ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Statická analýza dvouvrstvé zděné stěny s vnitřní izolací

Static analysis of cavity masonry wall with internal insulation

Diplomová práce

Vedoucí diplomové práce: Ing. Petr Bílý, Ph.D.

Vypracoval: Bc. Jiří Punar

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Praha 2018

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
Fakulta stavební
Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Punar Jméno: Jiří Osobní číslo: 410830

Zadávající katedra: K133

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Statická analýza dvouvrstvé zděné stěny s vnitřní izolací

Název diplomové práce anglicky: Static analysis of cavity masonry wall with internal insulation

Pokyny pro vypracování:
Zpracujte rešerši k tématu dvouvrstvých zděných stěn s vnitřní izolací, která bude obsahovat:
- Popis zvoleného systému dvouvrstvé stěny s vnitřní izolací HELUZ
- Popis obdobných systémů používaných v zahraničí, pokud existují
- Popis statického návrhu dvouvrstvých zděných stěn podle Eurokódu 6
- Metody statického návrhu štíhlých zděných stěn

Dále proveďte statickou analýzu, která bude obsahovat:
- Popis použitého programu, výpočetních modelů a postupů
- Kalibraci materiálového modelu podle zatěžovacích zkoušek provedených firmou HELUZ
- Analýzu chování dvouvrstvé zděné stěny s vnitřní izolací ve zvolené reálné konstrukci
- Porovnání výsledků získaných z programu s ručními výpočty

Seznam doporučené literatury:
ČSN EN 1996-1-1 +A1 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce. ČNI, 2013.
Košatka, Pavel et al.: Zděné konstrukce 1. ČVUT v Praze, 2010.
Další literaturu vyhledejte v mezinárodních citačních databázích Scopus a Web of Science (hesla "slender masonry wall design", "numerical modeling of cavity walls" aj.)

Jméno vedoucího diplomové práce: Petr Bílý

Datum zadání diplomové práce: 2.10.2017 Termín odevzdání diplomové práce: 7.1.2018
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce" a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací".

3.10.2017
Datum převzetí zadání Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto bakalářskou práci vypracoval samostatně, pouze za odborného vedení vedoucího Ing. Petra Bílého, Ph.D.

Dále prohlašuji, že veškeré podklady, ze kterých jsem čerpal, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

_____

Podpis

Poděkování

Chtěl bych zde velice poděkovat svému vedoucímu diplomové práce panu Ing. Petru Bílému, Ph.D., za odborné vedení, trpělivost, ochotu a cenné rady s postupy a principy návrhu konstrukcí ve výpočetním software. Dále bych chtěl velice poděkovat za pomoc s gramatickou a odbornou uceleností této práce.

Anotace

Diplomová práce se zaměřuje na analýzu dvouvrstvé zděné stěny s vnitřní izolací pomocí softwaru založeného na metodě konečných prvků. Jednotlivé kapitoly obsahují podrobný popis kalibrace materiálového modelu zdiva, analýzy konstrukce a rozbor výsledků.

Práce je rozdělena do tří částí. První část se zabývá popisem stavebního bloku a podobných produktů užívaných ve světě. Dále je popsán princip metody konečných prvků, respektive pozadí za softwarem Atena od společnosti Červenka Consulting s.r.o. Druhá část se zabývá popisem zatěžovacích zkoušek s kalibrací materiálových modelů a popisem užitých materiálových parametrů. Třetí část obsahuje výsledky analýzy MKP zděné stěny umístěné do reálné konstrukce se statickými výpočty dle Eurokódu 6.

Výsledky analýzy výpočetních modelů na reálné konstrukci a statické výpočty prokázaly vhodnost použití těchto bloků.

Klíčová slova

Zděná stěna, metoda konečných prvků, dutinová stěna, vnitřní izolace, dvouvrstvá stěna

Annotation

The diploma thesis is focused on analysis of cavity masonry wall with internal insulation using the finite element method. Particular chapters contain a detailed description of calibration of material model of masonry, analysis of the structure and discussion of results.

Thesis is divided into three parts. The first part is focused on the description of the construction block and similar products used in the world. Further is described the principle of finite element method and background of Atena software from company Červenka Consulting s.r.o. The second part is focused on the description of load-bearing capacity tests with calibration of material models and description of used material parameters. The third part contains results of FEM analysis of masonry wall in real structure with static calculations according to Eurocode 6.

Results of analysis of the models in real structure and static calculations demonstrate suitability of application of these blocks.

Keywords

Masonry wall, finite element method, cavity wall, internal insulation, double-leaf wall

OBSAH

1 ÚVOD 11
2 HELUZ AKU KOMPAKT 12
2.1 Úvod 12
2.2 Vlastnosti materiálů bloku 12
3 PODOBNÉ VÝROBKY 13
4 NÁVRH ZDĚNÝCH STĚN DLE EUROKÓDU 6 15
4.1 Úvod 15
4.2 Popis návrhu 16
4.2.1 Stanovení vzpěrné výšky stěny 17
4.2.2 Návrh stěn namáhaných svislým zatížením 17
4.2.3 Součinitel Φ 18
4.2.4 Určení tuhosti a typu styčníku tuhých stropů 18
5 NÁVRH ŠTÍHLÉ STĚNY 21
5.1 Úvod 21
5.2 Graubner-Föster přístup 21
5.3 Návrh nevyztužených zděných prvků namáhaných dvouosým ohybem 23
5.3.1 Úvod 23
5.3.2 Analytický výpočet 23
5.3.3 Zjednodušený výpočet 24
6 ZKOUŠKY ZDIVA 26
6.1 Úvod 26
6.2 Zkoušky na vzorcích výšky 1 m 26
6.2.1 Popis zkušebních vzorků 26
6.2.2 Zkušební metody 27
6.3 Zkouška centricky zatížených vzorků 28
6.3.1 Postup zatěžování 28
6.3.2 Způsob vyhodnocení zkoušek 28
6.3.3 Zhodnocení 31
6.4 Zkoušky jednostranně zatížených vzorků 32
6.4.1 Postup zatěžování 32
6.4.2 Způsob vyhodnocení zkoušek 32
6.4.3 Zhodnocení zkoušek 34
6.5 Zkoušky na vzorcích výšky 2,75 m 35
6.5.1 Popis zkušebního vzorku 35
6.5.2 Postup zatěžování 36

6.5.3 Zkušební metody ... 36
6.5.4 Výsledky ... 36
6.5.5 Zhodnocení výsledků ... 39
7 TEORIE K SOFTWARU ATENA ... 40
7.1 Úvod ... 40
7.2 Metoda konečných prvků ... 40
7.2.1 Úvod ... 40
7.2.2 Nelineární analýza ... 41
7.2.3 Obecná formulace problému ... 42
7.3 Materiálové modely ... 43
7.3.1 Úvod ... 43
7.3.2 CC3DNonLinCementitious ... 43
7.3.3 Rankinovo kritérium porušení ... 44
7.3.4 Menétrey-Willam (Triaxial failure criterion) ... 45
7.4 Interface ... 46
7.5 Řešiče nelineárních rovnic ... 49
7.5.1 Úvod ... 49
7.5.2 Lineární řešiče ... 49
7.5.3 Newton-Raphsonova metoda ... 49
7.5.3.1 Plná Newton-Raphsonova metoda (Full Newton-Raphson Method) ... 50
7.5.3.2 Modifikovaná Newton-Raphsonova metoda (Modified Newton-Raphson Method) ... 52
7.5.4 Metoda délky oblouku ... 53
8 KALIBRACE MATERIÁLOVÉHO MODELU ... 54
8.1 Úvod ... 54
8.2 Geometrie ... 54
8.2.1 Podepření modelu ... 56
8.3 Materiály ... 57
8.3.1 Keramická část bloku ... 57
8.3.1.1 Modul pružnosti E ... 57
8.3.1.2 Ostatní parametry keramického materiálu ... 58
8.3.2 Izolace ... 58
8.3.3 Roznášecí deska ... 58
8.3.4 Vodorovný interface mezi bloky ... 59
8.3.5 Interface mezi keramickou částí a izolací ... 60
8.4 Pevné kontakty v modelu ... 61

8.5 Monitory **62**
8.5.1 Úvod 62
8.5.2 Monitory měřící svislé a vodorovné posuny 62
8.5.3 Monitor měřící napětí na modelu 63
8.6 Zatížení **64**
8.6.1 Centrická zkouška 64
8.6.2 Excentrická zkouška 64
8.7 Parametry sítě MKP **65**
8.8 Výsledky **66**
9 VÝPOČETNÍ MODELY REÁLNÉ KCE CENTRICKY ZATÍŽENÉ STĚNY. **70**
9.1 Úvod **70**
9.2 Podepření modelu a kontakty **72**
9.3 Monitory **73**
9.3.1 Monitory měřící svislé a vodorovné posuny 73
9.3.2 Monitory měřící napětí na modelu 73
9.4 Zatížení **74**
9.5 Parametry sítě MKP **75**
9.6 Výsledky **76**
10 ANALÝZA EXCENTRICKY ZATÍŽENÉ STĚNY V REÁLNÉ KCI **79**
10.1 Popis zvoleného objektu **79**
10.2 Výpočet zatížení **80**
10.2.1 Zatížení od skladeb 80
10.2.2 Další zatížení 81
10.2.3 Zatížení v místě A 82
10.2.4 Zatížení v místě B 83
10.3 POPIS VÝPOČETNÍHO MODELU **84**
10.3.1 Úvod 84
10.3.2 Geometrie a monitory 84
10.3.3 Materiály 85
10.3.4 Podepření modelu 85
10.3.5 Parametry sítě MKP 86
10.3.6 Výsledky 88
10.3.6.1 Model stěny MS 88
10.3.6.2 Model stěny MH 88

10.4 STATICKÝ VÝPOČET 91
10.4.1 Posouzení stěny dle Eurokódu 6 92
10.4.2 Výpočet stěny s masivním průřezem 93
10.4.2.1 Posouzení stěny v hlavě 94
10.4.2.2 Posouzení stěny v patě 94
10.4.2.3 Posouzení v polovině výšky stěny 95
10.4.2.4 Výpočet metodou Graubner-Föster [11] 96
10.4.3 Posouzení dvouvrstvé/dutinové stěny 97
10.4.4 Posouzení stěny v hlavě 97
10.4.4.1 Posouzení stěny v patě 98
10.4.4.2 Posouzení v polovině výšky stěny 99
10.4.4.3 Výpočet metodou Graubner-Föster [11] 100
10.4.5 Závěr 101
10.4.5.1 Masivní průřez 101
10.4.5.2 Dvouvrstvá stěna/dutinová 101
11 ZÁVĚR 102
BIBLIOGRAFIE 104
PŘÍLOHY (viz přiložená DVD)

DVD č. 1

a) Model MC
b) Model ME
c) Model MRC
d) Model MRE

DVD č. 2

e) Model MS
f) Model MH
g) Excel

1 ÚVOD

Před uvedením produktu do stavební praxe je nutné stanovit vlastnosti a podmínky použití. Zvlášť u prvků, které mají sloužit jako nosné a závisí na nich stabilita, použitelnost a bezpečnost objektu. Kromě výpočtů a zkoušek slouží k simulaci chování konstrukcí z těchto prvků výpočetní software využívající metodu konečných prvků. Takto je možné otestovat konstrukce ve více variantách bez nutnosti všechny reálně odzkoušet.

Cílem této diplomové práce je analýza chování a únosnosti dvouvrstvé zděné stěny s vnitřní izolací pomocí softwaru založeného na metodě konečných prvků. Stěna je vyzděna ze speciálních akustických keramických bloků od společnosti HELUZ cihlářský průmysl v.o.s. Použité sandwichové bloky jsou v době psaní diplomové práce určeny pouze pro zdění akustických příček k oddělení prostorů, a tedy neslouží k přenosu zatížení.

Dalšími cíli této práce je popis obdobných konstrukčních systémů užívaných v zahraničí. Popis návrhu stěny dle Eurokódu 6 včetně principů pro návrh štíhlých zděných konstrukcí popsaných v zahraničních literaturách a následné stanovení únosnosti stěny na zvolené reálné konstrukci. Popis zkoušek testovacích vzorků s kalibrací výpočetních modelů a porovnání výsledků. Nedílnou částí této práce bude popis základních principů metody konečných prvků a použitých výpočetních postupů v programu Atena.

2 HELUZ AKU KOMPAKT

2.1 Úvod

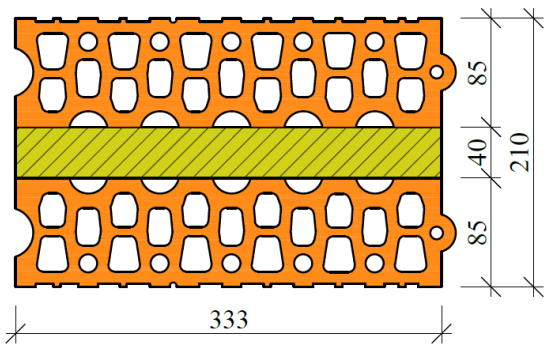
Zatěžovací zkoušky a výpočetní modely jsou vytvořené na základě vlastností a parametrů sandwichových zdících bloků HELUZ AKU KOMPAKT a zdícího polyuretanového lepidla Tytan Professional. Jednotlivé bloky tvoří dvě vnější části z pálené hlíny s vnitřní akustickou izolací z minerálních vláken, která je s bloky slepena lepidlem. V průběhu zpracování diplomové práce výrobce zdících bloků Heluz zvětšil tloušťku akustické izolace z 30 mm na 40 mm. Parametry jsou pro zdící bloky převzaty z [1], [2], [3]. Podrobněji popsané materiálové vlastnosti jsou v kapitolách 8.3.1 a 8.3.2.

2.2 Vlastnosti materiálů bloku

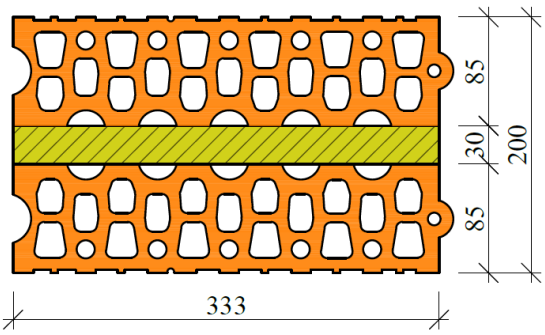
Zkoušené bloky se liší pouze v tloušťce akustické izolace. Materiály jsou shodné a pevnost HELUZ AKU KOMPAKT 21 broušená je nižší z důvodu vyšší půdorysné plochy bloku. Parametry jsou převzaty z normových zkoušek viz kapitola 6.

HELUZ AKU KOMPAKT 20 broušená	
Rozměr [mm]	333 × 200 × (tloušťka 85 + 30 + 85) × 249
Deklarovaná pevnost v tlaku [MPa]	15
Hmotnost [kg]	14
Akustická izolace Isover tloušťky 30 [mm]	

HELUZ AKU KOMPAKT 21 broušená	
Rozměr [mm]	333 × 210 × (tloušťka 85 + 40 + 85) × 249
Deklarovaná pevnost v tlaku [MPa]	12,5
Hmotnost [kg]	14,3
Akustická izolace Isover tloušťky 40 [mm]	



Obr. 2.1: Rozměry prvku AKU 21



Obr. 2.2: Rozměry prvku AKU 20

3 PODOBNÉ VÝROBKY

- Betonový blok s vloženou izolací

Tento zdící blok se užívá a vyrábí převážně ve Spojených arabských emirátech. Z hlediska klimatických podmínek se nepoužívá k ochraně vnitřního prostředí proti nízkým teplotám v zimních měsících, ale k ochraně vnitřního prostředí před vysokými teplotami v letních měsících. Blok se skládá z nosné části, kterou je buď lehčený, nebo obyčejný beton a tepelné izolace z expandovaného polystyrenu (EPS). Polystyren se nachází mezi betonovými bloky a jednotlivé části jsou mezi sebou propojeny rybinovým spojem. Existuje mnoho typů s různou tloušťkou betonových částí a izolace.

Obr. 3.1: Betonové bloky s vloženým polystyrenem [4]

Rozměr bloku (délka × šířka × výška) [mm]	**Hmotnost [kg]**		**Hustota [kg/m^3]**		**Pevnost v tlaku [MPa]**	
	Obyčejný	**Lehčený**	**Obyčejný**	**Lehčený**	**Obyčejný**	**Lehčený**
400 × 200 × 200	22	12-15	1375	750-938	7,5	3,0
400 × 250 × 200	25,5	16-21	1150	800-1050		
400 × 300 × 200	23	15-19	958	625-792		

Tab. 3.1: Parametry vyráběných betonových bloků s vnitřní izolací [4], [5]

- Dřevobetonový blok s vloženou izolací

Speciální variantou nosného materiálu zdících bloků je tzv. dřevobeton (Timbercrete), což je směs celulózy, písku, cementu a dalších pojiv. Výhodou tohoto typu materiálu je nízká hmotnost (cca 2,5× nižší než u betonu nebo keramiky) a požární odolnost je až 240 minut. [6]

Charakteristická pevnost tvarovky v tlaku f_c [MPa]	**Charakteristická pevnost zdiva v tlaku f_m [MPa] dle tloušťky malty [mm]:**		**Pevnost zdiva za ohybu f_{mt} [MPa]**
	25	**10**	
3,2 až 6,0	3,84	3,78	0,2

Tab. 3.2: Parametry vyráběných dřevobetonových bloků s vnitřní izolací [7]

Obr. 3.2: Tvárnice vyrobená z dřevobetonu [8]

4 NÁVRH ZDĚNÝCH STĚN DLE EUROKÓDU 6

4.1 Úvod

Následující kapitola je založená na Eurokódu 6, tj. normě ČSN EN 1996-1-1+A1 [9]. Posuzovaná stěna se skládá ze dvou nosných vrstev spojených přes plošně nalepenou vrstvu izolace.

Eurokód 6 definuje dva typy zděných stěn, do kterých lze zařadit posuzovanou stěnu z bloků HELUZ AKU KOMPAKT:

- Dutinová stěna (*cavity wall*)
  „stěna skládající se ze dvou rovnoběžných jednovrstvých stěn účinně spojených stěnovými sponami nebo výztuží ložných spár; prostor mezi oběma jednovrstvými stěnami (vrstvami) je buď ponechán jako souvislá nezaplněná dutina nebo je úplně či částečně vyplněn nenosným tepelněizolačním materiálem“

- Dvouvrstvá stěna (*double-leaf wall*)
  „stěna skládající se ze dvou rovnoběžných zděných vrstev, mezi nimiž je souvislá průběžná spára (nejvýše 25 mm tlustá) plně vyplněná maltou a jež jsou účinně spojeny stěnovými sponami zabezpečujícími jejich úplné spolupůsobení“

Jak je z popisu patrné, stěna z bloků nespadá přímo do žádné definice. Nejbližší kategorií je dutinová stěna. Posuzovaná stěna se liší od definice (spon nebo výztuží s vloženým tepelněizolačním materiálem) tím, že neobsahuje jmenované spony a blok je pouze propojen s izolačním materiálem lepeným spojem.

4.2 Popis návrhu

Eurokód 6 aktualizovaný z roku 2013 nedefinuje termín štíhlá stěna. Norma pouze obsahuje pravidla pro stanovení štíhlosti pro různé typy zděných konstrukcí. Pro účely této práce definujme pojmy následovně:

- Masivní stěna – $\lambda < 15$
- Štíhlá stěna – $27 > \lambda > 15$
- Velmi štíhlá stěna – $\lambda > 27$

Štíhlost zděných stěn se dle normy stanoví jako podíl účinné výšky h_{ef} a účinné tloušťky t_{ef}, přičemž tento poměr nesmí být vyšší než 27. Norma dále definuje mez štíhlosti $\lambda_c = 15$. Po překročení této hodnoty se do výpočtu zahrnuje vliv dotvarování zdiva v podobě přídavné výstřednosti.

$$\lambda_c = \frac{h_{ef}}{t_{ef}}; \quad \lambda_c \leq 27 \tag{4.1}$$

Přičemž účinná tloušťka stěny se rovná skutečné tloušťce stěny v případě:

- Jednovrstvé stěny
- Dvouvrstvé stěny
- Jednovrstvé stěny s lícovou vrstvou
- Stěny s obvodovými pruhy malty v ložných spárách
- Dvouvrstvé stěny s vyplněnou dutinou

Pro stanovení štíhlosti je nutné uvažovat, že vrstvy dvouvrstvé stěny s vnitřní zaplněnou dutinou spolupůsobí, dále nesmí být tloušťka této dutiny větší než 100 mm a výplň dutiny musí účinně propojovat nosné vrstvy.

Účinná tloušťka t_{ef} pro dvouvrstvé stěny s vnitřní vzduchovou mezerou, které jsou spojeny stěnovými sponami se stanoví jako:

$$k_{tef} = \frac{E_1}{E_2}; \quad k_{tef} \leq 2 \tag{4.2}$$

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{tef} t_1^3 + t_2^3} \tag{4.3}$$

Parametry t_1 a t_2 označují tloušťky dílčích stěn, kde t_1 označuje tloušťku vnější vrstvy nebo nezatížené vrstvy a t_2 označuje tloušťku vnitřní nebo nosné vrstvy. Veličina k_{tef} je poměr tuhostí dílčích stěn a tato hodnota nemá být větší než 2.

Pokud je zatížena pouze jedna vrstva stěny a kotvy spojující tyto stěny jsou dostatečně ohebné, tak je dovoleno stanovit efektivní tloušťku, ale pouze za předpokladu, že tloušťka nezatížené vrstvy je menší než tloušťka zatížené vrstvy.

4.2.1 Stanovení vzpěrné výšky stěny

Vzpěrná výška zděné stěny h_{ef} se stanoví pomocí součinitele ρ_n a světlé výšky h stěny mezi stropy. Tento součinitel závisí jednak na podepření stěny v hlavě a v patě, ale také podél hran. Norma uvažuje dva typy stropů: tuhé (např. železobetonové) a netuhé (např. dřevěné). Dále stanovení vzpěrné výšky závisí na ztužení stěny ostatními konstrukcemi, sponami a oslabení stěny drážkami, výklenky a různě velkými otvory.

$$h_{ef} = \rho_n h \tag{4.4}$$

4.2.2 Návrh stěn namáhaných svislým zatížením

Dvouvrstvé stěny, jejichž vrstvy jsou vzájemně spojeny, je možné posuzovat jako jednovrstvé za předpokladu, že na jednotlivé vrstvy působí podobné zatížení. Pokud tomu tak není, lze tyto stěny navrhovat jako dutinové, tj. každá vrstva se posuzuje odděleně. Pro posouzení dutinové stěny se uvažuje jen vodorovná průřezová plocha zatížené vrstvy a při stanovení štíhlosti se použije účinná tloušťka t_{ef} dutinové stěny.

Návrhová únosnost stěny N_{Rd} musí být rovna nebo větší než návrhová hodnota působící síly N_{Ed}:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \tag{4.5}$$

Návrhová hodnota únosnosti zdiva na metr běžný se stanoví ze zmenšujícího součinitele Φ, tloušťky stěny t návrhové pevnosti zdiva f_d.

$$N_{Rd} = \Phi t f_d \tag{4.6}$$

4.2.3 Součinitel Φ

Zahrnuje vliv výstřednosti a štíhlosti zdiva v místě posuzovaného průřezu, tj. hlavě, patě nebo střední výšce stěny.

Součinitel Φ_i pro patu a hlavu stěny se vypočte z:

$$\Phi_i = 1 - 2\frac{e_i}{t} \tag{4.7}$$

Součinitel Φ_m pro střední průřez se stanoví buď ze vztahů, nebo nejjednodušeji z tabulek viz [10] a grafů uvedených v příloze G [9].

Výsledná výstřednost e_i je pak součtem dílčích výstředností a to: výstřednosti od působící normálové síly (zavedené jako poměr momentu a normálové síly v místě posuzovaného průřezu), počáteční výstředností e_{int} a výstředností od vodorovných sil v místě průřezu e_{he}. Ve střední pětině výšky se dále zahrnuje výstřednost od dotvarování zdiva. Návrhová pevnost zdiva v tlaku f_d závisí na typu malty (pevnost, tloušťka a objemová hmotnost) a typu zdícího prvku (pevnost, materiál a množství + poloha dutin).

4.2.4 Určení tuhosti a typu styčníku tuhých stropů

Při statickém výpočtu krajních zděných stěn ve vícepodlažních objektech je nutné stanovit typ a tuhost styčníku stropní desky a stěny [10].

- Typ styčníku

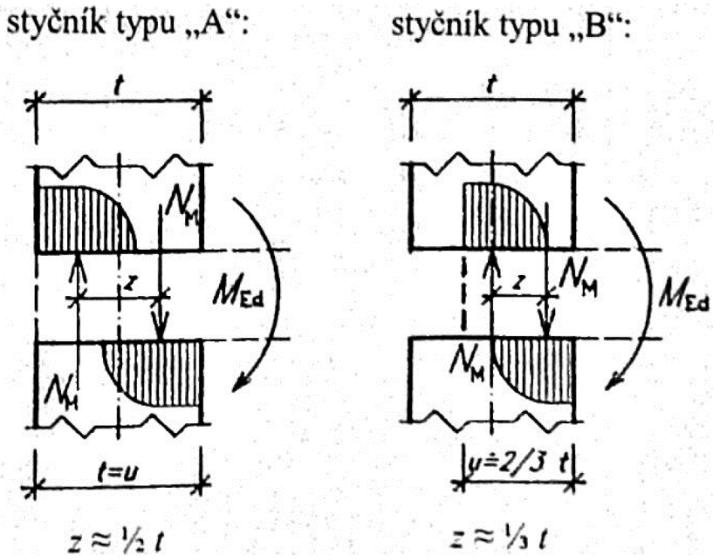
Dle poměru uložení u stropní desky a tloušťky stěny t se určí typ styčníku. Na typu styčníku závisí rozložení momentů a geometrie rámového výseku viz Obr. 4.2.

Styčníkem typu „A“ se označuje uložení stropní desky po celé tloušťce průřezu.

$$t = u \tag{4.8}$$

Styčníkem typu „B“ se označuje uložení, kde stropní deska je uložena přibližně na dvou třetinách tloušťky stěny.

$$u = \frac{2}{3}t \tag{4.9}$$



Obr. 4.1: Schéma rozložení sil pro styčník „A“ a styčník „B“ [10]

- Tuhost styčníku

Samotné určení tuhosti styčníku závisí na typu styčníku a umístění styčníku, respektive na velikosti přitížení. Dle tuhosti jsou styčníky označovány „a“, „b“ a „c“.

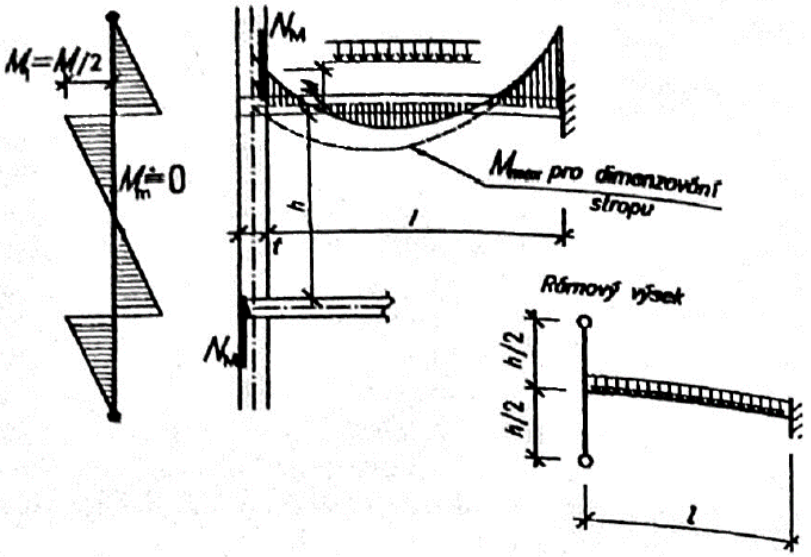
Styčník „a“ – ve styku nejvyššího stropu. Není nijak přitížen a dochází k volnému natáčení stropní konstrukce. Moment v hlavě stěny se stanoví ze statické výminky působících sil k těžišti.

Styčník „b“ – u tohoto typu je nutné nejprve určit, zda dojde k rozevírání ložných spár. Stanoví se moment M_{Ed} za předpokladu plně tuhého styčníku dle typu styčníku („A“ nebo „B“ viz Obr. 4.1). Dle velikosti momentu M_{Ed}, působící dvojice sil N_M viz (4.10) a velikosti přitížení se určí tuhost styčníku, případně se provede redukce podporového momentu. Rámový výsek a rozložení momentů viz Obr. 4.2.

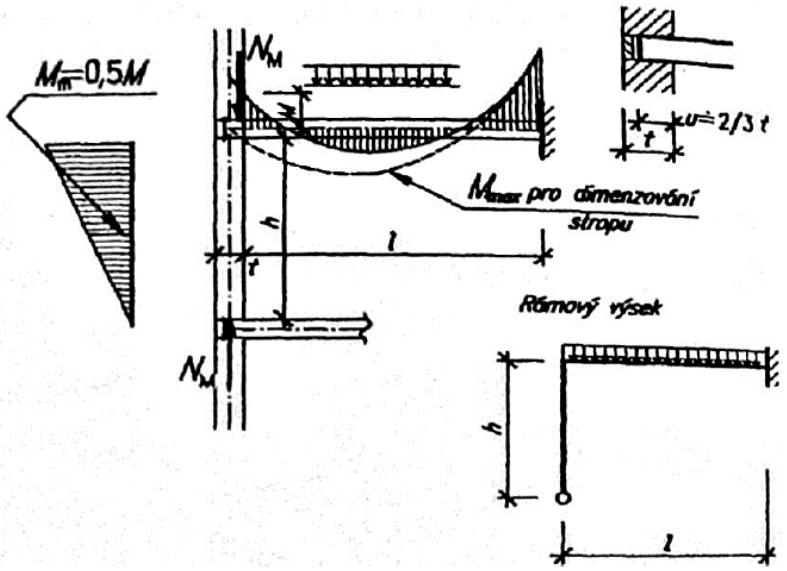
$$M_{Ed} = N_M \cdot \frac{1}{2} z \tag{4.10}$$

Styčník „c“ – tento styčník je definován nulovým rozevíráním ložné spáry. Tento styčník se považuje za tuhý.

Volba rámového výseku pro styčník typu „A“:



Volba rámového výseku pro styčník typu „B“:



Obr. 4.2: Rozložení momentů na rámovém výseku styčníků „A“ a „B“ [10]

5 NÁVRH ŠTÍHLÉ STĚNY

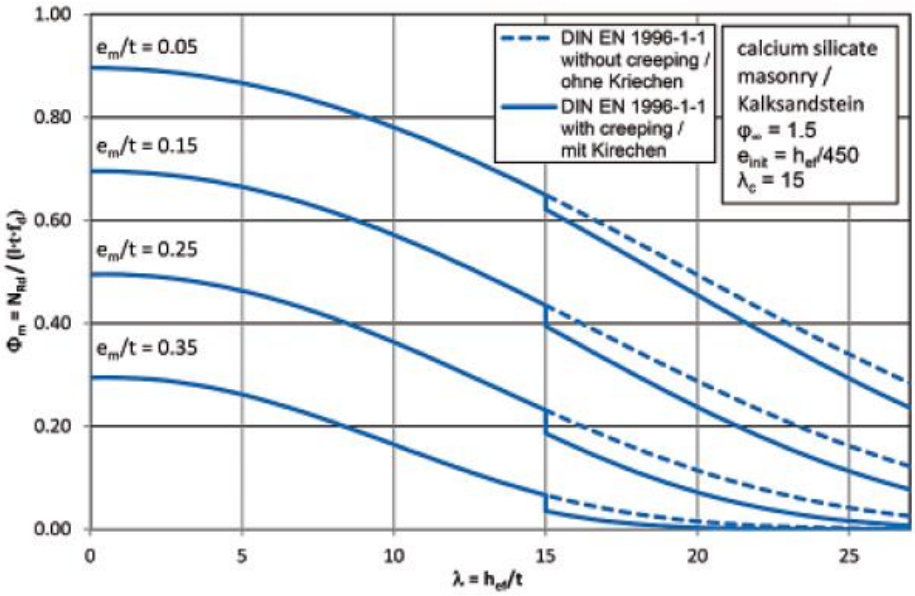
5.1 Úvod

Řešená stěna se skládá ze dvou keramických částí a izolace. Nejedná se o homogenní materiál, ale jde o sandwichovou konstrukci. Je možné, že jednotlivé nosné vrstvy budou klasifikovány jako štíhlé. Kromě postupu definovaného v Eurokódu 6 [9] existují další metody návrhu štíhlých stěn, které budou představeny v této kapitole.

5.2 Graubner-Föster přístup

Tato kapitola je založena na článku popisujícím nový zjednodušený postup návrhu pro štíhlé zděné konstrukce [11].

Vztahy uvedené v Eurokódu 6 příloha G jsou založeny na polo-empirickém přístupu, který ne vždy vyjadřuje skutečné chování stěn při svislém namáhání. Dalším nedostatkem tohoto přístupu je taktéž nereálná skoková změna únosnosti vlivem dotvarování. Tento stav nastane dle Eurokódu při výstřednosti rovné nebo vyšší než 15, a to zavedením přídavné výstřednosti od dotvarování. Další nevýhodou je závislost výpočtu na kombinaci materiálů zdícího prvku a malty. Výpočetní vztahy taktéž nejsou vhodné pro rychlé a snadné výpočty. Na Obr. 5.1 je vidět porovnání závislosti součinitele Φ_m se štíhlostí λ s dotvarováním (plná čára) a bez dotvarování (čárkovaná čára).



Obr. 5.1: Porovnání průběhu součinitele Φ_m se štíhlostí λ pro vápenopískové zdivo

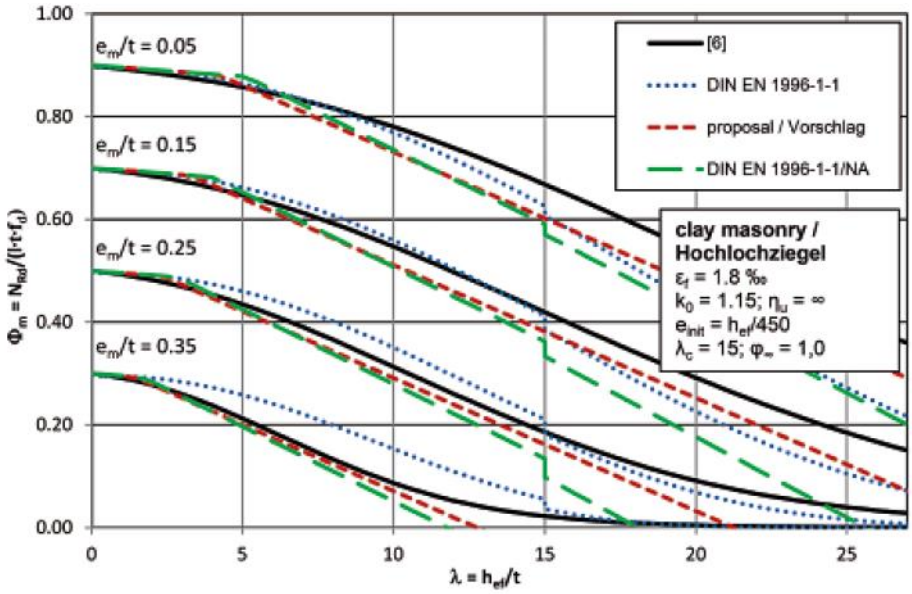
Nové poznatky o vlivu nelineárního chování materiálu na stabilitu stěny a nové matematické přístupy dovolují zahrnout vliv dotvarování přímo do výpočetního vztahu. Tyto vztahy jsou nově nezávislé na typu materiálu zdiva a malty, respektive na K_E, který označuje součinitel pro výpočet modulu pružnosti zdiva, závislý na druhu zdiva a pevnosti malty. Další výhodou je kompatibilita s Eurokódem a snížení celkového počtu vstupních parametrů.

Vztah pro kombinaci zdících prvků a malt pro $K_E \geq 500$:

$$\Phi_m = 1{,}10 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_m}{t_{ef}}\right) - 0{,}021 \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 1 - 2 \cdot \frac{e_m}{t_{ef}} \tag{5.1}$$

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{int} \geq 0{,}05 \cdot t \tag{5.2}$$

Kde M_{md} zahrnuje moment od vodorovné síly a poměr M_{md} a N_{md} vyjadřuje výstřednost od svislého zatížení ve střední pětině stěny a e_{int} vyjadřuje počáteční výstřednost. Na Obr. 5.2 je možné vidět porovnání stávajících křivek a nového přístupu pro zdivo z keramických cihel. Další typy zdících prvků viz [11]. Černé křivky označují přesnější nelineární výpočet, modré křivky označují stávající návrh dle Eurokódu, zeleně je výpočet dle národní přílohy DIN a červeně Graubner-Föster přístup.



Obr. 5.2*: Porovnání křivek pro cihelné zdivo s Graubner-Föster přístupem*

Z grafů je patrné, že G-F přístup se více přibližuje skutečnosti (nelineárnímu výpočtu) zejména čím vyšší je poměr výstředností (*e/t*), a je vždy na straně bezpečné. Jedinou výjimkou je oblast do štíhlosti $\lambda = 5$, kde nový přístup vykazuje vyšší únosnost, než je skutečná. Zaprvé je rozdíl zanedbatelný a zadruhé je vliv štíhlosti na únosnost masivní konstrukce velmi malý.

5.3 Návrh nevyztužených zděných prvků namáhaných dvouosým ohybem

5.3.1 Úvod

Tato kapitola je založena na vědecké práci od Valentina Föstera [12]. Předmětem této práce je popis návrhu dvouose namáhaného obdélníkového průřezu dvěma přístupy.

5.3.2 Analytický výpočet

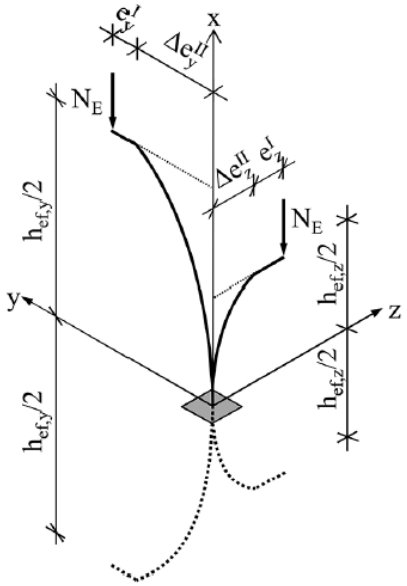
Prvním přístupem je přesný analytický výpočet zahrnující vliv prvního a druhého řádu od normálové síly. Do výpočtu se přímo zahrnují výstřednosti v obou na sebe kolmých osách. Na Obr. 5.3 je grafické zobrazení výstředností při dvouosém ohybu. Samotné výstřednosti druhého řádu (Δe_y^{II} a Δe_z^{II}) jsou vypočteny dvojnou integrací křivostí v obou směrech. Další výpočet zahrnuje komplexní vztahy na určení únosnosti a limitní štíhlosti neporušeného průřezu. Tyto vztahy zde dále nebudou uváděny.

$$\begin{aligned} M_z^{II} &= N \cdot e_y^I + N \cdot \Delta e_y^{II} \\ M_y^{II} &= N \cdot e_z^I + N \cdot \Delta e_z^{II} \end{aligned} \tag{5.3}$$

$$\begin{aligned} \Delta e_y^{II} &= \iint \kappa_z^{II}(x) dx\, dx \\ \Delta e_z^{II} &= \iint \kappa_y^{II}(x) dx\, dx \end{aligned} \tag{5.4}$$

$$\begin{aligned} \Delta e_y^{II} &= C_y \cdot h_{ef,y}^2 \cdot \kappa_z^{II}(x=0) \\ \Delta e_z^{II} &= C_z \cdot h_{ef,z}^2 \cdot \kappa_y^{II}(x=0) \end{aligned} \tag{5.5}$$

Rovnice (5.3) vyjadřují stanovení momentů druhého řádu v obou osách z výstředností prvního a druhého řádu. Ve vztazích (5.4) je popsáno analytické stanovení výstřednosti druhého řádu dvojnou integrací křivostí druhého řádu v jednotlivých směrech průřezu a rovnice (5.5) obsahují zjednodušený vztah pro výpočet výstředností druhého řádu vypočtený z integračních konstant C_y a C_z, které jsou odvozeny od sinusoidy a jsou rovny $1/\pi^2$, vzpěrných výšek $h_{ef,y}$ a $h_{ef,z}$, křivostí druhého řádu κ_y a κ_z.



Obr. 5.3: Grafické zobrazení výstředností při dvouosém ohybu

5.3.3 Zjednodušený výpočet

Protože výše popsaný postup není praktický pro výpočet, tak je uvedena zjednodušená metoda. Tato metoda vychází z postupů v Eurokódu 6 a z národní přílohy Německa (DIN EN 1996-1-1/NA). Zjednodušená metoda spočívá ve výpočtu mezní únosnosti prvku ve dvou směrech samostatně. Vliv druhého řádu je vždy aplikován jen v posuzovaném směru, tj. redukuje se pouze jeden rozměr průřezu a vybočení v druhém (kolmém) směru je zanedbáno. Pokud jsou stanoveny redukční součinitele $\Phi_{Rd,y}{}^{II}$ a $\Phi_{Rd,z}{}^{II}$ přesněji může tento přístup lehce nadhodnotit únosnost v porovnání s přesným dvouosým výpočtem.

$$N_{Rd}^{II} = min\begin{Bmatrix} \Phi_{Rd,y}^{II} \cdot b_{red} \cdot t \cdot f_d \\ \Phi_{Rd,z}^{II} \cdot b \cdot t_{red} \cdot t \cdot f_d; \quad kde\ \Psi^I = \dfrac{e_z^I \cdot t}{e_y^I \cdot b} > 1{,}0 \end{Bmatrix} \tag{5.6}$$

$$b_{red} = \left(1 - 2 \cdot \frac{e_z^I}{t}\right) \cdot b \tag{5.7}$$

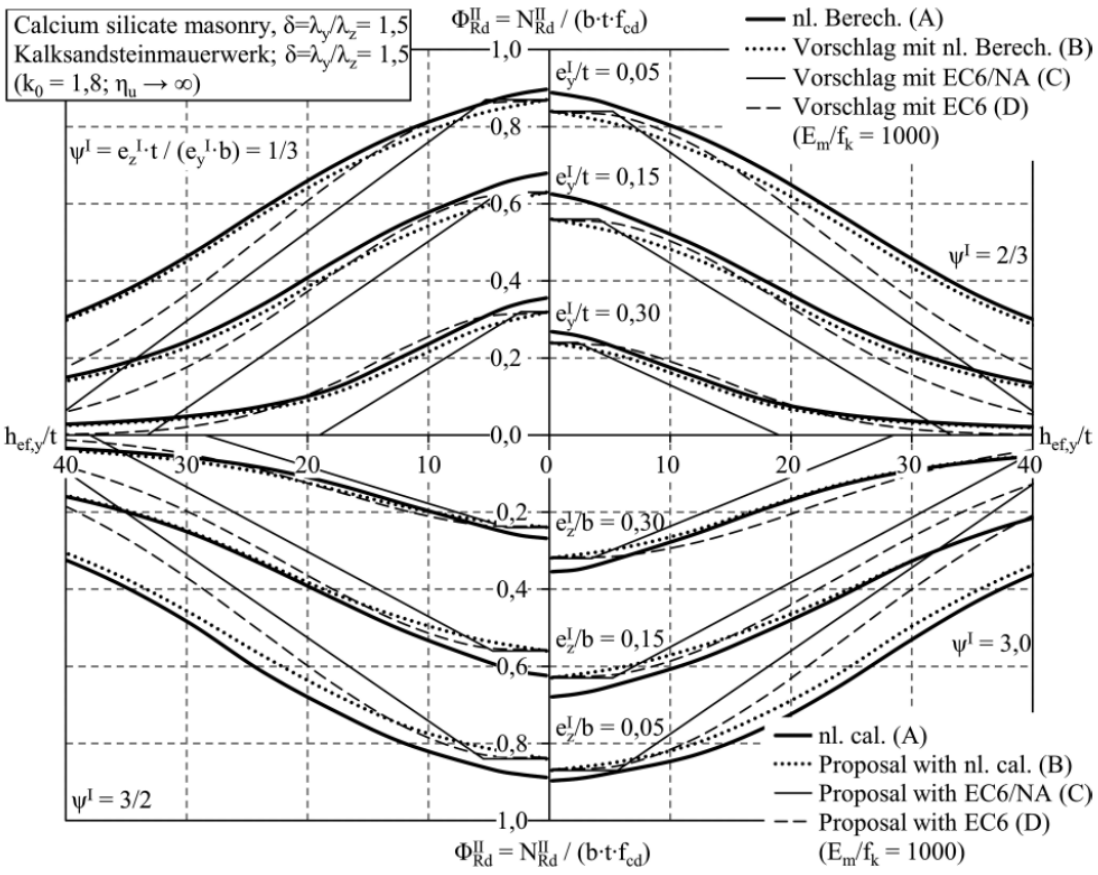
$$t_{red} = \left(1 - 2 \cdot \frac{e_y^I}{b}\right) \cdot t \tag{5.8}$$

Návrhová únosnost s vlivem druhého řádu se stanoví dle vztahu (5.6) určením minimální únosnosti redukcí jednoho rozměru průřezu (b_{red} nebo t_{red}) s uvážením návrhové pevnosti zdiva f_d dle Eurokódu 6. Pro vztah s redukovaným rozměrem t_{red} platí podmínka ekvivalentní výstřednosti od zatížení $\Psi^I > 1{,}0$. Stanovení redukovaných rozměrů z výstřednosti prvního řádu (e^I_y a e^I_z) je uvedeno v rovnicích (5.7) a (5.8).

Na Obr. 5.4 je vidět porovnání různých přístupů pro návrh dvouose namáhaného průřezu z vápenopískových cihel. Grafy popisují průběh redukčního součinitele druhého řádu Φ_{Rd}^{II} s poměrem štíhlostí ($\delta = \lambda y/\lambda z = 1{,}5$) při různých ekvivalentních výstřednostech Ψ^{I}. Z obrázku je patrné, že všechny přístupy včetně přístupu z Eurokódu 6 se nachází pod křivkou nelineárního výpočtu, a proto je návrh dle normových křivek v běžných štíhlostech bezpečný. Ve vyšších (nereálných) štíhlostech dochází však k podhodnocování únosnosti.

Legenda

- Plná tlustá čára – Nelineární výpočet přibližující se ke skutečnosti
- Tečkovaná čára – Postup popsaný ve vztahu (5.6)
- Plná tenká čára – Postup dle národní přílohy Německa v Eurokódu 6
- Čárkovaná čára – Postup dle Eurokódu 6



Obr. 5.4: Porovnání různých přístupů pro výpočet dvouose namáhaného průřezu

6 ZKOUŠKY ZDIVA

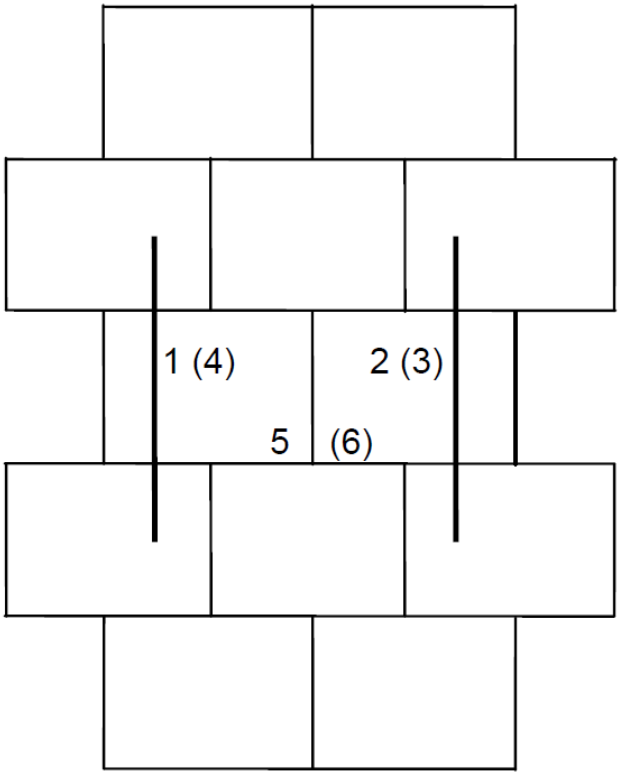
6.1 Úvod

Předmětem těchto zkoušek byly stěny vyzděné ze sandwichových bloků HELUZ AKU KOMPAKT 20 broušená a HELUZ AKU KOMPAKT 21 broušená (popis jednotlivých bloků viz kapitola 2) Vzorky stěny vysoké 1 m byly zkoušeny na blocích HELUZ AKU KOMPAKT 20 broušená a vzorek stěny vysoký 2,75 m byl zkoušen na stěně z bloků HELUZ AKU KOMPAKT 21 broušená. Na vzorcích byla zkoušena maximální únosnost v tlaku. Všechny vzorky byly zkoušeny hydraulickým lisem a zatěžovány do maximální únosnosti (do kolapsu). Všechny zkoušky byly provedeny Technickým a zkušebním ústavem stavebním Praha v Centrální laboratoři – zkušebna Brno.

6.2 Zkoušky na vzorcích výšky 1 m

6.2.1 Popis zkušebních vzorků

Zkoušky byly prováděny na vzorcích zděné stěny výšky 1 m z keramických zdících prvků HELUZ AKU KOMPAKT 20 broušená o rozměrech 333 × 200 × 249 mm. Vzorky byly vyzděny na tenkovrstvé polyuretanové lepidlo Tytan Professional [13]. Vzorky nízké stěny jsou vyzděny z pěti vrstev. V každé liché vrstvě se nacházejí dva zdící bloky a v každé sudé vrstvě tři zdící bloky. Na celé stěně je celkem 6 měřících snímačů. Svislé snímače (č. 1, 2, 3, 4) o základně délky 500 mm slouží k měření svislých deformací. Vodorovné snímače (č. 5, 6) slouží k měření vodorovných deformací (vyboulení stěny) kolmých na rovinu stěny. Všechny snímače jsou opatřeny úchylkoměry a odečítaly se hodnoty s přesností 0,001 mm.



Obr. 6.1: Schéma zkušební stěny s osazením měřících snímačů [2]

6.2.2 Zkušební metody

Zkoušky byly prováděny dle norem ČSN EN 1052-1:1999 – Zkušební metody pro zdivo – Část 1: Stanovení pevnosti v tlaku a ČSN 73 0212-5:1994 – Geometrická přesnost ve výstavbě. Kontrola přesnosti. Část 5: Kontrola přesnosti stavebních dílů.

6.3 Zkouška centricky zatížených vzorků

6.3.1 Postup zatěžování

Výrobcem byly vyzděny tři vzorky pro stanovení (1 EN, 2 EN, 3 EN). Vzorky byly umístěny do lisu s osazenými svislými základnami délky 500 mm (umístění viz Obr. 6.1). Vzorky byly vystředěny a zatěžovány rychlostí 20 kN/min. Postupně byly automaticky odečítány deformace s přesností 0,001 mm a zkoušky byly ukončeny po dosažení únosnosti. Zkoušky proběhly 26. 1. 2017 – 30. 1. 2017 [1].

6.3.2 Způsob vyhodnocení zkoušek

Vyhodnocení pevností zdiva v tlaku a modulů pružnosti byly provedeny dle čl. 9 ČSN EN 1052-1. Průměrné a charakteristické pevnosti zdiva byly vypočteny podle čl. 10 ČSN EN 1052-1. Průměrné moduly pružnosti zdiva v tlaku byly vypočteny dle čl. 10 ČSN EN 1052-1.

Označení vzorku	**Průměrná tlačená plocha A [mm^2]**	**Maximální zatížení F_{max} [kN]**	**Zatížení při zjištění první trhliny [kN]**
1 EN	134435	950	420
2 EN	134436	976	400
3 EN	134435	1100	560

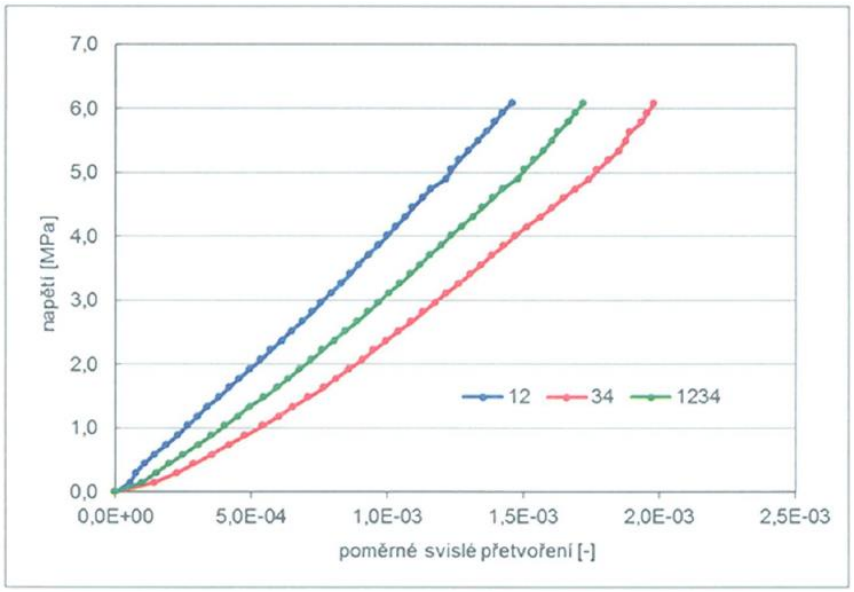
Tab. 6.1: Vyhodnocení pevnosti zdiva v tlaku

Označení vzorku	**Pevnost v tlaku f jednotlivá [N/mm^2]**	**Pevnost v tlaku f průměrná [N/mm^2]**	**Pevnost v tlaku charakteristická f_k [N/mm^2]**	**Napětí při zjištění první trhliny [N/mm^2]**
1 EN	7,1	7,5	6,3	3,1
2 EN	7,3			3,0
3 EN	8,2			4,2

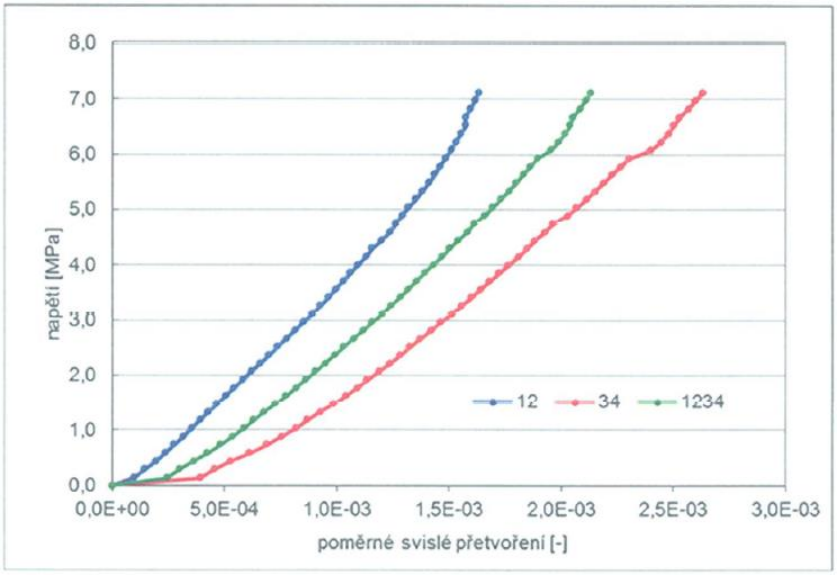
Tab. 6.2: Vyhodnocení pevnosti zdiva v tlaku

Označení vzorku	**$F_{max}/3$ [kN]**	**$\varepsilon \times 10^{-4}$ [-]**	**Modul pružnosti E jednotlivě [N/mm^2]**	**Modul pružnosti E průměrný [N/mm^2]**
1 EN	316,7	7,98	2952	2500
2 EN	325,3	10,01	2414	
3 EN	366,7	12,06	2267	

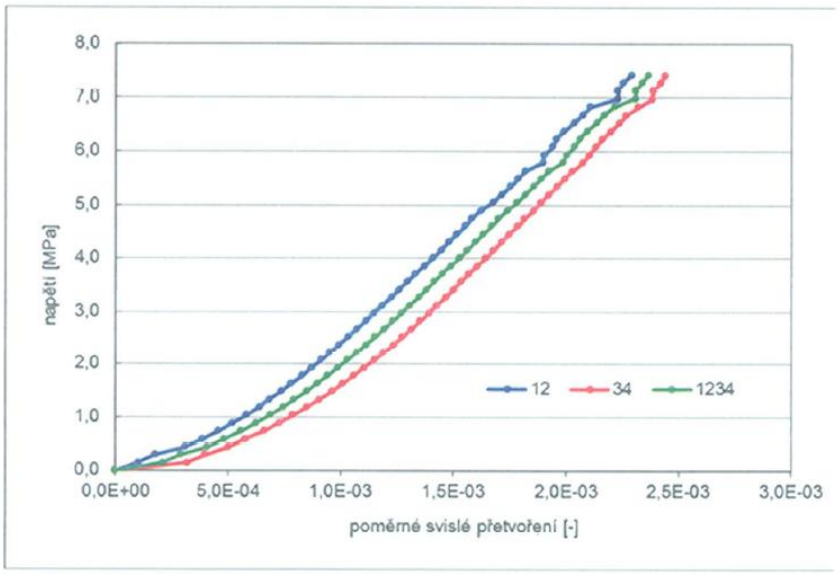
Tab. 6.3: Vyhodnocení modulu pružnosti zdiva v tlaku



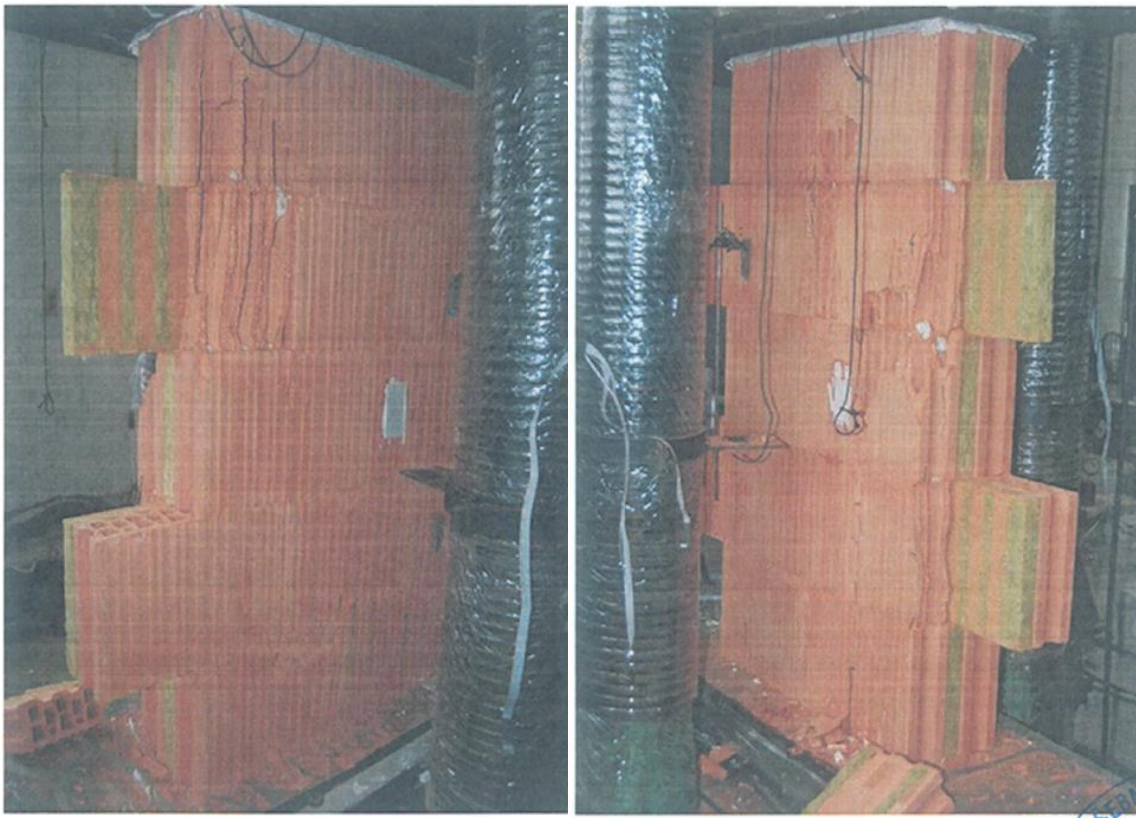
Obr. 6.2: Závislost napětí a přetvoření zkušebního vzorku 1 EN



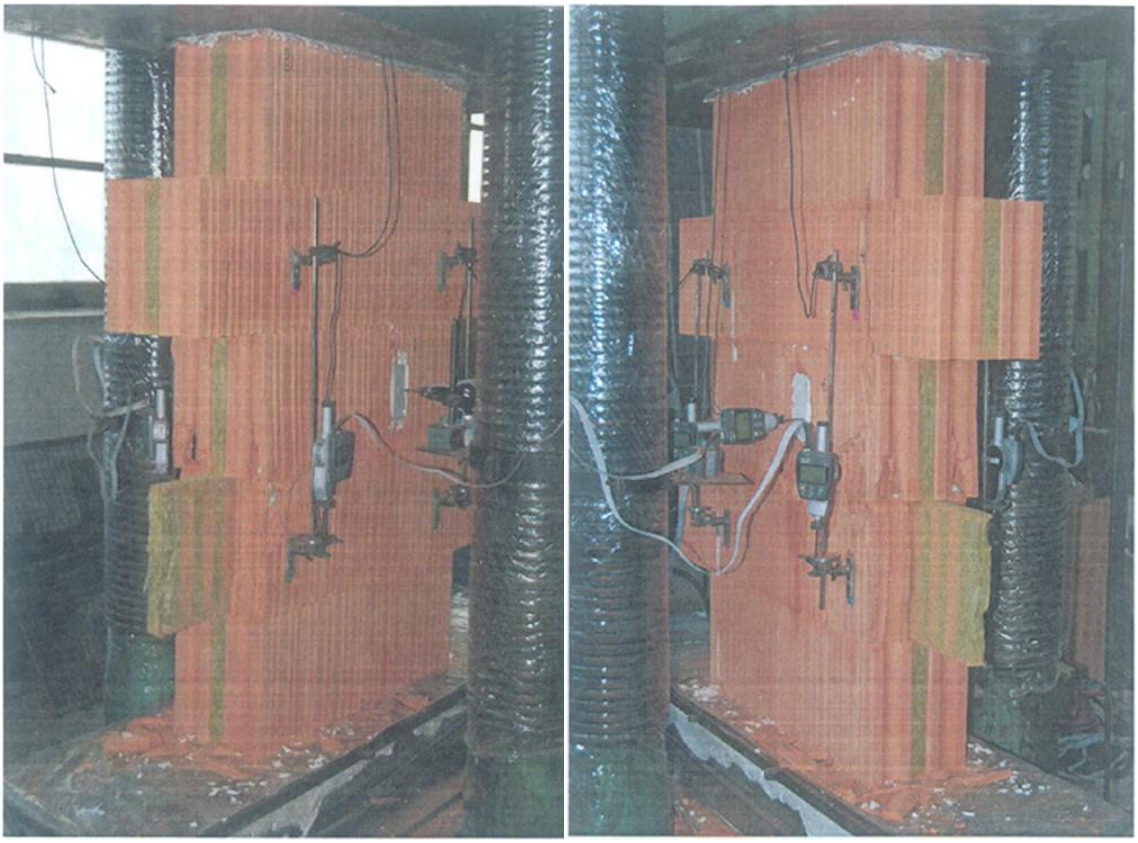
Obr. 6.3: Závislost napětí a přetvoření zkušebního vzorku 2 EN



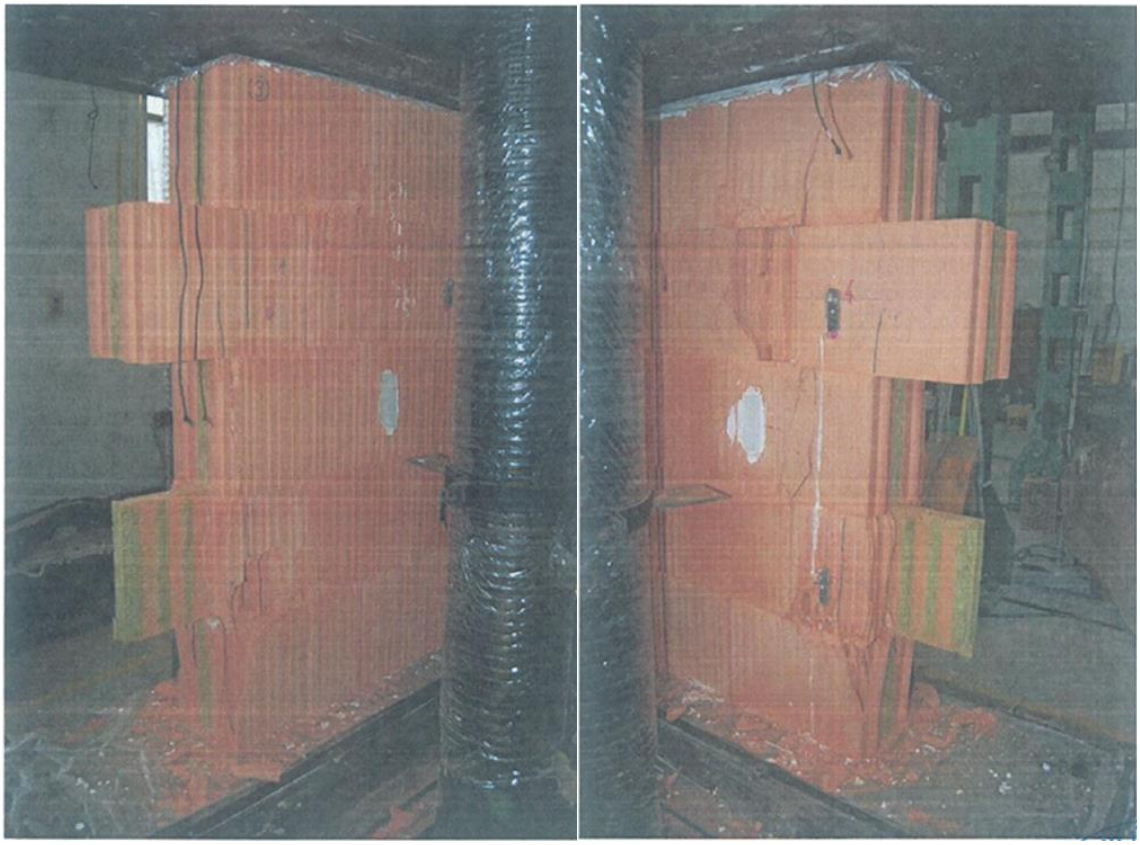
Obr. 6.4: Závislost napětí a přetvoření zkušebního vzorku 3 EN



Obr. 6.5: Porušení vzorku 1 EN po konci zkoušky



Obr. 6.6: Porušení vzorku 2 EN po konci zkoušky



Obr. 6.7: Porušení vzorku 3 EN po konci zkoušky

6.3.3 Zhodnocení

Vzorky 1 EN a 2 EN vykazovaly podobnou únosnost. Svislé snímače na obou površích zaznamenaly rozdílné přetvoření, které je pravděpodobně způsobeno excentrickým umístěním stěny a nepřesným zděním vzorku ve zkušebně a tím i excentrickým zatěžováním. Vliv rozdílných přetvoření na výsledky zkoušky je zanedbatelný. Vzorek 3 EN vykazoval výrazně vyšší únosnost a svislé monitory na jednotlivých stranách vzorku zaznamenaly shodné přetvoření. Všechny vzorky se opticky porušily ve střední části v krajních oblastech. Došlo také k odpadnutí nezatížených převislých vrstev vzorků. U žádného vzorku nedošlo ke ztrátě stability a k oddělení keramické části od akustické izolace.

6.4 Zkoušky jednostranně zatížených vzorků

6.4.1 Postup zatěžování

Výrobcem byly vyzděny dva zkušební vzorky (4 EN a 5 EN). Vzorky byly umístěny do lisu s osazenými svislými základnami délky 500 mm (viz Obr. 6.1). Vzorky byly vystředěny a zatěžovány tak, aby vystředění bylo vztaženo k jedné stěně tvarovky tloušťky 85 mm a zatěžovalo se rychlostí 10 kN/min. Postupně byly automaticky odečítány deformace s přesností 0,001 mm a zkoušky byly ukončeny po dosažení únosnosti. Zkoušky proběhly 12. 5. 2017 – 19. 5. 2017 [2].

6.4.2 Způsob vyhodnocení zkoušek

Vyhodnocení pevností zdiva v tlaku a modulů pružnosti byly provedeny dle čl. 9 ČSN EN1052-1. Průměrné a charakteristické pevnosti zdiva byly vypočteny podle čl. 10 ČSN EN 1052-1. Průměrné moduly pružnosti zdiva v tlaku byly vypočteny dle čl. 10 ČSN EN 1052-1.

Označení vzorku	**Průměrná tlačená plocha A [mm^2]**	**Maximální zatížení F_{max} [kN]**	**Zatížení při zjištění první trhliny [kN]**
4 EN	55610	520	500
5 EN	55693	350	350

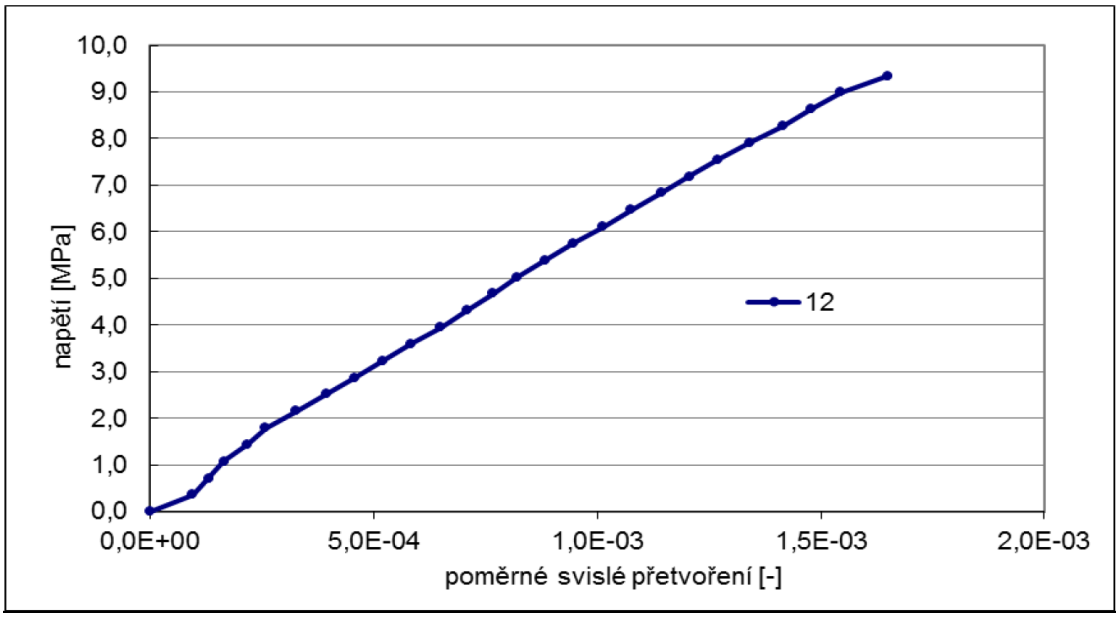
Tab. 6.4: Vyhodnocení pevnosti zdiva v tlaku

Označení vzorku	**Pevnost v tlaku f jednotlivá [N/mm^2]**	**Pevnost v tlaku f průměrná [N/mm^2]**	**Pevnost v tlaku charakteristická f_k [N/mm^2]**	**Napětí při zjištění první trhliny [N/mm^2]**
4 EN	9,4	7,9	6,5	9,0
5 EN	6,3			6,3

Tab. 6.5: Vyhodnocení pevnosti zdiva v tlaku

Označení vzorku	**$F_{max}/3$ [kN]**	**$\varepsilon \times 10^{-4}$ [-]**	**Modul pružnosti E jednotlivě [N/mm^2]**	**Modul pružnosti E průměrný [N/mm^2]**
4 EN	173,3	5,0	-	-
5 EN	116,7	-	-	

Tab. 6.6: Vyhodnocení modulu pružnosti zdiva v tlaku



Obr. 6.8: Závislost napětí a přetvoření zkušebního vzorku 4 EN

Obr. 6.9: Porušení vzorku 4 EN po konci zkoušky

Obr. 6.10: Porušení vzorku 5 EN po konci zkoušky

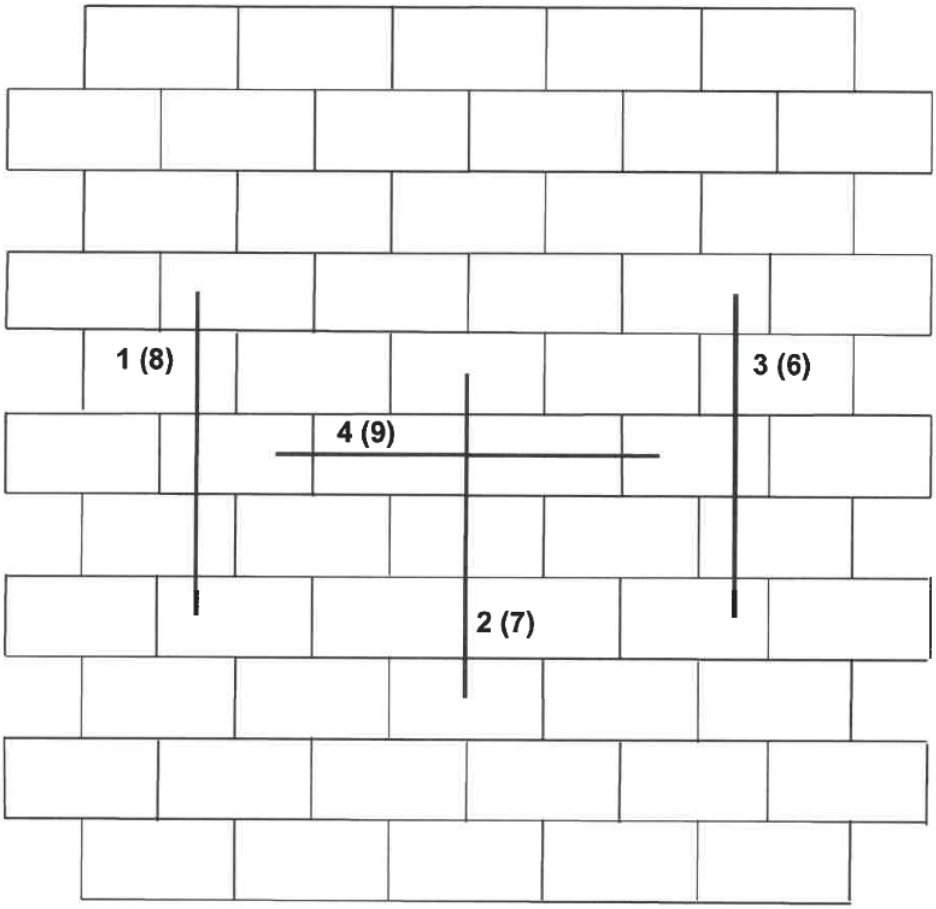
6.4.3 Zhodnocení zkoušek

Vzorek 4 EN vykazoval výrazně vyšší únosnost v porovnání se vzorkem 5 EN. Charakteristiky vzorku stěny 5 EN nebyly stanoveny z důvodu nepřesností vlivem boulení zatěžované stěny, a proto protokol neobsahuje záznam svislých přetvoření. S tímto vzorkem se dále nepočítalo, neboť nebyla k dispozici potřebná data. U zkoušených vzorků nedošlo k porušení nezatížené keramické části stěny. Z výsledků je dále patrné, že jednotlivé části bloků spolu smykově nespolupůsobí s ohledem na malou smykovou tuhost, přes kterou jsou bloky spojeny pomocí lepených spojů. Nedošlo k porušení lepeného spoje, ani ke ztrátě stability.

6.5 Zkoušky na vzorcích výšky 2,75 m

6.5.1 Popis zkušebního vzorku

Tato zkouška byla provedena na odlišném typu zdících bloků než v předchozích zkouškách normových vzorků výšky 1 m. Zkouška byla provedena na jediném vzorku zděné stěny výšky 2,75 m, šířky 1,685 m a tloušťky 0,21 m z keramických zdících prvků HELUZ AKU KOMPAKT 21 broušená o rozměrech 333 × 210 × 249 mm (popis viz kapitola 2). Vzorek byl vyzděn na tenkovrstvé polyuretanové lepidlo Tytan Professional. Vzorek stěny je poskládán z jedenácti vrstev. V každé liché vrstvě pět zdících bloků a v každé sudé vrstvě šest zdících bloků. Na celé stěně je umístěno 10 deformačních snímačů. Šest svislých základen (1, 2, 3, 6, 7 ,8) o délce 1 m, dvě vodorovné základny (4, 9) o délce 0,8 m a dva měřící body (5 a 10) pro měření vyboulení uprostřed stěny.



Obr. 6.11: Schéma zkušební stěny s osazením měřících snímačů

6.5.2 Postup zatěžování

Výrobcem byl vyzděn jeden vzorek stěny. Vzorek byl vystředěn a zatěžován rychlostí 10 kN/min. Postupně byly automaticky odečítány deformace s přesností 0,001 mm. Zkouška byla přerušena před dosažením únosnosti při zatížení 1000 kN. Důvodem byla obava z poškození snímačů při kolapsu. Snímače byly odstraněny a zkouška dále pokračovala až do kolapsu při hodnotě zatížení 2500 kN. Data ze zkoušky jsou dostupná jen do zatížení 1000 kN. Zkouška proběhla 25. 9. 2017.

6.5.3 Zkušební metody

Zkouška byla provedena dle norem ČSN 73 0212-5:1994 – Geometrická přesnost ve výstavbě. Kontrola přesnosti. Část 5: Kontrola přesnosti stavebních dílů.

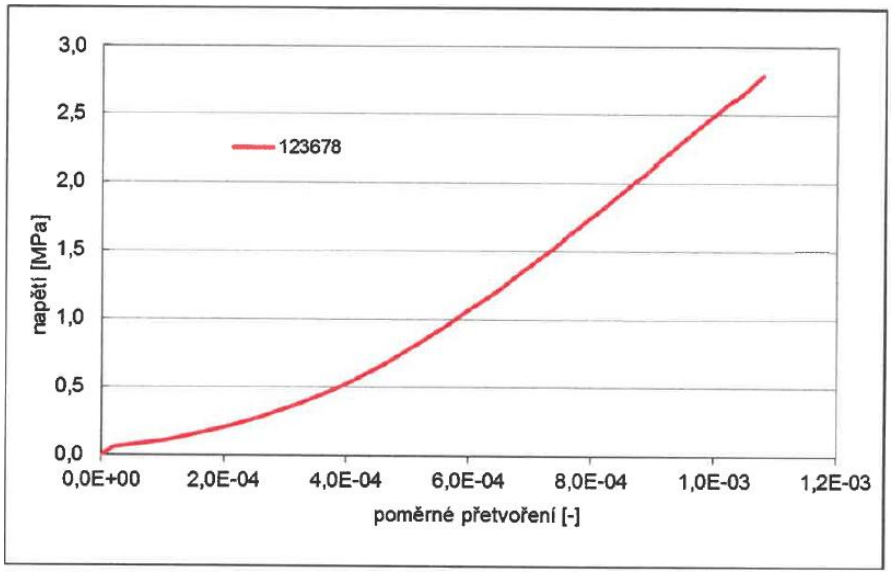
6.5.4 Výsledky

Označení vzorku	**Průměrná tlačená plocha A [mm^2]**	**Maximální zatížení F_{max} [kN]**	**Zatížení při zjištění první trhliny [kN]**
VS1	357852	2500	760

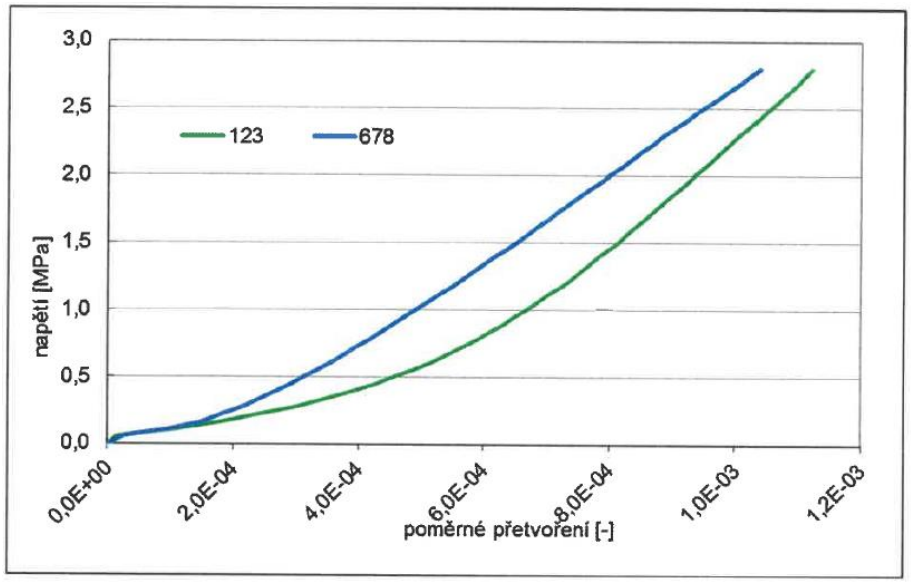
Tab. 6.7: Vyhodnocení pevnosti zdiva v tlaku

Označení vzorku	**Pevnost v tlaku f jednotlivá [N/mm^2]**	**Napětí při zjištění první trhliny [N/mm^2]**
VS1	6,99	2,12

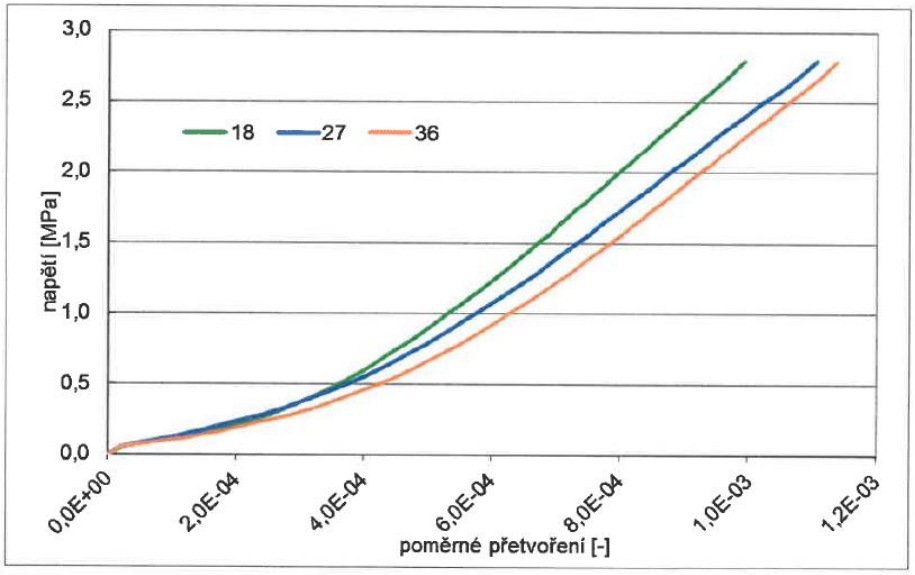
Tab. 6.8: Vyhodnocení pevnosti zdiva v tlaku



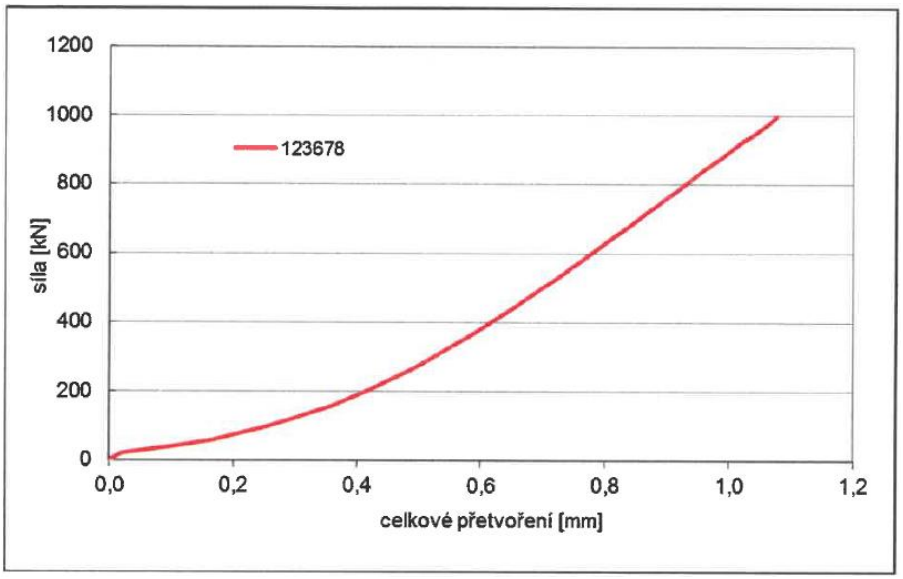
Obr. 6.12: Závislost napětí a přetvoření svislých def. snímačů (průměrná)



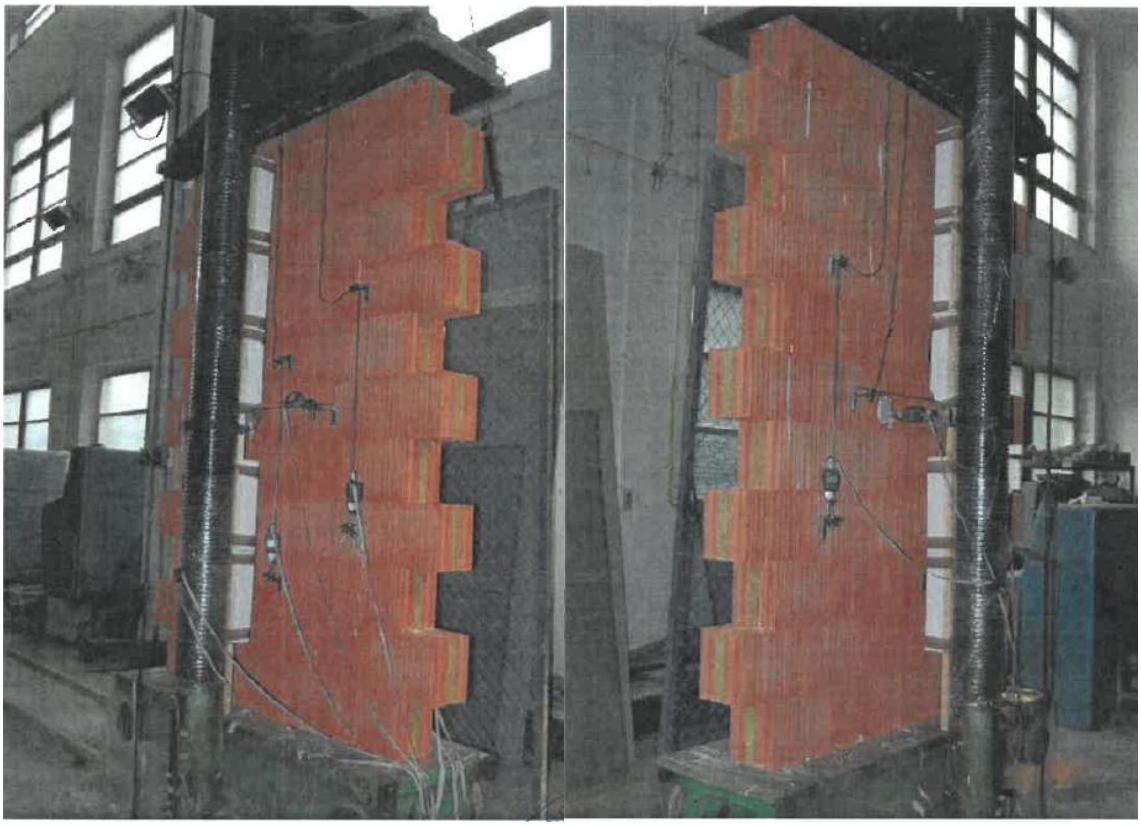
Obr. 6.13: Závislost napětí a přetvoření svislých def. snímačů průměrná pro jednotlivé strany



Obr. 6.14: Závislost napětí a přetvoření protilehlých svislých def. snímačů

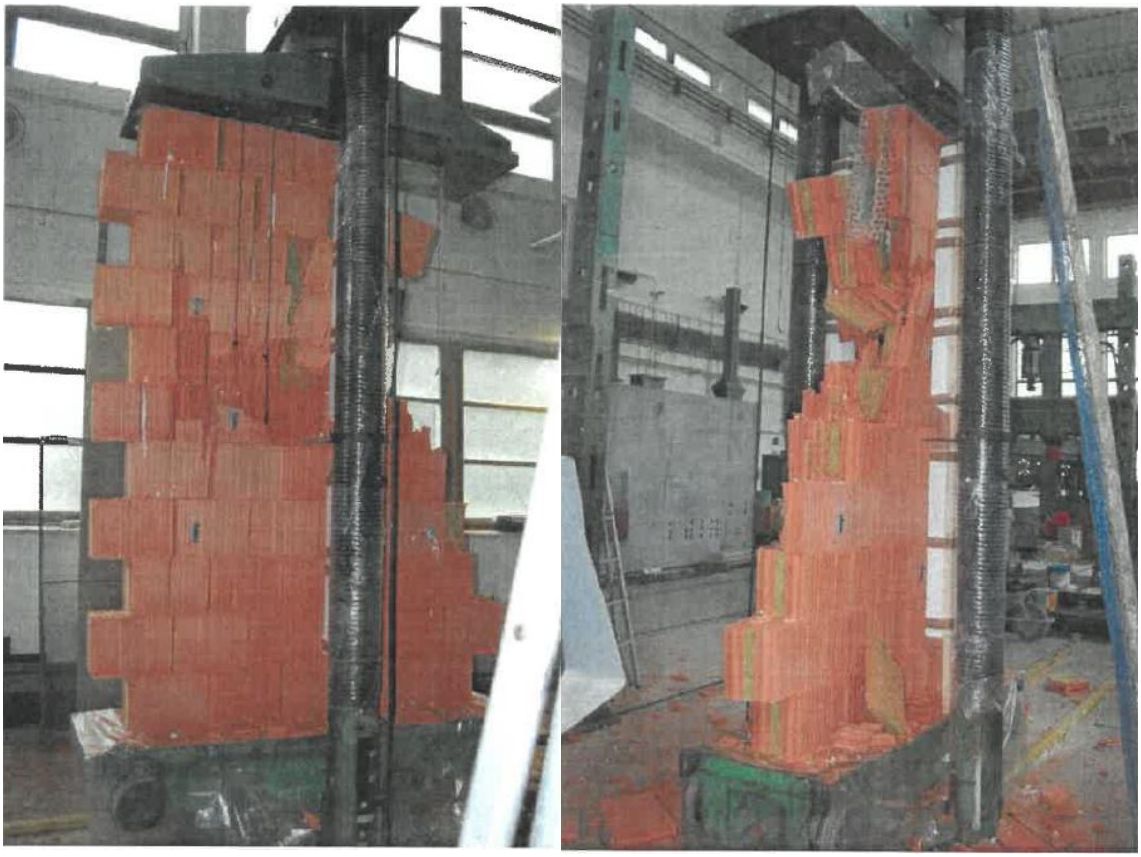


Obr. 6.15: Závislost sil a přetvoření svislých def. snímačů (průměrná)



Obr. 6.16: Vzorek VS1 před zkouškou

Obr. 6.17: Porušení vzorku VS1 po zkoušce



Obr. 6.18: Porušení vzorku VS1 po zkoušce

6.5.5 Zhodnocení výsledků

Zkoumaný vzorek se nejprve prudce porušil vlivem příčného tahu v polovině výšky a poté došlo ke zhroucení vrchní čtvrtiny vzorku. Jelikož byla zkouška přerušena předčasně, byla zachycena pouze pružná deformace stěny ve 40 % maximální únosnosti stěny. Před kolapsem nedošlo k přerušení lepeného spoje mezi keramickou částí a akustickou izolací. V průběhu ani po konci zkoušky nedošlo ke ztrátě stability a vzorek se porušil pouze vlivem překročení maximální pevnosti cihelného střepu.

7 TEORIE K SOFTWARU ATENA

7.1 Úvod

Většina obsahu této kapitoly je založena na dokumentaci od tvůrců softwaru Atena [14], [15], [16]. Jako prostředkem k analýze chování zděné stěny z bloků HELUZ AKU KOMPAKT bude použit software Atena Science od společnosti Červenka Consulting s.r.o. Tato kapitola má za cíl popsat základní principy programu a princip metody konečných prvků (MKP).

7.2 Metoda konečných prvků

7.2.1 Úvod

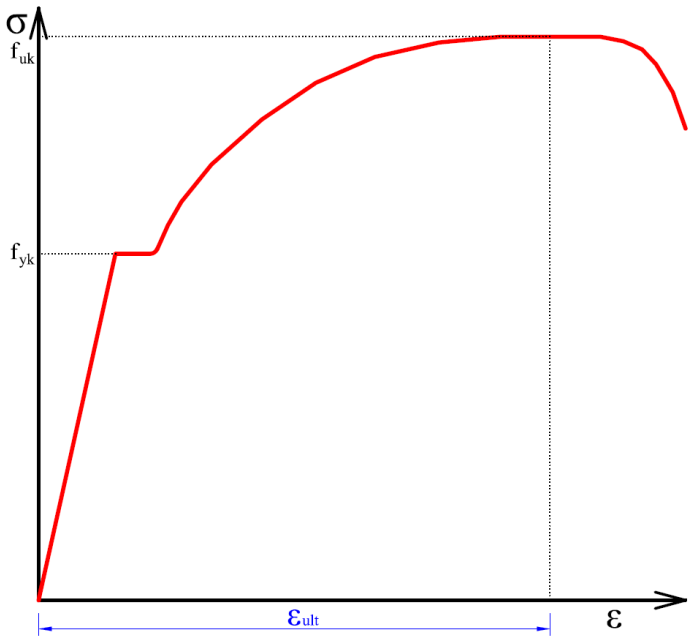
Nejjednodušší formulace MKP jsou dány těmito předpoklady: Konstitutivní rovnice jsou lineární – odvozeny z Hookova zákona. Geometrické rovnice jsou lineární a zanedbávají se změny tvaru a pozice modelu. Okrajové podmínky a zatěžovací podmínky jsou neměnné po celou dobu analýzy bez ohledu na čas nebo deformace. Lineární formulace mohou být použity pro modely, ve kterých se neočekává dosažení meze únosnosti (obvykle do 50 % maximální únosnosti). Tento předpoklad záleží na typu materiálu (např. guma se musí vždy považovat za nelineární materiál) a účelu analýzy (pro vyšetřování celkového chování modelu může být dostačující lineární formulace, avšak pro popis dílčích detailů může být nutná přesnější nelineární formulace).

Geometrické rovnice se dají považovat za lineární v případě, že deformace jsou oproti rozměrům prvku velmi malé. Tento předpoklad musí být splněn jak pro celý prvek, tak i jeho části. Tyto podmínky poté umožní sestavit geometrické rovnice zatíženého prvku s geometrií prvku před zatížením.

7.2.2 Nelineární analýza

Nelineární analýza se na rozdíl od lineární analýzy zabývá chováním materiálů a prvků, u kterých se deformace zvyšuje neúměrně s rostoucím napětím, respektive silou. Nelineární analýzou lze takto popsat plastické chování materiálu, vznik trhlin v materiálu nebo i například ztrátu předpětí železobetonového prvku vlivem dotvarování. Nelinearity nemusí být na zkoumaném prvku pouze materiálové, ale také geometrické, nelineární zvyšování sil, zvyšování teploty a další okrajové podmínky.

Příkladem nelineárního materiálového chování může být běžná ocel. Na Obr. 7.1 je patrná lineární část pracovního diagramu, která probíhá od počátku zatěžování až po tzv. mez kluzu oceli f_{yk}. Pro tuto část dostačuje lineární analýza. Po překročení meze kluzu se ocel přetváří neúměrně více oproti nárůstku síly. Průběh za mezí kluzu je nutné analyzovat nelineárně.



Obr. 7.1: Deformační diagram oceli

Nelineární analýzu lze zatřídit dle typu nelineárního chování:

a) S nelineárním chováním je nutné počítat například v případě betonu. Pro železobetonové konstrukce při výpočtu mezního stavu použitelnosti (MSP) jsou přísná omezení průhybů, deformací a trhlin, které mají vliv na životnost konstrukce. Proto je nutné zohlednit velmi malou tahovou pevnost betonu (obvykle 1/10 pevnosti v tlaku), aby se na konstrukci vytvořily trhliny o skutečné šířce a bylo možné výslednou deformovanou konstrukci posoudit. V takovém případě hovoříme o materiálové (fyzikální) nelinearitě.

b) Deformace (buď posuny nebo posuny a pootočení) jsou tak veliké, že se musí do rovnic rovnováhy zahrnout deformovaný tvar konstrukce. Relativní přetvoření jsou stále velmi malá a je nutné použít geometrické rovnice včetně kvadratických členů s lineárními konstitutivními rovnicemi. Tento princip (nelineárních analýz) zahrnuje většinu stabilitních problémů. V takovém případě hovoříme o geometrické nelinearitě.

c) S užitím nelineárních jak materiálových, tak geometrických rovnic (kombinovaná nelinearita). Při analýze modelů v běžných případech není možné aplikovat plné zatížení v jednom kroku, a proto se zatížení rozdělí na přírůstky zatížení aplikované v časových úsecích. Tento obecný přístup je nejpřesnější, ale také nejkomplikovanější.

Obecně jsou dvě základní možnosti, jak formulovat chování konstrukce v závislosti na jejím deformovaném tvaru:

- Lagrangeova formulace

Zajímá se o chování nekonečně malých objemů (*dV*), jejichž velikost kolísá v závislosti na velikosti vneseného zatížení a velikosti deformací. Tato metoda se často užívá ve stavebnictví. Užívají se dvě různé formulace:

Totální Lagrangeova formulace (*Total Lagrangian formulation-TL*). Tato formulace zahrnuje nedeformovanou konstrukci v čase $t = 0$.

Upravená Lagrangerova formulace (*Updated Lagrangian-UL*). V této formulaci se zahrnují předešlé deformace v čase $t = t_n$. Program Atena užívá tuto formulaci.

- Eulerovy formulace

Slouží ke sledování proudění (kapalin, plynů) prostředím s neměnným objemem.

7.2.3 Obecná formulace problému

Obecná analýza konstrukce zahrnuje aplikaci mnoha malých přírůstků zatížení. Pro každý přírůstek je provedena iterace řešení a je získána odezva konstrukce na konci tohoto přírůstku. Začátek zatěžování se značí t a konec zatěžování se značí $t + \Delta t$. Proces zatěžování se opakuje tak dlouho, jak je to potřeba.

Jednou z hlavních metod pro stanovení rovnic je využití principu virtuálních prací ve třech základních variantách:

- Princip virtuálních posunů
- Princip virtuálních sil
- Clapeyronův zákon divergence

Užití zákonů virtuálních prací umožňuje odvodit několik různých variací principů užívaných v lineárních analýzách, tj. Lagrangeův princip, Clapeyronův princip, Helliner-Reissnerův princip, Hu-Washizův princip atd. Tyto principy se používají k sestavení rovnic rovnováhy k získání hodnot deformací pomocí metody konečných prvků.

7.3 Materiálové modely

7.3.1 Úvod

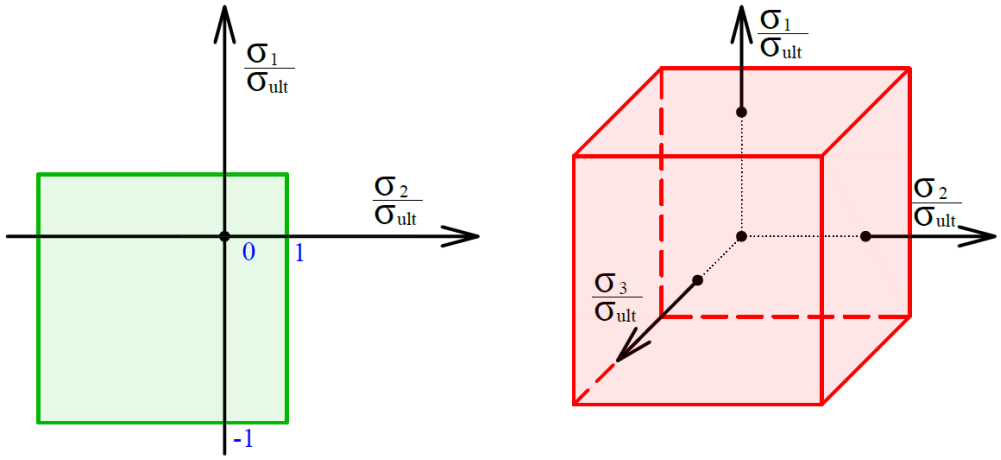
Materiálové modely slouží k popisu chování různých materiálů vlivem aplikované síly a deformace. Materiálový model v softwaru založeném na MKP obsahuje pracovní diagram materiálu a veškeré materiálové parametry popisující vlastnosti jako např. pevnost v tlaku f_c a v tahu f_t, modul pružnosti v tahu E, modul pružnosti ve smyku G, Poissonovo číslo ν, teplotní roztažnost α apod. V následující kapitole bude popsán princip materiálového modelu CC3DNonLinCementitious v programu Atena, který bude použit k simulaci keramického materiálu pro analýzu zděné stěny.

7.3.2 CC3DNonLinCementitious

Jedná se o lomově plastický model (*Fracture-plastic model*), který kombinuje chování tahové (trhliny) a tlakové (plasticita, drcení betonu). Model je založen na klasické ortotropické formulaci s rozetřenými trhlinami (*classical orthotropic smeared crack formulation*) a konceptu pásu trhlin (též označovaného lokalizační pás). Model v tahové oblasti využívá Rankinova kritéra porušení. Může se použít za předpokladu proměnného nebo stálého sklonu trhlin (*rotated and fixed crack model*). Popis chování v tlaku je založen na Menétrey-Willamově modelu porušení. Algoritmus programu zvládne i případy, které zahrnují porušení v obou módech (tlakový i tahový) i s fyzickými změnami jako je uzavírání trhlin.

7.3.3 Rankinovo kritérium porušení

Rankinovo kritérium porušení (*Rankine failure criterion, maximum normal (principal) stress theory*) je teorie vytvořená skotským matematikem Williamem Johnem Macquornem Rankinem v polovině 19. století. Tato teorie říká, že křehký materiál se poruší, když tahové napětí na prvku překročí pevnost materiálu. Tato teorie je vhodná pro křehké materiály jako je například beton nebo keramické materiály (cihla) apod. Na Obr. 7.2 je vidět grafické znázornění porušení materiálu v rovině (2D) nebo v prostoru (3D). Když poměr hlavních napětí (σ_1, σ_2 a v prostoru σ_3) a mezního napětí (σ_{ult}) překročí hodnotu 1, materiál se poruší [17], [18], [19].



Obr. 7.2: Znázornění Rankinova modelu porušení materiálu ve 2D a 3D

7.3.4 Menétrey-Willam (Triaxial failure criterion)

Teorie popsaná v roce 1995 švýcarským inženýrem Philippem Menétreyem a americkým profesorem Kasparem J. Willamem. Model je založen na předpokladu izotropního materiálu. Na rozdíl od Rankinovy teorie popisuje plastické chování. Mez porušení je popsána funkcí založenou na třech invariantech I1, J2 a J3 napětí [20], [21].

Pro geometrické zobrazení se zavedou Haigh-Westergaardovy válcové souřadnice:

$$\xi = \frac{1}{\sqrt{3}} I_1; \qquad \rho = \sqrt{2J_2}; \qquad \theta = \frac{1}{3}\cos^{-1}\left(\frac{3\sqrt{3}J_3}{2J_2^{\frac{3}{2}}}\right) \tag{7.1}$$

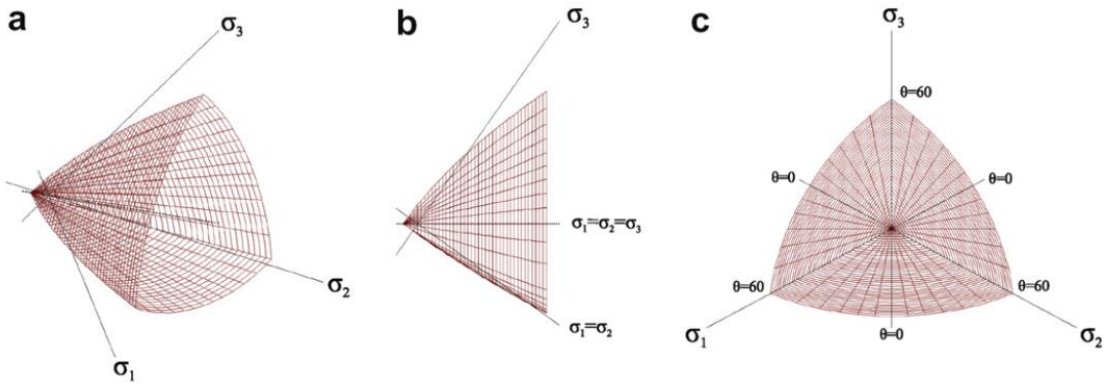
Zápis Menétrey-Willamovy funkce porušení:

$$\varphi(\xi, \rho, \theta) = (A\rho)^2 + m[B\rho r(\theta, e) + C\xi] - c \tag{7.2}$$

Kde:

A, B, C, m, e	–	označují materiálové parametry
c	–	je parametr izotropického zpevnění
r	–	označuje Klisinskiho eliptickou funkci

Kombinací Menétrey-Willam, Klisinskiho funkce a válcových souřadnic vznikne prostorová plocha vymezující plastickou únosnost materiálu viz Obr. 7.3.



Obr. 7.3: Plocha vymezující únosnost prvku dle Menétrey-Willamovy teorie [20]

7.4 Interface

Interface slouží k simulaci kontaktů mezi dvěma povrchy různých materiálů (např. simulace spoje povrchů různě starých betonů nebo kontaktu cihla-malta apod.). Interface je založen na Mohr-Coulombově kritériu tahového porušení. Model je dán maticovou rovnicí (7.3), kde vektor nalevo představuje napětí, napravo je matice tuhosti a vektor posunů. V případě rovinného interface (2D) druhý sloupec a řádek vypadnou. [14], [16].

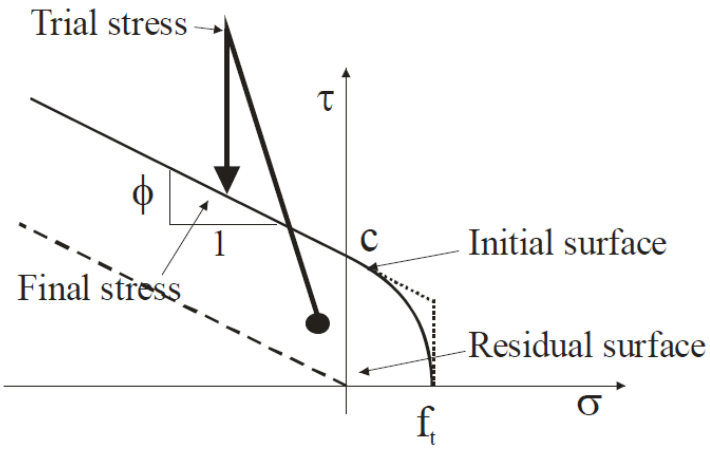
$$\begin{Bmatrix}\tau_1\\ \tau_2\\ \sigma\end{Bmatrix} = \begin{bmatrix}K_{tt} & 0 & 0\\ 0 & K_{tt} & 0\\ 0 & 0 & K_{nn}\end{bmatrix} \begin{Bmatrix}\Delta v_1\\ \Delta v_2\\ \Delta \mathrm{u}\end{Bmatrix} \tag{7.3}$$

Plocha porušení (viz Obr. 7.4*)* vyjadřuje závislost mezi normálovým napětím působícím kolmo ke styčné ploše a smykovou únosností styčných ploch. Pro tlakové normálové napětí je závislost lineární, přičemž konstantou úměrnosti je součinitel tření φ. Smyková únosnost styku při nulovém normálovém přitížení se nazývá soudržnost c. Pokud ve kterémkoliv okamžiku dojde k překročení smykové únosnosti plochy, klesá soudržnost na nulu a závislost mezi normálovým napětím a smykovou únosností přechází v reziduální plochu. V tahové oblasti má kritérium porušení tvar elipsoidu, který je definován soudržností a tahovou pevností při nulovém smykovém napětí f_t.

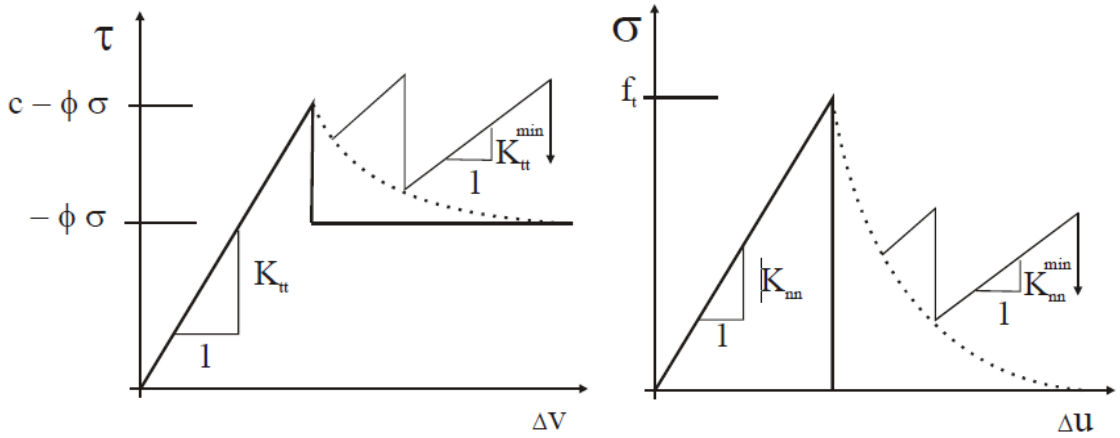
Parametry pro výpočet musí být vždy větší než nula. V případě nulové tahové pevnosti nebo soudržnosti materiálu je nutné zadat alespoň velmi malé hodnoty, aby byla zachována numerická stabilita výpočtu.

$$f_t < \frac{c}{\varphi};\ f_t < c \tag{7.4}$$

$$c > 0;\ f_t > 0;\ \varphi > 0 \tag{7.5}$$



Obr. 7.4: Průběh selhání povrchu pro interface [14]



Obr. 7.5: Běžné chování interface ve smyku a v tahu [14]

Veličiny K_{nn} a K_{tt} označují počáteční normálové a smykové tuhosti, které se stanoví z Youngova modulu pružnosti E, smykového modulu pružnosti G a tloušťky interface t. Interface může například nahrazovat maltu mezi cihlami.

Obecné stanovení tuhostí:

$$K_{nn} = \frac{E}{t};\ K_{tt} = \frac{G}{t} \tag{7.6}$$

Běžně se pro stanovení počáteční tuhosti doporučuje vycházet z velikosti elementu sítě MKP.

Odhad tuhostí by měl ležet v rozmezí:

$$\frac{E_{nižší}}{velikost_elementu} \leq (K_{nn}; K_{tt}) \leq \frac{E_{vyšší}}{velikost_elementu} \cdot 1000 \tag{7.7}$$

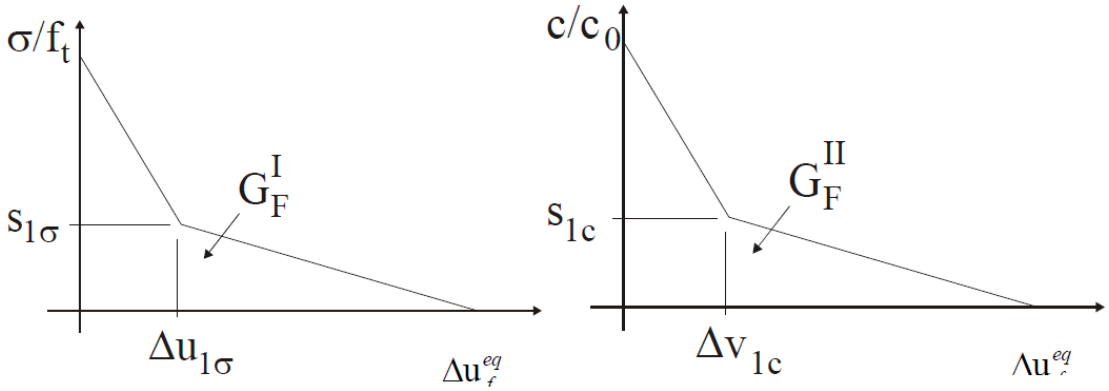
Kde $E_{nižší}$ a $E_{vyšší}$ jsou moduly pružnosti spojovaných materiálů (méně tuhého a více tuhého). Jako počáteční odhad lze použít hodnotu:

$$(K_{nn}; K_{tt}) = \frac{E_{vyšší}}{velikost_elementu} \cdot 10 \tag{7.8}$$

K výpočtu v programu je ještě nutné stanovit minimální tuhosti K_{nn}^{min} a K_{tt}^{min}, které zajistí pozitivní definitnost globálního systému rovnic po překroční únosnosti interface. Teoreticky po porušení interface by měly být nulové tuhosti, ale tím by byla globální tuhost neurčitá. Minimální tuhosti by proto měly být přibližně sto až tisíckrát menší než počáteční.

Takto je možné definovat deformační diagramy pro tahové a smykové změkčování. Na Obr. 7.6 je možné vidět příklad diagramu průběhu změkčování. Veličina G_F označuje energii potřebnou k vytvoření trhliny, f_t označuje tahovou pevnost. Bod porušení může být stanoven dle vztahu vytvořeného Bruehwilerem a Wittmanem z roku 1990.

$$s_1 = \frac{f_t}{4}; \qquad \nu_1 = 0{,}75 \cdot \frac{G_F}{f_t} \tag{7.9}$$



Obr. 7.6: Příklady změkčování pro tah a soudržnost [14]

Díky tomuto přístupu se při snižování smykové pevnosti snižuje i tahová pevnost a naopak. Změkčování je naznačeno tečkovaně na Obr. 7.5. Ve výchozím nastavení bez změkčování (plná čára) se interface chová jako křehký materiál, u kterého tahové napětí po překročení tahové pevnosti okamžitě klesá k nule a smykové napětí po překročení soudržnosti klesá na hodnotu residuálního smykového napětí.

7.5 Řešiče nelineárních rovnic

7.5.1 Úvod

Nedílnou součástí výpočtu MKP jsou řešiče, které vyřeší soustavu mnoha stovek až tisíců rovnic. Atena obsahuje několik různých metod řešení soustav rovnic, ale všechny metody řeší algebraické rovnice ve tvaru $Ax = b$, kde A, x, b jsou obecně matice tuhosti a vektory definující okrajové podmínky a neznámé veličiny. [14]

7.5.2 Lineární řešiče

Atena podporuje dva typy řešičů:

- Přímé řešiče
  se hodí spíše na řešení menších konstrukcí a zajišťují lépe podmíněné rovnice. Patří sem například řešiče založené na Choleskyho dekompozici. Dobrou řešitelnost rovnic zajišťuje trojúhelníkový tvar matice.
- Iterativní řešiče
  jsou efektivnější k řešení velkých prostorových konstrukcí.

7.5.3 Newton-Raphsonova metoda

Jedná se o základní metodu řešení MKP, která je nejvhodnější pro většinu úloh. Metoda pracuje na principu přidávání shodných přírůstků zatížení s iterací přetvoření, dokud není dosaženo uspokojivé rovnováhy sil dle nastavených tolerancí. Hodí se například v případech, kde je nutné dodržet přesný přírůstek zatížení (např. k simulaci zatěžování konstrukce v laboratoři). Tímto způsobem je možné uvažovat vnější síly, teplotní zatížení, smršťování a předpínání. N-R metoda se však nehodí pro zjišťování maximální únosností. [14], [15].

7.5.3.1 Plná Newton-Raphsonova metoda (*Full Newton-Raphson Method*)

počítá přírůstky deformací dle tohoto vztahu:

$$\boldsymbol{K}(\vec{p})\Delta\vec{p} = \vec{q} - f(\vec{p}) \tag{7.10}$$

Kde:

$\vec{q}$ – je vektor celkového vneseného zatížení v uzlech

$f(\vec{p})$ – je vektor vnitřních sil v uzlech

$\Delta\vec{p}$ – je přírůstek deformace vzniknuvší z přírůstku zatížení

$\vec{p}$ – jsou deformace před vnesením přírůstku zatížení

$\boldsymbol{K}(\vec{p})$ – je matice tuhosti, vztahující přírůstky zatížení k přírůstkům deformace

Pravá strana představuje nevyvážené síly během přírůstku zatížení, tj. celkové zatížení po vnesení přírůstku zatížení mínus vnitřní síly na konci předchozího zatěžovacího kroku. Obecně je matice tuhosti závislá na deformaci, tzn. je funkcí *p*, avšak tato skutečnost se v rámci jednoho zatěžovacího kroku běžně zanedbává, aby byla zachována linearita výpočtu. V případě matice tuhosti se funkce *p* vypočítá na základě hodnoty před zavedením přírůstku zatížení.

V případě nelineárních vlastností vnitřních sil lze soustavu nelineární rovnic zapsat jako:

$$f(k\vec{p}) \neq kf(\vec{p}) \tag{7.11}$$

A tím nelineární matice tuhosti je:

$$\boldsymbol{K}(\vec{p}) \neq \boldsymbol{K}(\vec{p} + \Delta\vec{p}) \tag{7.12}$$

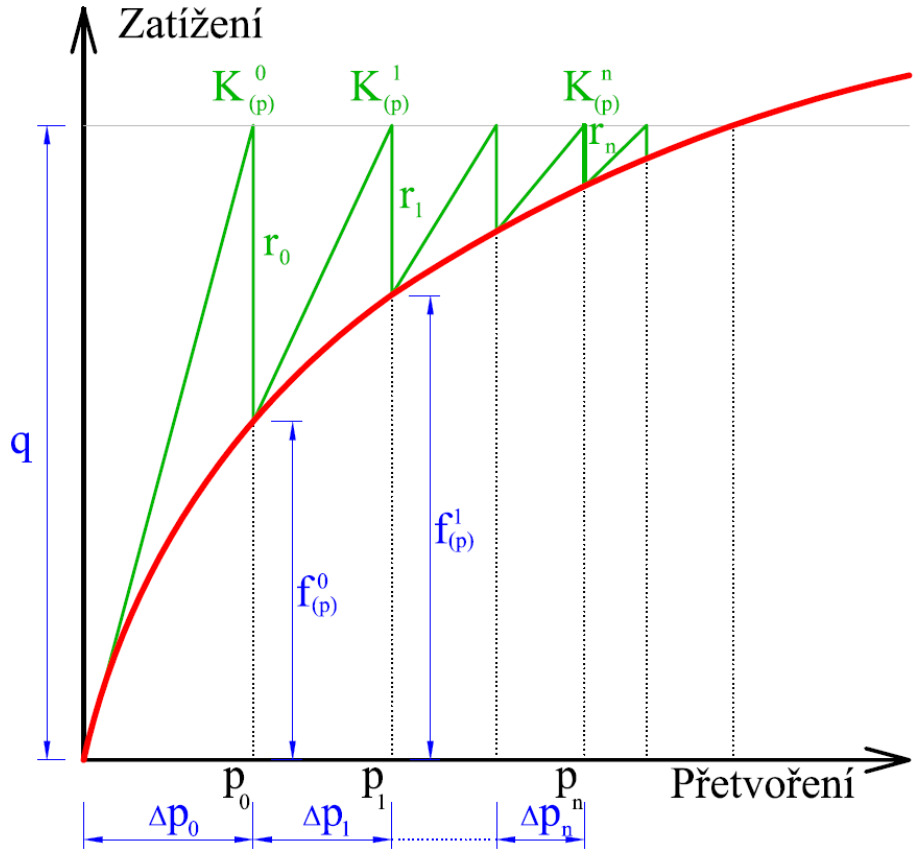
Kde: *k* je libovolná konstanta

Rovnice reprezentují matematický popis chování konstrukce během jednoho kroku řešení. Po přepsání na i-tý krok iterace dostaneme:

$$K(\overrightarrow{p_{i-1}})\Delta p_i = \vec{q} - f(\overrightarrow{p_{i-1}}) \tag{7.13}$$

Všechny veličiny pro (*i-1*) iterací byly spočítány v průběhu předchozích kroků řešení. Nyní je potřeba vyřešit i-tou iteraci pro vektor p při úrovni zatížení $\vec{q}$:

$$\overrightarrow{p_i} = \overrightarrow{p_{i-1}} + \Delta\overrightarrow{p_i} \tag{7.14}$$



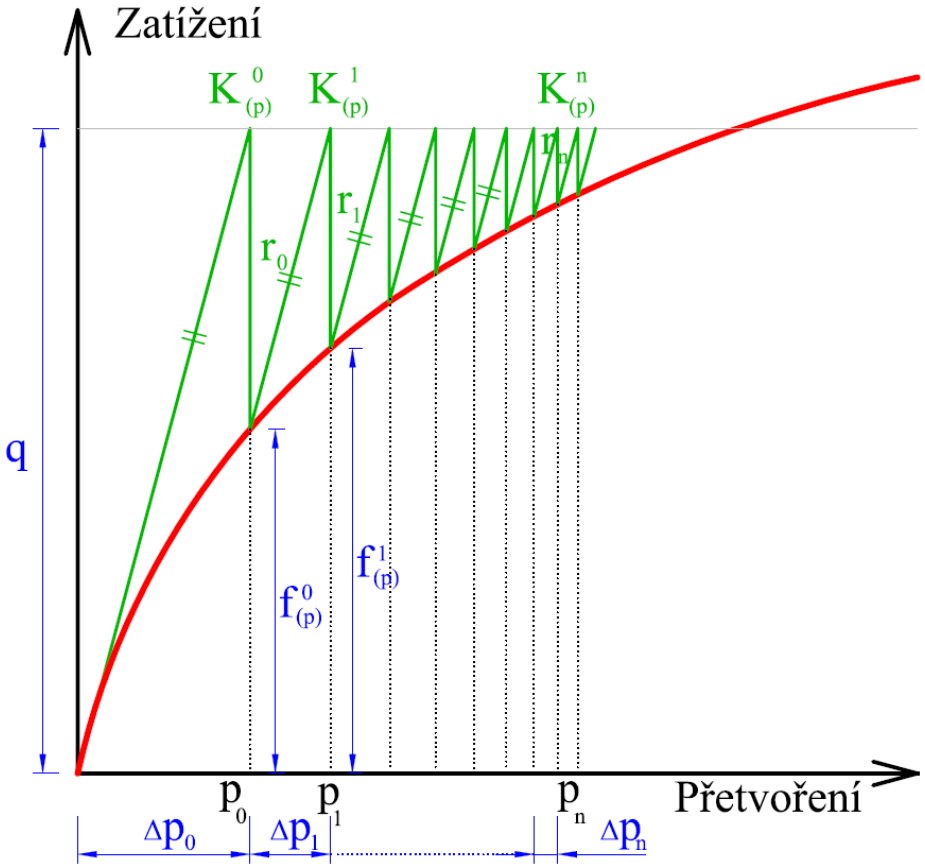
Obr. 7.7: Princip průběhu iterací plné Newton-Raphsonovy metody

7.5.3.2 Modifikovaná Newton-Raphsonova metoda (*Modified Newton-Raphson Method*)

Přepočet matice tuhosti $\boldsymbol{K}(\overrightarrow{p_{\iota-1}})$ v každé iteraci zabere většinu času potřebného pro řešení. Toto však není nutné v mnoha případech provádět, a proto lze využít matici $\boldsymbol{K}(\overrightarrow{p_0})$ z první iterace. Tento přístup se nazývá modifikovaná Newton-Raphsonova metoda. Metoda má za následek výrazné zkrácení času, ale za cenu horšího konvergování řešení. Pro matici tuhosti modifikované Newton-Raphsonovy metody platí:

$$\boldsymbol{K}(\overrightarrow{p_{\iota-1}}) \cong \boldsymbol{K}(\overrightarrow{p_0}) \tag{7.15}$$

Na Obr. 7.7 a Obr. 7.8 je možné vidět, že modifikovaná Newton-Raphsonova metoda konverguje mnohem pomaleji než plná. Avšak jednotlivé iterace jsou méně náročné na čas výpočtu, protože matice tuhosti se při výpočtu sestaví a eliminuje pouze jednou. V praxi se kombinací obou metod dosáhne nejlepších výsledků. Obvykle je doporučováno začít plnou Newton-Raphsonovou metodou a v místě extrémů přejít na modifikovanou metodu, aby se předešlo divergenci.



Obr. 7.8: Princip průběhu iterací modifikované Newton-Raphsonovy metody

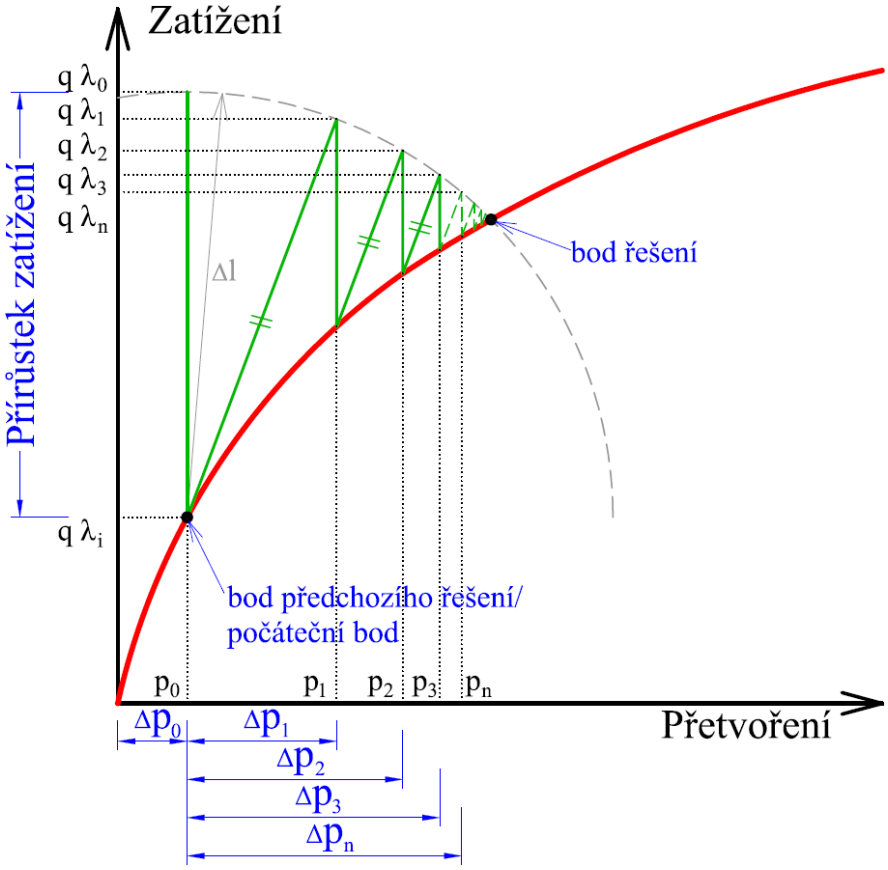
7.5.4 Metoda délky oblouku

Metoda délky oblouku (Arc-length method, Modifikovaná Riksova metoda), vyvinutá v sedmdesátých letech dvacátého století Eduardem Riksem a Geraldem A. Wempnerem, slouží k výpočtu a řešení konstrukcí s geometrickou, ale i materiálovou nelinearitou. Vyznačuje se výbornou efektivností s dobrými výsledky i v případech, kde Newton-Raphsonova metoda obvykle selhává. V softwaru Atena se tento přístup užívá ve statických výpočtech v modulu CCStructures.

Na rozdíl od Newton-Raphsonovy metody se iterují jak přírůstky přetvoření, tak přírůstky sil. Z matematického hlediska je proto nutné přidat další stupeň volnosti spojený s úrovní zatěžování, tj. řeší se *n* stupňů přetvoření a jeden stupeň zatížení. Dále se k nové neznámé proměnné ještě zavede okrajová podmínka. Nový stupeň volnosti se obvykle značí λ. Úpravou vztahu z Newton-Raphsonovy metody dostaneme:

$$K(\vec{p})\Delta\vec{p} = \lambda\vec{q} - f(\vec{p}) \tag{7.16}$$

Vektor q již v tomto případě neznačí celkové zatížení na konci kroku, ale pouze odkazuje na „typ“ aplikovaného zatížení (plošné/bodové, místo umístění zatížení). Celkové zatížení je násobek tohoto zatížení.



Obr. 7.9: Princip průběhu iterací metody délky oblouku

8 KALIBRACE MATERIÁLOVÉHO MODELU

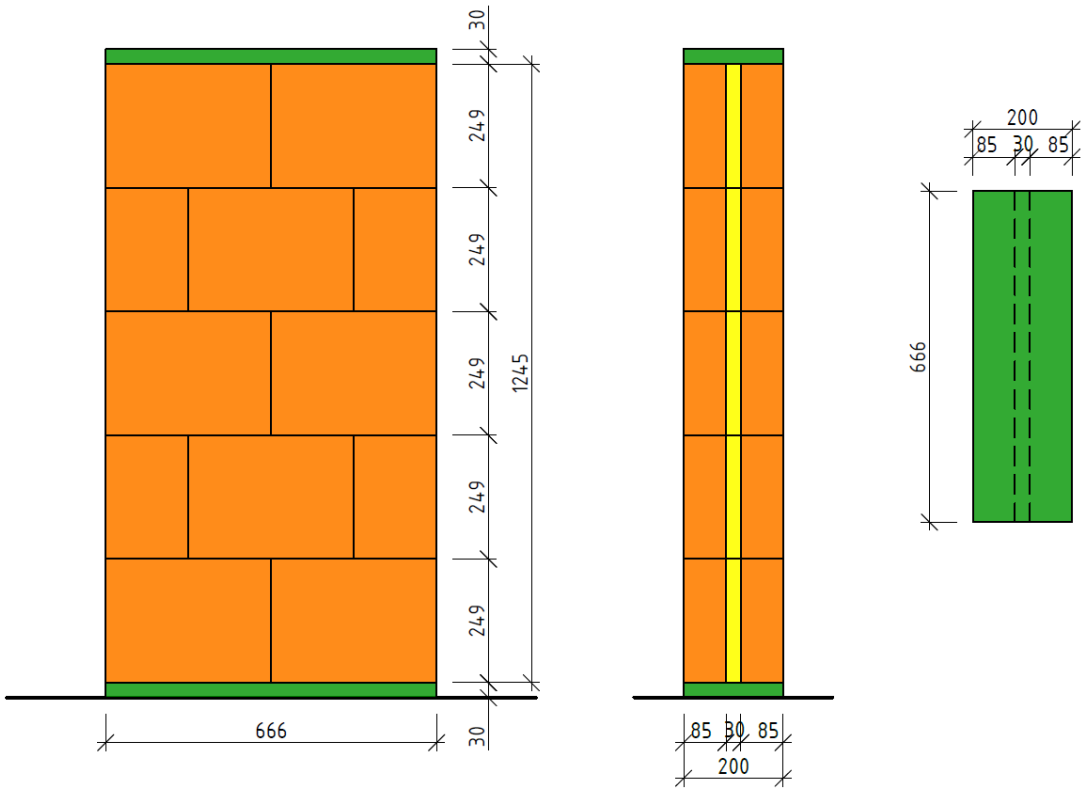
8.1 Úvod

Pro kalibraci materiálového modelu byla použita data získaná ze zkoušek normových vzorků (viz kapitoly 2 a 6). Ostatní parametry, které byly získány, jsou popsány dále v této kapitole. Výpočet byl proveden pomocí programu Atena Studio x64 ve verzi 5.4.1.15046 s aktualizovanými scripty verze 14940. Modelace a nastavení modelu proběhlo v programu GiD v.11.0.8.

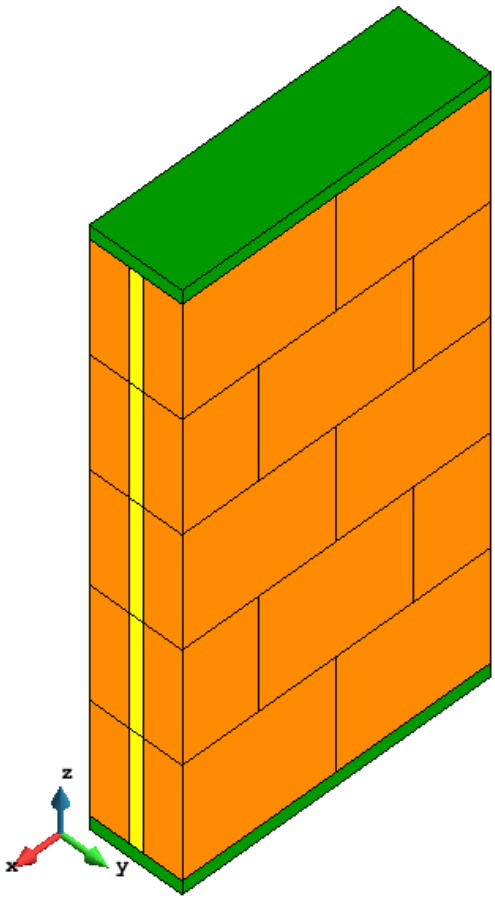
8.2 Geometrie

Byly vytvořeny dva výpočetní modely dle normových zkoušek (viz kapitola 6.2) – centrický model (*MC*) a excentrický model (*ME*). Do výpočetních modelů byly uvažovány zdící bloky HELUZ AKU KOMPAKT 20, které jsou vyzděny na polyuretanovou pěnu Tytan Professional.

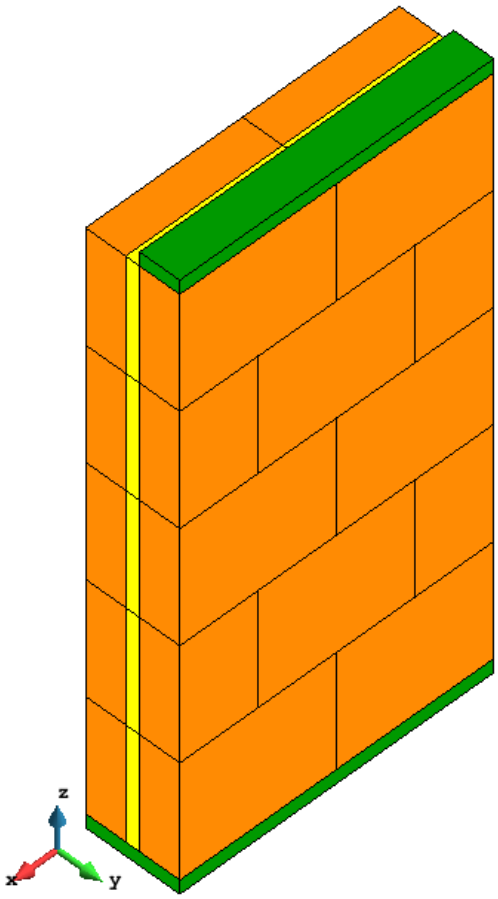
Zdící bloky jsou tvořeny dvěma keramickými částmi o rozměrech 333 × 85 × 249 mm (d × š × v). Mezi keramickými částmi je akustická izolace z minerálních vláken o tl. 30 mm, která je slepena s bloky po celé ploše. Celkové rozměry bloku jsou 333 × 200 × 249 mm. Modelované stěny jsou tvořeny pěti vrstvami zdících prvků. Liché vrstvy (1., 3., 5.) jsou tvořeny dvěma bloky a každá sudá vrstva (2. a 4.) je tvořená třemi bloky, kde pro zjednodušení výpočtu byly v modelu krajní bloky této vrstvy zkráceny na polovinu. Jednotlivé keramické části jsou modelovány zjednodušeně jako plné zdivo, tj. bez dutin. Toto opatření bylo provedeno z důvodu značného zjednodušení modelu a zkrácení výpočetního času. Keramickému materiálu proto byly přiřazeny parametry zdiva (modul pružnosti E a pevnost materiálu f_k). Na vrcholu a v patě stěny jsou ocelové desky tloušťky 30 mm o půdorysných rozměrech 666 × 200 mm, které slouží k roznosu zatížení. Pro model ME je roznášecí deska pouze na jedné keramické části, tj. 666 × 85 mm. Celková výška stěny bez ocelových desek je 1245 mm.



Obr. 8.1: Schéma rozměrů výpočetních modelů



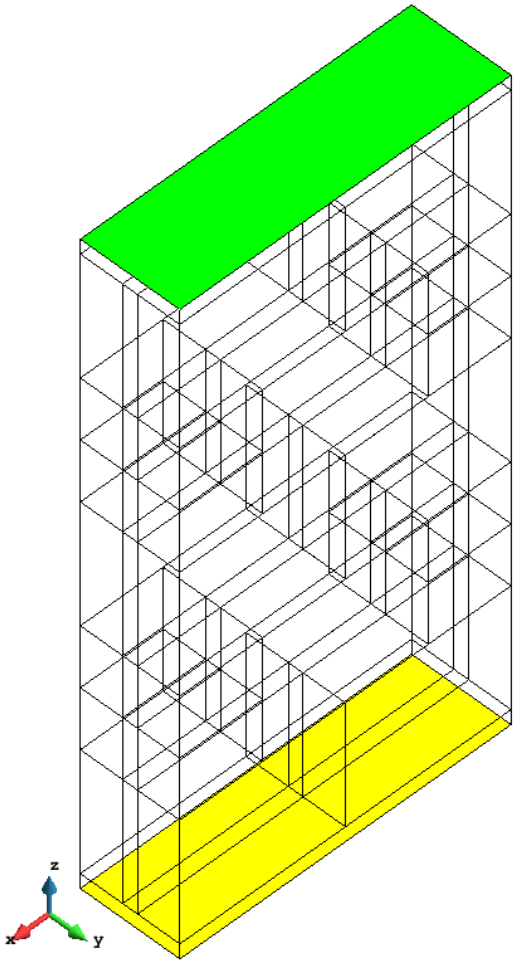
Obr. 8.2: Izometrie MC



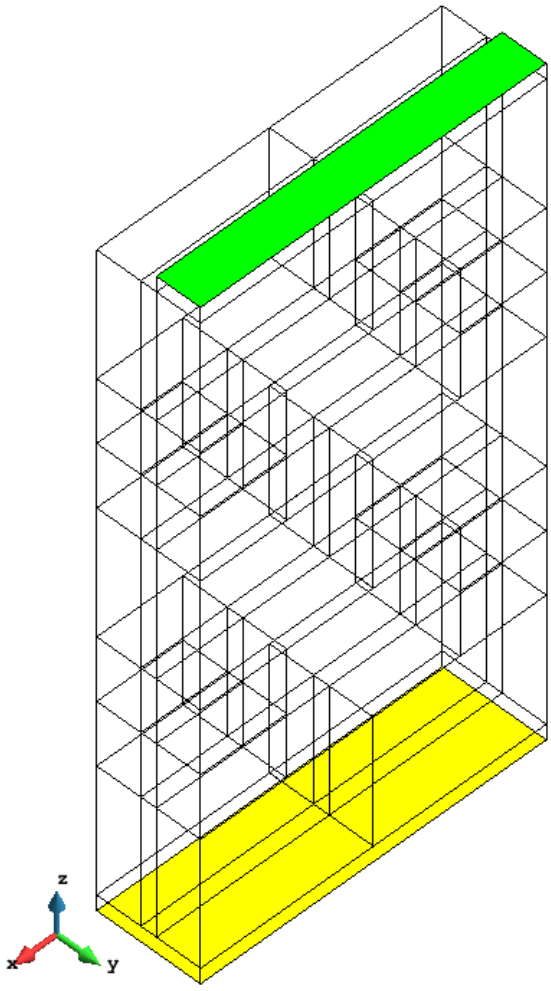
Obr. 8.3: Izometrie ME

8.2.1 Podepření modelu

Oba výpočetní modely jsou podepřeny po celé ploše spodní roznášecí desky. Posun ani pootočení není umožněn v žádném směru (x, y, z). Na horní desce byly odebrány posuny ve vodorovném směru (x a y), které simulují podepření hlavou zatěžovacího stroje. Podepřením horní zatěžovací desky modelu bylo dosaženo lepšího napodobení zkoušky. Na Obr. 8.4 a Obr. 8.5 je naznačeno podepření modelů.



Obr. 8.4: Izometrie MC s podepřením



Obr. 8.5: Izometrie ME s podepřením

8.3 Materiály

8.3.1 Keramická část bloku

Parametry keramického materiálu byly převzaty z normových zkoušek v centrickém tlaku, viz kapitoly 2 a 6. Zkouška centrickým tlakem byla provedena na třech vzorcích stěny (viz kapitola 6.3) (geometrie viz Obr. 8.1). Dále byla kalibrace modelu odladěna dle excentrické zkoušky (viz kapitola 6.4). V keramickém materiálu se uvažují geometrické nelinearity.

8.3.1.1 Modul pružnosti *E*

Nejprve byl modul pružnosti stanoven jako průměrná hodnota modulů pružnosti z protokolu. Avšak tyto moduly pružnosti z analýzy se ukázaly jako chybné (zřejmě byly počítány z počátečního průběhu přetvoření, ve kterém však ještě dosedal zatěžovací stroj na stěnu). Proto byl modul pružnosti stanoven z prostřední třetiny pracovních diagramů jako podíl změny napětí a změny přetvoření a poté zprůměrován ze tří vzorků (1 EN, 2 EN, 3 EN).

$$E_{\emptyset,centr} = \frac{E_{1EN} + E_{2EN} + E_{3EN}}{n} = \frac{4550 + 4524 + 4749}{3} = 4608\ MPa \tag{8.1}$$

Dále z excentrické zkoušky byl stejným postupem získán modul pružnosti $E_{excentr} = 5492\ MPa$, ale pouze ze vzorku 4 EN, protože vzorek 5 EN je považován za nevyhovující (neobsahuje relevantní data pro stanovení modulu pružnosti).

Výsledný modul pružnosti byl stanoven jako průměrná hodnota stanovená z centrické a excentrické zkoušky na stěnách výšky 1 m.

$$E_{\emptyset} = \frac{E_{\emptyset,centr} + E_{excentr}}{n} = \frac{4608 + 5492}{2} = 5050\ MPa \tag{8.2}$$

Pevnost zdícího prvku v tlaku byla převzata z technického listu, a nebyla nijak upravována. Dobrá shoda deformačních diagramů získaných ze zkoušek a z modelů potvrzuje správnost této volby.

8.3.1.2 Ostatní parametry keramického materiálu

Byly stanoveny pomocí uvedených zdrojů. Materiál simulující chování keramiky v programu Atena Science byl použit CC3DNonlinCementitious2.

Název	Ozn.	Hodnota	Jednotka	Zdroje
Modul pružnosti	E	5050	*MPa*	Viz výpočet
Pevnost v tlaku	f_u	15	*MPa*	Technický list [1], [2], [22]
Pevnost v tahu	f_t	1,29	*MPa*	[23]
Poissonovo číslo	μ	0,2	-	Odhad
Objemová hmotnost	g	860	kg/m^3	Technický list [1], [2], [22]
Součinitel tepelné roztažnosti	α	$5{,}9 \times 10^{-6}$	*1/K*	[24]

Tab. 8.1: Parametry keramického materiálu

8.3.2 Izolace

Izolaci tvoří minerální vlna. Parametry izolace byly získány za základě níže uvedených zdrojů. V programu Atena Science byl pro izolaci použit materiálový model Elastic 3D s upravenými parametry viz Tab. 8.2.

Název	Ozn.	Hodnota	Jednotka	Zdroje
Modul pružnosti	E	3,2	*MPa*	[25]
Pevnost v tlaku	f_{ci}	100	*kPa*	[25], [26]
Poissonovo číslo	μ	0,34	-	[27]
Objemová hmotnost	g	20	kg/m^3	[26]
Součinitel tepelné roztažnosti	α	6×10^{-6}	*1/K*	[28]

Tab. 8.2: Parametry minerální vlny

8.3.3 Roznášecí deska

Jako materiál pro roznášecí desky byl použit materiálový model Elastic 3D simulující pružný materiál – v tomto případě ocel ($E = 210\ GPa$).

8.3.4 Vodorovný interface mezi bloky

Původně byl model vytvářen s vrstvou lepidla tloušťky 1 mm, ale jelikož výsledná tloušťka prvku sítě MKP (1 mm) byla o mnoho menší než tloušťka sousedního prvku (62,25 mm) na cihle, nebylo možné úspěšně provést analýzu modelu. Proto bylo přistoupeno k použití interface, tj. simulaci chování lepeného spoje mezi keramickými částmi bloku. Interface pro modely MC a ME je naznačen na Obr. 8.7.

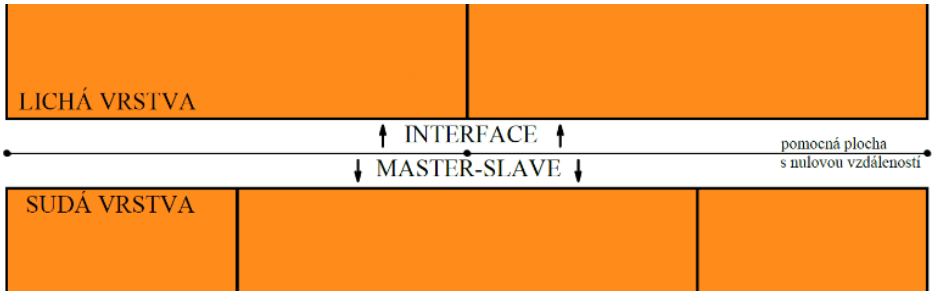
Pro interface byl použit materiálový model C3DInterface. Pevnost v tahu interface f_t nemůže přesáhnout tahovou pevnost žádného ze spojovaných materiálů. V daném případě je rozhodující tahová pevnost polyuretanu. Tahová pevnost polyuretanu zavisí na jeho objemové hmotnosti, závislost pro interval 30 – 60 kg/m^3 je uvedena v [29]. Jelikož dle [13] byla uvažována objemová hmotnost použitého lepidla Tytan Professional 26 kg/m^3, byla závislost uvedená v [29] extrapolována a byla dopočtena tahová pevnost polyuretanu $f_t = 0{,}222\ MPa$, která byla použita jako pevnost interface. Součinitel tření μ a soudržnost c byly stanoveny ze zdrojů viz Tab. 8.3. Modul pružnosti $E_{ø} = 5050\ MPa$ byl spočítán v kapitole 8.3.1. Odhad počáteční tuhosti [16]:

$$velikost_elementu = \frac{výška_cihly}{počet_elementů} = \frac{249}{4} = 62{,}25\ \text{mm} \tag{8.3}$$

$$(K_{nn}\ a\ K_{tt}) = \frac{E_{cihla}}{velikost_{elementu}} \cdot 10 = \frac{5050}{62{,}25} \cdot 10 = 811{,}245\ \frac{N}{mm^3} = 811\,245\ \frac{MN}{m^3} \tag{8.4}$$

Název	Ozn.	Hodnota	Jednotka	Zdroje
Pevnost v tahu	f_t	0,222	*MPa*	[13], [29]
Součinitel tření	μ	0,5	-	[30]
Soudržnost	c	0,3	*MPa*	[30]
Tuhost	K	811 245	*MN/m^3*	[16]

Tab. 8.3: Parametry interface mezi bloky



Obr. 8.6: Schéma principu interface mezi bloky

8.3.5 Interface mezi keramickou částí a izolací

Tahové zatížení (působící kolmo na plochu spoje) potřebné k přerušení lepeného spoje bylo stanoveno výrobcem na 20 kg. Interface pro modely MC a ME je na Obr. 8.8. Napětí (tahová pevnost) působící na ploše spoje keramické části a izolace při porušení:

$$f_t = \frac{F}{A} = \frac{m \cdot g}{A} = \frac{20 \cdot 10}{333 \cdot 249} = 2{,}412\ kPa \tag{8.5}$$

Soudržnost byla stanovena dle [16], jako:

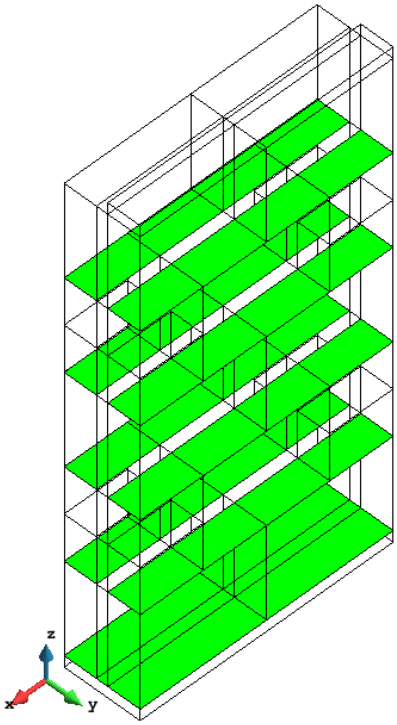
$$c \geq f_t \cdot \mu \tag{8.6}$$

$$c \geq 2{,}412 \cdot 0{,}5 = 1{,}206\ \text{kPa}$$

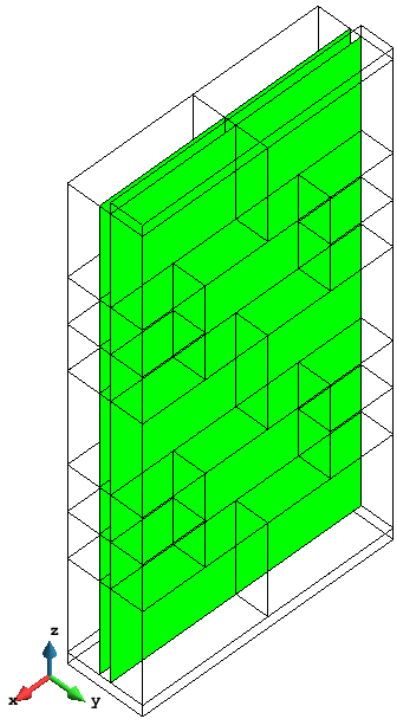
Pokud se dodržel tento výpočetní vztah, tj. $c < f_t$, docházelo k tahovému porušení spoje již při hodnotě soudržnosti $c = 1{,}2\ kPa$, což je nelogické, protože o tahovém porušení musí rozhodovat tahová pevnost. Proto byla hodnota soudržnosti upravena na hodnotu $c = f_t = 2{,}4\ kPa$. Taková volba je v souladu s podmínkou (8.6).

Název	**Ozn.**	**Hodnota**	**Jednotka**	**Zdroje**
Modul pružnosti	*E*	4,2	*MPa*	[13], [29]
Pevnost v tahu	*ft*	2,4	*kPa*	Viz výpočet
Součinitel tření	μ	0,5	-	[30]
Soudržnost	*c*	2,4	*kPa*	Viz výpočet

Tab. 8.4: Parametry interface mezi keramickou částí a izolací



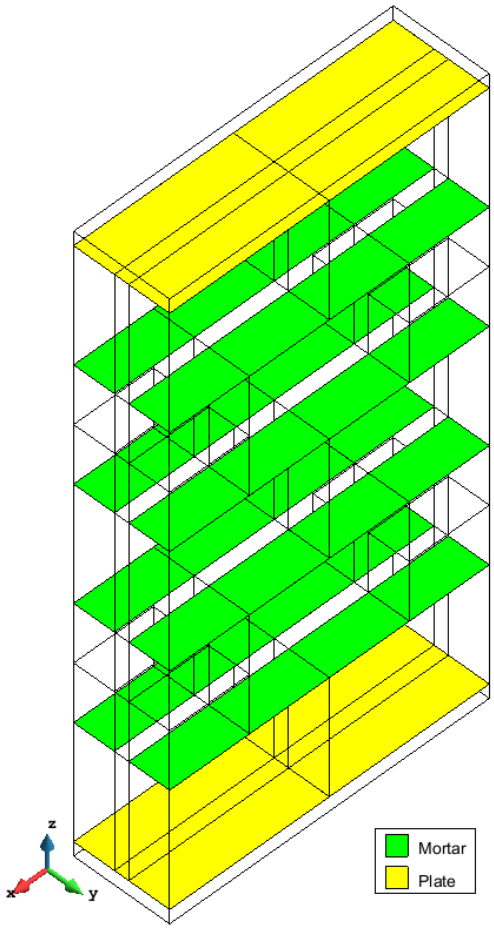
Obr. 8.7: Interface mezi bloky pro MC a ME



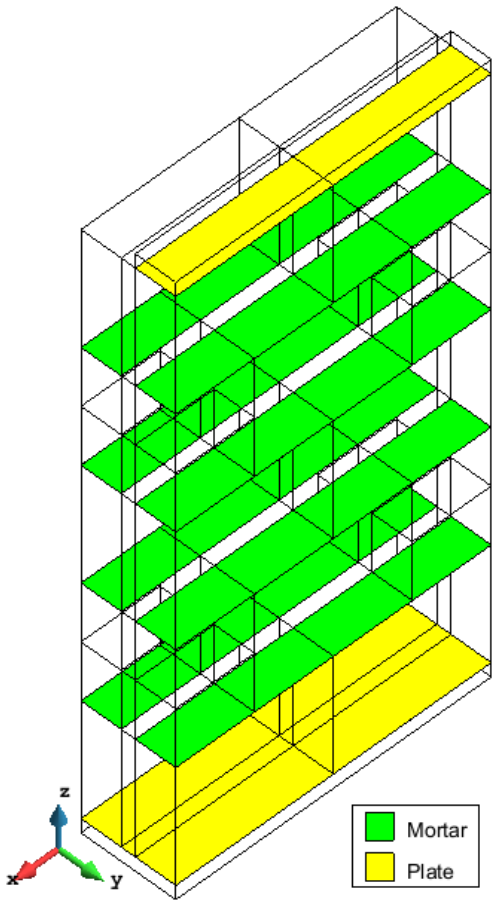
Obr. 8.8: Svislý interface pro MC a ME

8.4 Pevné kontakty v modelu

K pevnému spojení slouží funkce, která vytvoří spojení tzv. master-slave kontakt. Master-slave je použit pro připojení krajních zdících bloků k roznášecím deskám (žlutá barva viz Obr. 8.9 a Obr. 8.10) a dále pro spojení interface s povrchem keramických bloků s nekompatibilní sítí MKP (zelená barva viz Obr. 8.9 a Obr. 8.10). Princip spojení bloků kombinací interface a master-slave je naznačen na Obr. 8.6.



Obr. 8.9: Pevné spojení modelu MC



Obr. 8.10: Pevné spojení modelu ME

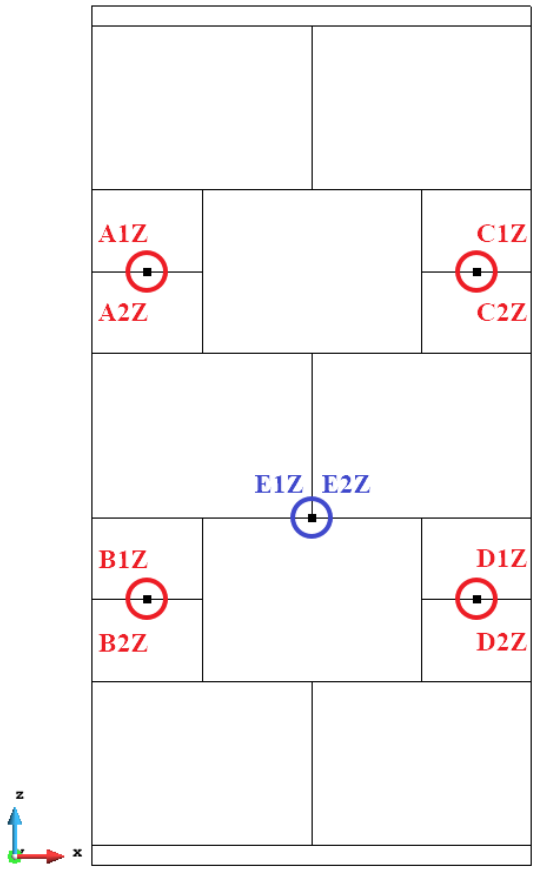
8.5 Monitory

8.5.1 Úvod

Monitory slouží k zaznamenávání veličin na konci každé iterace nebo výpočetního (zatěžovacího) kroku. Těmito veličinami jsou například napětí, přetvoření, teploty, síly, šířky trhlin apod. Získané veličiny pak slouží k analýze a vypovídají o vlastnostech výpočetního modelu v čase, respektive vlastnostech po zatěžovacím kroku, kterým může být například teplota, síla nebo posun. Na výpočetních modelech se zaznamenávaly svislé, vodorovné posuny a napětí.

8.5.2 Monitory měřící svislé a vodorovné posuny

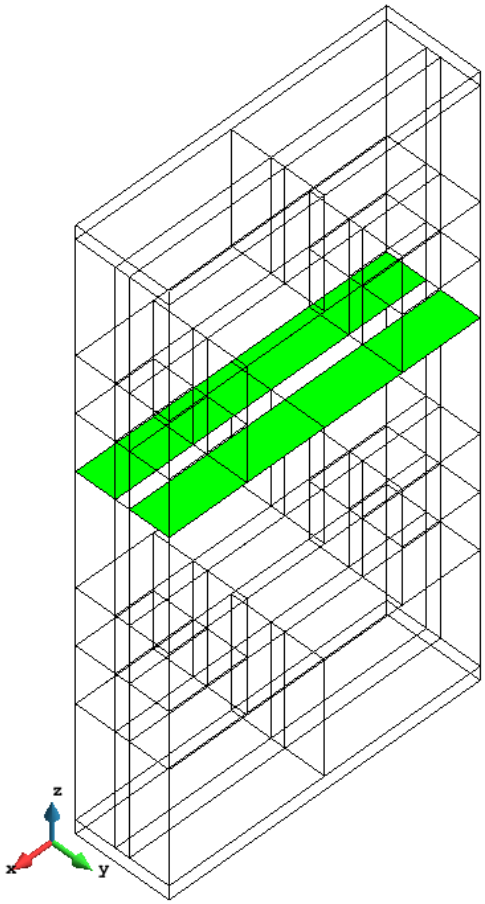
Na modelu je umístěno celkem deset bodových monitorů. Osm monitorů (A1Z, A2Z, B1Z, B2Z, C1Z, C2Z, D1Z, D2Z) měří svislé posuny a dva (E1Z, E2Z) měří vodorovné posuny viz Obr. 8.11. Monitory jsou umístěny do stejných míst jako deformační snímače na zkušebním prvku. Pro zjednodušení modelu byla přidělena monitorům podmínka přiřazení k nejbližšímu bodu sítě konečných prvků.



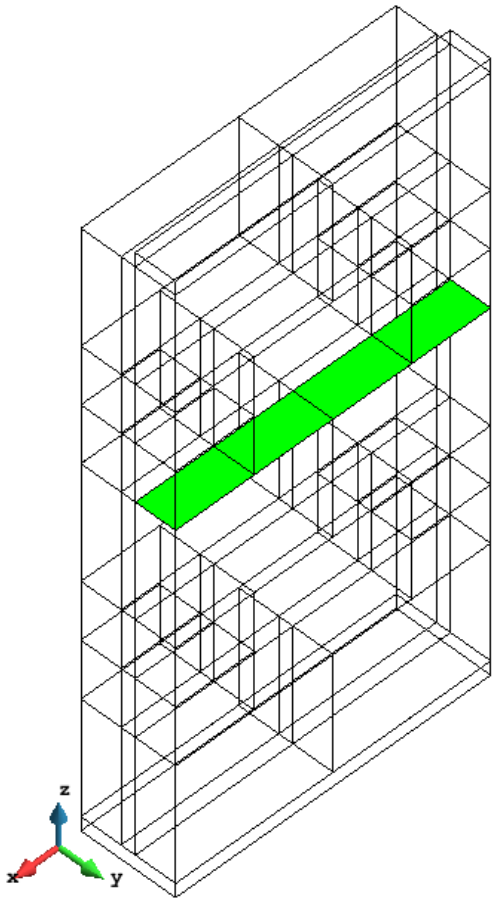
Obr. 8.11: Umístění monitorů vodorovných a svislých posunů pro MC a ME

8.5.3 Monitor měřící napětí na modelu

Do ložné spáry nad třetí řadou bloků byl přiřazen plošný monitor. Monitory byly umístěny pouze na keramickou část bloku. Tento monitor měří v každém zatěžovacím kroku napětí. V případě excentrického modelu se monitory napětí nacházejí pouze na tlačené straně keramické tvarovky šířky 85 mm.



Obr. 8.12: Umístění monitorů napětí MC



Obr. 8.13: Umístění monitorů napětí ME

8.6 Zatížení

8.6.1 Centrická zkouška

Jako výchozí hodnota zatížení byla použita maximální síla získaná jako průměrná hodnota ze třech zatěžovacích zkoušek centrickým tlakem, viz (8.7). Model je postupně zatěžován celkovou silou 1008,66 kN rozdělenou v 50-ti krocích. V modelu se toto zatížení zadává jako napětí, tj. síla na plochu roznášecí desky. Aplikovaná hodnota byla 7,5 MPa, viz (8.8). Model se neporušil, a tak bylo navýšeno zatížení na 15 MPa a model byl přepočítán. Poté byl zatěžovací interval rozdělen na dva intervaly z důvodu zjištění maximální únosnosti. První interval obsahuje 30 zatěžovacích kroků metodou Newton-Raphson při napětí 9,00 MPa a zbytek byl počítán při napětí 6,00 MPa metodou délky oblouku (Arc-Length).

Stanovení zatěžovací síly:

$$F_{\emptyset,centr} = \frac{F_{max,1EN} + F_{max,1EN} + F_{max,1EN}}{n} \tag{8.7}$$

$$= \frac{950 + 976 + 1100}{3} = 1008,\overline{66}\ kN$$

Stanovení napětí zavedeného do modelu, plocha převzata z protokolu [1]:

$$\sigma_{centr} = \frac{F_{\emptyset,centr}}{A_{cihla}} = \frac{1008,66 \cdot 10^3}{134436} = 7,503\ MPa \tag{8.8}$$

8.6.2 Excentrická zkouška

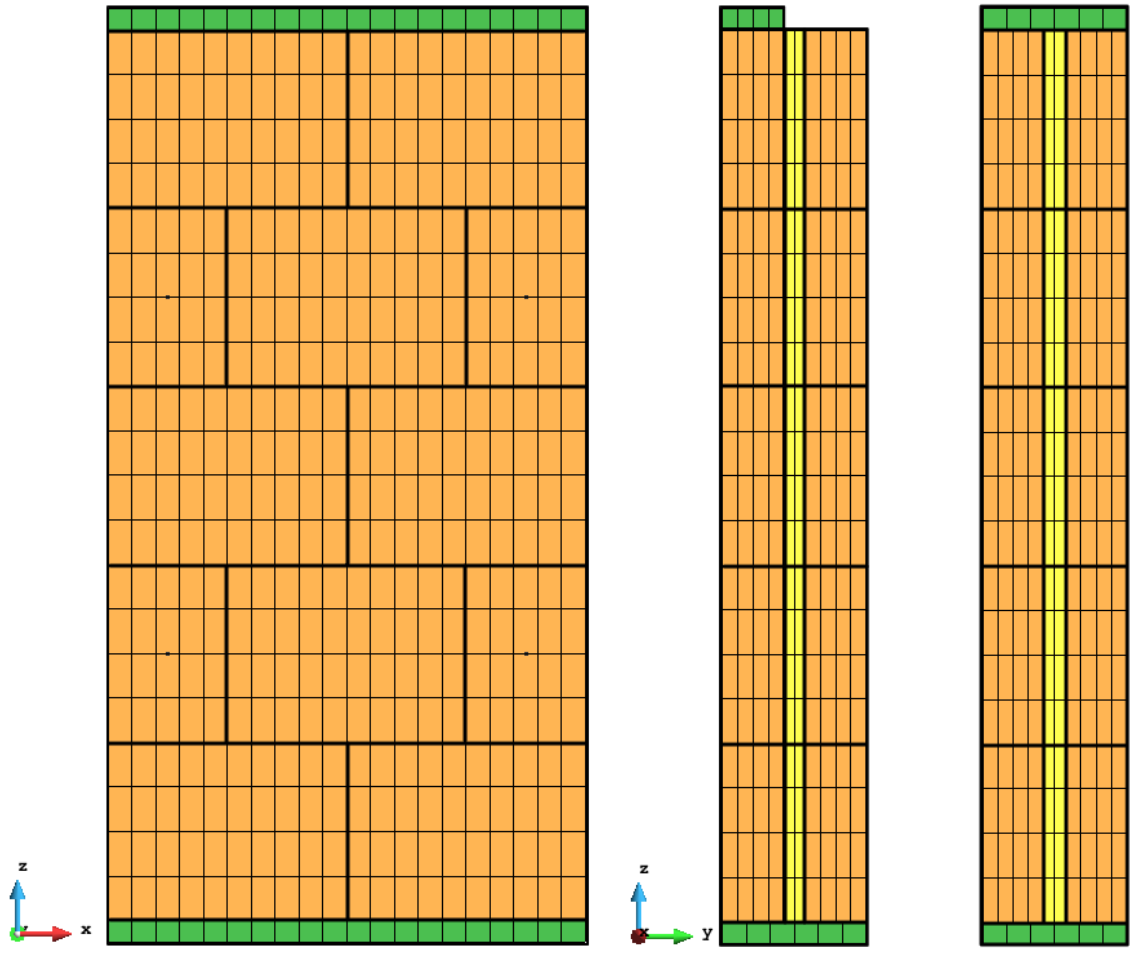
Napětí na roznášecí desku na polovině stěny bylo stanoveno ze zkoušky vzorku 4 EN jako maximální zatížení podělené roznášecí plochou převzatou z protokolu [2].

$$\sigma_{excentr} = \frac{F_{excentr}}{A_{cihla}} = \frac{520 \cdot 10^3}{56610} = 9,186\ MPa \tag{8.9}$$

Model se při zatížení neporušil, a tak bylo zatížení zvýšeno na 12 MPa a model byl přepočítán. Poté byl zatěžovací interval rozdělen na dva intervaly z důvodu zjištění maximální únosnosti. První interval obsahuje 38 zatěžovacích kroků metodou Newton-Raphson při napětí 9,12 MPa a zbytek byl počítán při napětí 2,88 MPa metodou délky oblouku.

8.7 Parametry sítě MKP

Rozdělení prvků pro centrickou a excentrickou zkouškou jsou shodná. Každý blok je po délce rozdělen na 10 prvků (tj. 10 × 33,3 mm) a po výšce na 4 prvky (tj. 4 × 62,25 mm). Keramická část je po šířce rozdělena na 4 prvky (tj. 4 × 21,25 mm). Izolace je po šířce rozdělena na dva prvky (tj. 2 × 15 mm). Ocelové desky v centrickém modelu jsou rozděleny po délce na 20 prvků (tj. 20 × 33,3 mm), po šířce na 6 prvků (tj. 6 × 33,33 mm). V excentrickém modelu počet prvků na šířku kopíruje rozdělení sítě keramické části (tj. 4 × 21,25 mm). Rozdělení sítě je možné vidět na Obr. 8.14.



Obr. 8.14: Schéma rozdělení sítě MKP zatěžovaných stěn v programu GiD

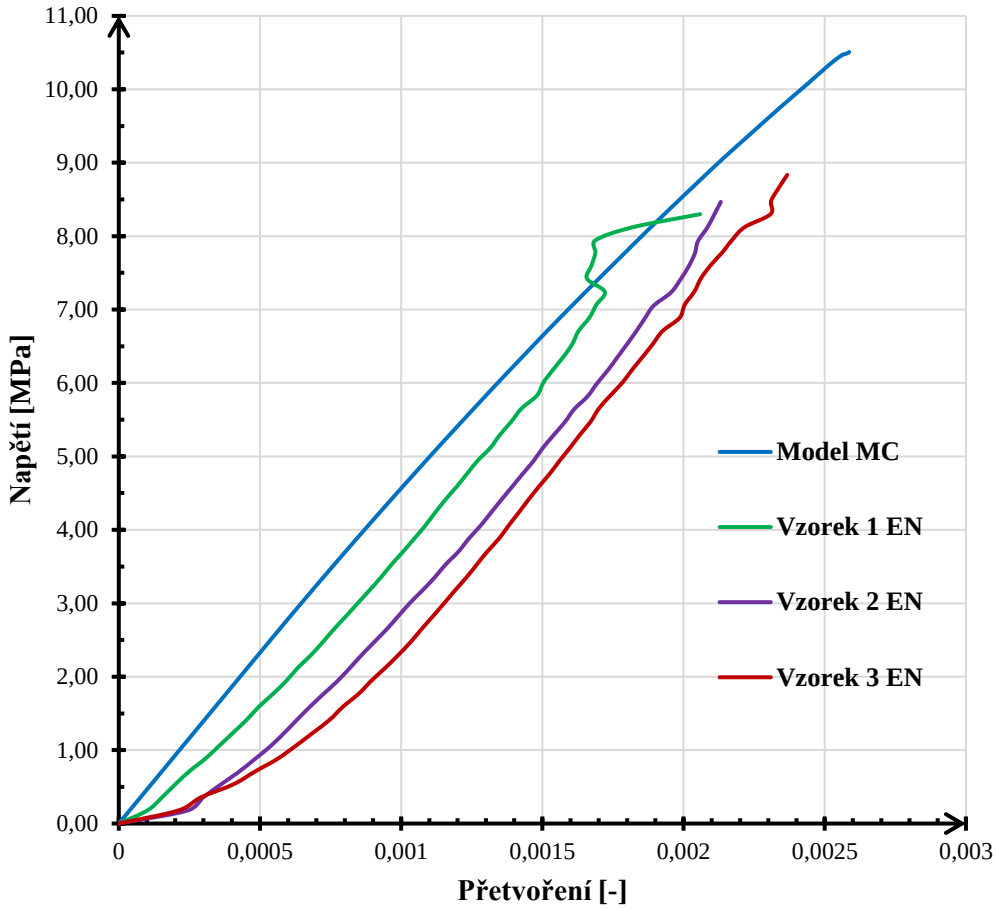
8.8 Výsledky

Deformační diagramy získané z numerických modelů se dobře shodují se záznamy zkoušek jednotlivých modelů (1 EN, 2 EN, 3 EN, 4 EN). Výsledná směrnice pracovního diagramu modelu zkušebních vzorků se neliší. Rozdíl v deformaci a počátečním průběhu křivek zkušebních vzorků se liší z důvodu dosedání zatěžovacího stroje na zděnou stěnu. Vyšší únosnost modelu je dána dokonalou geometrií bez výstředností. Porovnání všech tří centrických zatěžovacích zkoušek je možné vidět na Obr. 8.15. Dále je možné vidět porovnání excentrického modelu s excentrickou zkouškou. Podařilo se dobře vystihnout průběh chování zdiva, kdy přetvoření na mezi únosnosti odpovídá chování skutečných keramických materiálů. Rozdíl mezi excentrickou zkouškou a modelem je dán jednak tím, že byl dostupný pouze jeden vhodný vzorek stěny ale také tím, že dostupný vzorek byl poměrně hodně únosný. Vzorek 4 EN přenesl maximální zatížení o hodnotě F_{max} = 520 kN, ale vzorek 5 EN (neplatný) pouze F_{max} = 350 kN.

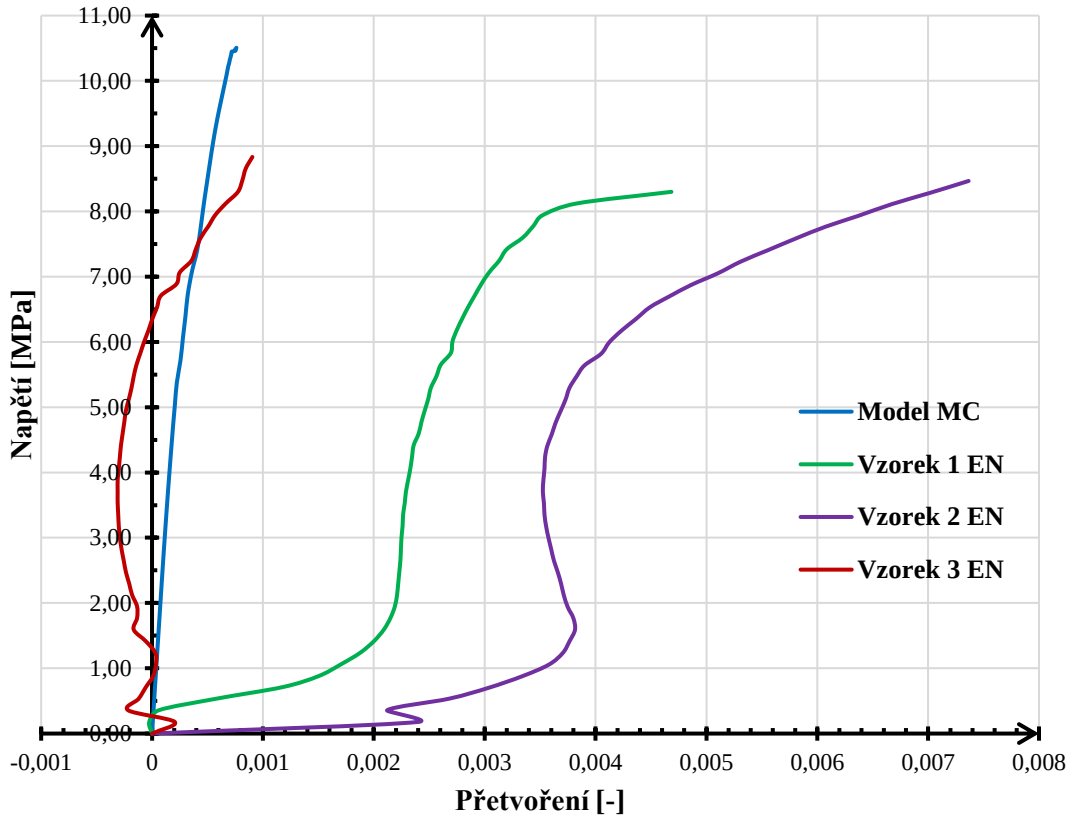
Dobrá shoda deformačních diagramů z modelů a ze zkoušek potvrdila, že zvolené nastavení materiálových parametrů bylo správné a bude použitelné k simulaci chování vzorků reálné konstrukce.

Porovnání vodorovných deformací z modelů a ze zkoušky je pro úplnost uvedeno na Obr. 8.16 a Obr. 8.19. Data ze zkoušek jsou obtížně interpretovatelná. Vývoj vodorovných deformací změřených na zkušebních vzorcích 2 EN, 3 EN a 4 EN nemá monotónní tendenci. To mohlo být důsledkem způsobu upevnění snímačů vodorovné deformace. Snímače byly dle fotografií ze zkušebních protokolů upevněny na konstrukci zatěžovacího lisu. Jejich svislá poloha tedy zůstávala konstantní, neměnila se při svislé deformaci stěny. Změřené hodnoty vodorovných deformací mohly být ovlivněny nerovnostmi měřeného povrchu stěny, který se v průběhu zkoušky podél hrotu snímače svisle posouval.

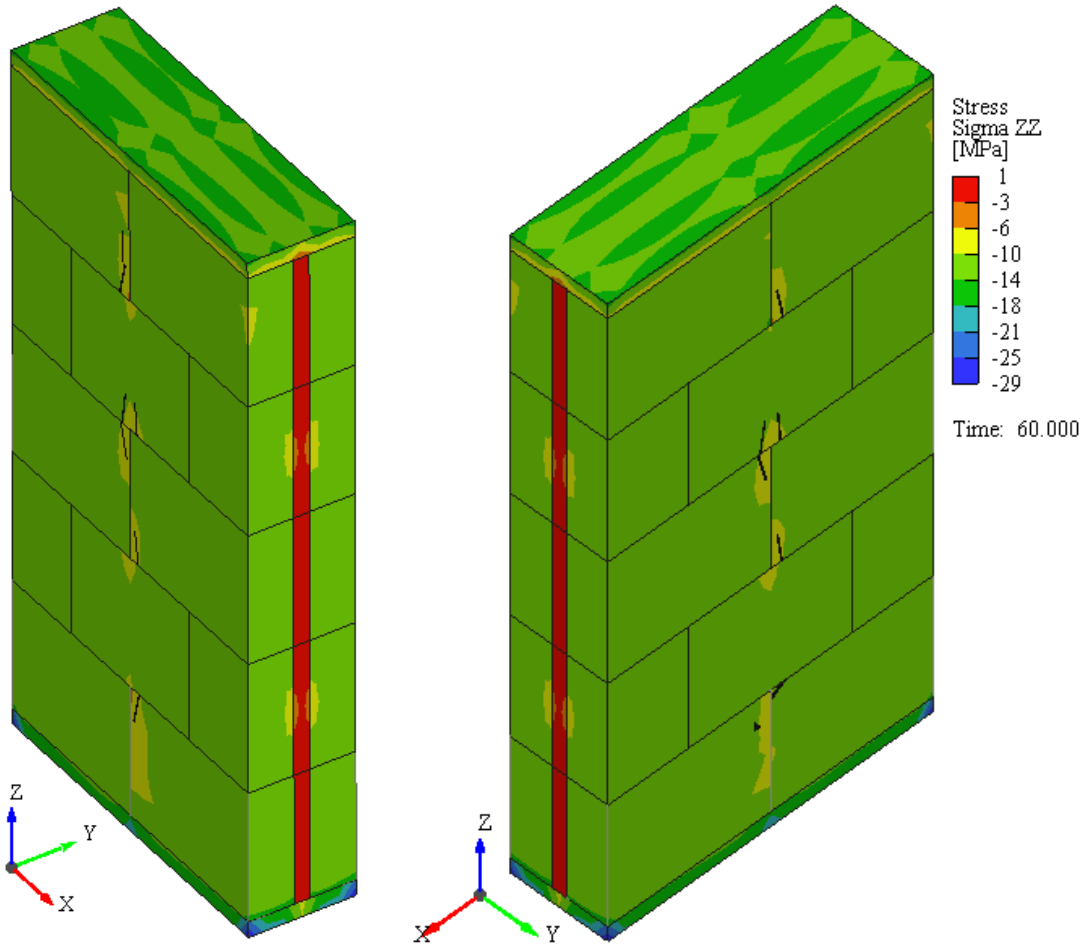
Vcelku lze konstatovat, že vyboulení stěny se svislým přetvořením roste. Před kolapsem se (kromě vzorku 3 EN) skokově zvětšuje, avšak toto zvětšení lze na základě prostudování fotografií ze zkoušek přisoudit spíše odštěpování povrchových vrstev zdících bloků nežli ztrátě stability konstrukce.



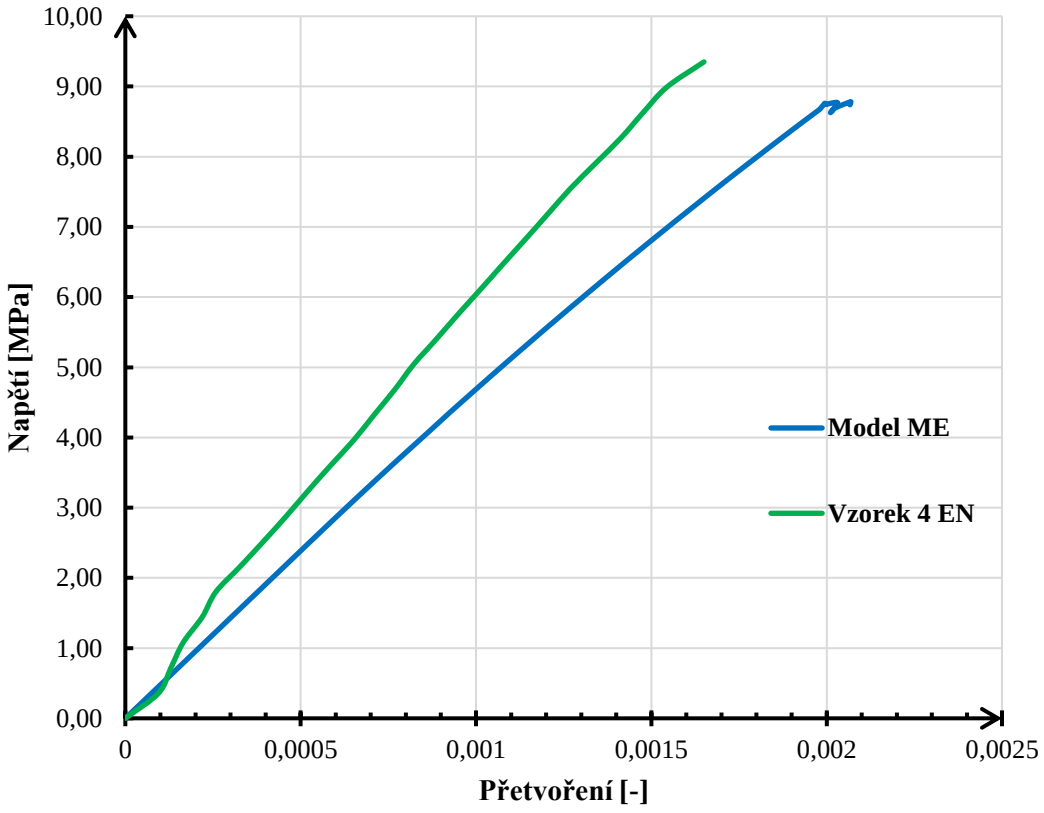
Obr. 8.15: Porovnání svislého přetvoření MC a zkušebních prvků – centrické zatížení



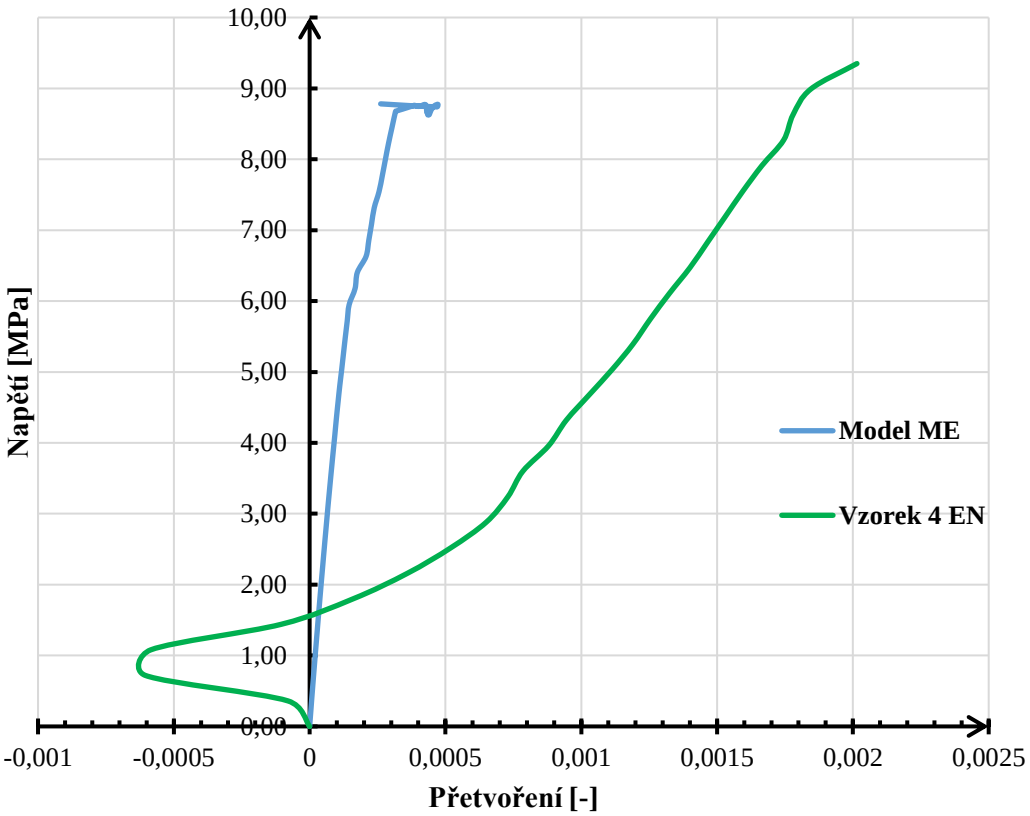
Obr. 8.16: Porovnání vodorovného (Y) přetvoření MC a zkušebních prvků – centrické zatížení



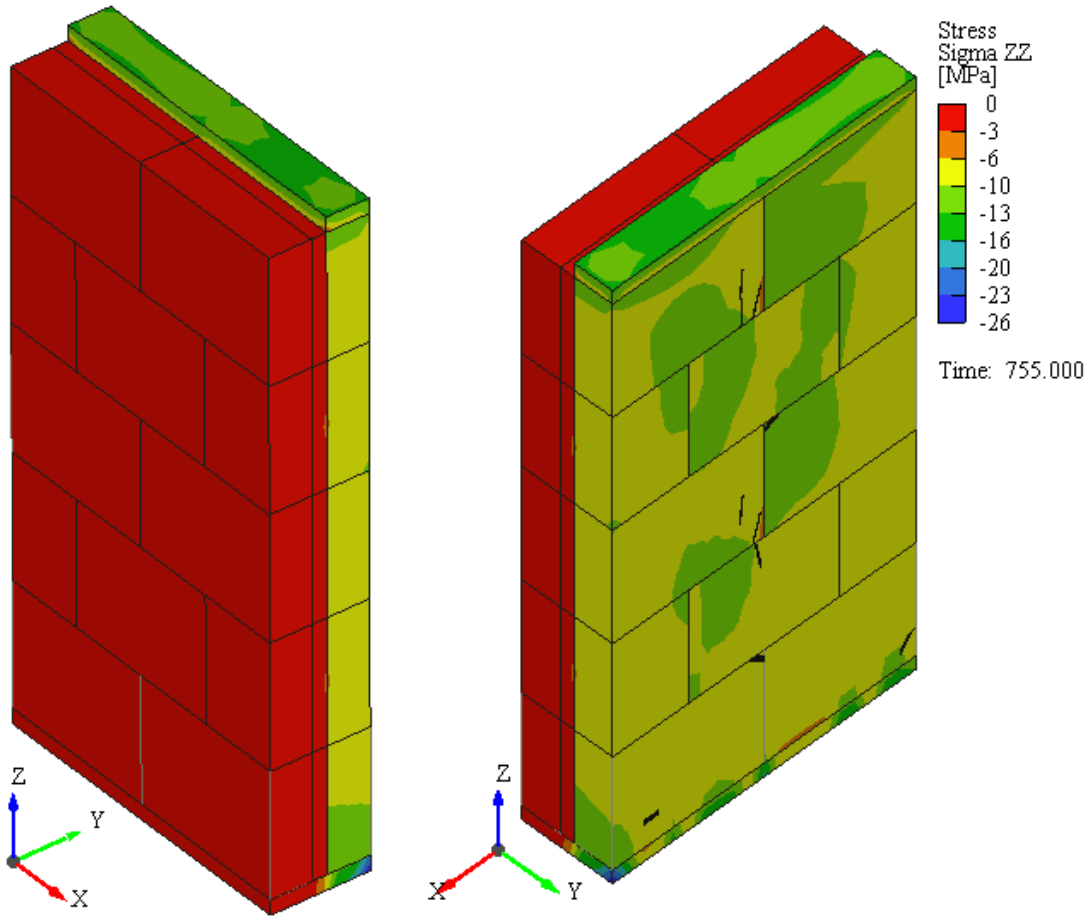
Obr. 8.17: Průběh napětí a deformací na konci zkoušky zatěžování modelu MC



Obr. 8.18: Porovnání svislého přetvoření ME a zkušebního prvku – excentrické zatížení



Obr. 8.19: Porovnání vodorovného (Y) přetvoření ME a zkušebního prvku – excentrické zatížení



Obr. 8.20: Průběh napětí a deformací na konci zatěžování modelu ME

9 VÝPOČETNÍ MODELY REÁLNÉ KCE CENTRICKY ZATÍŽENÉ STĚNY

9.1 Úvod

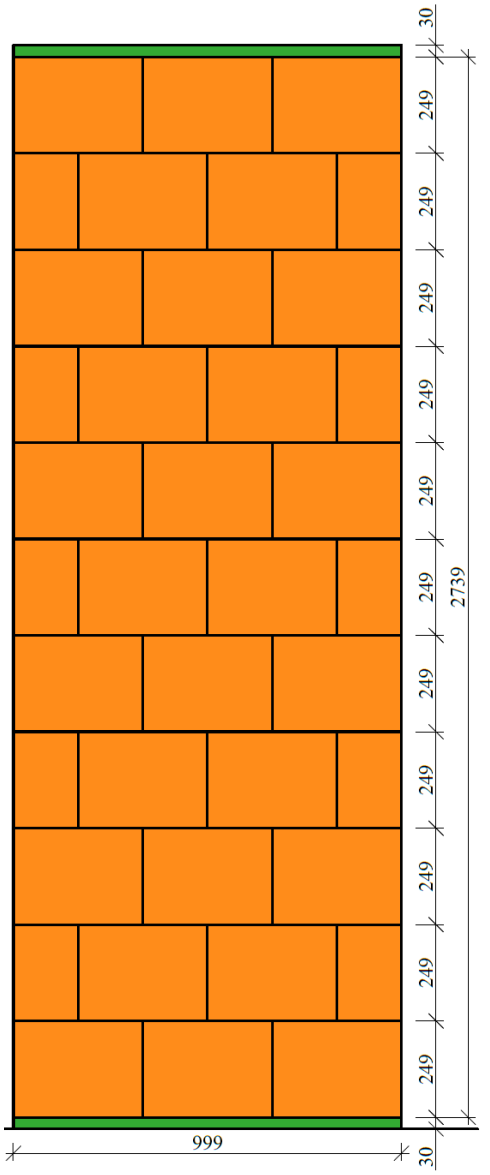
Výpočet byl proveden pomocí programu Atena Studio x64 ve verzi 5.4.1.15046 s aktualizovanými scripty verze 14940. Modelace a nastavení modelu proběhlo v programu GiD v.11.0.8.

Výpočetní model byl oproti zkoušce z důvodu urychlení výpočtu zúžen na délku 1 m. Do výpočetního modelu byly uvažovány zdící bloky HELUZ AKU KOMPAKT 21 vyzděné na polyuretanovou pěnu Tytan Professional. Zdící bloky jsou tvořeny dvěma cihelnými částmi o rozměrech 333 × 85 × 249 mm (d × š × v). Mezi keramickými částmi je akustická izolace z minerálních vláken o tl. 40 mm, která je slepená s bloky po celé ploše. Celkové rozměry bloku jsou 333 × 210 × 249 mm. Modelovaná stěna je tvořena jedenácti vrstvami zdících bloků. Liché vrstvy (1., 3., 5., 7., 9., 11.) jsou tvořeny třemi bloky a každá sudá vrstva (2., 4., 6., 8., 10.) je tvořená čtyřmi bloky, kde pro zjednodušení byly ve výpočetním modelu krajní bloky této vrstvy zkráceny na polovinu. Na vrcholu a v patě stěny jsou ocelové desky tloušťky 30 mm o půdorysných rozměrech 999 × 210 mm, které slouží k roznosu zatížení. Celková výška stěny bez ocelových desek je 2739 mm. Byly vytvořeny dvě varianty modelu. První model (MRC) simuluje stav, kdy je uvažováno ideálně dostředné zatížení a na druhý model (MRE) je aplikována minimální výstřednost dle Eurokódu viz (9.1), aby byly simulovány podmínky dostředného zatížení v reálné konstrukci.

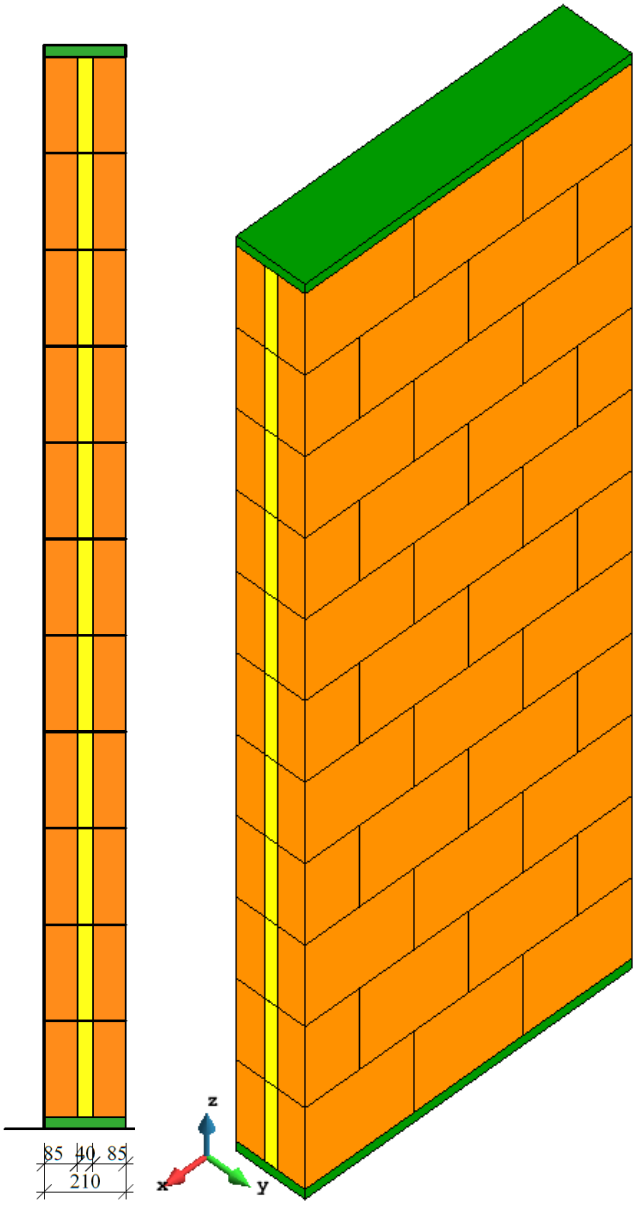
Minimální výstřednost dle Eurokódu:

$$0{,}05 \cdot t = 0{,}05 \cdot 210 = 10{,}5\ mm \tag{9.1}$$

Materiály, interface a pevná spojení modelu jsou shodná jako v případě kalibračních modelů viz kapitola 8.3.



Obr. 9.1: Schéma rozměrů MRC a MRE

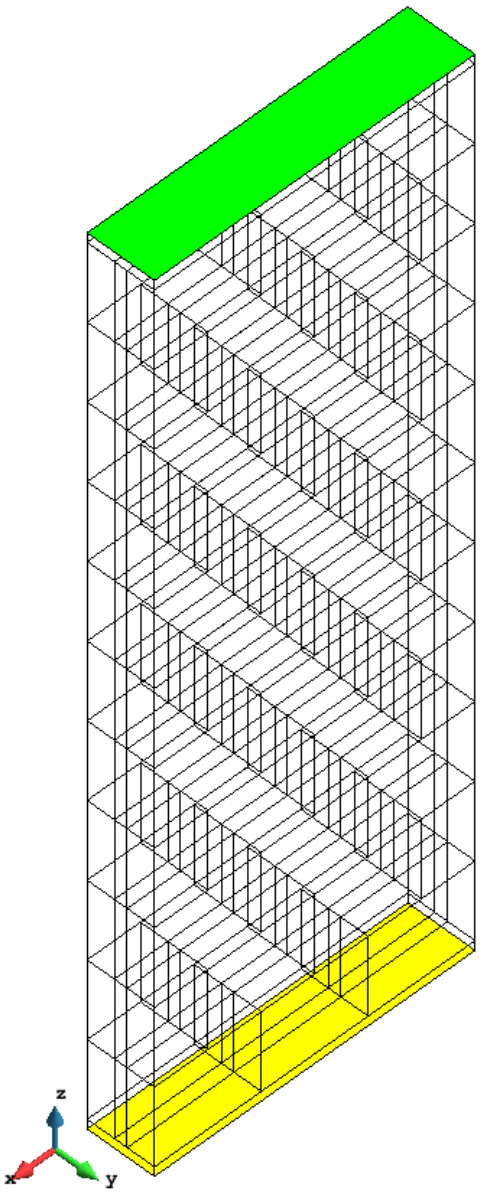


Obr. 9.2: Izometrický pohled na MRC a MRE

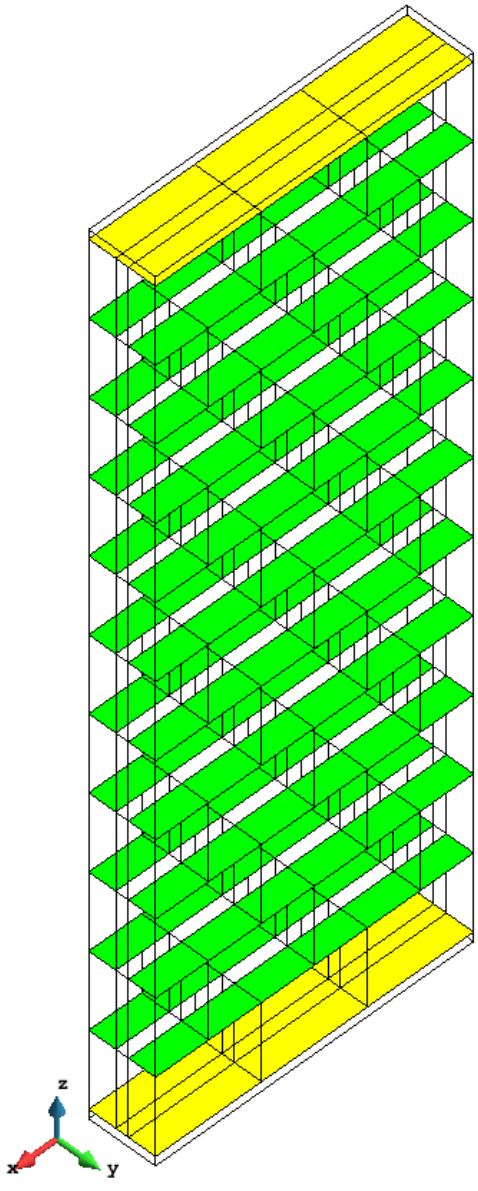
9.2 Podepření modelu a kontakty

Model je podepřen po celé ploše spodní roznášecí desky. Posun ani pootočení není umožněn v žádném směru (x, y, z). Na horní desce byly odebrány posuny ve vodorovném směru (x a y), které simulují podepření hlavou zatěžovacího stroje. Podepřením horní zatěžovací desky modelu bylo dosaženo lepšího napodobení zkoušky. Na Obr. 8.4 a Obr. 8.5 je naznačeno podepření modelů.

Princip pevných spojení (master-slave) a interface je shodný s modely MC a ME. Popis k Master-slave viz kapitola 8.4 a popis k interface viz kapitola 8.3.4 a 8.3.5. Master-slave pro MRC a MRE je zobrazen na Obr. 9.4.



Obr. 9.3: Izometrie MRC a MRE s naznačeným podepřením



Obr. 9.4: Pevné spojení MRC a MRE

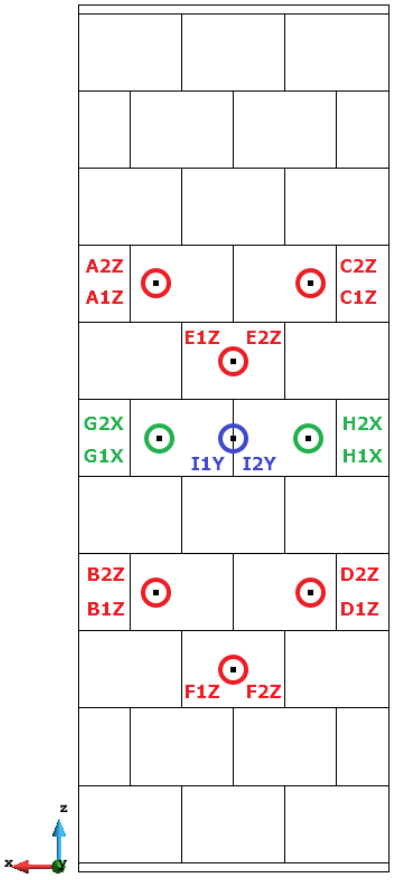
9.3 Monitory

9.3.1 Monitory měřící svislé a vodorovné posuny

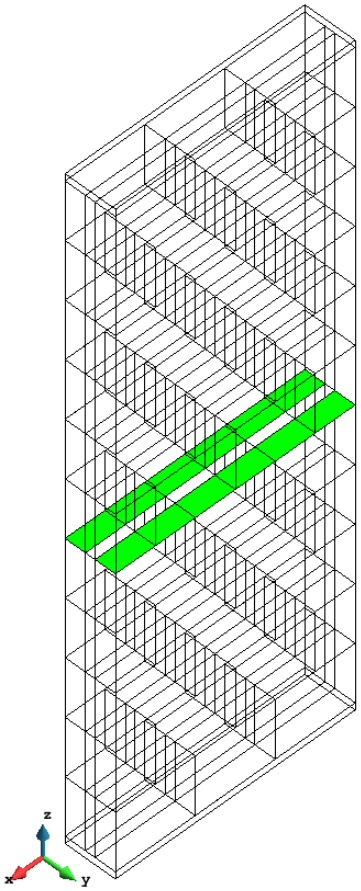
Obecný úvod k monitorům viz kapitola 8.5.1. Na modelu je místěno celkem osmnáct bodových monitorů. Dvanáct monitorů (A1Z, A2Z, B1Z, B2Z, C1Z, C2Z, D1Z, D2Z, E1Z, E2Z, F1Z, F2Z) měří svislé posuny ve směru Z, čtyři monitory (G1X, G2X. H1X, H2X) měří vodorovné posuny ve směru X a dva monitory (I1Y, I2Y) měří vodorovné posuny ve směru Y. Monitory jsou umístěny proti sobě na vnějších svislých plochách. (viz Obr. 9.5) poměrově do stejných míst jako deformační snímače na zkušebním prvku viz kapitola 6.5.1 a Obr. 6.11. Pro zjednodušení modelu byla přidělena monitorům podmínka přiřazení k nejbližšímu bodu sítě konečných prvků.

9.3.2 Monitory měřící napětí na modelu

Do ložné spáry nad pátou řadou bloků byly přiřazeny plošné monitory měřící napětí v každém zatěžovacím kroku. Monitory byly umístěny pouze na keramickou část bloku. Monitory jsou zobrazeny na Obr. 9.6.



Obr. 9.5: Umístění bodových monitorů



Obr. 9.6: Umístění monitorů napětí MRC a MRE

9.4 Zatížení

Jako výchozí hodnota zatížení byla použita maximální síla o velikosti 2500 kN získaná ze zkoušky. Jelikož je výpočetní model dlouhý jen 1 m, byla přepočtena hodnota zatížení. Model byl postupně zatěžován celkovou silou 1466 kN metodou Newton-Raphson v 50-ti krocích.

Stanovení zatěžovací síly:

$$A_{model} = 3 \cdot 333 \cdot 210 = 209\,790\ mm^2 \tag{9.2}$$

$$A_{protokol} = 357\,852\ mm^2$$

$$\frac{F_{max,zkouška}}{A_{protokol}} = \frac{F_{max,model}}{A_{model}} \tag{9.3}$$

$$F_{max,model} = \frac{F_{max,zkouška} \cdot A_{model}}{A_{protokol}} = \frac{2\,500\,000 \cdot 209\,790}{357\ \ 852} = 1466\ kN$$

Stanovení napětí zavedeného do modelu:

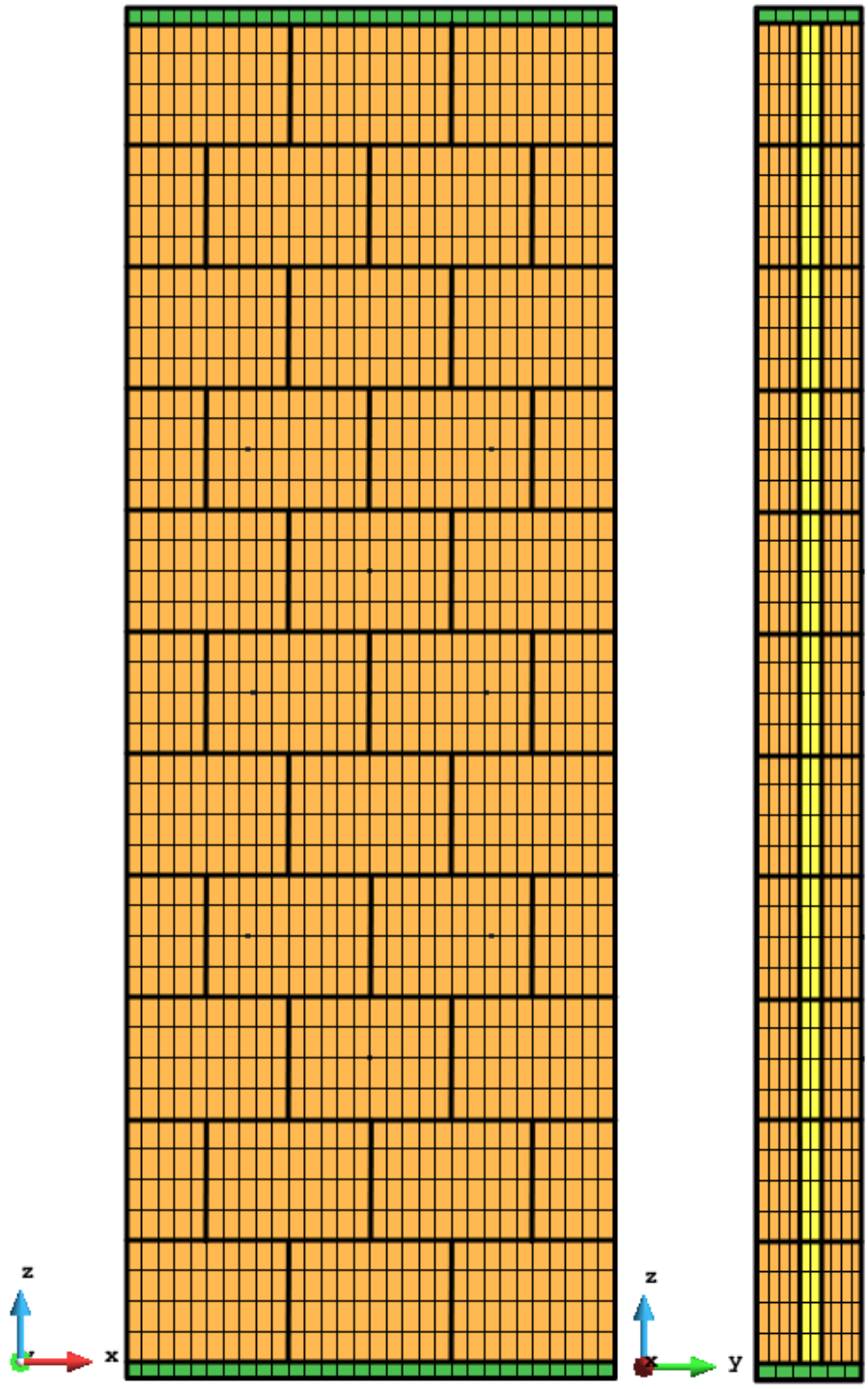
$$\sigma_{model} = \frac{F_{max,zkouška}}{A_{protokol}} = \frac{F_{max,model}}{A_{model}} = \frac{1465{,}619 \cdot 10^3}{209\,790} \approx 7{,}00\ MPa \tag{9.4}$$

Model MRC nedosáhnul meze únosnosti, a tak bylo přistoupeno k zvýšení aplikovaného zatížení na 10 MPa a model byl přepočítán. Zatěžování bylo rozděleno na dva úseky, aby se zjistila skutečná únosnost. Prvních 33 kroků bylo počítáno metodou Newton-Raphson při celkovém zatížení 6,6 MPa a zbytek byl dopočítán metodou Arc-Length při celkovém zatížení o velikosti 3,4 MPa. Program dopočítal celkem 211 kroků.

Model MRE byl dopočten se standartním zatížením metodou Newton-Raphson v 48 krocích. Proto byl interval zatěžování rozdělen na dva úseky. Newton-Raphson na 44 kroků při celkovém zatížení 6,16 MPa a zbytek na metodu Arc-Length při celkovém zatížení 0,84 MPa. Model dopočítal celkem 613 kroků.

9.5 Parametry sítě MKP

Rozdělení prvků je shodné jako u modelů MC a ME viz kapitola 8.7. Každý blok je po délce rozdělen na 10 prvků (tj. 10 × 33,3 mm) a po výšce na 4 prvky (tj. 4 × 62,25 mm). Keramická část je po šířce rozdělena na 4 prvky (tj. 4 × 21,25 mm). Izolace je po šířce rozdělena na dva prvky (tj. 2 × 20 mm). Ocelové desky jsou rozděleny po délce na 30 prvků (tj. 30 × 33,3 mm), po šířce na 6 prvků (tj. 6 × 35,00 mm).

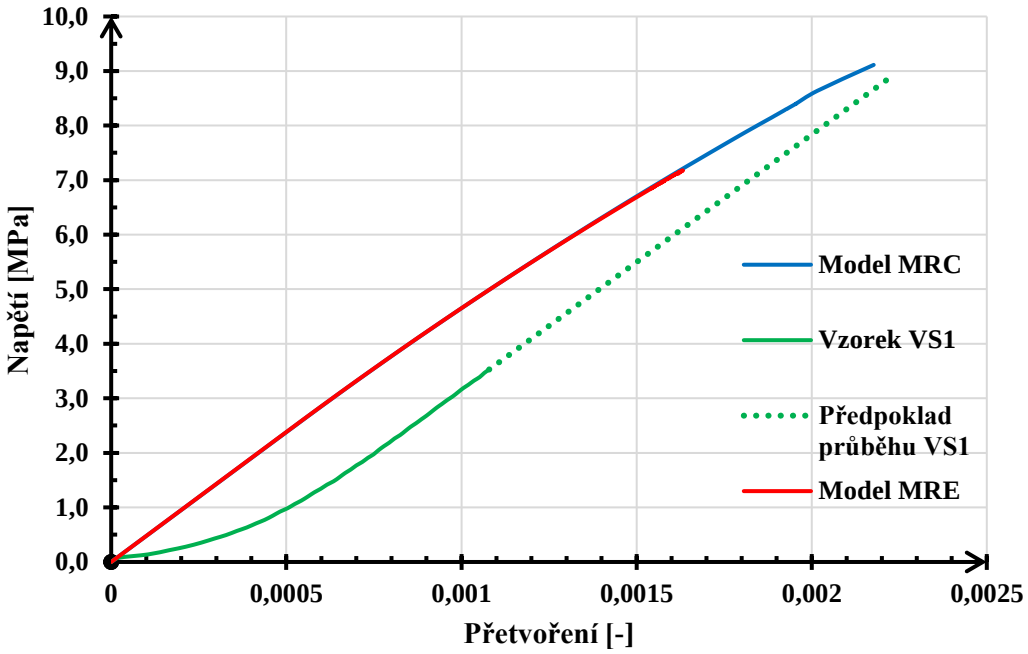


Obr. 9.7: Schéma rozdělení sítě MKP v programu GiD

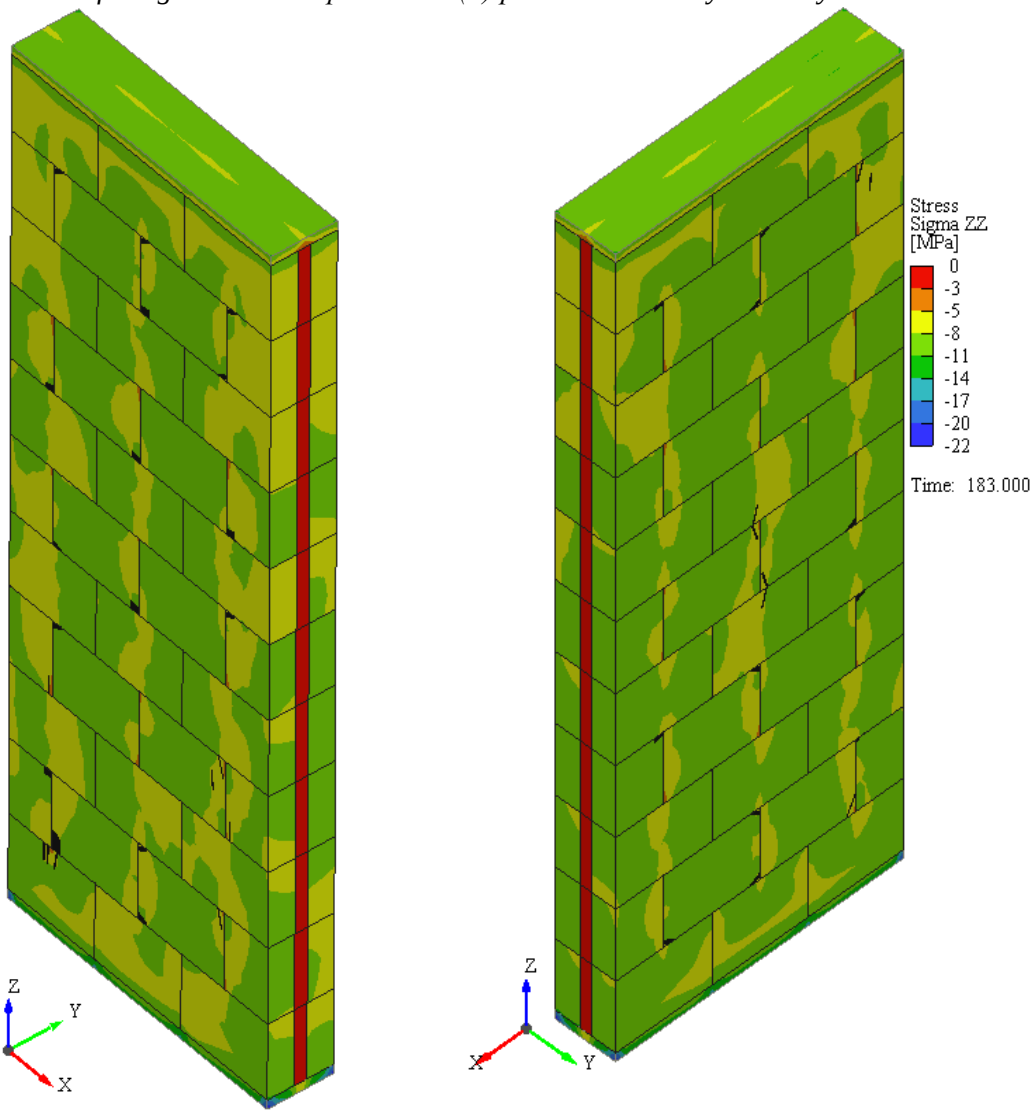
9.6 Výsledky

Model MRC vykazoval podobnou únosnost jako v případě modelů MC a ME. Na konci zkoušky se lepené spoje mezi izolací a keramickými částmi nijak neporušily, což odpovídá chování masivního průřezu a vliv štíhlosti je nízký. Stěna přenesla maximální napětí $\sigma_{max} = 9{,}11\ MPa$. Vyšší únosnost modelu oproti zkoušce je dána jednak únosnějším materiálem, ale také výpočetním modelem bez excentricit.

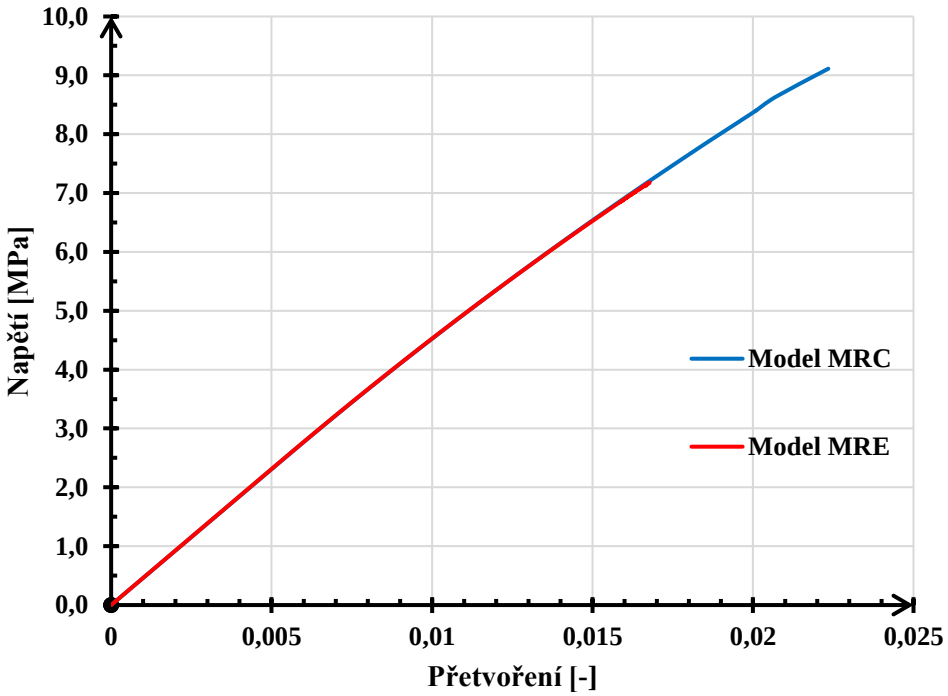
Výpočetní model MRE vykázal nižší únosnost oproti modelu MRC (78 %), což je dáno zavedením excentricity zatížení. Tento model lépe odpovídá chování stěny v reálné konstrukci, kde z různých důvodů nelze výstřednost zatížení zcela vyloučit. Maximální dosažené napětí $\sigma_{max} = 7{,}12\ MPa$ odpovídá přenesené síle 7,12 × 209 790 = 1493 kN, což se téměř přesně shoduje s únosností zkoušeného vzorku VS1 (1465 kN). Ani v modelu MRE nedošlo k porušení kontaktů mezi keramickými částmi bloku a izolací.



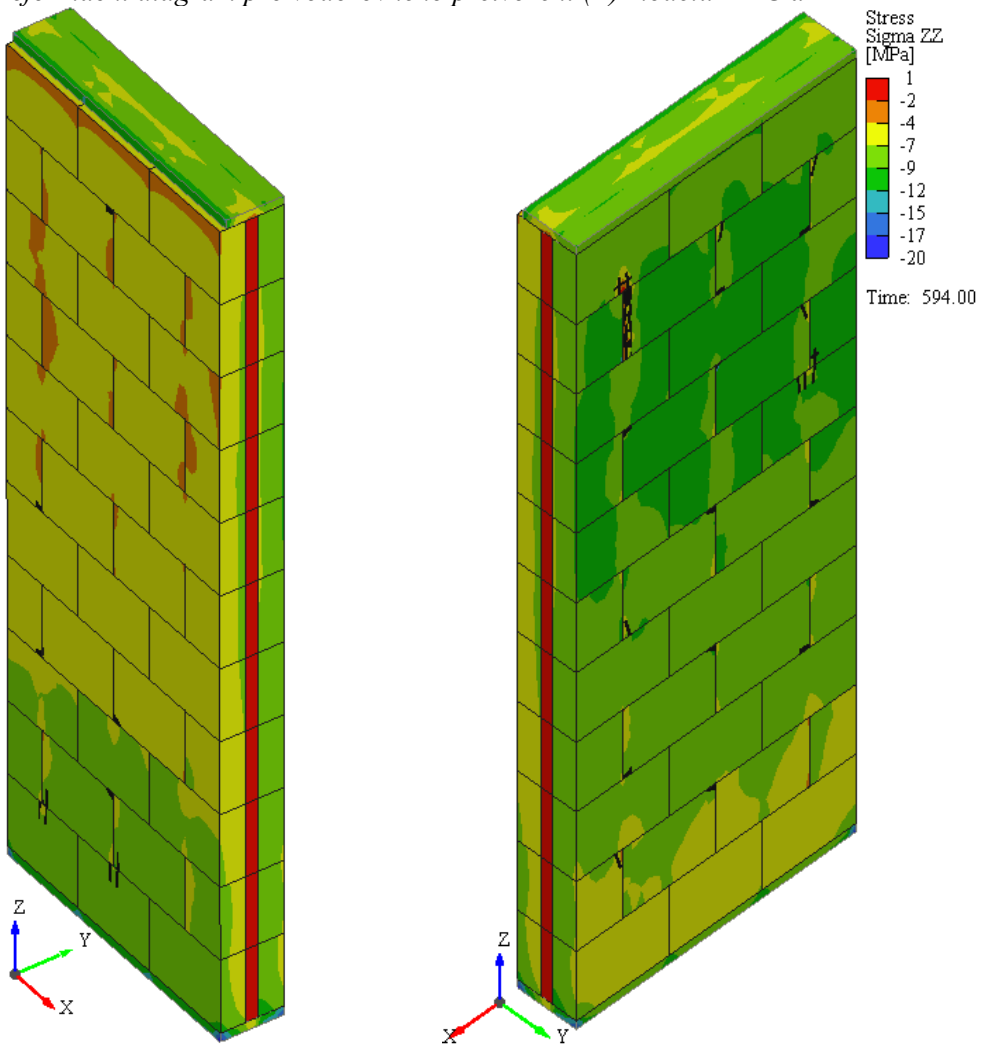
Obr. 9.8: Def. diagram svislého přetvoření (Z) porovnání zkoušky s modely MRC a MRE



Obr. 9.9: Průběh napětí a trhlin na konci zkoušky MRC v programu Atena



Obr. 9.10: Deformační diagram pro vodorovného přetvoření (X) modelů MRC a MRE



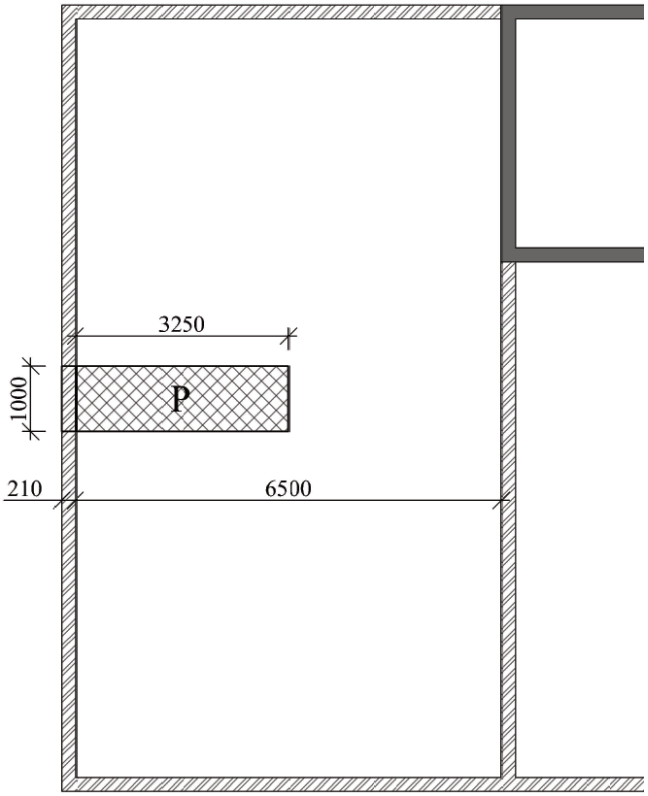
Obr. 9.11: Průběh napětí na konci zkoušky MRE v programu Atena

10 ANALÝZA EXCENTRICKY ZATÍŽENÉ STĚNY V REÁLNÉ KCI

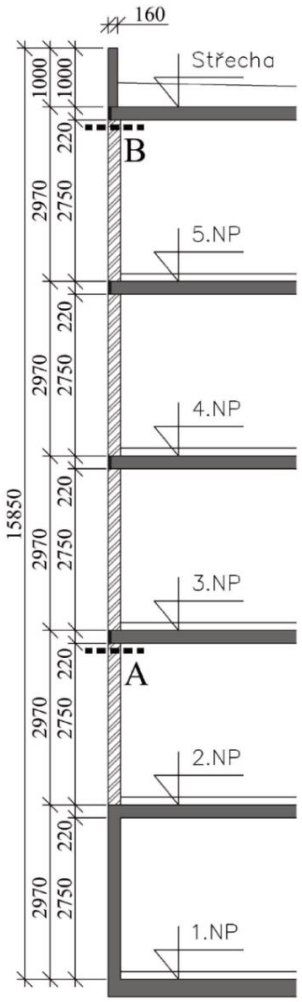
Další částí práce bude ověření únosnosti excentricky zatížených stěn výšky 2,75 m umístěných v reálné konstrukci.

10.1 Popis zvoleného objektu

Stěny se nachází v referenčním objektu bytového domu, který má celkem pět nadzemních podlaží. První nadzemní podlaží je kompletně betonové a zbylá čtyři podlaží s byty jsou zděná s betonovým jádrem (2.NP až 5.NP). Konstrukční výška každého podlaží je 2,97 m. Stropy jsou tloušťky 220 mm. Počítané stěny se nachází na okraji objektu a slouží jako nosné stěny s tepelně a zvukově izolačními vlastnostmi. Stropy jsou monolitické železobetonové.



Obr. 10.1: Schéma půdorysu objektu



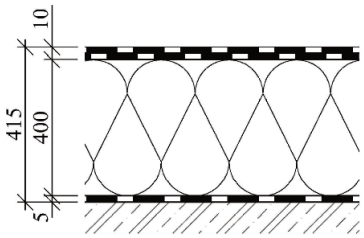
Obr. 10.2: Schéma příčného řezu objektem

10.2 Výpočet zatížení

10.2.1 Zatížení od skladeb

Nepochozí střecha

Stálé zatížení G



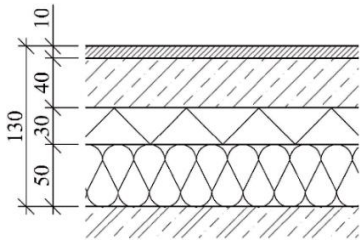
Popis vrstvy	t [m]	g_k [kN/m³]	g_k [kN/m²]	γ_g [-]	g_d [kN/m²]
2xSBS Modifikovaný pás	0,01	-	0,1	1,35	0,135
EPS 100S – ve spádu, max. tl. 400 mm	0,4	0,23	0,092	1,35	0,125
Parozábrana + nátěr zanedbána	-	-	-	-	-
Σ			**0,192**		**0,26**

Proměnné zatížení Q

Popis	g_k [kN/m²]	γ_g [-]	g_d [kN/m²]
Dle ČSN EN 1991-1-1 - Kategorie H	0,75	1,5	1,125

Zatížení od obytných místností

Stálé zatížení G



Popis vrstvy	t [m]	g_k [kN/m³]	g_k [kN/m²]	γ_g [-]	g_d [kN/m²]
Laminátová plovoucí podlaha	0,01	16,00	0,16	1,35	0,216
Anhydritový potěr	0,04	22,00	0,88	1,35	1,188
EPS-T 4000 Kročejový	0,03	0,2	0,006	1,35	0,0081
EPS 100 Z	0,05	0,23	0,012	1,35	0,0155
Σ			**1,058**		**1,427**

Proměnné zatížení Q

Popis	g_k [kN/m²]	γ_g [-]	g_d [kN/m²]
Dle ČSN EN 1991-1-1 – Kat. A – strop. desky	1,5	1,5	2, 25

Zatížení sněhem

Objekt bytového domu se nachází ve sněhové oblasti III. Střecha má sklon do 5°

Charakteristická hodnota zatížení sněhem	Sněhová oblast III	s_k = 1,5 kN/m²
Tvarový součinitel zatížení sněhem	$0° \leq \alpha \leq 30°$; $\alpha = 5°$	μ_i = 0,8 [-]
Součinitel expozice	Normální krajina	C_e = 1,0 [-]
Tepelný součinitel	-	C_t = 1,0 [-]
Stanovení zatížení sněhem:	$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0{,}8 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}5 = 1{,}6\ kN/m^2$	
Návrhové zatížení sněhem:	$s_d = s \cdot \gamma_Q = 1{,}6 \cdot 1{,}5 = 2{,}4\ kN/m^2$	

10.2.2 Další zatížení

Výpočet zatížení od keramických bloků:

Hmotnost jednoho kusu bloku je 14,3 kg. Stěna se skládá z jedenácti vrstev o celkové výšce 2,750 m a délce 1,0 m.

Hmotnost jedné řady tvarovek:

$g_{k,heluz,1} = n \cdot g_{k,heluz} = 3 \cdot 14{,}3 = 42{,}9\ kg$

Celková hmotnost stěny na 1 m běžný:

$g_{k,heluz,2} = n_v \cdot g_{k,heluz,1} = 11 \cdot 42{,}9 = 471{,}9\ kg = 4{,}72\ kN/m$

Zatížení od tepelné izolace a omítky:

Tepelnou izolaci tvoří expandovaný polystyren EPS Fasádní 100F tloušťky 200 mm. Objemová hmotnost polystyrenových desek je 23 kg/m^3. Omítka je připočítána z obou stran stěny.

$g_{k,eps} = t \cdot \rho = 0{,}2 \cdot 0{,}23 = 0{,}046\ kN/m^2$

$g_{k,om} = 2 \cdot t \cdot \rho = 2 \cdot 0{,}02 \cdot 20 = 0{,}8\ kN/m^2$

10.2.3 Zatížení v místě A

Zatížení na stěnu ve 2. NP. Zatížení od sněhu není uvažováno, neboť by pro daný případ působilo příznivě (zmenšení výstřednosti zatížení). Hmotnost železobetonového stropu 2.NP není uvažována, protože se do výpočtu zavádí výpočetním software.

Stropy:

$$g_{d,stropy} = \left[1 \cdot \left(g_{k,střecha} + t_d \cdot \rho_c\right) + 3 \cdot \left(g_{k,byt} + t_d \cdot \rho_c\right) + 3 \cdot t_{om} \cdot \rho_{om}\right] \cdot P \cdot \gamma_G$$

$$= [1 \cdot (0{,}26 + 0{,}22 \cdot 25) + 3 \cdot (1{,}058 + 0{,}22 \cdot 25) + 3 \cdot 0{,}02 \cdot 20] \cdot 3{,}25 \cdot 1{,}35$$

$$\approx 116{,}86\ kN/m'$$

$$q_{d,stropy} = \left[1 \cdot q_{k,střecha} + 2 \cdot q_{k,byt}\right] \cdot P \cdot \gamma_Q = [1 \cdot 0{,}75 + 2 \cdot 1{,}5] \cdot 3{,}25 \cdot 1{,}5 =$$

$$\approx 18{,}28\ kN/m'$$

Svislé konstrukce:

$$g_{d,sv.kce} = \left[h_{at} \cdot t_{at} \cdot \rho_c + 3 \cdot g_{k,heluz,2} + \left(h \cdot g_{k,eps} + g_{k,om}\right)\right] \cdot \gamma_G =$$

$$= [1{,}0 \cdot 0{,}16 \cdot 25 + 3 \cdot 4{,}72 + (3 \cdot 2{,}97 + 1{,}0) \cdot (0{,}046 + 0{,}8)] \cdot 1{,}35 =$$

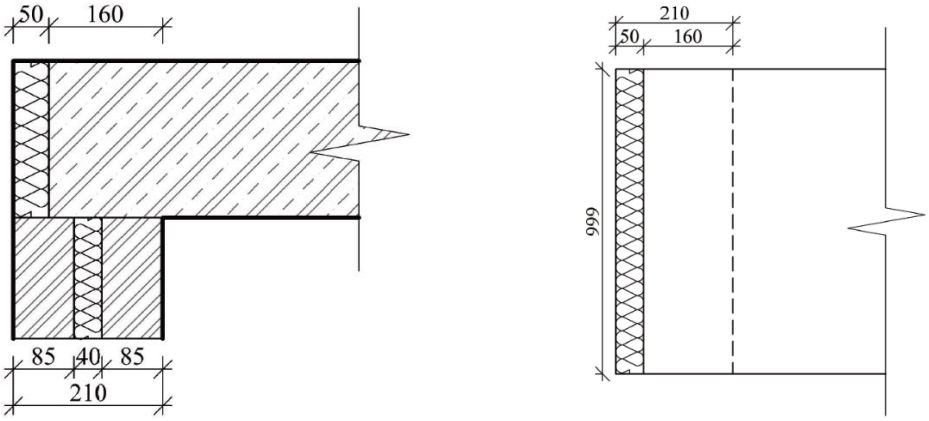
$$\approx 35{,}83\ kN/m'$$

Celkové zatížení na stěnu z vyšších podlaží:

$$(g_d + q_d)_\Sigma = g_{d,stop} + g_{d,stěny} + q_{strop} = 116{,}86 + 18{,}28 + 35{,}83 =$$

$$\approx 171{,}00\ kN/m'$$

Schéma geometrie hlavy stěny v modelu



Přepočet na plochu desky v modelu:

$$\sigma_{model} = \frac{(g_d + q_d)_\Sigma}{d_{model} \cdot t_{model}} = \frac{175\,000}{999 \cdot 160} = 1{,}095 \approx 1{,}1\ MPa$$

Zatížení od stropu ve 2.NP – zatížení do modelu (bez vlastní tíhy):

$$(g_d + q_d)_2 = \left(g_{k,2.NP} + t_{om} \cdot \gamma_{om}\right) \cdot \gamma_G + q_k \cdot \gamma_Q$$

$$= (1{,}058 + 0{,}02 \cdot 20) \cdot 1{,}35 + 1{,}5 \cdot 1{,}5$$

$$= 4{,}22\ kN/m^2 = 0{,}00422\ MPa$$

10.2.4 Zatížení v místě B

Na stěnu působí velmi malé svislé přitížení. Zatížení od sněhu je uvažováno, neboť má nepříznivý účinek na stěnu. Hmotnost železobetonového stropu není uvažována, protože se do výpočtu zavádí ve výpočetním softwaru.

Stropy:

Stálé zatížení – zatížení do modelu (bez vlastní tíhy):

$$g_{d,strop} = \left[g_{k,střecha} + t_{om} \cdot \rho_{om}\right] \cdot P \cdot \gamma_G$$
$$= [0{,}26 + 0{,}02 \cdot 20] \cdot 3{,}25 \cdot 1{,}35 \approx 2{,}89\ kN/m'$$

Užitné zatížení – zatížení do modelu

$$q_{d,strop} = q_{k,střecha} \cdot P \cdot \gamma_Q = 0{,}75 \cdot 3{,}25 \cdot 1{,}5 \approx\ 3{,}66\ kN/m'$$

Zatížení od stropu – zatížení do modelu:

$$(g_d + q_d)_\Sigma = g_{d,strop} + q_{d,strop} + s_d = 2{,}89 + 3{,}66 + 2{,}4 =$$
$$\approx 8{,}95\ kN/m^2 =\ 0{,}00895\ MPa$$

Zatížení od svislých konstrukcí

$$g_{d,stěny} = \left[h_{at} \cdot t_{at} \cdot \rho_c + \left(g_{k,eps} + g_{k,om}\right) \cdot h\right] \cdot \gamma_G =$$
$$= [1{,}0 \cdot 0{,}16 \cdot 25 + (0{,}046 + 0{,}8) \cdot 1{,}22] \cdot 1{,}35 \approx 6{,}80\ kN/m'$$

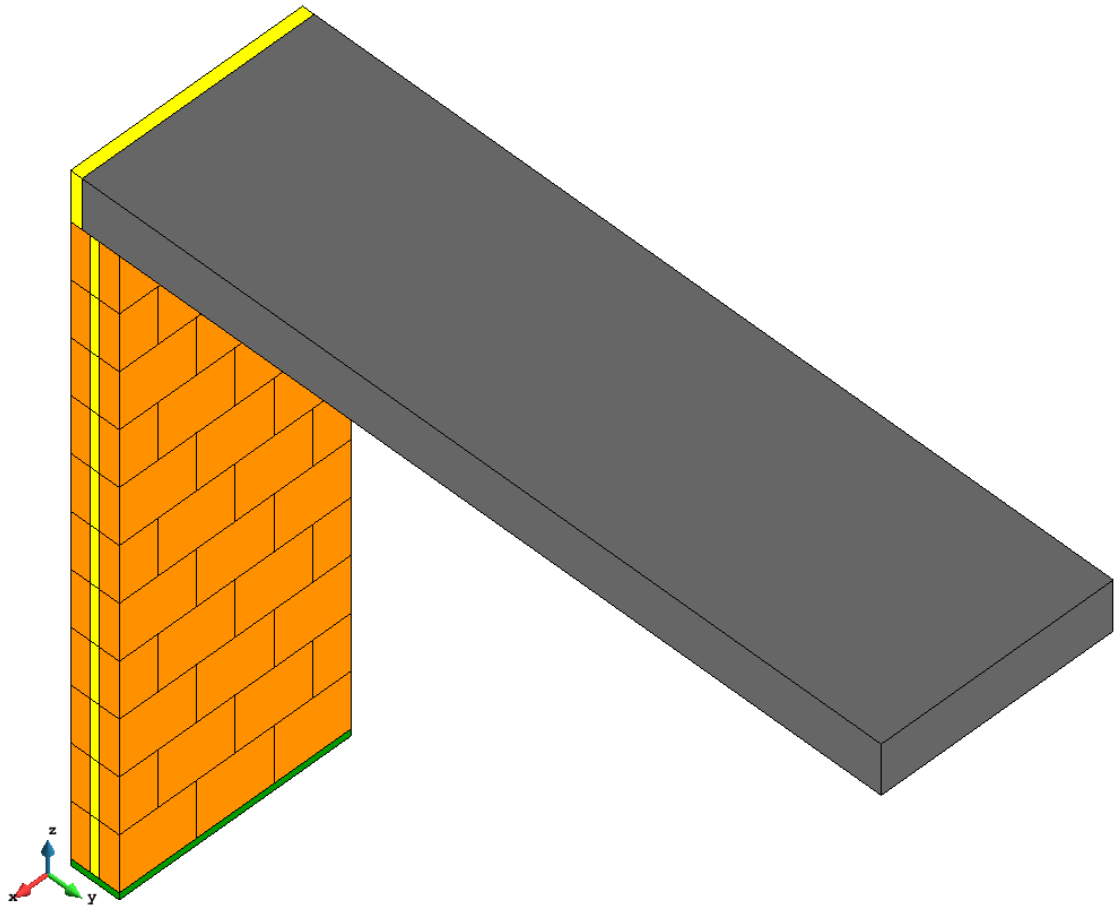
Přepočet na plochu desky v modelu:

$$\sigma_{model} = \frac{g_{d,stěny}}{d_{model} \cdot t_{model}} = \frac{6\,800}{999 \cdot 160} \approx 0{,}043\ MPa$$

10.3 POPIS VÝPOČETNÍHO MODELU

10.3.1 Úvod

Byly vytvořeny dvě varianty stěny. Model spodní stěny (MS) se nachází ve 2. NP. Model horní stěny (MH) se nachází v posledním podlaží (5.NP). Princip kontaktů v jednotlivých modelech je shodný s modely MRC a MRE (viz kapitola 9.2). Kontakt mezi roznášecí deskou a hlavou stěny nahradil interface spojující stěnu se stropem.



Obr. 10.3: Izometrie modelů MS a MH

10.3.2 Geometrie a monitory

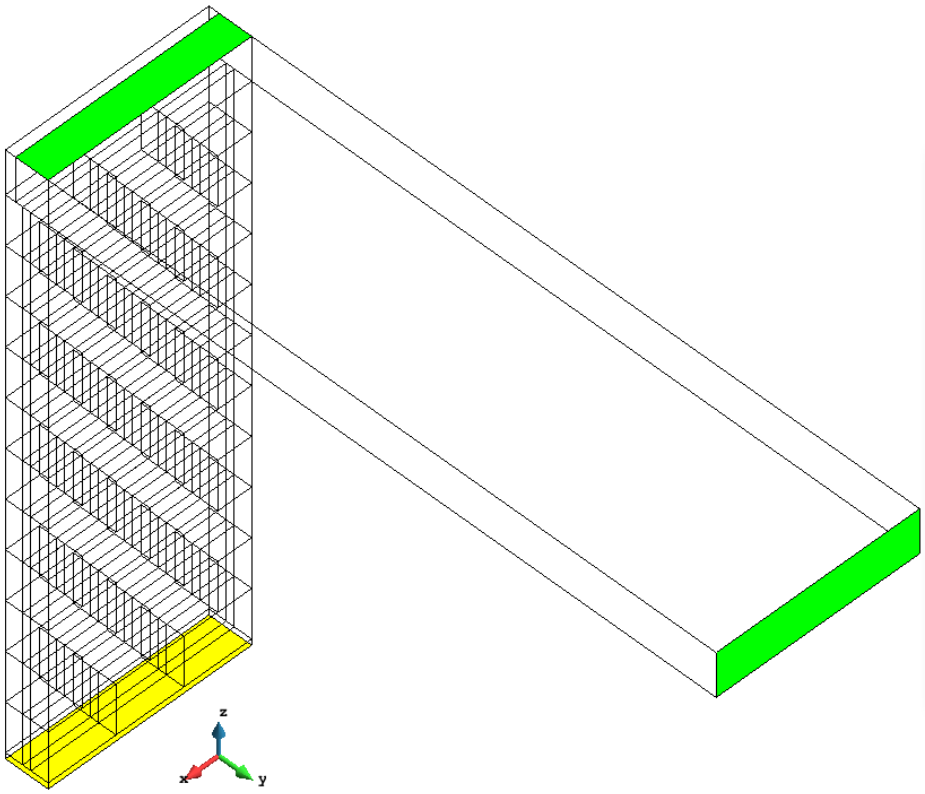
Geometrie stěny včetně monitorů napětí a přetvoření jsou shodné jako v případě centricky zatížené vysoké stěny výšky 2750 mm (viz kapitola 9 a 9.3). Oba výpočetní modely v místě A a B jsou shodné a liší se pouze v aplikovaném zatížení (viz výpočet kapitola 10.2) Ke stěně byla na vrcholu přidána stropní konstrukce, která má délku jedné poloviny rozpětí a šířku odpovídající modelu stěny, tj. 999 mm. Rozměry konstrukce viz kapitola 9.1, Obr. 9.1.

10.3.3 Materiály

Materiály jsou shodné jako pro předchozí modely stěny. Pro stropní konstrukci byl zvolen lineárně pružný materiál simulující beton s objemovou hmotností $\rho_c = 23\ kN/m^3$ a modulem pružnosti $E = 32\ GPa$. Tento materiál byl zvolen pro zjednodušení modelu. K výpočtu je nutné pouze přenést zatížení do stěny a v případě prostého betonu modelovaného pomocí materiálu typu CC3DNonLinCementitious by v modelu docházelo nejdříve k nežádoucímu porušení betonu křehkým lomem. Další možností by bylo simulovat výztuž v tažené části betonu, ale tím by se výpočet zkomplikoval. Pro daný účel není nutné přesně simulovat porušení stropní konstrukce – uvažujeme, že strop je navržen tak, že není slabým místem konstrukce.

10.3.4 Podepření modelu

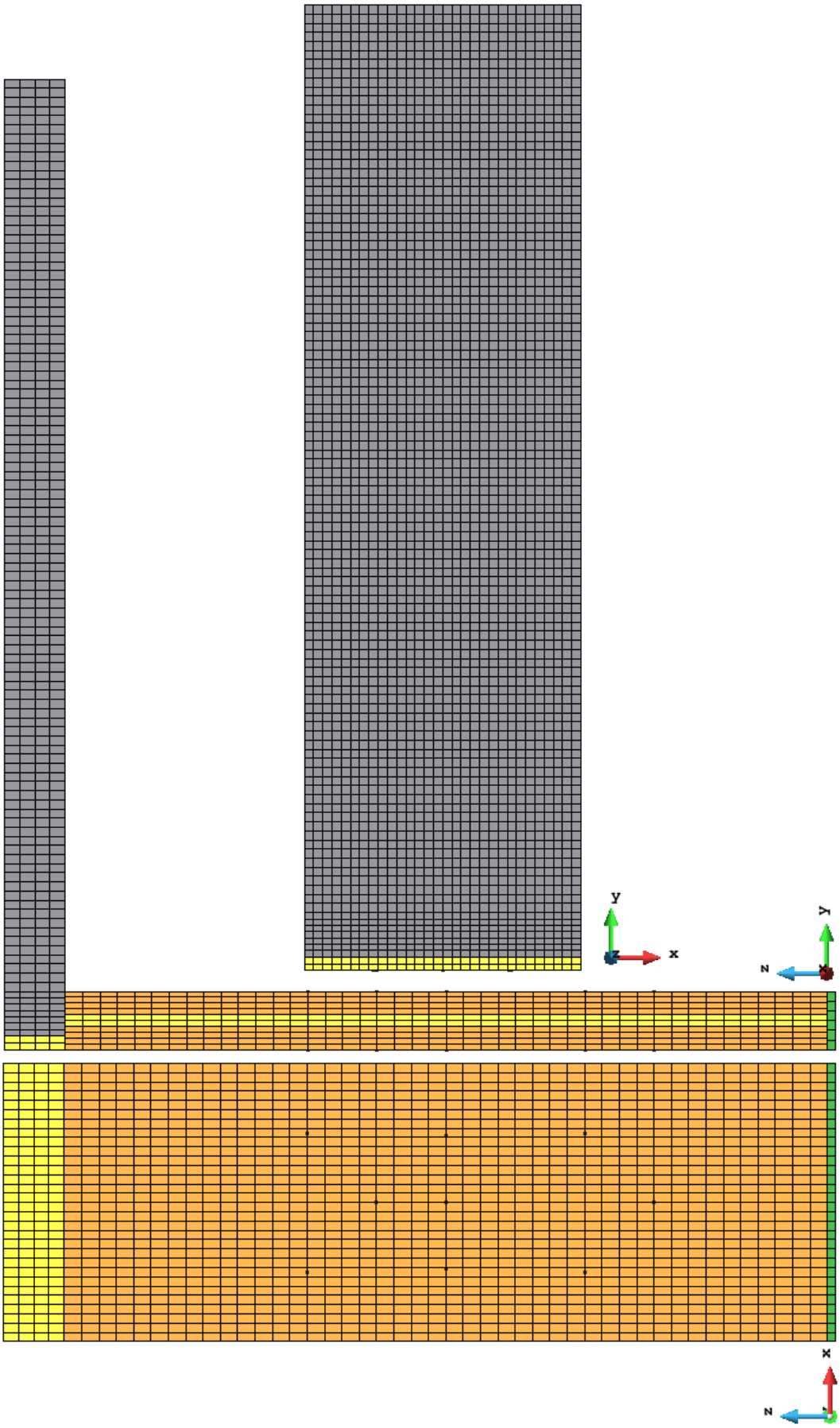
Model je podepřen po celé spodní ploše stěny (odebrané posuny ve směru x, y, z) a dále je podepřena svislá plocha desky v polovině rozpětí stropní desky ve vodorovném směru (odebrané posuny ve směru x a y). Model MS je na vrchním povrchu železobetonové desky v místě uložení na stěnu zajištěn proti posunu ve směru x a y. Tato okrajová podmínka nahrazuje vliv tuhosti horní konstrukce, která nebyla přímo modelována.



Obr. 10.4: Schéma podepření stěny a stropní desky

10.3.5 Parametry sítě MKP

Rozdělení prvků stěny je shodné jako v případě modelů MRC a MRE. Stropní deska v místě uložení je na šířku rozdělena na 7 prvků (tj. 7 × 22,86 mm) a zbytek je rozdělen na 100 prvků (tj. 100 × 32,8 mm). Po výšce je deska rozdělena na 4 prvky (tj. 4 × 50 mm). Stropní deska je po délce rozdělena stejně jako stěna na 30 prvků (tj. 30 × 33,3 mm). V líci uložení stropu je umístěna izolace rozdělená po šířce na 2 prvky (tj. 2 × 25 mm) a po délce a výšce je rozdělena shodně jako deska. Rozdělení viz Obr. 10.5.

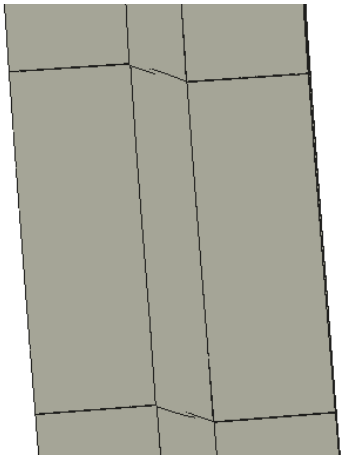


Obr. 10.5: Schéma rozdělení sítě MKP – Pohled, řez, půdorys

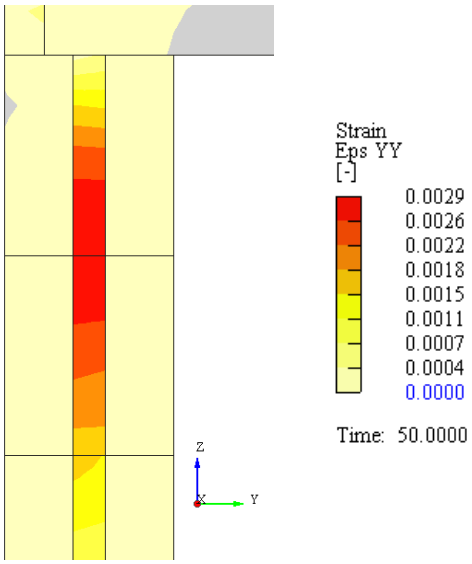
10.3.6 Výsledky

10.3.6.1 Model stěny MS

Model na konci výpočtu nevykazoval ztrátu únosnosti a stability. Tlaková napětí se přenáší celým průřezem modelu (keramickými částmi). Ve většině průřezů nedochází v keramickém materiálu k tahovým napětím. Tahová napětí v 11. řadě bloků jsou velmi malá a nedosahují tahové pevnosti keramického materiálu (nehrozí vznik trhlin) viz Obr. 10.8. Na modelu nedochází k porušení spoje mezi izolací a keramickou částí. Z Obr. 10.6 je patrné, že zdící blok smykově nespolupůsobí a smyk se přenáší pouze pomocí lepeného spoje a minerální izolace. Na izolaci dochází k malým deformacím, a tedy izolace a lepené spoje brání vybočení stěny a pro aplikované zatížení dostatečně nahrazují smykové spony (nehrozí ztráta stability jednotlivých keramických vrstev stěny) viz Obr. 10.7.



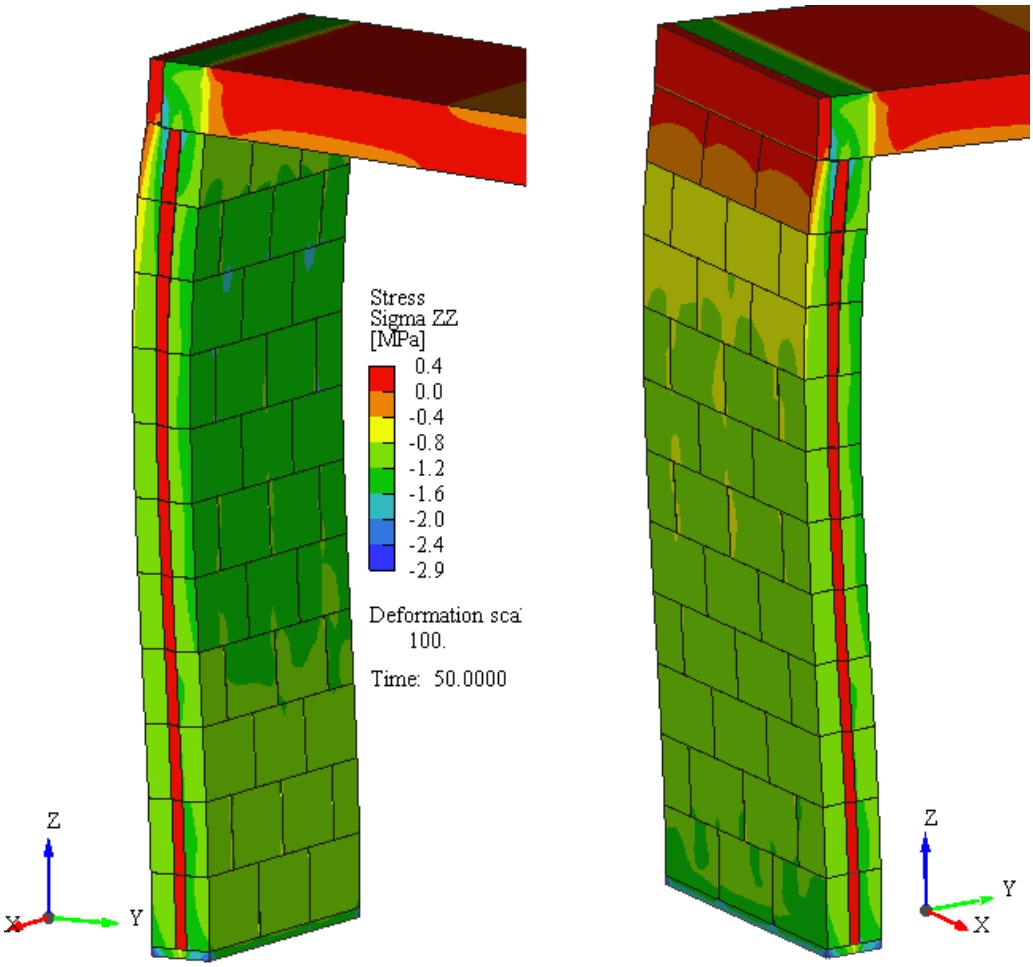
Obr. 10.6: Zkosení bloku v polovině stěny



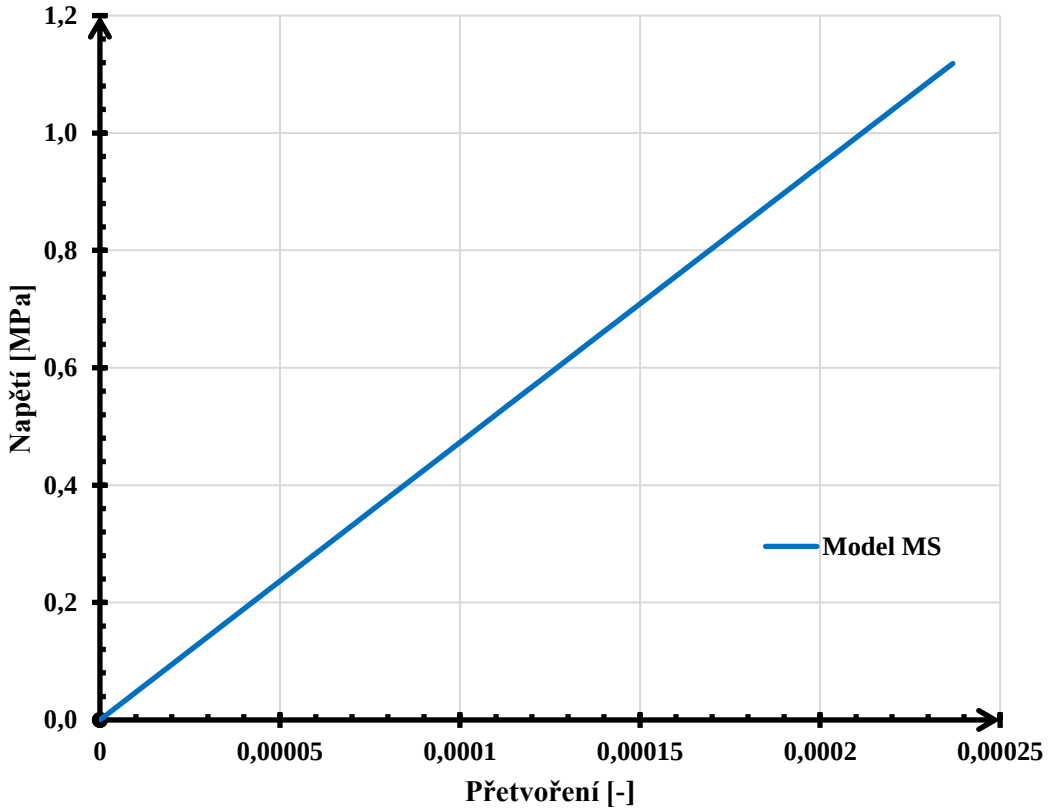
Obr. 10.7: Deformace ve vodorovném směru na minerální izolaci

10.3.6.2 Model stěny MH

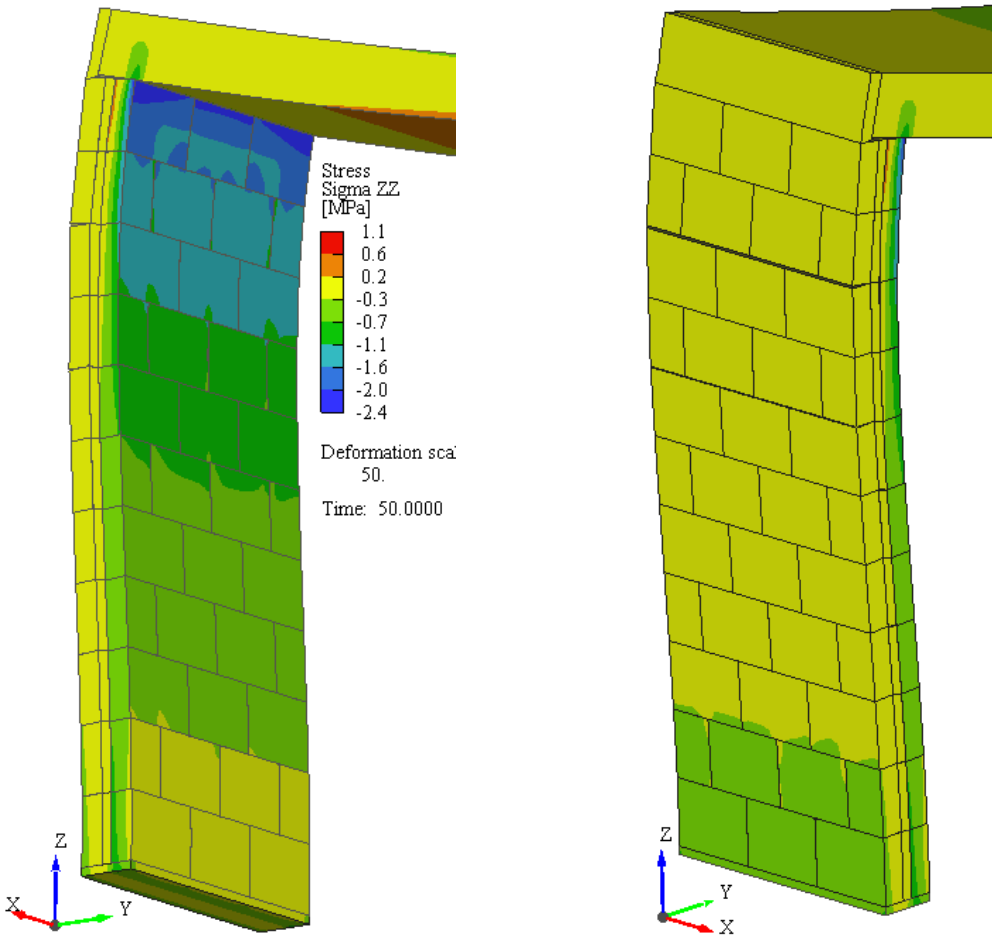
Model na konci výpočtu nevykazoval ztrátu únosnosti a stability. Z důvodu vysoké výstřednosti se tlak přenáší polovinou průřezu (stropní konstrukce se opírá pouze o vnitřní keramickou část). Na vnější keramické části dochází k nulovým nebo velmi malým tahovým napětím a tím nehrozí vznik trhlin. Vlivem vysoké výstřednosti a nízkého přitížení dochází v 9. řadě k rozevírání ložné spáry na vnější keramické části průřezu. Toto rozevírání je velmi malé a neohrožuje únosnost stěny.



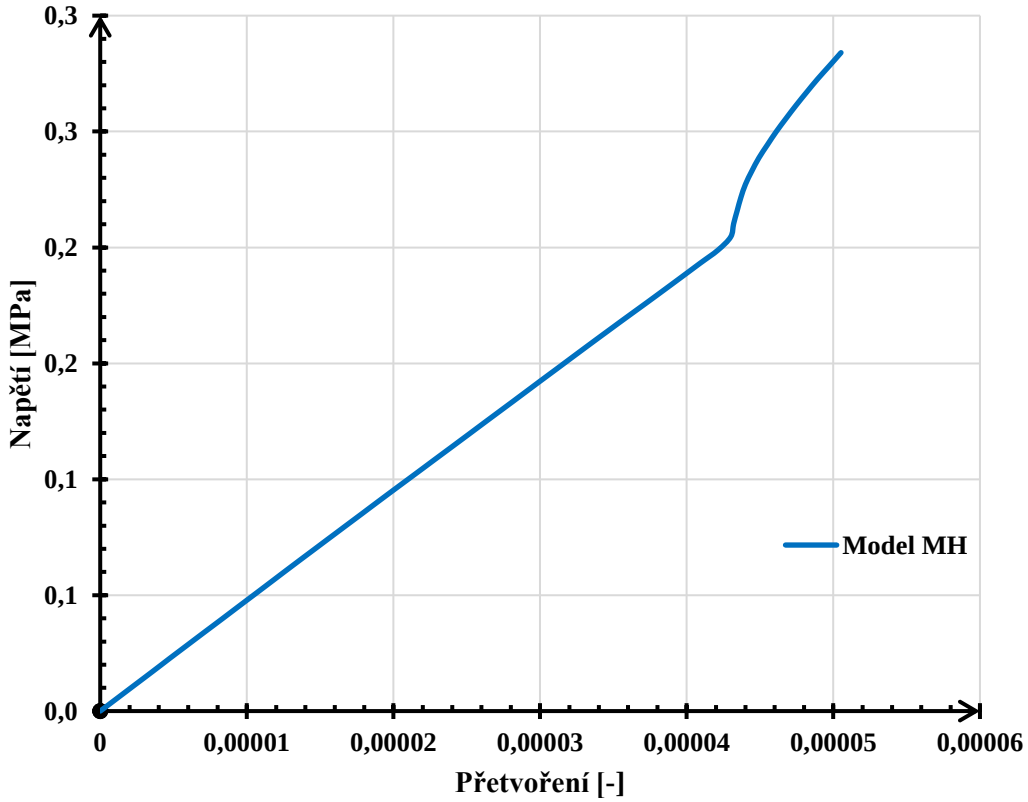
Obr. 10.8: Deformace a napětí na modelu MS (deformace zvětšeny 100×)



Obr. 10.9: Deformační diagram MS – svislý směr



Obr. 10.10: Deformace a napětí na modelu MH (deformace zvětšeny 50×)



Obr. 10.11: Deformační diagram (Z) modelu MH – svislý směr

10.4 STATICKÝ VÝPOČET

V této kapitole bude provedeno statické posouzení analyzované stěny v 2.NP dle Eurokódu 6 [9] a Graubner-Föster přístupu [11](viz kapitola 5.2). Stěna v 5.NP nebude posouzena z důvodu nízkého zatížení. Normový výpočet bude proveden pro dvě varianty geometrie stěny. Prvním stavem bude chování stěny s masivním průřezem, kdy nedojde k oddělení izolace od keramických částí. Druhým stavem pak porušení spoje mezi keramickými částmi a izolací. Tento stav bude posouzen jako kombinace dvouvrstvé a dutinové stěny, protože dle výsledků analýzy, definic Eurokódu a popisu návrhu nespadá stěna přímo do žádné kategorie. Pro oba stavy bude posouzen střední průřez metodou Graubner-Föster přístupu.

Popis:

Keramické bloky (333 × 210 × 249) se zdí na polyuretanové lepidlo, které je pro potřeby výpočtu zatříděno jako malta pro tenké spáry. Zdící prvek obsahuje 28 % objemu otvorů a je zatříděn do skupiny 2. Stěna je vyzděna mezi tuhými železobetonovými stropy.

Výpočet pevnosti zdiva:

Pevnost cihelného střepu:

$f_u = 15\ MPa$

Normalizovaná pevnost zdícího prvku:

$h = 249\ mm$

$b = 210\ mm$

$\delta = 1{,}228\ [-]$

$f_b = \delta \cdot f_u = 1{,}228 \cdot 15 = 18{,}42\ MPa$

Charakteristická pevnost zdiva v tlaku:

Součinitel K → Skupina zdících prvků = 2; malta pro tenké spáry → K = 0,7

$f_k = K \cdot f_b^{\alpha} \cdot f_m^{\beta} = 0{,}7 \cdot 18{,}42^{0{,}7} = 5{,}38\ MPa$

Návrhová pevnost zdiva v tlaku:

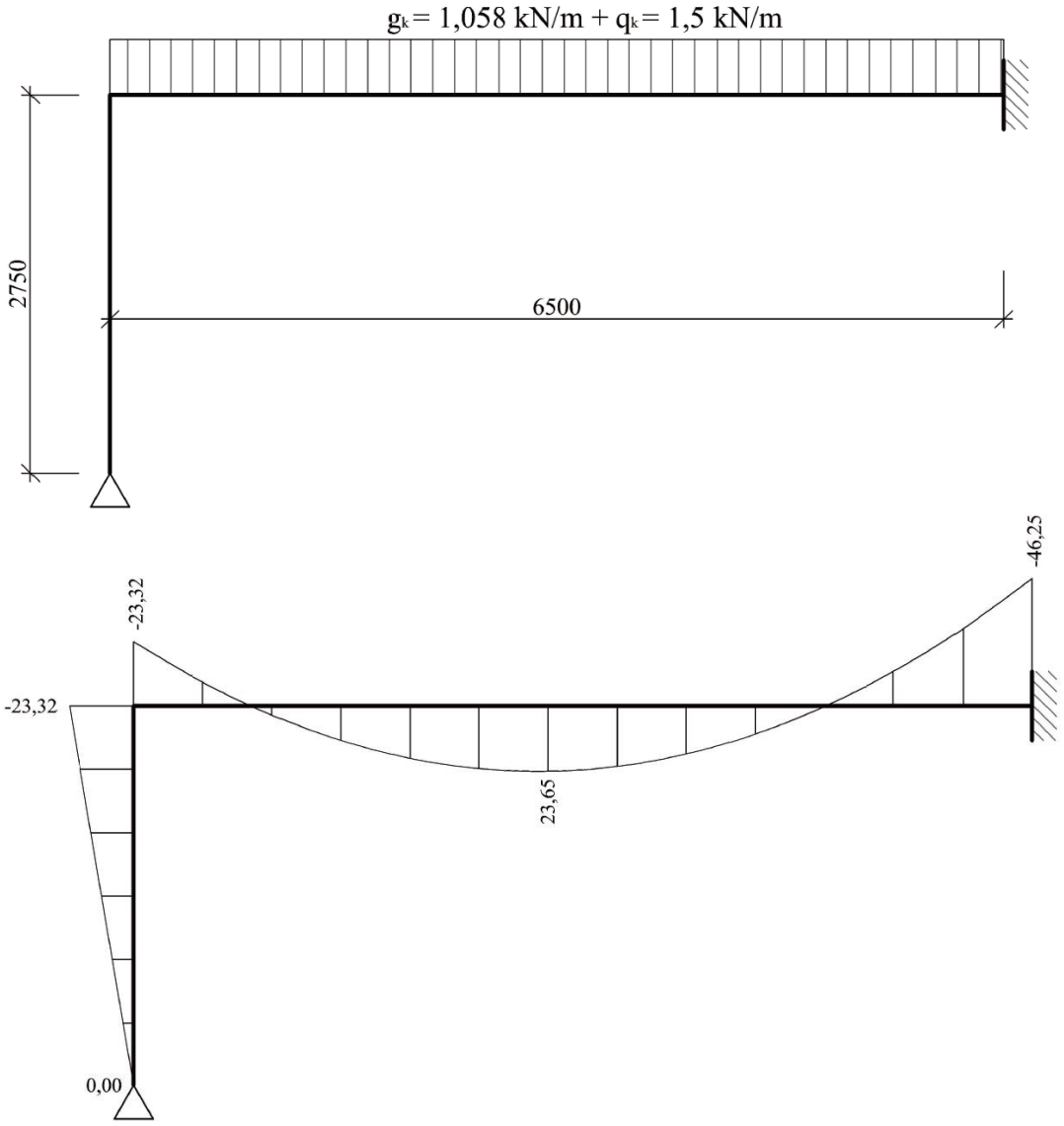
$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{5{,}38}{2{,}0} = 2{,}69\ MPa$

10.4.1 Posouzení stěny dle Eurokódu 6

Metoda výpočtu:

Určení typu styčníku:

$\frac{u}{t} = \frac{160}{210} = 0{,}762 \approx {}^{3}/_{4}$ → *styčník „B"* (viz kapitola 4.2.4)



Obr. 10.12: Výpočetní model – rámový výsek a momenty (kNm) na rámu

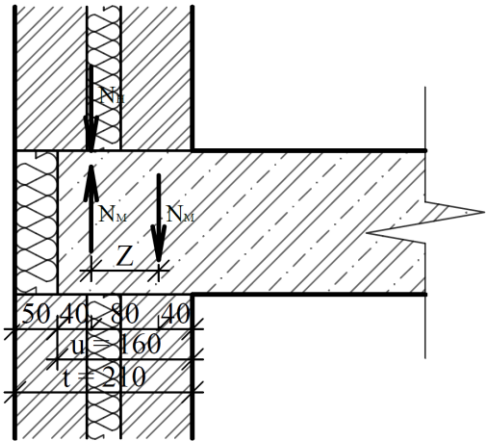
Ověření tuhosti styčníku:

$$N_M = \frac{M_{Ed}}{\frac{1}{2}u} = \frac{23{,}32}{0{,}080} = 291{,}5\ kN$$

$$N_M > N_{Ed}$$

$$291{,}5 > 171{,}0\ kN$$

→ *netuhý styčník*
→ *redukce nadpodporového momentu (popis viz kapitola 4.2.4)*



Obr. 10.13: Schéma ověření tuhosti styčníku

Redukce momentu v hlavě stěny:

$$M_{Ed,red} = M_{Ed} \cdot \frac{N_M}{N_{Ed}}$$

$$M_{Ed,red} = 23{,}32 \cdot \frac{171}{291{,}5} \approx 14{,}00\ kN/m$$

Moment v patě stěny:

$$M_{Ed,pata} = 0\ kNm$$

Normálová síla v patě stěny

$$N_{Ed,pata} = N_{Ed} + g_{k,heluz,2} = 171{,}00 + 4{,}72 = 175{,}72 \approx 176\ kN$$

Moment v polovině výšky stěny:

$$M_{md} = \frac{M_{Ed}}{2} = \frac{14}{2} = 7{,}0\ kNm$$

Normálová síla v polovině stěny:

$$N_{md} = N_{Ed} + \frac{g_{k,heluz,2}}{2} = 171{,}00 + \frac{4{,}72}{2} = 173{,}36\ kN$$

10.4.2 Výpočet stěny s masivním průřezem

Efektivní výška:

$$h_{ef} = \rho \cdot h = 0{,}75 \cdot 2750 = 2063\ mm$$

Efektivní tloušťka

$t_{ef} = t = 210\ mm$ → *masivní průřez (dle výsledků modelů MS a MH viz kap. 10.3.6)*

Štíhlost prvku

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{2063}{210} = 9{,}82\ [-] \quad \rightarrow \quad masivní\ prvek$$

10.4.2.1 Posouzení stěny v hlavě

Počáteční výstřednost:

$$e_{int} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{2063}{450} = 4{,}58\ mm$$

Celková výstřednost:

$$e_i = \frac{M_{Ed,red}}{N_{Ed}} + e_{he} + e_{init} \geq 0{,}05 \cdot t$$

$$e_i = \frac{14}{171} + 0\ + 4{,}58 = 4{,}66\ \not\geq 0{,}05 \cdot 210 = 10{,}5\ mm\ \rightarrow bráno\ minimum$$

Zmenšující součinitel v hlavě stěny:

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{10{,}5}{210} = 0{,}9$$

Posouzení:

$N_{Ed} \leq N_{Rd}$

$N_{Rd} = \Phi_i \cdot b \cdot t \cdot f_d = 0{,}9 \cdot 1000 \cdot (2 \cdot 85) \cdot 2{,}69 = 411{,}57\ kN$

$171{,}00 \leq 411{,}57\ kN \rightarrow vyhovuje$

10.4.2.2 Posouzení stěny v patě

Počáteční výstřednost:

$$e_{int} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{2063}{450} = 4{,}58\ mm$$

Celková výstřednost:

$$e_i = \frac{M_{Ed,pata}}{N_{Ed,pata}} + e_{he} + e_{init} \geq 0{,}05 \cdot t$$

$$e_i = 0 + 0\ + 4{,}58 = 4{,}58\ \not\geq 0{,}05 \cdot 210 = 10{,}5\ mm\ \rightarrow bráno\ minimum$$

Zmenšující součinitel v patě stěny:

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{10{,}5}{210} = 0{,}9\ [-]$$

Posouzení:

$N_{Ed} \leq N_{Rd}$

$N_{Rd} = \Phi_i \cdot b \cdot t \cdot f_d = 0{,}9 \cdot 1000 \cdot (2 \cdot 85) \cdot 2{,}69 = 411{,}57\ \ kN$

$176{,}00 \leq 411{,}57\ \ kN \rightarrow vyhovuje$

10.4.2.3 Posouzení v polovině výšky stěny

Počáteční výstřednost

$$e_{int} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{2063}{450} = 4{,}58\ mm$$

Výstřednost od zatížení v polovině výšky

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_{init} = \frac{7{,}0}{173{,}36} + 0 \pm 4{,}58 = 0{,}04 \pm 4{,}58 = 4{,}62\ mm$$

Výstřednost od dotvarování:

$$e_k = 0{,}002 \cdot \Phi_\infty \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{t \cdot e_m} = 0 \quad \rightarrow \quad \lambda < 15$$

Celková výstřednost:

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0{,}05 \cdot t$$

$$e_{mk} = 4{,}62 + 0 = 4{,}62\ [mm] \not\geq 0{,}05 \cdot 210 = 10{,}5\ mm \ \rightarrow bráno\ minimum$$

Zmenšující součinitel v polovině výšky stěny dle přílohy G v [9]**:**

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{2063}{210} \cdot \sqrt{\frac{5{,}38}{5050}} = 9{,}824 \cdot 0{,}033 = 0{,}321\ [-]$$

$$u = \frac{\lambda - 0{,}063}{0{,}73 - 1{,}17 \cdot \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{0{,}321 - 0{,}063}{0{,}73 - 1{,}17 \cdot \frac{10{,}5}{210}} = 0{,}384\ [-]$$

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{10{,}5}{210} = 0{,}9\ [-]$$

$$\Phi_m = A_1 \cdot e^{-\frac{u^2}{2}} = 0{,}9 \cdot e^{-\frac{0{,}384^2}{2}} = 0{,}836$$

Posouzení:

$$N_{mk} \leq N_{Rd}$$

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot b \cdot t \cdot f_d = 0{,}836 \cdot 1000 \cdot (2 \cdot 85) \cdot 2{,}69 = 382{,}30\ kN$$

$$173{,}36 \leq 382{,}30\ kN \rightarrow vyhovuje$$

10.4.2.4 Výpočet metodou Graubner-Föster [11]

Jelikož metoda platí pouze pro posouzení průřezu v polovině výšky stěny, tak pro hlavu a patu stěny platí posudek viz výpočty kapitoly 10.4.2.1 a 10.4.2.2.

Výstřednost od zatížení v polovině výšky

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{int} \geq 0{,}05 \cdot t$$

$$e_m = \frac{7{,}0}{173{,}36} + 4{,}58 = 4{,}62 \not\geq 0{,}05 \cdot 210 = 10{,}5\ mm \rightarrow bráno\ minimum$$

Zmenšující součinitel:

$$\Phi_m = 1{,}10 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_m}{t_{ef}}\right) - 0{,}021 \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 1 - 2 \cdot \frac{e_m}{t_{ef}}$$

$$\Phi_m = 1{,}10 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{10{,}5}{210}\right) - 0{,}021 \cdot \frac{2063}{210} \leq 1 - 2 \cdot \frac{10{,}5}{210}$$

$$\Phi_m = 0{,}7837 \leq 0{,}95$$

Posouzení:

$N_{mk} \leq N_{Rd}$

$N_{Rd} = \Phi_m \cdot b \cdot t \cdot f_d = 0{,}78 \cdot 1000 \cdot (2 \cdot 85) \cdot 2{,}69 = 356{,}69\ kN$

$173{,}36 \leq 356{,}69\ kN \rightarrow vyhovuje$

10.4.3 Posouzení dvouvrstvé/dutinové stěny

Jak již je z modelu patrné, jednotlivé keramické části tvarovky smykově nespolupůsobí, avšak také nedochází k oddělování od akustické izolace. (viz kapitola 10.3.6). Je uvažován efektivní průřez (dvouvrstvá stěna, t_{ef} se pro dutinovou uvažuje pouze pro stanovení štíhlosti) a neposuzují se jednotlivé vrstvy samostatně jako v případě dutinové stěny, protože se shodné zatížení přenáší oběma keramickými částmi.

Efektivní výška:

$h_{ef} = \rho \cdot h = 0{,}75 \cdot 2750 = 2063\ mm$

Efektivní tloušťka:

$t_{ef} = \sqrt[3]{K_{tef} \cdot t_1^3 + t_2^3} = \sqrt[3]{1{,}0 \cdot 85^3 + 85^3} = 107{,}09\ mm$

Kontrola redukce návrhové hodnoty pevnosti f_d dle [9] **kapitola 6.1.2.1**

$A_{ef} = t_{ef} \cdot 1000 = 107{,}09 \cdot 1000 = 107\,090\ mm^2 = 0{,}10709\ m^2 > 0{,}1\ m^2$

$\rightarrow$ *není nutná redukce pevnosti*

Poměr tuhostí jednotlivých vrstev:

$K_{tef} = \frac{E_1}{E_2} = \frac{5050}{5050} = 1{,}0\ [-]$

Štíhlost prvku:

$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{2063}{107{,}09} = 19{,}26\ [-] \quad \rightarrow \quad$ *štíhlý prvek*

10.4.4 Posouzení stěny v hlavě

Počáteční výstřednost:

$e_{int} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{2063}{450} = 4{,}58\ mm$

Výstřednost od zatížení v hlavě stěny:

$e_i = \frac{M_{Ed,red}}{N_{Ed}} + e_{he} + e_{init} \geq 0{,}05 \cdot t$

Celková výstřednost:

$e_i = \frac{14}{171} + 0\ + 4{,}58 = 4{,}66\ \not\geq 0{,}05 \cdot 210 = 10{,}5\ mm\ \rightarrow$ *bráno minimum*

Zmenšující součinitel:

$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{10{,}5}{210} = 0{,}9\ [-]$

Posouzení:

$N_{Ed} \leq N_{Rd}$

$N_{Rd} = \Phi_i \cdot b \cdot t_{ef} \cdot f_d = 0{,}9 \cdot 1000 \cdot 107{,}09 \cdot 2{,}69 = 259{,}26\ kN$

$171{,}00 \leq 259{,}26\ kN \rightarrow$ *vyhovuje*

10.4.4.1 Posouzení stěny v patě

Počáteční výstřednost:

$$e_{int} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{2063}{450} = 4{,}58\ mm$$

Výstřednost od zatížení:

$$e_i = \frac{M_{Ed,pata}}{N_{Ed,pata}} + e_{he} + e_{init} \geq 0{,}05 \cdot t$$

Celková výstřednost:

$$e_i = 0 + 0\ + 4{,}58 = 4{,}58\ \not\geq 0{,}05 \cdot 210 = 10{,}5\ mm\ \rightarrow bráno\ minimum$$

Zmenšující součinitel ve středu výšky:

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{10{,}5}{210} = 0{,}9\ [-]$$

Posouzení:

$$N_{Rd} = \Phi_i \cdot b \cdot t \cdot f_d = 0{,}9 \cdot 1000 \cdot 107{,}09 \cdot 2{,}69 = 259{,}26\ kN$$

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

$$176{,}00 \leq 259{,}26\ kN \rightarrow vyhovuje$$

10.4.4.2 Posouzení v polovině výšky stěny

Počáteční výstřednost:

$$e_{int} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{2063}{450} = 4{,}58\ mm$$

Výstřednost od zatížení v polovině výšky:

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_{init} = \frac{7{,}0}{173{,}36} + 0 \pm 4{,}58 = 0{,}039 \pm 4{,}58 = 4{,}62\ mm$$

Výstřednost od dotvarování:

Pro pálené zdící prvky $\rightarrow \Phi_\infty \in \langle 0{,}5; 1{,}5\rangle \rightarrow$ *bráno* 1,5

$$e_k = 0{,}002 \cdot \Phi_\infty \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{t \cdot e_m} = 0{,}002 \cdot 1{,}5 \cdot \frac{2063}{107{,}09} \cdot \sqrt{210 \cdot 4{,}62} = 1{,}8\ mm$$

Celková výstřednost:

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0{,}05 \cdot t$$

$$e_{mk} = 4{,}62 + 1{,}8 = 6{,}42\ [mm] \not\geq 0{,}05 \cdot 210 = 10{,}5\ mm \rightarrow bráno\ minimum$$

Zmenšující součinitel v polovině výšky stěny dle přílohy G v [9]**:**

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{2063}{107{,}09} \cdot \sqrt{\frac{5{,}38}{5050}} = 19{,}26 \cdot 0{,}033 = 0{,}629\ [-]$$

$$u = \frac{\lambda - 0{,}063}{0{,}73 - 1{,}17 \cdot \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{0{,}629 - 0{,}063}{0{,}73 - 1{,}17 \cdot \frac{10{,}5}{210}} = 0{,}843\ [-]$$

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{10{,}5}{210} = 0{,}9\ [-]$$

$$\Phi_m = A_1 \cdot e^{-\frac{u^2}{2}} = 0{,}9 \cdot e^{-\frac{0{,}843^2}{2}} = 0{,}631$$

Posouzení:

$$N_{mk} \leq N_{Rd}$$

$$N_{Rd} = \Phi_i \cdot b \cdot t_{ef} \cdot f_d = 0{,}631 \cdot 1000 \cdot 107{,}09 \cdot 2{,}69 = 181{,}77\ kN$$

$$173{,}36 \leq 181{,}77\ kN \rightarrow vyhovuje$$

10.4.4.3 Výpočet metodou Graubner-Föster [11]

Jelikož metoda zahrnuje posouzení průřezu v polovině výšky stěny, tak pro hlavu a patu stěny platí posudek viz předchozí výpočty.

Výstřednost od zatížení v polovině výšky:

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{int} \geq 0{,}05 \cdot t$$

$$e_m = \frac{7{,}0}{173{,}36} + 4{,}58 = 4{,}62 \not\geq 0{,}05 \cdot 210 = 10{,}5\ mm \rightarrow bráno\ minimum$$

Zmenšující součinitel:

$$\Phi_m = 1{,}10 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_m}{t_{ef}}\right) - 0{,}021 \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 1 - 2 \cdot \frac{e_m}{t_{ef}}$$

$$\Phi_m = 1{,}10 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{10{,}5}{107{,}09}\right) - 0{,}021 \cdot \frac{2063}{107{,}09} \leq 1 - 2 \cdot \frac{10{,}5}{107{,}09}$$

$$\Phi_m = 0{,}4797 \leq 0{,}80$$

Posouzení:

$N_{mk} \leq N_{Rd}$

$N_{Rd} = \Phi_m \cdot b \cdot t_{ef} \cdot f_d = 0{,}4797 \cdot 1000 \cdot 107{,}09 \cdot 2{,}69 = 138{,}188\ kN$

$173{,}36 \leq 138{,}19\ kN \rightarrow nevyhovuje$

10.4.5 Závěr

10.4.5.1 Masivní průřez

Posuzovaná stěna ve všech průřezech vyhoví. V nejvíce namáhaném středním průřezu je kapacita stěny dle Eurokódu využita na 45 %. Dle Graubner-Föster přístupu je kapacita využita na 49 %. Zde se potvrdil předpoklad, že Graubner-Föster přístup vykazuje nižší maximální únosnost při nízkých poměrech výstředností (*e/t*) a nízkých štíhlostech. V Tab. 10.1 se nachází přehled výsledků obou variant výpočtů.

10.4.5.2 Dvouvrstvá stěna/dutinová

Únosnost stěny dle Eurokódu vyhověla ve všech posuzovaných průřezech. Pro nejvíce namáhaný střední průřez je kapacita únosnosti využita na kritických 96 %. Dle Graubner-Föster přístupu je kapacita využita na 126 % a tedy posuzovaná stěna nevyhoví. Tento výpočet byl proveden za předpokladu přerušení lepeného spoje, který nenastal. V Tab. 10.1 se nachází porovnání obou variant výpočtů.

Závěrem z těchto výpočtů je zřejmé, že chování stěny nespadá do kategorie čistě masivního průřezu (jednotlivé vrstvy smykově nespolupůsobí) ani do kategorie dvouvrstvých/dutinových stěn (jednotlivé vrstvy se vzájemně stabilizují přes vyplněnou dutinu minerální izolací a nedochází k porušení spoje). Výsledné chování stěny se více přibližuje masivnímu průřezu a lze říci, že posuzovaná stěna chováním a geometrií spadá mezi tyto definice. Ačkoliv je únosnost středního průřezu využita takřka na sto procent v případě Eurokódu a překročena dle G-F přístupu, bude únosnost výrazně vyšší (bližší výrazně únosnějšíme masivnímu průřezu).

	Posouzení dle Eurokód 6			**Posouzení dle Graubner-Föster**
Průřez:	**Hlava**	**Střed**	**Pata**	**Střed**
N_{Ed} (kN)	**171**	**174**	**176**	**174**
Masivní: N_{Rd} (kN)	411	382	411	356
Dvouvrstvá/dutinová: N_{Rd} (kN)	259	181	259	**138**

Tab. 10.1: Porovnání únosností dle statických výpočtů

11 ZÁVĚR

V teoretické části této práce je popsána geometrie a materiálové vlastnosti zdícího bloku od společnosti Heluz a popis obdobných výrobků vyráběných a používaných ve světě. V další části se podařilo shrnout návrh zděných stěn dle Eurokódu 6 včetně nových postupů, jak navrhovat štíhlé konstrukce. Graubner-Föster přístup slibuje zjednodušený návrh středních průřezů zděných stěn. Dále je popsána metoda návrhu štíhlých stěn při dvouosém návrhu. Došlo k zhodnocení zkoušek na normových vzorcích stěny a vzorku reprezentující reálnou konstrukci, které prokázaly dobrou únosnost a naznačily možnost užití sandwichových bloků pro skutečné nosné konstrukce. Dále byl popsán princip metody konečných prvků, protože na této metodě je založen software Atena, který byl použit pro analýzu a kalibraci výpočetních modelů.

Výpočetní model reálné konstrukce byl nejprve zkalibrován dle zkoušek na normových vzorcích. Tato práce obsahuje podrobný popis geometrie výpočetních modelů včetně provedení kontaktů umístění, způsobu měření veličin a parametry užitých materiálů. Každý kalibrační model je porovnán se zkouškou na vzorcích odpovídající geometrie a způsobu zatěžování. Podařilo se dobře vystihnout parametry materiálů a výsledné výpočetní modely jsou velmi dobrou aproximací skutečnosti.

Výpočetní modely reálných konstrukcí dokázaly, že běžné zatížení neohrozí stabilitu ani únosnost stěny a zdivo HELUZ AKU je tedy možné použít pro obvodové nosné stěny bytových domů. Tento poznatek je následovně ověřen ručními statickými výpočty pro dvě varianty stěny včetně posouzení dle Graubner-Föster přístupu. Výpočty také prokázaly možnost použití v reálných nosných konstrukcích.

Výpočetní modely byly zkonstruovány částečně na základě materiálových charakteristik ze zkoušek, avšak některé parametry musely být dopočteny nebo dohledány v literatuře. Proto pro reálné využití v konstrukcích by bylo vhodné odzkoušet vzorky excentricky zatížených stěn reálné výšky, které by prokázaly (nebo vyvrátily) závěry této práce.

Dalším rozšířením této práce by mohlo být stanovení maximální únosnosti excentricky zatíženého modelu stěny reálné výšky a analýza chování stěny vlivem změn teplot. Průřez je při rozdílném teplotním namáhání jednotlivých keramických vrstev nerovnoměrně namáhán (minerální izolace a dutiny v keramice brání vyrovnání teplot obou částí) a tím hrozí vznik rozdílných deformací dvou keramických částí stěny. Tento rozdíl by v konečném důsledku mohl vést k přetížení vrstvy zatížené vyšší teplotou a snížení únosnosti konstrukce jako celku.

BIBLIOGRAFIE

[1] JURÁNEK, Pavel. *Protokol 1, č. 060-044465: O zkoušce pevnosti zdiva v tlaku podle ČSN EN 1052-1*. Centrální laboratoř - zkušebna Brno, 2017.

[2] JURÁNEK, Pavel. *Protokol 2, č. 060-044465: O zkoušce pevnosti zdiva v tlaku podle ČSN EN 1052-1*. Centrální laboratoř - zkušebna Brno, 2017.

[3] JURÁNEK, Pavel. *Protokol, č. 060-045716: O zkoušce: pevnosti zdiva v tlaku*. Centrální laboratoř - zkušebna Brno, 2017.

[4] *Hussain-Mohd-Abbas-Block-Factory-catalogue.pdf* [online]. Dubai, U.A.E: Hussain Mohd. Abbas Block Factory LLC, 2016 [cit. 2017-12-25]. Dostupné z: http://www.hablocks.com/userfiles/Hussain-Mohd-Abbas-Block-Factory-catalogue.pdf

[5] *MaCon Products* [online]. Dubai: MANSOOR CONCRETE BLOCK INDUSTRY LLC, 2016 [cit. 2017-12-25]. Dostupné z: http://www.macon-ae.com/products/

[6] *How we started* [online]. Austrálie: Timbercrete Pty Ltd, 2013 [cit. 2017-12-25]. Dostupné z: http://www.timbercrete.com.au/story.html

[7] *Test-report-summary* [online]. Austálie: Timbercrete Pty Ltd, 2013 [cit. 2017-12-26]. Dostupné z: http://www.timbercrete.com.au/test-report-summary.pdf

[8] Home Insulation Bricks and Blocks from Timbercrete: tim210911_img01. In: *SPEC-NET: Building Index* [online]. Austrálie: SPEC-NET PTY LTD, b.r. [cit. 2017-12-25]. Dostupné z: http://www.spec-net.com.au/press/0911/tim_210911.htm. Obrázek ve formátu JPEG.

[9] ČSN EN 1996-1-1+A1. *Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí: Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce*. Praha: Český normalizační institut, 2013.

[10] KOŠATKA, Pavel. *Příklady navrhování zděných konstrukcí 1*. Vyd. 1. V Praze: České vysoké učení technické, 2008. ISBN 978-800-1042-106.

[11] GRAUBNER, Carl-Alexander a Valentin FÖRSTER. Simplified design concept for slender masonry walls / Vereinfachter Stabilitätsnachweis knickgefährdeter Mauerwerkswände. *Mauerwerk* [online]. 2015, **19**(6), 417-426 [cit. 2017-12-27]. DOI: 10.1002/dama.201500680. ISSN 14323427. Dostupné z: http://doi.wiley.com/10.1002/dama.201500680

[12] FÖRSTER, Valentin. Load-bearing capacity of slender unreinforced masonry compression members under biaxial bending. *Mauerwerk* [online]. 2017, **21**(5), 320-331 [cit. 2017-12-27]. DOI: 10.1002/dama.201700015. ISSN 14323427. Dostupné z: http://doi.wiley.com/10.1002/dama.201700015

[13] *HELUZ Tenkovrstvé lepidlo na zdění* [online]. Praha: Selena Bohemia s.r.o., b.r. [cit. 2017-12-28]. Dostupné z: http://www.tytan.cz/cz/produkty/heluz-tenkovrstve-lepidlo-na-zdeni/

[14] ČERVENKA, Vladimír, Libor JENDELE a Jan ČERVENKA. *ATENA Program Documentation Part 1: Theory* [online]. Prague: Červenka Consulting s.r.o., 2016 [cit. 2017-12-29]. Dostupné z: http://www.cervenka.cz/assets/files/atena-pdf/ATENA_Theory.pdf

[15] ČERVENKA, Vladimír a Jan ČERVENKA. *ATENA Program Documentation Part 2-2: User's Manual for ATENA 3D* [online]. Version 5.4.1. Prague: Červenka Consulting s.r.o., 2017 [cit. 2017-12-29]. Dostupné z: http://www.cervenka.cz/assets/files/atena-pdf/ATENA-Engineering-3D_Users_manual.pdf

[16] PRYL, Dobromil a Jan ČERVENKA. *ATENA Program Documentation Part 11: Troubleshooting Manual* [online]. Prague: Červenka Consulting s.r.o., 2017 [cit. 2017-12-29]. Dostupné z: http://www.cervenka.cz/assets/files/atena-pdf/ATENA-Troubleshooting.pdf

[17] *Failure Theories* [online]. Colorado, 2000 [cit. 2017-12-29]. Dostupné z: http://www.egr.msu.edu/classes/me471/thompson/handout/class10_2005SFailureTheory.pdf

[18] *Failure Theories* [online]. 2005 [cit. 2017-12-29]. Dostupné z: http://www.egr.msu.edu/classes/me471/thompson/handout/class10_2005SFailureTheory.pdf

[19] Strength and Stiffness of Engineering Systems: 9.1 Failure Theories. *Allan Hancock College* [online]. California, 2017 [cit. 2017-12-29]. Dostupné z: http://www.ah-engr.com/som/9_failure/text_9-1.htm

[20] ČERVENKA, Jan a Vassilis PAPANIKOLAOU. Three dimensional combined fracture–plastic material model for concrete. *International Journal of Plasticity* [online]. 2008, **24**(12), s. 2192-2220 [cit. 2017-12-29]. DOI: 10.1016/j.ijplas.2008.01.004. ISSN 07496419. Dostupné z: http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0749641908000259

[21] GIUSEPPE, Simonelli. *Finite element analysis of RC beams retrofitted with fibre reinforced polymers* [online]. Napoli, 2005, 220 s. [cit. 2017-12-29]. 10.6092/UNINA/FEDOA/769. Dostupné z: http://www.fedoa.unina.it/769/1/Simonelli_Giuseppe.pdf. Tesi di dottorato. Università degli Studi di Napoli Federico II. Vedoucí práce Rosati Luciano.

[22] *HELUZ AKU KOMPAKT 21 broušená* [online]. Dolní Bukvosko: HELUZ cihlářský průmysl v.o.s., b.r. [cit. 2017-12-28]. Dostupné z: http://www.heluz.cz/cs/vyrobek/heluz-aku-kompakt-21-brousena

[23] MOJSILOVIć, Nebojša. Tensile strength of clay blocks: An experimental study. *Construction and Building Materials* [online]. 2011, **25**(11), 4156-4164 [cit. 2017-06-18]. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2011.04.052. ISSN 09500618. Dostupné z: http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0950061811001929

[24] Coefficients of Linear Thermal Expansion. *Engineering ToolBox: Resources, Tools and Basic Information for Engineering and Design of Technical Applications!* [online]. b.r. [cit. 2017-12-30]. Dostupné z: https://www.engineeringtoolbox.com/linear-expansion-coefficients-d_95.html

[25] *Rock Wool* [online]. Pretoria: Isowall Southern Africa (Pty) Ltd, 2012 [cit. 2017-12-30]. Dostupné z: http://www.isowall.co.za/sites/default/files/technical/panel-data-sheet-3.pdf

[26] Isover EPS 100: Stabilizované desky z pěnového polystyrenu. In: *Isover: Saint-Gobain* [online]. Praha: Isover, 2017 [cit. 2017-12-30]. Dostupné z: https://www.isover.cz/sites/isover.cz/files/assets/documents/eps_100_tl_cz.pdf

[27] Poisson's ratio. *Engineering ToolBox: Resources, Tools and Basic Information for Engineering and Design of Technical Applications!* [online]. b.r. [cit. 2017-12-30]. Dostupné z: https://www.engineeringtoolbox.com/poissons-ratio-d_1224.html

[28] Vlastnosti expandovaného pěnového polystyrenu (EPS): Pěnový polystyren pro tepelnou a zvukovou izolaci. In: *TZB-info: stavebnictví, úspory energií, technická zařízení budov* [online]. Praha: Sdružení EPS ČR, 2012 [cit. 2017-12-30]. Dostupné z: http://stavba.tzb-info.cz/tepelne-izolace/8482-vlastnosti-expandovaneho-penoveho-polystyrenu-eps

[29] VÁCLAVÍK, Vojtěch, Tomáš DVORSKÝ, Vojtech DIRNER, Jaromír DAXNER a Martin ŠŤASTNÝ. Polyurethane foam as aggregate for thermal insulating mortars and lightweight concrete. *Tehnički vjesnik – Technical Gazette* [online]. 2012, **19**(3), 665-672 [cit. 2017-12-30]. ISSN 1330-3651. Dostupné z: http://hdl.handle.net/10084/95700

[30] CALDERINI, Chiara, Serena CATTARI a Sergio LAGOMARSINO. The use of the diagonal compression test to identify the shear mechanical parameters of masonry. *Construction and Building Materials* [online]. 2010, **24**(5), 677-685 [cit. 2017-06-18]. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2009.11.001. ISSN 09500618. Dostupné z: http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S095006180900378X. Table 2.