba gotická,
- křížová klenba gotická s vyvýšeným čelním obloukem,
- křížová klenba gotická s vyvýšeným čelním obloukem a vzdutými kápěmi,
- hvězdicová klenba,
- síťová klenba se žebrovým obrazcem odvozeným z klenby vysokého chóru katedrály sv. Víta,
- síťová klenba se žebrovým obrazcem odvozeným z hvězdicové klenby,
- kroužená klenba se žebrovým obrazcem odvozeným z hvězdicové klenby.

Všechny srovnávané typy kleneb byly konstruovány nad obdélníkem o stranách 5 x 10 metrů, kde delší strana je rozpětím klenby.

Aby bylo možno srovnání, byly pro všechny klenby zvoleny stejné materiálové vlastnosti (viz tabulka 9.13), stejná tloušťka kápě 26 cm a stejný profil žebra jako při hledání podmínky symetrie (obr. 9.11).

V modelu ani ve skutečnosti nemohou paty klenby dobíhat do nulových rozměrů, proto byl odkrojen dolní jeden metr výšky z geometrické konstrukce a vrchní ponechaná část byla modelována. Protilehlé oblouky vymezující kápi byly děleny na shodný počet úseků kvůli nahrazení křivočaré plochy kápi přímkovými plochami stěnodeskových prvků. Dělení všech oblouků klenby bylo provedeno tak, aby mezi sousedícími stěnodeskovými prvky vznikaly liniové kontakty (stejný počet dílů vlevo a vpravo od oblouku), aby nahrazovaný tvar pokud možno odpovídal tvaru kápi, aby byl dodržen doporučený způsob dělení oblouků na přímé úseky umožňující náhradu křivočaré geometrie konstrukce numerickým modelem složeným z přímkových ploch.

Vnější podélná stěna byla vložena pouze do paty klenby do úrovně třetího dílu čelního oblouku (do druhého u kroužené klenby z důvodu méně jemného dělení čelního oblouku při jeho patě), protože v klenbách vznikají ve vrcholu čela v důsledku tahových napětí trhliny a klenba se o vnější podélnou stěnu neopírá. Paty kleneb mají dolní třetinu až polovinu výšky vyzdenu z důvodu stability. V modelech byla vyzdívka zohledněna vložení svislých stěnodeskových prvků mezi osu modelované části podélné stěny a tři (dva u kroužené klenby) spodní segmenty kápě/žebra vybíhající z paty klenby.

Paty kápi a pata vnější stěny byly podepřeny liniovým kontaktem se zabráněním posunů ve všech směrech. Ve vodorovném a podélném směru byly podepřeny podélné stěny v jejich svislé ose. Paty žebra byly podepřeny pevným kontaktem se zabráněním rotace žebra kolem své osy. Návaznost modelovaného pole na ostatní pole byla simulována nalezenou podmínkou symetrie, tedy příčná vrcholnice kápi a žebra vrcholnici protínající byly

podepřeny pevnou neposuvnou podporou v podélném směru a bylo bráněno rotacím kolem osy v příčném a svislém směru.

Geometrická konstrukce zvolených kleneb je popsána pro každou klenbu zvlášť v následující pasáži.

Křížová klenba stoupající

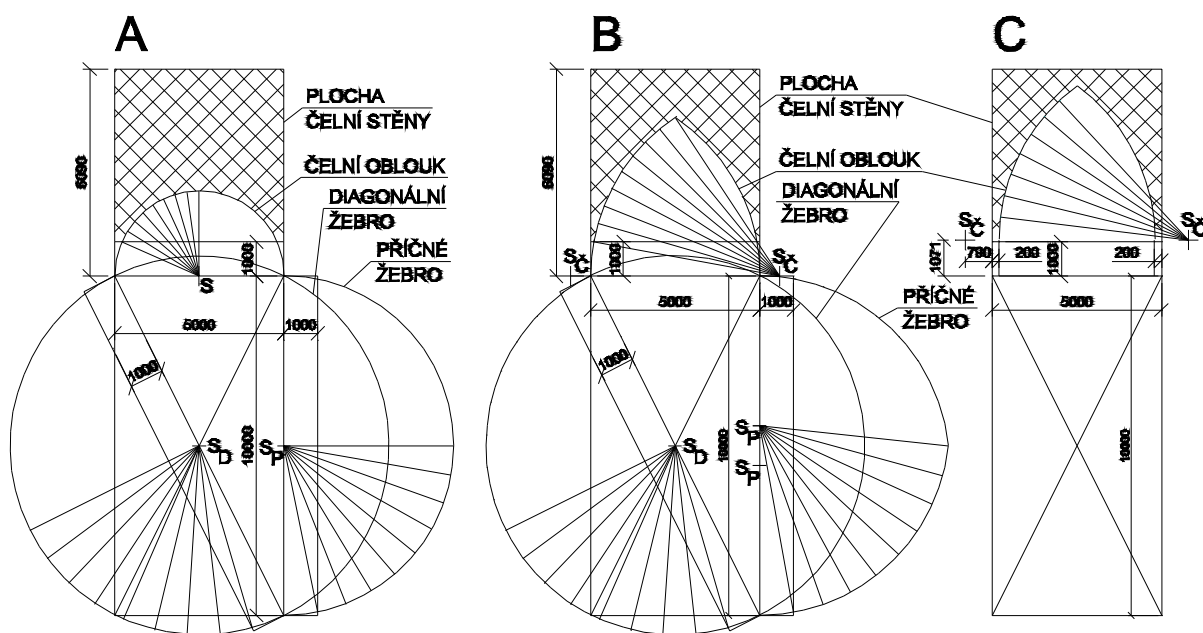
Průběh diagonálního žebra byl udán polovinou kružnice obdélníku opsané. Křivka čelního oblouku i příčného pasu byla vytvořena kružnicí o průměru rovném délce strany, nad kterou byl buď čelní oblouk anebo příčný pas vztyčen (viz Obr. 9.19A).

Křížová klenba gotická

Průběh diagonálního žebra byl udán polovinou kružnice obdélníku opsané, která byla užívána jako principál. Čelní a příčné oblouky byly konstruovány jako lomené nad stranami obdélníka, nad kterými byly vztyčeny (viz Obr. 9.19B).

Křížová klenba gotická s vyvýšeným čelním obloukem

Průběh diagonálního žebra a příčného pasu byl konstruován stejně jako u křížové klenby gotické. Vrchol čelního lomeného oblouku byl umístěn do stejné výše jako u příčného pasu. Z šířky čela bylo z každé strany odebráno 200 mm, aby v patě neměla klenba nulovou šířku. Do vzniklého obdélníka byl vepsán lomený oblouk tečný v patě ke svislicím, k jehož konstrukci byl užit principál (viz Obr. 9.19C).



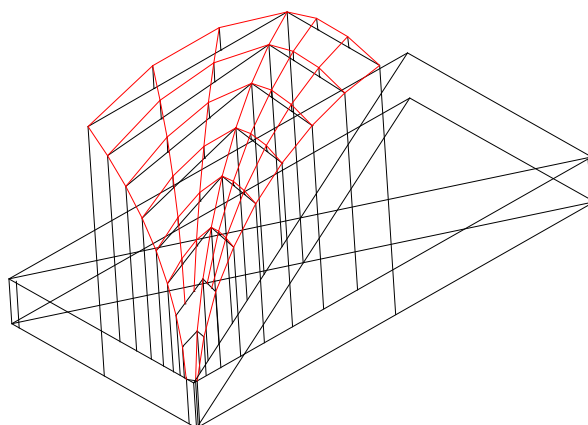
Obr. 9.19 – Geometrická konstrukce křížových kleneb; A - křížová klenba stoupající; B - křížová klenba gotická; C - křížová klenba gotická s vyvýšeným čelním obloukem

Křížová klenba gotická se vzdutými kápěmi

Průběh žebířů a tvar čela byl konstruován stejně jako u křížové klenby gotické s vyvýšeným čelním obloukem. Vzduté kápě, které vznikají při klenutí od ruky, byly simulovány tak, že protilehlé body oblouků byly spojeny úsečkami, na kterých byly v jejich třetinách vztyčeny svislice o výšce rovné 1/10 délky úsečky (viz Obr. 9.20).

Hvězdicová klenba

Plocha klenby rozčleněná základním diagonálním křížem žeber, omezená čelním obloukem a příčným pasem byla dále rozdělena žebry, jejichž půdorysný obrazec byl konstruován pomocí pětice kružnic o poloměru 3,15 metru se středy umístěnými v rozích obdélníka a v křížení diagonál. Středky a průsečíky kružnic byly udány vrcholy kosočtverců, tedy průsečíky žeber. Do plochy klenby bylo dále vloženo žebro spojující vrchol příčného pasu s vrcholem klenby. Aby se diagonální žebra i žebra sestrojená nad stranami kosočtverců protínala ve vrcholu klenby, bylo užito řešení, kdy průběh žeber je dán kulovou plochou se středem v průsečíku úhlopříček a kulová plocha prochází rohy obdélníka. Poloměr koule je tedy roven poloměru kružnice obdélníku opsané. Poloměry kružnic udávající průběh žeber mají pouze dva poloměry - 5 metrů, tedy polovina rozpětí klenby, a 5,59 metru, tedy poloměr kružnice obdélníku opsané. Čelní oblouk byl konstruován jako lomený nad stranou o délce 5 metrů. Středky vymezujících kružnic o poloměru 5 metrů leží v rozích obdélníka (viz Obr. 9.21).

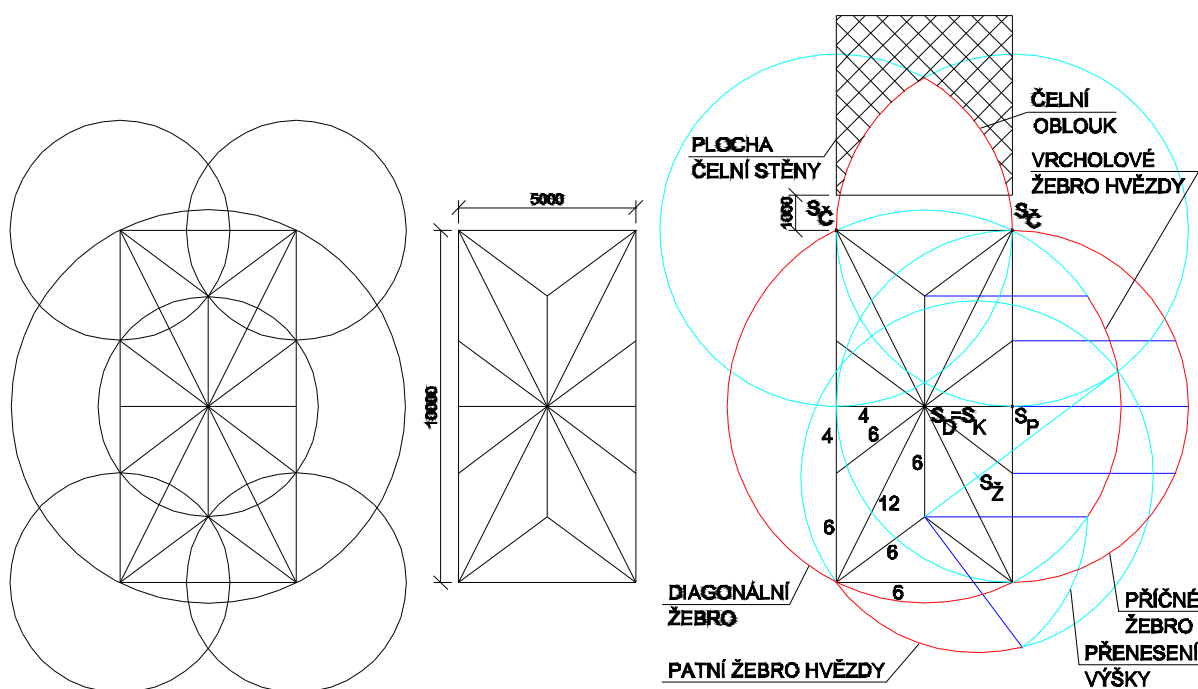


Obr. 9.20 - Vynesená jedna čtvrtina křížové klenby se vzdutými kápěmi pro načtení do programu FEAT

ZÁKLADNÍ SÍŤ

ŽEBROVÝ OBRAZEC

SKLOPENÉ PRŮBĚHY ŽEBER



Obr. 9.21 – Geometrická konstrukce hvězdicové klenby; U sklopených průběhů žeber jsou u jedné čtvrtiny klenby uvedena čísla udávající počet přímých dílů nahrazujících kružnicové oblouky pro potřeby modelování. Pro přehlednost není vykresleno zvýšení půdorysný o 1 metr pro potřeby modelování.

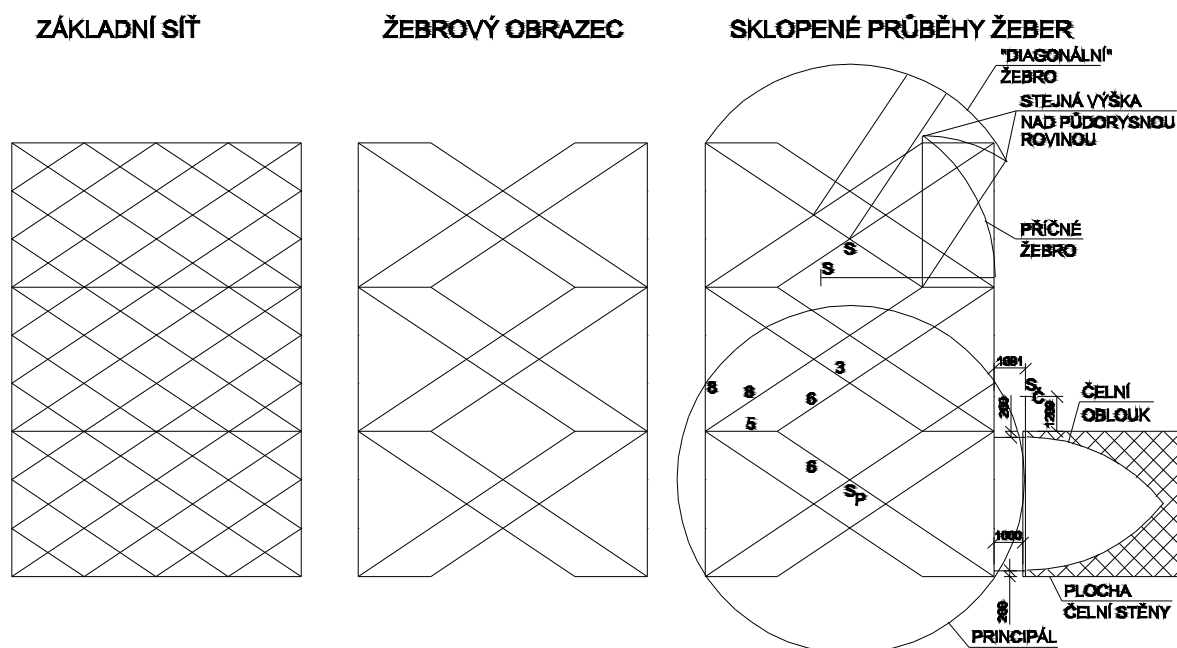
Zvolené geometrické řešení hvězdicové klenby, kdy všechna žebra náleží jedné kulové ploše se středem v průsečíku úhlopříček obdélníka, bude poskytovat největší vodorovné reakce

oproti řešením, kdy by kružnice určující průběh žeber klenby náležely čtyřem kulovým plochám a jejich pronikům. Všechny čtyři kulové plochy by měly stejný poloměr a jejich středy by vymezovaly v půdoryse obdélník.

Sít'ová klenba se žebrovým obrazcem odvozeným z klenby vysokého chóru katedrály sv. Víta
Chór katedrály sv. Víta na Pražském hradě byl zaklenut sít'ovou klenbou Petrem Parlěrem v roce 1386 a jedná se o jednu z prvních sít'ových kleneb [71].

Modelovaná sít'ová klenba je inspirována klenbou chóru sv. Víta, převzat byl žebrový obrazec a odvození principálu. Principálem určujícím tvar klenby je kružnice opsaná obdélníku o stranách 6,666 x 10 metrů. Vrchol čelního lomeného oblouku byl umístěn do stejné výše jako přilehlý pronik žeber. Z šířky čela bylo z každé strany odebráno 200 mm, aby v patě neměla klenba nulovou šířku. Do vzniklého obdélníka byl vepsán lomený oblouk tečný v patě ke svislicím, k jehož konstrukci byl užit principál. Geometrická konstrukce je patrná z obrázku (Obr. 9.22). Kružnice pro příčné žebro má střed vyvýšen oproti půdorysné rovině, což vyplývá z průsečíku „diagonálních“ žeber s příčným žebrem a půdorysnou vzdáleností mezi tímto průsečíkem a patou klenby.

Vrcholem klenební žebra probíhají nelomeně, klenba má v příčném řezu plynulý eliptický tvar. Modelovaný nelomený průběh žeber byl zvolen v souladu s tvrzeními Petra Chotěbora a Petra Měchury z Odboru památkové péče Kanceláře prezidenta republiky, ale v rozporu s knihou [3].



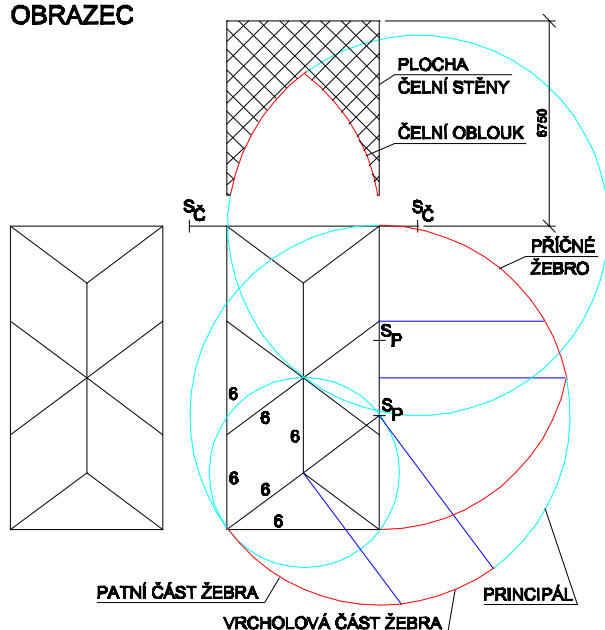
Obr. 9.22 – Geometrická konstrukce sít'ové klenby; Uvedená čísla u žeber v jedné části klenby udávají počet přímých dílů nahrazujících kružnicové oblouky při modelování. Pro přehlednost není vykresleno zvýšení půdorysny o 1 metr pro potřeby modelování.

Sít'ová klenba se žebrovým obrazcem odvozeným z hvězdicové klenby

Půdorys sít'ové klenby byl z půdorysu hvězdicové klenby odvozen tím, že byla vypuštěna diagonální žebra a žebro spojující vrcholy příčných pasů. Principál sít'ové klenby byl zkonstruován tak, aby žebro probíhalo od patky do vrcholu po čtvrtkruhu [92]. Principál určuje průběh všech žeber klenby i tvar čelního oblouku. Geometrická konstrukce je patrná z obrázku 9.23.

ŽEBROVÝ OBRAZEC

SKLOPENÉ PRŮBĚHY ŽEBER



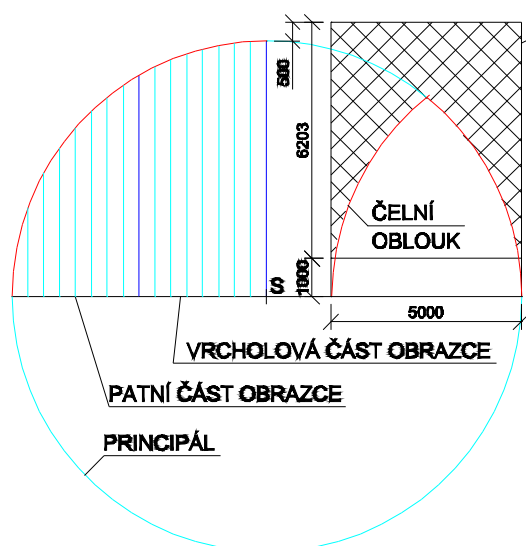
Obr. 9.23 – Geometrická konstrukce síťové klenby; Uvedená čísla u žebel v jedné části klenby udávají počet přímých dílů nahrazujících kružnicové oblouky při modelování. Pro přehlednost není vykresleno zvýšení půdorysny o 1 metr pro potřeby modelování.

Kroužená klenba se žebrovým obrazcem odvozeným z hvězdicové klenby

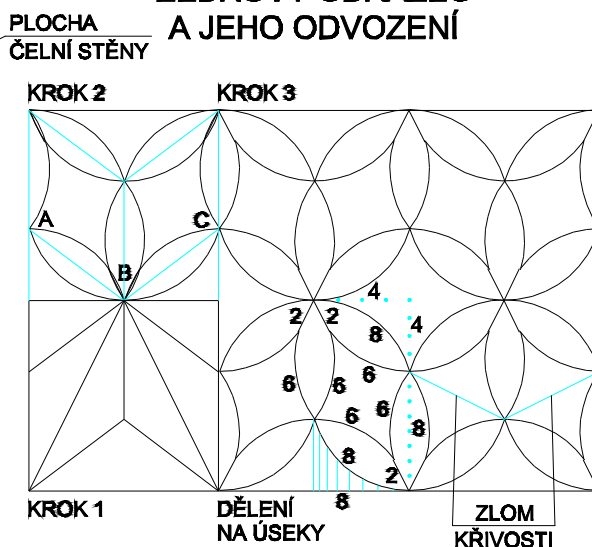
Půdorys kroužené klenby byl z půdorysu hvězdicové klenby odvozen v několika krocích (viz Obr. 9.24). V prvním kroku byla vypuštěna diagonální žebra a žebro spojující vrcholy příčných pasů. V druhém kroku došlo k nahrazení přímých spojnic úseky kružnic, jejichž poloměr byl získán proložením kružnice trojicí bodů označených písmeny A, B, C. Protože se

kružnice poblíž centrálního průsečíku (svorníku) a patek prosekávají a probíhají v těsné blízkosti, byly tyto blízké úseky kružnic v třetím kroku zpětně nahrazeny úsečkami.

ROZVINUTÉ PRŮBĚHY ŽEBER



ŽEBROVÝ OBRAZEC A JEHO ODVOZENÍ



Obr. 9.24 – Geometrická konstrukce kroužené klenby; Uvedená čísla u žebel v jedné části klenby udávají počet přímých dílů nahrazujících kružnicové oblouky při modelování. Pro přehlednost není vykresleno zvýšení půdorysny o 1 metr pro potřeby modelování.

Principál kroužené klenby byl zkonstruován nad dvojicí napřímených půdorysných průmětů žebel tak, aby žebro probíhalo od patky do vrcholu po čtvrtkruhu [92]. Principál určuje průběh všech žebel klenby i tvar čelního oblouku. Jednotlivé úseky kružnic a úsečky zobrazující žebra v půdoryse byly naděleny na pravidelné úseky. Pouze pata čelního oblouku byla kvůli vkládání přímkových ploch v programu FEAT dělena kolmicemi spouštěnými z bodů na přilehlém průmětu žebra. Nad takto získané body byly vyneseny výšky. Pomocí vykreslení hyperbolického paraboloidu mezi vymezující žebra byly získány polohy a výšky bodů sedla mezi centrálními svorníky.

V ploše kroužené klenby dochází z důvodu její geometrické konstrukce ke zlomu křivosti v liniích, kde se stýkají žebra vybíhající z patky s žebry stýkajícími se v centrálním svorníku. Spodní část u patek výrazněji stoupá a horní část kolem centrálního svorníku je plošší. Tento jev lze eliminovat vhodným vzepětím kápě.

Všechny připravené modely byly zatěžovány pouze vlastní tíhou a pro vzájemné porovnání byla sledována velikost reakcí. Výsledky z provedených výpočtů jsou uvedeny v tabulce 9.17. Za základní klenbu, vůči které jsou výsledky porovnávány, byla zvolena klenba křížová gotická (sloupec označen B).

Tabulka 9.17: Srovnání velikosti reakcí vybraných kleneb

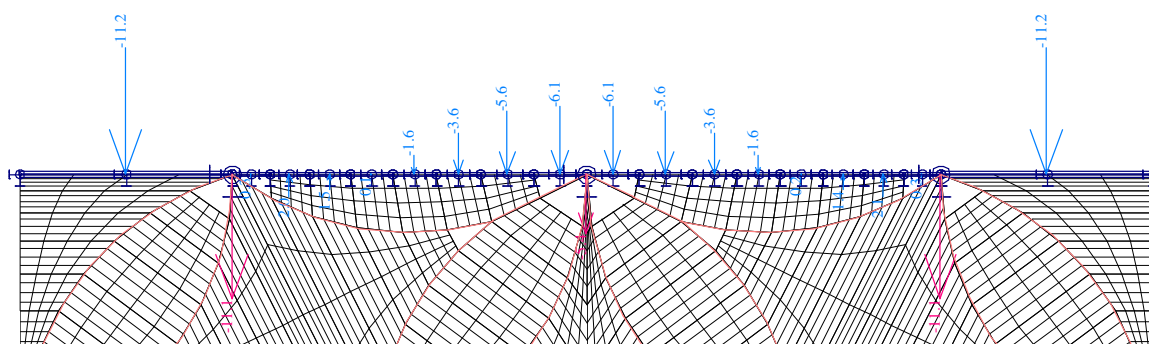
Sledovaný parametr		Jednotky	Klenba							
			křížová				hvěz- dicová	síťová		krou- žená
			A	B	C	D		F	E	E
Výška vrcholu	příčného žebra	[m]	5	5,56	5,56	5,56	5	6	6,12	6,53
	klenby	[m]	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59	6	6,25	6,7
	čelního oblouku	[m]	3	4,66	5,56	5,56	4,33	5,82	5	5,22
Plocha čelní zdi		[m ²]	21	14	10,72	10,72	15,03	15,41	16,22	17,79
Tíha čelní zdi		[kN]	471,5	322	246,5	246,5	345,7	354,4	373,1	409,2
Reakce svislá	žebra	[kN]	27,9	46,3	45,4	48,7	72,7	49	57,6	67
	kápě	[kN]	70,9	73,6	65,6	69,8	90,4	65,2	87,8	94,1
	zed' + vyzdívka	[kN]	104,5	83,1	108,7	115,6	91,2	116,2	97	118,1
	celkem	[kN]	203,3	203,0	219,7	234,1	254,3	230,4	242,4	279,2
Reakce vodorovná	žebra	[kN]	6	11,1	11,1	12	14,6	9,5	9,6	9,6
	kápě	[kN]	4,2	-3,1	-0,8	-0,8	-3,6	-0,6	-2,7	-0,4
	zed' + vyzdívka	[kN]	96,1	95,4	97,5	100,8	118,4	96,1	98,9	94,4
	celkem	[kN]	106,3	103,4	107,8	112,0	129,4	105,0	105,8	103,6
Reakce ve vrcholnici	žebra	[kN]	9,3	5,3	5,3	5,1	25,9	13	15,8	27,6
	kápě	[kN]	11	74,1	63,4	54	44,9	52,3	53,1	48,6
	celkem	[kN]	20,3	79,4	68,7	59,1	70,8	65,3	68,9	76,2
Délka příčné vrcholnice		[m]	11,76	10,17	10,00	10,29	10,44	10,04	10,38	10,54
Reakce v kápi na 1bm		[kN/m]	0,94	7,28	6,34	5,25	4,30	5,21	5,12	4,61
Maximální normálová tlaková síla v žebrech	diagonálním	[kN]	-20,2	-20,4	-20,7	-22,4	-27,8			
	příčném	[kN]	-28,5	-22,5	-21,7	-22,7	-17,8	-21,2	-27	
	mezilehlém 1	[kN]					-14,4	-22,8	-19,6	-24,7
	mezilehlém 2	[kN]								-15,9
Poměr reakcí	svislých vodorovných ve vrcholnici v kápi na 1bm vodorovné ke svislé		1,00	1	1,08	1,15	1,25	1,13	1,19	1,38
			1,03	1	1,04	1,08	1,25	1,02	1,02	1
			0,13	1	0,87	0,72	0,59	0,72	0,70	0,63
			0,52	0,51	0,49	0,48	0,51	0,46	0,44	0,37

Pozn.: A – stoupající; B – gotická; C – gotická s vyvýšeným čelním obloukem; D – gotická s vyvýšeným čelním obloukem a vzduťmi kápěmi; E - žebrový obrazec odvozen z hvězdice klenby; F - žebrový obrazec odvozen z klenby vysokého chóru katedrály sv. Víta

Z velikosti svislých reakcí vlastní klenby vyplývá, že nejméně materiálu se spotřebuje na klenbu křížovou gotickou a nejvíce na klenbu krouženou. Pokud ovšem k celkové svislé reakci přičteme tíhu čelní zdi, nejúspornější je klenba křížová gotická s vyvýšeným čelním obloukem a nejvíce materiálu se stále spotřebuje na klenbu krouženou.

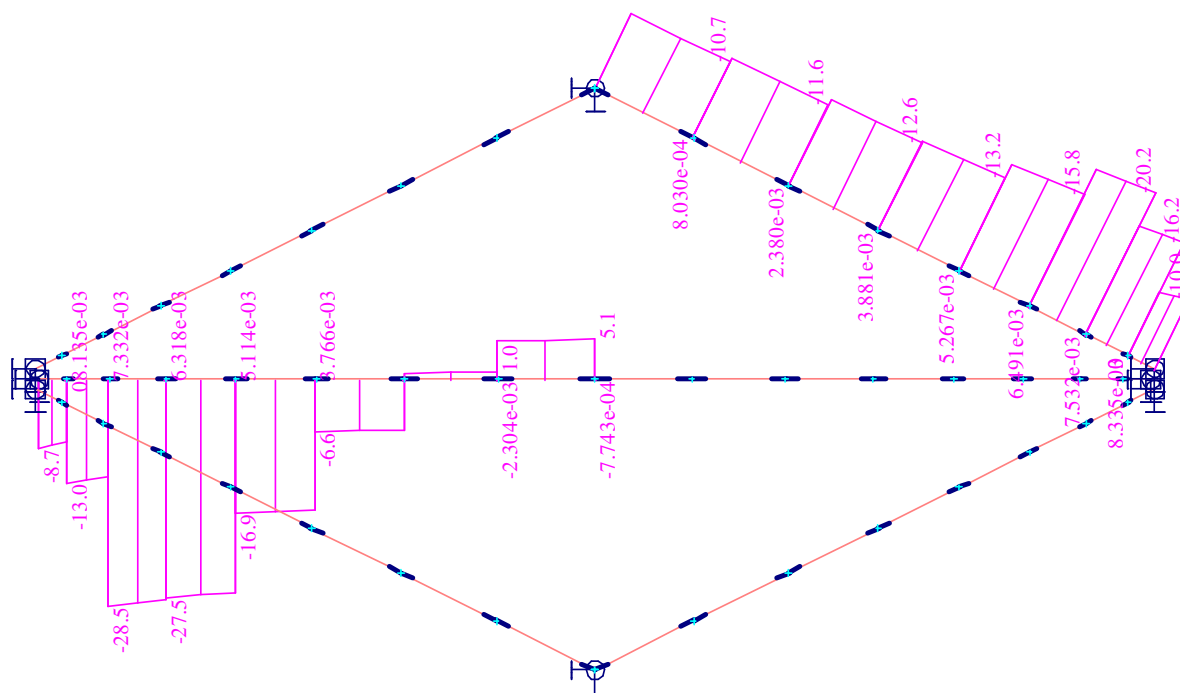
Nejmenší celkové vodorovné reakce vycházejí u gotické křížové klenby, kterou těsně následuje klenba kroužená. Další pořadí zaujímají klenba síťová se žebrovým obrazcem odvozeným z klenby vysokého chóru katedrály sv. Víta, síťová klenba se žebrovým obrazcem odvozeným z hvězdicové klenby, křížová klenba stoupající, křížová klenba gotická s vyvýšeným čelním obloukem, křížová klenba gotická s vyvýšeným čelním obloukem a vzdutými kápěmi. Výrazně největší vodorovné síly vyvozuje klenba hvězdicová.

Celkové reakce ve vrcholnici jsou největší u gotické křížové klenby, nejmenší naopak u klenby křížové stoupající. Když rozpočítáme velikost reakce v kápích na jeden běžný metr vrcholnice, největší hodnotu získáme u gotické křížové klenby a nejmenší u klenby křížové stoupající. U kroužené klenby vychází část kápě ve vrcholnici tažená a část tlačená, viz vykreslení reakcí v Obr. 9.25.



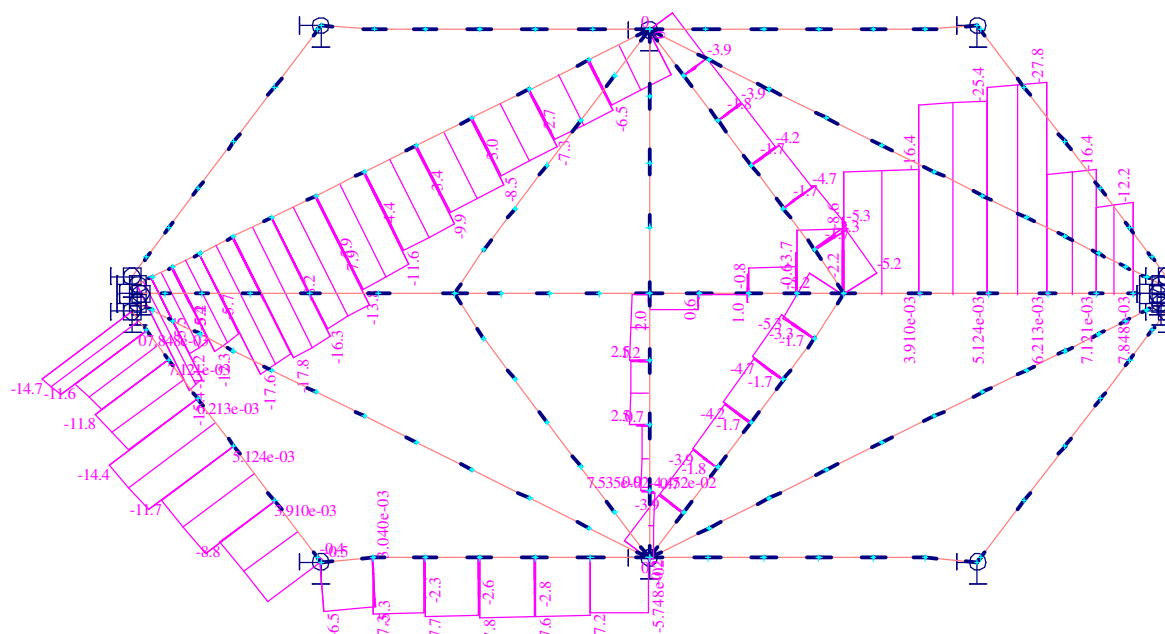
Obr. 9.25 – Vodorovné reakce v podélném směru klenby ve vrcholnici kroužené klenby

Z porovnání velikost tlakových normálových sil v žebrech u jednotlivých kleneb vyplývá, že nejvíce zatížené je žebro příčné u stoupající křížové klenby. Toto žebro ale je zároveň ve svém vrcholu tažené (Obr. 9.26).

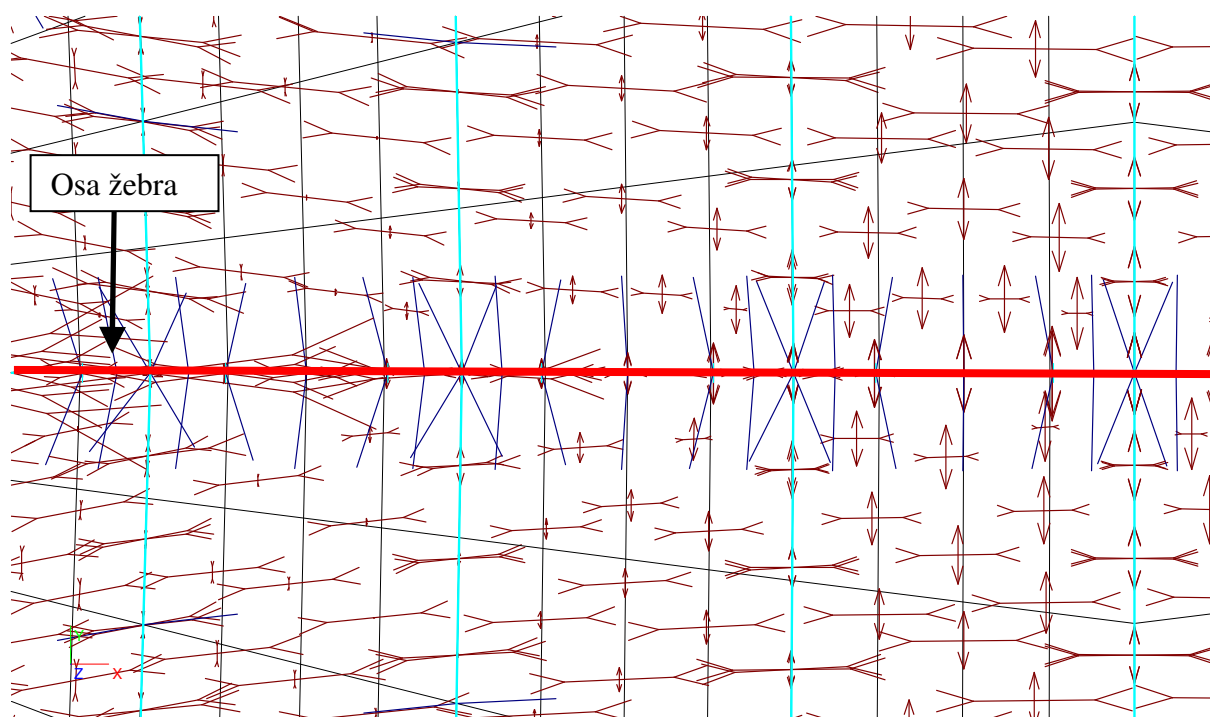


Obr. 9.26 – Normálové síly v žebrech stoupající křížové klenby

Tahové síly vychází i u klenby hvězdicové v žebrech podélném a příčném ve vrcholu (Obr. 9.27). U hvězdicové i křížové stoupající klenby jsou kápě v místech, kde jsou žebra tažena, ve své střednici namáhána tlakem ve směru rovnoběžném s žebry a tahem ve směru kolmém na žebra (Obr. 9.28).



Obr. 9.27 – Normálové síly v žebrech hvězdicové klenby



Obr. 9.28 – Směry normálových síl kolem příčného taženého žebra u křížové klenby stoupající

Pro sledované téma opěrných systémů jsou ovšem nejdůležitější poměry vodorovné ke svislé reakci.

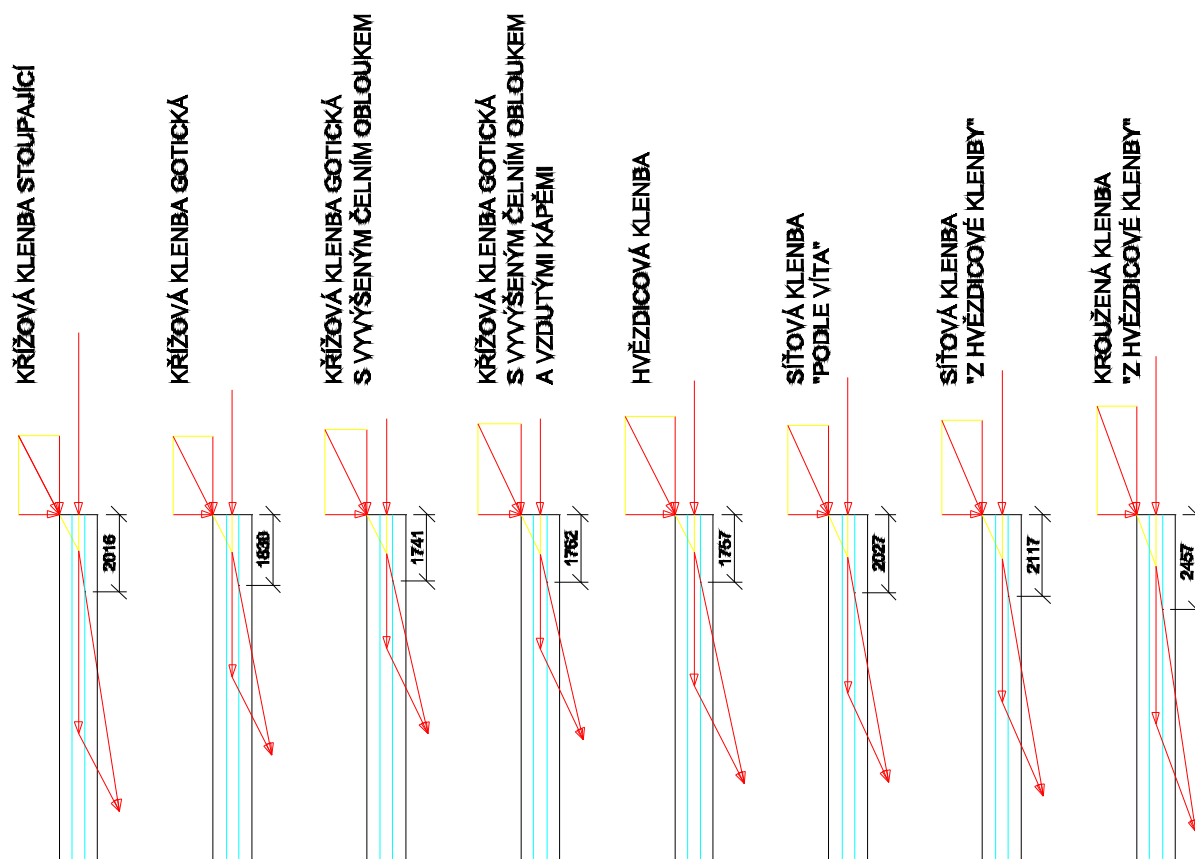
Když porovnáváme poměr celkové vodorovné reakce klenby k celkové svislé reakci klenby, tak nejmenší a z hlediska namáhání zdiva ohybem nejvýhodnější poměr vykazuje klenba

kroužená, následuje klenba síťová se žebrovým obrazcem odvozeným z hvězdicové klenby, klenba síťová odvozená od klenby vysokého chóru katedrály sv. Víta, klenba křížová gotická s vyvýšeným čelním obloukem a vzdutými kápěmi, klenba křížová gotická s vyvýšeným čelním obloukem. Stejně hodnoty poměru mají klenba hvězdicová a klenba křížová gotická. Nejméně výhodný poměr a poslední pozici zaujímá klenba křížová stoupající.

V následujícím porovnání vybraných typů kleneb byly klenby osazeny mezi vnější podélné zdi a bylo sledováno, v jaké vzdálenosti od pomyslné paty klenby (působíště reakcí klenby) výslednice sil opustí jádro průřezu meziokenního pilíře.

Meziokenní pilíř byl uvažován tloušťky 1 metr, jeho šířka není ve sledované situaci podstatná. Pro určení tíhy vnější podélné zdi byla zvolena tloušťka 1 metr, provedení z mušlákového kvádrového zdiva s vnitřní výplní, objemová tíha zdiva 2300 kg/m^3 . Plocha čelní stěny byla odvozena z předpokladu, že převyšuje o 0,5 metru nejvyšší bod líce klenby. Jeden metr výšky zdi od základny byl odkrojen z její celkové výšky stejně jako u konstrukce klenby.

Tíha čelní zdi působí v ose meziokenního pilíře, v levém horním rohu působí vodorovná a svislá reakce od klenby. Složení sil a okótovaná vzdálenost vystoupení výslednice z jádra průřezu je zachyceno na obr. 9.29. Ovlivnění výslednice sil vlastní tíhou meziokenního pilíře není uvažováno.



Obr. 9.29 – Složení reakcí vybraných kleneb s reakcí čelní zdi

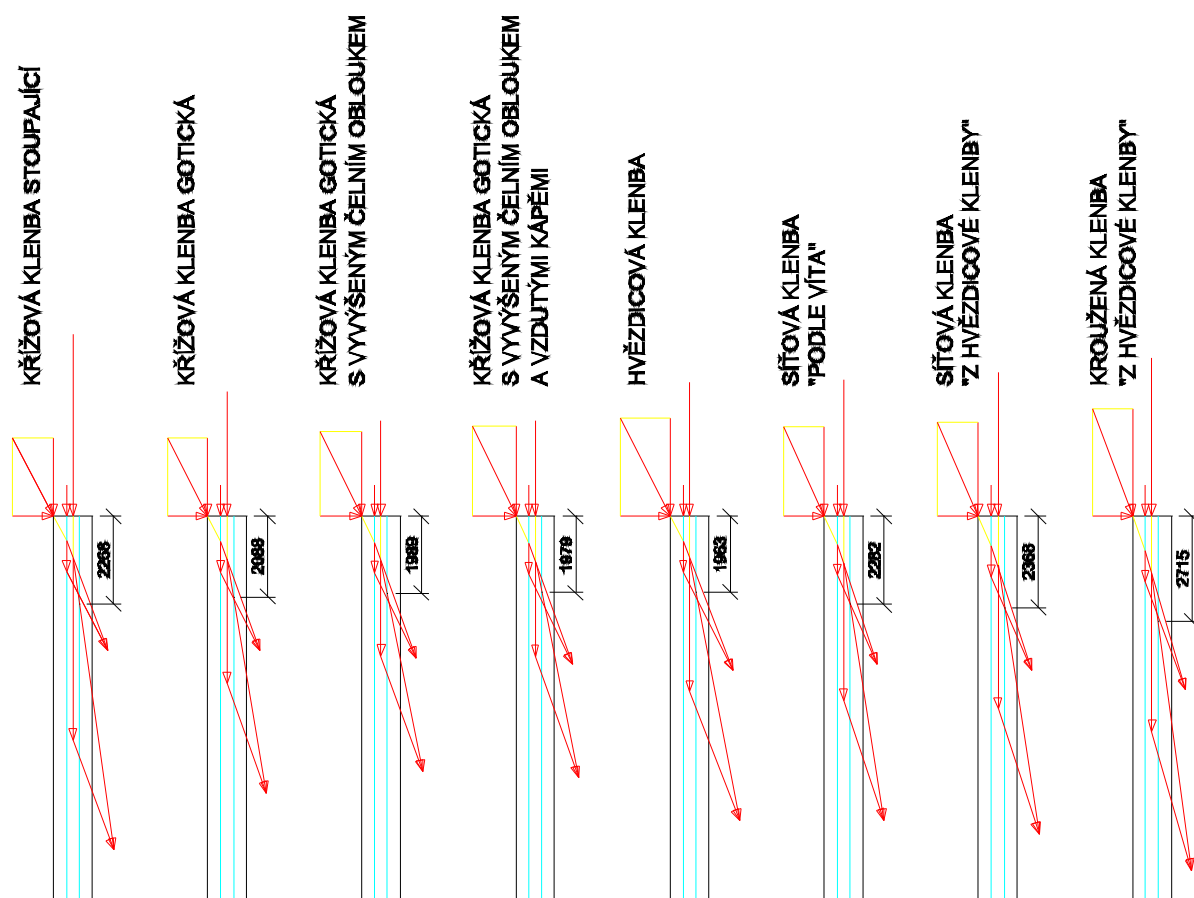
Z jádra průřezu vystoupí výslednice působících sil nejdříve u křížové gotické klenby s vyvýšeným čelním obloukem (kóta 1741 mm). Následuje klenba hvězdicová, klenba křížová gotická s vyvýšeným čelním obloukem a vzdutými kápěmi, klenba křížová gotická, klenba křížová stoupající, klenba síťová se žebrovým obrazcem odvozeným z klenby vysokého chóru katedrály sv. Víta a klenba síťová se žebrovým obrazcem odvozeným z hvězdicové klenby. U klenby kroužené se žebrovým obrazcem odvozeným z hvězdicové klenby vystoupí

výslednice působících sil nejpozději, tedy v největší svislé vzdálenosti od působišť skládaných sil (kóta 2457 mm).

V posledním porovnání vybraných typů kleneb byly klenby osazeny mezi vnější podélné zdi a nad klenbou byl uvažován krov a bylo sledováno, v jaké vzdálenosti od pomyslné paty klenby (působíště reakcí klenby) výslednice sil opustí jádro průřezu meziokenního pilíře.

Pro určení svislé síly o velikosti 80 kN od krovu a střechy působící ve vzdálenosti 333 mm od vnitřního líce zdi byla uvažována střecha sedlová o tvaru rovnostranného trojúhelníka s krytinou o plošné hmotnosti $0,75 \text{ kN/m}^2$. Objem dřeva použitého v krovu byl odhadnut. Uvažovaná reakce střechy a krovu je z jednoho pole klenby. Vodorovná reakce krovu nebyla uvažována, protože předpokládáme její zachycení vaznými trámy.

Ostatní podmínky působení sil a jejich velikosti byly uvažovány stejné jako v předcházejícím porovnání. Složení sil a okótovaná vzdálenost vystoupení výslednice z jádra průřezu je zachyceno na obr. 9.30.



Obr. 9.30 – Složení reakcí vybraných kleneb s reakcí čelní zdi a s reakcí od krovu a střechy

Z jádra průřezu vystoupí výslednice působících sil nejdříve u hvězdicové klenby (kóta 1963 mm). Následuje klenba křížová gotická s vyvýšeným čelním obloukem a vzdutými kápěmi, klenba křížová gotická s vyvýšeným čelním obloukem, klenba křížová stoupající, klenba síťová se žebrovým obrazcem odvozeným z klenby vysokého chóru katedrály sv. Víta, klenba síťová se žebrovým obrazcem odvozeným z hvězdicové klenby. U klenby kroužené se žebrovým obrazcem odvozeným z hvězdicové klenby vystoupí výslednice působících sil nejpozději, tedy v největší svislé vzdálenosti od uvažovaných působišť skládaných sil (kóta 2715 mm).

Toto porovnání kleneb se zohledněním vlivu osazení klenby na meziokenní pilíř s uvážením podélné čelní zdi, střechy a krovu podává nejvěrohodnější obraz o vlivu zvoleného typu klenby k zaklenutí lodi kostela na výsledné namáhání konstrukcí klenbu podpírajících.

Pro přehlednost je pět provedených srovnání typů kleneb uvedeno v tabulce 9.18

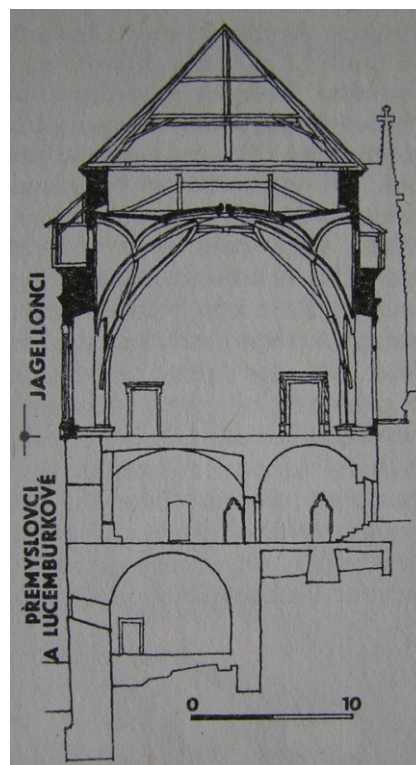
Tabulka 9.18: Srovnání vybraných typů kleneb

Klenba	Sledovaný jev				
	Celková reakce v patě klenby		Poměr vodorovné ke svislé reakci	Vystoupení výslednice sil z jádra průřezu meziokenního pilíře zatíženého	
	svislá	vodorovná		klenbou, podélnou zdí	klenbou, podélnou zdí, krovem
křížová stoupající	2	5	7	4	4
křížová gotická	1	1	6	5	5
křížová gotická s vyvýšeným čelním obloukem	3	6	5	8	6
křížová gotická s vyvýšeným čelním obloukem a vzdutými kápěmi	6	7	4	6	7
hvězdicová	7	8	6	7	8
síťová „podle Víta“	5	3	3	3	3
síťová „podle hvězdicové klenby“	6	4	2	2	2
kroužená „podle hvězdicové klenby“	8	2	1	1	1

Pozn. Číslice znamená umístění v pořadí podle sledovaného jevu. Číslice 1 znamená nejlepší, 8 nejhorší umístění.

Z porovnání typů kleneb je zřejmé, proč bylo možno krouženou klenbou zaklenout velký rozpon Vladislavského sálu bez užití vnějšího rozvinutého systému, když výběhy klenby jsou založeny poměrně nízko nad podlahou, když dosti masivní vnější stěny jsou prolomeny okny pouze v dolní části, když horní části zdí jsou vsunuty dovnitř dispozice a jejich tíha je nesena a soustředěna pasy do pilířů podporujících klenbu. Horní části zdí vytvářejí nad klenbou sálu volný prostor, který vznikl jako důsledek statických potřeb. Jižní zeď sálu, obracející se k Malé Straně a stojící na starší hradební zdi je masivnější a bez opěráků, severní zeď sálu obrácená k chrámu sv. Víta je subtilnější a zesílená opěráky (Obr. 9.31). Více než moudrým prostorovým rozvržením zdí, užitím kroužené klenby zesílené shora pasy, vložením příčných železných táhel a železných spojek mezi žebra a kápi, vznikl pod vedením a podle návrhu Benedikta Rieda velkolepý prostor.

Obr. 9.31 – Příčný řez Vladislavským sálem včetně krovu a suterénů (Převzato z [94])



10. Opěrné systémy vysokého chóru dómu sv. Viktora v Xanten

Opěrný systém katedrály v Xanten byl vybrán k modelování kvůli tomu, že je odlišný oproti opěrnému systému lodi chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře, že nevykazuje poruchy a ani nejsou historické zmínky o jeho poruchách. Díky tříměsíční stáži v tamní huti jsem získal dostatek podkladů k modelování. Dóm sv. Viktora je v půdoryse pětilodní a má čtyři typy opěrných systémů inspirované opěrnými systémy katedrál v Kolíně nad Rýnem a v Amiens. Pozornost byla věnována opěrným systémům s opěrnými oblouky s arkádami, tedy inspirovanými opěrným systémem chóru v Amiens.



Obr. 10.1, 10.2 – Xanten, dóm sv. Viktora; vlevo – celkový pohled přes obnovené pozůstatky města Colonia Trajana; vpravo – opěrné systémy

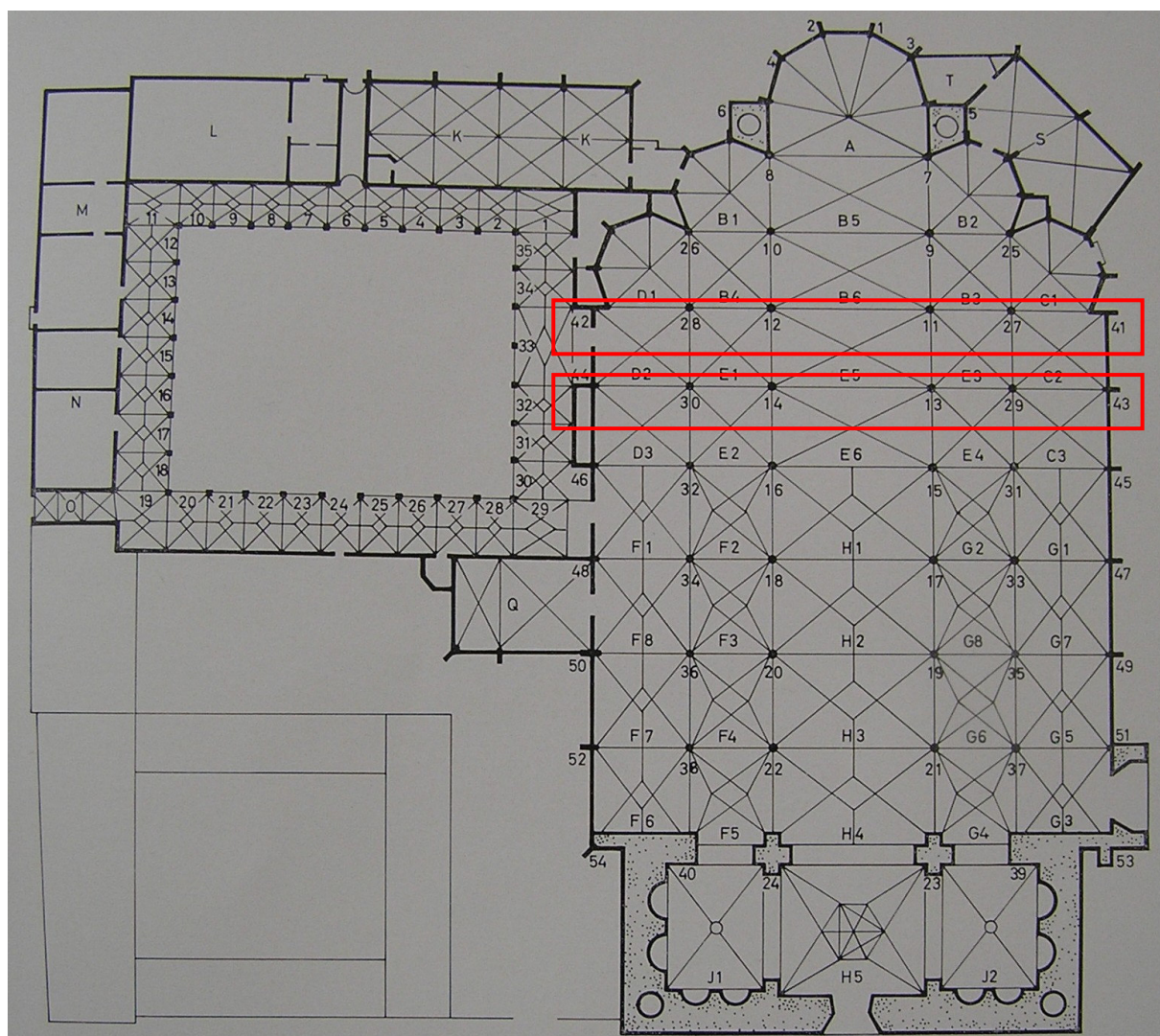
10.1 Historie

Město Xanten, které obdrželo městská práva roku 1228, vyrostlo na levém břehu Rýna kolem hrobu sv. Viktora, který byl pohřben vedle cesty vycházející z města Colonia Trajana. Římské město Colonia Trajana bylo druhým největším římským městem na Rýnu v „Německu“, hned po Kolínu. Rozvoj města i kostela byl po dlouhá staletí spojen s rozvojem Stift Xanten, mužského kláštera kleriků podléhajícího kolínskému arcibiskupovi.

Nad hrobem sv. Viktora vzniklo v průběhu staletí devět staveb:

- 1) 383 – 388 *n. l.* (datováno podle nálezů mincí) Pamětní kaple I s mensou, hrázděná stavba pestře vymalovaná,
- 2) *začátek 5. století* Pamětní kaple II, otevřená sloupová síň ze dřeva,
- 3) *před polovinou 5. století* Kostel I, kamenný, 7,75 metru dlouhý a 6 metrů široký,
- 4) 752 – 768 stržení kostela I, na jeho základech byl postaven Kostel II, karolínská stavba s chórem. Podle chóru se usuzuje na větší počet kleriků, tím se s kostelem II spojuje začátek Stift Xanten i města Xanten,
- 5) *před 800* Kostel III, druhá karolínská stavba na základech kostela II. Kostel III byl stržen ještě před vpádem Normanů v roce 863.
- 6) *před 863* Kostel IV, velká stavba s trojlodím, v roce 863 při normanském vpádu vypálena,

- 7) 969 vysvěcení plochostropého ottonského Kostela V, spolu s kostelem vznikla křížová chodba a tzv. Imunita (od města oddělený a opevněný okrsek Stift Xanten). Osa kostela V byla přebírána i následujícími stavbami. Kostel V vyhořel 29. 4. 1109,
- 8) *po 1109 obnova, roku 1128* vysvěcen Kostel VI, malby plochého stropu byly obnoveny ještě v roce 1463 malířem Heinrichem. Součástí kostela VI byl dodnes stojící klenutý westwerk stavěný v letech 1190-1213.
- 9) *od 1263* výstavba Kostela VII, současného pětilodního, plně zaklenutého dómu s opěrným systémem [101].



Obr. 10.3 – Xanten, dóm sv. Viktora, půdorys se značením polí a pilířů (převzato z [101]) a polohy řešených opěrných systémů

Stavba současného dómu se táhla přes tři staletí:

- a) 1263 – 1311 pole A, B 1-6,
- b) 1359 – 1389 pole C 1-3, D 1-3,
- c) 1406 – 1437 pole E 1-6, Tím byl hotov chór kostela a přilehlé lodi až k lettneru. Bylo možno sem přemístit bohoslužby. Pole C 1-3 byla užívána jako sakristie.
- d) 1449 – 1506 pole F 1-8, G 1-8,
- e) 1507 – 1519 dokončení lodi poli H 1-4,
- f) 1517 – 1529 pole H 5, stržení románské klenby mezi západními věžemi, zřízení nové gotické síťové klenby, prolomení velkého okna v západní fasádě.

Po ukončení hlavních prací na stavbě kostela byly budovány potřebné související budovy: 1519 nová sakristie S, 1528 – 1550 kapitulní sál K, 1535 kaple svatého ducha Q, 1543 – 1546 gotická křížová chodba U, 1547 druhé patro západního křídla křížové chodby pro klášterní knihovnu [101].



Obr. 10.4 – Xanten, dóm sv. Viktora, plán č. 17713 – příčný řez (převzato z [103])

V roce 1802 byla Stift Xanten sekularizována. V letech 1857 – 1868 byl celý chrám důkladně opraven. V 20. letech 20. století byla založena Dombauhütte Xanten kvůli nutnosti stále opravovat dóm, zejména vnější plášť tvořený tufem. V únoru 1945 bylo město Xanten včetně dómu těžce poškozeno dvojicí leteckých bombardování a následně dělostřeleckou palbou při bojích kolem Rýna. Obnova dómu proběhla v letech 1947 – 1966 díky úsilí profesora Waltera Badera [102]. Obnova byla možná díky dokumentaci pořízené při opravě dómu v 19. století. Kamenická huť v Xanten funguje dodnes.

Obr. 10.5 – Xanten, dóm sv. Viktora, průhled hlavní lodí k východu v roce 1945 (převzato z [102])



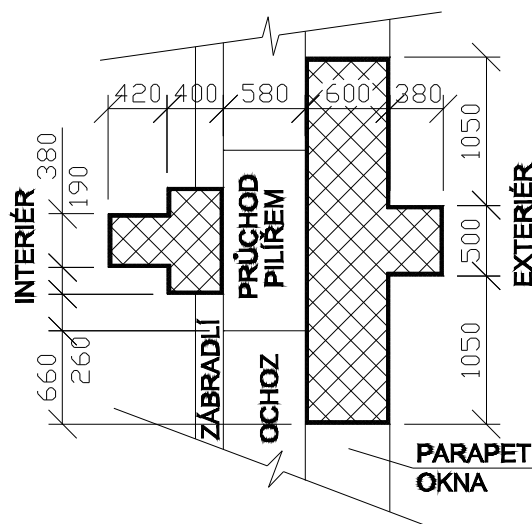
10.2 Modelování v programu FEAT

Geometrie konstrukce byla převzata z podkladů poskytnutých Dombauhütte Xanten [102, 103] a některé rozměry byly doměřeny na místě. Pro potřeby modelování byla konstrukce zjednodušena, zejména její architektonické členění. Při zjednodušování bylo dbáno, aby objem hmoty zůstal zachován a aby v rovině konstrukce nebyly výrazněji změněny momenty setrvačnosti průřezů. Byly modelovány konstrukce vysokého chóru a opěrného systému. Konstrukce přízemí do modelu zahrnuty nebyly.

Model pole vysokého chóru

K modelování bylo vybráno pole E5, protože k němu přiléhají opěrné systémy označované 12-28-42 a 14-30-44.

Modelované pole má podélný rozměr 5,8 metru, vzdálenost mezi pilíři je 9,5 metru (šířka hlavní lodi), vzdálenost vnějších líců zdí vysokého chóru je 14,26 metru. Vnější zeď je z cihelného zdiva s vnějším lícem z tufových kvádrů výšky 200 mm. Přípora, na kterou nasedá opěrný oblouk, je z čedičových kvádrů. Z trachytových kvádrů je pilíř mezi ochozem a prostorem chóru i překlád průchodu. Zjednodušený řez v úrovni průchodu meziokenním pilířem pro model je zachycen v obr. 10.6. Okno vnější podélné zdi má šířku 3,2 metru a výšku 6,92 metru, zaklenuto je lomeným obloukem složeným



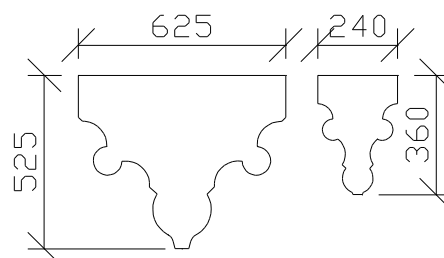
Obr. 10.6 – Xanten, dóm sv. Viktora, zjednodušení geometrie v oblasti průchodu pilířem pro potřeby modelování

z kružnic o poloměru 3,61 metru. Křížová klenba se vzduťmi kápěmi má tloušťku 30 cm a je cihelná. Diagonální žebra a profil příčného pasu jsou z tufu, jejich profilace

viz obr. 10.7. Příčný pas i čelní oblouk mají vrchol ve stejné výšce 6,69 metru oproti základně klenby, vrchol klenby je ve výšce 7,04 metru. Příčný pas má tvar lomeného oblouku složeného z kružnic o poloměru 7,55 metru. Průběh příčného žebra udává lomený oblouk složený z kružnic o poloměru 7,08 metru. Vyvýšený čelní oblouk má tvar lomeného oblouku složeného z kružnic o poloměru 3,55 metru. Pata klenby je vyzděna do úrovně 5 metrů od základny klenby.

Vnější stěny byly modelovány stěnodeskovými prvky, diagonální žebra a příčný pas pruty, kápě klenby stěnodeskovými prvky z prímkových ploch.

Střecha vysoké lodi, krytá břidlicí kladenou na bednění, je sedlová s průřezem rovnostranného trojúhelníka, nesená vaznicovým krovem. Krov je poválečný, úsporný. Krokve jsou podporovány vrcholovou, střední a patní vaznicí. Střední a patní vaznice jsou uloženy v plné vazbě na kleštiny s funkcí hambalků nebo vazných trámů. Plná vazba je kromě krokví tvořena osovým sloupkem vzepřeným vzpěrami probíhajícími těsně pod krokvi od paty krovu až k jeho vrcholu, kleštinami v úrovních patní a střední vaznice a při vrcholu krovu, dvojicí vzpěr mezi patou krovu a kleštinami v úrovni střední vaznice. Tyto vzpěry nejsou začepovány



Obr. 10.7 – Xanten, dóm sv. Viktora, profily diagonálního žebra (vpravo) a příčného pasu (vlevo)

do středního sloupku, ale svorníkem upevněny k probíhající kleštinám. Střední sloupky jsou v podélné ose krovu vzájemně spojeny kleštinami nad středními příčnými kleštinami. Středem krovu vede inspekční lávka spočívající na dolní úrovni kleštin. Podélné ztužení krovu zajišťují pásy mezi vrcholovou vaznicí a sloupkem a diagonály přitlučené z vnitřní strany ke krokším. V dolním i horním poli krokví vymezeném plnými vazbami a vaznicemi je po jedné diagonále, diagonály jsou pouze v každém druhém poli mezi plnými vazbami. Plné vazby jsou v osově vzdálenosti 3,36 metru a mezi nimi je vždy po čtyřech vazbách prázdných. Krov je v místě plných vazeb uložen na koruně zdi přes pozednici. Plné vazby nad vysokou lodí jsou situovány nad meziokenním pilířem a ve středu rozpětí mezi pilíři. Protože pole chóru jsou kratší (5,8 metru) než pole lodi (6,72 metru), nad chórem toto uspořádání neplatí. Vazby pokračují v pravidelných vzdálenostech k závěru. Pro potřeby modelovaného pole chóru byly plné vazby rozmístěny na podélné stěny stejně jako nad lodí, tím byly vzdálenosti mezi prázdnými vazbami zmenšeny na 580 mm z 672 mm. Zhuštěním vazeb narostla tuhost krovu v příčném, tedy sledovaném směru, a mírně vzrostlo zatížení od vlastní tíhy krovu, což nebude mít výrazný vliv na zatížení vnějších stěn a sledovaný opěrný systém. V modelech uvažované materiálové charakteristiky jsou uvedeny v tabulce 10.1.

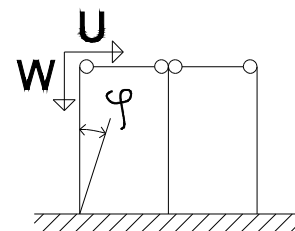
Tabulka 10.1: Materiálové charakteristiky jednotlivých konstrukcí užívané v modelech dómu

	Krov	Žebra	Kápě	Zed'	Pilíř	Opěrný pilíř	Opěrný oblouk
Modul pružnosti E [GPa]	10	7,3	3,34	3,09	21,9	15,9	26,7
Poissonův součinitel [-]	0,05	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Objemová hmotnost [kg/m ³]	600	1400	1800	1690	2345	2180	2200
K. teplotní roztažnosti [1x10 ⁻⁶ /°C]	3	7	5	5	9	8	9,5

Klenba, žebra a vrcholy čelních podélných zdí byly podepřeny podle nalezené podmínky symetrie. Nalezenou podmínkou symetrie byly podepřeny i osově sloupky krovu v místech, kde se do nich opírají pásy přispívající k podélnému ztužení a podpírající vrcholovou vaznici.

Protože byl modelován pouze vysoký chór, konstrukce přízemí byly nahrazeny tuhostí podpor. Tuhost podpor byla uvažována ve svislém a příčném směru a v rotaci kolem podélné osy (vztaheno k osám kostela). Podpora v podélném směru a rotace kolem příčné i svislé osy byly uvažovány jako pevné.

Tuhost podpor byla určena ze schématu (Obr. 10.8) a rovnic 10.1, 10.2, 10.3.



Obr. 10.8 – Schéma konstrukcí přízemí

Svislá tuhost:

$$k_w = \frac{EA}{l} \quad (\text{rovnice 10.1})$$

Vodorovná tuhost:

$$k_u = \frac{3EI}{l^3} \quad (\text{rovnice 10.2})$$

Tuhost v rotaci:

$$k_\varphi = \frac{2EI}{l^2} \quad (\text{rovnice 10.3})$$

kde:

k_w – svislá tuhost [kN/m], k_u – vodorovná tuhost [kN/m], k_φ – tuhost v rotaci [kN],
 E – modul pružnosti [kN], A – plocha průřezu [kN],
 I – moment setrvačnosti [m⁴], l – délka (výška) konstrukce [m].

Protože vodorovné tuhosti jednotlivých prvků spolu souvisí, byly určeny z vodorovných tuhostí pilířů a z tuhosti meziklenebných pasů podle rovnice 10.4:

$$k_{u,i} = \frac{k_{u,A} k_{w,1}}{k_{u,A} + k_{w,1}} \quad (\text{rovnice 10.4})$$

Určené hodnoty tuhostí se pohybují v těchto řádech: k_w (10^3 MN/m), k_u (10 MN/m), k_ϕ (10 MNm/rad).

Pro ověření chování modelu s pružnými podporami byl použit srovnávací model s pevnými podporami ve směru všech os a rotacemi odebranými kolem svislé a podélné osy (vztaženo k osám kostela).

Konstrukce byla zatížena vlastní tíhou. Kružbové zábradlí podél žlabu vysokého chóru bylo nahrazeno liniovým zatížením o velikosti 3,1 kN/m, fiála nad příporou osamělou silou 7,6 kN. Tíha břidlice a bednění byla zadána liniovým zatížením o velikosti 0,3 kN/m působícím na krokve.

Zatížení sněhem nebylo uvažováno, protože konstrukce krovu má sklon 60° .

Zatížení větrem bylo uvažováno podle systému norem EC. Použita byla ČSN EN 1991-1-4 a DIN 1055-4:2005-03 [105, 108]. Uvažované zatížení větrem je vzhledem k členitosti stavby silně zjednodušené, ale poskytne základní představu o chování konstrukce pod jeho působením. Pro plné vystižení zatížení větrem na takto členitou stavbu, která navíc převyšuje okolní zástavbu, by bylo nutno provést trojrozměrný model včetně okolí a provést měření ve větrném tunelu nebo výpočet specializovaným programem.

Město Xanten se nalézá v oblasti II se základní rychlostí větru 25 m.s^{-1} . Výška hřebene střechy hlavní lodi nad terénem je 33,1 metru, kategorie terénu II. Model byl zatěžován pouze větrem působícím ve směru kolmo na hřeben sedlové střechy, tedy ve směru sledovaného působení opěrného systému.

$$w_e = q_{p(ze)} \cdot c_{pe} \quad (\text{Rovnice 10.5})$$

kde:

w_e – tlak větru, $q_{p(ze)}$ – maximální dynamický tlak, c_{pe} – součinitel vnějšího tlaku.

$$q_{p(ze)} = c_{e(ze)} \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 3,2 \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 1250 \text{ N/m}^2 \quad (\text{Rovnice 10.6})$$

kde:

$c_{e(ze)}$ – součinitel expozice, hodnota 3,2 odečtena z grafu (Kategorie terénu II, výška nad terénem 33,1 metrů),

ρ – měrná hmotnost vzduchu, $1,25 \text{ kg/m}^3$,

v_b – základní rychlost větru.

Charakteristické hodnoty zatížení větrem na oblasti pro součinitele vnějšího tlaku pro sedlové střechy, sklon střechy 60° :

Oblast	Součinitel	Charakteristické hodnoty zatížení
F:	$c_{pe,10} = 0,7$	$w_{e,F,k} = 1,25 \cdot 0,7 = 0,875 \text{ kN/m}^2$
G:	$c_{pe,10} = 0,7$	$w_{e,G,k} = 1,25 \cdot 0,7 = 0,875 \text{ kN/m}^2$
H:	$c_{pe,10} = 0,7$	$w_{e,H,k} = 1,25 \cdot 0,7 = 0,875 \text{ kN/m}^2$
J:	$c_{pe,10} = -0,3$	$w_{e,J,k} = 1,25 \cdot -0,3 = -0,375 \text{ kN/m}^2$
I:	$c_{pe,10} = -0,2$	$w_{e,I,k} = 1,25 \cdot -0,2 = -0,25 \text{ kN/m}^2$

Před zadáním zatížení větrem do statického modelu byla zohledněna osová vzdálenost krokví.

Charakteristické hodnoty zatížení větrem na oblasti pro součinitele vnějšího tlaku pro stěny:

Oblast	Součinitel	Charakteristické hodnoty zatížení
D:	$c_{pe,10} = 0,8$	$w_{e,D,k} = 1,25 \cdot 0,8 = 1 \text{ kN/m}^2$
E:	$c_{pe,10} = -0,5$	$w_{e,E,k} = 1,25 \cdot -0,5 = -0,625 \text{ kN/m}^2$

Na stěny bylo uvedené zatížení zadáno jako plošné. Zasklení, kružby a větrová železa nebyla modelována, zatížení větrem působící na plochu okna bylo proto nahrazeno liniovým zatížením působícím po obvodě okenního otvoru.

Výsledky jsou uvedeny společně s modely opěrného systému v odstavci Výsledky geometricky a fyzikálně lineárních výpočtů.

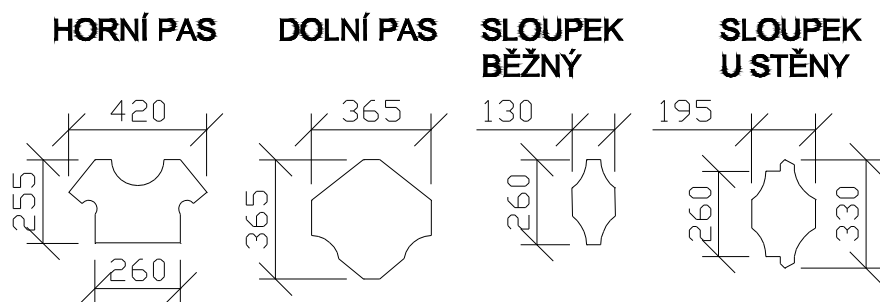
Model opěrného systému 14-30-44

Byl modelován opěrný systém nad pilíři přízemí 14-30-44. Modelovaný opěrný systém obsahuje subtilní opěrné oblouky s arkádami (Obr. 10.9). Pilíře jsou po výšce téměř nečleněné s křížovým půdorysem. Čelním pilířem je veden průchod v ose žlabu vnější stěny boční lodi. Fiály jsou redukované, jejich vrcholy jsou ukončeny poupaty, krabi zcela chybí.

Paty opěrných pilířů jsou z malé části z trachytového kvádrového zdiva s vnitřní výplní z cihelného zdiva. Tyto části z trachytu jsou pozůstatkem středověkého zdiva, které bylo minimálně dotčeno opravami v 19. století (to by bylo nahrazeno pískovcem) nebo po 2. světové válce (to by bylo nahrazeno čedičovou lávou). Ostatní části opěrných pilířů jsou z kvádrového zdiva z čedičové lávy. Masivní části pilířů mají vnitřní výplň z cihelného zdiva, vrchní části jsou z čistého kvádrového zdiva. Opěrné oblouky jsou z čistého kvádrového zdiva z čedičové lávy. Styčné spáry mezi klenáky jsou vyplněny olovem, ložné spáry jsou vyplněny maltou.

Opěrný systém jižní a severní strany dómu „pochází“ se stejné stavební fáze a je téměř totožný, proto bylo možno namodelovaný opěrný systém severní strany užít i na straně jižní.

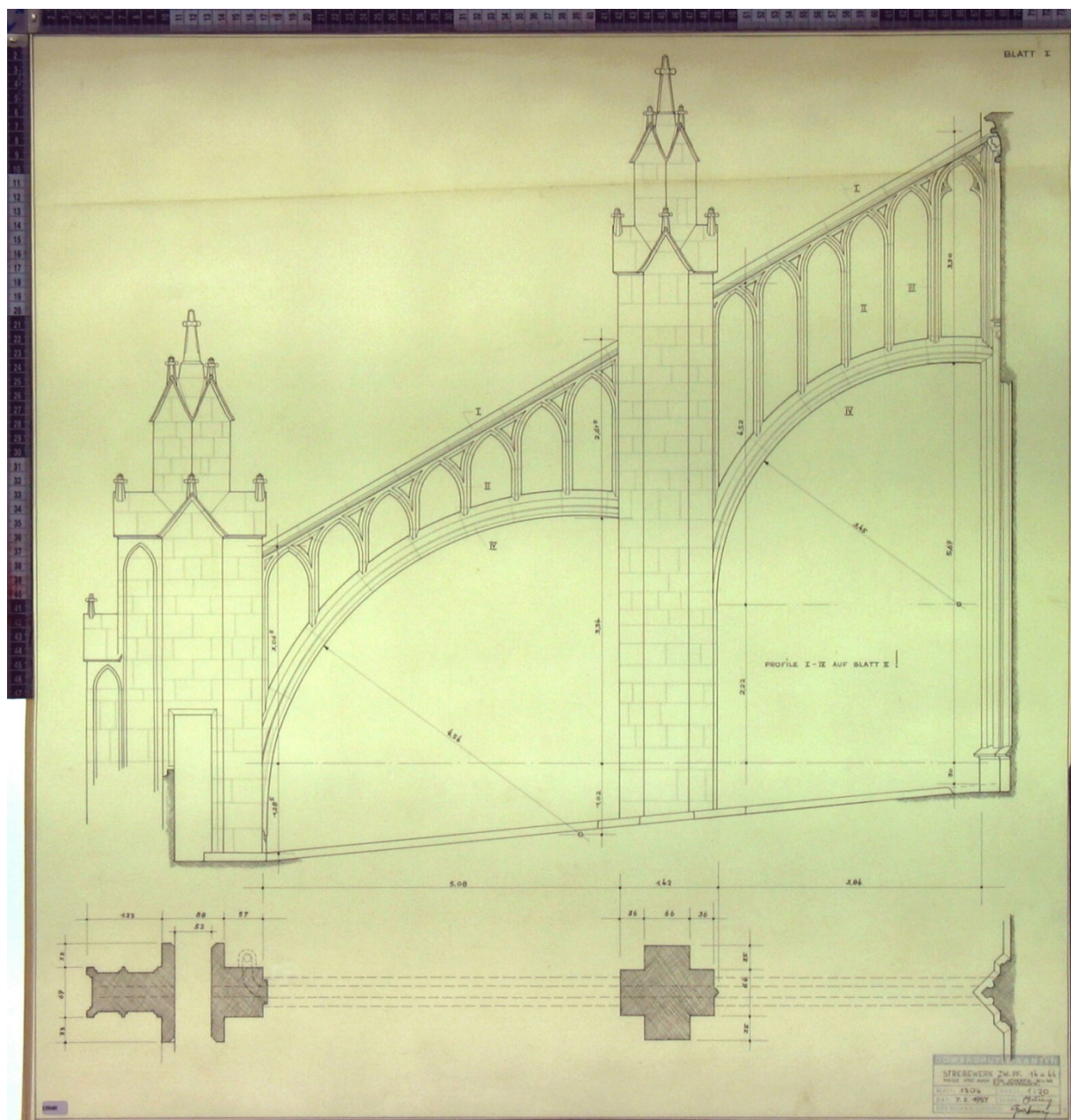
Reálná geometrie byla do modelu zjednodušena - byly zanedbány přípory čelního pilíře, stříšky pilířů a fiály včetně poupat byly nahrazeny hranoly o stejném objemu. Opěrné pilíře byly modelovány stěnodeskovými prvky, opěrné oblouky pruty, jejichž profilace je uvedena v obr. 10.10.



Obr. 10.10 – Xanten, dóm sv. Viktora, profily částí opěrných oblouků opěrného systému 14-30-44

Paty opěrných pilířů byly podepřeny pevně v podélném směru a bylo bráněno rotaci kolem příčné a svislé osy. Ve svislém a příčném směru a kolem podélné osy byla určena tuhost podpor nahrazující konstrukce přízemí. Udané směry jsou vztaženy k osám kostela.

Pro ověření chování modelu s pružnými podporami byl užíván srovnávací model s pevnými podporami ve všech směrech a rotacemi odebranými kolem svislé a podélné osy.



Obr. 10.9 – Xanten, dóm sv. Viktora, modelovaný opěrný systém 14-30-44 [103]

Konstrukce byla zatížena vlastní tíhou. Zatížení sněhem nebylo uvažováno.

Tlak větru na pilíře byl uvažován podle systému norem EC. Použita byla ČSN EN 1991-1-4 a DIN 1055-4:2005-03 [105, 108]. Byl uvažován pouze vítr působící ve směru roviny opěrného systému, tedy kolmo na hřeben střechy chóru.

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_{p(ze)} \cdot A_{ref} \quad (\text{rovnice 10.7})$$

kde:

$c_s c_d$ – součinitel konstrukce,

c_f – součinitel síly pro konstrukce,

$q_{p(ze)}$ – maximální dynamický tlak,

A_{ref} – referenční plocha konstrukce.

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda \quad (\text{rovnice 10.8})$$

kde:

$c_{f,0}$ – součinitel síly pro obdélníkové průřezy s ostrými rohy a bez uvažování vlivu koncových vírů,

ψ_r – redukční součinitel pro čtvercové průřezy se zaoblenými rohy,

ψ_λ – součinitel koncového efektu pro prvky s volnými konci.

Pro střední pilíř

$$c_f = 2,1 \cdot 1 \cdot 0,68 = 1,43$$

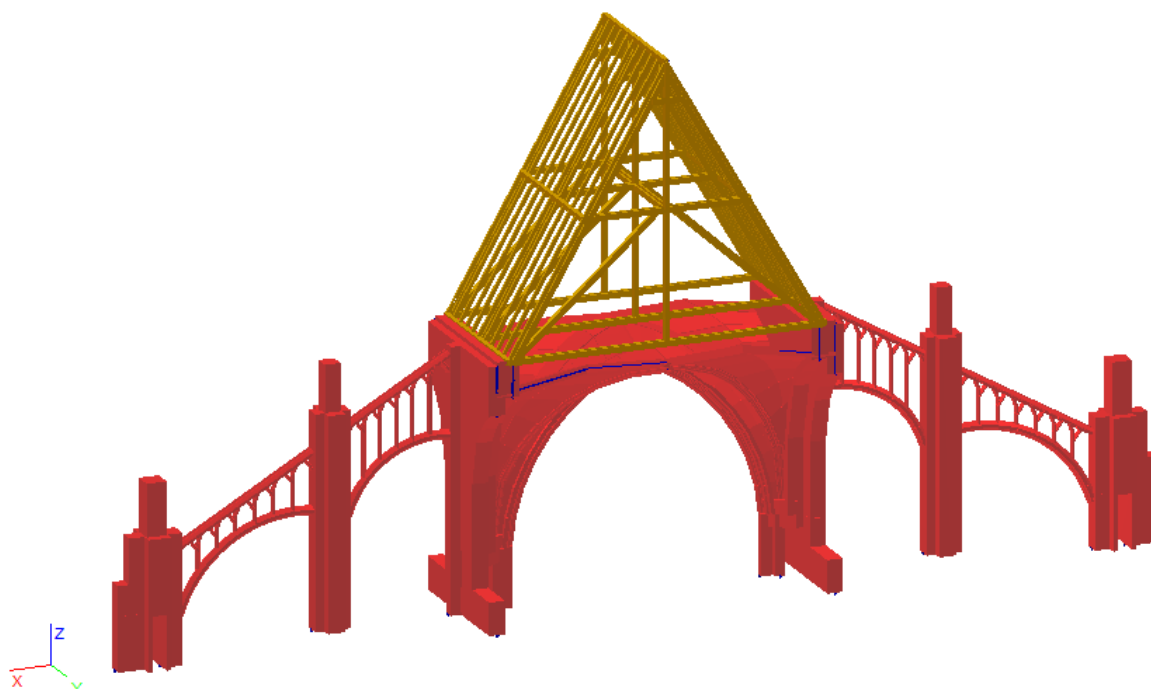
$$f_w = 1 \cdot 1,43 \cdot 1,250 \cdot 1,35 \cong 2,41 \text{ kN/m (zatížení zadáváno na střednici pilíře)}$$

Pro čelní pilíř

$$c_f = 1,75 \cdot 1 \cdot 0,66 = 1,155$$

$$f_w = 1 \cdot 1,155 \cdot 1,250 \cdot 1,4 \cong 2,02 \text{ kN/m (zatížení zadáváno na střednici pilíře)}$$

Model byl zatěžován teplotou určenou v části 7. Zatížení teplotou.

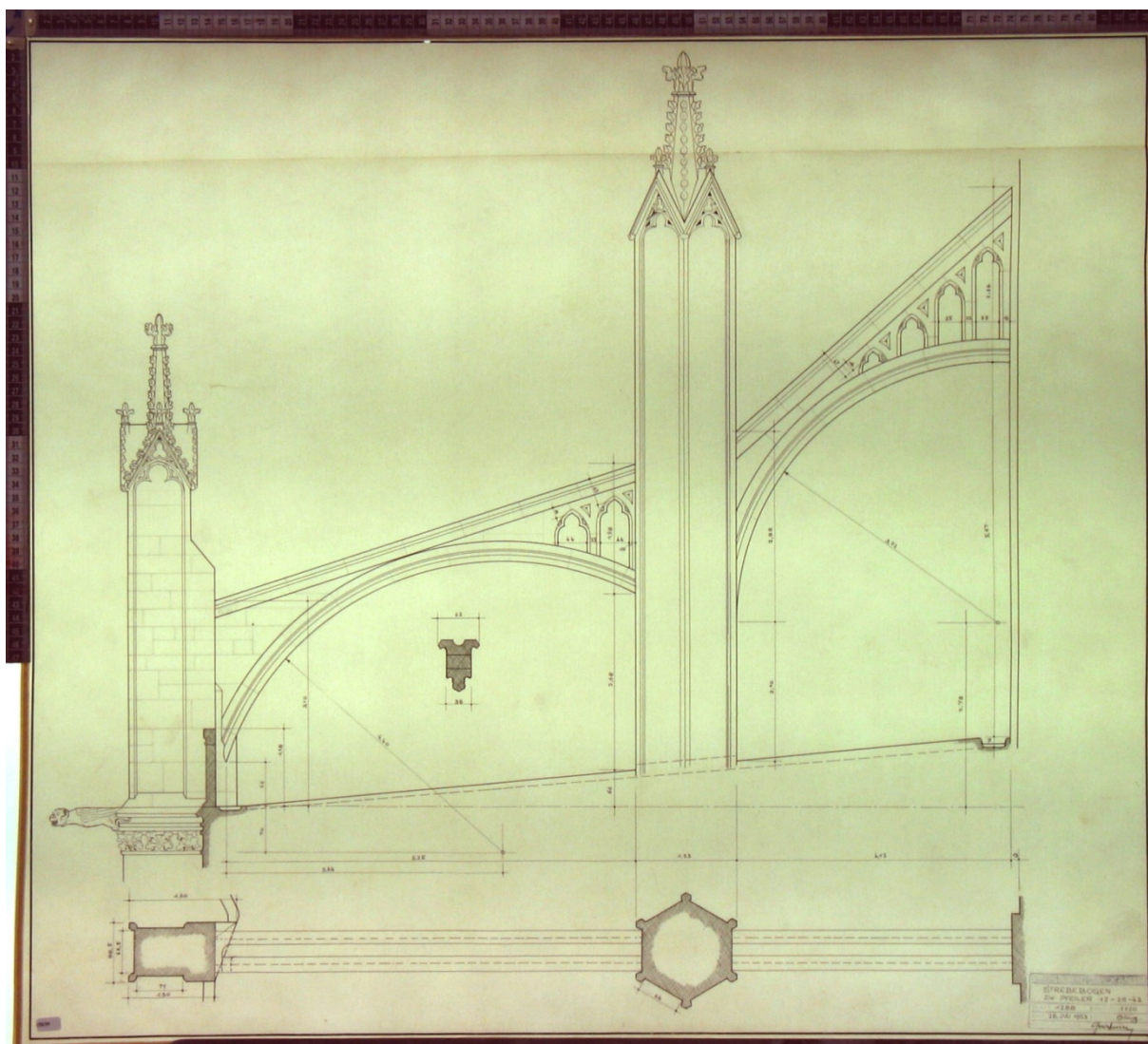


Obr. 10.11 – Připravený model vysokého chóru s opěrným systémem 14-30-44

Model opěrného systému byl přisazen k modelu pole vysokého chóru (obr. 10.11) a vypočítán. Výsledky jsou uvedeny společně s ostatními modely opěrného systému v odstavci Výsledky geometricky a fyzikálně lineárních výpočtů.

Model opěrného systému 12-28-42

Byl modelován opěrný systém nad pilíři přízemí 12-28-42. Modelovaný opěrný systém obsahuje opěrné oblouky s nadezdívkou, která je prolomena arkádami (Obr. 10.12). K modelování zvolený opěrný systém je rovněž zajímavý značným rozdílem ve sklonech oblouků. Střední pilíř má šestiúhelníkový půdorys, čelní pilíř je složen z dvojice hranolů. Hrany pilířů jsou zvýrazněny příporami. Těla pilířů jsou ukončena vimperky, z kterých vyrůstají nízké fiály ukončené křížovými kytkami.

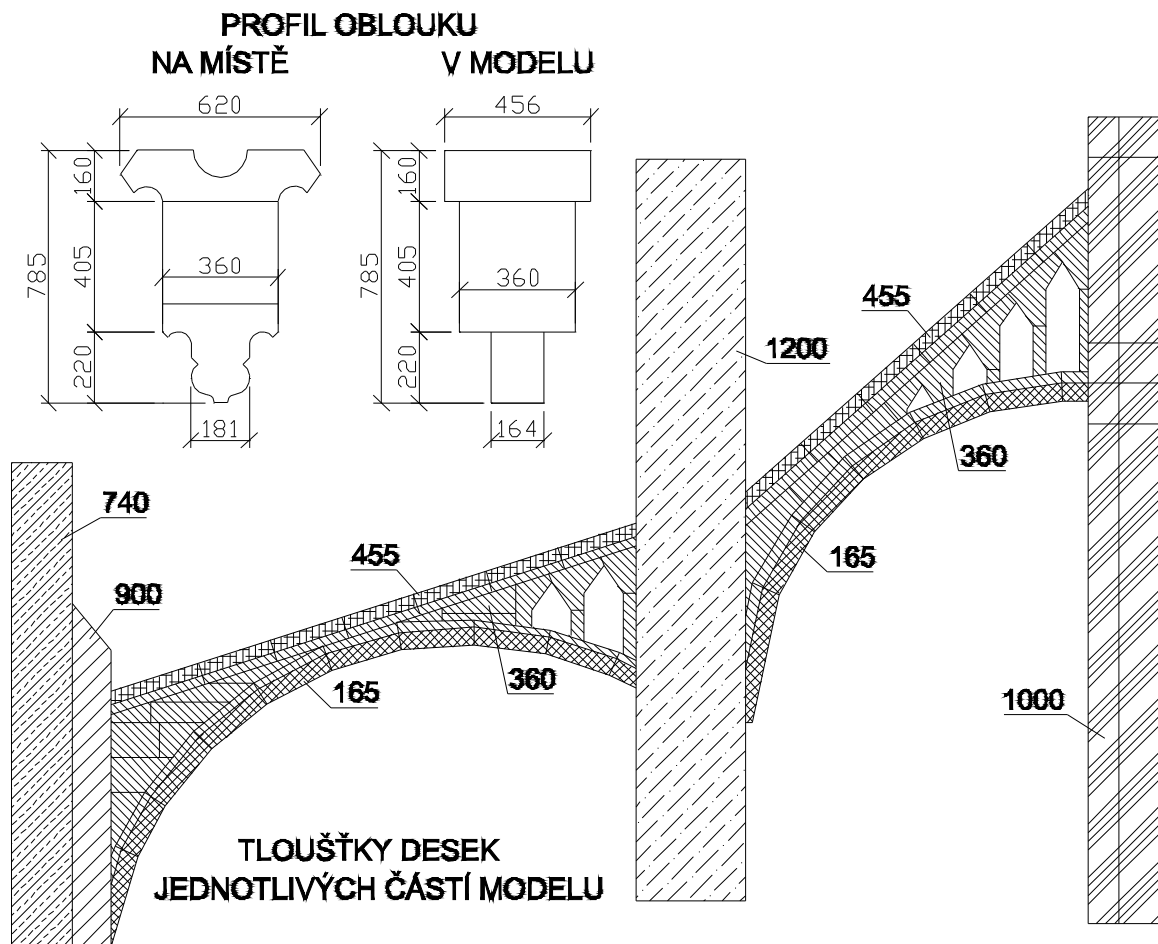


Obr. 10.12 – Xanten, dóm sv. Viktora, modelovaný opěrný systém 12-28-42 [103]

Paty opěrných pilířů jsou lokálně z trachytového kvádrového zdiva s vnitřní výplní z cihelného zdiva. Tyto části z trachytu jsou pozůstatkem středověkého zdiva, které bylo minimálně dotčeno opravami v 19. století (to by bylo nahrazeno pískovcem) nebo po 2. světové válce (to by bylo nahrazeno čedičovou lávou). Ostatní části opěrných pilířů jsou z kvádrového zdiva z čedičové lávy. Masivní části pilířů mají vnitřní výplň z cihelného zdiva, vrchní části jsou z čistého kvádrového zdiva. Opěrné oblouky jsou z čistého kvádrového zdiva z čedičové lávy. Styčné spáry mezi klenáky jsou vyplněny olovem, ložné spáry mezi kameny jsou vyplněny maltou.

Opěrný systém jižní a severní strany dómu „pochází“ se stejné stavební fáze a je téměř totožný, proto bylo možno namodelovaný opěrný systém severní strany užít i na straně jižní.

Reálná geometrie byla do modelu zjednodušena - byly zanedbány přípory pilířů, stříšky pilířů a fiály včetně křížových kytok, poupat a krabů byly nahrazeny hranoly o stejném objemu. Opěrné pilíře i oblouky byly modelovány stěnodeskovými prvky. Zjednodušení profilu opěrných oblouků a tloušťky desek v jednotlivých částech modelu jsou uvedeny v obr. 10.13. Pata meziokenního pilíře byla modelována až na úroveň podlahy ochozu, proto je pata meziokenního pilíře níž než pata vnitřního pilíře.



Obr. 10.13 – Xanten, dóm sv. Viktora, zjednodušení profilu opěrných oblouků a tloušťky desek v jednotlivých částech modelu 12-28-42 v programech FEAT i ATENA

Paty opěrných pilířů byly podepřeny pevně v podélném směru a bylo bráněno rotaci kolem příčné a svislé osy. Ve svislém a příčném směru a kolem podélné osy byla určena tuhost podpor nahrazující konstrukce přízemí. Udávané směry jsou vztaženy k osám kostela. Pro porovnání chování modelu s pružnými podporami byl užíván model s pevnými podporami a rotacemi odebranými kolem svislé a podélné osy (vztaženo k osám kostela).

Model byl zatížen vlastní tíhou. Zatížení sněhem nebylo uvažováno.

Tlak větru na pilíře byl uvažován podle systému norem EC. Použita byla ČSN EN 1991-1-4 a DIN 1055-4:2005-03 [105, 108]. Byl uvažován pouze vítr působící ve směru roviny opěrného systému.

Pro střední pilíř (podle rovnic 10.7, 10.8)

$$f_w = 1 \cdot (1,6 \cdot 1 \cdot 0,71) \cdot 1,250 \cdot 1,58 \approx 2,24 \text{ kN/m (zatížení zadáváno na střední osu pilíře)}$$

Pro čelní pilíř (podle rovnic 10.7, 10.8)

$$f_w = 1 \cdot (1,95 \cdot 1 \cdot 0,724) \cdot 1,250 \cdot 0,9 \approx 1,6 \text{ kN/m (zatížení zadáváno na střední osu pilíře)}$$

Model opěrného systému byl přisazen k modelu pole vysokého chóru a vypočítán. Výsledky jsou uvedeny společně s ostatními modely.

Výsledky geometricky a fyzikálně lineárních výpočtů

Velikosti reakcí ve svislém a příčném směru spolu s vyznačením uvažovaného kladného směru působení jsou uvedeny v tabulce 10.2 pro všechny konstrukce vysoké lodi i pilíře opěrných systémů.

Tabulka 10.2: Reakce [kN]

Strana			návětrná								závětrná							
Sledované místo			čelní pilíř		střední pilíř		vnější zed'		pilíř u průchodu		pilíř u průchodu		vnější zed'		střední pilíř		čelní pilíř	
Reakce			→	↑	→	↑	→	↑	→	↑	↑	←	↑	←	↑	←	↑	←
12-28-42	podp. tuhá	K1	46	159	31	411	56	846	45	584	584	45	846	56	411	31	159	46
		K2	5	140	-8	382	36	807	23	645	535	62	890	71	441	71	178	86
	podp. pružná	K1	23	153	15	367	65	964	15	515	515	15	964	65	367	15	153	23
		K2	-12	132	-24	337	59	940	7	558	558	22	1004	99	403	53	174	57
14-30-44	podp. tuhá	K1	27	250	9	286	58	875	49	583	583	50	875	58	286	9	250	27
		K2	-28	223	-12	289	33	786	20	664	515	73	969	78	283	29	277	83
	podp. pružná	K1	12	240	10	286	70	959	16	518	518	16	959	70	286	10	240	12
		K2	-35	212	-15	288	24	877	7	271	486	24	1040	109	284	36	238	60

Pozn.: šipky udávají směr uvažovaného kladného směru reakce,

K1 – kombinace obsahující všechna stálá zatížení,

K2 – kombinace obsahující všechna stálá zatížení a zatížení větrem.

U modelu s pružnými podporami jsou svislé i vodorovné reakce z vnější zdi vysokého chóru větší, reakce u pilíře mezi průchodem ochozu a prostorem vysokého chóru menší než u modelu s pevnými podporami. Toto přerozdělení je dáno posunem a poklesem podpor konstrukce.

Když je k vysokému chóru přistaven opěrný systém, klesá velikost vodorovných reakcí v patě vnější stěny vysokého chóru i v patě pilíře mezi průchodem ochozu a prostorem vysokého chóru.

Při působení větru se mění směr vodorovné reakce v patě pilířů na návětrné straně. Výjimkou je čelní pilíř 12 při uvažování pružných podpor. Tato výjimka je daná velikostí vodorovné reakce od stálého zatížení.

Pro zjištění, který z modelovaných opěrných systémů označovaných 12-28-42 a 14-30-44 je staticky vhodnější, jsou v tabulce 10.3 uvedeny velikosti deformací návětrné stěny vysokého chóru ve třech výškových úrovních. Porovnávány jsou modely s pevnými i pružnými podporami.

Tabulka 10.3: Deformace [mm] stěny vysokého chóru

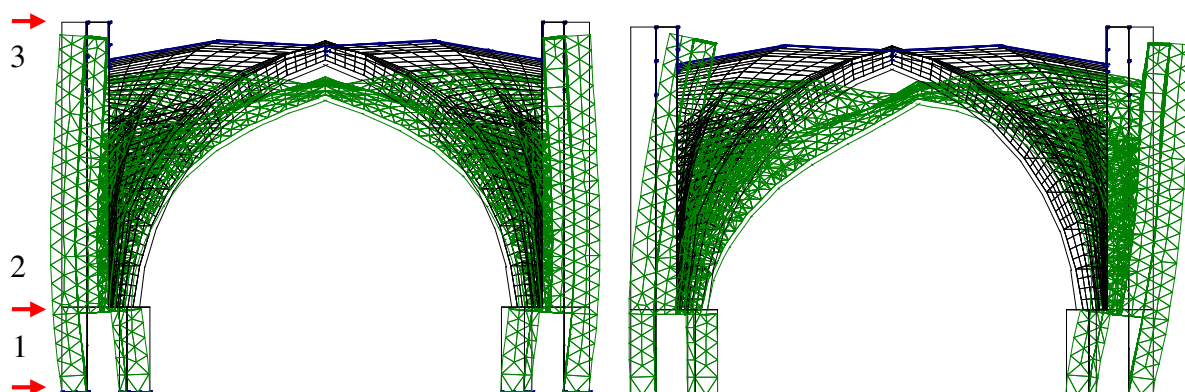
Ú r o v e ň	Model											
	chór bez opěrného systému				12-28-42				14-30-44			
	podpory				Podpory				Podpory			
	Tuhé		pružné		Tuhé		pružné		pevné		pružné	
	zatížení				Zatížení				zatížení			
	stálé	Stálé +vitr	stálé	Stálé +vitr	stálé	Stálé +vitr	stálé	Stálé +vitr	stálé	Stálé +vitr	stálé	Stálé +vitr
1	0,0405	-1,006	-0,740	-3,384	-0,130	-0,343	-0,0648	-1,2490	-0,0480	-0,4202	-0,0606	-1,714
2	0,2281	0,3555	1,592	-0,299	0,1978	0,1295	1,3500	0,4651	0,2134	0,1157	1,478	0,3727
3	0	0	1,204	0,0526	0	0	1,0130	0,4204	0	0	1,128	0,4091

Pozn.: úroveň 1 – pata vnější zdi, úroveň 2 – v rovině stropu průchodu, úroveň 3 – koruna zdi

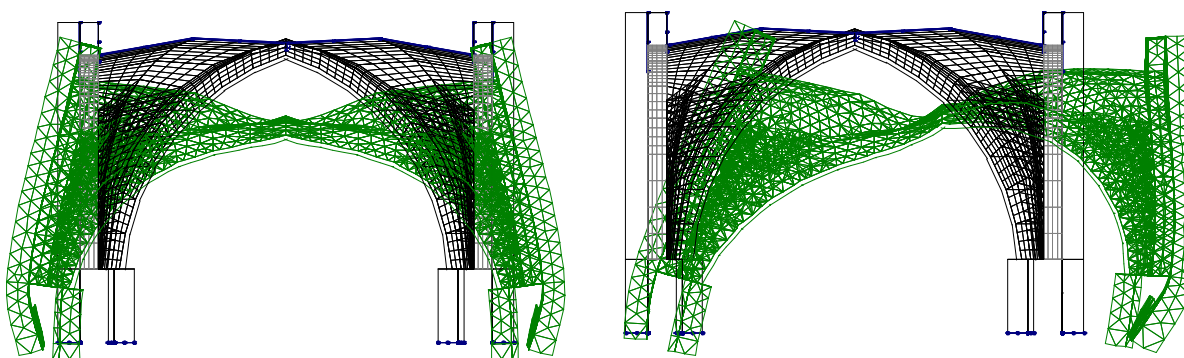
Opěrné systémy snižují velikost vodorovných deformací, zejména když jsou v modelu zadány pružné podpory. Velikost deformací od stálého zatížení v úrovni 1 i 2 více snižuje opěrný systém 12-28-42 oproti opěrnému systému 14-30-44, protože opěrné oblouky systému 12-28-42 jsou masivnější, lépe tedy vzdorují stálým zatížením.

Opěrný systém 14-30-44 více snižuje deformace od účinků kombinace stálého zatížení a působícího větru, tedy od účinků větru. Je to dáno jeho uspořádáním, kdy horní pas nesený arkádami probíhá v přímém směru od koruny zdi vysokého chóru až k masivnímu čelnímu pilíři.

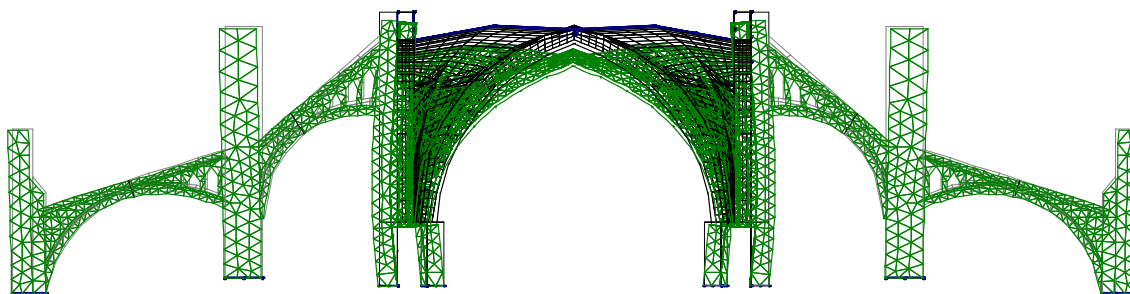
Důležité je poukázat na významný vliv průchodu meziokenním pilířem. Provedený otvor významně oslabuje meziokenní pilíř, snižuje jeho tuhost ve svislém a zejména ve vodorovném směru, čímž zvyšuje vodorovné zatížení opěrného systému.



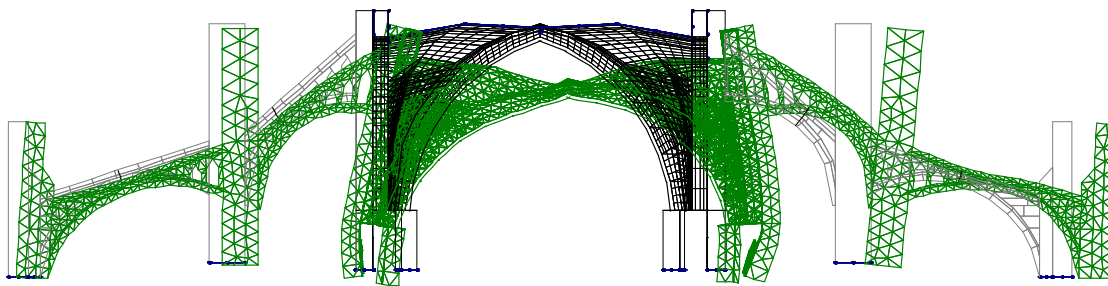
Obr. 10.14 – Konstrukce vysokého chóru s pevnými podporami, vlevo zatížení vlastní tíhou, vpravo zatížení kombinací vlastní tíhy a větru



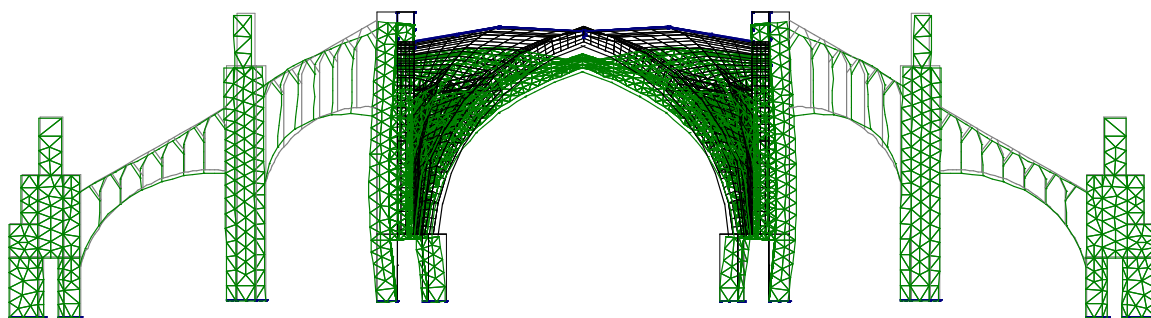
Obr. 10.15 – Konstrukce vysokého chóru s pružnými podporami, vlevo zatížení vlastní tíhou, vpravo zatížení kombinací vlastní tíhy a větru



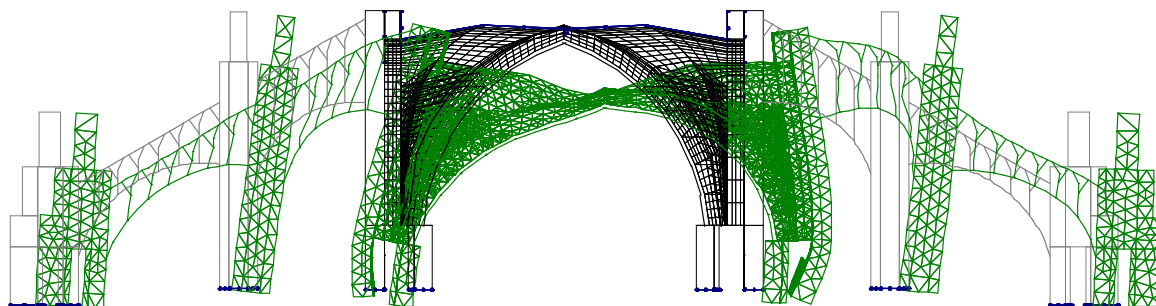
Obr. 10.16 – Konstrukce vysokého chóru a opěrný systém 12-28-42 s pevnými podporami, zatížení vlastní tíhou



Obr. 10.17 – Konstrukce vysokého chóru a opěrný systém 12-28-42 s pružnými podporami, zatížení kombinací vlastní tíhy a větru



Obr. 10.18 – Konstrukce vysokého chóru a opěrný systém 14-30-44 s pevnými podporami, zatížení vlastní tíhou



Obr. 10.19 – Konstrukce vysokého chóru a opěrný systém 14-30-44 s pružnými podporami, zatížení kombinací vlastní tíhy a větru

V dalším rozboru statického chování opěrných systémů se soustředíme na opěrné oblouky, s převažujícím normálovým namáháním.

Opěrné oblouky v systému 12-28-42

Normálové síly uvedené v tabulce 10.4 byly zjištěny z řezů vedených středem, tedy nejslabším, místem oblouku.

Tabulka 10.4: Normálové síly [kN] ve středech opěrných oblouků systému 12-28-42

Podepření	Zatížení			Strana			
				návětrná		závětrná	
				Oblouk			
				vnější	mezilehlý	mezilehlý	vnější
pevné	stálé			-52,7	-99,1		
	stálé	vítr		-16,0	-33	-165,3	-88,4
	stálé		ochlazení rovnoměrné	536,5	719,3		
	stálé		oteplení rovnoměrné	-690,3	-1009		
	stálé		ochlazení o „- 5°C“	38,9	28,1		
	stálé		oteplení o „+5°C“	-144,4	-226,2		
	stálé	vítr	ochlazení o „- 5°C“	75,6	94,1	-38,1	3,2
	stálé	vítr	oteplení o „+5°C“	-107,6	-160,2	-292,4	-180
pružné	stálé			-31,2	-39,8		
	stálé	vítr		2,2	22,4	-101,1	-63,3
	stálé		ochlazení rovnoměrné	97	199,6		
	stálé		oteplení rovnoměrné	-165,5	-310,7		
	stálé		ochlazení o „- 5°C“	-13,4	-1,4		
	stálé		oteplení o „+5°C“	-48,9	-78,2		
	stálé	vítr	ochlazení o „- 5°C“	20	60,8	-65	-45,5
	stálé	vítr	oteplení o „+5°C“	-15,6	-16,1	-141,9	-81,1

Pozn.:

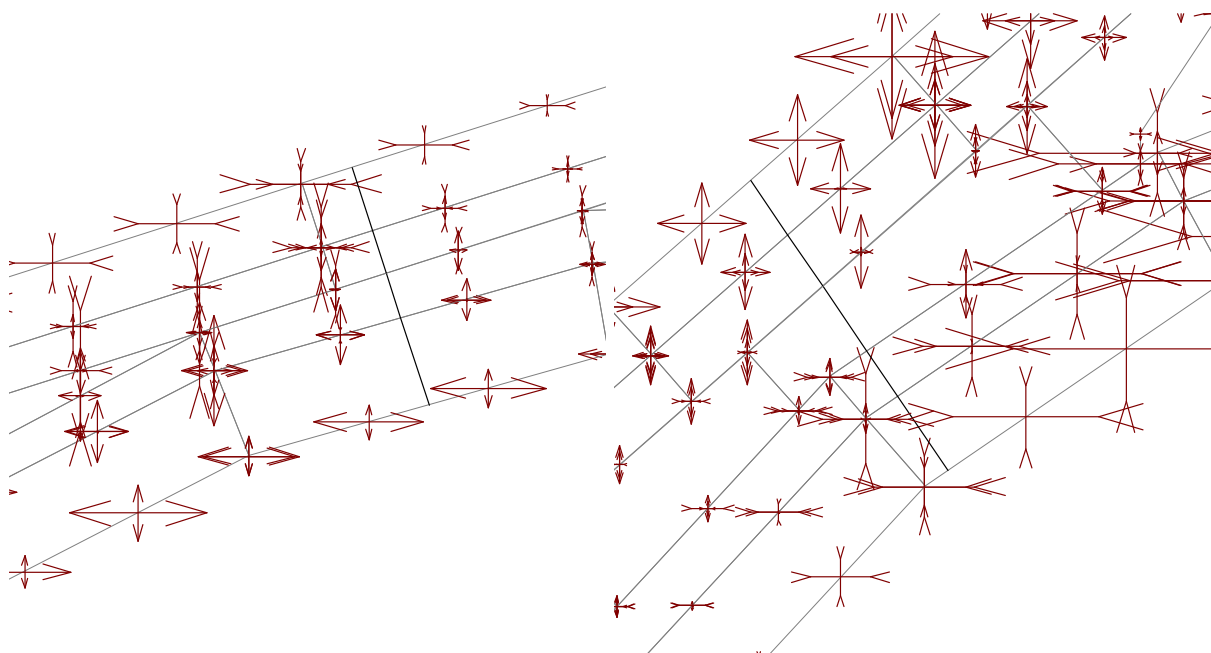
Označení oteplení/ochlazení o 5° C užívám pro rozdíl teplot ΔT_P různých částí konstrukce stanovený zohledněním tepelné akumulace konstrukcí, viz část 7. Zatížení teplotou.

Mezilehlým opěrným obloukem se rozumí opěrný oblouk mezi středním pilířem a stěnou vysokého chóru.

Pro přehlednost nejsou uvedeny normálové síly na závětrné straně, pokud nabývají stejné velikosti jako na návětrné straně.

Při působení stálých zatížení jsou všechny opěrné oblouky tlačené.

Při kombinaci zatížení stálých a větrem jsou v modelu s pevnými podporami všechny opěrné oblouky tlačené, v modelu s pružnými podporami vycházejí opěrné oblouky na návětrné straně tažené, na závětrné tlačené. Pokud budeme podrobněji sledovat rozložení napětí po průřezích s tahovou výslednicí, zjistíme, že u vnějšího oblouku je horní pas tlačén a dolní tažen, u mezilehlého je horní pas tažen a dolní tlačén (Obr. 10.20). Tento rozdíl namáhání je dán sklony opěrných oblouků. Podle rozložení napětí na obloucích lze říci, že statické schéma vnějšího opěrného oblouku se změní z oboustranně vetknutého na trojkloubový oblouk, protože tahová napětí se soustředí do horního pasu při pilířích a do dolního pasu ve středu oblouku; u mezilehlého oblouku vzniknou klouby jen při pilíři a při stěně, protože tahová napětí vznikají v horním pasu. Je nutno zdůraznit, že uvažované zatížení větrem odpovídá maximálnímu větru s pravděpodobností překročení 0,02, tedy době návratu jednou za 50 let. Po pominutí působení zatížení větrem dojde k sevření vzniklých trhlin tlakovými silami od klenby a přenosu sil vyvozených vysokým chórem dále slouží „celé průřezy“ oblouků.



Obr. 10.20 – Opěrné oblouky 12-28-42 na návětrné straně, zatížení stálé a větrem, rozložení napětí po výšce oblouků v jejich středu, vlevo vnější, vpravo mezilehlý

Při rovnoměrném oteplení/ochlazení celého opěrného systému i konstrukcí vysokého chóru vznikají v obloucích velké tlakové/tahové síly a to v modelu s pevnými i pružnými podporami. Velké tahové síly vedou ke vzniku trhlin, na porušené konstrukci trhlinami se mění součinitel délkové teplotní roztažnosti, jeho velikost výrazně klesá. Tím klesají přetvoření i vnitřní síly vyvolané teplotními změnami. Vzhledem k velkému zadanému teplotnímu zatížení, pozvolné změně v průběhu roku a množství cyklů, které konstrukce podstoupily, nejsou takto modelované (tj. geometricky a fyzikálně lineárně) zatěžovací stavy relevantní.

Při kombinaci stálého zatížení a oteplení o 5°C rostou v obloucích tlakové síly. V kombinaci stálého zatížení s ochlazením o 5°C jsou opěrné oblouky v modelu s pevnými podporami tažené, v modelu s pružnými podporami mírně tlačené. Rozbor zaměříme na model s pružnými podporami, který více odpovídá chování konstrukce. U vnějšího oblouku vznikají tahy ve středu rozpětí a při opěrných pilířích, statické schéma opěrného oblouku se může měnit na trojkloubový oblouk. U mezilehlého oblouku se tahy soustředí do horního pasu, dolní pas je tlačén.

Při nejméně příznivé kombinaci zatížení, tedy při kombinaci stálého zatížení, ochlazení o 5°C a zatížení větrem jsou opěrné oblouky na návětrné straně tažené. Vnější opěrný oblouk bude podle rozložení napětí reagovat vznikem trojice kloubů, které budou situovány v dolním pase u pilířů a v horním pase při středu oblouku; horní opěrný oblouk bude reagovat vznikem dvojice kloubů v dolních pasech při stěně a při středním pilíři. Po odeznění této velmi nepříznivé a nejméně pravděpodobné kombinace se trhliny pod vlivem působení vodorovné tlakové síly od klenby sevřou a k přenosu sil budou dále sloužit „celé průřezy“ oblouků.

Opěrné oblouky v systému 14-30-44

Normálové síly uvedené v tabulce 10.5 byly zjištěny odečtením u stěny vysokého chóru (mezilehlý opěrný oblouk) či u středního pilíře (vnější opěrný oblouk), kde nabývají tlakových minim.

Tabulka 10.5 – Normálové síly [kN] v opěrných obloucích systému 14-30-44

Podpěření	Zatížení			Stana							
				návětrná				závětrná			
				Oblouky							
				vnější		mezilehlý		mezilehlý		vnější	
dolní pas	horní pas	dolní pas	horní pas	horní pas	dolní pas	horní pas	dolní pas				
pevné	stálé			-13	-15	-22,3	-17,9				
	stálé	vítr		-12,1	32,9	-14,7	18,8	-55,5	-29,5	-64	-13,9
	stálé		ochlazení rovnoměrné	40,5	293	59,5	286,5				
	stálé		oteplení rovnoměrné	-71,7	-353	-111,4	-360,9				
	stálé		ochlazení o „- 5°C“	-7,5	67,1	-3,68	57,9				
	stálé		oteplení o „+5°C“	-18,5	-97,3	-41	-93,5				
	stálé	vítr	ochlazení o „- 5°C“	-6,6	115	3,9	94,7	20,3	-10,9	18,9	-8,4
	stálé	vítr	oteplení o „+5°C“	-17,6	-49,5	-33,4	-56,7	-131,1	-41,2	-19,4	-145,6
pružné	stálé			-13	2,9	-34,5	6,9				
	stálé	vítr		-21,8	53	-23,5	40,9	-28,9	-43,8	-47,6	-3,9
	stálé		ochlazení rovnoměrné	-9,5	115,6	6,4	127,9				
	stálé		oteplení rovnoměrné	-17,1	-120,3	-77,6	-135,3				
	stálé		ochlazení o „- 5°C“	-18	40,4	-26,1	41				
	stálé		oteplení o „+5°C“	-7,99	-34,5	-42,9	-27,2				
	stálé	vítr	ochlazení o „- 5°C“	-26,7	90,4	-15,2	75	5,952	-35,2	-10	-9
	stálé	vítr	oteplení o „+5°C“	-16,8	15,6	-31,9	6,8	-63,7	-52,4	-85,2	1,2

Pozn.:

Označení oteplení/ochlazení o 5° C užívám pro rozdíl teplot ΔT_p různých částí konstrukce stanovený zohledněním tepelné akumulace konstrukcí, viz část 7. Zatížení teplotou.

Mezilehlým opěrným obloukem se rozumí opěrný oblouk mezi středním pilířem a stěnou vysokého chóru.

Pro přehlednost nejsou uvedeny normálové síly, na závětrné straně, pokud nabývají stejné velikosti jako na návětrné straně.

Z údajů v tabulce vyplývá, že dolní pasy jsou tlačené s výjimkou rovnoměrného ochlazení všech konstrukcí v kombinaci se stálým zatížením. Vzniklá tahová zatížení při tomto

zatěžovacím stavu by vedla ke vzniku trhlin, změně statického schématu konstrukce a ke vzniku tlakových napětí v dolním pasu.

Sloupky přenesou svislé zatížení od taženého horního pasu na dolní pas a tlačené dolní pasy zajistí bezchybné fungování konstrukce.

Nutno je zmínit výrazný vliv proporce mezi horním a dolním pasem na bezchybné fungování opěrných oblouků s arkádou. Tím, že horní pas má menší poměr průřezové plochy a obvodu než dolní pas, při změně teploty vnějšího prostředí rychleji vychladne nebo se oteplí než dolní pas.

Při uvažovaném ochlazení dolního pasu o 5°C je změna teploty horního pasu o $7,56^{\circ}\text{C}$, respektive při oteplení dolního pasu o 5°C změni horní pas teplotu o $7,56^{\circ}\text{C}$.

Při ochlazení se horní pas rychleji zkracuje než dolní pas, vznikají v něm tahová napětí a trhlinky, celou svojí vahou zatěžuje sloupky arkády, respektive dolní pas.

Při oteplení se horní pas rychleji a více prodlužuje než dolní pas. Tím se rozpírá mezi pilíře nebo mezi pilíř a stěnu vysoké lodi, jak dokazuje „nárůst“ normálové síly, až se změni z tahové (2,9 kN; 6,9 kN) na tlakovou (-34,5 kN; -27,2 kN). Toto rozpírání pilířů horním pasem vede u vnějšího opěrného oblouku s arkádou dokonce k poklesu tlakové normálové síly z -13 kN (zatížení stálým zatížením) na -7,99 kN (kombinace stálého zatížení a zatížení „o $+5^{\circ}\text{C}$ “). U mezilehlého opěrného oblouku poklesu normálové síly v dolním pasu brání vodorovná síla od klenby chóru.

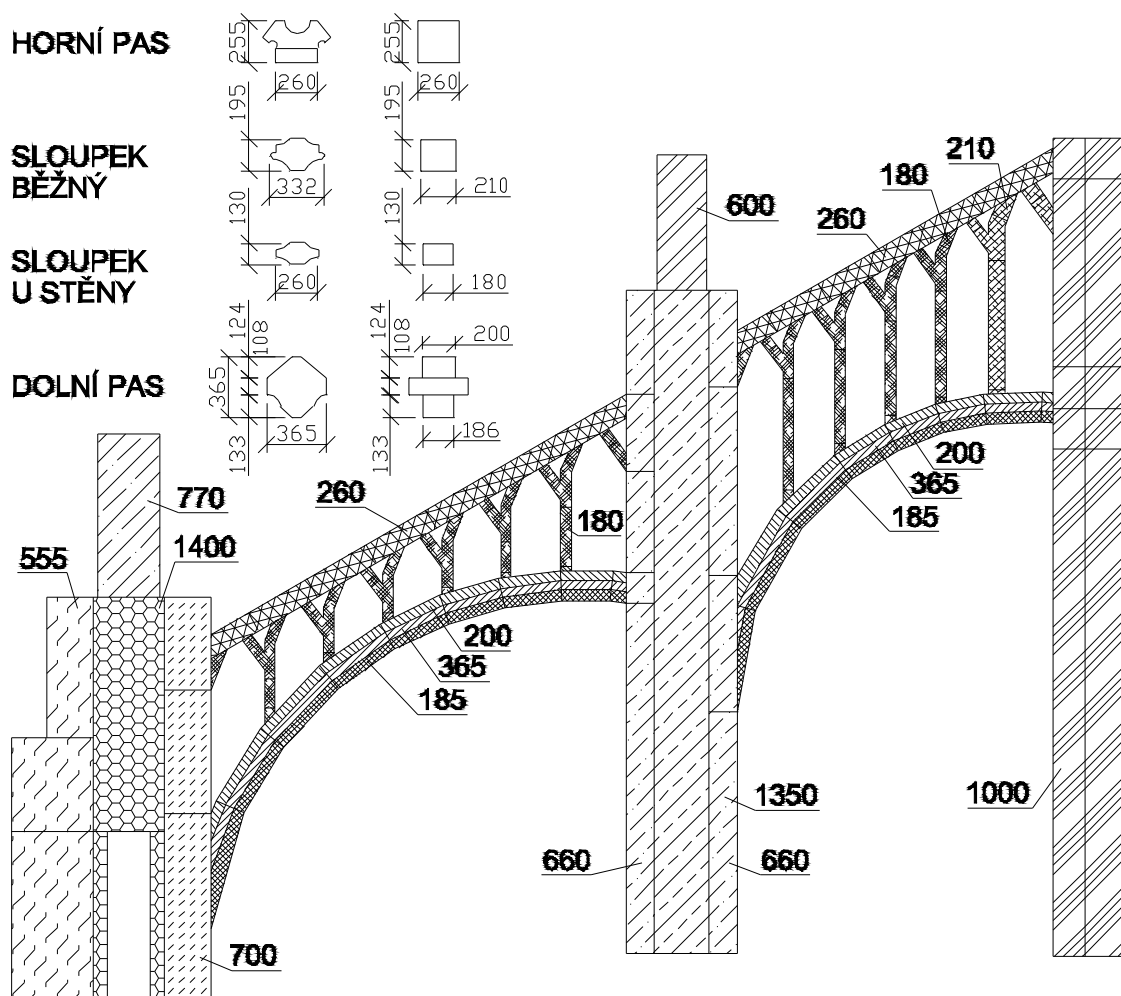
Je nutno zmínit i chování sloupků arkády při zatěžovacím stavu „o $+5^{\circ}\text{C}$ “. Sloupky jsou subtilní s malou průřezovou plochou a velkým obvodem, proto se teplota běžného sloupku změni o $11,28^{\circ}\text{C}$, masivnějšího sloupku při stěně vysoké lodi o $8,57^{\circ}\text{C}$. Při ochlazení se sloupky zkracují a horní pas poklesává. Při oteplení se sloupky prodlužují, rozpírají se mezi dolní a horní pas, horní pas vytlačují směrem vzhůru. Protože jsou v celé konstrukci opěrného oblouku s arkádou nejsubtilnější, pozvedávají horní pas dříve, než se začne vlivem oteplení rozpírat mezi přilehlé konstrukce. Pozvednutí horního pasu snižuje jeho rozpěrný účinek.

Z uvedeného vyplývá, že pokud by horní pasy byly výrazně masivnější než dolní pasy, tedy s mnohem větší tepelnou setrvačností než dolní pasy, docházelo by při ochlazení konstrukce ke vzniku tahových napětí ve sloupcích a oddělenému působení horního a dolního pasu, zejména v případě nedostatečného předepnutí dolního pasu tlakovou silou od klenby. Uvedený scénář porušování u opěrného systému 14-30-44 nehrozí, protože opěrný systém je přiměřeně ke svým proporcím zatížen vodorovnými silami od klenby a poměry plochy a obvodu horního a dolního pasu nezpůsobují výrazné rozdíly v teplotním namáhání.

10.3 Modelování v programu ATENA

V programu ATENA byly vytvořeny dvojrozměrné modely opěrných systémů označovaných 12-28-42 a 14-30-44. Protože modely nejsou přisazeny k vysokému chóru, byl meziokenní pilíř modelován hranolem a reakce klenby zadány silami.

U opěrného systému 12-28-42 byla zadána stejná geometrie, tj. obrys a tloušťky makroprvků, jako v programu FEAT. U opěrného systému 14-30-44, u kterého byly v programu FEAT opěrné oblouky modelovány pruty, bylo nutno geometrii oblouků upravit pro zadání do programu ATENA. Zjednodušená geometrie včetně způsobu náhrady profilů opěrných oblouků obdélníky je zachycena na obrázku 10.21.



Obr. 10.21 – Xanten, dóm sv. Viktora, zjednodušení profilu opěrných oblouků a tloušťky makroprvků v jednotlivých částech modelu 14-30-44 v programu ATENA

Tabulka 10.6: Materiálové vlastnosti užívané pro kámen a kamenné zdivo

Vlastnost	Označení	Jednotka	Klenáky z čedičové lávy	Kvádrové zdivo z čedičové lávy
Krychelná pevnost	R_{cu}	[MPa]	110	10,23
Modul pružnosti	E	[MPa]	28000	15940
Poissonovo číslo	μ	[-]	0,2	0,17
Pevnost v tahu	R_t	[MPa]	0,16	0,16
Pevnost v tlaku	R_c	[MPa]	-93,5	-8,692
Specifická lomová energie	G_f	[MN/m]	0,00007	0,000030
Poměrné přetvoření	ε_c	[-]	-0,004151	-0,00093
Snížení tlakové pevnosti vlivem trhlin		[-]	0,8	0,8
Kritická tlaková deformace	w_d	[m]	-0,0005	-0,0005
Specifická hmotnost	ρ	[MN/m ³]	0,022	0,0218
Koeficient tepelné roztažnosti	α	[1/K]	0,00001	0,0000095

Pozn.: U všech typů zdiva bylo zadáno exponenciální tahové změkčení, model trhlin fixovaný, typ tlakového změkčení Crush Band, proměnné smykové ochabnutí, lineární interakce tah-tlak.

U obou modelů opěrných systémů byly uvažovány materiálové charakteristiky uvedené v tabulce 10.6. Opěrné pilíře byly modelovány jako homogenní zděné konstrukce, byl užíván materiálový model S-Beta s materiálovými charakteristikami odvozenými pro *kvádrové zdivo z čedičové lávy*. U opěrných oblouků byl v modelu zohledněn spárořez kamenů. Jednotlivé kameny byly zadány s materiálovými charakteristikami *klenáky z čedičové lávy* (materiálový model S-Beta). Spáry mezi kameny byly modelovány příslušným 2D kontaktem (tabulka 10.7).

Tabulka 10.7: Materiálové vlastnosti zadané 2D kontaktu v programu ATENA

Vlastnost	Označení	Jednotka	Spára s olovem	Spára s maltou
Normálová tuhost	K_{nn}	[MN/m ³]	2250000	340000
Tečná tuhost	K_{tt}	[MN/m ³]	781000	148000
Pevnost v tahu	R_t	[MPa]	0,06	0,16
Koheze	C	[MPa]	0	0,32
Součinitel tření	ϕ	[-]	0,6	0,7

Modely byly podepřeny pružnými podporami nahrazujícími konstrukce přízemí, protože modelováním v programu FEAT bylo zjištěno, že pružné podpory více odpovídají realitě než podpory pevné.

Modely byly zatěžovány vlastní tíhou, silami od klenby a teplotou. Zatížení silami od klenby bylo určeno geometricky lineárním výpočtem konstrukcí vysokého chóru v programu FEAT. Zatížení teplotou bylo uvažováno ochlazením či oteplením rozdílem teplot ΔT_p různých částí konstrukce stanoveným zohledněním tepelné akumulace konstrukcí, viz část 7. Zatížení teplotou.

Byly zadány zatěžovací kroky. Nejprve byly modely zatíženy vlastní tíhou a silami od klenby, poté ochlazením či oteplením rozdílem teplot ΔT_p o „-/+ 5°C“.

Připravené modely byly vypočítány.

Opěrný systém 12-28-42, mezilehlý opěrný oblouk

Z výstupů z programu vyplývá, že při zatížení stálém (vlastní tíha a reakce od klenby) je výrazně namáhán dolní pas mezilehlého opěrného oblouku. Dolní pas vybočuje směrem vzhůru, tím pozvedává horní pas. Horní pas je vytlačován směrem vzhůru, deformace je největší ve středu jeho rozpětí. Protože středy horního a dolního pasu nejsou nad sebou, dochází k rozdílu v jejich deformacích a ke vzniku tahu ve sloupcích arkády a ve spáře mezi horním pasem a nadezdívkou. Tažené spáry se otevírají. Když se poruší maltová spára mezi horním pasem a arkádami, sloupky arkád jsou znovu tlačeny, ale jen od vlastní tíhy. Tím, že je horní pas ke stěně přiložen a není do ní zavázán, má možnost posunu směrem vzhůru, tím snižuje velikost svého namáhání. Protože se popisovaný stav vztahuje ke stálému zatížení, tak horní pas časem zrelaxuje a dosedne na dolní pas. Namáhání dolního pasu od stálých zatížení nedosahuje nebezpečných velikostí.

Při ochlazení o „5°C“ dochází k poklesu tlakových napětí v dolním pasu vlivem jeho zkrácení. Klesají napětí jím přenášená a narůstají v horním pasu. Je to dáno tím, že teplota dolního pasu se snižuje více než u horního pasu, dolní pas poklesává (zkracuje se) více než horní pas. Dochází k tahu ve sloupcích arkády.

Účinky od oteplení o „5°C“ se sčítají s účinky od stálých zatížení. Tím se zvyrazňuje popsání chování od stálého zatížení.

Pro dlouhodobé bezproblémové fungování mezilehlého opěrného oblouku je důležité, že dolní pas je stále tlačěn v celé délce, nedojde k jeho vybočení směrem vzhůru, jeho průřez je

dostatečný pro přenesení působících tlakových napětí. To vše je zajištěno spolupůsobením s vnějším opěrným obloukem.

Zmiňované opakované tahy ve sloupcích arkády osvětlují příčinu užití větrových želez mezi sloupky arkády opěrných oblouků chóru katedrály v Amiens. V Xanten jsou sloupky nízké, k zabezpečení proti pádu od bočního zatížení postačují kovové čepy ve spárách.

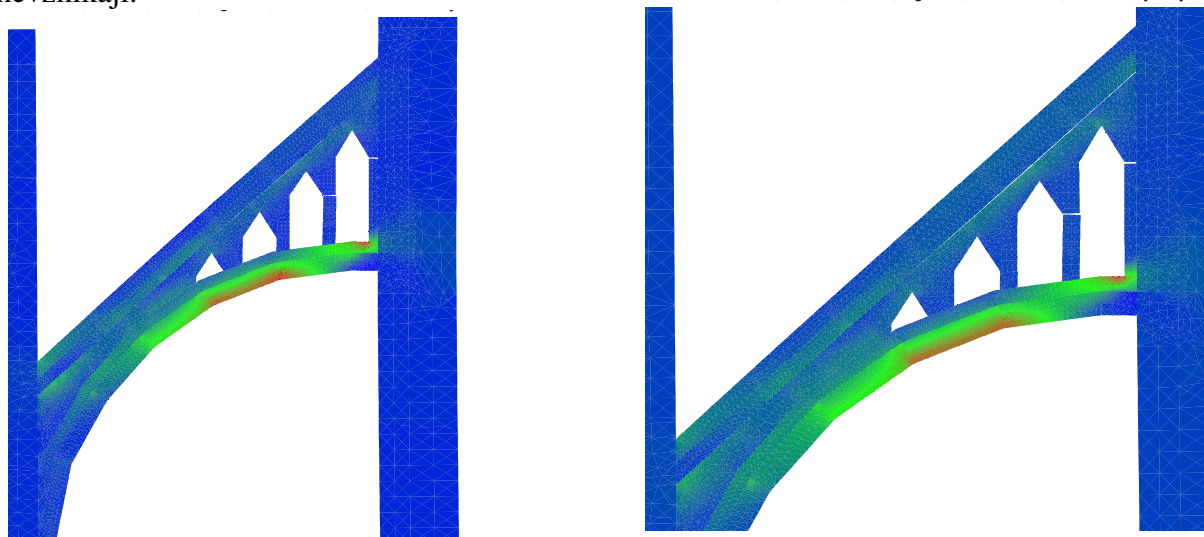
Opěrný systém 12-28-42, vnější opěrný oblouk

Vnější oblouk je stálým zatížením namáhán rovnoměrně.

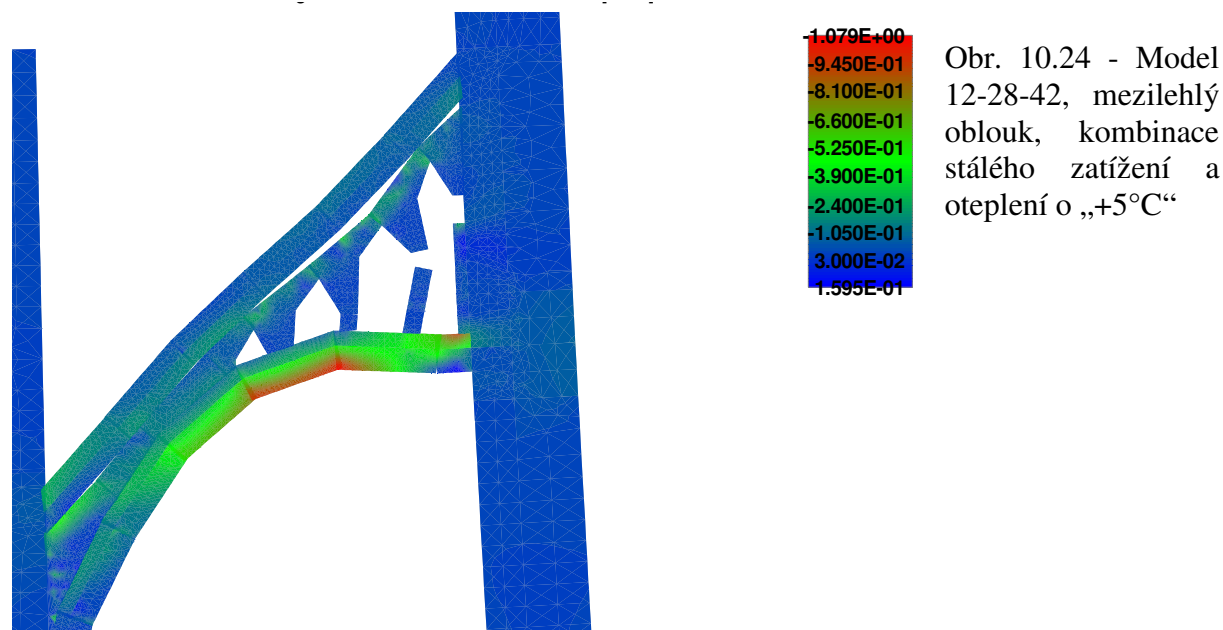
Při ochlazení o „-5°C“ dochází ke zkracování oblouku. Mírně se otevírají spáry ve vrcholech arkád, oblouk zůstává převážně tlačен.

Při oteplení o „+5°C“ dochází k prodlužování opěrného oblouku a k nárůstu tlakových napětí.

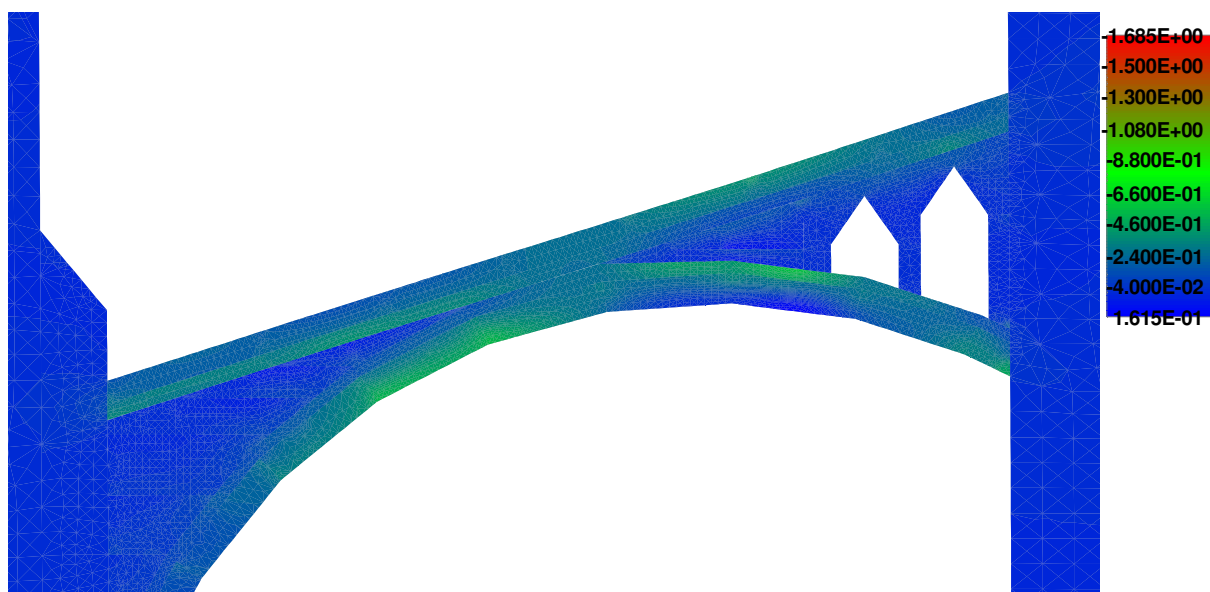
Pokud budeme považovat za relevantní trhliny s větší šířkou než 0,1 mm, v konstrukci trhliny nevznikají.



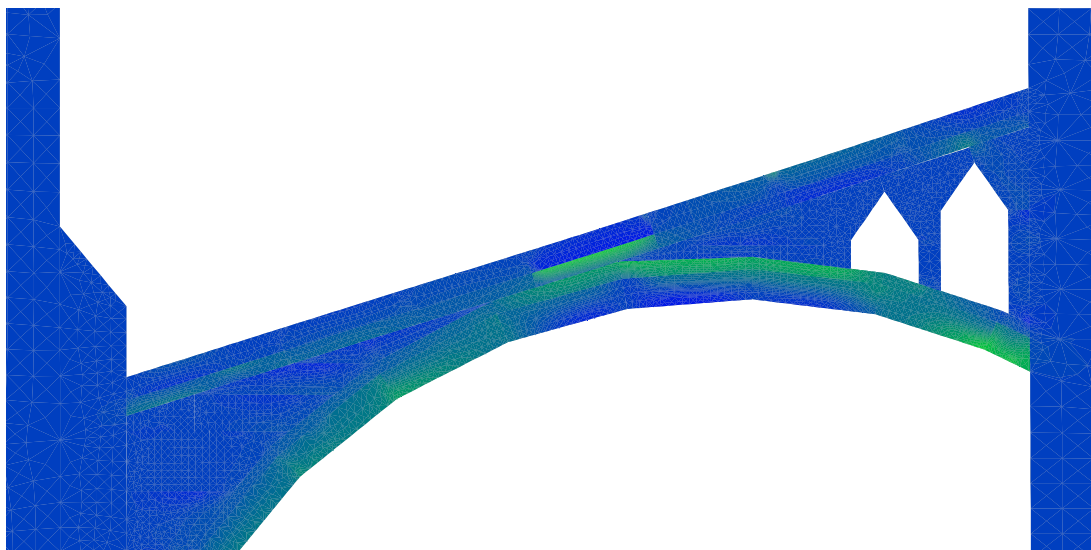
Obr. 10.22, 10.23 - Model 12-28-42, mezilehlý opěrný oblouk, vlevo - stálé zatížení, vpravo - kombinace stálého zatížení a ochlazení o „-5°C“



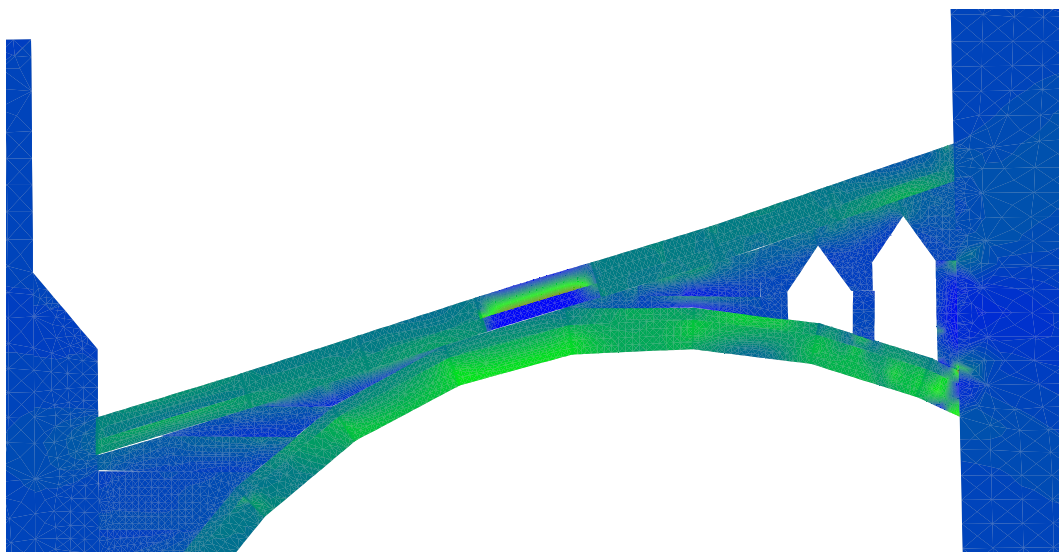
Obr. 10.24 - Model 12-28-42, mezilehlý oblouk, kombinace stálého zatížení a oteplení o „+5°C“



Obr. 10.25 - Model 12-28-42, vnější opěrný oblouk, stálé zatížení



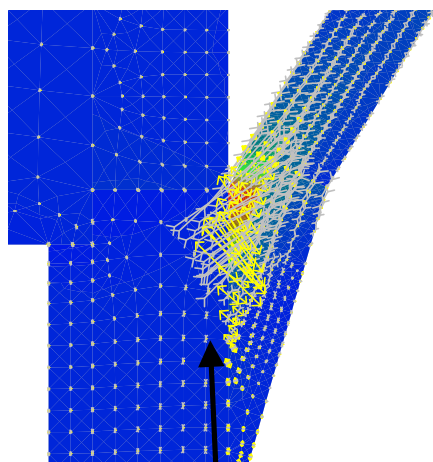
Obr. 10.26 - Model 12-28-42, vnější oblouk, kombinace stálého zatížení a ochlazení o „-5°C“



Obr. 10.27 - Model 12-28-42, vnější oblouk, kombinace stálého zatížení a oteplení o „+5°C“

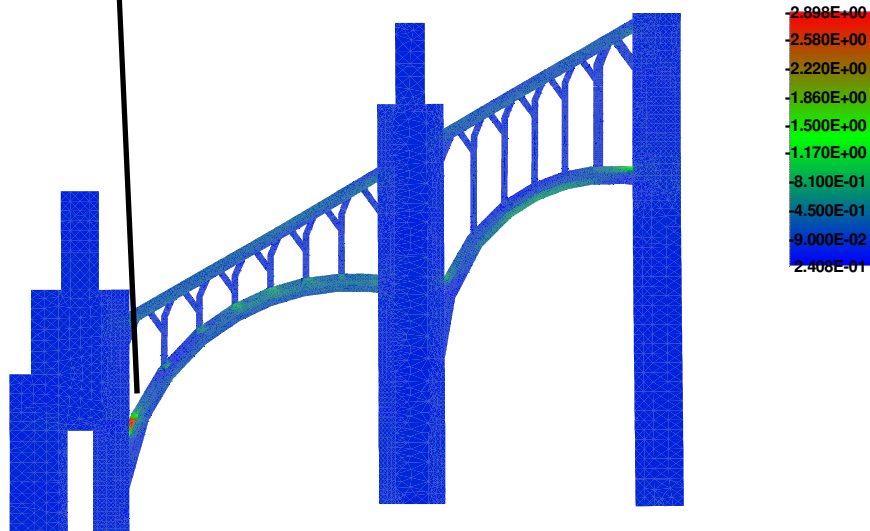
Opěrný systém 14-30-44

Provedený geometricky a fyzikálně nelineární výpočet potvrdil chování opěrného systému 14-30-44 popsané u výstupů z geometricky lineárních výpočtů.



V patě dolního pasu vnějšího opěrného oblouku vzniká výrazná špička tlakových napětí, která je dána geometrií konstrukce. Ke snížení lokálních napětí lze užít kámen trojúhelníkového tvaru, kterým se rozepře pata dolního pasu proti čelnímu pilíři.

Místo může být nebezpečné i z důvodu značné expozice vlhkostí a z toho vyplývající rychlejší degradace materiálu mrazovými cykly. Doporučujeme tomuto místu věnovat zvýšenou pozornost při pravidelných kontrolách stavu konstrukcí dómu, čili jej zanést do formulářů užívaných při kontrolách a následně archivovaných pro porovnávání změn stavu konstrukcí mezi jednotlivými roky.



Obr. 10.28 – Opěrný systém 14-30-44, kombinace stálého zatížení a ochlazení o „-5°C“, dolní pasy tlačené, horní tažené; napětí Sxx [MPa]

10.4 Shrnutí

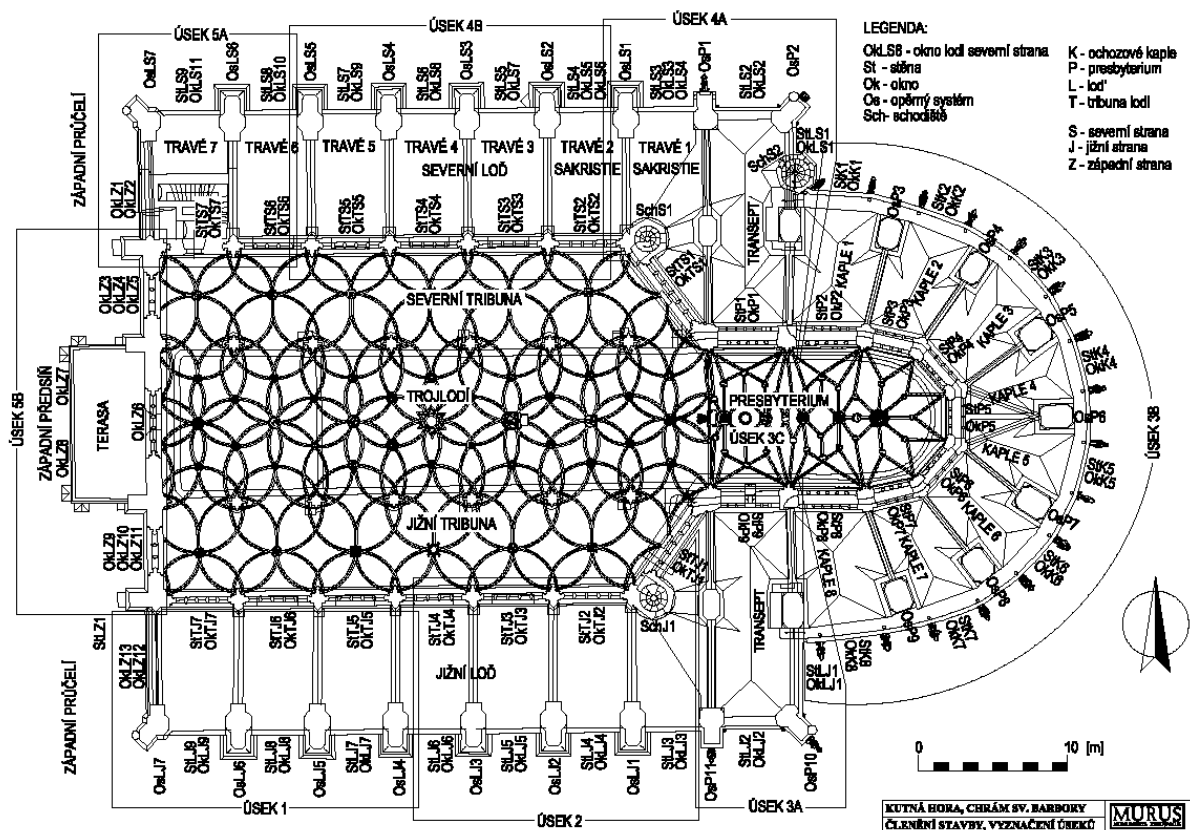
K poruchám opěrných oblouků podél vysokého chóru dómu sv. Viktora v Xanten nedochází, protože jsou předepnuty vodorovnou silou od klenby, která svojí velikostí eliminuje účinky ostatních působících zatížení. Nutno je uvést i vhodnost menší tuhosti mezilehlého pilíře, která umožňuje přelévání sil mezi vnějším a mezilehlým opěrným obloukem. Geometrie, tedy proporce celého opěrného systému, byla vhodně vyvážena vzhledem k velikosti přenášeného zatížení.

Na velikost přenášené vodorovné síly opěrným systémem má výrazný vliv průchod ochozu meziokenním pilířem. Otvor výrazně snižuje tuhost meziokenního pilíře pod uložením klenby, tím umožňuje vodorovný posun vnější stěny, proti kterému působí opěrný systém.

Z porovnání výsledků lineárních a nelineárních modelů můžeme říci, že pro běžná zatížení opěrných systémů chóru dómu sv. Viktora v Xanten zcela postačují lineární výpočty.

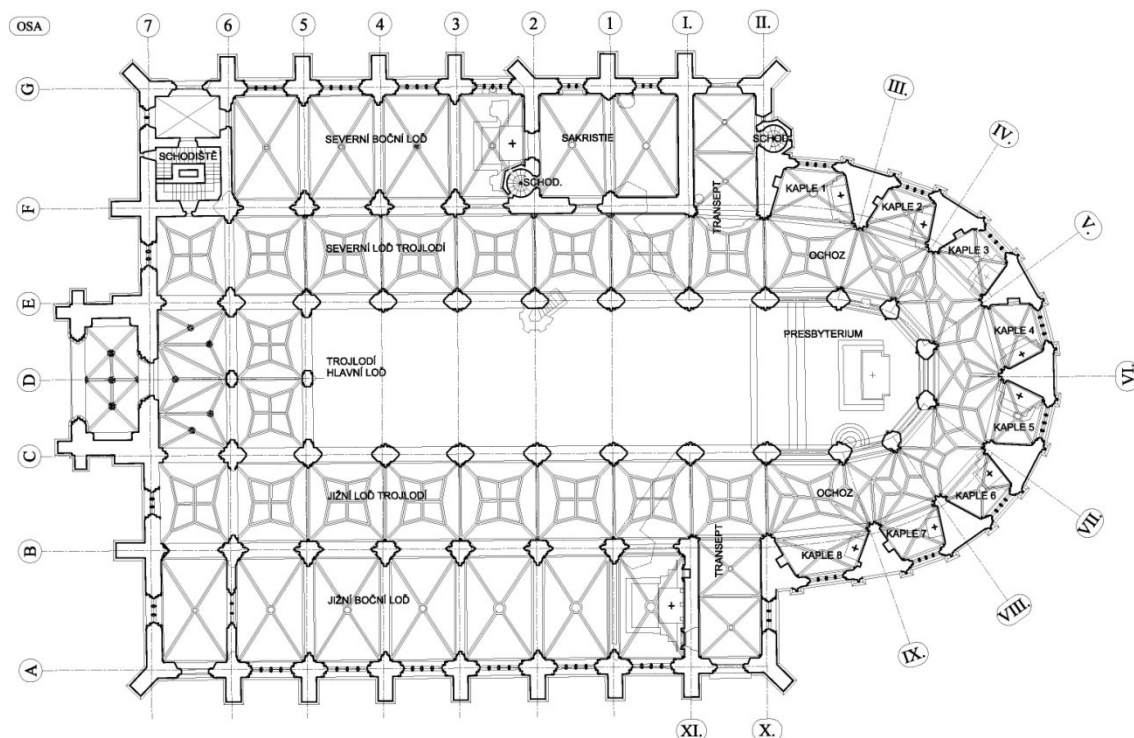
11. Opěrné systémy lodi chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře

Chrám svaté Barbory (Obr. 11.1, 11.2), který je prohlášen národní kulturní památkou a který je spolu s městem Kutná Hora zapsán na listinu památek UNESCO, je významným dílem gotického umění. Jeho dnešní podoba však také dokumentuje péči o tuto pamětihodnost v předchozích staletích.



Obr. 11.1 – Kutná Hora, chrám sv. Barbory, půdorys v úrovni tribun, značení užívané při opravě vnějšího pláště

Kromě obvyklých historických zmínek o výměnách kamene subtilních prvků vynucených jeho zvětráním nebo o opravách střeš, krovů, zasklení po mimořádných vichřicích či po zanedbané běžné údržbě předchozí generací jsou u opěrného systému lodi v průběhu celé historie zmiňovány statické poruchy a opakované opravy. Rozsáhlá a důkladná oprava z konce 19. století, vedená Josefem Mockerem, byla přes veškerou vynaloženou snahu pouze částečně úspěšná (viz část 6. Rozvinutý opěrný systém). Poruchy se opět projevíly a k jejich opravě bylo přistoupeno v závěru 20. století. Vložením a zalitím nerezové šroubovicové výztuže do vrtů byl zlepšen stávající stav konstrukce [114], konstrukce byla restaurována a ponechána bez výraznějších zásahů. Protože ale nebyla odstraněna příčina porušování, bude nutno v průběhu 21. století opěrný systém znovu, zřejmě radikálněji, opravit. Proto je zkoumán opěrný systém lodi chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře, aby bylo dále prohloubeno poznání jeho chování a předpokládaná budoucí oprava se mohla o toto poznání opřít.



Obr. 11.2 – Kutná Hora, chrám sv. Barbory, půdorys přízemí, značení užívané v projektu interiéru

11.1 Historie

Stavba chrámu sv. Barbory byla zahájena v 80. letech 14. století, zřejmě podle plánů vypracovaných členem Parlérovy rodiny. Chrám byl stavěn za městskými hradbami kolem starší kaple zasvěcené sv. Barboře, která stála uvnitř chrámu až do roku 1626. Před vypuknutím husitských bouří bylo postaveno přízemí chrámu. Otázkou je, jaký rozsah byl již tehdy zaklenut.

Vysoký chór byl postaven v letech 1483 až 1500. Stavbu zahájil mistr Hanuš, pod jehož vedením vznikla podstatná část triforia a který patrně zemřel v roce 1489. V díle pokračoval zřejmě mistr Briccius Gauske ze Zhořelce. Matěj Rejsek, který roku 1499 zaklenul vysoký chór, vedl stavbu s velkou pravděpodobností od roku 1494 až do své smrti roku 1506. Roku 1512 byla uzavřena smlouva s Benediktem Riedem (†1532/1534 [61]), který vytvořil plány pro horní část pětিলodí. Tři stanové střechy byly dokončeny roku 1532. Hvězdicová klenba s krouženými žebry byla hotova roku 1548. V roce 1595 byla prozatímní západní stěna opatřena novým štítem.

Tím ale stavební vývoj chrámu nekončí. Poté, co se chrám stal v 17. století kolejním kostelem jezuitů, došlo k jeho propojení chodbou s nově zbudovanou kolejí, ke snesení stanových střech a stavbě valbové střechy. Důvodem byl nepochybně špatný stav krovů. Jezuité se starali o vybavení chrámu, jeho průběžné opravy a výměny prvků fasád i opěrného systému až do zrušení řádu roku 1773. Chrám poté přešel pod patronát studijního fondu.

V polovině 19. století byly kromě dílčích oprav vyměněny některé opěrné oblouky na severní straně lodi. Zásadní obrat pro stavební dějiny chrámu přineslo založení archeologického sboru „Vocel“ v roce 1877. Rozsáhlá restaurace, jež dala stavbě dnešní vzhled, proběhla v letech 1882–1905. Josefu Mockerovi bylo svěřeno dne 11. 2. 1883 artistické řízení při obnově chrámu, na místě stavbu řídil Ludvík Lábler. Podle plánů J. Mockera byl chrám prodloužen

o jedno pole, bylo postaveno nové západní průčelí, střechám se vrátil stanový tvar a byl rekonstruován opěrný systém lodi [116, 134].

Díličí opravy a restaurátorské práce probíhaly i ve 20. století.

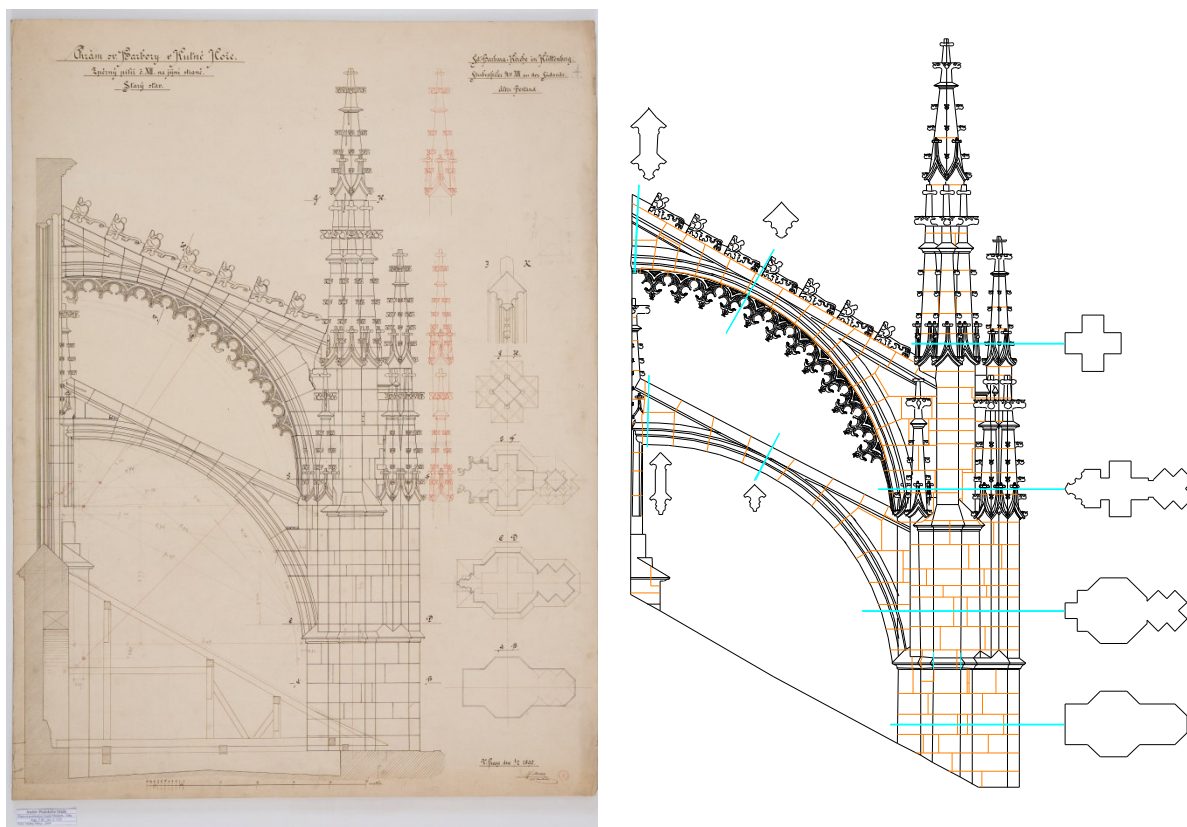
Poslední oprava vnějšího pláště chrámu byla započata přípravnou etapou roku 1996. V přípravné etapě byla navržena celková koncepce průběhu opravy, rozsahy stavebně historických, stavebně statických, technologických, restaurátorských a dalších průzkumů. Byla doložena nezbytnost fotogrammetrického zaměření, detailního průzkumu a dokumentace kamenného pláště z lešení před zpracováním realizační dokumentace.

V roce 2000 byly opraveny krovy a vyměněny krytiny stanových střech. V roce 2002 bylo postaveno lešení pro projekční přípravu opravy 1. úseku. První úsek byl v roce 2003 opraven a v témže roce bylo postaveno lešení u 2. úseku. V následujících letech byly postupně připravovány realizační projekty a opravovány jednotlivé úseky vnějšího pláště. Postupovalo se od jižní lodi, přes presbyterium a severní loď k západnímu průčelí, jehož oprava bude dokončena v letošním roce (2012). Průzkumy, přípravnou a realizační projektovou dokumentaci i dokumentaci skutečného provedení stavby provádí, zadává a koordinuje pražský ateliér MURUS, spol. s r. o.

V návaznosti na končící opravu vnějšího pláště byl připraven projekt pro stavební povolení na celkovou opravu interiéru.

11.2 Popis opěrného systému

Opěrný systém lodi se skládá z čelního opěrného pilíře, dolního a horního opěrného oblouku. Díky identifikovanému plánu A v Mockerově pozůstalosti uložené na Pražském hradě zachycujícímu v měřítku opěrný systém vysoké lodi označovaný jako OsLJ1 před opravou je možno provést porovnání Riedova a Mockerova řešení.



Obr. 11.3, 11.4 – Opěrný pilíř lodi, vlevo Riedův [135], vpravo Mockerův [136]

Opěrný pilíř je členěn po výšce dvojicí říms na tři úrovně. V každé úrovni se průřez zmenšuje a jeho členitost narůstá. Přední část pilíře v druhé úrovni přechází do boční fiály a střední část pilíře v třetí úrovni do hlavní fiály.

Pilíř opravený, respektive postavený podle návrhu Josefa Mockera, je vyšší, protože vimperky ukončující horní část pilíře byly provedeny výš, aby se stříška horního opěrného oblouku stýkala s pilířem, nikolivěk s fiálou. Tvar i architektonické členění pilíře i fiál bylo Mockerem zachováno. Fyzicky byly většinou zachovány dolní dvě úrovně opěrného pilíře z mušlákového kvádrového zdiva s vnitřní výplní, horní část pilíře a fiály byly provedeny z kvádrového zdiva z hořického pískovce.

Průběh i tvar průřezu *dolního opěrného oblouku* zůstal při opravě provedené na konci 19. století zachován. Celý průřez opěrného oblouku je vyskládán z klenáků.

Horní opěrný oblouk má větší průřez než dolní oblouk, proto má celý průřez z klenáků pouze ve střední části. Pod dolním pasem jsou podvěšeny kamenné lilie. Stříška je ozdobena kraby.

Riedův horní opěrný oblouk měl velmi masivní průřez a cvikl prolomený při pilíři. Průběh dolního pasu byl složen z dvojice kružnic. Kružnice s menším poloměrem udávala průběh pasu u pilíře, kružnice s větším poloměrem u stěny. Hřeben oblouku byl složen z úsečky (při pilíři) a kružnicového oblouku (při stěně tribuny). Základní sklon a tvar horního oblouku korespondoval s obloukem spodním, horní oblouk měl oproti dolnímu oblouku více vyklenutý dolní pas.

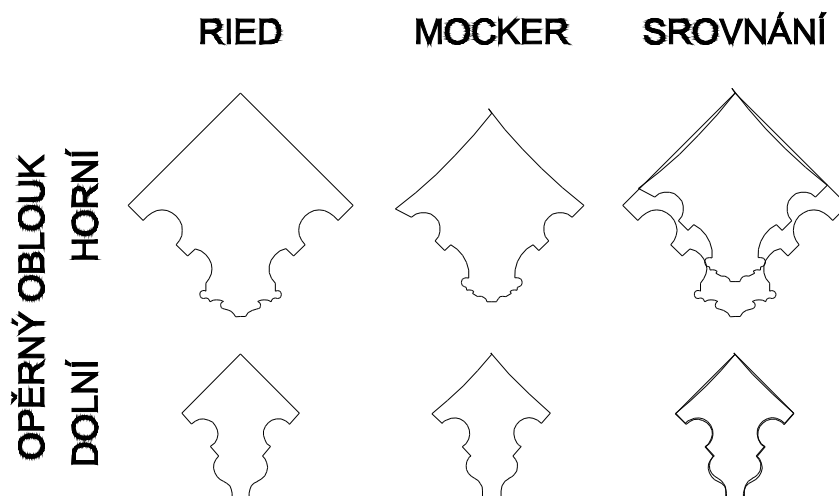
Mockerův horní opěrný oblouk má oproti Riedovu menší průřez, cvikl při pilíři je zcela vyzděn. Průběh dolního pasu udává jedna kružnice, oblouk má menší vzepětí. Horní hrana probíhá v přímce, je snížena u stěny tribuny i u opěrného pilíře oproti původnímu řešení. V Mockerově řešení jsou si oba opěrné oblouky podobnější.

Na Obr. 11.5 je vidět značný rozdíl průřezu horního opěrného oblouku navrženého Riedem a Mockerem.

Rozdíl v dolních obloucích není, drobná odchylka vznikla odměřováním na stavbě a z historického plánu.

Původně byly opěrné oblouky postaveny z mušlákových kvádrů pojených vápennou maltou,

v závěru 19. století byly zbudovány z hořického pískovce, spáry byly vyplněny olovem (plech nebo zálivka).



Obr. 11.5 - Srovnání průřezů opěrných oblouků lodi chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře

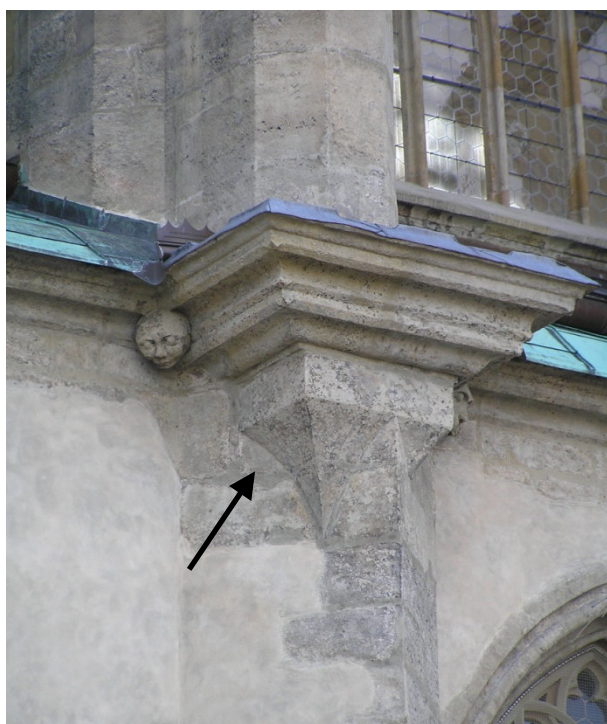
Jak Josef Mocker odůvodňoval nutnost změny geometrie opěrného systému Centrální komisi sídlící ve Vídni, je uvedeno v části 6. Opěrný systém, 6.4 Poruchy a vady opěrných systémů, Cyklická teplotní zatížení, Opěrný systém lodi chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře, bod 15.

Všechny opěrné systémy lodi jsou si vzájemně podobné. Větší odchylky tvaru vznikají jako reakce na konstrukce přízemí.

Opěrné systémy dotvářející vzhled západního průčelí (OsLJ7, OsLS7) mají vnější část pilíře přerůstající v boční fiálu půdorysně pootočenou o 45° oproti své rovině, aby stála na nárožním opěráku.

Opěrný systém OsLS2 má stejně členěný a rozměrný opěrný pilíř jako sousedící opěrné systémy. Protože ale stojí nad opěrákem pootočeným o 45°, který byl zamýšlen v první stavební fázi chrámu jako nárožní, je pilíř posunut směrem dovnitř ke stěně vysoké lodi, aby jeho pata stála na zdivu. Protože posunutím opěrného pilíře byla zkrácena vzdálenost ke stěně tribuny, opěrné oblouky systému OsLS2 mají prudší sklon než ostatní oblouky, aby přilehly ke stěně tribuny téměř ve stejné výšce jako sousedící oblouky.

Aby potřebné posunutí pilíře vzad oproti okolním pilířům nebylo tak veliké a výrazné, byl z pootočeného opěráku proveden výběh. Výběh má již renesanční tvary, protože jeho hrany nejsou zdůrazněny profilací (Obr. 11.6). Tento detail pojatý ve své nejčistší konstrukční formě propojuje chrám sv. Barbory se zámek v Blatné, čímž může přispět k větší jistotě při připsání autorství renesanční přestavby Benediktu Riedovi (Obr. 11.7).



Obr. 11.6, 11.7 – Kutná Hora, chrám sv. Barbory, pilíř OsLJ2, výběh z opěráku pod korunní římsou (vlevo); Blatná, zámek, arkýř (vpravo)

11.3 Popis konstrukcí jednoho příčného pole vysokého trojlodí

Vysoké trojlodí se skládá z hlavní lodi a přilehlé jižní a severní tribuny. Tribuny jsou směrem vně vymezeny vnější podélnou zdí, od lodi pilířem a zábradlím.

Průměrné pole vysokého trojlodí má šířku 5,308 m. Průměrné osově rozpětí hlavní lodi je v úrovni tribun 10,48 m, jižní tribuny 6,6 metru. Jedná se o idealizaci geometrie, protože jižní tribuna je oproti severní užší o 6 cm, protože řada pilířů tribuny se směrem západním rozvírá o přibližně 0,3 metru. Toto rozvírávání opticky prodlužuje prostor při pohledu od presbyteria. Další klam perspektivy prodlužující prostor byl vytvořen prohnutím podélných stěn severní a jižní tribuny. Paty stěn tribun jsou v přímce, protože stojí na pilířích přízemí, ale jejich koruna je po délce mírně prohnutá směrem dovnitř. Největší prohnutí je v ose opěrných systémů

OsL3 (osa 3), na severní straně činí 0,43 metru, na straně jižní 0,28 metru. Stěny jsou tedy v některých částech nakloněny směrem dovnitř. Toto nahnutí stěn bylo zřejmě provedeno cíleně, protože průběh průhybu jižní i severní stěny je obdobný a statické poruchy, které by vznikly v důsledku vzniku náklonu, nebyly zjištěny. Prohnutí podélných stěn tribun ovlivňuje statické působení chrámu tím, že stěny o svůj náklon zmenšují rozpětí přilehlé klenby a svým náklonem oddalují vystoupení výslednice sil z jádra průřezu. Opěrný systém v těchto polích by měl být méně zatížen.

Intermezzo 1 – Rozměry chrámu vyměřeny pražským loktem

Při oměřování a ověřování rozměrů chrámu bylo zjištěno, že rozměry jsou s velkou mírou pravděpodobnosti odvozeny z velikosti pražského lokte. Vzhledem k živelnému růstu Kutné Hory po objevení ložisek stříbra a královským zájmům je přirozené, že převzali míry užívané v hlavním městě.

Poměr průměru rozměrů stran opěráků jižní lodi se blíží $\sqrt{3}/3 = 0,57735 \sim 0,5776$

Tento poměr délky stran obdélníka tvořícího půdorys opěráku lze odvodit z pravidelného šestiúhelníku, viz obr. 11.8, kde délka stran je uvedena v metrech podle délky pražského lokte.

Pražský loket zazděný v novoměstské věži má délku 0,591 metru [137]. Délka opěráku se velmi blíží trojnásobku délky pražského lokte.

$3 \times 0,591 = 1,773 \text{ m} \sim 1,777 \text{ metru}$ – delší strana opěráku
 $0,591 \times \sqrt{3} = 1,024 \text{ m} \sim 1,025 \text{ metru}$ – kratší, čelní strana opěráku

Tabulka 11.1:

Rozměry opěráků jižní lodi

	Délka [cm]	Šířka [cm]
OsP11	176	103
OsLJ1	179	102,5
OsLJ2	175	103
OsLJ3	179	102,5
OsLJ4	178	102,5
OsLJ5	179	102,5
OsLJ6	178	102,5
Průměr	177,7	102,64
Poměr	1	0,5776

Pozn. Rozměry byly měřeny nad soklem cca 1,5 metru nad terénem.

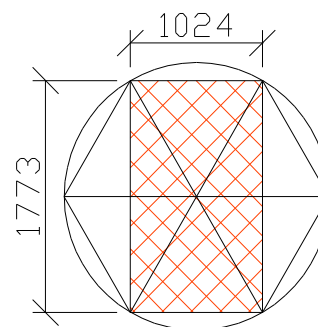
To, že delší strana opěráku je o několik milimetrů větší než délka odvozená od pražského lokte, je dáno tím, že kvádrové zdivo stěny je původní s mírně zvětřalým povrchem, kdežto čelní hrany opěráků vymezující čelní plochu opěráku jsou dotmeleny nebo byly kvádry vyměněny na konci 19. století.

Vzdálenosti byly odměřeny v digitálním zaměření obvodu půdorysů chrámu zpracovaných firmou GEKON pro firmu MURUS [138]. Rovina zaměření je vedena při patě oken. Přesnost zaměření $\pm 2 \text{ cm}$. Měřeny byly vzdálenosti od jihovýchodního nároží opěráku k jihovýchodnímu nároží sousedícího opěráku.

Tabulka 11.2:

Osové vzdálenosti opěráků

	Délka [m]
OsP11 k OsLJ1	5,283
OsLJ1 k OsLJ2	5,360
OsLJ2 k OsLJ3	5,315
OsLJ3 k OsLJ4	5,283
OsLJ4 k OsLJ5	5,313
OsLJ5 k OsLJ6	5,292
Průměr	5,308



Obr. 11.8 – Odvození půdorysu opěráku z šestiúhelníka

Pokud uvažíme rozměr pražského lokte ($5,308 / 0,591 = 8,9813$;

$9 \times 0,591 = 5,319 \text{ m}$), lze dojít k závěru, že osová vzdálenost mezi opěráky odpovídá devítinásobku délky pražského lokte.

Konec intermezza 1

Vnější stěna tribun je ve spodní části z exteriéru zakryta pultovými střechami bočních lodí. Z prostoru tribun je plocha zdi tvořena velkými kvádry mušláku a po délce členěna

na jednotlivá pole válcovou příporou. V prostoru krovu je zeď zesílena v místě meziokenních pilířů, naopak pod okenními otvory je vylehčena arkádami. Zesílení i arkády nesoucí parapet okna jsou provedeny z mušlákového kvádrového zdiva s vnitřní výplní.

Nad úrovní pultových střech je vnější stěna tribun prolomena okny, která mají šířku 3,9 metru a výšku 8,84 metru, zaklenuty jsou lomeným obloukem složeným z kružnic o poloměru 2,88 metru. Spodní opěrný oblouk se opírá do meziokenního pilíře, který je až pod jeho nasazení zesílen trojúhelníkovým profilovaným hranolem. Nad spodním obloukem zesílení přechází do fiály začleněné do plochy zdi. Do plochy zdi mezi záklenky oken se opírá horní oblouk. Meziokenní pilíř je velmi subtilní, proto byl postaven z mušlákového kvádrového zdiva. Horní část vnější podélné zdi tribun byla provedena z mušlákového kvádrového zdiva s vnitřní výplní.

Zeď je ukončena korunní římsou. Na vnější straně koruny zdi stojí kružbové zábradlí s fiálou v rovině opěrného systému, středem vede zaatikový žlab, na vnitřní straně je založen krov. Celková výška stěny (bez zábradlí a fiály) je 16,25 metru.

Pilíře tribun jsou z kvalitního kvádrového zdiva z mušláku. Na pilířích nad rubem klenby jsou arkády z lomového mušlákového zdiva, na kterých je založen krov.

Vysoké trojlodí je zaklenuto krouženou klenbou. Klenba není členěna do jednotlivých polí, ale přechází „plynulou křivkou“ od jedné strany prostoru k druhé.

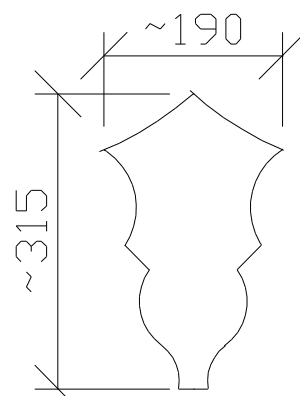
Kroužená klenba má cihelné kápě, bohužel dosud nebyla přesně určena její tloušťka. Podle provedených měření v otvorech v kápích při oknech má tloušťku 24 nebo 26 cm. Žebra jsou z mušlákového zdiva (Obr. 11.9). Klenba je ztužena cihelnými rubovými pasy vedenými v příčném směru mezi pilíři (Obr. 11.10).

Přesný geometrický tvar kroužené klenby trojlodí, či spíše postup geometrické konstrukce, dosud nebyl určen. Určení zamýšleného tvaru znesnadňuje fakt, že kroužené klenby trojlodí byly provedeny až po smrti Benedikta Rieda. Za jeho života byly provedeny pouze výběhy žebířů konstrukčně provázané s pilíři, které jsou prostorově a tvarově přesné.

Zbytek klenby je ukázkou konstrukčního zápasu následovníků se složitým prostorovým vedením žebířů, který na mnoha místech nebyl korunován úspěchem. Jednotlivé díly žebířů na sebe nenavazují, protože mají odlišný poloměr či jsou zakřivena jen v jednom směru. Obdobná je situace u kápí, kdy se v některých místech jejich tvar prudce mění z konvexního na konkávní. Tvar klenby je poznamenán i poruchami opěrného systému a krovu.

Jak by působil chrám s dokončenými svislými konstrukcemi, připravenými výběhy žebířů a postavenou střechou, ale bez provedené klenby, může přiblížit interiér městského kostela sv. Mikuláše v Geithain [62].

Geometrickou rekonstrukci tvaru klenby znesnadňuje i proměnlivá vzdálenost podpor, přesto jsem se o ni pokusil a výsledek užil při modelování klenby.



Obr. 11.9 – Profil žebra kroužené klenby



Obr. 11.10 – Rubové žebro klenby

Rozborem podkladů byla odvozena úvodní část postupu geometrické konstrukce klenby:

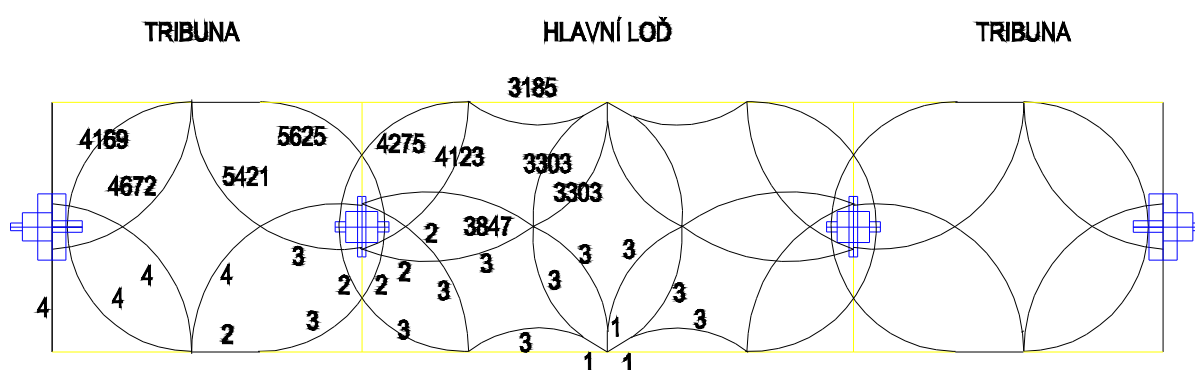
-
- TRIBUNA
- HLAVNÍ LOŽ
- TRIBUNA
- K1
- K2
- K3
- K4
- S1
- S2
- S3
- S4
- SV1
- SV2
- SV3
- SV4
- 1/3
- 1/3
- 1/3
- p
- q
- šifra pole S
- STŘEDY PRUTŮ

Podle výše uvedeného postupu lze zkonstruovat půdorysnou polohu všech svorníků kroužené klenby a půdorysný průběh žeber nad tribunami. Středů a poloměrů kružnic udávající půdorysný průběh žeber v hlavní lodi se nepodařilo určit.

163

tak, že jejich osy míjí střed. Konstrukční záměr usnadňující práci byl zřejmě ten, aby z obvodu svorníku vycházel celý profil žebra, tedy, aby se žebra na obvodu vzájemně neprotínala. Pokud se dvě žebra spojují v jedno, děje se tak před svorníkem a do svorníku dobíhají spojené v jeden standardní profil.

Na kroužené klenbě trojlodí neplatí, že délka dráhy po libovolném žebře z paty k vrcholu klenby je stejná. Výběhy jednotlivých žebor jsou vůči sobě výškově mírně odsazeny. Z porovnání geodeticky zaměřených výšek na méně zdeformovaných částech klenby bylo určeno, že nejdelší žebro probíhá, nebo alespoň mělo, od patky do vrcholu po čtvrtkruhu. Tento čtvrtkruh byl pojat za výchozí a z něj byly odvozeny průběhy všech žebor. Pokud byla délka dráhy po žebrech od vrcholu klenby k patě kratší, spodní, zbývající část oblouku nebyla uvažována. Tím byla získána různá výška výběhů žebor z pilíře. Za základní výškový bod pro vynesení výšek klenby platí výška hlavního svorníku SV1. Od tohoto bodu byly vyneseny prostorové průběhy žebor, viz část 9. Klenby.



Obr. 11.12 – Půdorys kroužené klenby trojlodí užívaný pro modelování; modře vyznačeny zjednodušené profily meziokenního pilíře a pilíře tribun; číslice u žebor v jedné části klenby udávají počet přímých dílů nahrazujících kružnicové oblouky při modelování; čtyřmístná čísla v jedné části klenby znamenají půdorysnou délku žebor

11.4 Návrh úpravy opěrného systému pro zmenšení míry jeho poškozování cyklickým teplotním zatížením

Opěrný systém lodi je i přes změnu tvaru navrženou Josefem Mockerem a provedenou pod vedením Ludvíka Láblera na konci 19. století nadále porušován zejména cyklickým teplotním zatížením. Cílem navrhované úpravy je dále prodloužit období mezi nutnými opravami opěrného systému.

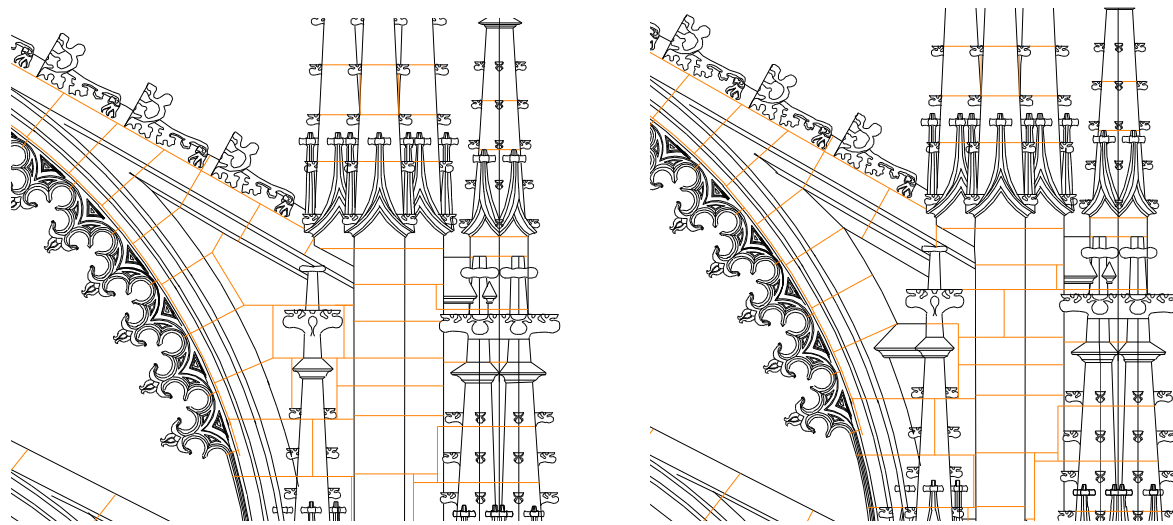
Navrhovaná úprava spočívá v prolomení cviklu horního opěrného oblouku, který přiléhá k opěrnému pilíři. Tímto zásahem je snižována tepelná setrvačnost horního opěrného oblouku, která se více přibližuje k oblouku dolnímu. Tím klesne rozdíl teplot mezi horním a dolním opěrným obloukem při nerovnoměrném oteplení/ochlazení konstrukcí.

Dolní pas probíhá v nezměněném profilu až do paty oblouku, horní pas rovněž v nezměněném profilu až k pilíři. Dolní plocha cviklu je tvarována do stříšky, aby bylo sníženo množství vody vnikající do kamene.

Délka navrhovaného otevření cviklu je cca 1,2 metru, což při výšce průřezu dolního pasu 0,77 metru nezpůsobí jeho vybočení směrem vzhůru.

Navrhované prolomení cviklu vyvolá lokální změnu spárořezu. Pokud by byl k dispozici kámen v dostatečně velkých blocích, bylo by vhodné horní pas nad cviklem provést z jednoho kusu. Jinak bude nutno spáru nad cviklem zajistit proti smykovému i tahovému namáhání.

Spáry horního pasu v okolí cviklu budou výrazně namáhány tahem při působení některých zatížení, bude docházet k jejich otevírání. Při případné realizaci proto bude nutno spáry upravit takovým způsobem, aby do nich nezatékalo.



Obr. 11.13 – Navrhovaná úprava cviklu horního pasu opěrného systému lodi (černě vyznačeny hrany, oranžově spáry), vlevo stávající stav, vpravo navrhovaná úprava

Toto prolomení cviklu navazuje na Riedovo řešení horního oblouku, proto by mohlo být přijatelné z hlediska státní památkové péče i organizace UNESCO.

Posouzení vlivu navrhované úpravy na konstrukce opěrného systému i vysokého trojlodí je v následující kapitole.

11.5 Modelování v programu FEAT

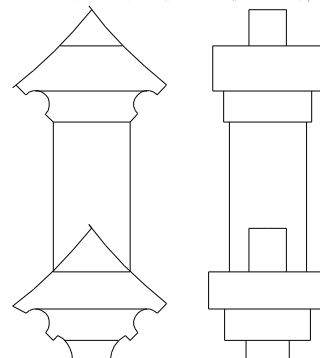
Modelován byl výsek vysokého trojlodí o šířce jednoho pole. K tomuto výseku byl přisazen buď opěrný systém současný, tj. pozměněný opravou Josefa Mockera z konce 19. století, nebo opěrný systém středověký, tedy Riedův. Stávající opěrný systém byl modelován pro rozšíření poznání o jeho chování, Riedův původní pro zjištění jeho chování.

Třetím modelem byly prověřovány důsledky navrhovaného prolomení cviklu při pilíři horního opěrného oblouku. Tento třetí model vznikl dílčí úpravou modelu Mockera opěrného systému.

Pracovně jsou modely nazývány podle tvůrce návrhu, tedy Ried, Mocker, Kott spolu s tloušťkou klenby v modelu uvažovanou.

Geometrie konstrukce byla převzata z podkladů poskytnutých firmou MURUS, spol. s r. o. a některé rozměry byly doměřeny na místě (např. profil žebra klenby). Pro potřeby modelování byla konstrukce zjednodušena, zejména její architektonické členění. Při zjednodušování bylo dbáno, aby objem hmoty zůstal zachován a aby ve směru vyšetřování konstrukce nebyly výrazněji změněny momenty setrvačnosti průřezů.

MOCKERŮV HORNÍ OPĚRNÝ OBLOUK PŘI STĚNĚ TRIBUNY



Obr. 11.14 – Ukázka zjednodušení architektonického členění pro potřeby modelování

Vnější stěny byly modelovány stěnodeskovými prvky, diagonální žebra a příčný pas pruty, kápě klenby stěnodeskovými prvky z přímkových ploch. Kápě klenby byly modelovány se vzepětím.

Klenba, žebra, arkády a vnější podélné zdi byly v rovině řezu podepřeny podle nalezené podmínky symetrie.

Protože byly modelovány pouze konstrukce nad úrovní korunní římsy vnější stěny boční lodi, konstrukce přízemí byly nahrazeny tuhostí podpor. Tuhost jednotlivých podpor byla určena stejným postupem jako u modelů dómu sv. Viktora v Xanten. Tuhost podpor byla uvažována ve svislém a příčném směru a v rotaci kolem podélné osy (vztaženo k osám kostela). Podpora v podélném směru a rotace kolem příčné i svislé osy byly uvažovány jako pevné. Určené hodnoty tuhostí se pohybují v těchto řádech: k_w (10^3 MN/m), k_u (10 MN/m), k_ϕ (10 MNm/rad). Tuhost paty opěrného pilíře je ve všech směrech větší než u paty meziokenního pilíře či pilíře tribun.

Pro ověření chování modelu s pružnými podporami byl použit srovnávací model s pevnými podporami ve směru všech os a rotacemi odebranými kolem svislé a podélné osy (vztaženo k osám kostela).

U všech konstrukcí byly důsledně rozlišeny materiály, ze kterých byly postaveny. Materiálové vlastnosti uvažované v modelech jsou uvedeny v tabulkách 11.3, 11.4.

Tabulka 11.3: Materiálové charakteristiky pro jednotlivé konstrukce užití v modelech „Ried“

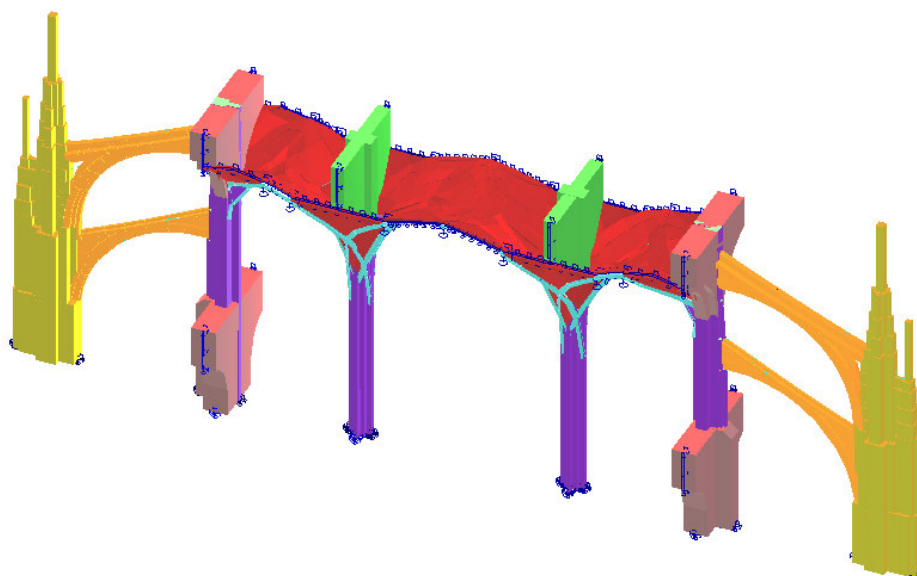
	M. žebra	C. kápě	M. zed' kv.+l.	M. zed' lom.	M. pilíř	M. opěrný pilíř	M. opěrný oblouk
Modul pružnosti E [GPa]	12,6	3,34	7,73	1,65	10,33	8,12	12,6
Poissonův součinitel [-]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Objemová hmotnost [kg/m ³]	2,4	1,8	2,3	2,19	2,39	2,3	2,39
Koeficient teplotní roztažnosti [$1 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$]	9	5	8	7	9	8,5	8,5

Pozn.: M. – znamená mušlák, čili biodetritický písčitý vápenec, C. – cihly.

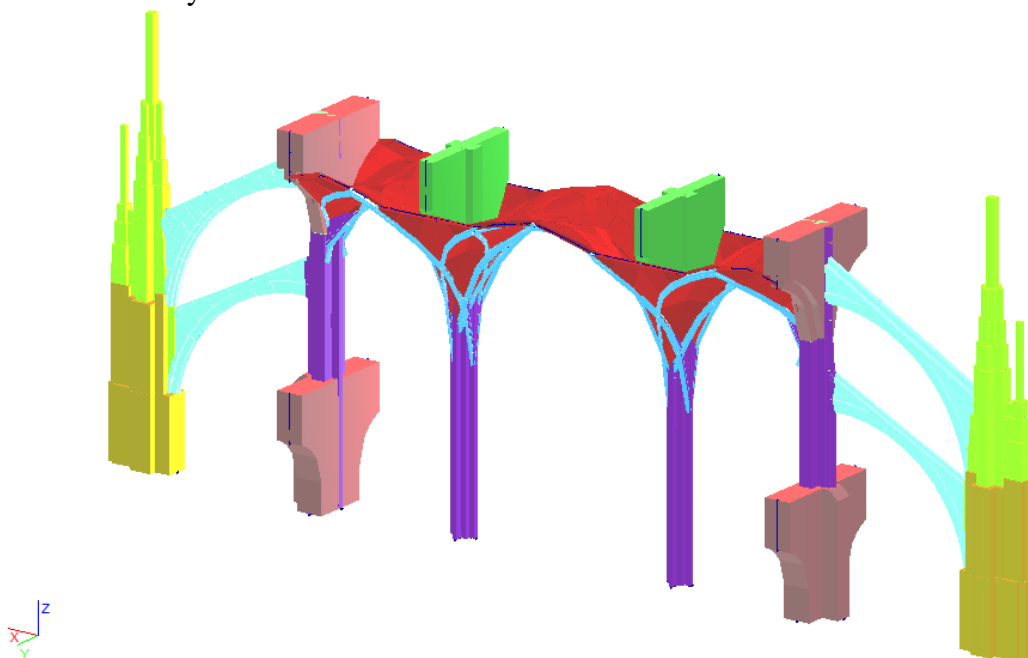
Tabulka 11.4: Materiálové charakteristiky pro jednotlivé konstrukce užití v modelech „Mocker, Kott“

	M. žebra	C. kápě	M. zed' kv.+l.	M. zed' lom.	M. pilíř	M. opěrný pilíř	H. opěrný pilíř	H. opěrný oblouk
Modul pružnosti E [GPa]	12,6	3,34	7,73	1,65	10,33	8,12	7,5	8,6
Poissonův součinitel [-]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Objemová hmotnost [kg/m ³]	2,4	1,8	2,3	2,19	2,39	2,3	2	2
K. teplotní roztažnosti [$1 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$]	9	5	8	7	9	8,5	10,5	10,5

Pozn.: M. – znamená mušlák, H. – hořícký pískovec, C. – cihly.



Obr. 11.15 – Model opěrného systému navrženého Benediktem Riedem, barevně rozlišeny užívané materiály



Obr. 11.16 – Model opěrného systému navrženého Josefem Mockerem, barevně rozlišeny užívané materiály

Zatížení

Konstrukce byla zatížena vlastní tíhou. Kružbové zábradlí podél žlabu vysokého chóru bylo nahrazeno liniovým zatížením o velikosti $4,2 \text{ kN/m}$, fiála nad příporou osamělou silou 13 kN . Podvěšené lilie byly nahrazeny liniovým zatížením o velikosti $1,4 \text{ kN/m}$.

Zatížení od krovu, tj. od jeho vlastní tíhy, krytiny a působícího větru, bylo převzato z [142].

Zatížení sněhem nebylo uvažováno, protože sníh ze stanových střech sklouzne a pouze přibližně jeden týden zůstává ležet v zaatikovém žlabu stanových střech, pokud jej údržba dříve nevyhází přes kružbové zábradlí na pultové střechy bočních lodí kryté měděným plechem. Zatížení sněhem nemá na řešené konstrukce chrámu významnější vliv.

Zatížení větrem na stěny a opěrné pilíře bylo uvažováno podle normy ČSN EN 1991-1-4 [108]. Uvažované zatížení větrem je vzhledem k členitosti stavby silně zjednodušené, ale poskytne základní představu o chování konstrukce pod jeho působením. Pro plné vystižení zatížení větrem na takto členitou stavbu, která převyšuje okolní zástavbu, která stojí nad údolím řeky Vrchlice a která z jižní strany není nijak chráněna, by bylo nutno provést trojrozměrný model včetně okolí a provést měření ve větrném tunelu nebo výpočet specializovaným programem.

Kutná Hora se nalézá v oblasti II se základní rychlostí větru 25 m.s^{-1} . Výška hlavní římsy stěny tribuny nad terénem je 30,8 metru, kategorie terénu II. Model byl zatěžován pouze větrem působícím ve směru kolmém na stěnu tribuny, tedy ve směru sledovaného působení opěrného systému.

$$w_e = q_{p(ze)} \cdot c_{pe} \quad (\text{Rovnice 11.1})$$

kde:

w_e – tlak větru, $q_{p(ze)}$ – maximální dynamický tlak, c_{pe} – součinitel vnějšího tlaku.

$$q_{p(ze)} = c_{e(ze)} \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 3,1 \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 1211 \text{ N/m}^2 \quad (\text{rovnice 11.2})$$

kde:

$c_{e(ze)}$ - součinitel expozice, hodnota 3,1 / 2,8 odečtena z grafu (Kategorie terénu II, výška nad terénem 30,8 / 20 metrů),

ρ - měrná hmotnost vzduchu, $1,25 \text{ kg/m}^3$,

v_b – základní rychlost větru.

$$q_{p(ze),1} = 3,1 \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 1211 \text{ N/m}^2$$

$$q_{p(ze),2} = 2,8 \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 1094 \text{ N/m}^2$$

Charakteristické hodnoty zatížení větrem na oblasti pro součinitele vnějšího tlaku pro stěny:

Oblast	Součinitel	Charakteristické hodnoty zatížení
D:	$c_{pe,10} = 0,8$	$w_{e,D,k1} = 1,211 \cdot 0,8 = 0,97 \text{ kN/m}^2$ $w_{e,D,k2} = 1,094 \cdot 0,8 = 0,78 \text{ kN/m}^2$
E:	$c_{pe,10} = -0,5$	$w_{e,E,k1} = 1,211 \cdot -0,5 = -0,61 \text{ kN/m}^2$ $w_{e,E,k2} = 1,094 \cdot -0,5 = -0,55 \text{ kN/m}^2$

Na stěny bylo uvedené zatížení zadáno jako plošné. Zasklení, kružby a větrová železa nebyla modelována, zatížení větrem působící na plochu okna bylo proto nahrazeno liniovým zatížením působícím po obvodě okenního otvoru.

Charakteristické hodnoty působení větru na opěrný systém (uvažováno zatížení působící ve směru roviny opěrného systému).

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_{p(ze)} \cdot A_{ref} \quad (\text{rovnice 11.3})$$

kde:

$c_s c_d$ – součinitel konstrukce,

c_f – součinitel síly pro konstrukce,

$q_{p(ze)}$ – maximální dynamický tlak,

A_{ref} – referenční plocha konstrukce.

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda \quad (\text{rovnice 11.4})$$

kde:

$c_{f,0}$ – součinitel síly pro obdélníkové průřezy s ostrými průřezy s ostrými rohy a bez uvažování vlivu koncových vírů,

ψ_r – redukční součinitel pro čtvercové průřezy se zaoblenými rohy,

ψ_λ – součinitel koncového efektu pro prvky s volnými konci

$$c_f = 1,715 \cdot 1 \cdot 0,78 = 1,34$$

$$f_w = 1 \cdot 1,34 \cdot 1,211 \cdot 1,66 \approx 2,7 \text{ kN/m (zatížení zadáváno jako liniové na střednici pilíře)}$$

Zatížení teplotou bylo uvažováno ochlazením či oteplením rozdílem teplot ΔT_P různých částí konstrukce stanoveným zohledněním tepelné akumulace konstrukcí, viz část 7. Zatížení teplotou.

V modelu navrhované dílčí úpravy opěrného systému byl horní a dolní pas kolem prolomeného cviklu zatěžován teplotou ΔT_P rovnou $3,27^\circ\text{C}$, tedy shodnou se středem horního oblouku.

Výsledky geometricky a fyzikálně lineárních výpočtů

Výsledky jsou interpretovány s pomocí detailní znalosti situace na místě a historické výkresové dokumentace zachycující porušený Riedův opěrný systém, rovněž tak předešlých výpočtů opěrných systémů chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře [113, 114, 127, 142, 143, 144].

Velikosti reakcí ve svislém a příčném směru spolu s vyznačením uvažovaného kladného směru působení jsou uvedeny v tabulce 11.5 pro všechny konstrukce vysoké lodi i pilíře opěrných systémů.

Tabulka 11.5: Reakce [kN]

Model	Podpěření	Zatížení	strana											
			návětrná						závětrná					
			pilíř						pilíř					
			opěrný		meziokenní		tribun		tribun		meziokenní		opěrný	
			→	↑	→	↑	→	↑	↑	←	↑	←	↑	←
Ried 260	pevné	stálé	82	1027	9,4	1751	16,9	1274						
		stálé vítr	-17,7	961	-6,5	1769	14,9	1285	1276	18,7	1737	22,3	1089	117
	pružné	stálé	48,8	1021	19,9	1742	10,6	1289						
		stálé vítr	-36,2	946	-3,3	1757	3,4	1300	1279	17,6	1729	42	1095	132
Mocker 260	pevné	stálé	74,7	944	10,6	1736	17,2	1274						
		stálé vítr	-24,2	889	-5,2	1740	14,3	1278	1270	19,9	1735	24,2	996	169
	pružné	stálé	44,3	938	19	1728	11	1287						
		stálé vítr	-40,3	876	-4,2	1726	2,8	1303	1272	19	1733	40	999	127
Mocker 240	pevné	stálé	71,6	943	10	1730	16,5	1247						
		stálé vítr	-27,7	887	-5,8	1736	13,8	1251	1244	19	1728	23,5	995	166
	pružné	stálé	43,4	938	18,6	1722	10,6	1260						
		stálé vítr	-41,5	875	-4,6	1721	2,6	1274	1246	18,4	1725	40,3	999	127

Pozn.: šipky udávají směr uvažovaného kladného směru reakce,

Číslo za jménem modelu uvádí tloušťku klenby vysoké lodi v modelu zadanou.

Pro přehlednost nejsou uvedeny velikosti reakcí na závětrné straně, pokud nabývají stejné velikosti jako na návětrné straně.

Protože není možno přesně změřit tloušťku klenby vysokého trojlodí, jsou v tabulce u posuzované varianty opěrného systému „Mocker“ uvedeny pro porovnání výsledky pro klenbu tloušťky 240 mm a 260 mm.

Při zadání pružných podpor narůstá velikost *svislé reakce* v patě pilíře tribun a klesá v patách opěrného i meziokenního pilíře. Pokles velikosti většiny svislých reakcí v modelu „Mocker 260“ oproti modelu „Ried 260“ ukazuje na Mockerovo zeštíhlení horního opěrného oblouku. Při uvažování klenby trojlodí o tloušťce 240 mm v modelu „Mocker“ klesají velikosti svislých reakcí u pilíře meziokenního i tribun.

Při zatížení větrem klesají velikosti svislých reakcí v patě pilíře tribuny na závětrné straně a narůstají na straně návětrné; u paty opěrného pilíře reakce svislé klesají na návětrné straně a rostou na závětrné straně; u paty meziokenního pilíře na návětrné straně většinou rostou a na závětrné většinou klesají.

Při zadání pružných podpor a stálém zatížení velikost *vodorovné reakce* v patě pilíře tribuny i opěrného klesá, u meziokenního narůstá. Při působení větrem velikost vodorovné reakce na návětrné straně u opěrného a meziokenního pilíře mění směr i velikost, u pilíře tribuny velikost vodorovné reakce klesá. Na závětrné straně velikosti všech vodorovných reakcí narůstají. Změna velikosti vodorovných reakcí u modelu „Mocker 260“ a Ried 260“ ukazuje na změnu odezvy opěrného systému na působící zatížení.

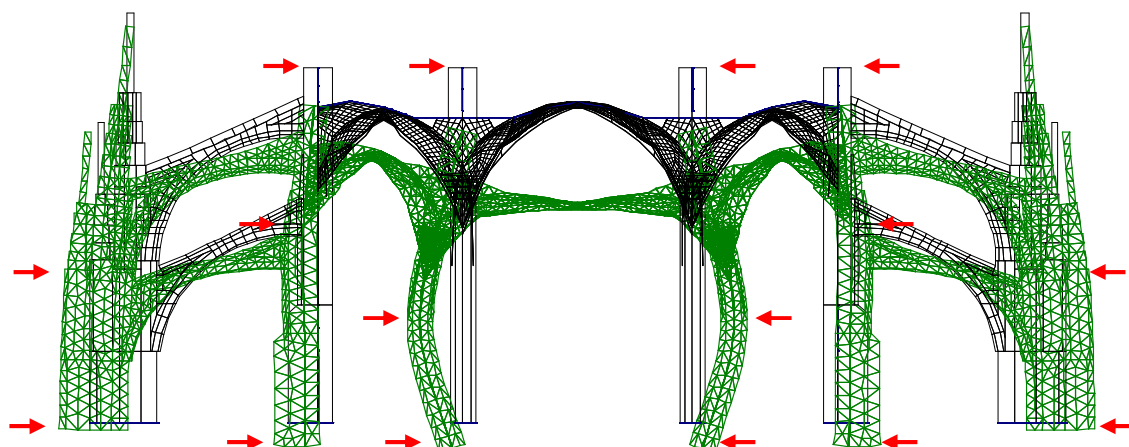
Tabulka 11.6: Svislé a vodorovné deformace [mm] významných bodů konstrukce

Model	Zatížení	Úroveň	strana návětrná						strana závětrná					
			opěrný pilíř		zeď tribuny		pilíř tribuny		pilíř tribuny		zeď tribuny		opěrný pilíř	
			←	↑	←	↑	←	↑	↑	←	↑	←	↑	←
Ried 260	stálé	3			0,16	-1,66	0	-2,71						
		2	1,09	-0,37	0,67	-1,52	1,94	-2,17						
		1	1,37	-0,25	0,65	-0,96	0,52	-1,23						
	stálé + vítr	3			-3,79	-1,66	-7,96	-2,06	-3,37	-7,9	-1,66	-4		
		2	-2,25	-0,12	-2,64	-1,43	-0,9	-2,02	-2,32	-4,72	-1,62	-3,9	-0,62	-4,35
		1	-0,97	-0,08	-0,04	-0,7	0,19	-1,06	-1,39	-0,84	-1,22	-1,31	-0,42	-3,64
Mocker 260	stálé	3			0,24	-1,65	0,03	-2,71						
		2	1,14	-0,38	0,68	-1,52	2,03	-2,17						
		1	1,24	-0,25	0,62	-0,96	0,54	-1,23						
	stálé + vítr	3			-4,12	-1,6	-8,27	-2,06	-3,36	-8,27	-1,69	-4,5		
		2	-2,49	-0,04	-2,83	-1,38	-1,11	-2,02	-2,32	-5,11	-1,66	-4,1	-0,71	-4,69
		1	-1,09	-0,04	-0,07	-0,67	0,17	-1,05	-1,41	-0,91	-1,24	-1,28	-0,46	-3,51
Kott 260	stálé	3			0,25	-1,65	-0,03	-2,71						
		2	1,14	-0,38	0,68	-1,52	2,04	-2,17						
		1	1,23	-0,25	0,62	-0,96	0,54	-1,23						
	stálé+ vítr	3			-4,12	-1,6	-8,27	-2,06	-3,36	-8,28	-1,69	-4,52		
		2	-2,5	-0,04	-2,84	-1,38	-1,11	-2,02	-2,32	-5,13	-1,66	-4,1	-0,71	-4,69
		1	-1,09	-0,04	-0,07	-0,67	0,17	-1,05	-1,41	-0,91	-1,24	-1,27	-0,46	-3,5

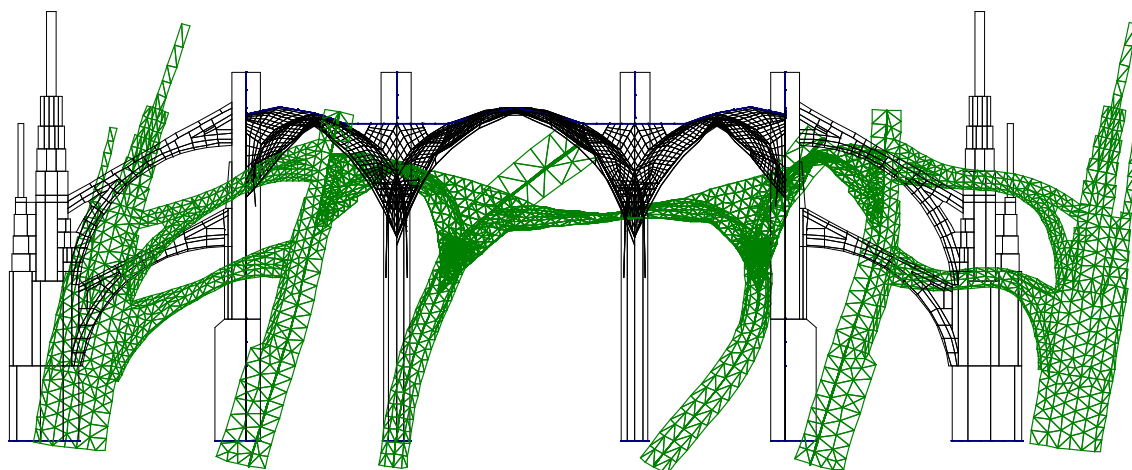
Pozn.: šipky udávají směr uvažovaného kladného směru deformace,

Číslo za jménem modelu uvádí tloušťku klenby vysoké lodi v modelu zadanou.

Pro přehlednost nejsou uvedeny velikosti deformací na závětrné straně, pokud nabývají stejné velikosti jako na návětrné straně.



Obr. 11.17 – Deformace konstrukcí vysokého trojlodí včetně opěrného systému od stálého zatížení, model „Ried 260“, šipkami vyznačeny významné body konstrukce



Obr. 11.18 – Deformace konstrukcí vysokého trojlodí včetně opěrného systému od stálého zatížení a od větru, model „Kott 260“, vlevo návětrná, vpravo závětrná strana

Pro vzájemné porovnání chování opěrných systémů a porozumění jejich chování jsou v tabulce 11.6 uvedeny svislé a vodorovné deformace vybraných významných bodů konstrukce. Výsledky jsou uvedeny pouze pro modely pružně podepřené, neboť tento způsob podepření více vystihuje chování konstrukcí vysokého trojlodí.

Zmenšování tuhosti horního opěrného oblouku (Ried→Mocker→Kott) vede k nárůstu vodorovné deformace meziokenního pilíře a střední části pilíře tribun ve vodorovném směru od stálého zatížení.

Pilíř tribuny je výrazně namáhán tlakem a nezanedbatelně i ohybem, jak ukazují vypočtené deformace modelováním (Obr. 11.17) a zejména reálné deformace na místě (Obr. 11.19). Geometricky a fyzikálně lineárně vypočtené deformace mají velikost 2 mm, na místě jsou přibližně 10-20 krát větší. Protože deformace v čase narůstají a zároveň se zvětšují i vlivem mimořádných silových i nesilových zatížení, jsou vypočtené hodnoty posunů menší. Na druhou stranu skutečný tvar deformace je velmi dobře vystižen deformací získanou z výpočetního modelu. Deformace je dána zatížením od různě velikých „polovin“ polí klenby lodi (5,24 metru) a tribuny (3,63 metru).

Deformace modelů „Mocker 260“ a „Kott 260“ jsou téměř identické. Z toho vyplývá malý rozsah zásahu do podstaty stávajícího opěrného systému.

U svislých deformací pilíře tribuny „Mocker 260“ a „Ried 260“ je dobré si povšimnout, že vycházejí po zaokrouhlení stejně veliké. Je to v souladu s velikostí svislé reakce, která je u obou modelů v tomto místě téměř stejná.



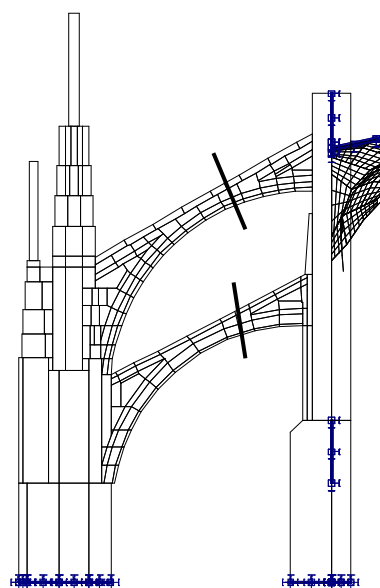
Obr. 11.19 – Prohnutí pilíře směrem nad jižní tribunu v pozici C2

Normálové síly uvedené v tabulce 11.7 byly zjištěny z řezů vedených při středu opěrných oblouků (Obr. 11.20), tedy místem nejméně namáhaným tlakem, jak ukazují otevřené spáry v těchto místech na místě.

Pokud je uvažována tloušťka klenby 240 mm, jsou všechny konstrukce včetně opěrných oblouků méně zatíženy tlakovými silami, než při tloušťce klenby 260 mm. To je u pilíře tribuny pozitivní, u opěrných oblouků negativní.

Při působení stálých zatížení jsou všechny opěrné oblouky tlačené.

Při kombinaci zatížení stálých a větrem jsou v modelech „Mocker 260, Mocker 240, Kott 260“ s pevnými podporami všechny opěrné oblouky tlačené, u modelu „Ried 260“ s pevnými podporami je dolní opěrný oblouk na návětrné straně tažen. Ve všech modelech s pružnými podporami jsou dolní opěrné oblouky na návětrné straně tažené, ostatní oblouky jsou tlačené. Zaměříme-li se



Obr. 11.20 – Vyznačena místa řezů na modelu opěrného systému „Mocker“

na velikost tahových sil v dolních obloucích v jednotlivých modelech, její velikost klesá od modelu „Ried 260“ přes model „Mocker 260“ k modelu „Kott 260“. Hlavní pokles přinesla Mockerova úprava tvaru opěrného systému, navrhované prolomení cviklu horního opěrného oblouku výrazný pokles tahového namáhání nepřináší.

Při kombinaci stálého zatížení a oteplení o „5°C“ rostou v obloucích tlakové síly, pokud je modelovaná konstrukce pevně podepřena. Pokud jsou zadány pružné podpory, tak v dolním opěrném oblouku tlaková síla narůstá a v horním klesá. Je to dáno rozpíráním oteplením prodlouženého dolního opěrného oblouku mezi opěrný a meziokenní pilíř.

Tabulka 11.7: Normálové síly [kN] ve „středech“ opěrných oblouků

Model	Zatížení			Strana				Strana			
				návětrná		zavětrná		návětrná		zavětrná	
				Opěrný oblouk				Opěrný oblouk			
				horní	dolní	dolní	horní	horní	dolní	dolní	horní
				Podepření pevné				Podepření pružné			
Ried 260	stálé			-43,4	-24,5			-35,1	-3,7		
	stálé		vítr	-21,4	5,3	-51,1	-63,6	-26	22,9	-27,6	-44,4
	stálé	oteplení o „+5°C“		-44	-43,5			-32,1	-11,1		
	stálé	ochlazení o „- 5°C“		-42,8	-5,5			-38,3	3,7		
	stálé	oteplení o „+5°C“	vítr	-21,9	-13,8	-70,1	-64,3	-22,9	15,4	-35	-63,3
	stálé	ochlazení o „- 5°C“	vítr	-20,9	-5,5	-32,2	-62,9	-29,1	30,3	-20,3	-47,5
Mocker 260	stálé			-31,7	-36			-15,2	-7,4		
	stálé		vítr	-10,4	-4,6	-63,5	-51,1	-14,3	15,6	-27	-16,6
	stálé	oteplení o „+5°C“		-33,5	-62,3			-9,5	-17,4		
	stálé	ochlazení o „- 5°C“		-29,9	-9,4			-20,9	2,6		
	stálé	oteplení o „+5°C“	vítr	-12,4	-31	-90,3	-52,7	-9,6	5,6	-37	-10
	stálé	ochlazení o „- 5°C“	vítr	-8,4	21,8	-36,7	-49,5	-19,3	25,7	-17	-23,1
Mocker 240	stálé			-31	-33,5			-15,9	-5,5		
	stálé		vítr	-9,1	-2,1	-60	-51,1	-14,5	16,9	-24,3	-18
	stálé	oteplení o „+5°C“		-32,4	-59,1			-10,2	-15,3		
	stálé	ochlazení o „- 5°C“		-29,7	-6,9			-21,7	4,4		
	stálé	oteplení o „+5°C“	vítr	-10,6	-27,9	-86,3	-52,2	-9,6	6,9	-34,1	-11,4
	stálé	ochlazení o „- 5°C“	vítr	-7,6	17,7	-33,7	-49,9	-19,3	26,8	-14,5	-24,5
Kott 260	stálé			-30,3	-36,4			-13,8	-8		
	stálé		vítr	-9,9	-4,8	-64,1	-49	-14	15,1	-27,7	-14,3
	stálé	oteplení o „+5°C“		-32,6	-62,5			-9,9	-17,2		
	stálé	ochlazení o „- 5°C“		-28	-10,3			-17,7	1,26		
	stálé	oteplení o „+5°C“	vítr	-12,2	-30,9	-90,2	-51,2	-10,1	5,9	-37	-10,3
	stálé	ochlazení o „- 5°C“	vítr	-7,6	21,3	-38	-46,7	-17,8	24,4	-18,4	-11,2

Označení oteplení/ochlazení o „5°C“ C užívám pro rozdíl teplot ΔT_p různých částí konstrukce stanovený zohledněním tepelné akumulace konstrukcí, viz část 7. Zatížení teplotou.

Pro přehlednost nejsou uvedeny normálové síly na závětrné straně, pokud nabývají stejné velikosti jako na návětrné straně.

Dále budeme rozebírat přednostně modely pružně podepřené, protože jejich výsledky více odpovídají chování reálné konstrukce.

Při kombinaci stálého zatížení a ochlazení o „5°C“ jsou dolní opěrné oblouky tažené, horní tlačené. Tlak v horním opěrném oblouku dokonce narůstá oproti kombinaci stálých zatížení. To je dáno tím, že dolní opěrný oblouk ze systému přenášení vodorovných sil od klenby vymizí, horní opěrný oblouk poté přenáší vodorovnou sílu od klenby. Tuhý meziokenní pilíř i tuhá vrchní část opěrného pilíře spolu s malou vodorovnou silou od klenby to umožní. Pokud budeme sledovat velikost tahové síly v dolním opěrném oblouku, její velikost klesá od modelu „Ried 260“ přes model „Mocker 260“ k modelu „Kott 260“. Tento pokles tahové síly v dolním oblouku ukazuje, že Mockerova úprava opěrného systému snížila jeho citlivost na cyklické teplotní zatížení. A to i přes použití hořického pískovce, který má větší součinitel délkové teplotní roztažnosti než mušlák. Zajímavé je i to, že Mocker nepíše o teplotním zatížení jako o příčině poruch opěrného systému, ale o chybné, příliš masivní konstrukci horního opěrného oblouku negativně ovlivňující rozložení vnitřních sil v konstrukci. Navrhovaná úprava prolomení cviklu horního opěrného oblouku při opěrném pilíři (model „Kott 260“) dále snižuje tahové namáhání dolního opěrného oblouku na hodnotu 1,26 kN.

Pokud kombinujeme zatížení stálá, větrem a ochlazení / oteplení o „5°C“, jsou všechny opěrné oblouky s výjimkou dolního na návětrné straně tlačené. Pokud budeme sledovat velikost tahové síly v dolním opěrném oblouku, její velikost klesá od modelu „Ried 260“ přes model „Mocker 260“ k modelu „Kott 260“.

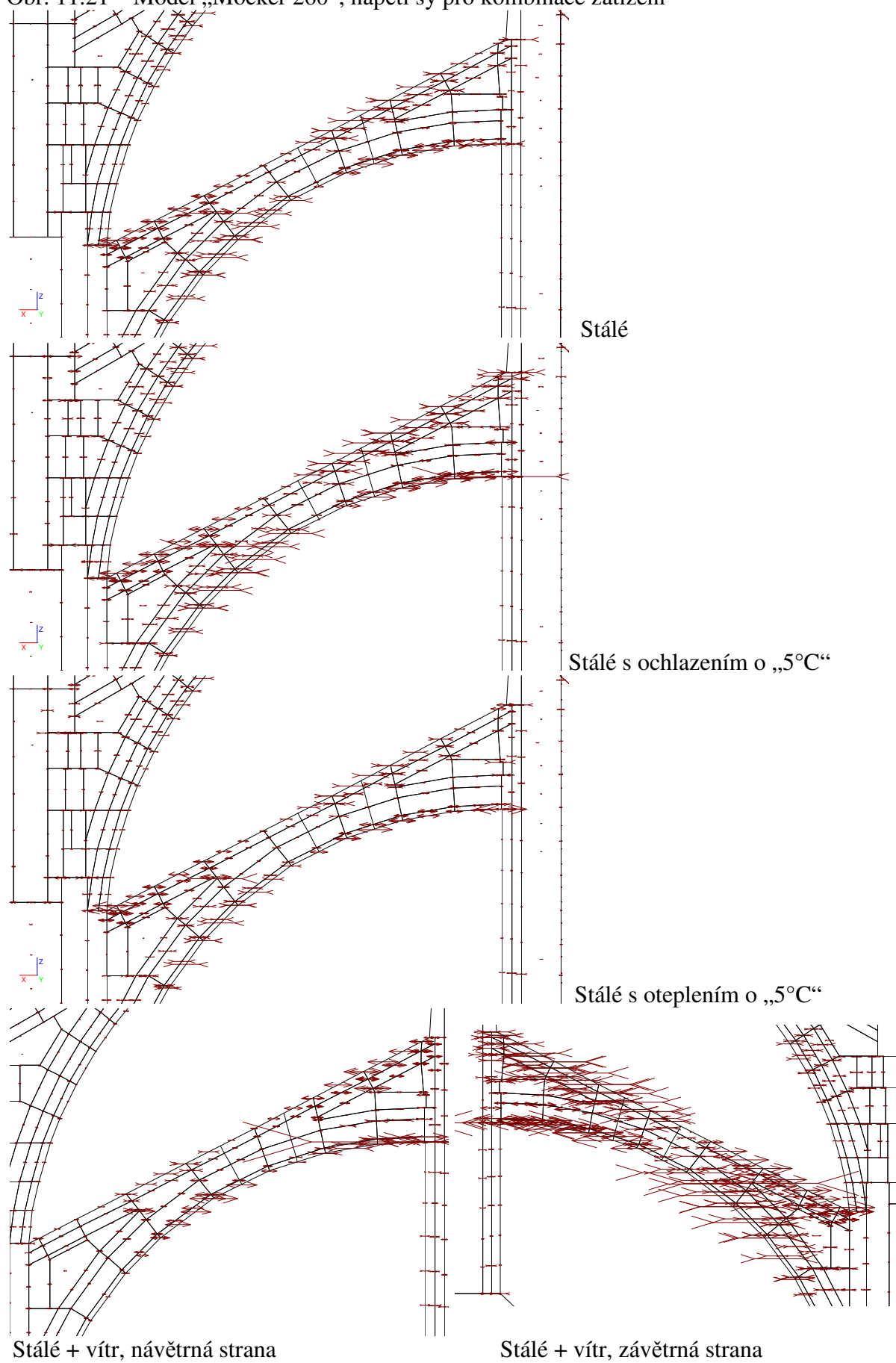
Z výčtu namáhání dolního a horního opěrného oblouku vyplývá, že dolní opěrný oblouk je tažen na návětrné straně chrámu ve čtyřech ze šesti kombinací v modelech s pružnými podporami, horní opěrný oblouk ani v jedné. Jak je tady možné, že na místě byly zjištěny poruchy i horního opěrného oblouku?

Primárně je při nerovnoměrném ochlazení konstrukce nebo výrazném zatížení rovnoměrným tlakem větru poškozován dolní opěrný oblouk. Dolní opěrný oblouk v důsledku tahových sil, tedy v důsledku oddálení podpor (tlak větru) či zkrácení oblouku vůči překlenovanému rozpětí (nerovnoměrné ochlazení) mění statické schéma z oboustranně vetknutého na trojkloubový oblouk a pronáší se ve vrcholu. Dochází k propadávání a pootáčení jednotlivých klenáků vůči sobě, zmenšuje se vzájemná dotyková plocha klenáků. U některých oblouků dochází i k poklesu ve styčné spáře. Po opětovném zatížení tlakem dochází ke koncentraci napětí do malých ploch. Tím, že v pokleslé zdeformované poloze, ve které dolní opěrný oblouk dočasně našel rovnováhu, rozpírá opěrný a meziokenní pilíř po vyrovnání teplotních rozdílů mezi jednotlivými konstrukcemi či pominutí zatížení větrem, zvětšuje vzdálenost podpor pro horní opěrný oblouk. Horní opěrný oblouk musí reagovat změnou statického schématu na trojkloubový oblouk. Protože horní oblouk reaguje na změněné podmínky dolním obloukem a je zatížen tlakovými silami, jeho porušování postupuje pomaleji než u dolního.

Pokud budeme podrobněji sledovat rozložení tahových a tlakových napětí po dolním opěrném oblouku v jednotlivých kombinacích (Obr. 11.21), zjistíme, že při meziokenním pilíři je dolní pas tažen a horní tlačén od stálých zatížení, od oteplení i o ochlazení o „5°C“. Pouze při zatížení větrem je dolní pas na návětrné straně tlačén, na závětrné naopak tažen. Opačně horní pas je při zatížení větrem na návětrné straně tažen a na závětrné tlačén.

U opěrného pilíře je namáhání dolního a horního pasu v jednotlivých kombinacích opačné než u meziokenního pilíře. Z uvedeného vyplývá, že otevřená trhlina se svírá pouze v jednom zatěžovacím stavu. Proto se poruchy s postupujícími cykly zatížení stále zhoršují.

Obr. 11.21 – Model „Mocker 260“, napětí sy pro kombinace zatížení



Shrnutí geometricky a materiálově lineárních výpočtů

Opěrný systém jako celek je, i přes problémy s tahovými napětími v dolních opěrných obloucích, důležitou součástí nosného systému vysokého trojlodí.

Provedené výpočty ukázaly, že kromě cyklického teplotního zatížení ke vzniku poruch opěrného systému přispívá i zatížení větrem.

Opěrné oblouky jsou málo zatíženy vodorovnou silou od kroužené klenby vysokého trojlodí, protože půdorysná plocha klenby přímo zatěžujícího opěrný systém má šířku přibližně 5,3 metru a hloubku („polovinu“ rozpětí klenby) necelé 3 metry. Zejména hloubka je v porovnání s klasickými katedrálami, kde činí 6-8 metrů, výrazně menší. V části 9. Klenby bylo rovněž ukázáno, že kroužená klenba má v porovnání s ostatními typy klenb nejmenší vodorovnou reakci vůči svislé. Ve své rozšíření zesílené patě je meziokenní pilíř tuhý, což dále negativně ovlivňuje velikost zatížení dolního opěrného oblouku tlakovou silou.

Primárně je při nerovnoměrném ochlazení konstrukce nebo výrazném zatížení tlakem větru poškozován dolní opěrný oblouk.

Při kombinaci stálého zatížení a ochlazení o „5°C“ jsou dolní opěrné oblouky tažené, horní tlačené. Tlak v horním opěrném oblouku dokonce narůstá oproti kombinaci stálých zatížení. To je dáno tím, že dolní opěrný oblouk ze systému přenášení vodorovných sil od klenby vymizí, horní opěrný oblouk poté přenáší vodorovnou sílu od klenby. Tuhý meziokenní pilíř i tuhá vrchní část opěrného pilíře spolu s malou vodorovnou silou od klenby to umožní.

Při kombinaci stálého zatížení a větrem jsou dolní oblouky na návětrné straně tažené, což je dáno malým předepnutím dolních oblouků tlakovými silami klenby.

Dolní opěrný oblouk v důsledku tahových sil, tedy v důsledku oddálení podpor (tlak větru) či zkrácení oblouku vůči překlenovanému rozpětí (nerovnoměrné ochlazení) mění statické schéma z oboustranně vetknutého na trojkloubový oblouk a pronáší se ve vrcholu. U některých oblouků dochází i k poklesu ve styčné spáře. Tím, že v pokleslé zdeformované poloze, ve které dolní opěrný oblouk dočasně našel rovnováhu, rozpírá opěrný a meziokenní pilíř po vyrovnání teplotních rozdílů mezi jednotlivými konstrukcemi či pominutí zatížení větrem, zvětšuje vzdálenost podpor pro horní opěrný oblouk. Horní opěrný oblouk musí reagovat změnou statického schématu na trojkloubový oblouk. Protože horní oblouk reaguje na změněné podmínky dolním obloukem a je zatížen většími tlakovými silami než dolní oblouk, jeho porušování postupuje pomaleji než u dolního opěrného oblouku.

Riedův opěrný systém

Riedův návrh konstrukcí vysokého trojlodí je příčinou objevujících se poruch opěrných oblouků. Kdyby například zvolil jeden opěrný oblouk mezi opěrným pilířem a stěnou tribuny, uváděné problémy s opěrnými oblouky by se nevyskytovaly. Vzhledem k uspořádání opěrného systému presbyteria, který má dvojici opěrných oblouků opřených do jednoho opěrného pilíře, bylo ale esteticky nutné užít i na lodi dvojici opěrných oblouků nad sebou.

Ried zvolil velmi masivní opěrný systém k přenosu malých vodorovných sil od klenby.

Mockerův opěrný systém

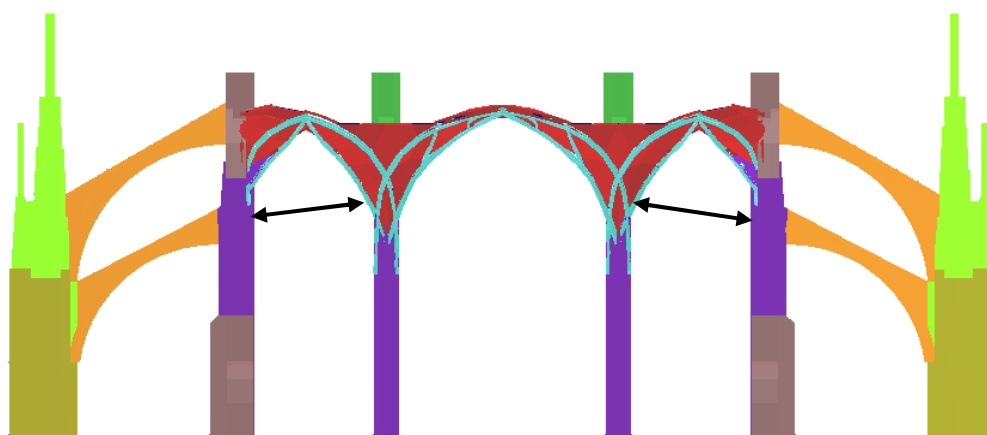
Mockerova úprava opěrného systému lodi nebyla dostatečná, jak ukazují poruchy opěrných oblouků vzniklé v průběhu 20. století. Přesto lze Mockerovu úpravu hodnotit na základě uvedených výsledků výpočtů jako prospěšnou a úpravami proporcí konstrukce směřující správným směrem.

Navrhovaná úprava cviklu horního opěrného oblouku

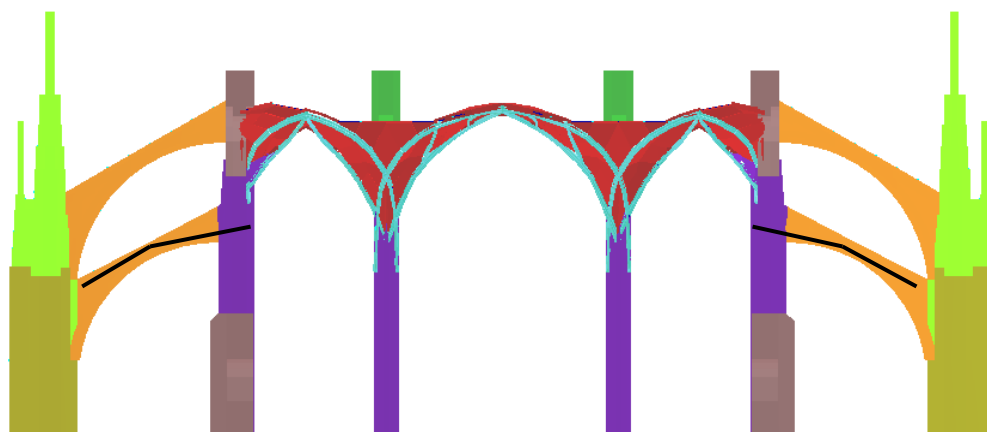
Navrhovaná dílčí úprava geometrie horního opěrného oblouku nezabrání dalšímu porušování opěrného systému lodi, pouze zmenší rozdíly teplot ΔT_p různých částí konstrukce při ochlazení/oteplení a tím povede k prodloužení cyklu nutných oprav opěrného systému. Navrhovaná úprava spočívá v prolomení cviklu horního opěrného oblouku, který přiléhá k opěrnému pilíři. Toto prolomení cviklu navazuje na Riedovo řešení horního oblouku, proto by mohlo být přijatelné z hlediska státní památkové péče i organizace UNESCO.

Co by zásadním způsobem zlepšilo fungování konstrukce, by bylo zvětšení zatížení dolního opěrného oblouku stálým zatížením. Toho lze docílit dvojím způsobem:

- A) rozepřením pilíře tribuny s meziokenního pilíře (Obr. 11.22),
- B) předepnutím dolního opěrného oblouku a úpravou jeho uložení (cíleně vytvořené klouby ve vhodném místě) (Obr. 11.23).



Obr. 11.22 – Varianta A – rozepření pilíře tribuny a meziokenního pilíře



Obr. 11.23 – Varianta B – Předepnutí dolního opěrného oblouku

Variantu A je nutno odmítnout pro příliš velký zásah do vzhledu interiéru, variantu B z důvodu vnesení novodobého, byť ukrytého, prvku do historické konstrukce. Rovněž předpínání si vynutí zásah do dosud nedotčeného meziokenního pilíře. Pokud budou v budoucnu podmínky pro provedení „trvalé“ opravy opěrného systému lodi chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře, považují variantu B za perspektivní.

Při případné budoucí výměně opěrných oblouků je nutno věnovat pozornost kromě trvanlivosti, pevnosti, nasákavosti, mrazuvzdornosti, modulu pružnosti i součiniteli délkové

teplotní roztažnosti. Kámen by rovněž měl být světlé barvy, aby měl nízkou pohltivost slunečního záření (tepla).

Jak vyplývá z tabulky 8.1, pískovce mají největší hodnotu součinitele délkové teplotní roztažnosti, takže jsou vlastně nejméně vhodné. Využití vápenců nebo místního mušláku pro příští opravu se jeví jako mnohem vhodnější.

11.6 Modelování v programu ATENA

V programu ATENA byly vytvořeny dvojrozměrné modely Riedova i Mockerova opěrného systému. Protože modely nejsou přisazeny k vysokému trojlodí, byl meziokenní pilř modelován hranolem a reakce klenby zadány silami.

Tabulka 11.8: Materiálové vlastnosti zadané materiálu S-Beta představující kamenné zdivo

Vlastnost	Označení	Jednotka	Hořícký pískovec	Biodetritický pískový vápenec
Krychelná pevnost	R_{cu}	[MPa]	6,64	4,82
Modul pružnosti	E	[MPa]	14200	8120
Poissonovo číslo	μ	[-]	0,17	0,17
Pevnost v tahu	R_t	[MPa]	0,16	0,16
Pevnost v tlaku	R_c	[MPa]	-5,642	-4,1
Specifická lomová energie	G_f	[MN/m]	0,000040	0,000035
Poměrné přetvoření	ϵ_c	[-]	-0,00074	-0,00063
Snížení tlakové pevnosti vlivem trhlin		[-]	0,8	0,8
Kritická tlaková deformace	w_d	[m]	-0,0005	-0,0005
Specifická hmotnost	ρ	[MN/m ³]	0,02	0,023
Koeficient tepelné roztažnosti	α	[1/K]	0,0000105	0,0000085

U všech typů zdiva bylo zadáno exponenciální tahové změkčení, model trhlin fixovaný, typ tlakového změkčení Crush Band, proměnné smykové ochabnutí, lineární interakce tah-tlak.

Tabulka 11.9 – Materiálové vlastnosti zadané materiálu S-Beta představující kámen

Vlastnost	Označení	Jednotka	Hořícký pískovec	Biodetritický pískový vápenec
Krychelná pevnost	R_{cu}	[MPa]	30	40
Modul pružnosti	E	[MPa]	15000	18000
Poissonovo číslo	μ	[-]	0,2	0,2
Pevnost v tahu	R_t	[MPa]	0,16	0,16
Pevnost v tlaku	R_c	[MPa]	-25,5	-34
Specifická lomová energie	G_f	[MN/m]	0,000065	0,00007
Poměrné přetvoření	ϵ_c	[-]	-0,001682	-0,001998
Snížení tlakové pevnosti vlivem trhlin		[]	0,8	0,8
Kritická tlaková deformace	w_d	[m]	-0,0005	-0,0005
Specifická hmotnost	ρ	[MN/m ³]	0,02	0,023
Koeficient tepelné roztažnosti	α	[1/K]	0,00001174	0,000009

U všech typů zdiva bylo zadáno exponenciální tahové změkčení, model trhlin fixovaný, typ tlakového změkčení Crush Band, proměnné smykové ochabnutí, lineární interakce tah-tlak.

U obou modelů opěrných systémů byly uvažovány materiálové charakteristiky uvedené v tabulce 11.8. Opěrné pilře byly modelovány jako homogenní zděné konstrukce, byl užíván materiálový model S-Beta s materiálovými charakteristikami odvozenými pro *kvádrové zdivo*

z *hořického pískovce* či z *mušláku*. U opěrných oblouků byl v modelu zohledněn spárořez kamenů. Jednotlivé kameny byly zadány s materiálovými charakteristikami *klenáky z mušláku* (Ried) či *hořického pískovce* (Mocker) (materiálový model S-Beta). Spáry mezi kameny byly modelovány příslušným 2D kontaktem (tabulka 11.9).

Tabulka 11.10: Materiálové vlastnosti zadané 2D kontaktu v programu ATENA

Vlastnost	Označení	Jednotka	Spára s olovem	Spára s maltou
Normálová tuhost	K_{nn}	$[MN/m^3]$	2250000	152000
Tečná tuhost	K_{tt}	$[MN/m^3]$	781000	57000
Pevnost v tahu	R_t	$[MPa]$	0,06	0,16
Koheze	C	$[MPa]$	0	0,32
Součinitel tření	ϕ	$[-]$	0,6	0,7

Modely byly podepřeny pružnými podporami nahrazujícími konstrukce přízemí, protože modelováním v programu FEAT bylo zjištěno, že pružné podpory více odpovídají realitě než podpory pevné.

Modely byly zatěžovány vlastní tíhou, silami od klenby a teplotou. Zatížení silami od klenby bylo určeno geometricky lineárním výpočtem konstrukcí vysokého trojlodí v programu FEAT.

Zatížení teplotou bylo uvažováno ochlazením či oteplením rozdílem teplot ΔT_p různých částí konstrukce stanoveným zohledněním tepelné akumulace konstrukcí, viz část 7. Zatížení teplotou.

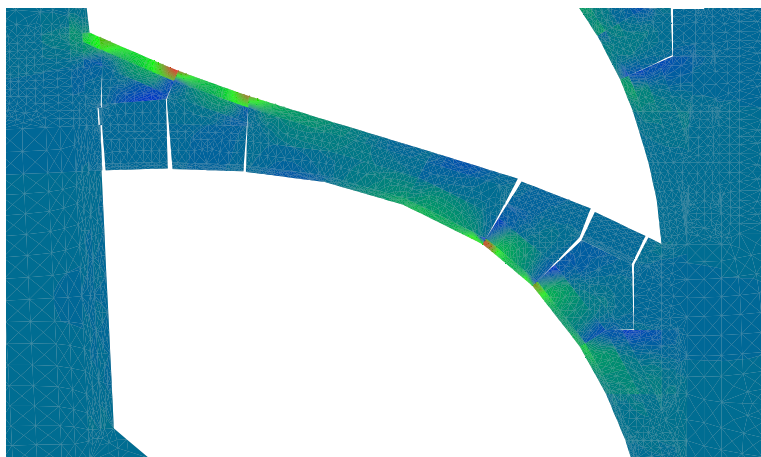
Byly zadány zatěžovací kroky. Nejprve byly modely zatíženy vlastní tíhou a silami od klenby, poté ochlazením či oteplením rozdílem teplot ΔT_p o „ $\pm 5^\circ C$ “. Síly od větru byly zadávány buď po zatížení klenbou, nebo až po zatížení teplotou.

Úpravou modelu Mockerova opěrného systému byl vytvořen model navrhované úpravy opěrného systému prolomením horního cviklu při opěrném pilíři.

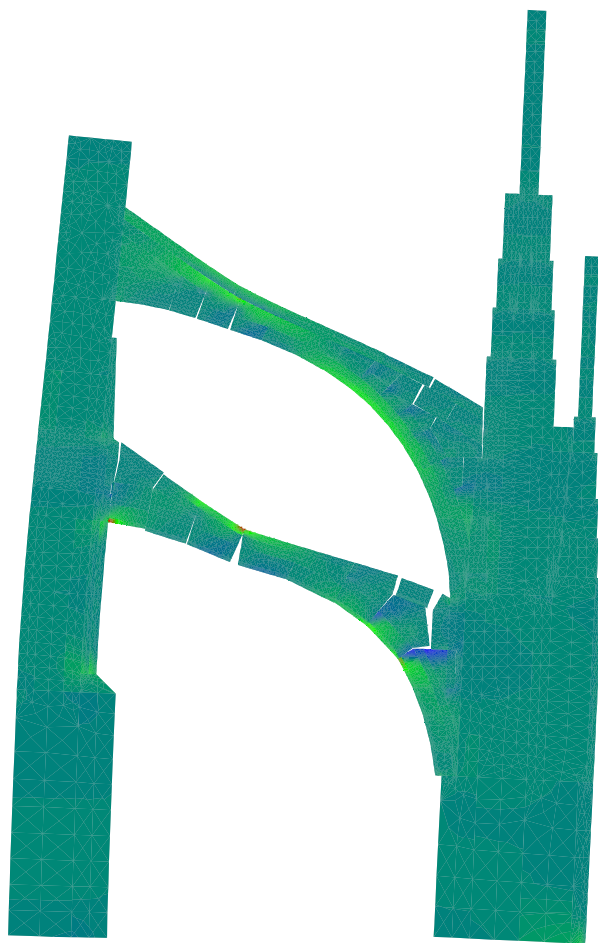
Připravené modely byly vypočítány.

Výsledky geometricky a fyzikálně nelineárních výpočtů

Provedené geometricky a fyzikálně nelineární výpočty potvrdily závěry z geometricky a fyzikálně lineárních výpočtů interpretovaných s pomocí detailní znalosti situace na místě.



Obr. 11.24 – Opěrný systém navržený Benediktem Riedem, kombinace stálého zatížení a zatížení větrem, napětí S_{xx} , porušování dolního opěrného oblouku



Obr. 11.25 – Opěrný systém navržený Josefem Mockerem, kombinace stálého zatížení a ochlazení o „5°C“, napětí Sxx

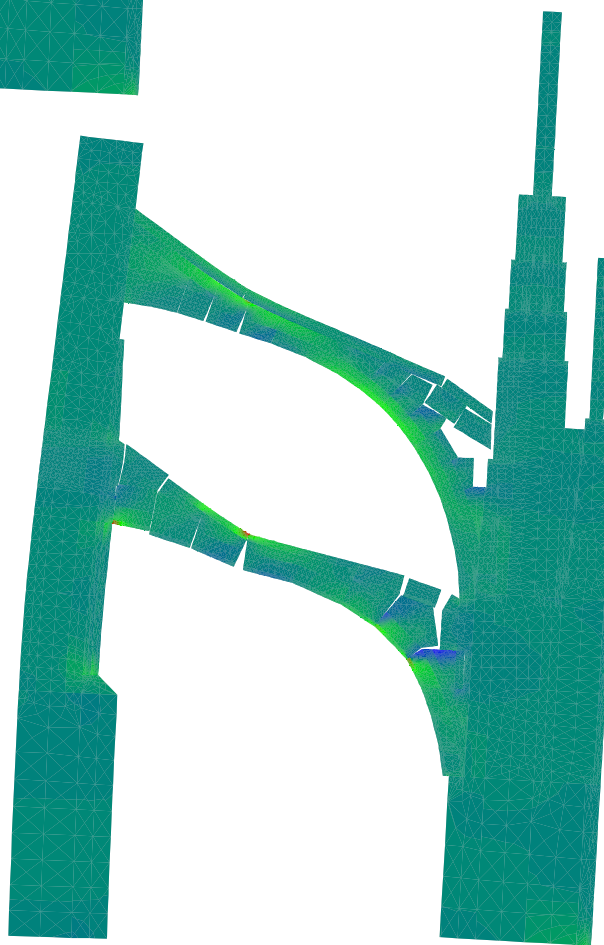
Dolní opěrný oblouk je převážně tažen, vzniká trojkloubový oblouk spolu s výrazným rozevíráním spár při opěrném pilíři shora. Přibližně ve středu rozpětí se otevírají spáry z dolní strany. Spáry při meziokenním pilíři se otevírají shora a dochází ke svislému posunu, tedy k porušení smykem.

U horního opěrného oblouku se rovněž otevírají spáry, ale v mnohem menším rozsahu.

Obr. 11.26 – Opěrný systém s navrženou úpravou, tedy s prolomeným cvikem horního opěrného oblouku u opěrného pilíře, kombinace stálého zatížení a ochlazení o „5°C“, napětí Sxx

Dolní opěrný oblouk je převážně tažen, vzniká trojkloubový oblouk spolu s výrazným rozevíráním spár při opěrném pilíři shora. Přibližně ve středu rozpětí se otevírají spáry z dolní strany. Spáry při meziokenním pilíři se otevírají shora a dochází ke svislému posunu, tedy porušení smykem.

U horního opěrného oblouku se porušuje horní pas nad prolomeným cvikem.



11.7 Shrnutí a podněty do budoucna

Je-li interpretován geometricky lineární výpočet s pomocí detailní znalosti situace na místě a historické výkresové dokumentace zachycující porušený Riedův opěrný systém, poskytuje kvalitní výsledky o chování celé konstrukce výrazně rychleji než geometricky a fyzikálně nelineární výpočet.

Opěrný systém lodi chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře jako celek je, i přes problémy s tahovými napětími v dolních opěrných obloucích, důležitou součástí nosného systému trojlodí.

Provedené výpočty ukázaly, že kromě cyklického teplotního zatížení ke vzniku poruch opěrného systému přispívá i zatížení větrem.

Primárně je při nerovnoměrném ochlazení konstrukce nebo výrazném zatížení tlakem větru poškozován dolní opěrný oblouk.

Riedem navržený opěrný systém byl k poruchám způsobeným cyklickým teplotním zatížením a zatížením větrem nejnáchylnější.

Mockerova úprava opěrného systému přinesla zlepšení, zmenšila velikost tahových sil v dolním opěrném oblouku při nepříznivě působících kombinacích zatížení o desítky procent. Navrhované prolomení cviklu horního opěrného oblouku při opěrném pilíři by přineslo další, mírný pokles tahového namáhání dolního opěrného oblouku při nepříznivě působících kombinacích zatížení.

Opěrný systém lodi, zejména jeho opěrné oblouky, se bude i nadále porušovat. Proto je nezbytné provádět periodické kontroly stavu nosných konstrukcí, monitorovat šířky trhlin, záznamy z prohlídek archivovat a vzájemně porovnávat.

V případě vzniku trhlin v kameni od soustředěných tlaků je nutno urychleně přistoupit k opravě.

Aby budoucí oprava byla trvanlivější než předešlé, bylo by vhodné další práce zaměřit na:

- zjištění velikosti zatížení větrem,
- další zpřesnění zatížení teplotou,
- výběr vhodného druhu kamene,
- přípravu variant statického zajištění či změny tvaru opěrného systému.

Pokud to ekonomické podmínky společnosti dovolí, předpokládám další opravu opěrného systému lodi do roku 2050.

Intermezzo 2 - Opěrný pilíř podpírající jeden opěrný oblouk

Dosud jsme se nezabývali opěrným pilířem podpírajícím jeden opěrný oblouk, proto je nutno to v samém závěru práce napravit.

Tento typ opěrného systému je nejméně náchylný k porušování v důsledku cyklického teplotního zatížení, protože svým prodloužením či zkrácením po oteplení/ochlazení ovlivňuje zejména sám sebe. V tomto uspořádání opěrného systému není konstrukce, která by v případě zkrácení opěrného oblouku v důsledku jeho ochlazení přebírala vodorovné zatížení od klenby,

proto v průřezu opěrného oblouku nemohou převážet tahová napětí. Rovněž zde není konstrukce, které by opěrný oblouk při svém prodloužení ubíral tlakového předpětí.

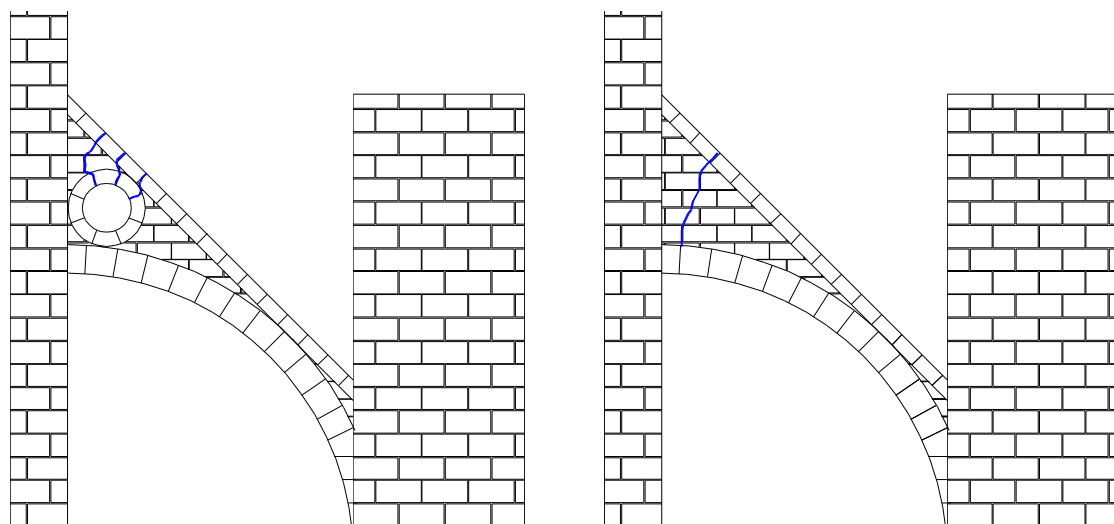
Často je opěrný oblouk při stěně lodi prolomen kruhem s trojlistem či čtyřlístem. Na toto prolomení nelze nahlížet pouze jako na ozvláštnění architektury. Kruhový otvor má významný konstrukční význam.

Vlivem kruhového otvoru se do dolního pasu při stěně soustředí síly od vlastní tíhy oblouku. Tlaková síla svírá spáru namáhanou smykem, tím brání jejímu smykovému porušení.

V případě nerovnoměrného poklesu základů je toto místo předurčeno k pootočení, tedy k vytvoření kloubu.

Při změnách teploty střednice v průběhu roku se střed oblouku vypíná směrem vzhůru a následně poklesává. Při ochlazení vznikají tahová napětí v horní části oblouku při stěně. Pokud je v cviklu kruhový otvor, vzniká několik menších trhlin v několika spárách mezi kameny kolem kruhového otvoru. Když je cvikl plně vyzděn, vznikne jedna široká trhlina (Obr. ??). V tomto případě jedna široká trhlina nebo několik úzkých významněji neovlivňují fungování konstrukce, ale jedna široká trhlina z dálky vidět je, několik malých ne. Tímto konstrukčním opatřením se tedy stavitelé chránili před reklamami.

Žlab v horním pase je obvykle vykryt olověným plechem, proto zatékání shora do skupiny pootevřených spár nehrozí.



Obr. 11.27 – Opěrný pilíř podpírající jeden opěrný pilíř, předpokládaný rozvoj trhlin v opěrném oblouku s kruhovým otvorem v nadezdívce (vlevo), v plné nadezdívce (vpravo)

Konec intermezza

12. Závěr

Modelování kleneb

Závislost velikosti reakcí křížové klenby na poměru stran obdélníkového pole

Z provedených výpočtů vyplývá, že závislosti velikosti svislé i vodorovné reakce na poměru stran obdélníkového pole (rozpětí) jsou téměř lineární a lze je vyjádřit pomocí rovnic. Platnost odvozených lineárních rovnic je omezena pro zvolené uspořádání modelu křížové klenby nad obdélníkovým půdorysem s poměrem stran od 0,6 do 2,6, kdy kratší strana obdélníka má délku 5 metrů. Z rovnic vyplývá, že velikost vodorovné reakce roste pomaleji než velikost reakce svislé. Poměr velikosti vodorovné reakce ke svislé reakci narůstá se zvyšujícím se rozpětím klenby, ale velikost přírůstku poměru se zvyšujícím se rozpětím klesá.

Srovnání typů kleneb podle velikosti reakcí

Pro vzájemné porovnání reakcí byly vybrány klenby - křížová stoupající, křížová gotická, křížová gotická s vyvýšeným čelním obloukem, křížová gotická s vyvýšeným čelním obloukem a vzdutými kápěmi, hvězdicová, síťová se žebrovým obrazcem odvozeným z klenby vysokého chóru katedrály sv. Víta, síťová se žebrovým obrazcem odvozeným z hvězdicové klenby, kroužená se žebrovým obrazcem odvozeným z hvězdicové klenby.

Byly porovnávány svislé i vodorovné reakce samotných kleneb, poměry vodorovné a svislé reakce, složené reakce klenby a vnější podélné zdi, složené reakce klenby s vnější podélnou zdí a krovem. Pro přehlednost jsou výsledky pěti provedených srovnání typů kleneb uvedeny v tabulce 9.18.

Tabulka 9.18 – Srovnání vybraných typů kleneb

Klenba	Sledovaný jev				
	Celková reakce v patě klenby		Poměr vodorovné ke svislé reakci	Vystoupení výslednice sil z jádra průřezu meziokenního pilíře zatíženého	
	svislá	vodorovná		klenbou, podélnou zdí	klenbou, podélnou zdí, krovem
křížová stoupající	2	5	7	4	4
křížová gotická	1	1	6	5	5
křížová gotická s vyvýšeným čelním obloukem	3	6	5	8	6
křížová gotická s vyvýšeným čelním obloukem a vzdutými kápěmi	6	7	4	6	7
hvězdicová	7	8	6	7	8
síťová „podle Víta“	5	3	3	3	3
síťová „podle hvězdicové klenby“	6	4	2	2	2
kroužená „podle hvězdicové klenby“	8	2	1	1	1

Pozn. Číslice znamená umístění v pořadí podle sledovaného jevu. Číslice 1 znamená nejlepší, 8 nejhorší umístění.

U celkové reakce v patě klenby se nejlepším myslí nejmenší velikost působící síly.

U poměru vodorovné ke svislé reakci se za nejlepší považuje nejmenší poměr.

Při sledování vzdálenosti mezi působištěm reakcí klenby a místem, kde vystoupí výslednice sil z jádra průřezu meziokenního pilíře, se za nejvýhodnější výsledek považuje největší svislá vzdálenost. Jedná se o svislou vzdálenost od působiště reakcí klenby, dokud výslednice zůstává v jádře průřezu.

Kroužená klenba má sice největší svislou reakci, ale díky druhé nejmenší vodorovné reakci má nejmenší poměr svislé a vodorovné reakce a rovněž výslednice sil vystoupí v obou uvažovaných případech nejpozději z jádra průřezu.

Opěrné systémy vysokého chóru dómu sv. Viktora v Xanten

Na velikost vodorovné síly přenášené opěrnými systémy má výrazný vliv průchod ochozu meziokenním pilířem. Otvor výrazně snižuje tuhost meziokenního pilíře pod uložením klenby, tím umožňuje vodorovný posun vnější stěny, proti kterému působí opěrný systém.

Proporce dvou modelovaných opěrných systémů byla při návrhu vhodně vyvážena vzhledem k velikosti přenášeného zatížení.

K poruchám opěrných oblouků podél vysokého chóru vlivem zatížení větrem a teplotními cykly nedochází, protože jsou předepnuty vodorovnou silou od klenby, která svojí velikostí eliminuje účinky ostatních působících zatížení. Nutno je uvést i vhodnost menší tuhosti mezilehlého pilíře, která umožňuje přelévání sil mezi vnějším a mezilehlým opěrným obloukem.

Modelovaný opěrný systém označovaný jako 12-28-42 lépe vzdoruje stálým zatížením, protože jeho opěrné oblouky jsou oproti systému 14-30-44 masivnější.

Opěrný systém 14-30-44 více snižuje deformace konstrukcí chóru od účinků kombinace stálého zatížení a působícího větru, tedy od účinků větru. Je to dáno jeho uspořádáním, kdy horní pas nesený arkádami probíhá v přímém směru od koruny zdi vysokého chóru až k masivnímu čelnímu pilíři.

Výsledky z geometricky nelineárního modelu opěrného systému 14-30-44 ukázaly, že v patě dolního pasu vnějšího opěrného oblouku vzniká výrazná špička tlakových napětí. Je navrhována lokální úprava konstrukce vložení kamene trojúhelníkového tvaru, kterým se rozepře pata dolního pasu proti čelnímu pilíři. Místo může být nebezpečné i z důvodu značné expozice vlhkostí a z toho vyplývající rychlejší degradace materiálu mrazovými cykly. Doporučujeme tomuto místu věnovat zvýšenou pozornost při pravidelných kontrolách stavu konstrukcí dómu, čili jej zanést do formulářů užívaných při kontrolách a následně archivovaných pro porovnávání změn stavu konstrukcí mezi jednotlivými roky.

Z porovnání výsledků lineárních a nelineárních modelů můžeme říci, že pro běžná zatížení opěrných systémů chóru dómu sv. Viktora v Xanten zcela postačují lineární výpočty.

Opěrné systémy lodi chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře

V rámci přípravy geometrie modelu byla odvozena úvodní část geometrické konstrukce kroužené klenby.

Opěrný systém jako celek je, i přes problémy s tahovými napětími v dolních opěrných obloucích, důležitou součástí nosného systému trojlodí.

Řešený opěrný systém vysoké lodi je nedostatečně předepnut vodorovnými silami kleneb, což je dáno opřením opěrného systému o stěnu tribuny, tedy proti reakcím klenby o rozpětí 6,6 metru (do vrcholu ale jen 3 metry!). V důsledku nedostatečného předpětí mohou vznikat v opěrných obloucích, zejména v dolním oblouku, tahová napětí při nerovnoměrném ochlazení konstrukcí vyplývajícím z jejich rozdílné tepelné setrvačnosti. Opominout nelze ani

vliv zatížením větrem, kdy rovněž v dolním opěrném oblouku vznikají v některých zatěžovacích stavech na návětrné straně tahová napětí v celém průřezu.

Pilíř tribuny je výrazně namáhán tlakem a nezanedbatelně i ohybem, jak ukazují reálné deformace na místě a vypočtené deformace modelováním. Geometricky a fyzikálně lineárně vypočtené deformace mají velikost 2 mm, na místě jsou přibližně 10-20 krát větší. Protože deformace v čase narůstají a zároveň se zvětšují i vlivem mimořádných silových i nesilových zatížení jsou vypočtené hodnoty posunů menší. Na druhou stranu skutečný tvar deformace je velmi dobře vystižen deformací získanou z výpočetního modelu.

Provedené geometricky a fyzikálně lineární i nelineární modely ukazují mechanismus porušování dolního opěrného oblouku při nerovnoměrném ochlazení. Tepelná setrvačnost horního opěrného oblouku je větší než dolního, proto při poklesu teplot se dolní opěrný oblouk zkrátí rychleji, než horní. Zkrácení oblouků vede ke změně poměru tuhostí systému - klenba – stěna - oblouky – pilíř. To vyvolá v dolním oblouku snížení tlakové síly, která je přebrána stěnou a horním opěrným obloukem. Při velkém rozdílu teplot v dolním oblouku může nastat i tah, což vede k jeho porušení a vzniku trojkloubového oblouku. Pokud není styčná spára mezi obloukem a meziokenním pilířem zazubená, dochází i k svislým posunům.

Josefem Mockerem navržená a Ludvíkem Láblerem realizovaná úprava opěrného systému zmenšila velikost tahových napětí v dolním opěrném oblouku při nerovnoměrném ochlazení konstrukcí i při zatížení větrem.

Část práce se zabývala možností změny geometrie horního opěrného oblouku, aby poklesla jeho tepelná setrvačnost, čili aby tepelná setrvačnost horního a dolního opěrného oblouku nebyla tolik rozdílná. Navrhovaná úprava geometrie spočívá v prolomení cviklu horního opěrného oblouku, což koresponduje s Riedovým řešením. Proto by mohla být přijatelná z hlediska státní památkové péče i organizace UNESCO. Zmenšení tepelné setrvačnosti horního opěrného oblouku má pozitivní vliv na zmenšení porušování dolního opěrného oblouku při cyklickém teplotním zatížení.

Literatura:

- [1] Líbal D.: *Kutná Hora, Chrám sv. Barbory, Přípravná etapa průzkumů, část projektové dokumentace A1) Syntéza současného stavu poznání*. Praha: MURUS, listopad 1996.
- [2] Ullmann I.: *Svět gotické katedrály*. Vydání první. Praha: Vyšehrad, 1987. Přeloženo z: Die Welt der gotischen Kathedrale, Berlín: Union Verlag, 1981.
- [3] Kalina P.: *Dějiny středověké architektury*. Vydání první. Praha: ČVUT, 2005. ISBN 80-01-03132-2
- [4] Pijoan J.: *Dějiny umění / 4*. Vydání čtvrté, v Knižním klubu první. Praha: společně vydaly Knižní klub a Balios, 1999. Přeloženo ze španělského originálu Historia del arte, tomo 4, vydaného nakladatelstvím Savat Editores, S.A., v Barceloně roku 1971, a z francouzského vydání Historie de l'art, tome 4, vydaného nakladatelstvím Grange Batelière v Paříži roku 1974. Redakční úprava převzata z 1. Vydání nakladatelství Odeon, Praha, 1979. ISBN 80-7176-956-8
- [5] *Velká všeobecná encyklopedie*. Vydání první. Praha: Euromedia Group, 2010. ISBN 978-80-86938-94-3
- [6] Toman R. a kolektiv: *Gotik. Architektur, Skulptur, Malerei*. Vydání druhé. Tandem Verlag GmbH, 2007. ISBN 978-3-8331-5577-2
- [7] Syrový B. a kolektiv.: *Architektura. Svědectví dob*. Vydání první. Praha: SNTL, 1974.
- [8] Viollet-le-Duc E.: *Dictionnaire Raisonné de l'Architecture Française du XI^e au XVI^e siècle*. 10 Vol. Paris: Bance et Morel, 1854 à 1868. Uveřejněno na: fr.wikisource.org/wiki/DICTIONNAIRE_RAISONNÉ_L%27ARCHITECTURE_FRANÇAISE_DU_XIe_AUXVIe_SIENCLE
- [9] Ohler N.: *Katedrála. Náboženství, politika, architektura, dějiny*. Vydání první. Jinočany: Nakladatelství H+H, 2006. Přeloženo z: Die Kathedrale (Religion, Politik, Architektur, eine Kulturgeschichte) Patmos Verlag GmbH CO. KG Artemis Winkler Verlag, 2002. ISBN 80-7391-646-0
- [10] Pijoan J.: *Dějiny umění / 3*. Vydání čtvrté, v Knižním klubu první. Praha: společně vydaly Knižní klub a Balios, 1998. Přeloženo ze španělského originálu Historia del arte, tomo 3, vydaného nakladatelstvím Savat Editores, S.A., v Barceloně roku 1971, a z francouzského vydání Historie de l'art, tome 3, vydaného nakladatelstvím Grange Batelière v Paříži roku 1973. Redakční úprava převzata z 1. Vydání nakladatelství Odeon, Praha, 1978. ISBN 80-7176-866-9
- [11] webové stránky UNESCO - vhc.unesco.org
- [12] webová stránka: cs.wikipedia.org/wiki/svatojakubská_cesta
- [13] *Notre-Dame d'Amiens*. Leták pro turisty v anglickém jazyce. Amiens: Les Amis de la Cathédrale d'Amiens Presbytere, 2007.
- [14] webová stránka: fr.wikipedia.org/wiki/Cathédrale_Notre-Dame_de_Chartres
- [15] webová stránka: fr.wikipedia.org/wiki/Cathédrale_Notre-Dame_de_Paris
- [16] webová stránka: fr.wikipedia.org/wiki/Cathédrale_Notre-Dame_de_Reims
- [17] webová stránka: fr.wikipedia.org/wiki/Cathédrale_Saint-Étienne_de_Sens
- [18] webová stránka: fr.wikipedia.org/wiki/Cathédrale_Notre-Dame_d%27Amiens
- [19] webová stránka: fr.wikipedia.org/wiki/Cathédrale_Saint-Pierre_de_Beauvais
- [20] webová stránka: fr.wikipedia.org/wiki/Cathédrale_Saint-Étienne_de_Bourges
- [21] *La Cathédrale Saint-Etienne*. Leták pro turisty ve francouzském jazyce. Bourges: Office de tourisme de Bourges, Exocet communication, 2008.
- [22] webová stránka: fr.wikipedia.org/wiki/Cathédrale_Notre-Dame_de_Laon
- [23] webová stránka: fr.wikipedia.org/wiki/Cathédrale_Notre-Dame_de_Strasbourg
- [24] webová stránka: fr.wikipedia.org/wiki/Cathédrale_Saint-Just-et-Saint-Pasteur_de_Narbonne

- [25] webová stránka: fr.structurae.de/structures/data/index.cfm?ID=s0009756
- [26] webová stránka: fr.wikipedia.org/wiki/Cathedrale_Notre-Dame_de_Rodez
- [27] webová stránka: fr.wikipedia.org/wiki/Cathedrale_Saint-André_de_Bordeaux
- [28] webová stránka: fr.wikipedia.org/wiki/Cathedrale_Sainte-Marie_de_Bayonne
- [29] webová stránka: en.wikipedia.org/wiki/architecture_of_the_medieval_cathedrals_of_England
- [30] webová stránka: de.wikipedia.org/wiki/Kölner_Dom
- [31] Líbal D., Zahradník P.: *Katedrála svatého Víta na Pražském hradě*. Vydání první. Praha: Unicornis, 1999. ISBN 80-901587-6-5
- [32] Roca P.: *Studies on the stucture of Gothic Cathedrals*. Sborník konference Historical Constructions. Portugalsko, Guimarães, 2001, str. 71-90.
- [33] Procházka J. a kolektiv: *Stabilita historických objektů*. Vydání první. Praha: ČVUT, 2011. ISBN 978-80-01-04776-7
- [34] webová stránka: fr.wikipedia.org/Liste_des_cathédrales_de_France
- [35] Bengel S.: *Die Baugeschichte des Straßburger Münsters und seine Restaurierungsgeschichte: Ein Überblick*. Tagungsdokumentation der Dombaumeistertagung 2006 in Straßbourg der Europäischen Vereininug der Dombaumeister, Münsterbaumeister und Hüttenmeister. Straßbourg: Fondation de l'OEuvre Notre-Dame, 2007, str. 37-48.
- [36] webová stránka: en.wikipedia.org/wiki/york_cathedral
- [37] *Skutky opata Sugera*. Vydání první. Praha: Triáda, 2003. ISBN 80-86138-34-8
- [38] Vinař J. a kolektiv.: *Historické krovy II. Průzkumy a opravy*. První vydání. Praha: Grada Publishing, a.s., 2005. ISBN 80-247-1111-7
- [39] webová stránka: cs.wikipedia.org/wiki/dub_letni
- [40] webová stránka: cs.wikipedia.org/wiki/dub_zimni
- [41] Kadeřávek F.: *Geometrie a umění v dobách minulých*. Vydání druhé. Praha: Půdorys, 1997. ISBN 80-900791-5-6
- [42] ČSN 73 3251. *Navrhování konstrukcí z kamene*. Praha: Vydavatelství Úřadu pro normalizaci a měření, 1986.
- [43] webová stránka: de.wikipedia.org/wiki/ST._MARGARETHENER_KALKSANDSTEIN
- [44] Hošek J.: *Nauka o materiálech 27. Materiály a technologie pro rekonstrukce staveb*. Vydání druhé, přepracované. Praha: ČVUT, 2001. ISBN 80-01-02291-9
- [45] webová stránka: www.boegl-kysl.cz/files/dokumenty/kestazeni/trachyt.pdf
- [46] webová stránka: web.ebb1.arch.tu-muenchen.de/steine.php
- [47] webová stránka: web.ebb1.arch.tu-muenchen.de/metalle.php
- [48] Castiglione B. M. V.: *Fabrique de la cathédrale de Milan: restauration de la façade*. Tagungsdokumentation der Dombaumeistertagung 2006 in Straßbourg der Europäischen Vereininug der Dombaumeister, Münsterbaumeister und Hüttenmeister. Straßbourg: Fondation de l'OEuvre Notre-Dame, 2007, str. 99-104.
- [49] webová stránka: it.wikipedia.org/wiki/marmo_di_candoglia
- [50] Alfes Ch., Schiebe P.: *Physikalisch-mechanische Eigenschaften von Sandsteinen*. Jahresberichte Steinzerfall – Steinkonservierung, 1992. Dostupné na webové stránce www.baufachinformation.de/denkmalpflege
- [51] Hošek J., Litoš J.: *Kvalita pískovce opěráku chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře*. Expertní posudek. Praha, 2009.
- [52] WTA 2004 – Bouška P., Vokáč M.: *Vliv vlhkosti na základní mechanické vlastnosti pískovce a opuky*. Sborník příspěvků z konference Sanace a rekonstrukce staveb 2004. Praha: Česká stavební společnost, WTA CZ, 2001, str. 231-235.
- [53] Fuchs F.: *Der Dom St. Peter in Regensburg*. Vydání první. Regensburg: Schnell & Steiner, 2010. ISBN 978-3-7954-2412-1

- [54] Beran P., Kott J.: *FRVŠ 1507/2007. Počítačové modelování konstrukcí – klenby a skořepiny*.
- [55] Jundrovský R.: *Kamenictví, tradice z pohledu dneška*. Nově uspořádal a doplnil Erik Tichý. Vydání druhé, upravené a doplněné. Praha: Grada Publishing, 2001. ISBN 80-247-9055-6
- [56] Koch W.: *Evropská architektura*. Z německého originálu Baustilkunde přeložili Kaška P., Vyplél Z. Vydání první. Praha: Ikar, 1998. ISBN 80-7202-388-8
- [57] Hořejší J., Šafka J. a kolektiv: *Statické tabulky. Technický průvodce 51*. Vydání první. Praha: SNTL, 1987.
- [58] ŠKABRADA J.: *Konstrukce historických staveb*. Vydání první. Praha: ARGO, 2003. ISBN 80-7203-548-7
- [59] Báčová M., Hájková H., Karasová R.: *Normalizovaná úprava dokumentů*. Vydání první. Praha: ČKAIT, 2006. ISBN 80-86769-42-9
- [60] Pechar J., Staňková J.: *Tisíciletý vývoj architektury*. Vydání druhé. Praha: SNTL, 1979.
- [61] Kalina P.: *Benedikt Ried a počátky záalpské renesance*. Vydání první. Praha: Academia, 2009. ISBN 978-80-200-1744-4
- [62] Suckdale R.: *Kunst in Deutschland*. Vydání druhé. Köln: DuMont Literatur und Kunst Verlag, 2005. ISBN 978-3-8321-7643-3
- [63] Schock-Werner B.: *Das neue Eingangsbauwerk zum Südturm des Kölner Doms*. Tagungsdokumentation der Dombaumeistertagung 2009 in Aachen der Europäischen Vereinigung der Dombaumeister, Münsterbaumeister und Hüttenmeister. Aachen: Dombauleitung Aachen, 2010, str. 343-348.
- [64] Kurmann P.: *Kathedralen in Europa und ihre Restaurierung: aktuelle Tendenzen und ihre Geschichte*. Tagungsdokumentation der Dombaumeistertagung 2006 in Straßbourg der Europäischen Vereinigung der Dombaumeister, Münsterbaumeister und Hüttenmeister. Straßbourg: Fondation de l'Œuvre Notre-Dame, 2007, str. 83-90.
- [65] Lasagabaster J. I.: *The restoration of the cathedral of Santa Maria de Vitoria-Gasteiz: A comprehensive project*. Tagungsdokumentation der Dombaumeistertagung 2006 in Straßbourg der Europäischen Vereinigung der Dombaumeister, Münsterbaumeister und Hüttenmeister. Straßbourg: Fondation de l'Œuvre Notre-Dame, 2007, str. 91-98.
- [66] Bayer C. M. M.: *Die Aachener Marienkirche in der Diözese Lüttich: Zu Funktionen, zur rechtlinien Stellung und zur Stiftverfassung. Eine Skizze*. Tagungsdokumentation der Dombaumeistertagung 2009 in Aachen der Europäischen Vereinigung der Dombaumeister, Münsterbaumeister und Hüttenmeister. Cádiz: Domleitung Aachen, 2010, str. 55-74.
- [67] Butenweg Ch., Kempen T., Kuhlmann W., Meskouris K.: *Die Standsicherheit des Aachener Doms im Erdbebenfall*. Tagungsdokumentation der Dombaumeistertagung 2009 in Aachen der Europäischen Vereinigung der Dombaumeister, Münsterbaumeister und Hüttenmeister. Cádiz: Domleitung Aachen, 2010, str. 111-121.
- [68] Leuschner Ch.: *Die Sanierung des südlichen Strebebogens 3/4 vom Freiburger Münster*. Tagungsdokumentation der Dombaumeistertagung 2003 in Dresden und Meissen der Europäischen Vereinigung der Dombaumeister, Münsterbaumeister und Hüttenmeister. Dresden a Míšeň: Stiftung Frauenkirche Dresden + Hochstift Meißen, 2004, str. 121-122.
- [69] Lepski S., Nußbaum N.: *Das gotische Gewölbe. Eine Geschichte seiner Form und Konstruktion*. Vydání první. Darmstadt: Wissenschaftliche Buchgesellschaft, 1999. ISBN 3-422-06278-5
- [70] Meier H.-R., Schmidt E., Schwinn Schürmann D.: *Das Basler Münster*. Basilej, Stiftung Basler Münsterbauhütte, 2006. ISBN 978-3-7965-2260-4.
- [71] Mencl V.: *Česká architektura doby lucemburské*. Vydání první. Praha: Sfinx, 1949.

- [72] Vinař J.: *Konstrukce historických staveb*. Vydání první. Praha: Společnost pro technologie ochrany památek, 2006. ISBN 80-86657-05-1
- [73] Lipanská E.: *Historické klenby*. Vydání první. Praha: El Consult, 1998. ISBN 80-902076-1-8
- [74] Fajman P.: *Testy stěnových prvků použitých v programech MKP pro statické výpočty*. Stavební obzor 2000/5, s. 129-131
- [75] Beran P., Kott J.: *FRVŠ 1507/2007. Počítačové modelování konstrukcí – klenby a skořepiny*.
- [76] ČSN 73 1101 *Navrhování zděných konstrukcí. Včetně změny b-3/1987*. Praha: Vydavatelství Úřadu pro normalizaci a měření, 1980.
- [77] Košatka P., Lorenz K., Vašková J.: *Zděné konstrukce 1*. Praha: ČVUT, 2006. ISBN 978-80-01-03463-7
- [78] SF 20 - Kulhánek F., Tywoniak J.: *Stavební fyzika 20. Stavební tepelná technika*. Vydání druhé. Praha: ČVUT, 2000. ISBN 80-01-02219-6
- [79] Vodák – Kapičková O., Vodák F.: *Fyzika 20. Termodynamika*. Vydání druhé, přepracované. Praha: ČVUT, 1998. ISBN 80-01-01728-1
- [80] ČSN EN 1996-1-1 Eurokód 6: *Navrhování zděných konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce*. Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [81] ČSN EN 772-1: *Zkušební metody pro zdící prvky – Část 1: Stanovení pevnosti v tlaku*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [82] ČSN 73 0038 *Navrhování a posuzování stavebních konstrukcí při přestavbách*. Praha: Úřad pro normalizaci a měření, 1986.
- [83] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí. Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [84] ČSN 73 0540-1 *Tepelná ochrana budov. Část 1: Terminologie*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [85] ČSN 73 0540-3 *Tepelná ochrana budov. Část 3: Návrhové hodnoty veličin*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [86] Čurík F.: *Matematika*. Vydání druhé, revidované. Praha: Česká matice technická, 1944.
- [87] Vošický Z.: *Matematika v kostce*. Vydání druhé. Havlíčkův Brod: Fragment, 1997. ISBN 80-7200-012-8
- [88] Bartsch H. J.: *Matematické vzorce*. Vydání druhé, revidované. Praha: SNTL, 1987. Přeloženo, upraveno a doplněno Ing. Zdeňkem Tichým podle německého originálu *Mathematische Formeln*, 17. Auflage. Leipzig: VEB Fachbuchverlag, 1977.
- [89] Lank V., Vondra M.: *Fyzika v kostce*. Vydání první. Havlíčkův Brod: Fragment, 1996. ISBN 80-7200-060-8
- [90] Svoboda E. a kolektiv: *Přehled středoškolské fyziky*. Vydání první. Praha: Státní pedagogické vydavatelství, 1991. ISBN 80-04-22435-0
- [91] Krajíc R.: *Středověké cihlářství. Sezimovo Ústí – Archeologie středověkého města 4*. Vydání první. České Budějovice a Tábor: Jihočeská univerzita v Českých Budějovicích a Husitské muzeum v Táboře, 2008. ISBN 978-80-86971-93-3
- [92] Muk J.: *Historické konstrukce I*. Vydání první. Praha: ČVUT, 1996. ISBN 80-01-01095-3
- [93] Herout J.: *Staletí kolem nás*. Vydání páté, přepracované a doplněné. Praha a Litomyšl: Paseka, 2001. ISBN 80-7185-389-5
- [94] Staňková J., Štura J., Voděra S.: *Pražská architektura. Významné stavby jedenácti století*. Vydání první. Praha: Tiskařské závody, 1991. ISBN 80-900209-6-9

- [95] Novák, J. - Šejnoha, M. - Šejnoha, J.- Zeman, J.: *Pragmatic Multi-Scale and Multi-Physics Analysis of Charles Bridge in Prague*, Engineering Structures. 2008, vol. 30, no. 11, p. 3365-3376. ISSN 0141-0296.2008
- [96] Bittnar Z., Šejnoha J., Šejnoha M., a kolektiv: *Výpočet stavů napětí a porušení Karlova mostu v Praze*. Praha: ČVUT, 2006.
- [97] *Panthéon*. Leták pro turisty v německém jazyce. Paris: Centre des monuments nationaux, 2003.
- [98] *Abtei Le Thoronet*. Leták pro turisty v německém jazyce. Paris: Centre des monuments nationaux, 2008.
- [99] *Ville de Troyes. Les Itinéraires du Patrimoine*. Noviny pro turisty ve francouzském jazyce. Ville de Troyes: Service régional de l'Inventaire de Champagne-Ardenne, 2007.
- [100] Cuno C.: *Geschichte des Restaurations-Bautes der St. Victor's Kirche (Dom) in Xanten in den Jahren 1857-68*. Nově uspořádal Hans-Dieter Heckers. Xanten: Verein zur Erhaltung des Xantener Domes e.V., 1989. ISBN 3-7666-9671-8
- [101] Grassnick M.: *Die gotische Wölbungen des Domes zu Xanten und ihre Wiederherstellung nach 1945*. Xanten: Verein zur Erhaltung des Xantener Domes e.V., 1963.
- [102] Hilger H. P.: *Der Dom zu Xanten*. Vydání třetí, přepracované a rozšířené od U. Grote. Königstein im Taunus: Karl Robert Langewiesche Nachfolger Hans Köster Verlagsbuchhandlung KG, 1997. ISBN 978-3-7845-5242-2
- [103] *Digitální archiv plánů Dombauhütte Xanten*.
- [104] Heyman J.: *The Stone Skeleton. Structural engineering of masonry architecture*. Cambridge: Cambridge University Press, 1997. ISBN 0 521 62963 2
- [105] DIN 1055-4:2005-03: *Einwirkungen an Tragwerke: Windlasten*
- [106] DIN 1055-7:2002-11: *Einwirkungen an Tragwerke: Temperatureinwirkungen*
- [107] DIN 4108-3:2001-07: *Wärmeschutz und Energie – Einsparen in Gebäuden – Teil 3: Klimabedingter Feuchteschutz, Anforderungen, Berechnungsverfahren und Hinweise für Planung und Ausführung*
- [108] ČSN EN 1991-1-4. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*. Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [109] webová stránka: de.wikipedia.org/wiki/blei
- [110] Godart B.: *Influence of Foundation Settlement on the Behaviour of Strasbourg Cathedral, France*. Structural Engineering International. 4/2001 str. 223 - 227
- [111] Bill Z., Brabec V., Hruška A., Žďára V.: *Konstrukce pozemních staveb 50*. Vydání druhé. Praha: ČVUT, 2002. ISBN 80-01-02575-6.
- [112] Červenka V., Jandele L., Červenka J.: *ATENA Program Documentation. Part 1 – Theory*. Praha, 2009.
- [113] Rinaudo P.: *Investigation of a faulty historical structure: Santa Barbara Church*. Diplomová práce. Praha, ČVUT, 2011.
- [114] Kott J.: *Výpočetní modely zajištění opěrného systému chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře*. Diplomová práce. Praha, ČVUT, 2004.
- [115] Mencil V.: *České středověké klenby*. Vydání první, Praha, Orbis 1974
- [116] Zahradník P.: *Kutná Hora, Chrám sv. Barbory, Přípravná etapa průzkumů, část projektové dokumentace A5) Dějiny objektu*. Praha: MURUS, listopad 1996.
- [117] *Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, Restaurování a oprava vnějšího pláště, Úsek 3, Stav před opravou – III/2004, Zaměření stávajícího stavu, Gekon, s.r.o.* Praha: MURUS, prosinec 2004.
- [118] Kott J., Vinař J.: *Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, Restaurování a oprava vnějšího pláště, Úsek 5A, Projekt V/2009 – Změna 1, Výměna spodního oblouku OsLS6*. Praha: MURUS, srpen 2009.

- [119] Kott J., Vinař J.: *Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, Restaurování a oprava vnějšího pláště, Úsek 5A, Skutečné provedení I/2009, Výměna spodního oblouku OsLS6*. Praha: MURUS, prosinec 2010.
- [120] Kott J., Maršík M., Vinař J.: *Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, Restaurování a oprava vnějšího pláště, Úsek 1 a 2, Průzkumy – IV/2003, 1. Stavebně statický průzkum*. Praha: MURUS, prosinec 2003.
- [121] Kott J., Vinař J.: *Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, Restaurování a oprava vnějšího pláště, Úsek 3 A,B, Průzkumy – IV/2004, 1. Stavebně technický průzkum*. Praha: MURUS, prosinec 2004.
- [122] Kott J., Vinař J.: *Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, Restaurování a oprava vnějšího pláště, Úsek 4A – část 2, Průzkumy – IV/2007, 1. Stavebně technický průzkum*. Praha: MURUS, duben 2007.
- [123] Kott J., Vinař J.: *Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, Restaurování a oprava vnějšího pláště, Úsek 4B, Průzkumy – IV/2007, 1. Stavebně technický průzkum*. Praha: MURUS, prosinec 2007.
- [124] Kott J., Vinař J.: *Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, Restaurování a oprava vnějšího pláště, Úsek 5A, Průzkumy – IV/2009, 1. Stavebně technický průzkum*. Praha: MURUS, únor 2009.
- [125] Brož M., Štrunc J.: *Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, Odstranění havarijního stavu a příprava opravy vnějšího pláště – dokumentační práce (pozn. 1. úsek), Seismické měření na poškozeném vnějším opěrném systému chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře v r. 2002 v souvislosti a provedením její opravy*. Praha: MURUS, listopad 2002.
- [126] Brož M.: *Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, Restaurování a oprava vnějšího pláště, Úsek 1 a 2, Průzkumy – IV/2003, 2.3 Měření seismicity*. Praha: MURUS, prosinec 2003.
- [127] Fajman P.: *Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, Odstranění havarijního stavu a příprava opravy vnějšího pláště – dokumentační práce (pozn. 1. úsek), Statický a dynamický výpočet opěrného systému*. Praha: MURUS, listopad 2002.
- [128] Fajman P.: *Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, Odstranění havarijního stavu a příprava opravy vnějšího pláště – dokumentační práce (pozn. 1. úsek), Návrh stabilizace opěrného systému*. Praha: MURUS, listopad 2002.
- [129] Kott J., Lesse J., Vinař J.: *Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, Restaurování a oprava vnějšího pláště, Úsek 5B, Průzkumy – IV/2009, 2. Měření teplot a deformací*. Praha: MURUS, listopad 2009.
- [130] Štaffen Z.: *Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, Odstranění havarijního stavu a příprava opravy vnějšího pláště – dokumentační práce (pozn. 1. úsek), Petrologické vyhodnocení*. Praha: MURUS, listopad 2002.
- [131] Štaffen Z.: *Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, Restaurování a oprava vnějšího pláště, Úsek 5A, Průzkumy – IV/2009, 7. Petrologické vyhodnocení hornin vnějšího pláště chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře a jejich zdroje*. Praha: MURUS, únor 2009.
- [132] Mortarshear – Augenti N., Parisi F.: Constitutive modelling of tuff masonry in direct shear. *Construction and Building Materials* 25 (2011), str. 1612-1620.
- [133] Kott J., Vinař J.: *Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, Restaurování a oprava vnějšího pláště, Úsek 3C, Skutečné provedení – I/2006*. Praha: MURUS, prosinec 2006.
- [134] Ottová M.: *Pod ochranou Krista Spasitele a svaté Barbory*. Vydání první. České Budějovice: Tomáš Halama, 2010. ISBN 978-80-87082-17-1.
- [135] Pospíšil A.: *Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, Restaurování a oprava vnějšího pláště, Stavebně historický průzkum – II/2009, Ikonografie a skicáře J. Mockera - dodatek*. Praha: MURUS, únor 2009.

- [136] Lesse J. a kol. firmy GEKON: *Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, Restaurování a oprava vnějšího pláště, Úsek 2, Stav před opravou – III/2003, 1. Zaměření*. Praha: MURUS, prosinec 2003.
- [137] Hons J., Šimák J.: *Pojďte s námi měřit zeměkouli*. Vydání první. Praha: Nakladatelství Dr. K. Kolářová, 1942.
- [138] Lesse J. a kol. firmy GEKON: *Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, Restaurování a oprava vnějšího pláště, Úsek 5B, Stav před opravou – III/2009, 1. Zaměření*. Praha: MURUS, listopad 2009.
- [139] Dluhoš J., Kott J., Stojan J., Vinař J.: *Chrám svaté Barbory v Kutné Hoře, Oprava interiéru*. Projekt pro stavební povolení. Praha: MURUS, červenec 2007.
- [140] Margold F.X.: Zaměření chrámu v úrovni tribun. Archiv Národního památkového ústavu, inv.č. 666, čís. PPop-991-5-0811
- [141] Maršík M., Vinař J., Votrubec J.: Zaměření části klenby střední lodi. Praha: MURUS, březen 1999.
- [142] Fajman P.: *Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, Restaurování a oprava vnějšího pláště, Úsek 1 a 2, Průzkumy – IV/2003, 2.5 Prostorový výpočtový model klenby s opěrným systémem*. Praha: MURUS, prosinec 2003.
- [143] Fajman P.: *Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, Restaurování a oprava vnějšího pláště, Úsek 3, Průzkumy – IV/2004, 2.1 Prostorový výpočtový model klenby s opěrným systémem presbyteria*. Praha: MURUS, prosinec 2004.
- [144] Kott J, Vinař J.: *Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, Restaurování a oprava vnějšího pláště, Úsek 5B, Průzkumy – IV/2009, 8. Shrnutí analýzy statického působení celého chrámu*. Praha: MURUS, listopad 2009.