



# VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

## FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

## ÚSTAV STAVEBNÍ MECHANIKY

INSTITUTE OF STRUCTURAL MECHANICS

# ANALÝZA KONSTRUKCE NA ÚČINKY ZEMĚTŘESENÍ

ANALYSIS OF THE STRUCTURE FOR THE EFFECTS OF EARTHQUAKES

## DIPLOMOVÁ PRÁCE

MASTER'S THESIS

## AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Martin Švejcar

## VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. Zbyněk Vlček, Ph.D.

BRNO 2024

# Zadání diplomové práce

Ústav: Ústav stavební mechaniky  
Student: **Bc. Martin Švejcar**  
Vedoucí práce: **Ing. Zbyněk Vlk, Ph.D.**  
Akademický rok: 2023/24  
Studijní program: N0732A260026 Stavební inženýrství – konstrukce a dopravní stavby

Děkan Fakulty Vám v souladu se zákonem č.111/1998 o vysokých školách a se Studijním a zkušebním řádem VUT v Brně určuje následující téma diplomové práce:

## **Analýza konstrukce na účinky zemetřesení**

### **Stručná charakteristika problematiky úkolu:**

Analýzy modelů budov na seismické účinky se provádějí běžně pomocí spektrální analýzy např. podle normy [1]. Taková analýza však poskytuje jen obálku velikosti sledovaných statických veličin. Skutečné zemetřesení bývá popisováno tzv. akcelerogramem, jež lze využít pro časovou analýzu konstrukcí, která poskytuje velikosti statických veličin proměnných v čase.

### **Cíle a výstupy diplomové práce:**

Cílem práce bude parametrická studie modelu vybrané konstrukce na účinky zemetřesení. Pro tuto studii budou použité vybrané akcelerogramy z různých lokalit a spektrum odezvy, které by dané lokalitě mělo odpovídat. Získané výsledky budou vzájemně porovnány.

### **Seznam doporučené literatury a podklady:**

- [1] ČSN EN 1998-1 : Eurocode 8 - Navrhování konstrukcí odolných proti zemetřesení
- [2] Baťa M., Plachý V., Trávníček F. : Dynamika stavebních konstrukcí
- [3] Belytschko, T., Liu, W. K., Moran B.: Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures, John Wiley & sons, ISBN 0-471-98773-5, New York, (2000)
- [4] Němec, I. at all. (2010) Finite Elements Analysis of Structures. Aachen: Shaker Verlag.

Termín odevzdání diplomové práce je stanoven časovým plánem akademického roku.

V Brně, dne 24. 3. 2023

L. S.

---

prof. Ing. Drahomír Novák, DrSc.  
vedoucí ústavu

---

Ing. Zbyněk Vík, Ph.D.  
vedoucí práce

---

prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA, dr. h. c.  
děkan

## **ABSTRAKT**

Tato diplomová práce se zabývá analýzou vybrané konstrukce zatížené seismicitou. V programu Dlubal RFEM byl vytvořen základní model, na němž byla provedena spektrální analýza s využitím spekter odezvy a časová analýza s využitím akcelerogramů z databáze programu. Výstupy získané z těchto analýz byly vzájemně porovnány.

Následně byly tytéž výpočty provedeny na upravených modelech a výsledky vnitřních sil a deformací konstrukce byly srovnány s výstupy získanými na původním základním modelu.

## **KLÍČOVÁ SLOVA**

Zemětřesení, seismicita, opatření, modální analýza, vlastní tvar, vlastní frekvence, vlastní perioda, spektrální analýza, spektrum odezvy, časová analýza, akcelerogram, rovinný model, prostorový model, vnitřní síly, posunutí, hmotnost, tuhost, tlumení

## **ABSTRACT**

This master thesis deals with analysis of a selected construction subjected to a seismic load. In the Dlubal RFEM programme, a basic model was created and analyzed with the spectral analysis using response spectra and with the time analysis using accelerograms from the database of the programme. The outcomes from these analyses were compared.

Subsequently, the same calculations were performed on modified models and the results of the internal forces and deformations of the structure were compared with the outputs obtained on the original basic model.

## **KEYWORDS**

Earthquake, seismicity, precaution, modal analysis, modal shape, natural frequency, natural period, spectral analysis, response spectrum, time analysis, accelerogram, planar model, spatial model, internal forces, displacement, mass, stiffness, damping

## BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

### **Citace tištěné práce:**

ŠVEJCAR, Martin. *Analýza konstrukce na účinky zemětřesení*. Brno, 2024. Dostupné také z: <https://www.vut.cz/studenti/zav-prace/detail/152929>. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky. Vedoucí práce Zbyněk Vlk.

### **Citace elektronického zdroje:**

ŠVEJCAR, Martin. *Analýza konstrukce na účinky zemětřesení* [online]. Brno, 2024 [cit. 2024-01-07]. Dostupné z: <https://www.vut.cz/studenti/zav-prace/detail/152929>. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky. Vedoucí práce Zbyněk Vlk.

## PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané diplomové práce s názvem *Analýza konstrukce na účinky zemětřesení* je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 11.1.2024

---

Bc. Martin Švejcar  
autor práce

## PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci s názvem *Analýza konstrukce na účinky zemětřesení* zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 11.1.2024

---

Bc. Martin Švejcar  
autor práce

## **PODĚKOVÁNÍ**

Rád bych poděkoval panu Ing. Zbyňku Vlkovi, Ph.D za trpělivost, vstřícnost a cenné rady při konzultacích diplomové práce. Dále bych chtěl poděkovat svým nejbližším za dlouhodobou podporu a trpělivost.

## OBSAH

1	ÚVOD.....	12
2	VZNIK A FYZIKA ZEMĚTŘESENÍ JAKO PŘÍRODNÍHO JEVU.....	13
2.1	ZEMĚTŘESENÍ TEKTONICKÉHO PŮVODU.....	13
2.2	VZNIK A ŠÍŘENÍ ZEMĚTŘESENÍ (DŮLEŽITÉ POJMY).....	15
2.3	METODY ZÁZNAMU ZEMĚTŘESENÍ.....	16
2.4	URČENÍ VELIKOSTI ZEMĚTŘESENÍ.....	17
2.5	VÝSKYT ZEMĚTŘESENÍ V RÁMCI SVĚTA A V ČESKÉ REPUBLICE.....	20
3	OCHRANA STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ PŘED ÚČINKY ZEMĚTŘESENÍ.....	21
3.1	HISTORICKÁ OPATŘENÍ.....	22
3.2	AKTUÁLNÍ OPATŘENÍ PRO MODERNÍ VÝŠKOVÉ BUDOVY.....	23
4	DYNAMIKA STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ.....	24
4.1	POHYBOVÉ ROVNICE.....	24
4.1.1	MODEL S JEDNÍM STUPNĚM VOLNOSTI BUZENÝ SILOU.....	24
4.1.2	MODEL BUZENÝ POHYBEM ZÁKLADU (SEISMICITA).....	26
4.2	ODEZVA NETLUMENÉ A TLUMENÉ SOUSTAVY.....	26
4.3	VÝPOČTY POUŽÍVANÉ PRO DYNAMICKOU ANALÝZU STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ.....	28
4.3.1	MODÁLNÍ ANALÝZA.....	28
4.3.2	ANALÝZA SPEKTRUM ODEZVY.....	29
4.3.3	ANALÝZA NUMERICKÝMI METODAMI.....	30
5	PRAVIDLA PRO NÁVRH KONSTRUKCE A POSTUP VÝPOČTU PODLE NORMY ČSN EN 1998-1 EUKÓD 8.....	31
5.1	ZÁKLADNÍ POŽADAVKY PRO NÁVRH KONSTRUKCÍ.....	31
5.2	MODELOVÁNÍ KONSTRUKCE.....	31
5.3	METODY VÝPOČTU.....	32
5.3.1	MODÁLNÍ ANALÝZA POMOCÍ SPEKTRA ODEZVY.....	32
5.3.2	DALŠÍ METODY VÝPOČTU.....	37
6	MODEL KONSTRUKCE VYTVOŘENÉ PRO VÝPOČTOVOU ČÁST DIPLOMOVÉ PRÁCE.....	38
6.1	GEOMETRIE KONSTRUKCE, PRŮŘEZY, MATERIÁLY.....	39



6.2	ZÁKLADNÍ VÝPOČTOVÝ MODEL KONSTRUKCE.....	40
6.3	VÝSLEDKY MODÁLNÍ ANALÝZY 2D MODELU KONSTRUKCE.....	42
7	VÝPOČET ODEZVY 2D MODELU NA SEISMICKÉ ZATÍŽENÍ S VYUŽITÍM SPEKTRÁLNÍ ANALÝZY DLE NORMY ČSN EN 1998-1 EUROKÓD 8 .....	44
7.1	UVAŽOVANÉ UMÍSTĚNÍ STAVBY S OHLEDEM NA SEISMICKÉ ZATÍŽENÍ....	44
7.2	NASTAVENÍ PARAMETRŮ PRO NÁVRHOVÉ SPEKTRUM ODEZVY.....	45
7.2.1	REFERENČNÍ ŠPIČKOVÉ ZRYCHLENÍ.....	45
7.2.2	SOUČINTEL VÝZNAMU KONSTRUKCE.....	45
7.2.3	TYP ZÁKLADOVÉ PŮDY.....	45
7.2.4	SOUČINTEL DUKTILITY.....	45
7.2.5	SPODNÍ MEZ SOUČiniteLE PRO VODOROVNÉ NÁVRHOVÉ SPEKTRUM .....	46
7.2.6	TYP SPEKTRA ODEZVY.....	46
7.3	NASTAVENÍ VÝPOČTU PRO SPEKTRÁLNÍ ANALÝZU .....	46
7.4	VÝSLEDKY DYNAMICKÉ ANALÝZY 2D MODELU .....	47
7.4.1	PODPOROVÉ REAKCE.....	47
7.4.2	VNITŘNÍ SÍLY NA SLOUPECH .....	48
7.4.3	VNITŘNÍ SÍLY NA PŘÍČLÍCH .....	49
7.4.4	POSUNUTÍ V UZLECH .....	50
7.5	SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ Z KAPITOLY 7 .....	51
8	VÝPOČET ODEZVY 2D MODELU NA SEISMICKÉ ZATÍŽENÍ S VYUŽITÍM ČASOVÉ ANALÝZY A ZAZNAMENANÝCH AKCELEROGRAMŮ.....	54
8.1	NASTAVENÍ VÝPOČTU PRO ČASOVOU ANALÝZU.....	56
8.2	VÝSLEDKY DYNAMICKÉ ANALÝZY 2D MODELU .....	57
8.2.1	PODPOROVÉ REAKCE.....	57
8.2.2	VNITŘNÍ SÍLY NA SLOUPECH .....	58
8.2.3	VNITŘNÍ SÍLY NA PŘÍČLÍCH .....	59
8.2.4	POSUNUTÍ V UZLECH .....	60
8.3	SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ Z KAPITOLY 8.....	61
9	SROVNÁNÍ VÝSLEDKŮ ZE SPEKTRÁLNÍ A ČASOVÉ ANALÝZY PRO VYBRANÉ ČÁSTI 2D MODELU KONSTRUKCE.....	63

9.1	MOMENTOVÁ REAKCE V PODPOŘE č.3 .....	64
9.2	NORMÁLOVÁ SÍLA VE SLOUPU č.1 (ŘEZ 4,8 m).....	65
9.3	OHYBOVÝ MOMENT NA PŘÍČLI č.34 (ŘEZ 6,0 m).....	66
9.4	POSUNUTÍ UZLU č.51 .....	67
9.5	SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ Z KAPITOLY 9 .....	68
10	VÝPOČET ODEZVY NA SEISMICKÉ ZATÍŽENÍ NA 3D MODELU .....	69
10.1	VÝSLEDKY MODÁLNÍ ANALÝZY 3D MODELU .....	70
10.2	VÝSLEDKY SPEKTRÁLNÍ ANALÝZY 3D MODELU .....	71
10.3	VÝSLEDKY ČASOVÉ ANALÝZY 3D MODELU .....	73
10.4	SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ Z KAPITOLY 10 .....	75
11	VÝPOČET ODEZVY NA SEISMICKÉ ZATÍŽENÍ NA MODELECH S UPRAVENÝMI KONSTRUKČNÍMI VLASTNOSTMI .....	76
11.1	2D MODEL S ÚPRAVOU HMOTNOSTI (2D-h) .....	76
11.1.1	VÝSLEDKY MODÁLNÍ ANALÝZY MODELU 2D-h.....	77
11.1.2	VÝSLEDKY SPEKTRÁLNÍ ANALÝZY MODELU 2D-h.....	78
11.1.3	VÝSLEDKY ČASOVÉ ANALÝZY MODELU 2D-h .....	81
11.1.4	SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ ZÍSKANÝCH NA 2D MODELU S ÚPRAVOU HMOTNOSTI .....	83
11.2	2D MODEL S ÚPRAVOU TUHOSTI (2D-t).....	84
11.2.1	VÝSLEDKY MODÁLNÍ ANALÝZY MODELU 2D-t.....	84
11.2.2	VÝSLEDKY SPEKTRÁLNÍ ANALÝZY MODELU 2D-t.....	86
11.2.3	VÝSLEDKY ČASOVÉ ANALÝZY MODELU 2D-t.....	89
11.2.4	SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ ZÍSKANÝCH NA 2D MODELU S ÚPRAVOU TUHOSTI.....	91
11.3	2D MODEL S ÚPRAVOU PODPOR (2D-p).....	92
11.3.1	VÝSLEDKY MODÁLNÍ ANALÝZY MODELU 2D-p.....	93
11.3.2	VÝSLEDKY SPEKTRÁLNÍ ANALÝZY MODELU 2D-p.....	94
11.3.3	VÝSLEDKY ČASOVÉ ANALÝZY MODELU 2D-p .....	98
11.3.4	SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ ZÍSKANÝCH NA 2D MODELU S ÚPRAVOU PODPOR.....	100
11.4	2D MODEL S ÚPRAVOU TUHOSTI A PODPOR (2D-tp).....	101

11.4.1	VÝSLEDKY MODÁLNÍ ANALÝZY MODELU 2D-tp.....	102
11.4.2	VÝSLEDKY SPEKTRÁLNÍ ANALÝZY MODELU 2D-tp.....	103
11.4.3	VÝSLEDKY ČASOVÉ ANALÝZY MODELU 2D-tp.....	107
11.4.4	SHRnutí VÝSLEDKŮ ZÍSKANÝCH NA 2D MODELU S ÚPRAVOU TUHOSTI A PODPOR .....	109
11.5	SHRnutí VÝSLEDKŮ Z KAPITOLY 11 .....	110
12	ZÁVĚR .....	111
13	SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ .....	113
14	SEZNAM ILUSTRACÍ .....	116
15	SEZNAM TABULEK .....	118
16	SEZNAM GRAFŮ .....	119

# 1 ÚVOD

Zemětřesení je významný přírodní jev, který provází lidstvo po celou dobu jeho existence. Lidé se tak na něj museli postupně adaptovat – hledali příčiny zemětřesení a učili se, jak a kde svá obydlí stavět, aby je zemětřesení ohrožovalo co nejméně. K tomuto účelu byly hledány vhodné tvary a dimenze staveb, byly používány nové materiály a také se rozvinuly různé metody navrhování opatření chránících budovy proti poškození či zřícení během otřesů. S postupným výzkumem v oblasti stavebnictví a vývojem technologií se moderní stavby začaly navrhovat nejenom na základě zkušeností inženýrů, ale také s použitím mnoha výpočetních metod.

Teoretická část této práce (kapitoly 2-5) se zabývá mechanismem zemětřesení a četností jeho výskytu na Zemi, dále jsou zde zmíněny různé metody záznamu a analýzy otřesů a také některá opatření používaná pro ochranu staveb před otřesy. Tato část se taktéž zaměřuje na fyzikální principy dynamiky stavebních konstrukcí a výpočetní metody používané pro jejich analýzu a také na návrh staveb na účinky zemětřesení.

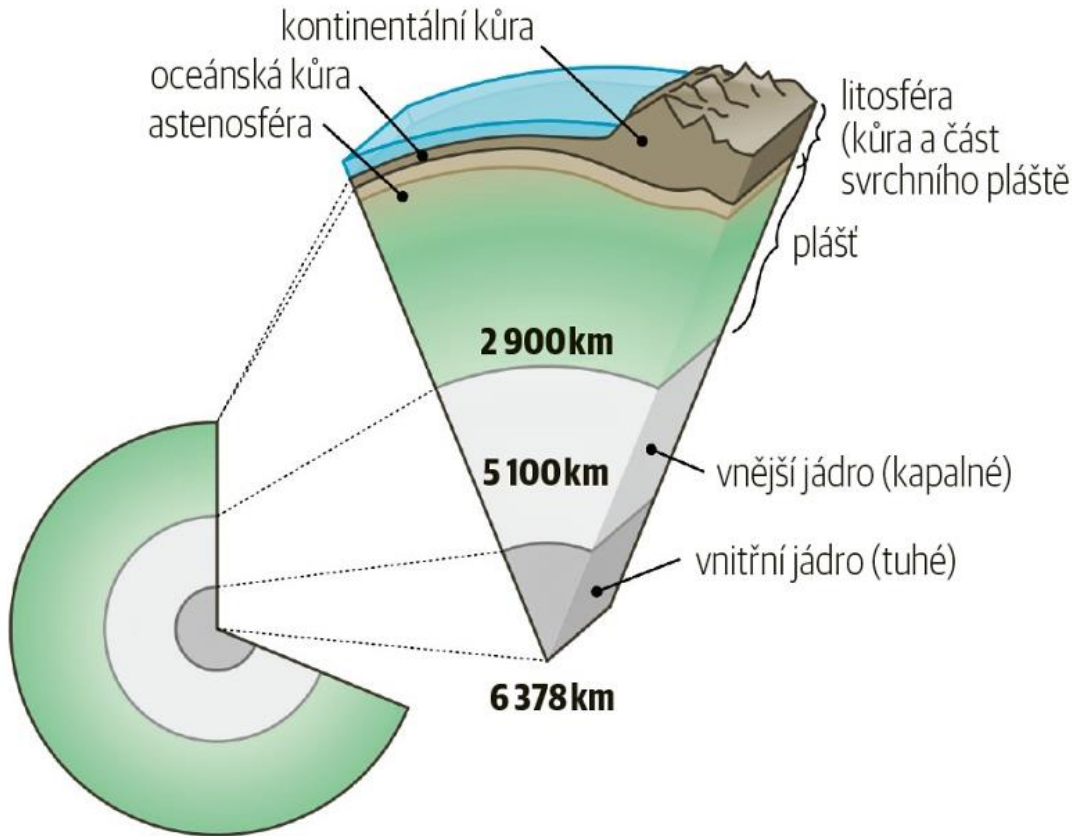
Výpočtová část (kapitoly 6-10) se zabývá analýzou typického 2D rámu fiktivní konstrukce zatížené zemětřesením. Na tomto modelu je provedena spektrální analýza pomocí spekter odezvy a také časová analýza využívající akcelerogramy získané ze záznamů proběhlých zemětřesení. V obou metodách výpočtu účinků zemětřesení jsou zkoumány hodnoty reakcí, vnitřních sil a posunutí (na vybraných částech konstrukce), výsledky získané z těchto analýz jsou následně vzájemně srovnány. Pro ověření vlivu zjednodušení uvažovaného modelu jsou tytéž výpočty provedeny na 3D konstrukci.

Další výpočty jsou provedeny v kapitole 11, kde jsou do rovinného modelu zahrnuty různé konstrukční úpravy za účelem zjištění jejich vlivu na celkovou odezvu konstrukce na otřesy. Výstupy pak jsou postupně srovnány s původním 2D rámovým modelem a následně je provedena analýza vhodnosti zvolených úprav konstrukce.

## 2 VZNIK A FYZIKA ZEMĚTŘESENÍ JAKO PŘÍRODNÍHO JEVU

### 2.1 ZEMĚTŘESENÍ TEKTONICKÉHO PŮVODU

Planetu Zemi lze z hlediska geologie vertikálně rozčlenit na několik částí s různými fyzikálními i chemickými vlastnostmi.

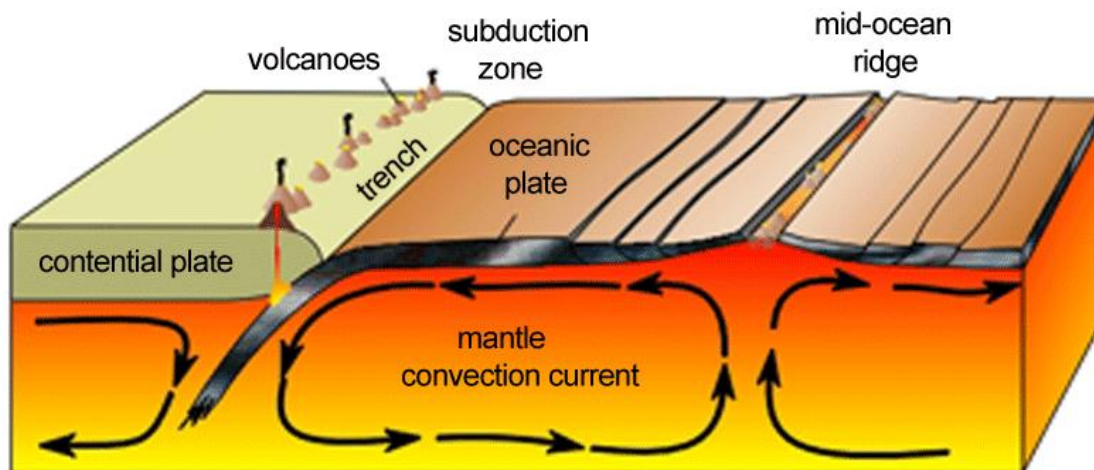


Obr. 2.1 – Schematický řez geologií Země [1]

Ve vzdálenosti přibližně 2900 km pod povrchem začíná zemský plášť, což je část tvořená převážně žhavým plastickým materiálem (tzv. magmatem).

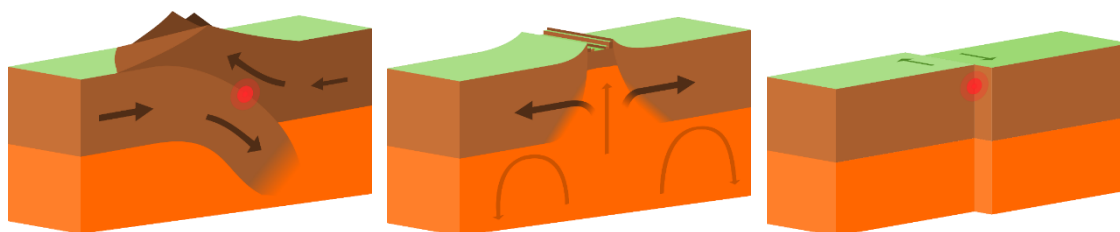
Díky rozdílnému složení a odlišným teplotním podmínkám v rámci zemského pláště dochází k pomalé cirkulaci plastické hmoty a vzniku tzv. konvekčních proudů, které jsou příčinou pohybu pevných a křehkých částí v nejsvrchnější vrstvě pláště (tzv. astenosféře). [2]

Pevná část pláště tvoří společně se zemskou kůrou svrchní obal Země, tzv. litosféru. Ta je konkrétně tvořena z 19 významnějších litosférických desek o mocnosti od 15 do 200 km, které jsou díky konvekčním proudům v zemském plášti neustále ve vzájemném pohybu.



Obr. 2.2 – Schéma konvekčního proudění v zemském plášti [3]

U těchto desek může docházet k vzájemnému přibližování (pohyb desek proti sobě), oddalování nebo tření na transformním rozhraní (pohyb desek vedle sebe).



Obr. 2.3 – Znázornění pohybu litosférických desek – zasouvání (vlevo), oddalování (vprostřed), tření na transformním rozhraní (vpravo) [4] [5] [6]

Pohyby desek ale nejsou plynulé, ve většině případů dochází mezi deskami k vzájemnému tření na jejich styku a k samotnému pohybu desek je potřeba akumulace určitého množství energie ze spodních geologických vrstev. Teprve po překonání napětí na styku desek dojde k jejich pohybu a také uvolnění nahromaděné energie, což se projeví jako zemětřesení. Protože jsou desky v neustálém pohybu, i zemětřesení je v podstatě nepřetržitým jevem, nicméně ve většině případů jej lze zaznamenat pouze pomocí speciálních zařízení (tzv. seismometrů), protože otřesy jsou velmi slabé. Pokud ale dojde ke kumulaci velkého množství energie, může vzniknout i velmi silné zemětřesení s rozsáhlými následky, a proto právě tato (tzv. tektonická) zemětřesení považujeme za nejnebezpečnější.

## 2.2 VZNIK A ŠÍŘENÍ ZEMĚTŘESEŇÍ (DŮLEŽITÉ POJMY)

Jak bylo zmíněno výše, tektonická zemětřesení vznikají v důsledku překonání tření na styku litosférických desek, přičemž místa, kde k tomuto styku dochází, obecně nazýváme jako **geologické poruchy** či „zlomy“.

Při překročení kritického napětí na styku desek dojde k aktivaci části zlomu dlouhé i několik desítek kilometrů. V okolí zlomu dochází často k nevratným deformacím zemského povrchu (trhliny, lomy, ...), tento prostor označujeme jako **ohnisko zemětřesení**. Zlomový proces začíná v určité hloubce v bodě, který se nazývá **hypocentrum** – odtud se následně šíří seismické vlny na všechny strany. Svislým průmětem hypocentra na povrch Země získáme tzv. **epicentrum**. [7]

Podle hloubky ohniska dělíme zemětřesení na **mělká** (0-70 km), **středně hluboká** (70-300 km) a **hluboká** (300-700 km), přičemž nejničivější zemětřesení obecně vznikají v malých hloubkách. [7]

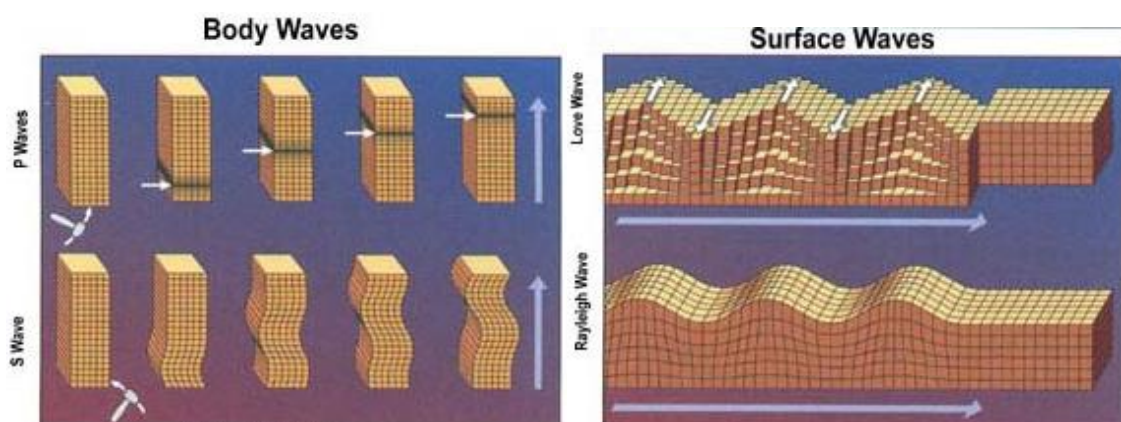
Samotné seismické vlny pak dělíme do čtyř základních typů: p-vlny, s-vlny, Rayleighovy vlny a Loveovy vlny.

**P-vlny** jsou podélné seismické vlny s nejvyšší rychlostí, díky čemuž je měřicí stanice zaznamenají jako první. Tyto vlny dokážou projít skrz celé zemské těleso, lze je tedy zaznamenat i ve velké vzdálenosti od epicentra. [8]

**S-vlny** (neboli „sekundární“) jsou příčné vlny pomalejší než podélné p-vlny, při jejich průchodu tělesa oscilují kolmo ke směru procházejícího vlnění (vodorovně i svisle), díky tomu mají tyto vlny destruktivní účinky. Šíří se ovšem pouze prostředím o určité minimální tuhosti, z toho důvodu se nešíří např. přes kapaliny. [8]

**Rayleighovy vlny** jsou nejpomalejší seismické vlny, lze popsat jako kruhové vlnění šířící se po povrchu Země, které způsobuje jeho vertikální oscilaci. [8]

**Loveovy vlny** (nebo také „q-vlny“) se podobně jako Rayleighovy vlny šíří po povrchu Země, způsobují ovšem kmitání v rovině povrchu. [8]

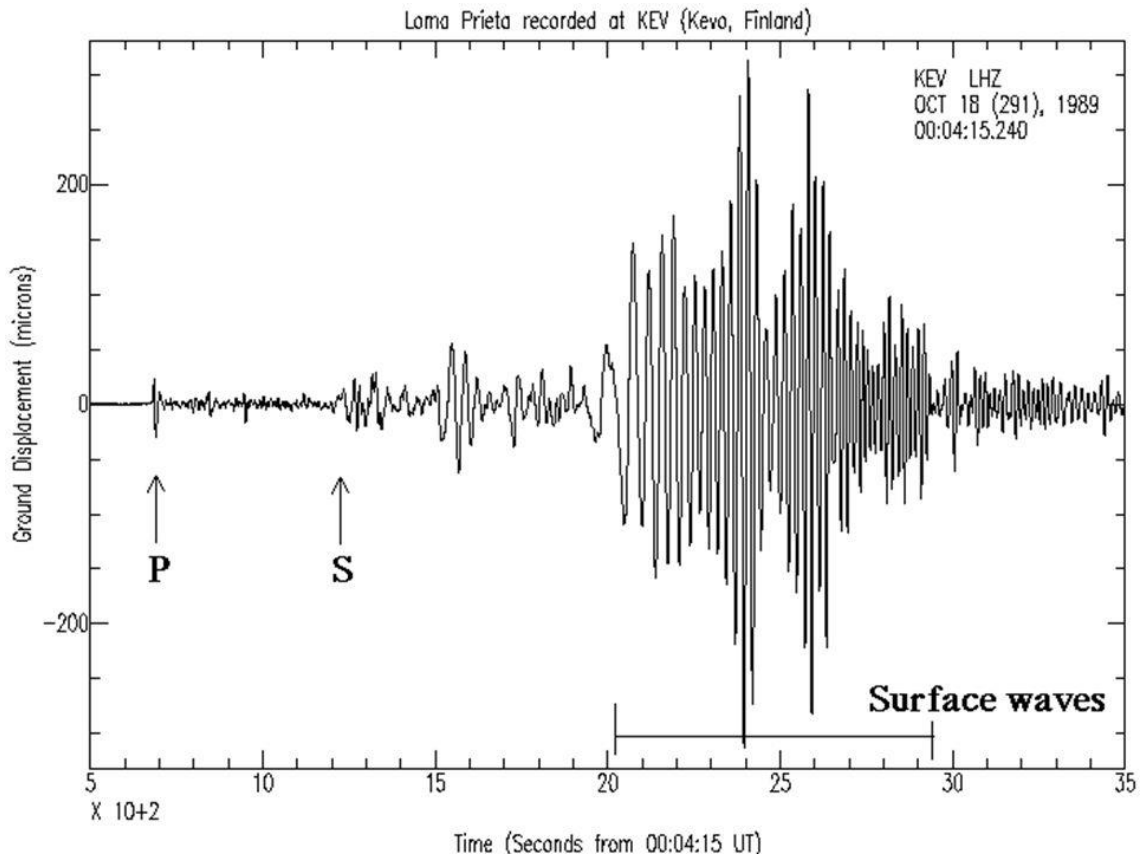


Obr. 2.4 – Typy seismických vln [9]

Díky složitosti geologické stavby zemské kůry jsou otřesy poměrně rozmanité, vždy ale platí, že v blízkosti epicentra při otřesech převládá svislá složka pohybu, spíše vyšší frekvence a záchvěvy mají v těchto místech krátké trvání. S rostoucí vzdáleností od místa vzniku zemětřesení postupně převládá vodorovná složka pohybu a doba trvání záchvěvů roste. [10]

### 2.3 METODY ZÁZNAMU ZEMĚTŘESENÍ

Pro odborný záznam zemětřesení se v současnosti nejvíce používají seismografy, což jsou citlivé přístroje schopné zaznamenat i velmi slabé otřesy. Při průchodu seismických vln seismografem dochází k relativnímu pohybu mezi částí seismografu spojenou s vlnící se zemí a druhou částí seismografu (setrvačnou hmotou), která není při zemětřesení buzena k pohybu. Záznam průběhu zemětřesení nazýváme seismogram, viz *Obr. 2.5*. [8]



*Obr. 2.5 – Seismogram (záznam zemětřesení v čase) [11]*

Na *Obr. 2.5* je vyznačen i příchod nejrychlejší P-vlny a pomalejších, ale výrazně silnějších S-vln. Samotný hlavní otřes (surface waves) pak může trvat řádově i desítky sekund či několik minut.

Moderní přístroje umožňují záznam zemětřesení pomocí elektrotechnického vybavení převést i do elektronické podoby.



## 2.4 URČENÍ VELIKOSTI ZEMĚTŘESENÍ

Velikost zemětřesení lze určit několika způsoby, asi nejjednodušším je měření tzv. **intenzity zemětřesení**, což je veličina určovaná na základě pozorování makroseismických účinků zemětřesení. Pro tento typ měření byly vytvořeny tzv. makroseismické stupnice (např. MCS, MM, MSK-64, ...), které obsahují označení stupně intenzity zemětřesení, název, popis jeho účinků a hodnotu zrychlení. V evropských zemích se často používá dvanáctistupňová Evropská makroseismická stupnice EMS-98, která vychází ze starší stupnice MSK-64. Data jsou sbírána v zasažených oblastech pomocí dotazníků. [12]

STRUČNÝ POPIS MAKROSEISMICKÉ STUPNICE EMS-98			
STUPEŇ INTENZITY	DEFINICE	POPIS ÚČINKŮ	ZRYCHLENÍ [cm/s <sup>2</sup> ]
I.	nepocítěné	Nepocítěno.	
II.	stěží pocítěné	Pocítěno jen velmi málo jednotlivci v klidu v domech.	
III.	slabé	Pocítěno uvnitř budov některými osobami. Lidé v klidu pocítují jako houpání nebo lehké chvění.	
IV.	značně pozorované	Zemětřesení uvnitř budov cítí mnozí, venku jen výjimečně. Někteří jsou probuzení. Okna, dveře a nádobí drnčí.	
V.	silné	Uvnitř budov cítí většina, venku někteří. Mnozí spící se probudí. Někteří jsou vystrašení. Budovy vibrují. Visící objekty se značně houpají. Malé předměty se posouvají. Dveře a okna se otvírají a zavírají.	12-25
VI.	mírně ničivé	Mnozí lidé jsou vystrašení a vybíhají ven. Některé předměty padají. Mnohé budovy utrpí malé nestrukturální škody jako např. vlasečnicové trhliny nebo odpadnuté malé kousky omítky.	25-50
VII.	ničivé	Většina lidí je vystrašena a vybíhá ven. Nábytek se posouvá. Předměty padají z polic ve velkém množství. Mnohé dobře postavené běžné budovy utrpí střední škody; malé trhliny ve zdech, opadá omítky, padají části komínů; ve stěnách starších budov jsou velké trhliny a příčky jsou zřícené.	50-100
VIII.	těžce ničivé	Mnozí lidé mají problémy udržet rovnováhu. Mnohé domy mají velké trhliny ve stěnách. Některé dobře postavené běžné budovy mají vážně poškozené stěny. Slabé starší struktury se mohou zřítit.	100-200
IX.	destruktivní	Všeobecná panika. Mnoho slabých staveb se řítí. I dobře postavené běžné budovy utrpí velmi těžké škody; těžké poškození stěn a částečně i strukturální škody.	200-400
X.	velmi destruktivní	Mnohé dobře postavené běžné budovy se řítí.	400-800
XI.	devastující	Většina dobře postavených běžných budov se řítí. I některé seismicky odolné budovy jsou zničeny.	~1000
XII.	úplně devastující	Téměř všechny budovy jsou zničeny.	

Tab. 2.1 – Makroseismická stupnice EMS-98 [7] [12]

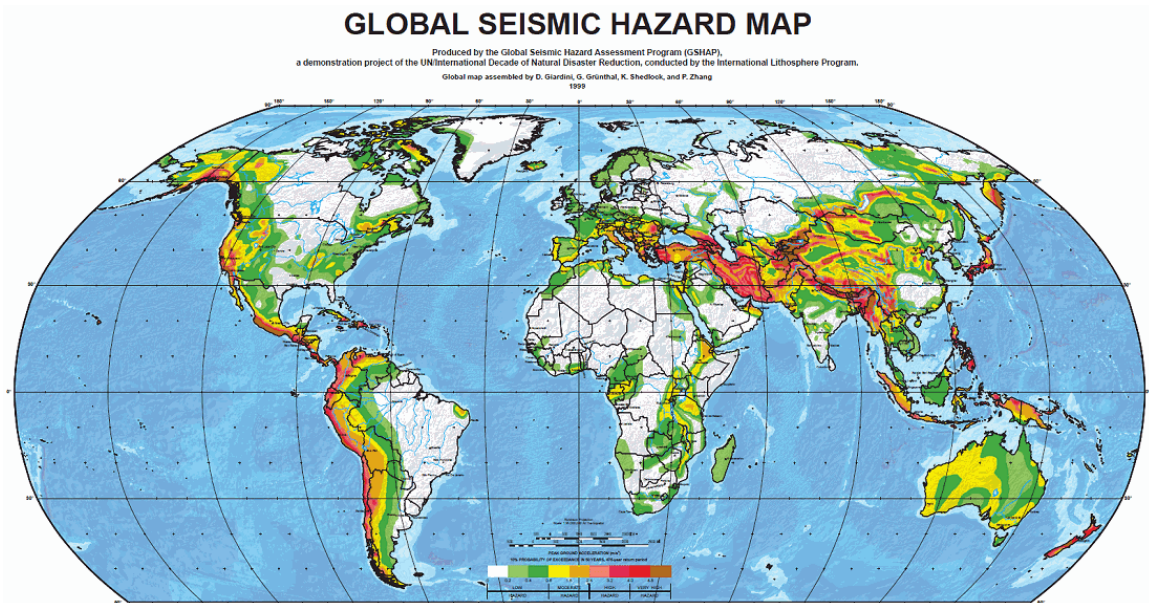
Velikost zemětřesení lze také měřit pomocí logaritmických magnitudových stupnic, tzv. **magnituda**, které se určuje z maximální výchylky na seismogramu. Existuje několik typů těchto stupnic, nejčastěji používaná je Richterova stupnice (ML – magnitude local), případně z ní odvozené stupnice MB a MS. Protože jsou tyto stupnice sestaveny v logaritmickém měřítku (z důvodu velkého rozsahu amplitud), pak každý další stupeň znamená desetkrát větší amplitudu zemětřesení. [12]

RICHTEROVA STUPNICE			
POPISEK	RICHTEROVO MAGNITUDO	ÚČINKY ZEMĚTŘESENÍ	PRŮMĚRNÁ ČETNOST VÝSKYTU
mikro	< 2,0	Mikrozemětřesení, nepocíitelné.	8000 denně
velmi malé	2,0 – 2,9	Většinou nepocíitelné, ale zaznamenatelné.	1000 denně
malé	3,0 - 3,9	Často pocíitelné, nezpůsobující škody.	49000 ročně
slabé	4,0 – 4,9	Citelné třesení věcí uvnitř domů, drnčivé zvuky. Významné škody nepravděpodobné.	6200 ročně
střední	5,0 – 5,9	Může způsobit velké škody špatně postaveným budovám v malé oblasti. Pouze drobné poničení dobře postavených budov.	800 ročně
silné	6,0 – 6,9	Může ničit až do vzdálenosti 100 km.	120 ročně
velké	7,0 – 7,9	Může způsobit vážné škody na velkých oblastech.	18 ročně
velmi velké	8,0 – 8,9	Může způsobit vážné škody i ve vzdálenosti stovek kilometrů.	1 ročně
velmi velké (extreme)	9,0 – 9,9	Může způsobit ještě vážnější škody a působí na tisíce kilometrů.	1 za 20 let
masivní (super)zemětřesení	> 10,0	Nikdy nebylo zaznamenáno, možnost planetárních škod.	1 za miliony let

Tab. 2.2 – Richterova stupnice [12]

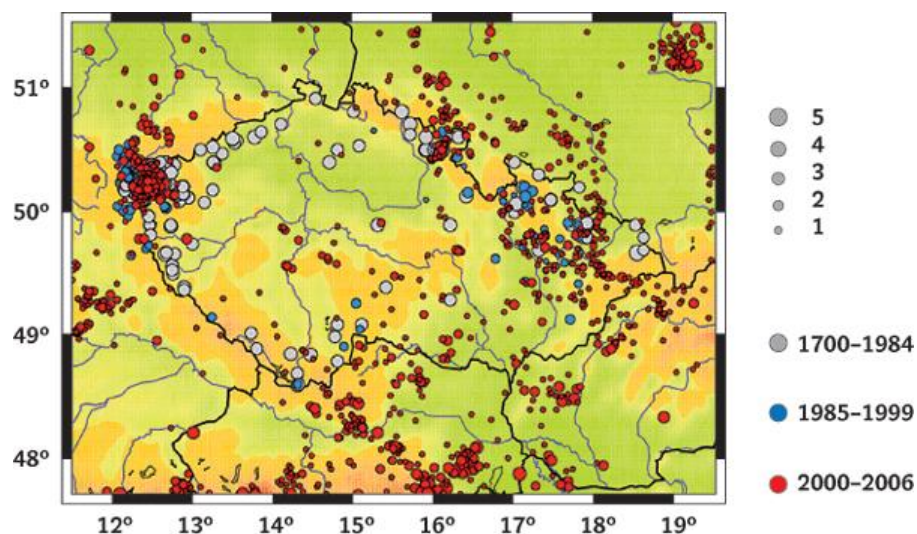
## 2.5 VÝSKYT ZEMĚTŘESENÍ V RÁMCI SVĚTA A V ČESKÉ REPUBLICE

Nejsilnější zemětřesení se vyskytují v oblastech, kterými procházejí významné geologické zlomy. Jde například o oblasti v okolí Středoziemního moře, Turecka, Karibiku, nebo pomezí Pákistánu, Indie a Číny, dále pak souostroví Malé a Velké Sundy v Indickém oceánu, nebo tzv. Ohnivý kruh (Ring of Fire) – vulkanicky aktivní oblasti na pobřeží Tichého oceánu (Nový Zéland – Filipíny – Japonsko – Kamčatka – západní pobřeží Ameriky).



Obr. 2.6 – Mapa rizika výskytu zemětřesení v rámci světa [13]

V Česku se významnější zemětřesení vyskytují v části západních Čech, často ve formě tzv. zemětřesných rojů (série slabších otřesů, které mohou probíhat i několik týdnů), a v poddolovaných oblastech, např. na Karvinsku. Protože se zde ale nenacházejí významné geologické zlomy, nebývají zemětřesení v České republice tak ničivá.

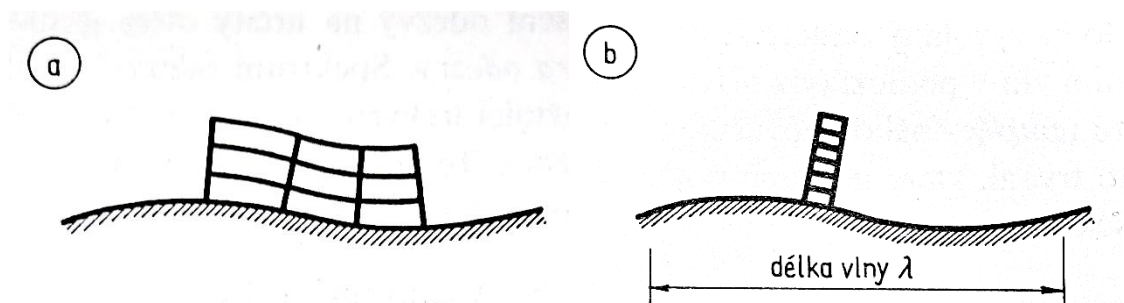


Obr. 2.7 – Výskyt zemětřesení v rámci ČR [14]

### 3 OCHRANA STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ PŘED ÚČINKY ZEMĚTŘESENÍ

Dopad zemětřesení na stavební konstrukci je ovlivněn magnitudem zemětřesení, jeho hloubkou, vzdáleností postiženého místa od epicentra nebo typem podloží na zasaženém místě. Důležité jsou také další parametry zemětřesení, jako délka jeho trvání, frekvence vln a jejich směr vůči konstrukci (vlny mohou být horizontální či vertikální a mohou konstrukci zasáhnout teoreticky z jakékoliv strany).

Příkladem může být vliv délky zemětřesné vlny při zasažení objektu. Pokud je zkoumaná stavba malá ve srovnání s délkou vlny, jsou všechny body, v nichž se stýká se zemským povrchem buzeny stejným pohybem. V případě, že jsou její půdorysné rozměry srovnatelné s délkou vlny, dochází k fázovému posunu pohybu stykových bodů. [10]



Obr. 3.1 - Znázornění vztahu rozměru stavebního objektu a délky vlny [10]

Z výše uvedeného je zřejmé, že díky množství parametrů určujících ničivost zemětřesení se jeho účinky na stavební konstrukce velmi špatně předpovídají a konstrukce tak mohou být během otřesů namáhány v různých směrech a různými silami.

V této kapitole jsem se proto zaměřil na konstrukční a technické možnosti, jakými lze stavby před zemětřesením ochránit nebo alespoň minimalizovat možné škody.

### 3.1 HISTORICKÁ OPATŘENÍ

V dřívějších dobách probíhal rozvoj seismicky odolných pozemních staveb zejména v jižní Evropě či v Asii.

Jedním z často používaných stavebních materiálů byla hlína a nepálené cihly, tyto konstrukce ovšem musely mít poměrně masivní stěny, aby byly proti zemětřesení alespoň částečně odolné. Postupně byly stěny vyztužovány pomocí pilířů (v podstatě zesílené stěny) v rozích nebo i ve středech stěn, nebo byly používány vertikální vyztužné prvky ze dřeva či bambusu. Tyto materiály byly později použity i jako vyztuž do věnců. [15]

Také asijské stavitele se museli naučit vypořádat se s častými zemětřeseními, z jejich staveb byly nejvíce ohroženy tzv. pagody (několikapatrové věžovité budhistické chrámy). Postupně začali tamější stavitele při jejich návrhu odvádět vodu z okapů dále od konstrukcí základů, budovali zvýšené podlahy a do středu stavby zakomponovali stabilizační pilíř „šimbašira“, který byl vetknut až 3 metry pod zem a sahal až nad střechu pagody. Tyto pilíře měly kuželovitý tvar s průměry od 80 do 25 cm a byly vyráběny ze stabilního a tvárného dřeva. Jednotlivá patra byla na sobě v podstatě konstrukčně nezávislá, což umožnilo jejich samostatný pohyb při otřesech. Díky vhodně zvolenému materiálu se konstrukce po zemětřesení snadno vrátila do původního stavu. Například pagoda chrámu v Horjúdži díky této technologii stojí již přes tisíc let. [16]



Obr. 3.2 – Pagoda Go-jyu-no-Toh v Horyuji (Japonsko) [17]

### 3.2 AKTUÁLNÍ OPATŘENÍ PRO MODERNÍ VÝŠKOVÉ BUDOVY

Na zemětřesení jsou z pozemních staveb velmi citlivé zejména výškové budovy a jejich případný kolaps může vést ke katastrofálním škodám. Z toho důvodu je při jejich návrhu a výstavbě dbán důraz na použití opatření, která mají zvýšit odolnost těchto staveb a zabránit vzniku škod.

Jednou z možností je **vyztužení jádra** budovy pomocí přídavných ocelových konstrukcí nebo silnějším železobetonem.

Další variantou je použití **tlumičů**, které mají zpomalovat kmitavý pohyb v určitých částech stavby.

Taktéž se uplatňuje použití **kyvadel** v jádru nebo na střeše staveb – kyvadlo reaguje na směr a sílu zemětřesení a vyrovnává pohyb budovy způsobený otřesy. [18]

Nejpoužívanější jsou **izolátory základů** z elastických materiálů, které absorbují zemětřesný pohyb a horní stavba je díky nim při otřesech výrazně méně namáhána. [19]



*Obr. 3.3 - Pružinový izolátor [20]*

Pro celkovou bezpečnost je ovšem důležitý správný komplexní návrh budovy včetně vedení inženýrských sítí nebo osvětlení, aby při jejich poškození nevznikaly další škody či zranění.

## 4 DYNAMIKA STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ

Dynamické účinky na konstrukcích vyvolávají v podstatě všechna proměnná zatížení, v případě běžných pozemních staveb jsou ale tyto účinky zanedbatelné a proto se i tato zatížení uvažují jako statická (např. zatížení větrem či přítomností osob).

Dynamickou analýzu je ovšem potřeba provádět například u objektů s jedním dominantním rozměrem, typicky jde o vysoké štíhlé konstrukce (např. vysílače, komíny, vysoké budovy, ...) případně o liniové konstrukce (lávky, mosty). Tuto analýzu je nicméně nutné provést i v případě menších staveb, ve kterých se vznik dynamického zatížení dlouhodobě předpokládá (např. ve výrobních halách s těžkými stroji) nebo u staveb, u kterých je kladen zvláštní důraz na jejich bezpečnost a odolnost (např. jaderné elektrárny).

Mezi dynamická zatížení tedy řadíme například vítr nebo zemětřesení, dále také výbuchy nebo nárazy. Zatížení s dynamickými účinky mohou vzniknout taktéž od nevyvážek rotujících částí strojů nebo od dopravních proudů.

Vlivem dynamického zatížení mohou v konstrukcích vznikat stavy extrémní napjatosti, případně může docházet k velkým deformacím nebo také k únavovým poruchám – při návrhu takovýchto staveb je tedy nutné všechny tyto stavy posoudit. [21]

### 4.1 POHYBOVÉ ROVNICE

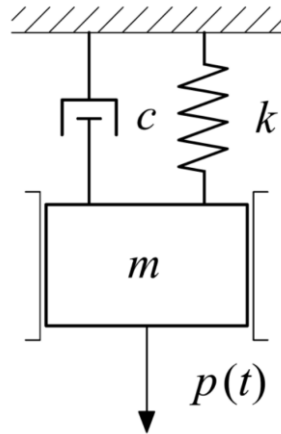
Protože dynamické zatížení je v čase proměnné, mění se v průběhu času také odezva konstrukce na toto zatížení (mění se tedy vnitřní síly, deformace, napětí atd.). Pro určení průběhu těchto veličin v čase je potřeba pro danou konstrukci (respektive její model) sestavit tzv. pohybové rovnice, jejichž proměnnou je čas „t“.

#### 4.1.1 MODEL S JEDNÍM STUPNĚM VOLNOSTI BUZENÝ SILOU

Princip sestavování pohybových rovnic byl ukázán na příkladu modelu s jedním stupněm volnosti buzeném silou, příklad takového modelu (s volností pohybu ve svislém směru) lze vidět na *Obr. 4.1*.

(Pro zpracování zbytku části 4.1.1 byly využity informace a ilustrace z podkladu [21].)





Obr. 4.1 - Model s jedním stupněm volnosti buzený silou [21]

Při sestavování modelů se používají následující části:

- **nehmotné pružiny** s pružností konstantou „ $k$ “ [N/m], [N\*m/rad]
- **viskózní tlumiče** popsané koeficientem viskózního tlumení „ $c$ “ [N\*s/m]
- **soustředěná hmotnost** pro translační pohyb hmotného tělesa „ $m$ “ [kg]
- případně také hmotný moment setrvačnosti pro rotaci hmotného tělesa  $I_m$  [kg\*m<sup>2</sup>]
- **funkce zatížení** „ $p(t)$ “ [kN, kNm, ...] závislého na čase „ $t$ “

S využitím Newtonových zákonů a d'Alembertových postupů pak lze sestavit pohybové rovnice, přičemž na jejich levé straně se většinou zapisují „parametry konstrukce“, na pravé straně pak funkční předpisy pro zatížení.

U modelu na Obr. 4.1 se předpokládá pouze svislý pohyb a zanedbává se hmotnost pružiny, tlumiče a také odpor vzduchu.

Pro **soustavu buzenou silou** zapíšeme pohybovou rovnici v absolutních souřadnicích takto:

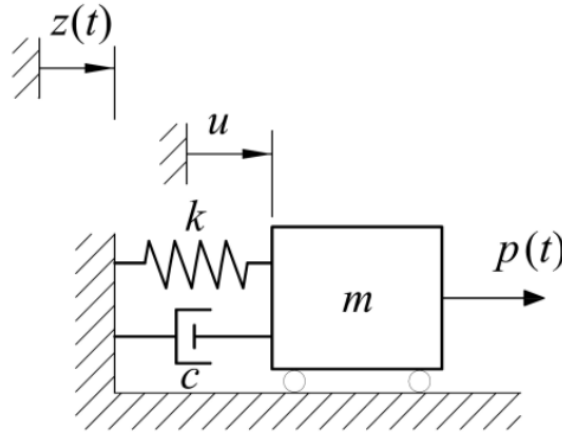
$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p_t + p(t)$$

Rovnici lze zapsat také v relativních souřadnicích systému:

$$m\ddot{u}_r + c\dot{u}_r + ku_r = p(t)$$

#### 4.1.2 MODEL BUZENÝ POHYBEM ZÁKLADU (SEISMICITA)

(Pro zpracování části 4.1.2 byly využity informace a ilustrace z podkladu [21] .) Podobným způsobem lze sestavit pohybové rovnice pro soustavu buzenou silou a pohybem základu, model takové soustavy je znázorněn na obrázku níže.



Obr. 4.2 - Model s jedním stupněm volnosti buzený silou a pohybem základu [21]

Předpokládá se, že na počátku děje je pružina nenapjatá a tělesu je umožněn pouze vodorovný pohyb ve směru výchylky „ $u$ “.

V absolutních souřadnicích pak zapíšeme pohybovou rovnici následovně:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = c\dot{z} + kz + p(t)$$

I v tomto případě je možné rovnici zapsat v relativních souřadnicích, přičemž tento zápis je preferovanější.

$$m\ddot{u}_r + c\dot{u}_r + ku_r = p(t) - m\ddot{z}$$

Buzení pohybem základu nastává typicky právě v případě zemětřesení, tento pohyb se v pohybových rovnicích zohledňuje pomocí reverzních setrvačných sil.

#### 4.2 ODEZVA NETLUMENÉ A TLUMENÉ SOUSTAVY

(Pro zpracování části 4.2 byly využity informace a ilustrace z podkladu [21] .)

Pro určení odezvy konstrukce (modelu) na působení budících sil je nutné zjistit některé dynamické charakteristiky systému, základní charakteristikou je bezesporu **netlumená vlastní úhlová frekvence**  $\omega_n$  [rad/s], přičemž její hodnota je přímo úměrná tuhosti systému a nepřímo úměrná hmotnosti tělesa.

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

V případě, že je soustava zatížena harmonickým buzením, které lze popsat **úhlovou frekvencí budící síly**  $\Omega$  [rad/s], je vhodné zjistit také **frekvenční poměr „r“**.

$$r = \frac{\Omega}{\omega_n}$$

Pokud je tento poměr  $r \approx 1$ , nastává tzv. **rezonanční kmitání**, přičemž v takovém případě mohou hodnoty amplitudy kmitání u netlumených soustav teoreticky nekonečně růst. Neomezeně velkých hodnot nabývá v této situaci také **dynamický součinitel  $D_s$** , pro který platí vztah:

$$D_s = \left| \frac{1}{1 - r^2} \right|$$

Dále je nutné určit velikost tlumení, které je většinou popsáno bezjednotkovým **poměrným útlumem  $\zeta$**  a u stavebních konstrukcí se jeho hodnota pohybuje mezi 0,003-0,2 (tedy 0,3-20 %) - přesné hodnoty může určit projektant.

Protože platí  $\zeta < 1$ , hovoříme o tzv. **podkritickém útlumu**, který ovlivní vlastní úhlovou frekvenci systému takto:

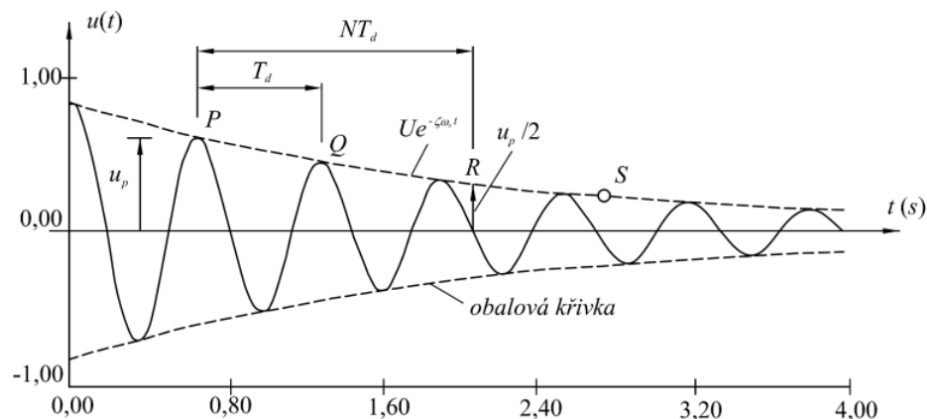
$$\omega_d = \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2}$$

Z této charakteristiky lze snadno dopočítat hodnoty tlumené vlastní frekvence „ $f_d$ “ a periody „ $T_d$ “.

$$f_d = \frac{\omega_d}{2\pi}$$

$$T_d = \frac{2\pi}{\omega_d}$$

Díky tlumení se (nejenom) výchylky zkoumaných bodů po odebrání proměnného zatížení postupně zmenšují, viz obrázek níže.



Obr. 4.3 - Časový průběh výchylky u viskózně tlumené soustavy [21]

Odpovídajícím způsobem se také změní vztah pro určení dynamického součinitele  $D_s$ .

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{(1-r^2)^2 + (2\zeta r)^2}}$$

Platí tedy, že za rezonančního kmitání ( $\Omega \approx \omega_n$ ) limitují amplitudu pohybu pouze tlumící síly, přičemž i při malém pohybu základu vznikají velké výchylky. Tlumení u stavebních konstrukcí je ale poměrně malé, proto musíme vznik rezonančního kmitání vyloučit nebo snížit kmitání za rezonance pomocí tlumičů. Konstrukce je taktéž možné frekvenčně přeladit změnou tuhosti či hmotnosti, hmotnost konstrukce se ovšem v praxi ovlivňuje velmi složitě, přeladění se tedy zpravidla realizuje změnou tuhosti systému.

Dále platí, že těleso buzené pohybem s frekvencí  $\Omega \ll \omega_n$  následuje snadněji pohyb základu, relativní pohyb tělesa je ale malý.

V opačném případě ( $\Omega \gg \omega_n$ ) jsou setrvačné síly pohybujícího se tělesa tak velké, že relativní pohyb sestává z pohybu základu vzhledem ke sledovanému tělesu, přičemž těleso se prakticky nepohybuje.

## 4.3 VÝPOČTY POUŽÍVANÉ PRO DYNAMICKOU ANALÝZU STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ

### 4.3.1 MODÁLNÍ ANALÝZA

(Pro zpracování části 4.3.1 byly využity informace z podkladu [21].)

Modální analýza je základní metoda používaná ke zjištění chování stavebních konstrukcí při dynamickém zatížení, tuto úlohu taktéž nazýváme „zobecněný problém vlastních hodnot“.

V rámci této analýzy zkoumáme vlastní kmitání konstrukce, tedy zjišťujeme její vlastní frekvence, periody a tvary, které se dále uplatňují v dalších výpočetních metodách.

Pohybová rovnice vlastního kmitání netlumené konstrukce má tedy tvar:

$$m\ddot{u} + ku = 0$$

Při vlastním kmitání se předpokládá harmonický pohyb, přičemž vztah pro výchylku lze zapsat takto:

$$u = U \cdot \cos(\omega t - \alpha)$$

Po dosazení do pohybové rovnice a drobných úpravách získáme soustavu rovnic pro zobecněný problém vlastních hodnot.

$$(k - \omega^2 m) \cdot U = 0$$

Z netriviálního řešení výše uvedené soustavy rovnic pak získáme tzv. spektrum vlastních čísel.

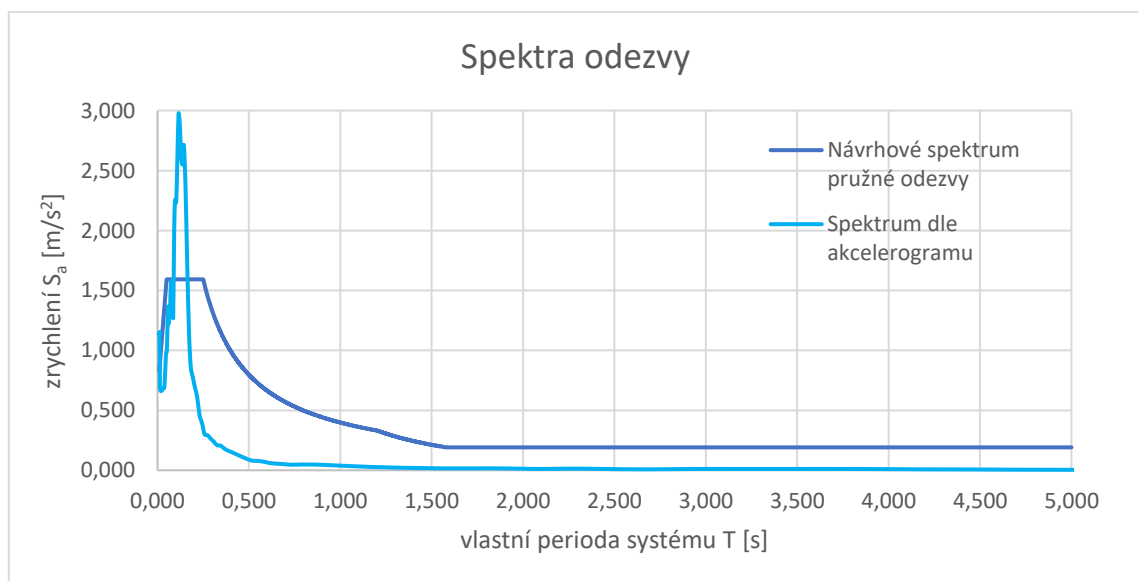
$$0 \leq \omega_1^2 \leq \omega_2^2 \leq \omega_3^2 \leq \dots \leq \omega_r^2 \leq \dots \omega_N^2$$

Výsledky modální analýzy jsou ovlivněny geometrií konstrukce, vlastnostmi použitých materiálů, hmotností, tuhostí a také okrajovými podmínkami. S jejich změnou lze konstrukci „vhodně naladit“, tedy změnit její dynamické charakteristiky tak, aby konstrukce lépe reagovala na předpokládané dynamické podněty.

#### 4.3.2 ANALÝZA SPEKTRÉM ODEZVY

V rámci spektrální analýzy řešíme dynamickou odezvu systému na tzv. spektrum odezvy, které udává závislost maximálních účinků otřesu (maximálního posunu, rychlosti či zrychlení základů) na vlastní periodě (případně frekvenci) a útlumu soustavy s jedním stupněm volnosti. [22]

Pro dynamickou analýzu stavebních konstrukcí na účinky zemětřesení lze použít spektra odezvy vypočítaná podle normového [23] postupu nebo lze spektrum odezvy spočítat pro několik různých (v dané oblasti očekávaných) akcelerogramů (časových průběhů zemětřesení), přičemž pro celkový návrh konstrukce je vhodné použít více spekter odezvy.



Obr. 4.4 - Spektra odezvy

Horní část stavby je v průběhu zemětřesení nucena následovat pohyby podloží, výsledkem je pak pohyb hmoty a vznik setrvačných sil v konstrukci.

Výsledné vnitřní síly a deformace získané z této analýzy závisí kromě spektra odezvy také na vlastních číslech (frekvenci a periodě) konstrukce získané z modální analýzy.

Protože tato analýza nepracuje s časově proměnným zatížením, získáme touto analýzou vždy pouze jednu konstantní hodnotu vnitřní síly („obálka maxim“) nebo deformace. Výhodou této metody je ovšem výrazně menší výpočetní a časová náročnost.

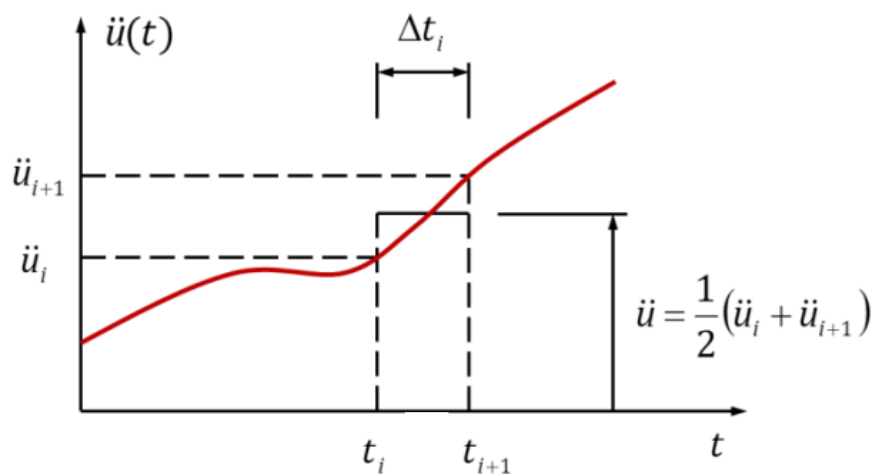
#### 4.3.3 ANALÝZA NUMERICKÝMI METODAMI

Další možností pro dynamickou analýzu konstrukcí jsou tzv. numerické metody, které využívají přímé integrace pohybových rovnic. Postupy těchto metod spočívají v diskretizaci času – tedy oblast řešení je rozdělena na konečný počet časových úseků. Pomocí integračních schémat tak získáme řešení pouze ve vybraných časových okamžicích – tzv. kroková integrace pohybových rovnic. [21]

Protože se pro tyto výpočty využívají časově proměnná zatížení (např. z akcelerogramů), hovoříme též o tzv. časové analýze.

Pro tento typ analýzy může být použita např. Newmarkova metoda, jejíž parametry se často nastavují tak, že pro dané  $\Delta t_i$  je zrychlení konstantní (neboli „průměrné“). [21]

Princip této metody je znázorněn na ilustraci níže.



Obr. 4.5 - Ilustrace principu Newmarkovy metody [21]

Některé numerické metody mohou využít výsledků modální analýzy, například zmíněná Newmarkova metoda s těmito výsledky ovšem nepracuje.

Časová analýza je výpočetně a časově náročnější alternativou pro zjištění vnitřních sil a deformací konstrukce zatížené dynamickým zatížením.

Pomocí této analýzy ovšem zjistíme odezvu konstrukce po celou dobu trvání dynamického jevu, výsledkem tedy není pouze jedna hodnota vybrané vnitřní síly nebo deformace, ale záznam průběhu veličiny v určitém čase.

## 5 PRAVIDLA PRO NÁVRH KONSTRUKCE A POSTUP VÝPOČTU PODLE NORMY ČSN EN 1998-1 EUROKÓD 8

V kapitole 5 byl popsán přístup k základním principům navrhování konstrukcí na odolnost proti seismickému zatížení a také postup výpočtu podle aktuálně platné normy ČSN EN 1998-1 Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení.

Pro zpracování této kapitoly byl použit podklad [23].

### 5.1 ZÁKLADNÍ POŽADAVKY PRO NÁVRH KONSTRUKCÍ

#### Požadavek vyloučení zřícení

Pro splnění tohoto požadavku musí být konstrukce navržena a provedena tak, aby vydržela návrhovou hodnotu seismického zatížení bez zřícení celku nebo její části a aby si podržela konstrukční celistvost a zbytkovou únosnost po zemětřesení.

Tento požadavek uvažuje návrhové seismické zatížení s referenční pravděpodobností překročení  $P_{NCR}$  (50 let) a referenční dobou návratu  $T_{NCR}$ . Doporučené hodnoty jsou  $P_{NCR} = 10\%$  a  $T_{NCR} = 475$  let.

Ověření splnění tohoto požadavku je provedeno v rámci posouzení konstrukce na mezní stav únosnosti.

#### Požadavek omezeného poškození

Konstrukce musí být navržena a provedena tak, aby vydržela seismické zatížení o větší pravděpodobnosti výskytu, než je návrhová hodnota seismického zatížení, beze škod a bez takových s nimi spojených omezení provozu, že by jejich cena byla neúměrně vysoká ve srovnání s cenou stavby.

Pro tento požadavek se uvažuje seismické zatížení s pravděpodobností překročení  $P_{DLR}$  (10 let) a dobou návratu  $T_{DLR}$ .

Doporučené hodnoty jsou  $P_{DLR} = 10\%$  a  $T_{DLR} = 95$  let.

Z tohoto požadavku vychází posouzení konstrukce na mezní stav omezeného poškození.

### 5.2 MODELOVÁNÍ KONSTRUKCE

Model pozemní stavby by měl v přiměřené míře vystihnout rozdělení tuhostí a hmot skutečné konstrukce tak, aby všechny signifikantní tvary kmitání a setrvačné síly byly při daném seismickém zatížení správně uváženy.

Pro stavby splňující kritéria pravidelnosti v půdorysu a/nebo po výšce lze použít zjednodušené (rovinné) modely, jednodušší metody pro uvažování seismického zatížení a neredukované hodnoty součinitele duktility „q“. Shrnutí těchto možností je uvedeno v *Tab. 5.1*.

Pravidelnost		Dovolené zjednodušení		Součinitel duktility
v půdorysu	po výšce	model	výpočet lineárně pružný	(pro lineární výpočet)
ano	ano	rovinný	metoda příčných sil	hodnota doporučená
ano	ne	rovinný	modální analýza	zmenšená hodnota
ne	ano	prostorový	metoda příčných sil	hodnota doporučená
ne	ne	prostorový	modální analýza	snížená hodnota

Tab. 5.1 - Vliv pravidelnosti konstrukce na seismický výpočet a návrh

## 5.3 METODY VÝPOČTU

### 5.3.1 MODÁLNÍ ANALÝZA POMOCÍ SPEKTRA ODEZVY

#### 5.3.1.1 SPEKTRUM (VODOROVNÉ) PRUŽNÉ ODEZVY

Standardním typem výpočtu za předpokladu lineárně pružného chování konstrukce je modální analýza s využitím spektra pružné odezvy.

Spektrum pružné odezvy pro vodorovné složky seismického zatížení  $S_e(T)$  je definováno těmito výrazy:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$$

kde je

$S_e(T)$  spektrum pružné odezvy;

$T$  perioda vlastních kmitů lineární soustavy s jedním stupněm volnosti;

$a_g$  návrhové zrychlení podloží typu A ( $a_g = \gamma_f \cdot a_{gR}$ );

$T_B$  nejmenší perioda kmitů, které přísluší konstantní hodnota spektra pružného zrychlení;

$T_C$  největší perioda kmitů, které přísluší konstantní hodnota spektra pružného zrychlení;

$T_D$  doba kmitů, při níž začíná obor konstantní hodnoty spektra pružného posunu;

$S$  součinitel podloží;

$\eta$  korekční součinitel útlumu.



### Typy podloží

Typy základových půd se použijí k vyjádření vlivu místních základových poměrů na seismické zatížení.

Podle vybraných parametrů se rozlišují různé typy podloží A-E,  $S_1$  a  $S_2$ , přičemž například typu A odpovídají skalní horninové masivy, typu B sedimenty velmi ulehých písků, atd.

### Návrhové zrychlení podloží $a_g$

Pro výpočet návrhového zrychlení podloží  $a_g$  platí vztah:  $a_g = \gamma_f \cdot a_{gR}$ .

Referenční špičkové zrychlení  $a_{gR}$  je určeno pro podloží typu A a lze jej odvodit z map seismických oblastí uvedených v příslušné národní příloze.



Obr. 5.1 - Mapa seismických oblastí České republiky

Druhým parametrem je součinitel významu  $\gamma_f$ , který se vztahuje k následkům porušení nosné konstrukce.

Třída významu	Pozemní stavby
I	Pozemní stavby s menším významem pro veřejnou bezpečnost, např. zemědělské stavby, atd.
II	Obvyklé pozemní stavby, nepatřící do ostatních kategorií
III	Pozemní stavby, jejichž seismická odolnost je důležitá z hlediska následků spojených s jejich zřícením, např. školy, společenské haly, kulturní instituce, atd.
IV	Pozemní stavby, jejichž neporušenost během zemětřesení je životně důležitá pro ochranu občanů, např. nemocnice, hasičské stanice, elektrárny, atd.

Tab. 5.2 - Třídy významu pozemních staveb

**Korekční součinitel útlumu  $\eta$** 

Korekční součinitel útlumu  $\eta$  je možné určit ze vztahu:

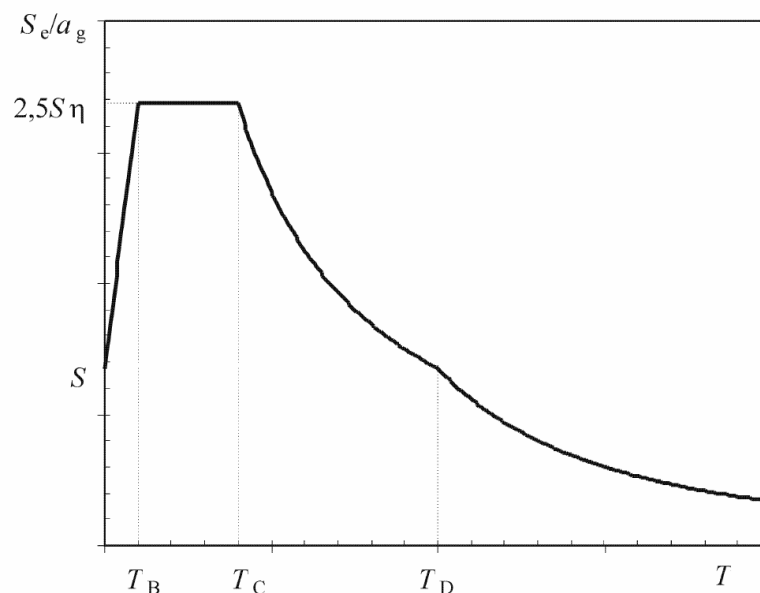
$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$

kde  $\xi$  je poměrný viskózní útlum konstrukce v procentech.

Dále platí, že  $\eta = 1$  pro poměrný viskózní útlum  $\xi = 5 \%$ .

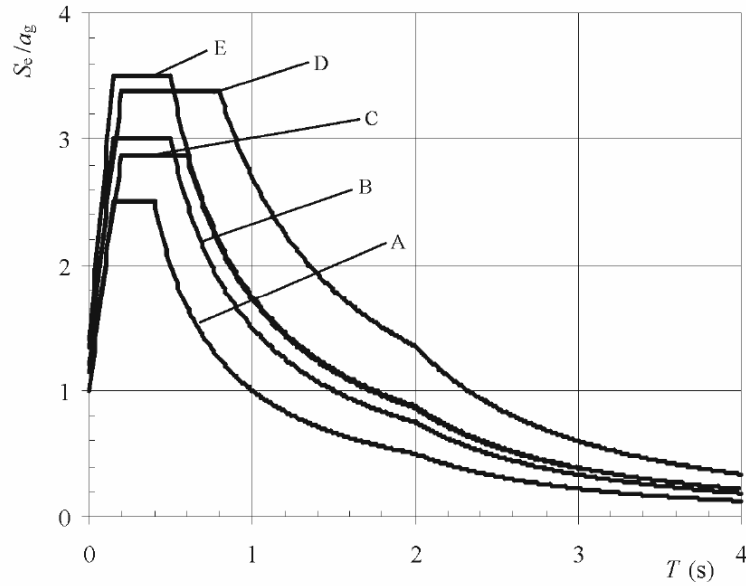
**Tvar spektra pružné odezvy**

Grafické znázornění tvaru spektra pružné odezvy je uvedeno níže na Obr. 5.2



Obr. 5.2 - Tvar spektra pružné odezvy

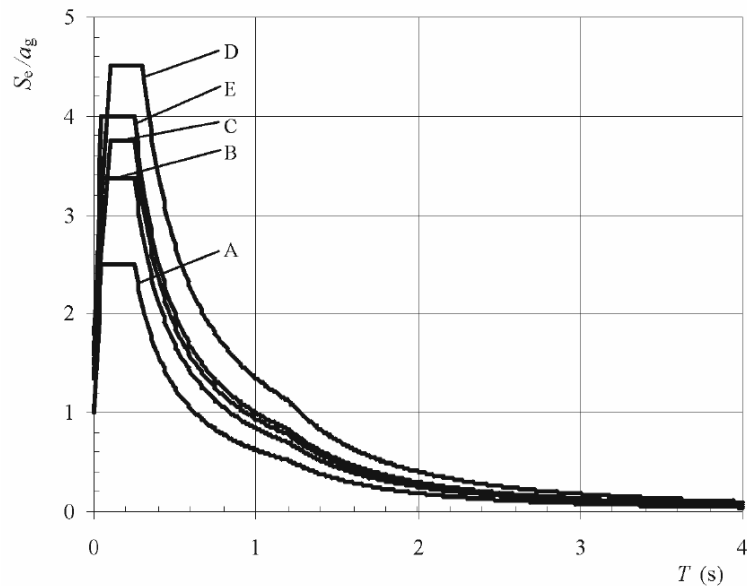
Dále je doporučeno uvažovat dva typy spektra (typ 1 a typ 2), přičemž pokud je magnitudo povrchových vln  $M_s < 5,5$  (dle Richterovy stupnice), použije se spektrum typu 2, případně může být doporučení typu spektra vhodného pro danou situaci součástí národní přílohy.



Obr. 5.3 - Doporučené spektrum pružné odezvy typu 1 pro půdy typu A až E (při 5 % tlumení)

Typ základové půdy	S	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tab. 5.3 - Hodnoty parametrů popisujících spektrum pružné odezvy typu 1



Obr. 5.4 - Doporučené spektrum pružné odezvy typu 2 pro půdy typu A až E (při 5 % tlumení)

Typ základové půdy	S	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Tab. 5.4 - Hodnoty parametrů popisujících spektrum pružné odezvy typu 2

### 5.3.1.2 NÁVRHOVÉ SPEKTRUM PRUŽNÉ ODEZVY

Nosné systémy navrhujeme za předpokladu lineárně pružného chování materiálů, ve skutečnosti se však konstrukce chovají částečně plasticky díky schopnosti disipovat (rozložit) seismické zatížení – prvky přecházejí do nelineární oblasti.

Aby nebylo nutné provádět nelineární výpočet konstrukce, zohledňuje se disipační schopnost konstrukce (daná plastickým chováním jejích prvků nebo jiných zařízení) tak, že se provede lineární výpočet s využitím spektra odezvy, které je ale redukováno zavedením součinitele duktility „q“. Takto redukované spektrum označujeme jako „návrhové spektrum“.

Návrhové spektrum pro vodorovné složky seismického zatížení je definováno těmito výrazy:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g$$

kde je

$a_g$ ,  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ , a  $T_D$  definováno shodně se spektrem pružné odezvy v části 5.3.1.1;

$S_d(T)$  návrhové spektrum;

$q$  součinitel duktility;

$\beta$  spodní mez součinitele pro vodorovné návrhové spektrum.

#### **Součinitel duktility $q$**

Tento parametr představuje přibližně poměr seismických sil, kterým by konstrukce musela odolávat ve stavu dokonale pružném při útlumu 5 % k seismickým silám, které lze použít pro výpočet na konvenčním pružném modelu a při nichž konstrukce bezpečně vyhoví.

Pomocí něj se tedy redukuje síly zjištěné lineárním výpočtem tak, aby se vzala v úvahu nelinearita odezvy konstrukce, způsobená materiálem, nosným systémem a způsobem navrhování.

Hodnoty tohoto součinitele se zahrnutím jiného než 5 % tlumení se liší pro různé materiály a nosné systémy, obecně však platí  $q \leq 1,5$  pro konstrukce označené jako nedisipativní.

#### **Spodní mez součinitele pro vodorovné návrhové spektrum $\beta$**

Tento součinitel určuje minimální pořadnici návrhového spektra při dlouhých periodách kmitů, v ČR se uvažuje  $\beta = 0,2$ .

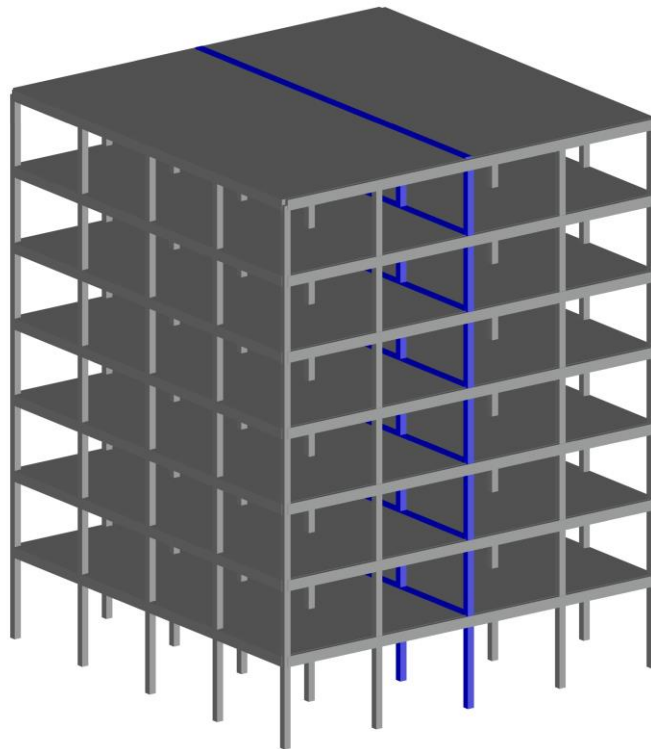
### **5.3.2 DALŠÍ METODY VÝPOČTU**

Pro analýzu konstrukce lze v některých případech použít také zjednodušený výpočet pomocí metody příčných sil, která využívá smykové síly v základech, alternativně lze taktéž použít nelineární metody výpočtu konstrukce, například nelineární výpočet metodou statického přitěžování nebo nelineární dynamický výpočet časového průběhu odezvy.

Právě metody využívající nelineární výpočty mohou lépe vystihnout skutečné chování konstrukce, jsou však náročnější na sestavení modelů a také na čas výpočtu.

## 6 MODEL KONSTRUKCE VYTVOŘENÉ PRO VÝPOČTOVOU ČÁST DIPLOMOVÉ PRÁCE

Pro výpočtovou část této práce byl vytvořen model fiktivní vícepatrové skeletové budovy, která by z konstrukčního hlediska mohla představovat například administrativní budovu nebo nemocnici.

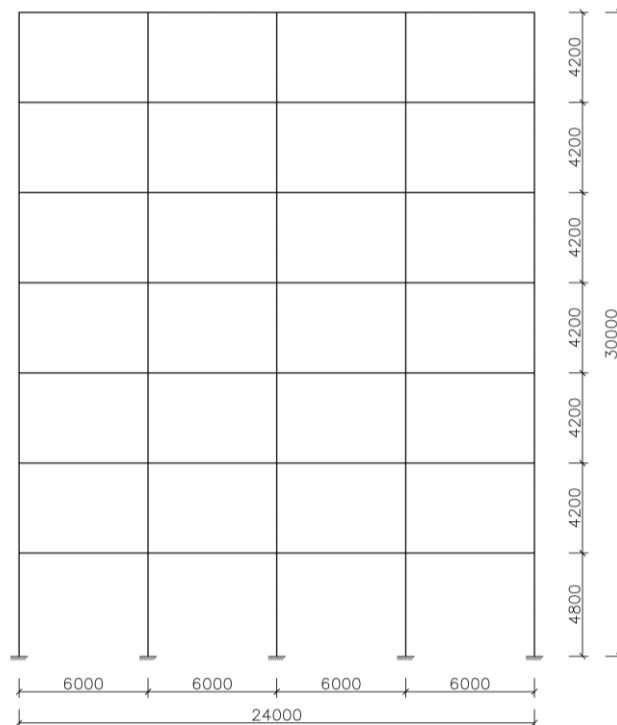


*Obr. 6.1 - 3D model zkoumané konstrukce*

Vzhledem k množství plánovaných výpočtů byla budova uvažována jako symetrická v obou hlavních půdorysných směrech. Norma [23] pro tyto konstrukce umožňuje seismické výpočty provádět pouze na rovinném modelu, viz. *Tab. 5.1*. Samotné výpočty byly proto prováděny zjednodušeně na 2D rámu, který je zvýrazněn modře na *Obr. 6.1* výše.

Na tomto 2D modelu bylo seismické zatížení vždy uvažováno pouze ve vodorovném směru v rovině rámu (dále označováno jako směr „x“).

## 6.1 GEOMETRIE KONSTRUKCE, PRŮŘEZY, MATERIÁLY



Obr. 6.2 - Geometrie zkoumané konstrukce ve 2D

Uvažovaná konstrukce má 6 pater s konstrukční výškou 4,2 metru a přízemí výšky 4,8 metru, šířkově je pak budova tvořena čtyřmi poli o velikosti 6,0 metrů.

Celkové rozměry konstrukce jsou šířka x výška = 24,0 x 30,0 metrů.

Nosný systém zkoumané konstrukce je tvořen ve svislém směru soustavou sloupů čtvercového průřezu 400x400 mm, ve vodorovném směru pak průvlaky (příčlemi) obdélníkového průřezu 450x600 mm. Tloušťka betonových desek byla uvažována 250 mm, přičemž do 2D modelu jsou desky zahrnuty pouze svou hmotností, tuhosti plošných prvků nebyly při výpočtech na rovinných modelech zohledněny.

Jako materiál byl zvolen beton pevnostní třídy C 35/45 pro všechny modelované prvky (ve 2D pouze sloupy a příčle).

Charakteristiky použitého betonu:

- válcová pevnost v tlaku:  $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
- krychlová pevnost v tlaku:  $f_{ck, \text{cube}} = 45 \text{ MPa}$
- modul pružnosti v tlaku:  $E_{cm} = 34\,000 \text{ MPa}$
- modul pružnosti ve smyku:  $G = 14\,167 \text{ MPa}$
- Poissonův součinitel:  $\nu = 0,200$
- objemová tíha:  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

## 6.2 ZÁKLADNÍ VÝPOČTOVÝ MODEL KONSTRUKCE

Výpočtový model byl vytvořen v programu RFEM 5.32.02.

Jednotlivé prvky byly modelovány jako prutové s danými průřezy, sloupy ve spodním patře byly na kontaktu s podložím uvažovány jako vetknuté.

Pro výpočty bylo uvažováno pouze se zatížením od vlastní tíhy konstrukce, kterou vypočítal program přímo z rozměrů a materiálů jednotlivých prvků. Pouze tíha betonových desek byla do modelu zanesena dodatečně, a to jako spojité rovnoměrné zatížení na každé příčli. Uvažovaná hodnota tohoto zatížení byla odhadnuta následujícím způsobem:

- Rozměry jedné desky: 6x6x0,25 metrů
- Objemová tíha betonu: 25 kN/m<sup>3</sup>
- Tíha jedné desky: 6\*6\*0,25\*25 = 225 kN
- Tíha jedné desky na jednu příčli ve 2D rámu: 225 kN
- Spojité zatížení od jedné desky na jednu příčli: 225/6 = 37,5 kN/m

Síť pro MKP byla nastavena na velikost prvku 0,5 metru.



Obr. 6.3 - Výpočtový model zkoumané konstrukce

Model vyznačený na Obr. 6.3 je v dalších částech práce označován jako „2D model“ případně jako „základní model“.

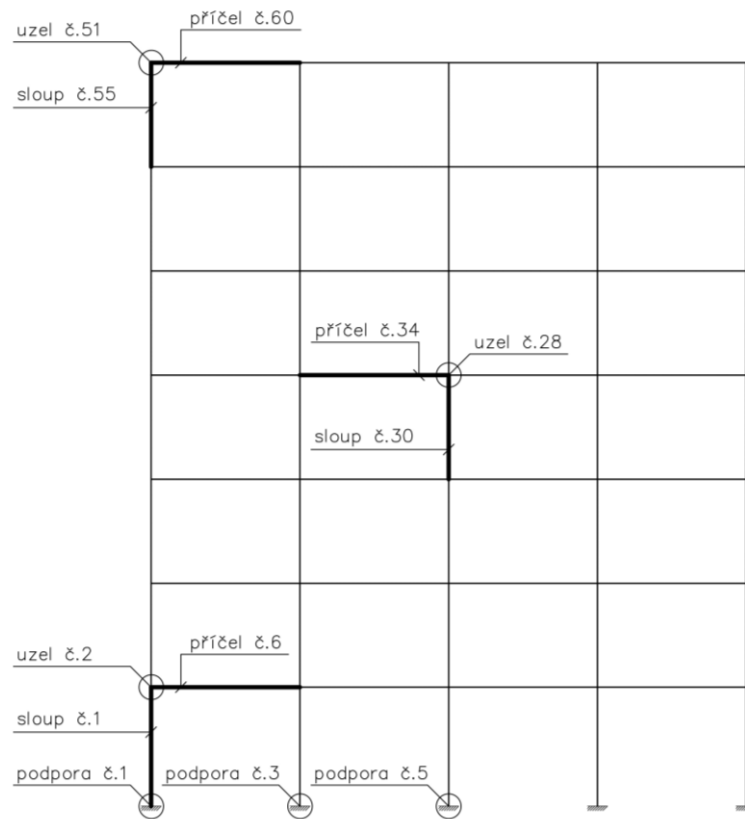
Při výpočtu vnitřních sil, reakcí a deformací v rámci dynamické analýzy tak bylo uvažováno pouze zatížení od vlastní tíhy konstrukce (v případě 2D modelu včetně spojitého zatížení na příčlích od betonových desek).



Výsledky získané z dynamické analýzy byly sledovány pouze na vybraných částech konstrukce, konkrétně:

- hodnoty reakcí byly zkoumány:
  - o v podporách č. 1,3,5
- vnitřní síly byly vyhodnocovány pro tento výběr prutů:
  - o sloupy č. 1,30,55
  - o příčle č. 6,34,60
- deformace konstrukce byla analyzována pomocí naměřených posunutí „u<sub>x</sub>“:
  - o v uzlech č. 2,28,51

Poloha vybraných podpor, prvků a uzlů v rámci modelované konstrukce je znázorněna na *Obr. 6.4* níže.



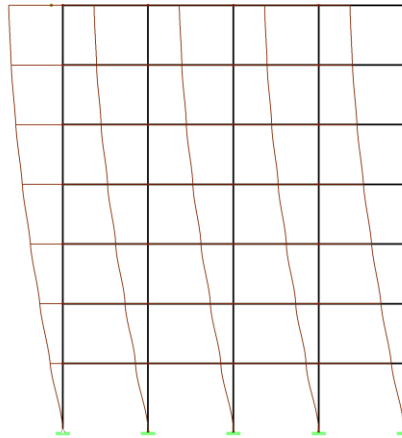
*Obr. 6.4 - Označení zkoumaných částí konstrukce*

### 6.3 VÝSLEDKY MODÁLNÍ ANALÝZY 2D MODELU KONSTRUKCE

Pro řešení vlastních čísel byla v programu využita Lanczosova metoda.

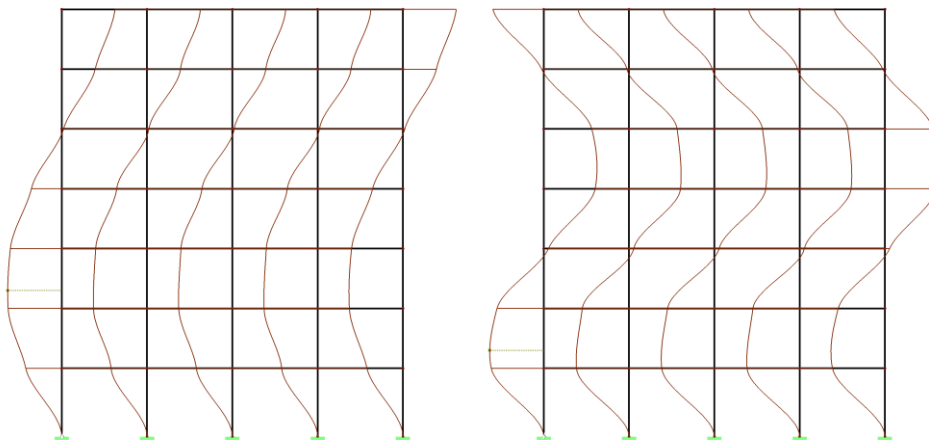
Dle normy [23] je třeba nastavit výpočet pro takové množství vlastních tvarů konstrukce, aby celkový faktor účinných modálních hmot ve zkoumaném směru byl alespoň 90 %. Po nastavení výpočtu pro 10 vlastních tvarů bylo dosaženo vyhovujících 99,5 % kmitající hmoty.

Rozhodujícím tvarem pro namáhání ve směru „x“ je první vlastní tvar s periodou  $T_1 = 1,707$  s a frekvencí  $f_1 = 0,586$  Hz. Představuje průběh jedné sinusové čtvrtvlny.



Obr. 6.5 - První vlastní tvar systému ( $T_1 = 1,707$  s;  $f_1 = 0,586$  Hz)

Druhý vlastní tvar, jehož průběh představuje sinusovou půlvlnu, má periodu  $T_2 = 0,566$  s a frekvenci  $f_2 = 1,767$  Hz. Třetí vlastní tvar přibližně odpovídá 5/4 sinusové vlny a má periodu  $T_3 = 0,335$  s a frekvenci  $f_3 = 2,988$  Hz. Nicméně tyto a další vlastní tvary mají oproti prvnímu vlastnímu tvaru výrazně menší faktor účinných modálních hmot, v dynamické analýze se tedy projeví zřetelně méně.



Obr. 6.6 - Druhý vlastní tvar systému (vlevo;  $T_2 = 0,566$  s;  $f_2 = 1,767$  Hz)  
a třetí vlastní tvar systému (vpravo;  $T_3 = 0,335$  s;  $f_3 = 2,988$  Hz)

VLASTNÍ TVARY SYSTÉMU				
tvar č.	úhlová frekvence $\omega$ [rad/s]	vlastní frekvence $f$ [Hz]	vlastní perioda $T$ [s]	faktor účinných modálních hmot $f_{meX}$ [%]
1	3,680	0,586	1,707	86,7
2	11,101	1,767	0,566	8,9
3	18,772	2,988	0,335	2,5

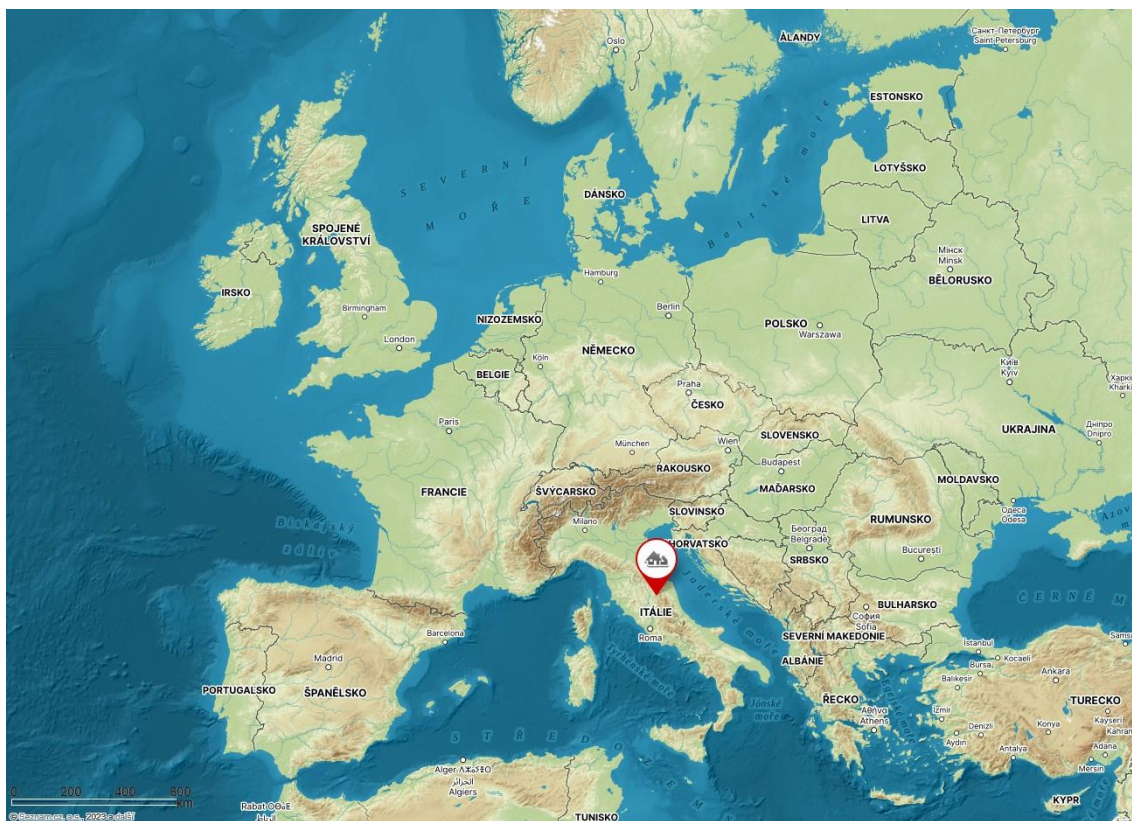
*Tab. 6.1 - Vlastní tvary systému (shrnutí)*

## 7 VÝPOČET ODEZVY 2D MODELU NA SEISMICKÉ ZATÍŽENÍ S VYUŽITÍM SPEKTRÁLNÍ ANALÝZY DLE NORMY ČSN EN 1998-1 EUROKÓD 8

V této kapitole byly provedeny výpočty s využitím spektrální analýzy pomocí návrhového spektra odezvy dle normy [23]. V následujících částech je popsáno nastavení hodnot pro určení spektra odezvy, výsledky dynamické analýzy konstrukce pomocí spektra odezvy a srovnání výsledků reakcí, vnitřních sil a posunutí ve vybraných podporách, prutech a uzlech.

### 7.1 UVAŽOVANÉ UMÍSTĚNÍ STAVBY S OHLEDEM NA SEISMICKÉ ZATÍŽENÍ

Vzhledem k faktu, že v České republice nejsou žádné oblasti s výraznou přírodní seismicitou, byla uvažovaná budova umístěna do oblasti střední Itálie, konkrétně do okolí města Perugia. Dalším z důvodů výběru tohoto regionu byla skutečnost, že byl v minulosti zasažen několika silnějšími zemětřeseními, která jsou zaznamenána v databázi výpočetního programu RFEM. Tyto záznamy byly využity pro výpočty v dalších částech práce.



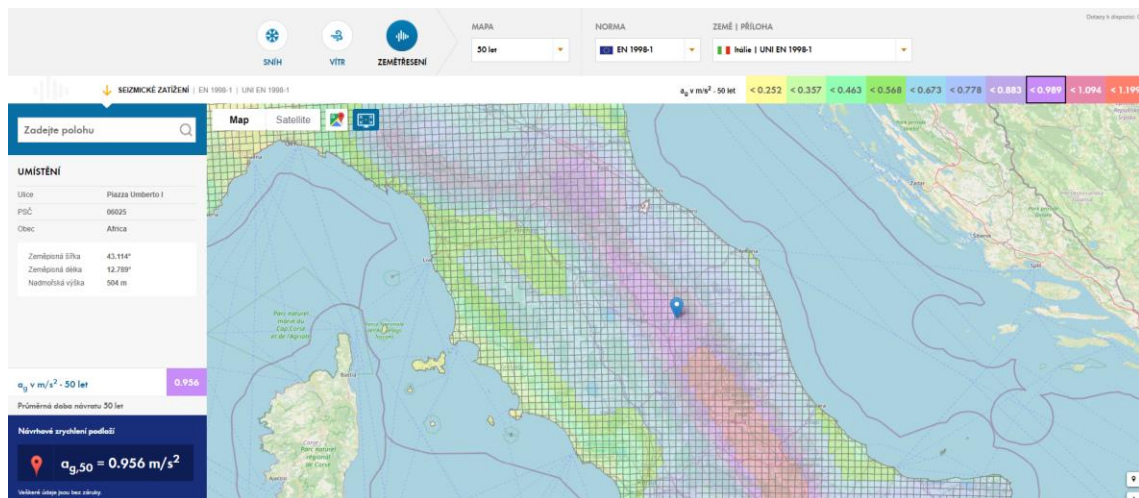
Obr. 7.1 - Mapa umístění uvažované konstrukce [24]

## 7.2 NASTAVENÍ PARAMETRŮ PRO NÁVRHOVÉ SPEKTRUM ODEZVY

Pro zjištění přesných hodnot návrhového spektra odezvy bylo třeba určit referenční špičkové zrychlení podloží  $a_{gR}$ , součinitel významu konstrukce  $\gamma_f$ , typ základové půdy a také zvolit typ spektra odezvy 1 nebo 2.

### 7.2.1 REFERENČNÍ ŠPIČKOVÉ ZRYCHLENÍ

Pro danou oblast se nepodařilo určit hodnotu referenčního špičkového zrychlení  $a_{gR}$ , nicméně podle podkladu [25] bylo možné zjistit velikost návrhového zrychlení podloží  $a_g$ .



Obr. 7.2 - Mapa návrhového zrychlení podloží dle [25]

Takto byla získána hodnota návrhového zrychlení podloží s průměrnou dobou návratu 50 let  $a_{g,50} = 0,956 \text{ m/s}^2$ .

### 7.2.2 SOUČINITEL VÝZNAMU KONSTRUKCE

Vzhledem k uvažovanému způsobu využití modelované budovy by stavba patřila do třídy významu III nebo IV (a hodnoty součinitele  $\gamma_f$  by byly rovny 1,2 nebo 1,4). Nicméně podklad pro seismické zatížení [25] určil již přímo návrhové zrychlení podloží, z toho důvodu byl pro výpočet zvolen součinitel významu  $\gamma_f = 1,0$ , což odpovídá třídě významu II.

### 7.2.3 TYP ZÁKLADOVÉ PŮDY

Podle databáze zemětřesení proběhlých ve zvolené oblasti (z programu RFEM) se jedná o skalní podloží, tudíž byl pro návrhové spektrum určen typ podloží A.

### 7.2.4 SOUČINITEL DUKTILITY

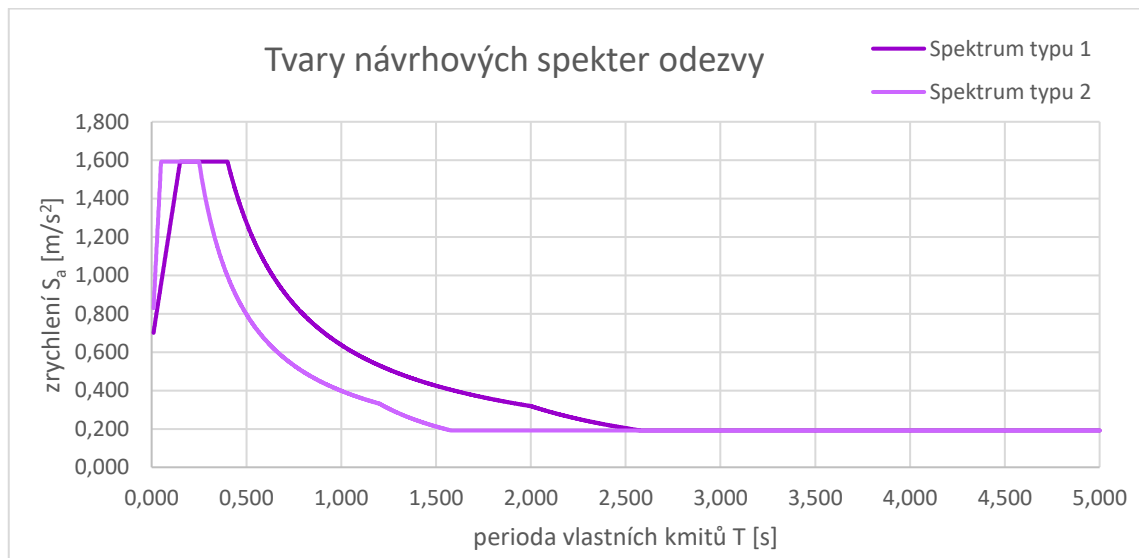
Součinitel duktility  $q$  byl nastaven na 1,5.

### 7.2.5 SPODNÍ MEZ SOUČINITELE PRO VODOROVNÉ NÁVRHOVÉ SPEKTRUM

Součinitel pro vodorovné návrhové spektrum  $\beta$  byl ponechán na doporučené hodnotě pro ČR, tedy 0,2.

### 7.2.6 TYP SPEKTRA ODEZVY

Podle normy [23] je třeba zvolit mezi typy spektra 1 nebo 2 na základě magnitudy povrchových vln  $M_s$  (spektrum 2 pro magnitudu  $M_s < 5,5$  stupňů Richterovy škály). Za účelem srovnání výsledků byly pro návrhové zrychlení podloží  $a_{gR} = 0,956 \text{ m/s}^2$  provedeny výpočty s využitím obou typů spekter.



Graf 7.1 - Tvary návrhových spekter odezvy (spektrum typu 1, spektrum typu 2)

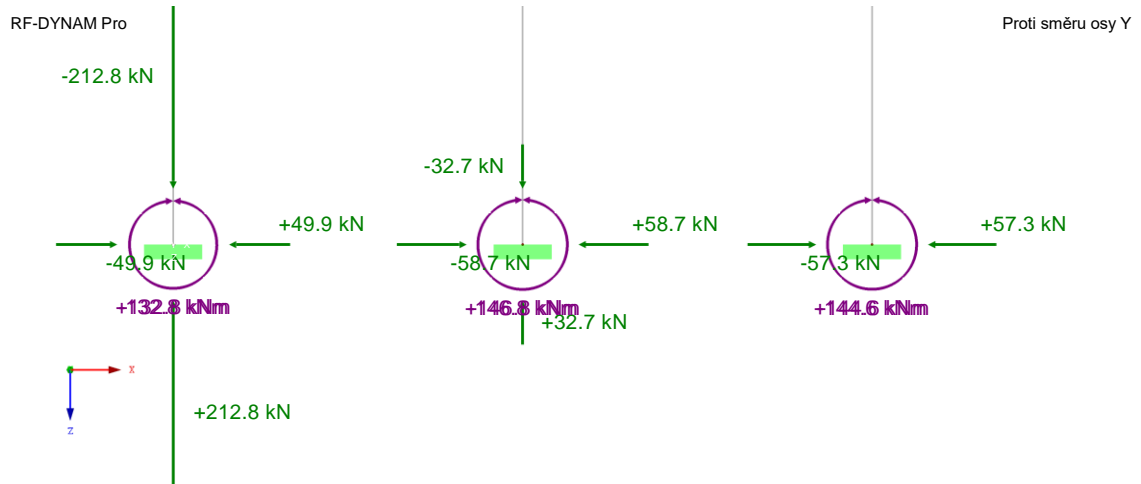
### 7.3 NASTAVENÍ VÝPOČTU PRO SPEKTRÁLNÍ ANALÝZU

Pro spektrální analýzu byly využity všechny vlastní tvary získané z modální analýzy. Superpozice vlastních tvarů byla provedena pomocí pravidla SRSS („square root sum of square“, neboli odmocnina sumy druhých mocnin), které se používá pro výpočet všech silových i deformačních veličin – každá zkoumaná veličina je vyčíslena pro každý vypočítaný vlastní tvar, následně se tyto hodnoty umocní na druhou, poté se sečtou a tato suma se nakonec odmocní.

## 7.4 VÝSLEDKY DYNAMICKÉ ANALÝZY 2D MODELU

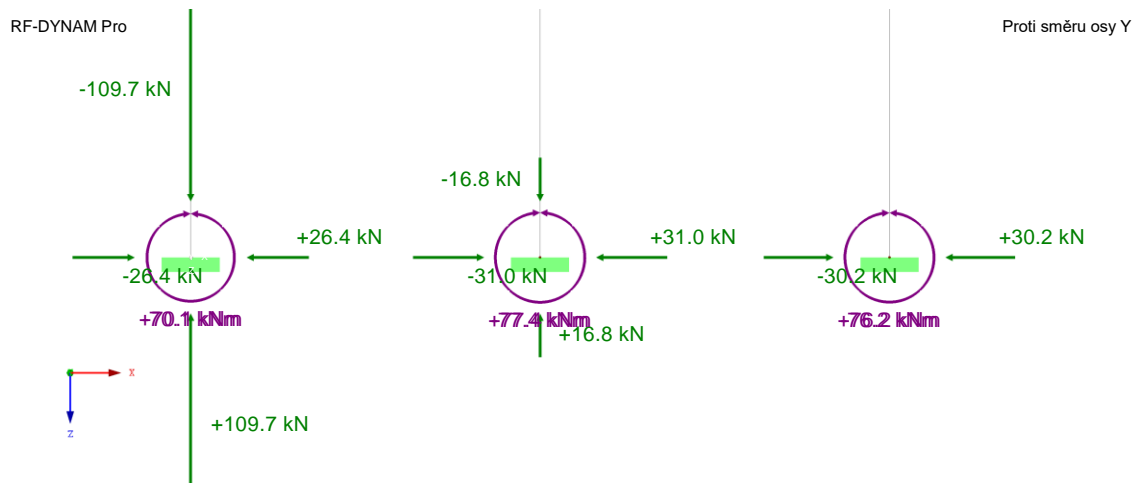
### 7.4.1 PODPOROVÉ REAKCE

#### PODPOROVÉ REAKCE (SPEKTRUM TYPU 1)

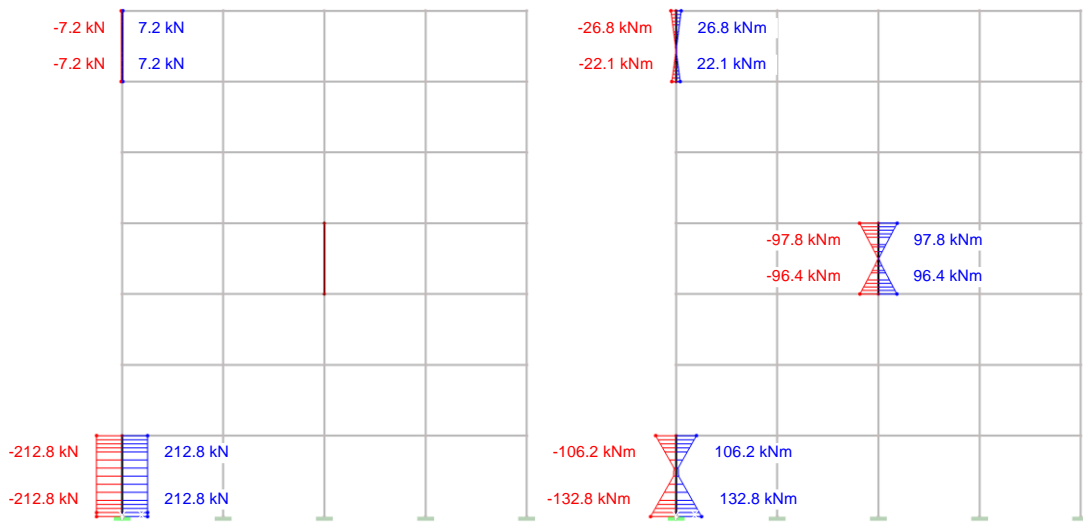


Obr. 7.3 - Podporové reakce (spektrum typu 1)

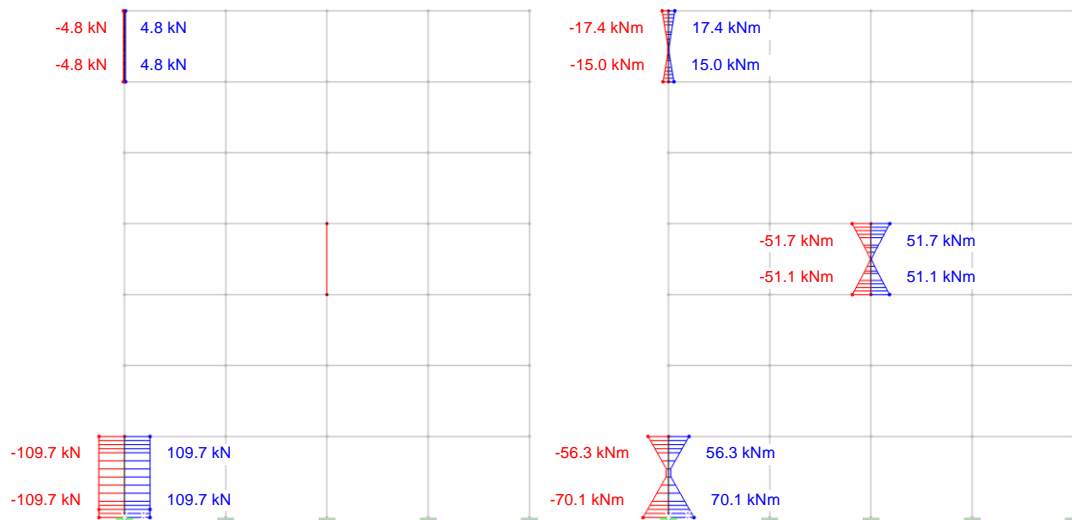
#### PODPOROVÉ REAKCE (SPEKTRUM TYPU 2)



Obr. 7.4 - Podporové reakce (spektrum typu 2)

**7.4.2 VNITŘNÍ SÍLY NA SLOUPECH****VNITŘNÍ SÍLY NA SLOUPECH (SPEKTRUM TYPU 1)**

Obr. 7.5 - Normálové síly (vlevo) a ohybové momenty (vpravo) na sloupech (spektrum typu 1)

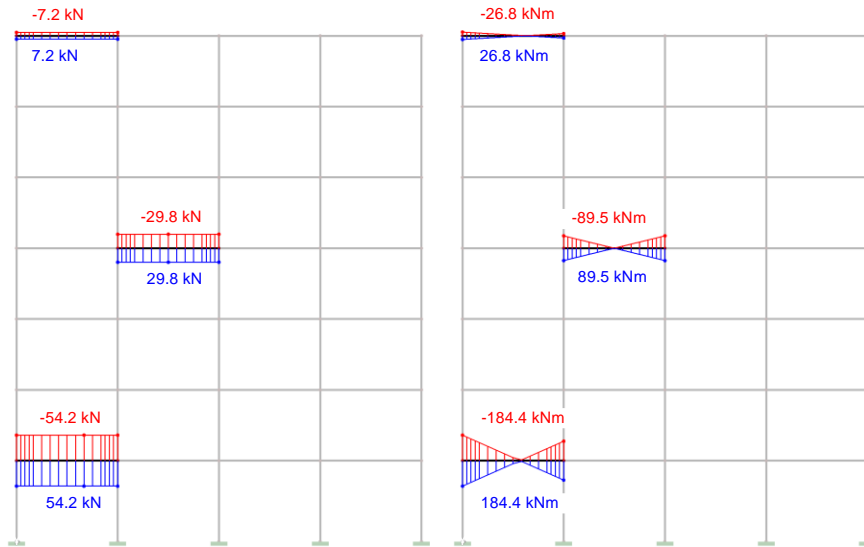
**VNITŘNÍ SÍLY NA SLOUPECH (SPEKTRUM TYPU 2)**

Obr. 7.6 - Normálové síly (vlevo) a ohybové momenty (vpravo) na sloupech (spektrum typu 2)



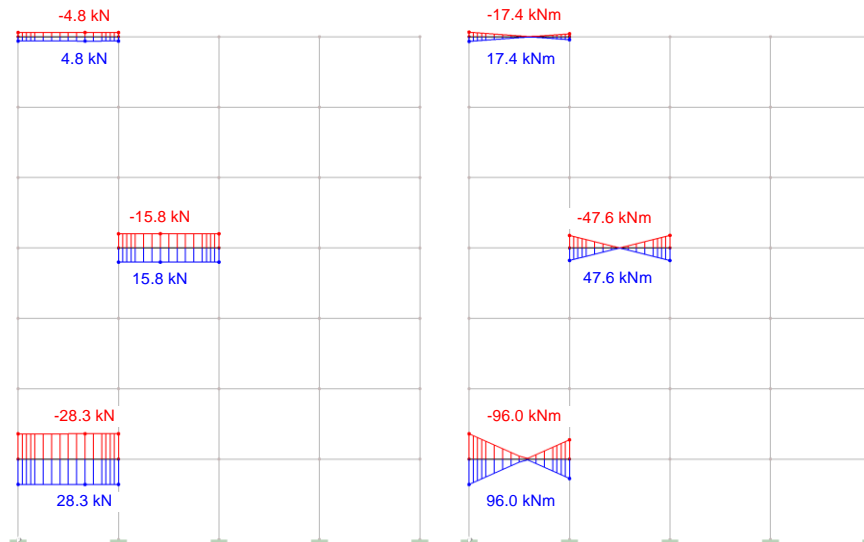
## 7.4.3 VNITŘNÍ SÍLY NA PŘÍČLÍCH

## VNITŘNÍ SÍLY NA PŘÍČLÍCH (SPEKTRUM TYPU 1)



Obr. 7.7 - Posouvající síly (vlevo) a ohybové momenty (vpravo) na příčlích (spektrum typu 1)

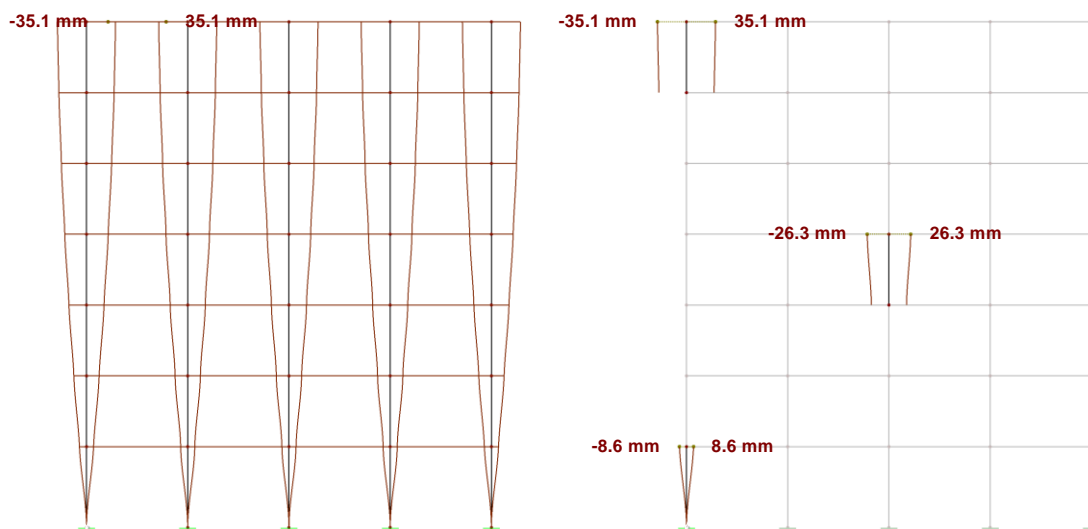
## VNITŘNÍ SÍLY NA PŘÍČLÍCH (SPEKTRUM TYPU 2)



Obr. 7.8 - Posouvající síly (vlevo) a ohybové momenty (vpravo) na příčlích (spektrum typu 2)

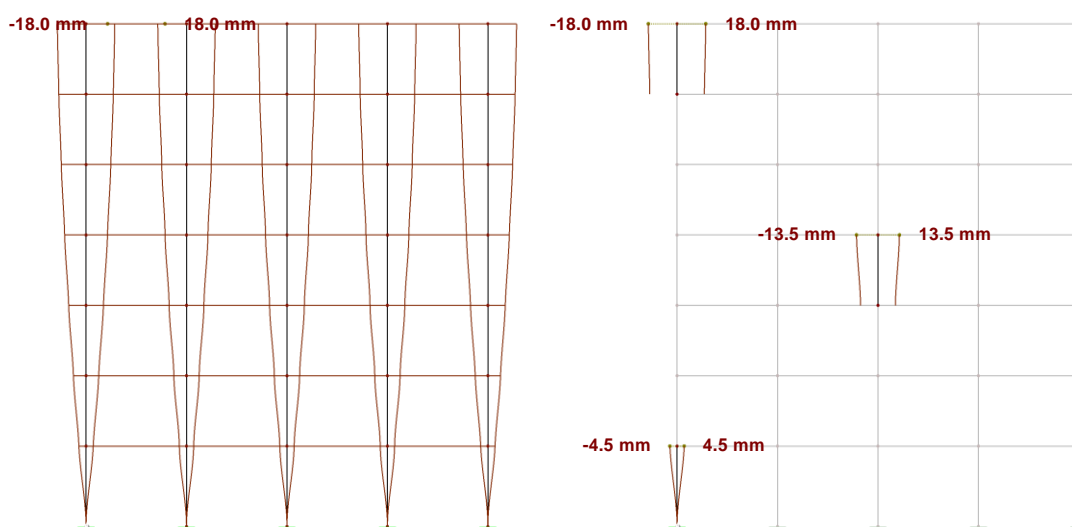
## 7.4.4 POSUNUTÍ V UZLECH

### POSUNUTÍ V UZLECH (SPEKTRUM TYPU 1)



Obr. 7.9 - Posunutí v uzlech (spektrum typu 1)

### POSUNUTÍ V UZLECH (SPEKTRUM TYPU 2)



Obr. 7.10 - Posunutí v uzlech (spektrum typu 2)

## 7.5 SHRNUÍ VÝSLEDKŮ Z KAPITOLY 7

V rámci kapitoly číslo 7 byla řešena odezva 2D rámu s pomocí spektrální analýzy s využitím obou typů spekter odezvy.

### TABULKOVÉ POROVNÁNÍ VÝSLEDKŮ

REAKCE (SPEKTRUM TYPU 1) [kN, kNm]						
zkoumané podpory	síla $R_x$		síla $R_z$		moment $M_y$	
	min (-)	max (+)	min (-)	max (+)	min (-)	max (+)
podpora 1	-49,9	49,9	-212,8	212,8	-132,8	132,8
podpora 3	-58,7	58,7	-32,7	32,7	-146,8	146,8
podpora 5	-57,3	57,3	0	0	-144,6	144,6
REAKCE (SPEKTRUM TYPU 2) [kN, kNm]						
zkoumané podpory	síla $R_x$		síla $R_z$		moment $M_y$	
	min (-)	max (+)	min (-)	max (+)	min (-)	max (+)
podpora 1	-26,4	26,4	-109,7	109,7	-70,1	70,1
podpora 3	-31,0	31,0	-16,8	16,8	-77,4	77,4
podpora 5	-30,2	30,2	0	0	-76,2	76,2

Tab. 7.1 – Reakce (spektrum typu 1, spektrum typu 2)

VNITŘNÍ SÍLY NA SLOUPECH (SPEKTRUM TYPU 1) [kN, kNm]				
zkoumané sloupy	normálová síla N		ohybový moment $M_y$	
	min (-)	max (+)	min (-)	max (+)
sloup 55	-7,2	7,2	-26,8	26,8
sloup 30	0	0	-97,8	97,8
sloup 1	-212,8	212,8	-132,8	132,8
VNITŘNÍ SÍLY NA SLOUPECH (SPEKTRUM TYPU 2) [kN, kNm]				
zkoumané sloupy	normálová síla N		ohybový moment $M_y$	
	min (-)	max (+)	min (-)	max (+)
sloup 55	-4,8	4,8	-17,4	17,4
sloup 30	0	0	-51,7	51,7
sloup 1	-109,7	109,7	-70,1	70,1

Tab. 7.2 – Vnitřní síly na sloupech (spektrum typu 1, spektrum typu 2)

VNITŘNÍ SÍLY NA PŘÍČLÍCH (SPEKTRUM TYPU 1) [kN, kNm]				
zkoumané příčle	posouvající síla $V_z$		ohybový moment $M_y$	
	min (-)	max (+)	min (-)	max (+)
příčel 60	-7,2	7,2	-26,8	26,8
příčel 34	-29,8	29,8	-89,5	89,5
příčel 6	-54,2	54,2	-184,4	184,4
VNITŘNÍ SÍLY NA PŘÍČLÍCH (SPEKTRUM TYPU 2) [kN, kNm]				
zkoumané příčle	posouvající síla $V_z$		ohybový moment $M_y$	
	min (-)	max (+)	min (-)	max (+)
příčel 60	-4,8	4,8	-17,4	17,4
příčel 34	-15,8	15,8	-47,6	47,6
příčel 6	-28,3	28,3	-96,0	96,0

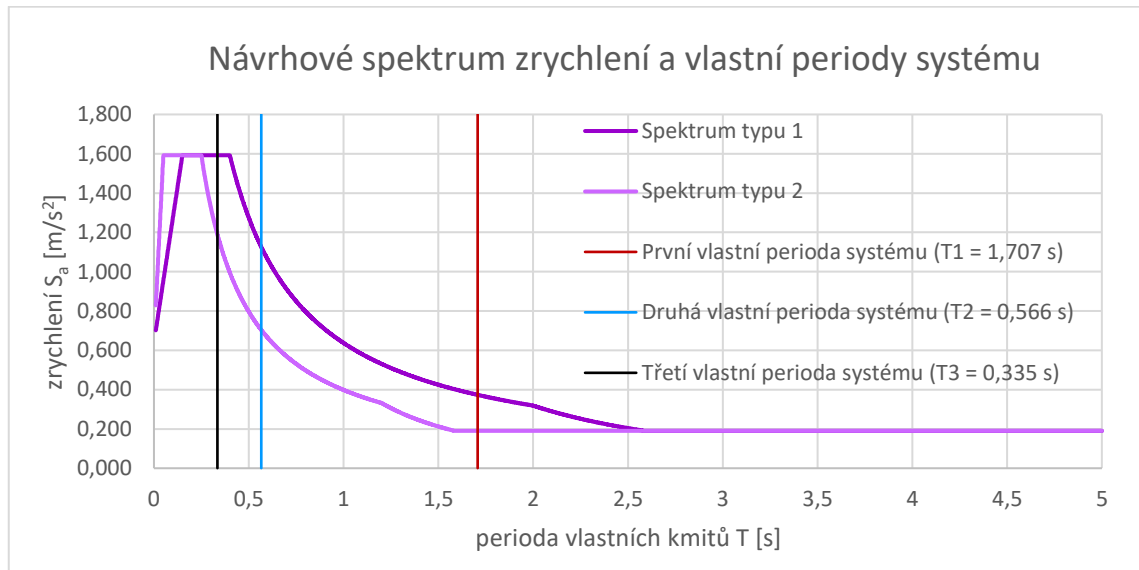
Tab. 7.3 - Vnitřní síly na příčlích (spektrum typu 1, spektrum typu 2)

POSUNUTÍ V UZLECH [mm]				
zkoumané uzly	$u_x$ (spektrum typu 1)		$u_x$ (spektrum typu 2)	
	min (-)	max (+)	min (-)	max (+)
uzel 51	-35,1	35,1	-18,0	18,0
uzel 28	-26,3	26,3	-13,5	13,5
uzel 2	-8,6	8,6	-4,5	4,5

Tab. 7.4 - Posunutí v uzlech (spektrum typu 1, spektrum typu 2)

TEXTOVÉ SHRNUÍ

Z porovnání výsledků jednoznačně vyplývá, že veškeré zkoumané reakce, vnitřní síly a posunutí vycházejí extrémněji u spektra typu 1, což je způsobeno dynamickými charakteristikami modelu. Pro modálně nejvýznamnější první vlastní periodu systému (hmota nejvíce kmitá v prvním vlastním tvaru, viz. *Tab. 6.1*) totiž vychází právě u spektra typu 1 větší hodnota zrychlení než pro spektrum typu 2. Tato skutečnost je znázorněna na grafu níže.



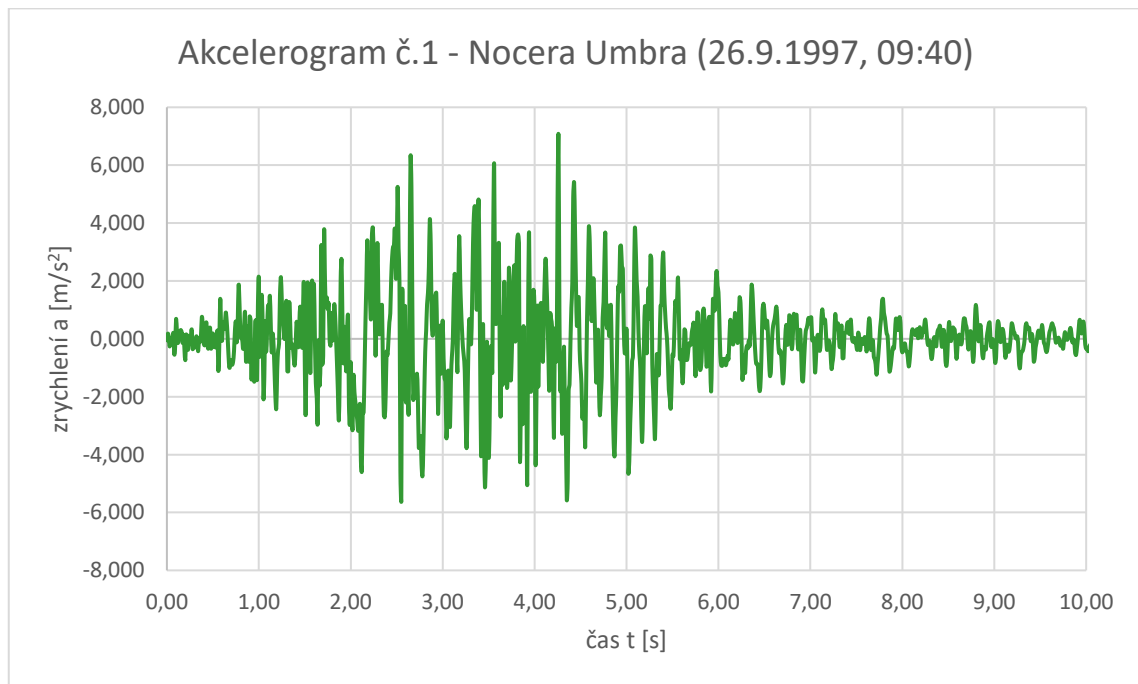
*Graf 7.2 – Návrhové spektrum zrychlení a vlastní periody systému*

Pro spektrum typu 1 vychází zrychlení pro první vlastní tvar  $S_{a, \text{typ } 1, \text{ tvar } 1} = 0,373 \text{ m/s}^2$ , pro spektrum typu 2 pak toto zrychlení dle *Graf 7.2* vychází  $S_{a, \text{typ } 2, \text{ tvar } 1} = 0,191 \text{ m/s}^2$ . Protože platí  $S_{a, \text{typ } 1, \text{ tvar } 1} \approx 2 * S_{a, \text{typ } 2, \text{ tvar } 1}$ , vychází také všechny zkoumané hodnoty reakcí, vnitřních sil a posunutí přibližně dvakrát větší pro spektrum typu 1. Volba typu spektra tedy zásadně ovlivňuje výsledky získané ze spektrální analýzy, v praxi je proto potřeba vždy zvážit, jaký typ spektra bude pro získání zkoumaných veličin použit.

## 8 VÝPOČET ODEZVY 2D MODELU NA SEISMICKÉ ZATÍŽENÍ S VYUŽITÍM ČASOVÉ ANALÝZY A ZAZNAMENANÝCH AKCELEROGRAMŮ

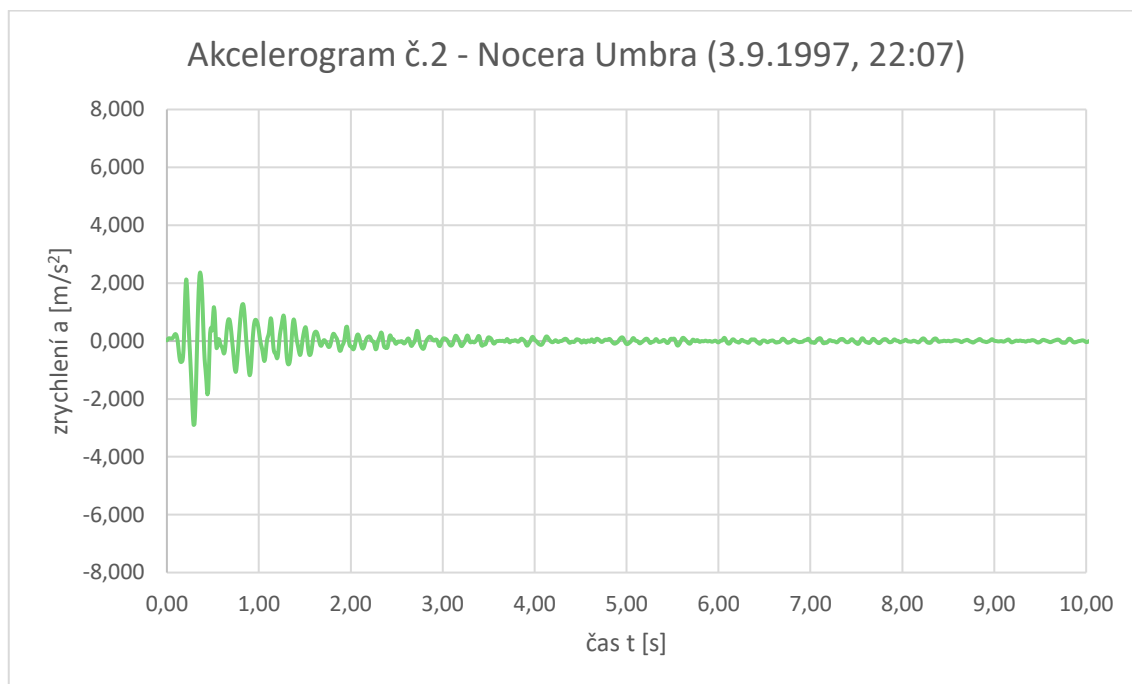
Dále byly provedeny dynamické výpočty s využitím časové analýzy s pomocí vybraných akceleroogramů. Pro tento účel byly použity dva záznamy zemětřesení z databáze programu RFEM, které byly ve zvolené oblasti (viz *Obr. 7.1*) v minulosti pořizeny.

Akceleroogramy byly vybrány tak, aby se vzájemně lišily v intenzitě otřesů i v délce jejich trvání.



*Graf 8.1 - Akceleroogram č.1*

Akceleroogram č.1 odpovídá silnějšímu zemětřesení s delší dobou trvání. Nejsilnější otřesy jsou evidovány v čase od 2 do 5 vteřin – v tomto intervalu mají otřesy zrychlení i více než  $4,0 \text{ m/s}^2$ , maximální zrychlení  $a_{\max} = 6,98 \text{ m/s}^2$ .



*Graf 8.2 - Akcelerogram č.2*

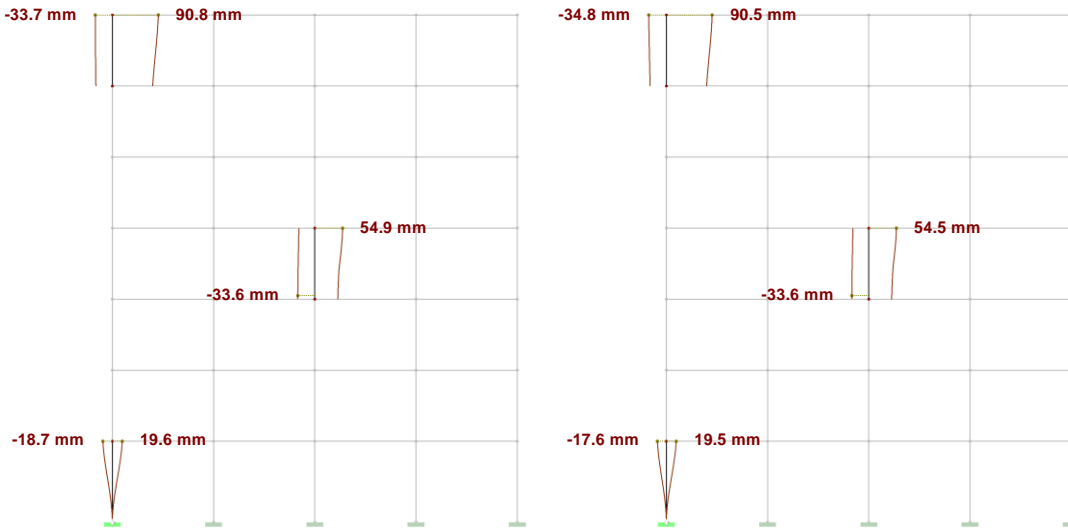
Akcelerogram č.2 odpovídá výrazně slabšímu zemětřesení, zrychlení podloží nad  $1,0 \text{ m/s}^2$  bylo zaznamenáno přibližně do 1,0 vteřiny po začátku otřesů, maximální zrychlení dle grafu  $a_{\text{max}} = -2,894 \text{ m/s}^2$ .

## 8.1 NASTAVENÍ VÝPOČTU PRO ČASOVOU ANALÝZU

Pro časovou analýzu by nastaven časový krok na  $\Delta t = 0,05$  s, maximální čas byl nastaven na  $t_{\max} = 10,0$  s.

Ve výpočtu byl taktéž předpokládán útlum konstrukce,  $c_{\text{Lehr}} = 5$  %.

Pro výběr metody výpočtu (lineární modální analýza vs. lineární implicitní Newmarkova metoda) byl nejdříve proveden srovnávací výpočet. Na obrázcích níže jsou uvedena posunutí „ $u_x$ “ ve vybraných uzlech od akcelerogramu č.1



Obr. 8.1 - Výsledky posunutí ve vybraných uzlech od akcelerogramu č. 1  
(vlevo lineární modální analýza, vpravo lineární implicitní Newmarkova metoda)

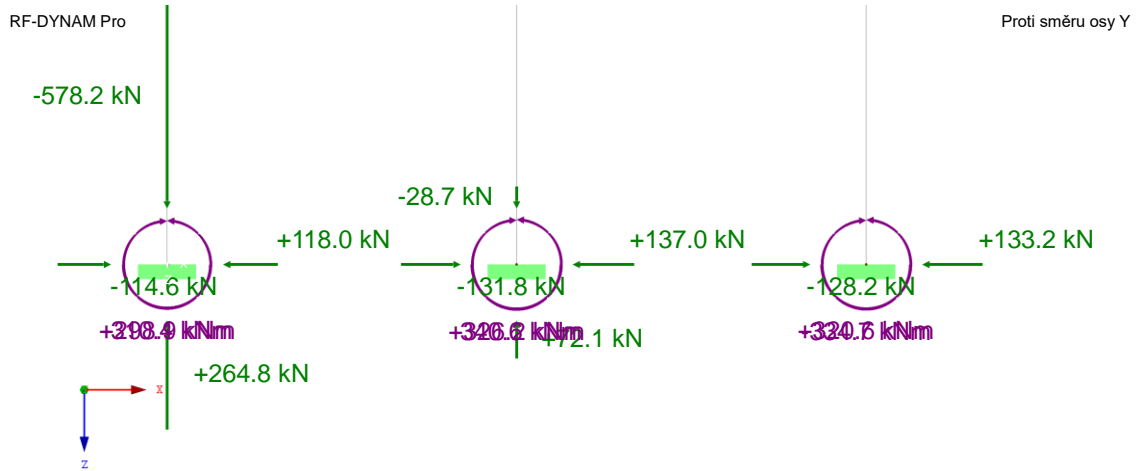
Z výše uvedených výstupů vyplývá, že rozdíly mezi oběma metodami jsou v tomto případě zanedbatelné, pro další výpočty v této kapitole byla tedy zvolena metoda lineární modální analýzy, která využívá vlastní tvary konstrukce získané z modální analýzy.



## 8.2 VÝSLEDKY DYNAMICKÉ ANALÝZY 2D MODELU

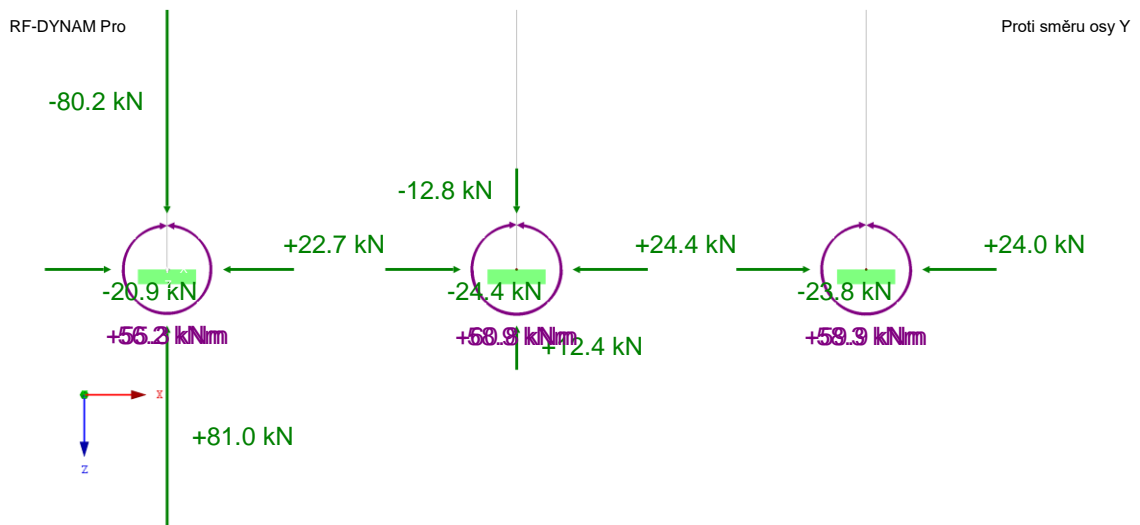
### 8.2.1 PODPOROVÉ REAKCE

#### PODPOROVÉ REAKCE (AKCELEROGRAM Č.1)

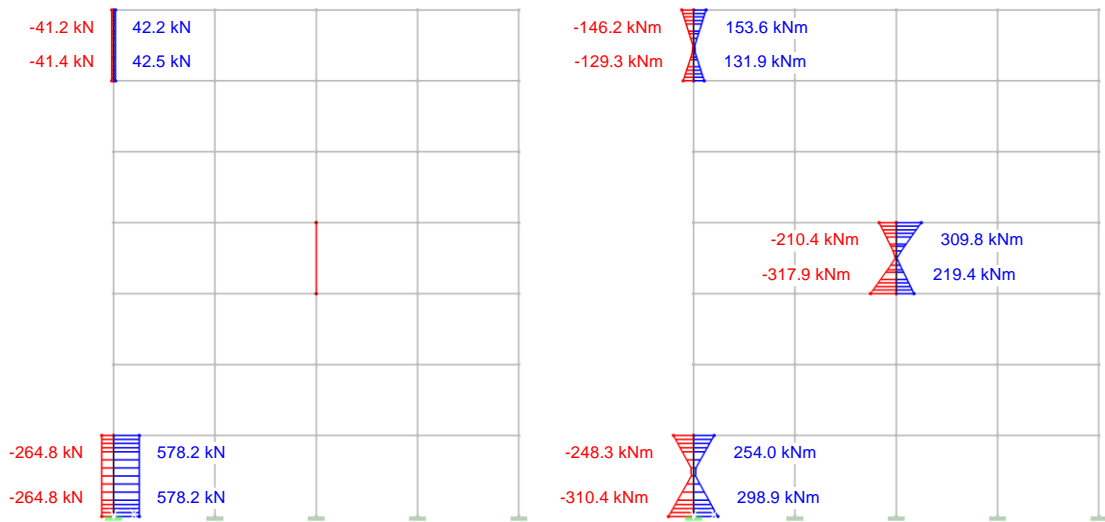


Obr. 8.2 - Podporové reakce (akcelerogram č.1)

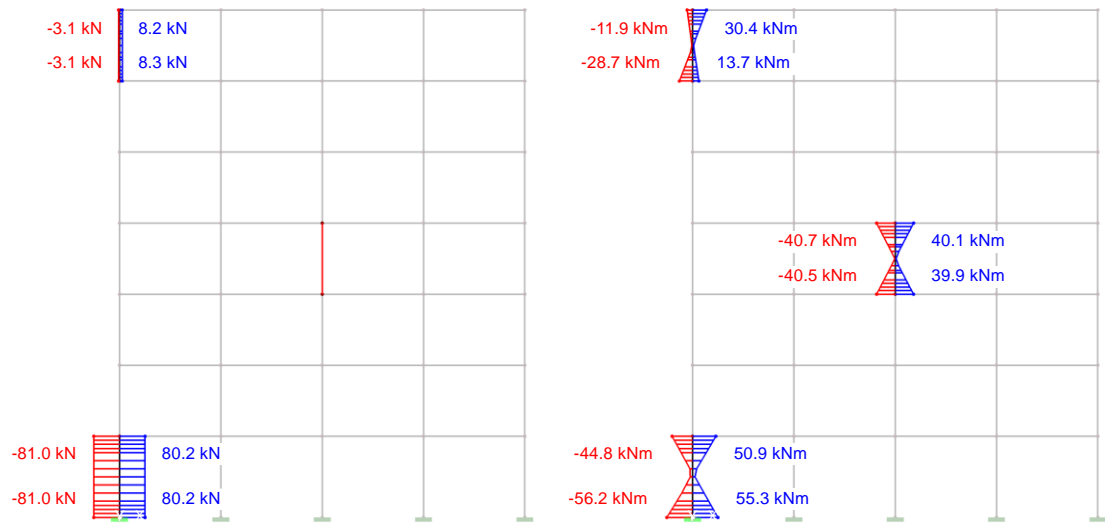
#### PODPOROVÉ REAKCE (AKCELEROGRAM Č.2)



Obr. 8.3 - Podporové reakce (akcelerogram č.2)

**8.2.2 VNITŘNÍ SÍLY NA SLOUPECH****VNITŘNÍ SÍLY NA SLOUPECH (AKCELEROGRAM Č.1)**

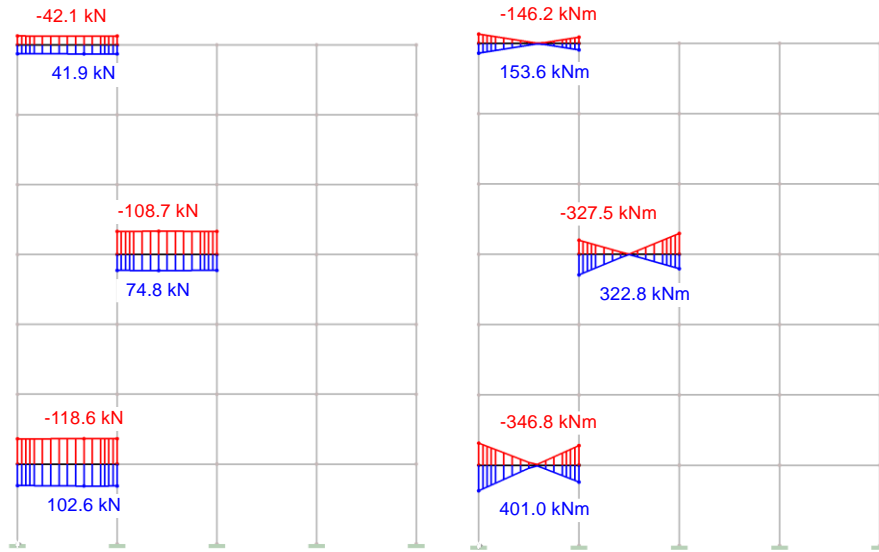
Obr. 8.4 - Normálové síly (vlevo) a ohybové momenty (vpravo) na sloupech (akcelerogram č.1)

**VNITŘNÍ SÍLY NA SLOUPECH (AKCELEROGRAM Č.2)**

Obr. 8.5 - Normálové síly (vlevo) a ohybové momenty (vpravo) na sloupech (akcelerogram č.2)

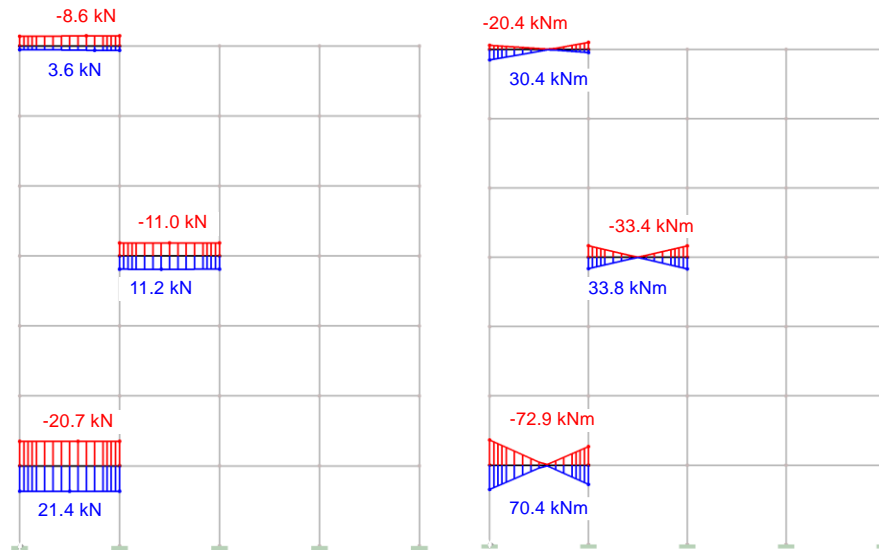
## 8.2.3 VNITŘNÍ SÍLY NA PŘÍČLÍCH

## VNITŘNÍ SÍLY NA PŘÍČLÍCH (AKCELEROGRAM Č.1)



Obr. 8.6 - Posouvající síly (vlevo) a ohybové momenty (vpravo) na příčlích (akcelerogram č.1)

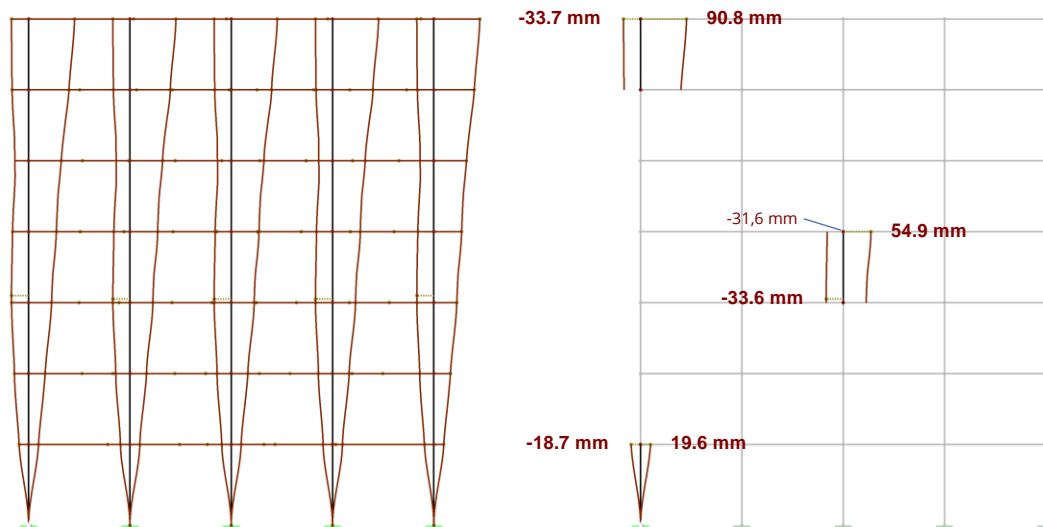
## VNITŘNÍ SÍLY NA PŘÍČLÍCH (AKCELEROGRAM Č.2)



Obr. 8.7 - Posouvající síly (vlevo) a ohybové momenty (vpravo) na příčlích (akcelerogram č.2)

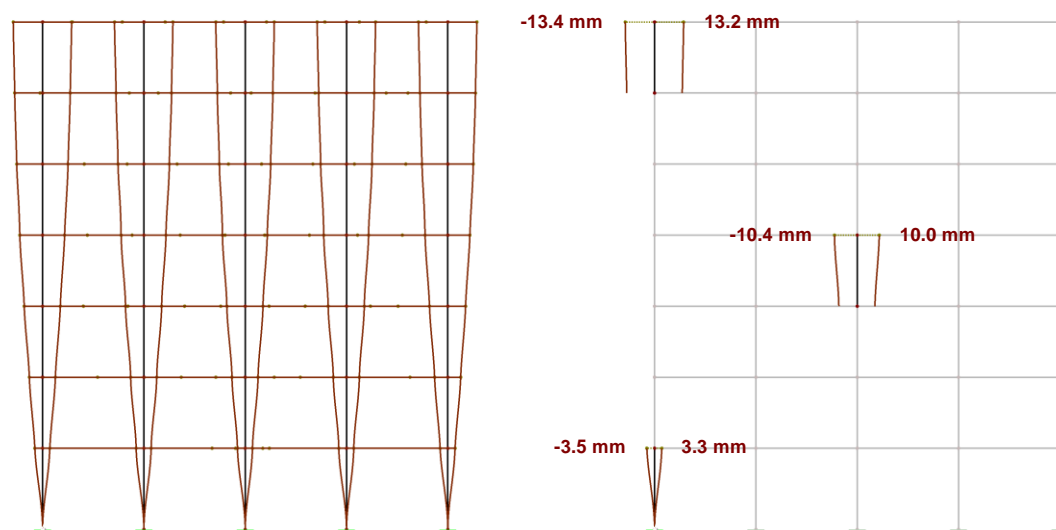
## 8.2.4 POSUNUTÍ V UZLECH

### POSUNUTÍ V UZLECH (AKCELEROGRAM Č.1)



Obr. 8.8 - Posunutí v uzlech (akceleroqram č.1)

### POSUNUTÍ V UZLECH (AKCELEROGRAM Č.2)



Obr. 8.9 - Posunutí v uzlech (akceleroqram č.2)

### 8.3 SHRNUÍ VÝSLEDKŮ Z KAPITOLY 8

Pro výpočet pomocí časové analýzy byly využity dva akcelerogramy získané z měření ve zkoumané oblasti.

#### TABULKOVÉ POROVNÁNÍ VÝSLEDKŮ

REAKCE (AKCELEROGRAM č.1) [kN, kNm]						
zkoumané podpory	síla $R_x$		síla $R_z$		moment $M_y$	
	min (-)	max (+)	min (-)	max (+)	min (-)	max (+)
podpora 1	-114,6	118,0	-578,2	264,8	-310,4	298,9
podpora 3	-131,8	137,0	-28,7	72,1	-340,6	326,2
podpora 5	-128,2	133,2	0	0	-334,7	320,6
REAKCE (AKCELEROGRAM č.2) [kN, kNm]						
zkoumané podpory	síla $R_x$		síla $R_z$		moment $M_y$	
	min (-)	max (+)	min (-)	max (+)	min (-)	max (+)
podpora 1	-20,9	22,7	-80,2	81,0	-56,2	55,3
podpora 3	-24,4	24,4	-12,8	12,4	-58,9	60,8
podpora 5	-23,8	24,0	0	0	-58,3	59,9

Tab. 8.1 - Reakce (akcelerogram č.1, akcelerogram č.2)

VNITŘNÍ SÍLY NA SLOUPECH (AKCELEROGRAM č.1) [kN, kNm]				
zkoumané sloupy	normálová síla N		ohybový moment $M_y$	
	min (-)	max (+)	min (-)	max (+)
sloup 55	-41,4	42,5	-146,2	153,6
sloup 30	0	0	-317,9	309,8
sloup 1	-264,8	578,2	-310,4	298,9
VNITŘNÍ SÍLY NA SLOUPECH (AKCELEROGRAM č.2) [kN, kNm]				
zkoumané sloupy	normálová síla N		ohybový moment $M_y$	
	min (-)	max (+)	min (-)	max (+)
sloup 55	-3,1	8,3	-28,7	30,4
sloup 30	0	0	-40,7	40,1
sloup 1	-81,0	80,2	-56,2	55,3

Tab. 8.2 - Vnitřní síly na sloupech (akcelerogram č.1, akcelerogram č.2)

VNITŘNÍ SÍLY NA PŘÍČLÍCH (AKCELEROGRAM Č.1) [kN, kNm]				
zkoumané příčle	posouvající síla $V_z$		ohybový moment $M_y$	
	min (-)	max (+)	min (-)	max (+)
příčel 60	-42,1	41,9	-146,2	153,6
příčel 34	-108,7	74,8	-327,5	322,8
příčel 6	-118,6	102,6	-346,8	401,0
VNITŘNÍ SÍLY NA PŘÍČLÍCH (AKCELEROGRAM Č.2) [kN, kNm]				
zkoumané příčle	posouvající síla $V_z$		ohybový moment $M_y$	
	min (-)	max (+)	min (-)	max (+)
příčel 60	-8,6	3,6	-20,4	30,4
příčel 34	-11,0	11,2	-33,4	33,8
příčel 6	-20,7	21,4	-72,9	70,4

Tab. 8.3 - Vnitřní síly na příčlích (akcelerogram č.1, akcelerogram č.2)

POSUNUTÍ V UZLECH [mm]				
zkoumané uzly	$u_x$ (akcelerogram č.1)		$u_x$ (akcelerogram č.2)	
	min (-)	max (+)	min (-)	max (+)
uzel 51	-33,7	90,8	-13,4	13,2
uzel 28	-31,6	54,9	-10,4	10,0
uzel 2	-18,7	19,6	-3,5	3,3

Tab. 8.4 - Posunutí v uzlech (akcelerogram č.1, akcelerogram č.2)

### TEXTOVÉ SHRNUÍ

Protože tento typ výpočtu využívá přímé integrace pohybových rovnic, neplatí zde stejná přímá úměra mezi maximálním zrychlením a zkoumanou veličinou jako u spektrální analýzy. U každé zkoumané veličiny vyšly jiné poměry mezi výsledky z prvního a druhého akcelerogramu – lze přibližně odhadnout, že od prvního akcelerogramu byly získané výsledky zhruba 2–7x větší než od akcelerogramu č.2. Z výstupů tedy jednoznačně vyplývá, že hodnoty reakcí, vnitřních sil a posunutí získané pro různé akcelerogramy mohou být velmi rozdílné. Tyto skutečné záznamy pohybu podloží jsou ovšem vždy „unikátní“ a nelze předpokládat, že se v budoucnu zopakují s totožným průběhem, v praxi je proto nutné pro tento typ analýzy vybírat větší množství akcelerogramů a výsledky vzájemně srovnávat.

V této části bylo provedeno pouze porovnání extrémních hodnot získaných časovou analýzou ze dvou vybraných akcelerogramů, srovnání výsledků mezi spektrální a časovou analýzou bylo provedeno v následující kapitole.

## 9 SROVNÁNÍ VÝSLEDKŮ ZE SPEKTRÁLNÍ A ČASOVÉ ANALÝZY PRO VYBRANÉ ČÁSTI 2D MODELU KONSTRUKCE

V této kapitole bylo provedeno srovnání výsledků z výpočtů pomocí spektrální analýzy za využití spekter odezvy získaných dle normy [23] a výsledků získaných pomocí časové analýzy s využitím historicky změřených akceleroogramů v uvažované oblasti. Vzhledem k množství dat byly pro srovnání vybrány výsledky pouze na některých částech konstrukce, konkrétně:

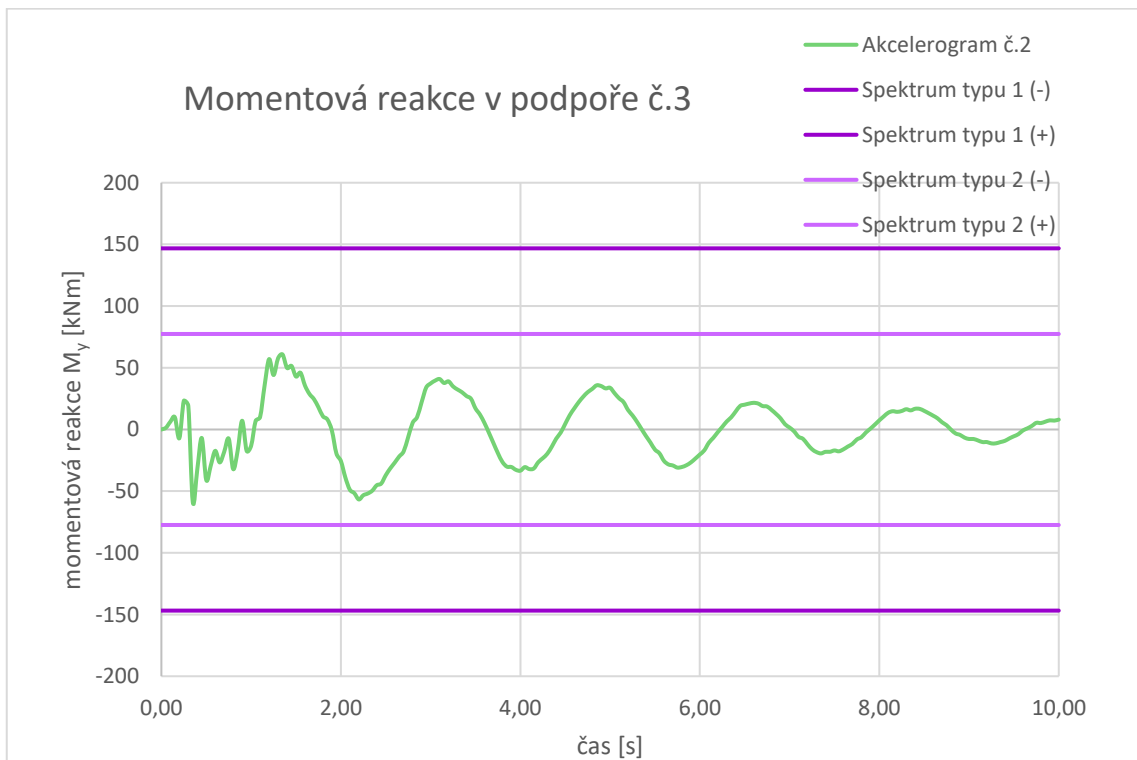
- podpora č.3 (pouze momentová složka reakce  $M_y$ )
- sloup č.1 (pouze normálová síla  $N$ )
- příčel č.34 (pouze ohybový moment  $M_y$ )
- uzel č.51 (posunutí  $u_x$ )

Srovnání bylo provedeno graficky.

## 9.1 MOMENTOVÁ REAKCE V PODPOŘE Č.3



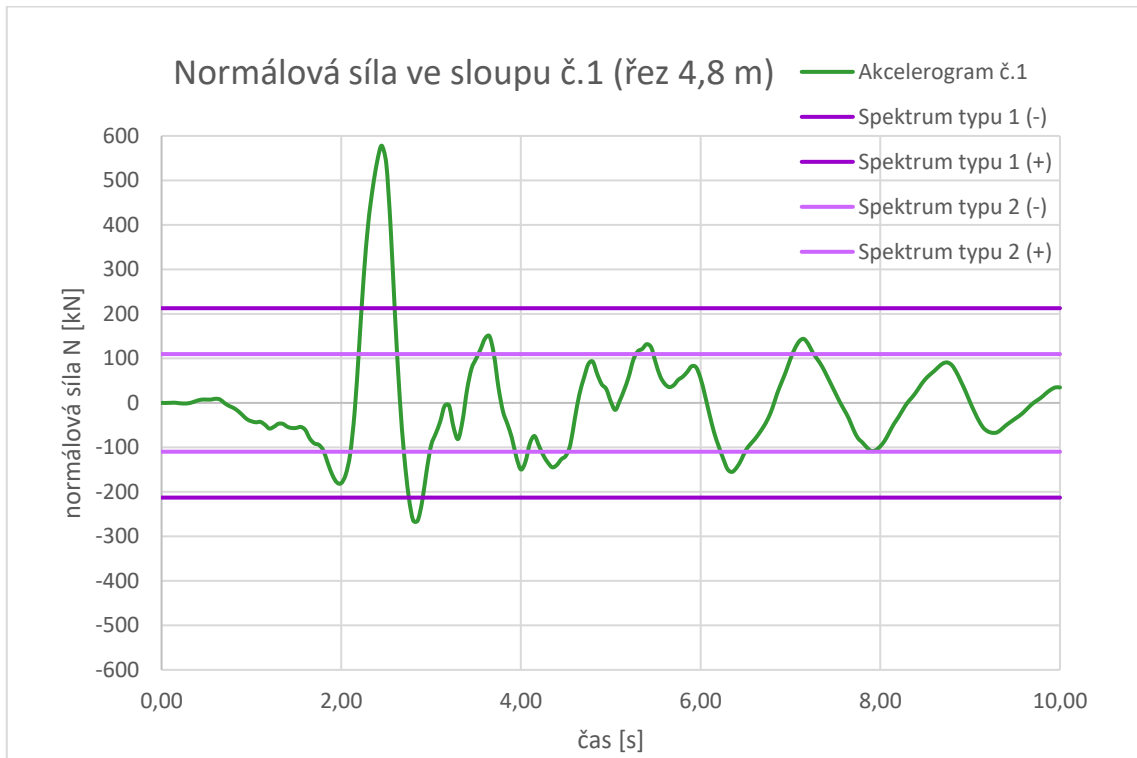
Graf 9.1 - Momentová reakce v podpoře č.3 (akcelerogram č.1)



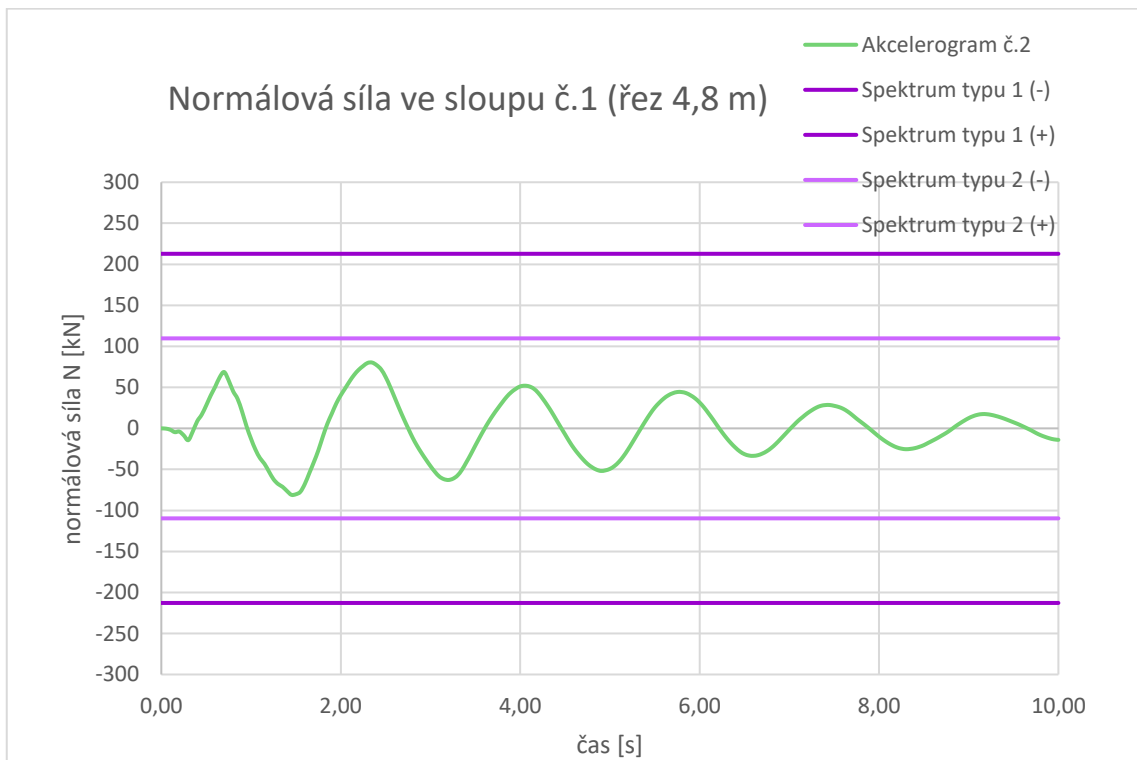
Graf 9.2 - Momentová reakce v podpoře č.3 (akcelerogram č.2)



## 9.2 NORMÁLOVÁ SÍLA VE SLOUPU Č.1 (ŘEZ 4,8 m)

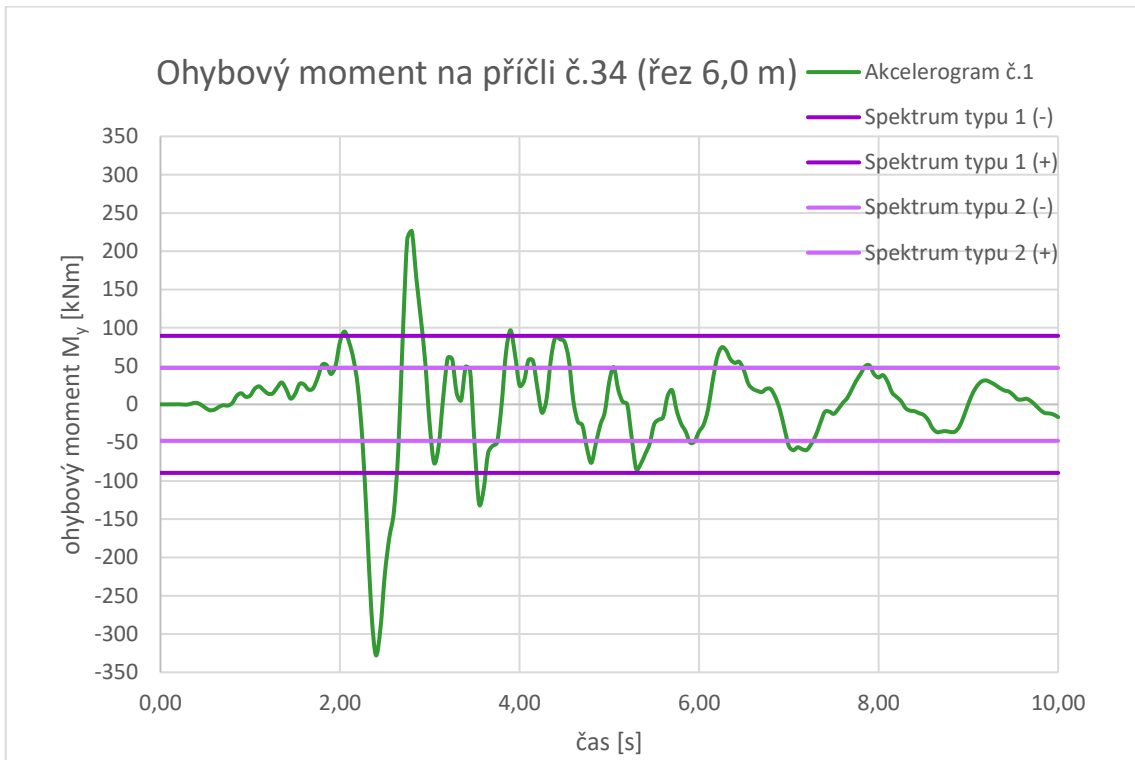


Graf 9.3 - Normálová síla ve sloupu č.1 (řez 4,8 m) (akcelerogram č.1)

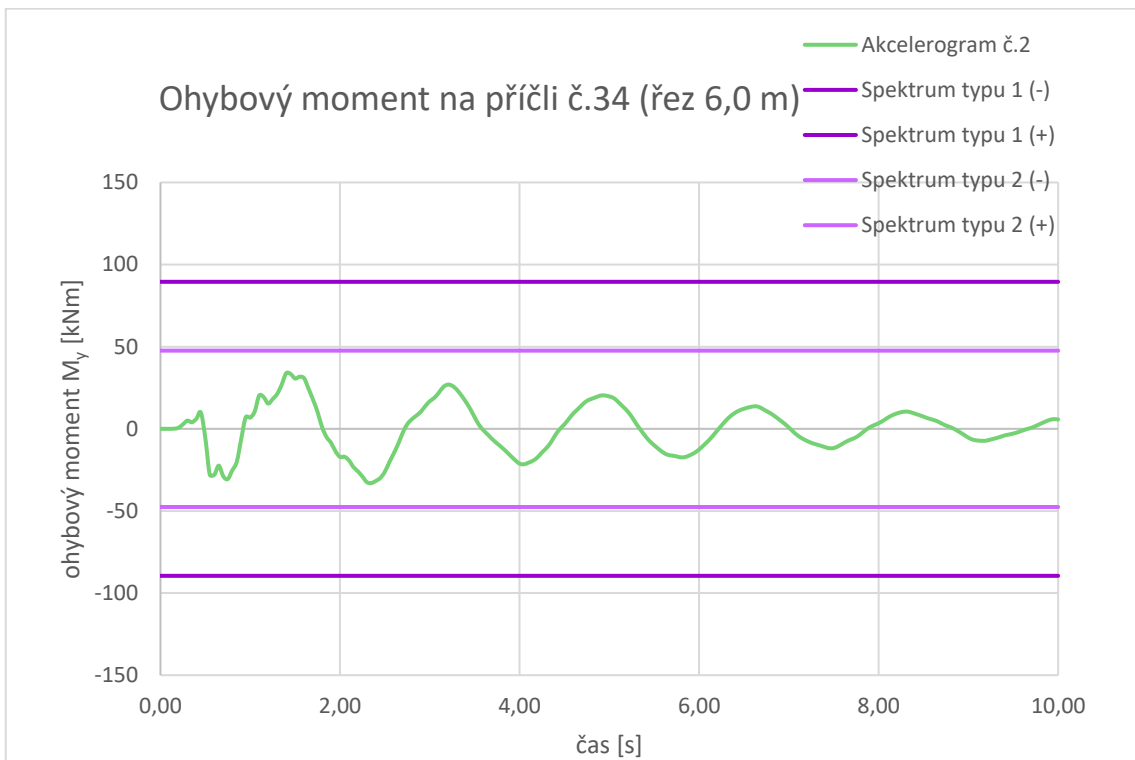


Graf 9.4 - Normálová síla ve sloupu č.1 (řez 4,8 m) (akcelerogram č.2)

### 9.3 OHYBOVÝ MOMENT NA PŘÍČLI č.34 (ŘEZ 6,0 m)

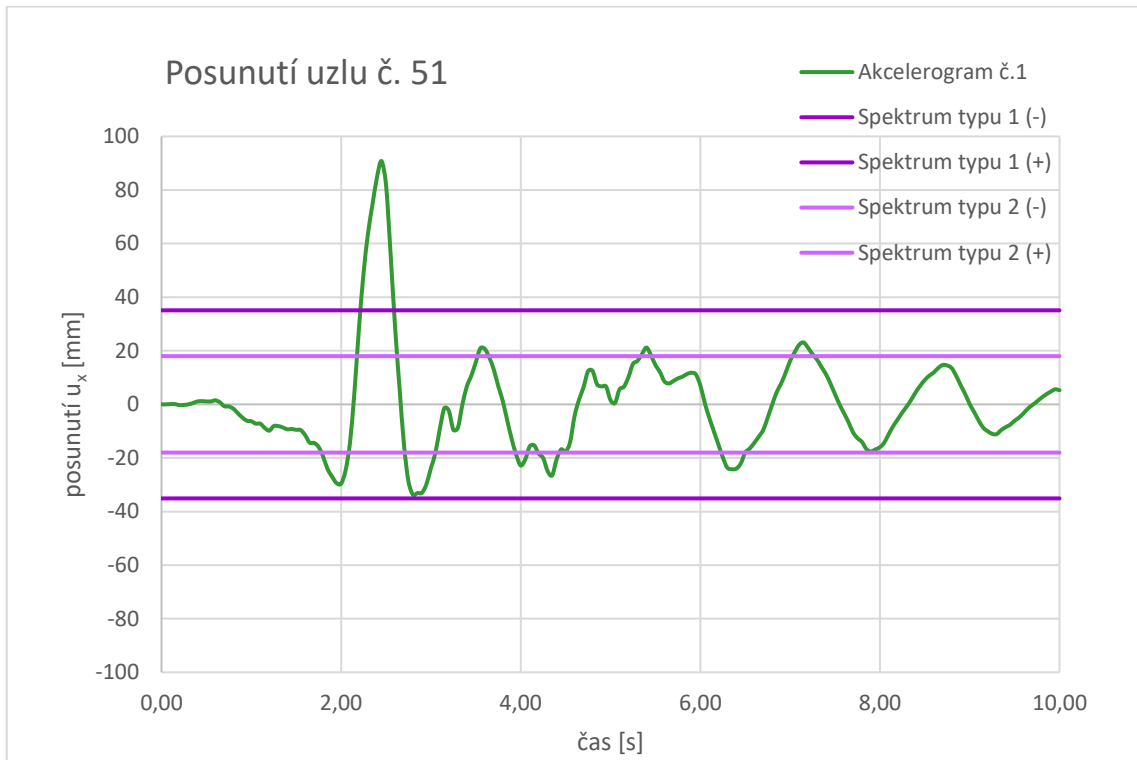


Graf 9.5 - Ohybový moment na příčli č.34 (řez 6,0 m) (akcelerogram č.1)

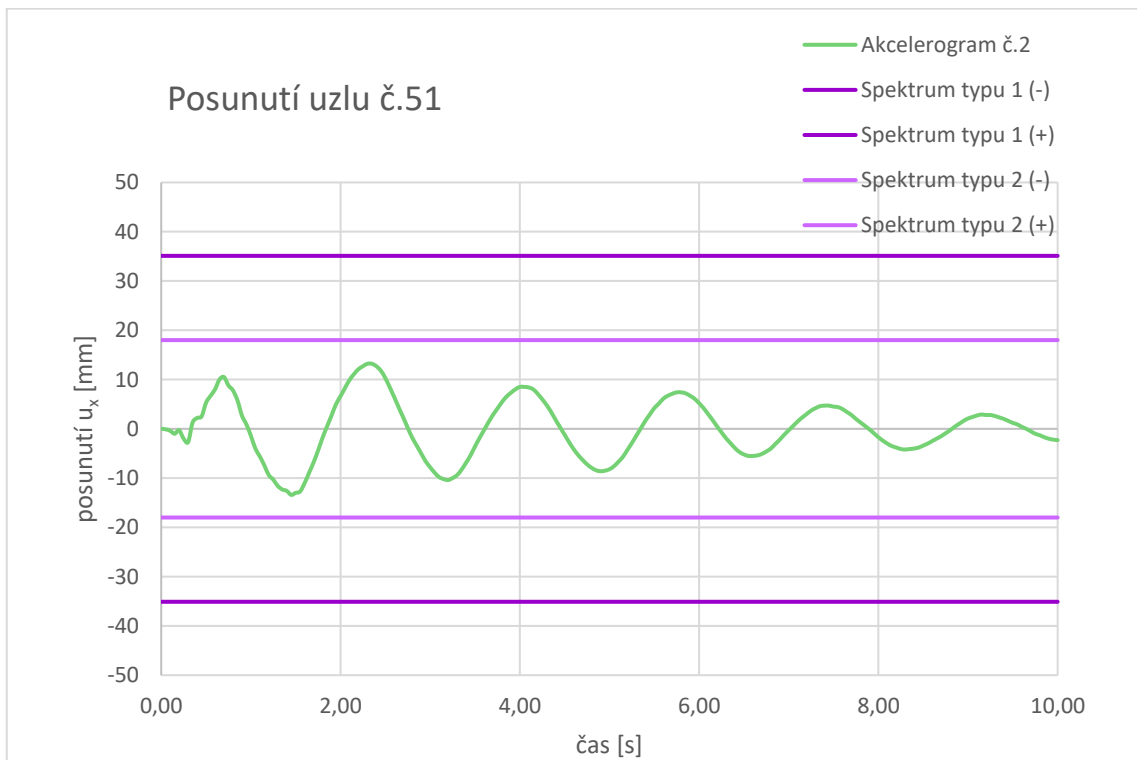


Graf 9.6 - Ohybový moment na příčli č.34 (řez 6,0 m) (akcelerogram č.2)

## 9.4 POSUNUTÍ UZLU č.51



Graf 9.7 - Posunutí uzlu č. 51 (akcelerogram č.1)



Graf 9.8 - Posunutí uzlu č.51 (akcelerogram č.2)

## 9.5 SHRNUÍ VÝSLEDKŮ Z KAPITOLY 9

Z grafického srovnání je patrné, že zatímco ze spektrální analýzy jsou získané veličiny vždy konstantní v čase, výsledky z časové analýzy mají v čase proměnný průběh. I díky vlivu tlumení (Lehrův útlum u časové analýzy nastaven na 5 %) se výchyly u všech sledovaných veličin v čase postupně zmenšují.

Dále je zřejmé, že výsledky pro akcelerogram č.1 krátkodobě překračují i hodnoty ze spektrální analýzy, amplitudy pro tento akcelerogram jsou až 3x větší než hodnoty získané z výpočtu pro spektrum typu 1. Toto poměrně výrazné překročení bylo pravděpodobně způsobeno tím, že vybraný akcelerogram byl záznamem velmi silného zemětřesení, které překračuje normou [23] předpokládané hodnoty zrychlení pro zemětřesení s  $P_{NCR(50\text{ let})} = 10\%$ .

Tuto myšlenku lze opřít o zprávu „*The Umbria Marche Earthquakes of 26 September 1997*“ od londýnského týmu Earthquake Engineering Field Investigation Team z října 1998. Podle této zprávy [26] bylo zemětřesení z 26. září 1997 09:40 UTC o magnitudu ML 5,8 zařazeno ve stupnici MCS do kategorie VIII-IX. Návrhové zrychlení pro spektrum odezvy bylo dle podkladu [25] rovno  $a_{g,50} = 0,956\text{ m/s}^2$ , mělo by tak dle Tab. 2.1 přibližně odpovídat kategorii VII-VIII.

Skutečnost, že akcelerogram č.1 je záznamem významného zemětřesení navíc potvrzuje i další zdroj, ze kterého vyplývá, že v důsledku otřesů zemřelo 11 lidí, dalších více než 100 osob bylo zraněno a došlo k poškození nebo zničení několika tisíců budov [27].

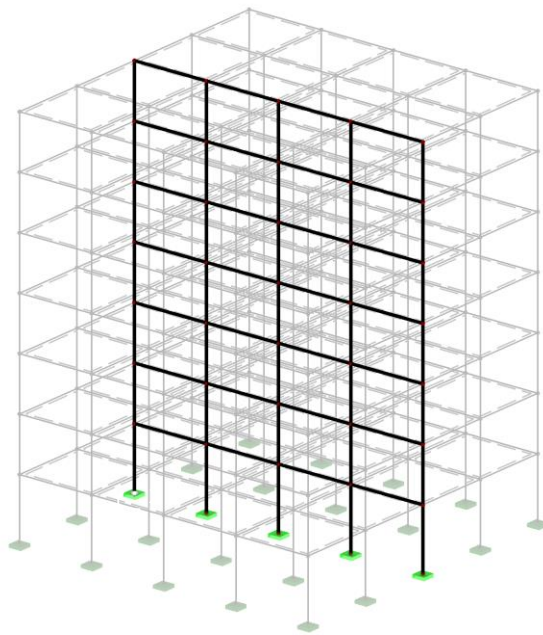
Extrémních hodnot výrazně převyšujících výsledky spektrální analýzy bylo ovšem u všech měřených veličin dosaženo pouze v jednotkách případů, po zbytek sledovaného času byly veličiny pomocí spektra typu 1 poměrně výstižně aproximovány.

Naopak druhý akcelerogram byl ve všech zkoumaných případech s dostatečnou rezervou dobře aproximován pomocí spektra typu 2, přičemž v žádném případě nedošlo k překročení hodnot získaných ze spektrální analýzy.

Grafické srovnání výsledků ukazuje hlavní rozdíly mezi spektrální a časovou analýzou a potvrzuje důležitost volby typu spektra odezvy i akcelerogramu při navrhování konstrukcí. Spektrální analýza se ukazuje jako vhodná metoda pro rychlejší výpočet extrémních hodnot reakcí, vnitřních sil či deformací konstrukcí, nicméně nezískáme z ní přesný průběh těchto veličin. Naopak výpočetně náročnější časová analýza poskytne pro všechny zkoumané veličiny navíc také jejich časový průběh, přičemž takto získané hodnoty, jak lze vidět na příkladu prvního akcelerogramu, mohou v některých případech přesáhnout i hodnoty z rychlejší spektrální analýzy a mohou tedy mít vliv na celkový návrh konstrukce.

## 10 VÝPOČET ODEZVY NA SEISMICKÉ ZATÍŽENÍ NA 3D MODELU

Dosud byly dynamické výpočty prováděny pouze na 2D modelu, neboť norma [23] toto zjednodušení vzhledem k charakteru konstrukce umožňovala. V této části byl proveden výpočet odezvy sledovaného 2D rámu na 3D modelu, přičemž směr působení zemětřesení byl ponechán v rovině zkoumaného rámu. Prostorový model se oproti jednoduchému rovinnému modelu tedy liší zejména přidáním tuhostí od stropních desek (ve 2D modelech byly desky uvažovány pouze svou hmotností) a případně i dalších prvků.



Obr. 10.1 - 3D model konstrukce (zkoumaný rám zvýrazněný)

Cílem výpočtů v této kapitole bylo pouze srovnání rozdílů mezi výsledky na zjednodušeném 2D rámu a přesnějším 3D modelem, z toho důvodu byly provedeny pouze dva výpočty - v prvním části s využitím spektrální analýzy a návrhového spektra typu 1 a dále pomocí časové analýzy a akcelerogramu č.1.

Srovnány byly pouze výsledné hodnoty bez ohledu na jejich časový průběh. Vzhledem k množství dat byly pro srovnání vybrány pouze tyto části konstrukce a veličiny:

- podpory (pouze momentové složky reakcí  $M_y$ )
- sloupy (pouze normálová síla  $N$ )
- příčle (pouze ohybový moment  $M_y$ )
- uzly (posunutí  $u_x$ )

## 10.1 VÝSLEDKY MODÁLNÍ ANALÝZY 3D MODELU

Níže jsou vypsané pouze vlastní tvary číslo 1,3 a 5, které byly z hlediska účinných modálních hmot nejdůležitější.

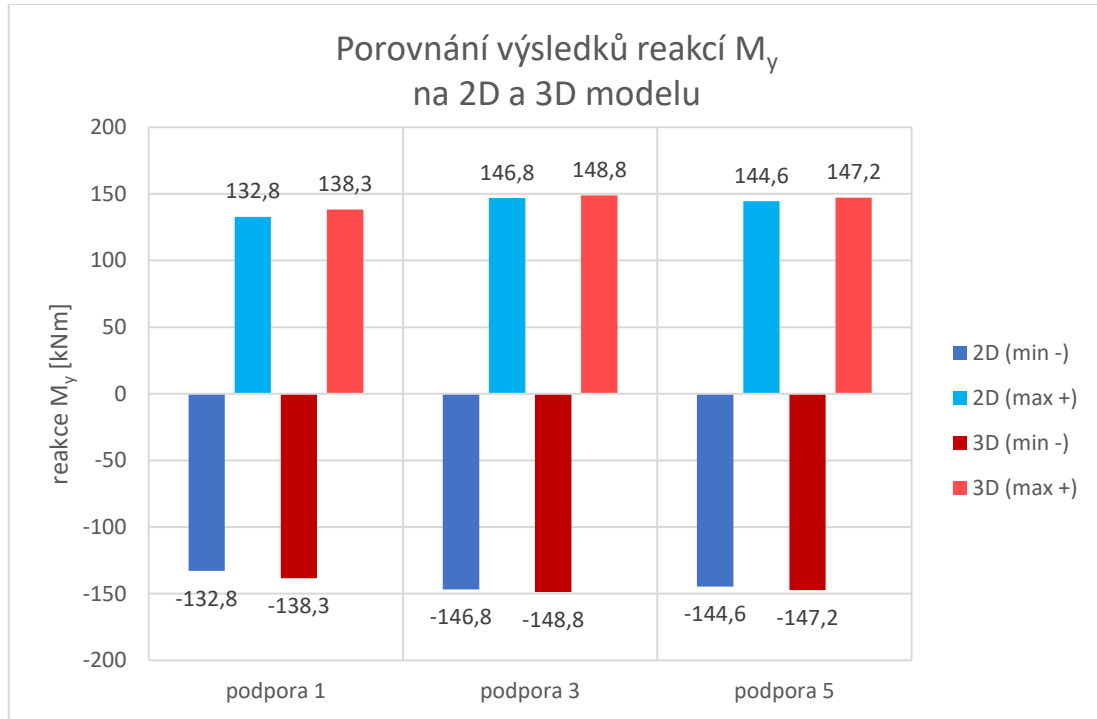
VLASTNÍ TVARY SYSTÉMU (3D model)				
tvar č.	úhlová frekvence $\omega$ [rad/s]	vlastní frekvence $f$ [Hz]	vlastní perioda $T$ [s]	faktor účinných modálních hmot $f_{meX}$ [%]
1	3,878	0,617	1,620	87,1
3	11,665	1,856	0,539	8,8
5	19,644	3,126	0,320	2,4

*Tab. 10.1 – Výsledky modální analýzy na 3D modelu konstrukce*

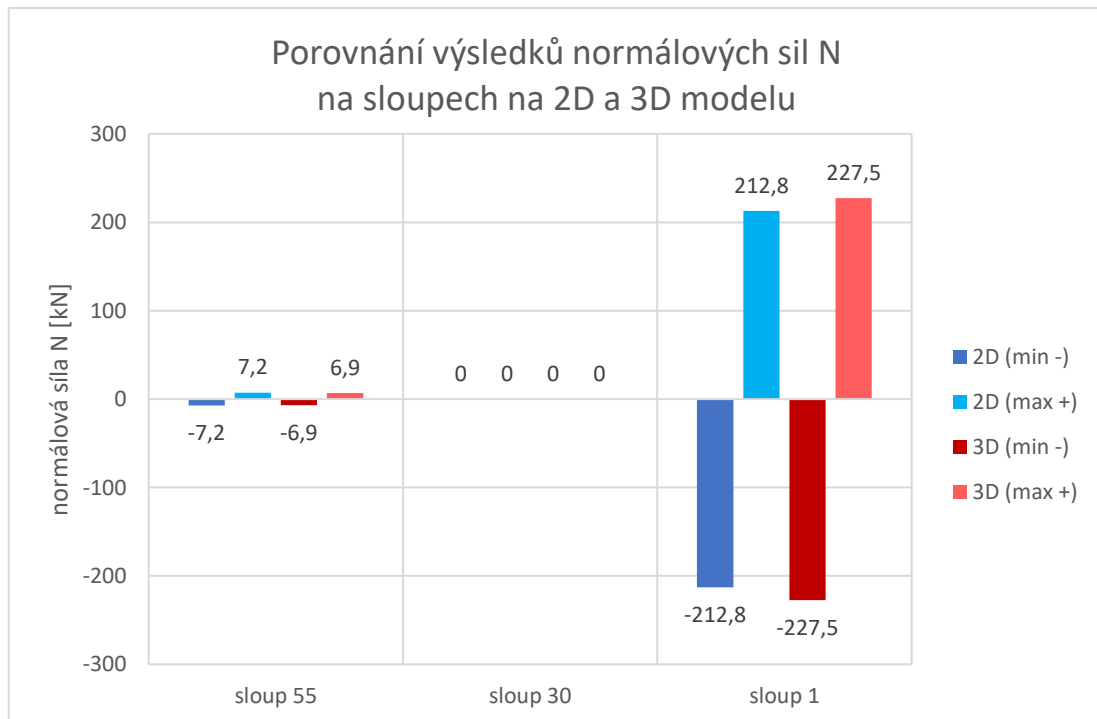
Geometrický průběh vlastních tvarů 3D konstrukce byl velmi podobný tvarům získaným na 2D modelu (viz část 6.3).

## 10.2 VÝSLEDKY SPEKTRÁLNÍ ANALÝZY 3D MODELU

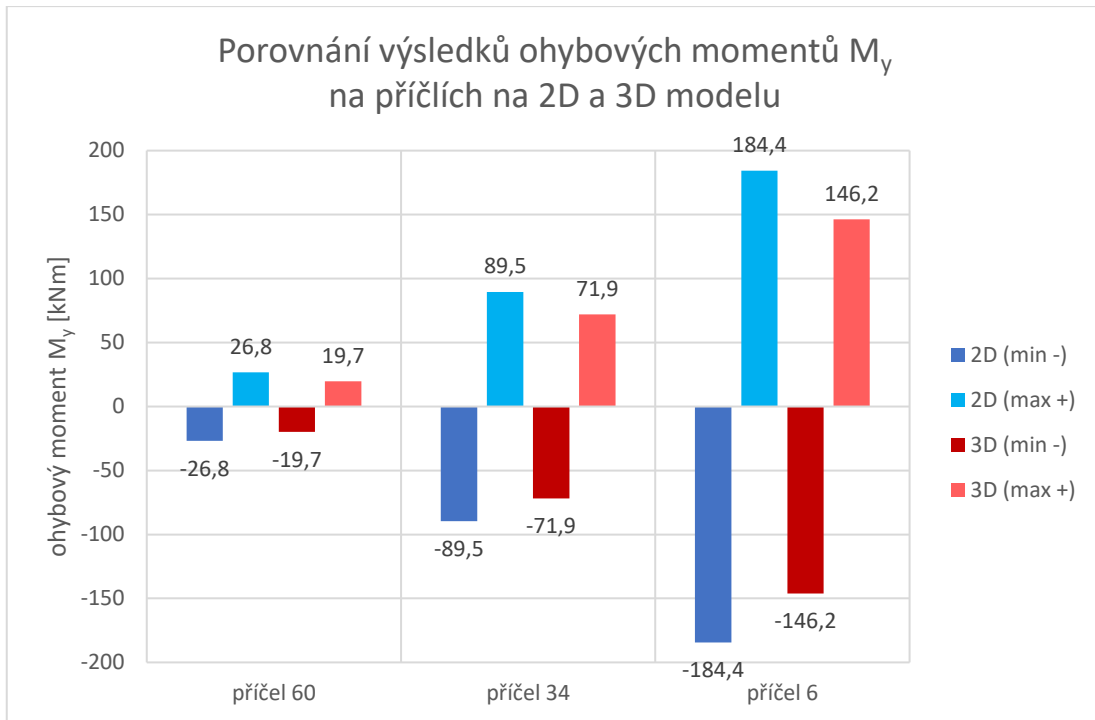
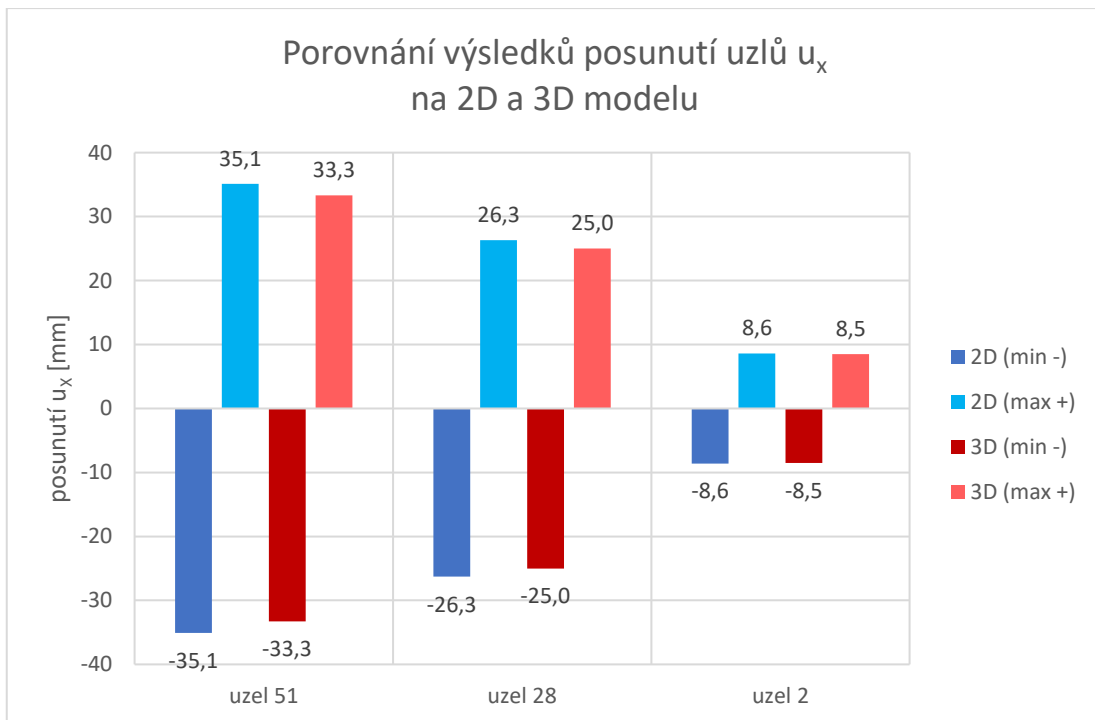
Protože se reakce, vnitřní síly i deformace na novém 3D modelu změnily pouze číselně, byly výsledky shrnuty a porovnány pouze graficky (2D model = modré sloupce, 3D model = červené sloupce).



Graf 10.1 - Porovnání výsledků reakcí  $M_y$  na 2D a 3D modelu



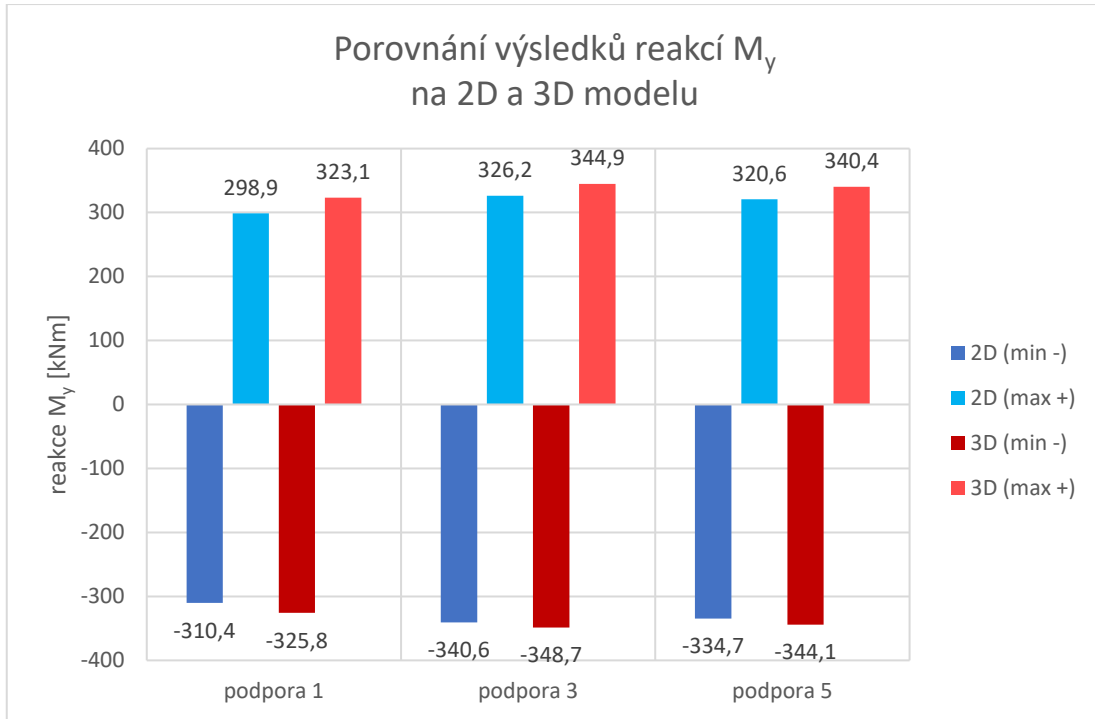
Graf 10.2 - Porovnání výsledků normálových sil N na sloupech na 2D a 3D modelu

Graf 10.3 - Porovnání výsledků ohybových momentů  $M_y$  na příčlích na 2D a 3D modeluGraf 10.4 - Porovnání výsledků posunutí uzlů  $u_x$  na 2D a 3D modelu

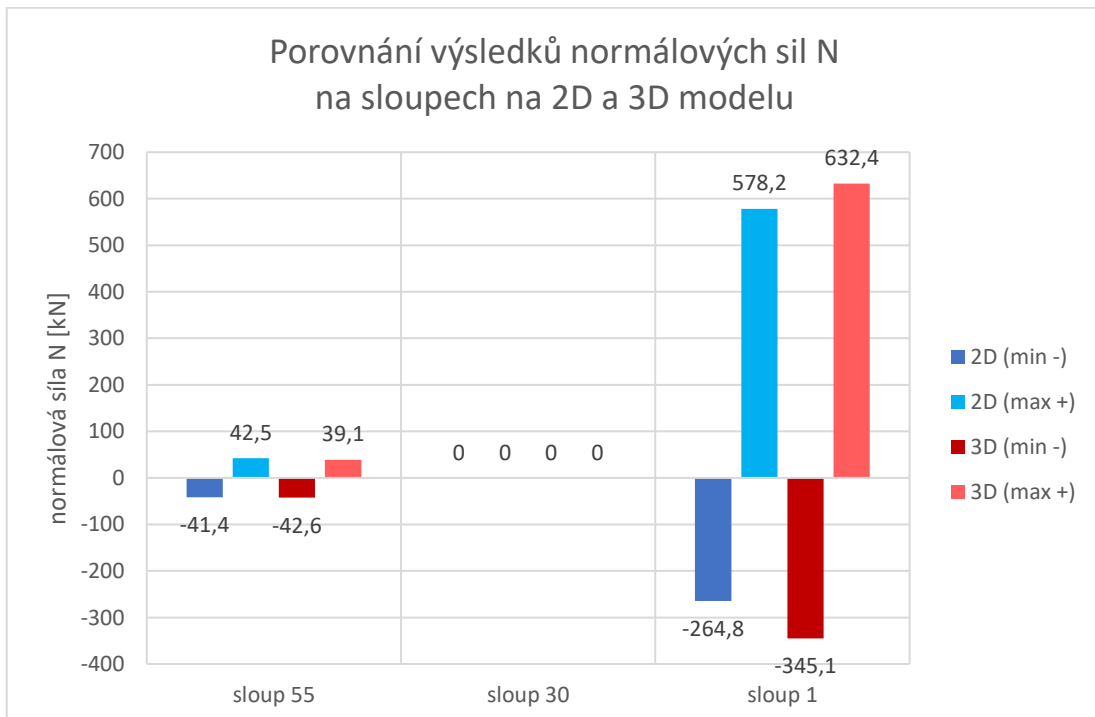


### 10.3 VÝSLEDKY ČASOVÉ ANALÝZY 3D MODELU

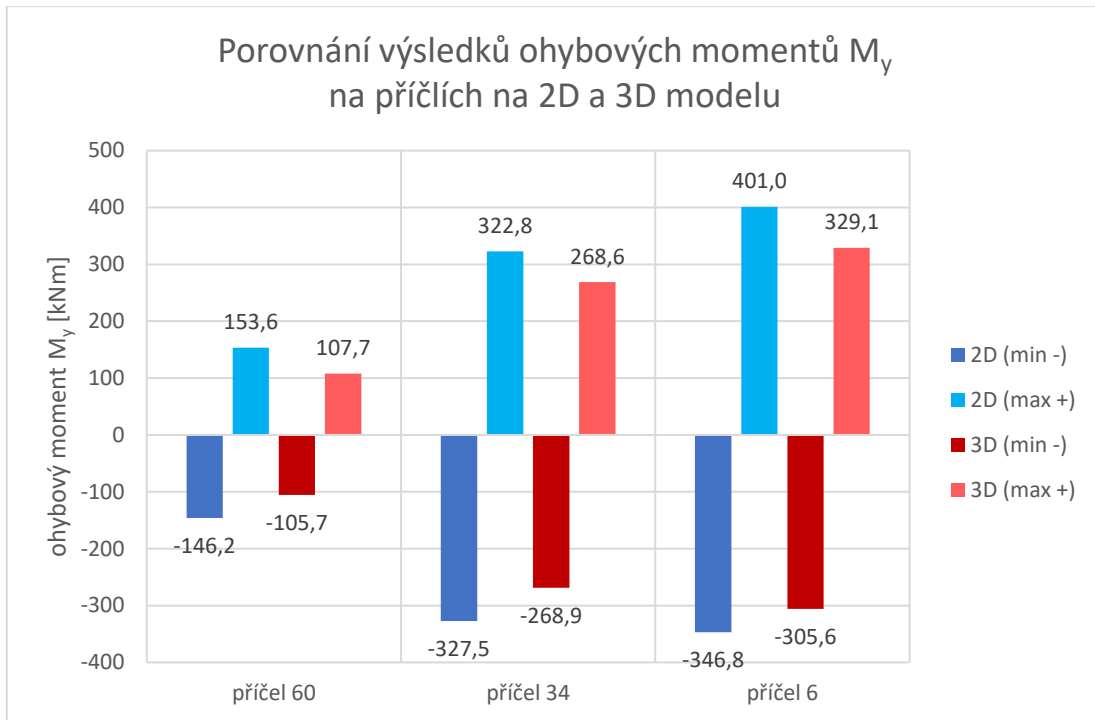
V této části byly s pomocí časové analýzy hledány pouze extrémní hodnoty na původním 2D modelu a porovnávaném 3D modelu. Porovnání výsledků bylo provedeno graficky podobně jako v části 10.2.



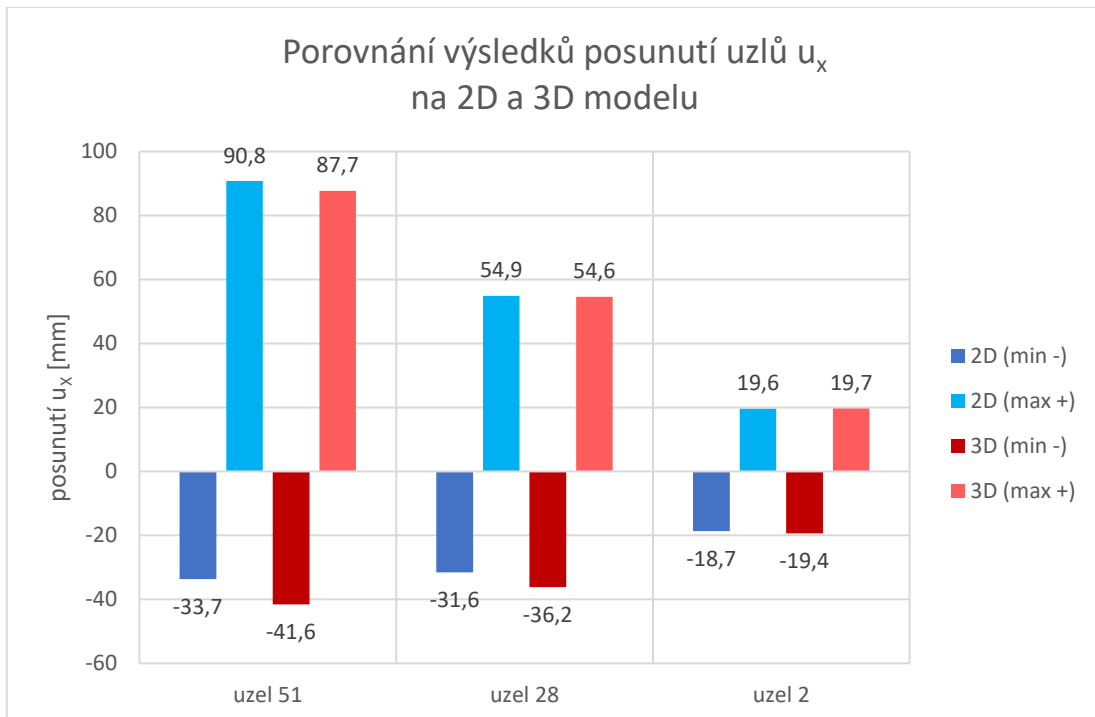
Graf 10.5 - Porovnání výsledků reakcí  $M_y$  na 2D a 3D modelu



Graf 10.6 - Porovnání výsledků normálových sil N na sloupech na 2D a 3D modelu



*Graf 10.7 - Porovnání výsledků ohybových momentů  $M_y$  na příčlích na 2D a 3D modelu*



*Graf 10.8 - Porovnání výsledků posunutí uzlů  $u_x$  na 2D a 3D modelu*

## 10.4 SHRNUÍ VÝSLEDKŮ Z KAPITOLY 10

### SHRNUÍ VÝSLEDKŮ SPEKTRÁLNÍ ANALÝZY

U spektrální analýzy vyšly pro momentové reakce větší hodnoty na 3D modelu, rozdíly mezi porovnávanými modely byly ovšem maximálně 4 % a tedy v podstatě zanedbatelné.

Nepatrně větší rozdíly byly zjištěny při porovnávání normálových sil na sloupech, zde byly tyto síly na prostorovém modelu u sloupu č.1 větší až o 5 % - ani tento rozdíl však není podstatně velký.

Přidaná tuhost ve 3D modelu naopak příznivě ovlivnila ohybové momenty na příčlích, u příčle č.60 došlo k poklesu až o 26 % - tento rozdíl by už při návrhu konstrukce mohl být znatelný. U zbylých příčlí byl pokles ohybového momentu přibližně 20 %.

Na 3D modelu taktéž vycházely mírně příznivější (menší) deformace konstrukce, rozdíly oproti výsledkům z 2D modelu byly ovšem i zde do 5 %.

### SHRNUÍ VÝSLEDKŮ ČASOVÉ ANALÝZY

Taktéž u časové analýzy vycházely větší momentové reakce na 3D modelu, rozdíl byl oproti 2D rámu přibližně 7 %.

Na prostorovém modelu byly taktéž vyšší normálové síly, přičemž nárůst tlakové síly na sloupu č. 1 činil až 24 %, u tahové síly byl rozdíl kolem 9 %.

Podobně jako u spektrální analýzy došlo i zde na všech příčlích k poklesu hodnot ohybového momentu, u horní příčle č.60 až o 30 %, u ostatních příčlí byl pokles zhruba 17 %.

Naopak u deformací došlo v některých případech na prostorovém modelu i k nárůstu hodnot, například u uzlu č.51 vzrostla výchylka v jednom směru o 19 % oproti 2D modelu. Nelze tedy jednoznačně tvrdit, že tužší konstrukce bude mít v uzlech vždy menší výchylky.

### SHRNUÍ KAPITOLY 10

Z obou analýz vyplývá, že výpočty na jednodušším 2D rámu je možné použít pro předběžný odhad reakcí, vnitřních sil i deformací. Výsledky na 2D modelu a 3D konstrukci se vzájemně většinou výrazně nelišily, nicméně porovnání ukázalo, že každé zjednodušení výpočtu přináší riziko možné chyby, z toho důvodu bych se v případě návrhu konstrukce přikláněl k většímu využití přesnějšího prostorového modelu.

## 11 VÝPOČET ODEZVY NA SEISMICKÉ ZATÍŽENÍ NA MODELECH S UPRAVENÝMI KONSTRUKČNÍMI VLASTNOSTMI

Dosud byla u zkoumané konstrukce sledována odezva na různá seismická zatížení, v této části byly provedeny výpočty odezvy konstrukce na dvě vybraná seismická zatížení, přičemž základní 2D model (viz. Obr. 6.3) byl různými způsoby upravován. V rámci této kapitoly byly ve všech částech provedeny výpočty s využitím spektrální analýzy a návrhového spektra typu 1. Pro srovnání výsledků z této analýzy byly vybrány tyto části konstrukce a veličiny:

- podpory (pouze momentové složky reakcí  $M_y$ )
- sloupy (pouze normálová síla  $N$ )
- příčle (pouze ohybový moment  $M_y$ )
- uzly (posunutí  $u_x$ )

Tyto výsledky byly porovnávány s výstupy získanými pro 2D model v kapitole 7. Dále byly taktéž provedeny výpočty pomocí časové analýzy s využitím akcelerogramu č.1, přičemž porovnávány byly tentokrát časové průběhy vybraných veličin (nikoliv pouze extrémní hodnoty) mezi původním 2D modelem (viz kapitoly 8 a 9) a nově upravenými 2D modely. Vzhledem k množství dat byly pro srovnání opět vybrány pouze některé veličiny na zvolených částech konstrukce, konkrétně:

- momentová reakce  $M_y$  v podpoře č.3
- normálová síla  $N$  ve sloupu č.1 (řez 4,8 m)
- ohybový moment  $M_y$  na příčli č.34 (řez 6,0 m)
- posunutí  $u_x$  v uzlu č.51

### 11.1 2D MODEL S ÚPRAVOU HMOTNOSTI (2D-h)

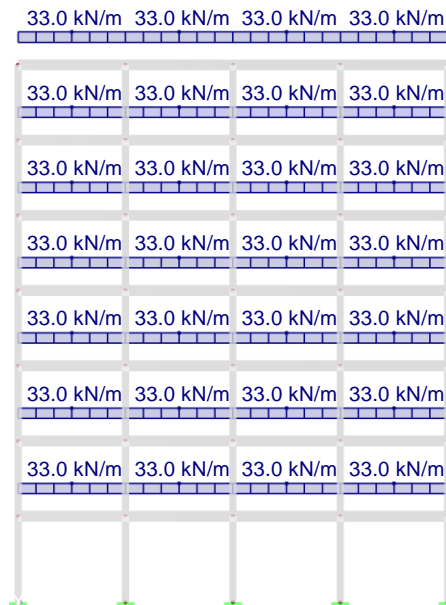
V předchozích částech byla na 2D modelu uvažována betonová deska pouze svou vlastní tíhou, pro předpokládanou tloušťku desky 250 mm bylo vypočteno spojitě zatížení na příčlích 37,5 kN/m.

Nově byla uvažována tenčí deska (lze předpokládat oboustranné uložení desky, které by snížení tloušťky mohlo umožnit), pro tento model byla zvolena tloušťka desky 220 mm.

Uvažovaná hodnota zatížení od betonové desky na příčli byla odhadnuta následujícím způsobem:

- |  |                          |
|--|--------------------------|
| - Rozměry jedné desky:                             | 6x6x0,22 metrů           |
| - Objemová tíha betonu:                            | 25 kN/m <sup>3</sup>     |
| - Tíha jedné desky:                                | 6*6*0,22*25 = 198 kN     |
| - Tíha jedné desky na jednu příčli ve 2D rámu:     | 198 kN                   |
| - Spojité zatížení od jedné desky na jednu příčli: | 198/6 = <u>33,0 kN/m</u> |

Úpravou tloušťky desky došlo u 2D modelu pouze ke změně hmotnosti systému, celková tuhost konstrukce zůstala nezměněna.



Obr. 11.1 - Výpočtový model konstrukce s upravenou hmotností desek

Model s upravenou hmotností byl v dalších částech zjednodušeně označován jako model „2D-h“.

### 11.1.1 VÝSLEDKY MODÁLNÍ ANALÝZY MODELU 2D-h

Úpravou tíhy betonové desky došlo ke změně vlastních tvarů konstrukce. Níže jsou opět vypsány pouze první tři vlastní tvary, které byly z hlediska účinných modálních hmot nejdůležitější.

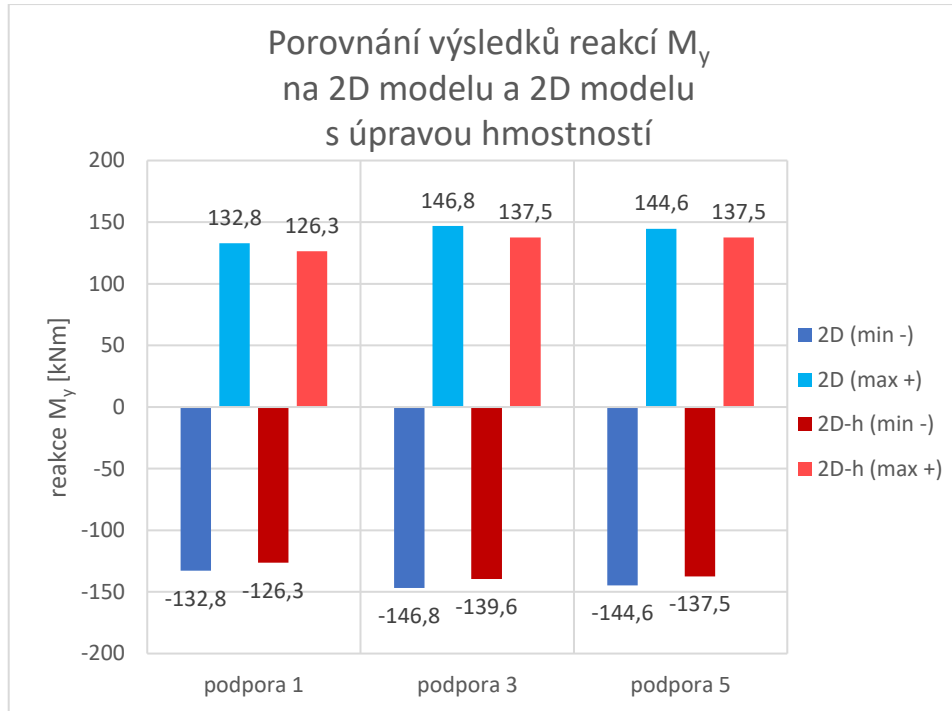
VLASTNÍ TVARY SYSTÉMU (2D model s úpravou hmotnosti)				
tvar č.	úhlová frekvence $\omega$ [rad/s]	vlastní frekvence $f$ [Hz]	vlastní perioda $T$ [s]	faktor účinných modálních hmot $f_{meX}$ [%]
1	3,869	0,616	1,624	86,6
2	11,672	1,858	0,538	8,9
3	19,740	3,142	0,318	2,5

Tab. 11.1 - Vlastní tvary systému (2D model s úpravou hmotnosti)

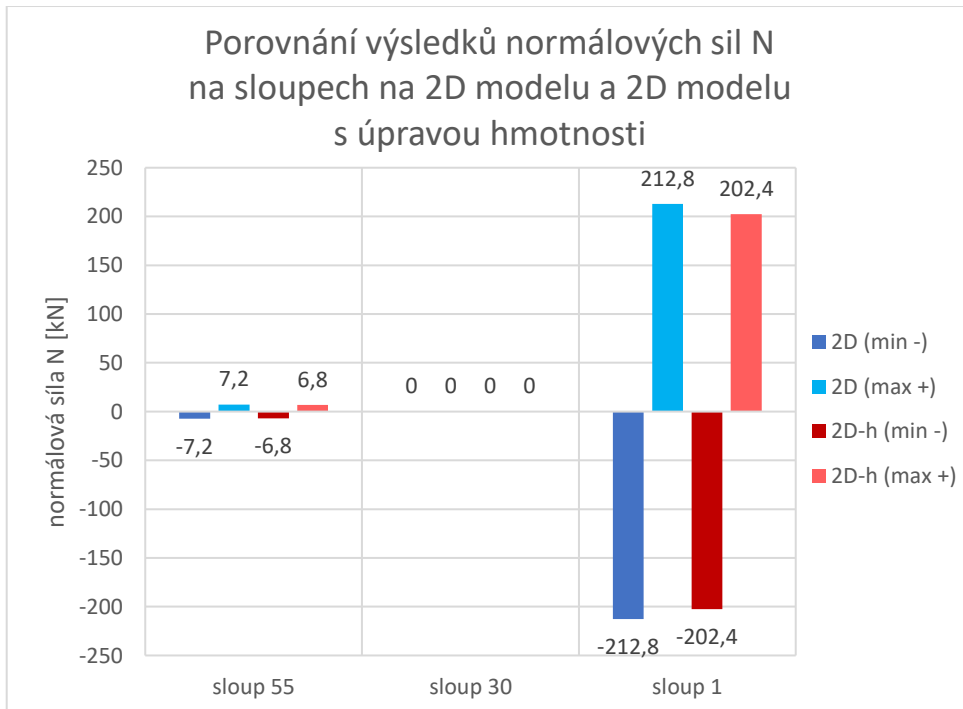
Geometrický průběh vlastních tvarů konstrukce byl velmi podobný tvarům původní konstrukce znázorněným v části 6.3.

### 11.1.2 VÝSLEDKY SPEKTRÁLNÍ ANALÝZY MODELU 2D-h

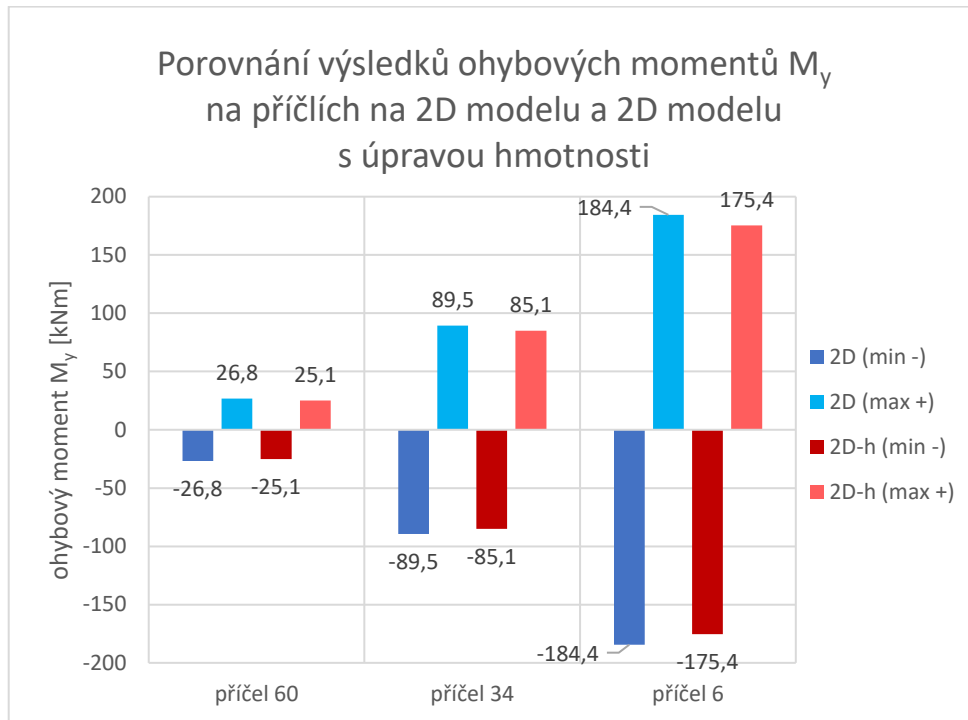
Protože se reakce, vnitřní síly i deformace na novém 2D modelu s úpravou hmotnosti změnilo pouze číselně, byly výsledky shrnuty a porovnány pouze graficky (2D model = modré sloupce, 2D model s úpravou hmotnosti = červené sloupce).



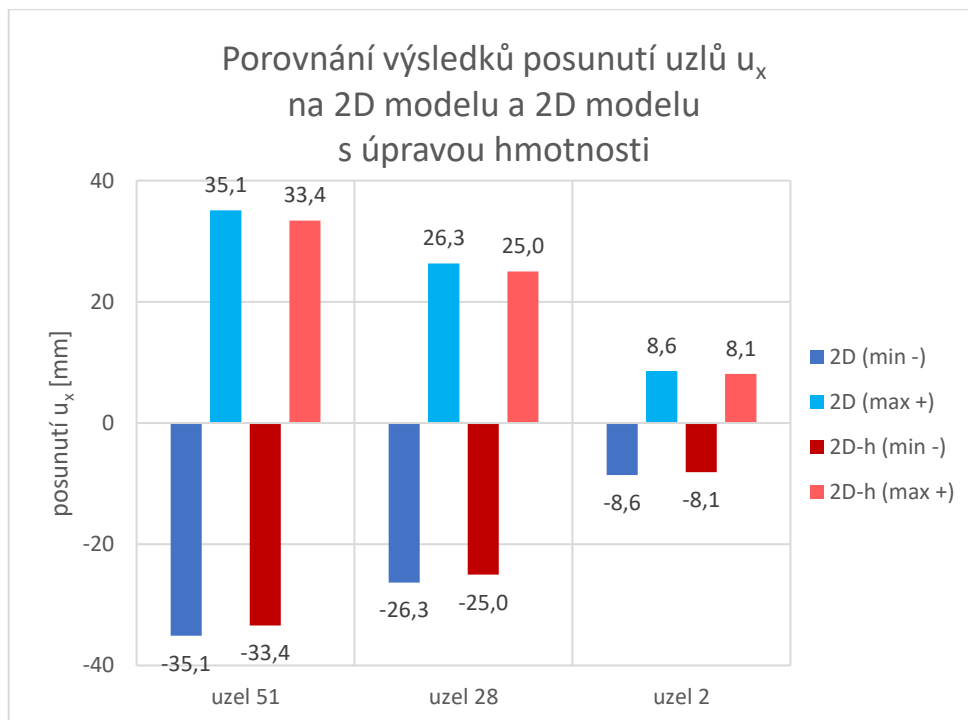
*Graf 11.1 - Porovnání výsledků reakcí  $M_y$   
na 2D modelu a 2D modelu s úpravou hmotnosti*



*Graf 11.2 - Porovnání výsledků normálových sil N  
na sloupech na 2D modelu a 2D modelu s úpravou hmotnosti*



Graf 11.3 - Porovnání výsledků ohybových momentů  $M_y$  na příčlích na 2D modelu a 2D modelu s úpravou hmotnosti



Graf 11.4 - Porovnání výsledků posunutí uzlů  $u_x$  na 2D modelu a 2D modelu s úpravou hmotnosti

### SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ SPEKTRÁLNÍ ANALÝZY

Při porovnání výsledků mezi původním 2D modelem a novým 2D modelem s lehčí betonovou deskou bylo ve všech zkoumaných částech a veličinách dosaženo číselně výhodnějších výsledků u modelu s tenčí deskou.

U nového modelu vyšly menší momentové reakce, normálové síly na sloupech, ohybové momenty na příčlích a také posunutí ve vybraných uzlech.

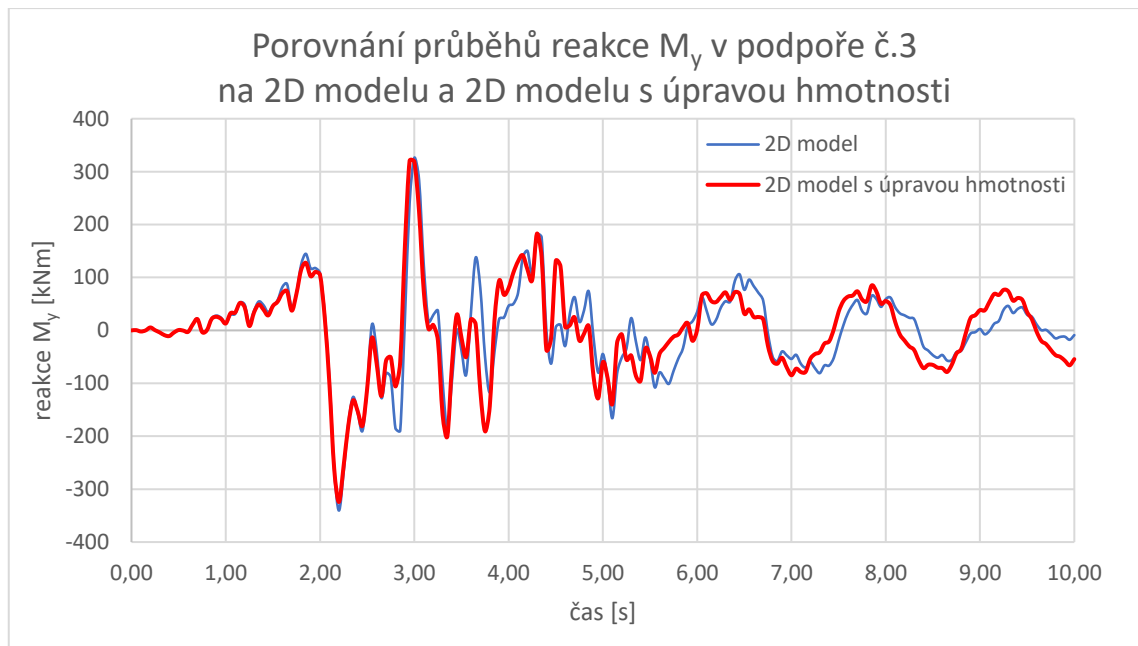
Tento výsledek byl způsoben zmenšením hodnot v matici hmotnosti – z rovnice rovnováhy mezi zatížením a odezvou konstrukce tak získáme menší hodnoty na levé straně (tj. na straně konstrukce), z čehož vyplývá také zmenšení hodnot zatížení na pravé straně rovnice.

Snížení zkoumaných hodnot však nebylo příliš výrazné, jednalo se přibližně o 5 % pokles.

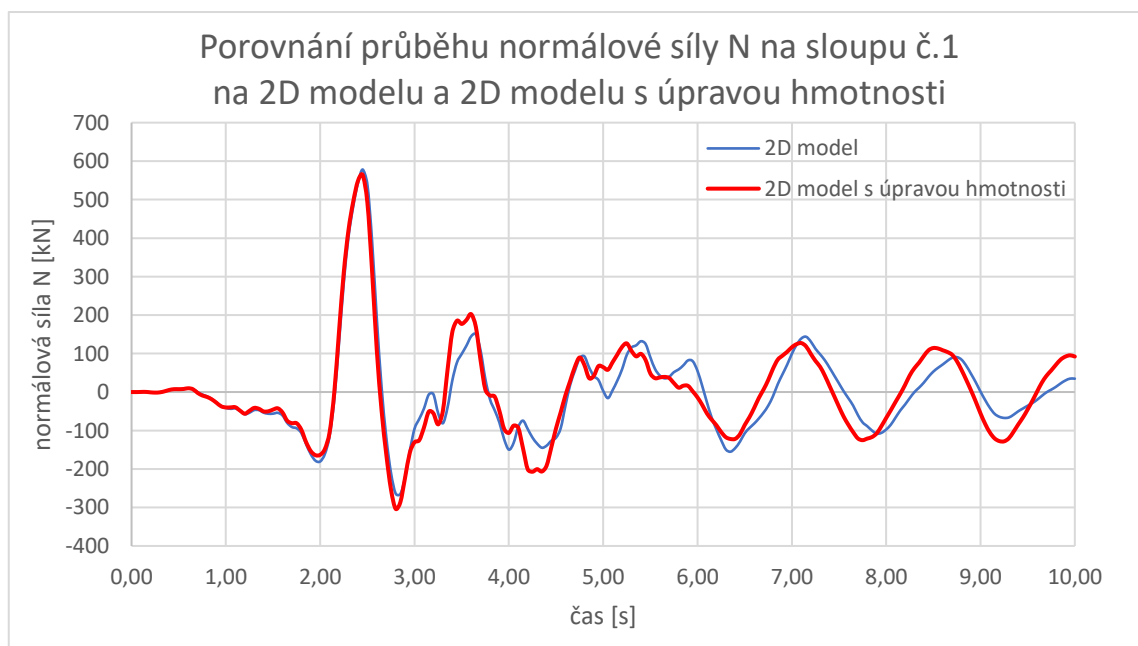


### 11.1.3 VÝSLEDKY ČASOVÉ ANALÝZY MODELU 2D-h

Časová analýza byla provedena s využitím akcelerogramu č.1, níže jsou pro srovnání graficky znázorněny časové průběhy momentové reakce v podpoře č.3, vybraných vnitřních sil na sloupu č.1 a příčli č.34 a posunutí v uzlu č.51 na původním i novém modelu (u původního 2D modelu jde o tentýž časový průběh zkoumaných veličin jako v kapitole 9).



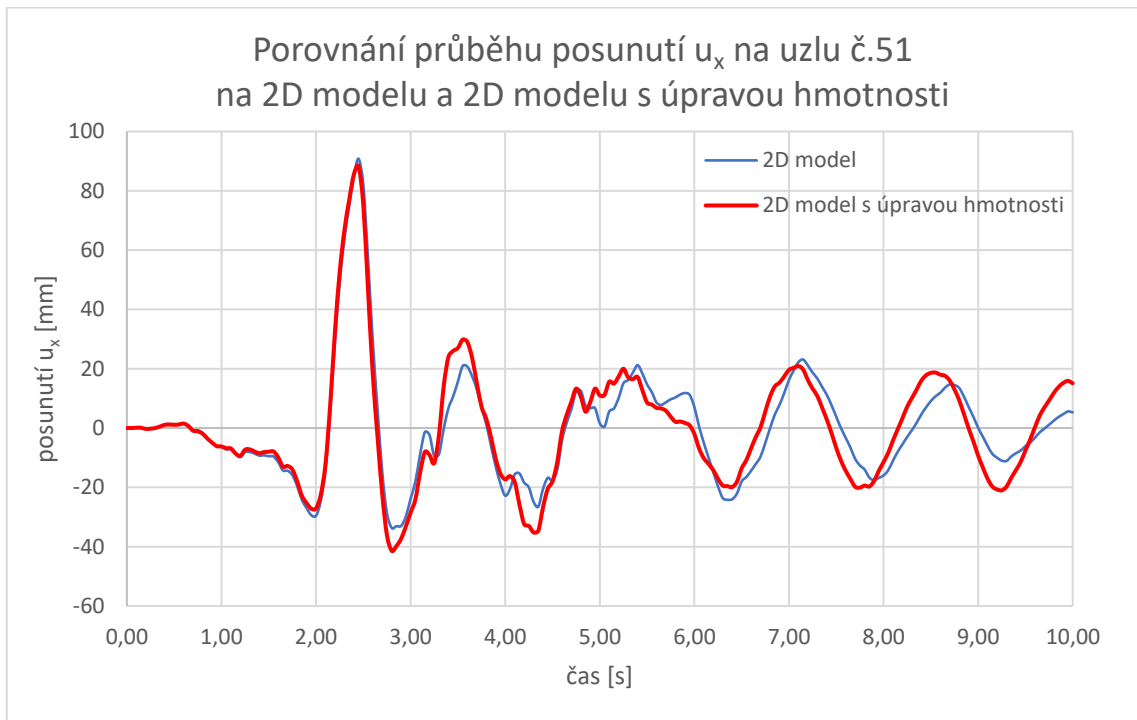
*Graf 11.5 – Porovnání průběhů reakce  $M_y$  v podpoře č.3  
na 2D modelu a 2D modelu s úpravou hmotnosti*



*Graf 11.6 – Porovnání průběhu normálové síly  $N$  na sloupu č.1  
na 2D modelu a 2D modelu s úpravou hmotnosti*



Graf 11.7 - Porovnání průběhu ohybového momentu  $M_y$  na příčli č.34  
na 2D modelu a 2D modelu s úpravou hmotnosti



Graf 11.8 - Porovnání průběhu posunutí  $u_x$  na uzlu č.51  
na 2D modelu a 2D modelu s úpravou hmotnosti

## SHRnutí VÝSLEDKŮ ČASOVÉ ANALÝZY

Úprava hmotnosti betonové desky měla na průběh zkoumaných veličin pouze nepatrný vliv.

U žádné ze zkoumaných veličin nedošlo ke zmenšení extrémních hodnot, namáhání konstrukce i nadále přecházelo mezi tlakovými a tahovými hodnotami (respektive mezi kladnými a zápornými hodnotami) víceméně ve stejné frekvenci.

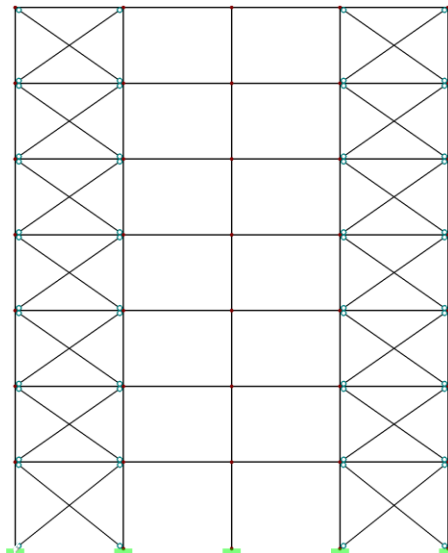
### **11.1.4 SHRnutí VÝSLEDKŮ ZÍSKANÝCH NA 2D MODELU S ÚPRAVOU HMOTNOSTI**

Po úpravě modelu došlo k poklesu hodnot u zkoumaných veličin při použití spektrální analýzy zhruba o 5 %, úprava naopak neměla téměř žádný vliv na časový průběh těchto veličin.

Dále lze předpokládat, že tenčí betonovou desku bude třeba více vyztužit, což bude znamenat větší náročnost zejména na provádění – z těchto důvodů usuzuji, že tato úprava návrhu geometrie konstrukce vedoucí ke snížení hmotnosti není prakticky příliš vhodná.

## 11.2 2D MODEL S ÚPRAVOU TUHOSTI (2D-t)

V této části byla provedena úprava 2D modelu vložením ocelových příhradových ztužidel do krajních sekcí rámu. Při porovnání materiálu a průřezu nových ztužidel s původní konstrukcí je zřejmé, že ztužidla budou mít znatelný vliv na tuhost konstrukce, nicméně hmotnost konstrukce by ztužidly neměla být výrazněji ovlivněna.



Obr. 11.2 - Výpočtový model konstrukce s vloženými ztužidly

Ztužidla byla uvažována s kloubovým uložením ve styčnicích původní konstrukce.

- materiál ztužidel: ocel S235
- průřez ztužidel: plný kruhový profil  $\varnothing 25$  mm

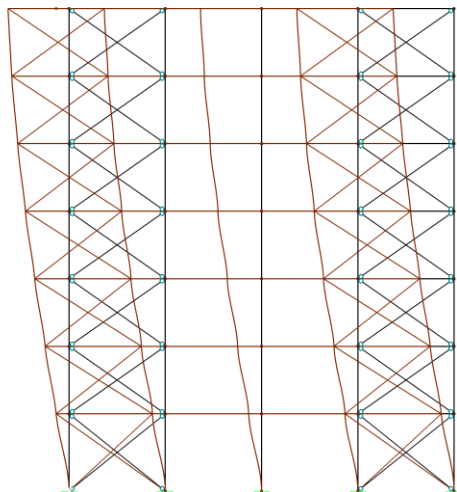
Model s upravenou tuhostí byl v dalších částech zjednodušeně označován jako model „2D-t“.

### 11.2.1 VÝSLEDKY MODÁLNÍ ANALÝZY MODELU 2D-t

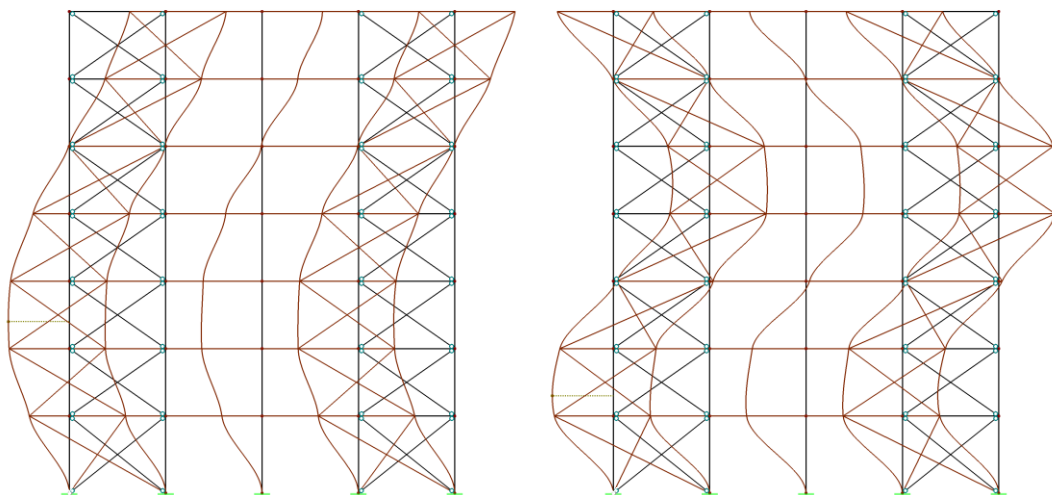
Vložením ztužidel došlo ke změně vlastních tvarů konstrukce. Níže jsou opět vysány pouze první tři vlastní tvary, které byly z hlediska účinných modálních hmot nejdůležitější.

VLASTNÍ TVARY SYSTÉMU (2D model s úpravou tuhosti)				
tvar č.	úhlová frekvence $\omega$ [rad/s]	vlastní frekvence $f$ [Hz]	vlastní perioda $T$ [s]	faktor účinných modálních hmot $f_{meX}$ [%]
1	5,002	0,796	1,256	85,3
2	15,060	2,397	0,417	10,2
3	25,731	4,095	0,244	2,6

Tab. 11.2 – Vlastní tvary systému (2D model s úpravou tuhosti)



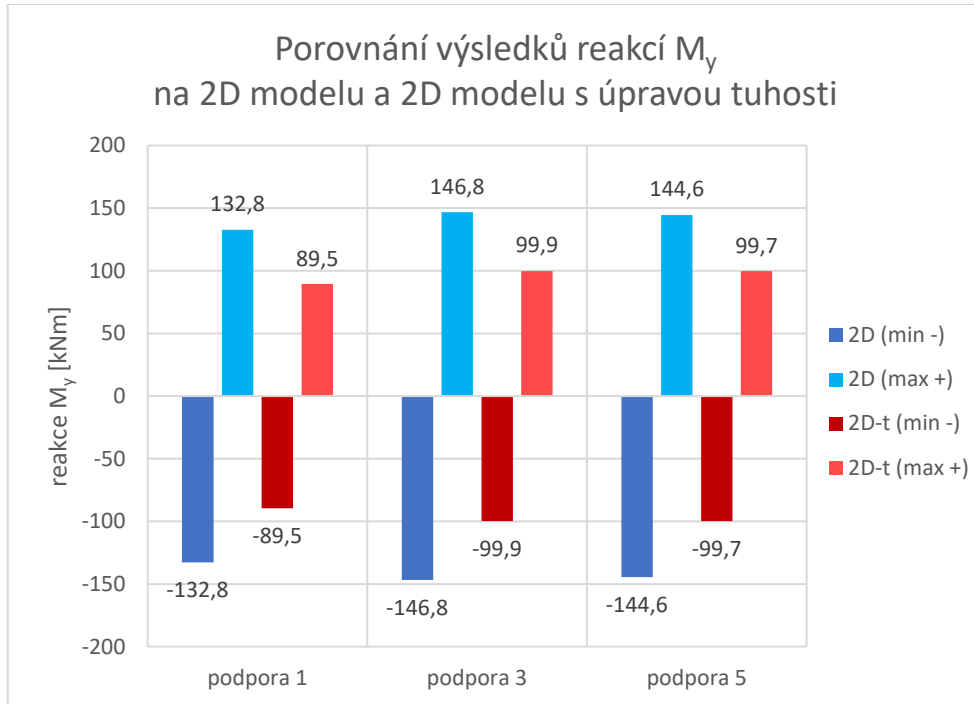
Obr. 11.3 – První vlastní tvar systému ( $T_1 = 1,256$  s;  $f_1 = 0,796$  Hz)  
(2D model s úpravou tuhosti)



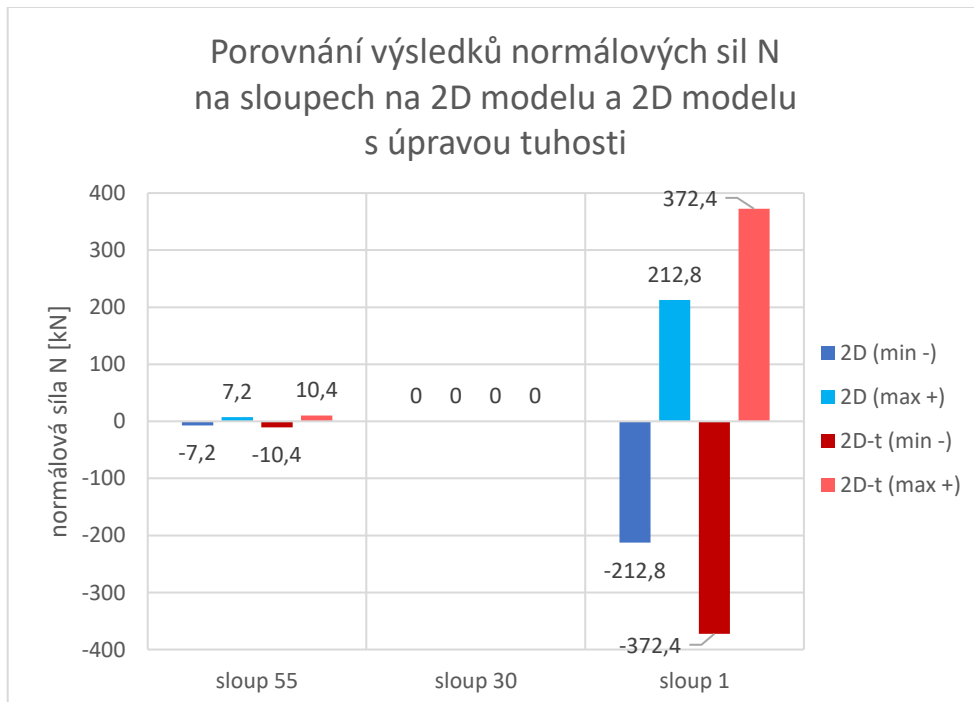
Obr. 11.4 – Druhý vlastní tvar systému (vlevo;  $T_2 = 0,417$  s;  $f_2 = 2,397$  Hz)  
a třetí vlastní tvar systému (vpravo;  $T_3 = 0,244$  s;  $f_3 = 4,095$  Hz)  
(2D model s úpravou tuhosti)

## 11.2.2 VÝSLEDKY SPEKTRÁLNÍ ANALÝZY MODELU 2D-t

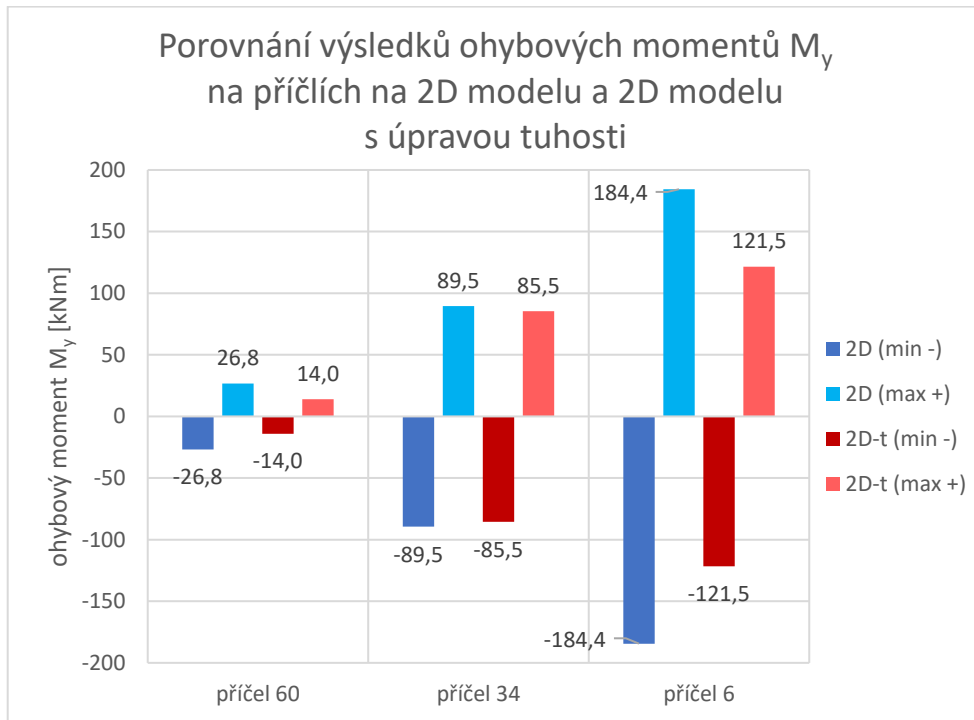
Protože se reakce, vnitřní síly i deformace na novém 2D modelu s úpravou tuhosti změnilo pouze číselně, byly výsledky shrnuty a porovnány pouze graficky (2D model = modré sloupce, 2D model s úpravou tuhosti = červené sloupce).



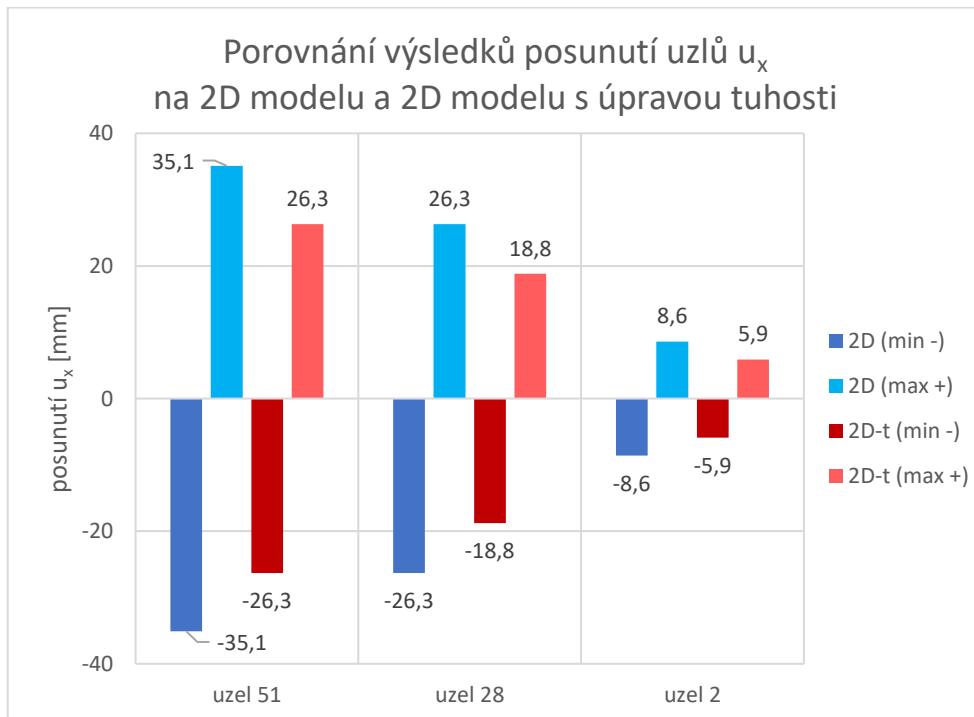
*Graf 11.9 - Porovnání výsledků reakcí  $M_y$   
na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti*



*Graf 11.10 - Porovnání výsledků normálových sil N  
na sloupech na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti*



Graf 11.11 - Porovnání výsledků ohybových momentů  $M_y$  na příčlích na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti



Graf 11.12 - Porovnání výsledků posunutí uzlů  $u_x$  na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti

## SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ SPEKTRÁLNÍ ANALÝZY

Vliv ztužidel se pozitivně projevil na momentových veličinách (momentových reakcích a ohybovém momentu na příčlích) a také na posunutích ve vybraných uzlech.

U všech reakcí došlo vložení ztužidel ke snížení momentu o přibližně 32 %, u příčlí se ohybový moment snížil zejména v krajních sekcích (zde přibližně o 48 % u příčle č.60 a o 34 % u příčle č.6). U příčle situované blíže středu rámu došlo k výrazně menšímu snížení ohybového momentu, zhruba o 5 %.

Díky ztužení vznikly taktéž menší deformace konstrukce, a to přibližně o 25–32 % oproti předchozímu modelu.

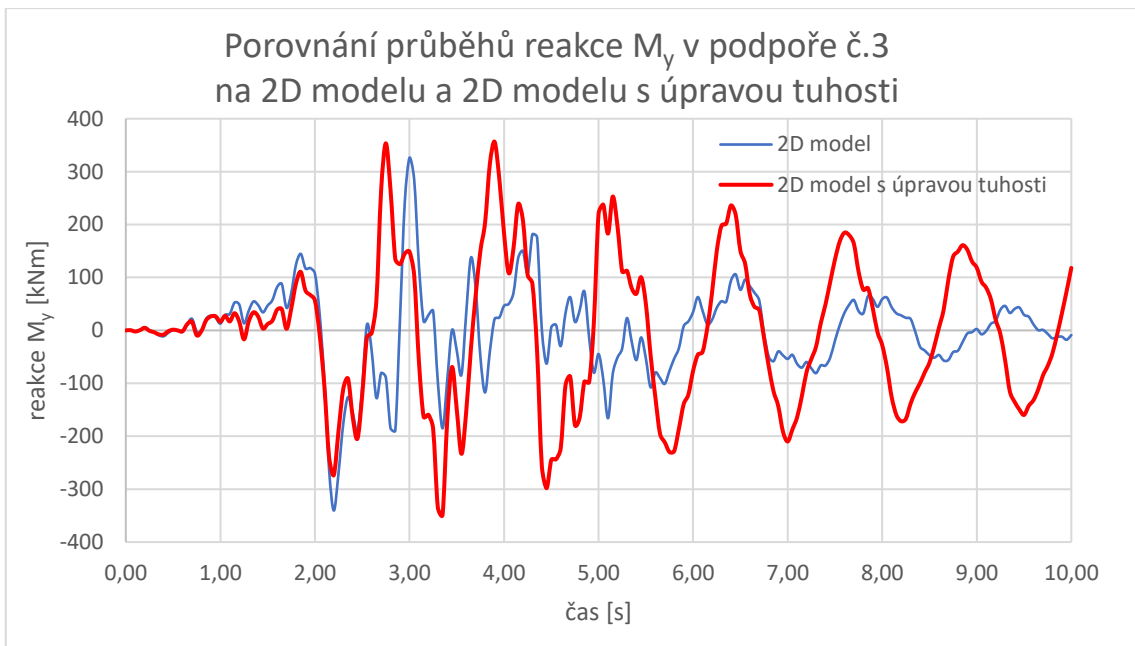
Na sloupech se ztužení naopak projevilo zvýšením normálových sil, zejména u krajního spodního sloupu došlo k výraznému vzrůstu, konkrétně o 75 %.

Protože musí být stále splněna pohybová rovnice, jsou vlivem ztužení zvýšeny hodnoty v matici tuhosti na její levé straně. Toto zvýšení tuhosti je na pravé straně pohybové rovnice kompenzováno zvýšením předpokládaného zatížení od zemětřesení. Tužší konstrukce se tedy méně deformuje, což má pozitivní vliv i na momenty na konstrukci, stále stejnou energii zemětřesení musí ovšem konstrukce více vyrovnat (vstřebat) v některých prvcích, v tomto případě ve sloupech.

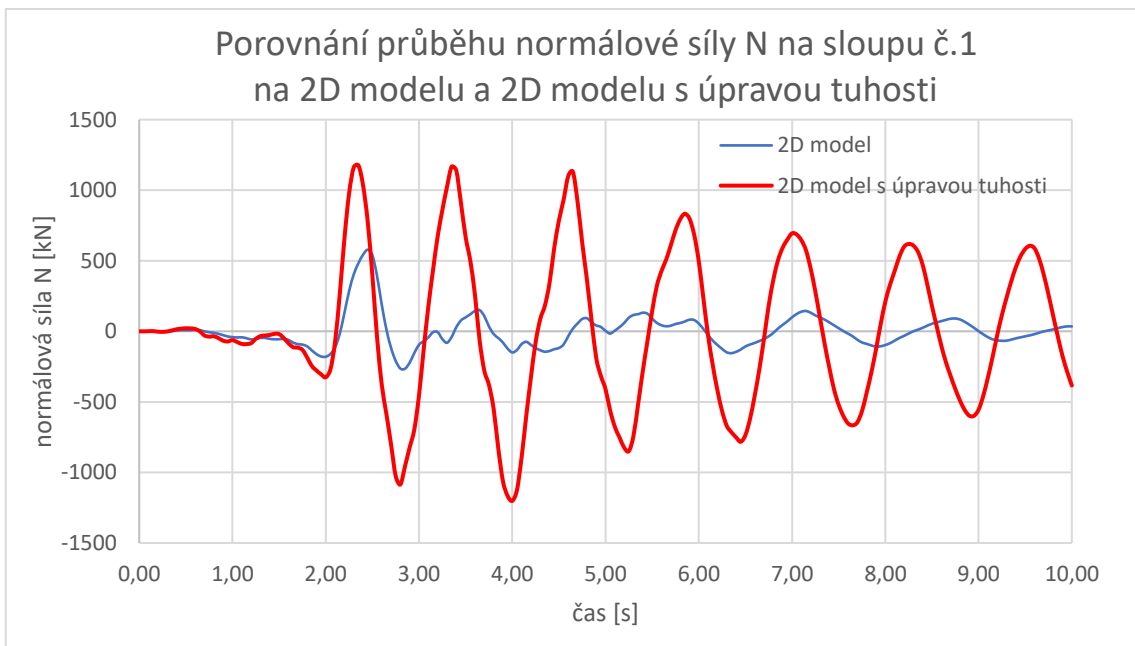


### 11.2.3 VÝSLEDKY ČASOVÉ ANALÝZY MODELU 2D-t

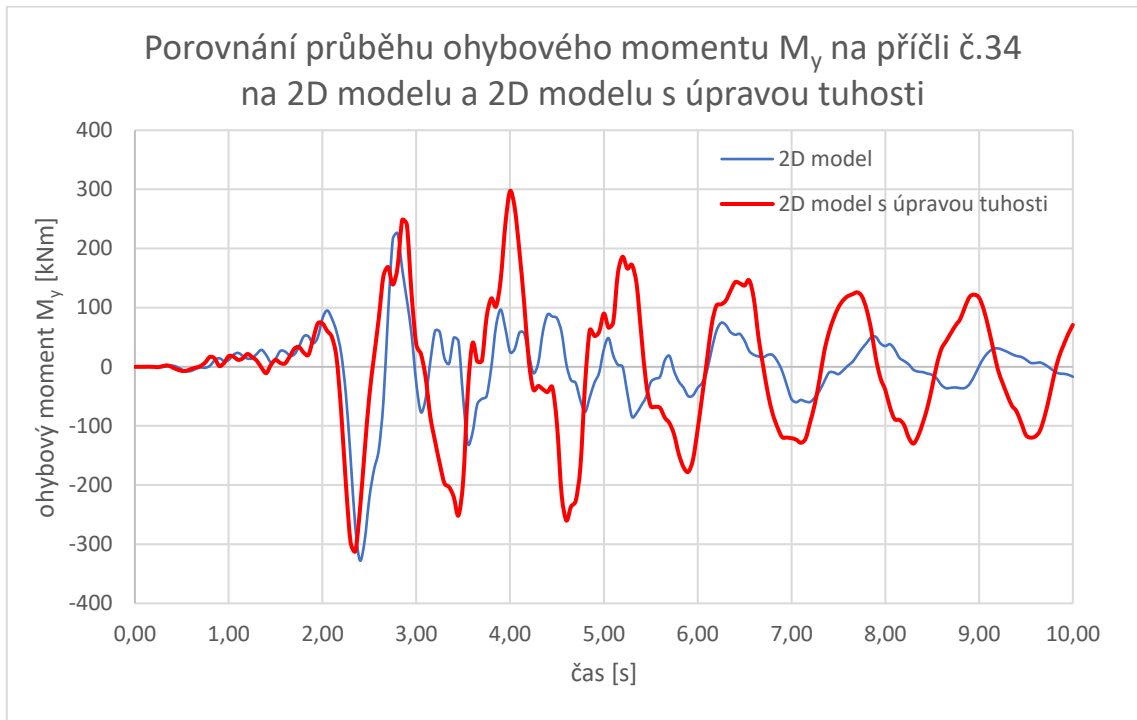
Časová analýza byla provedena s využitím akcelerogramu č.1, níže jsou pro srovnání graficky znázorněny časové průběhy momentové reakce v podpoře č.3, vybraných vnitřních sil na sloupu č.1 a příčli č.34 a posunutí v uzlu č.51 na původním i novém modelu (u původního 2D modelu jde o tentýž časový průběh zkoumaných veličin jako v kapitole 9).



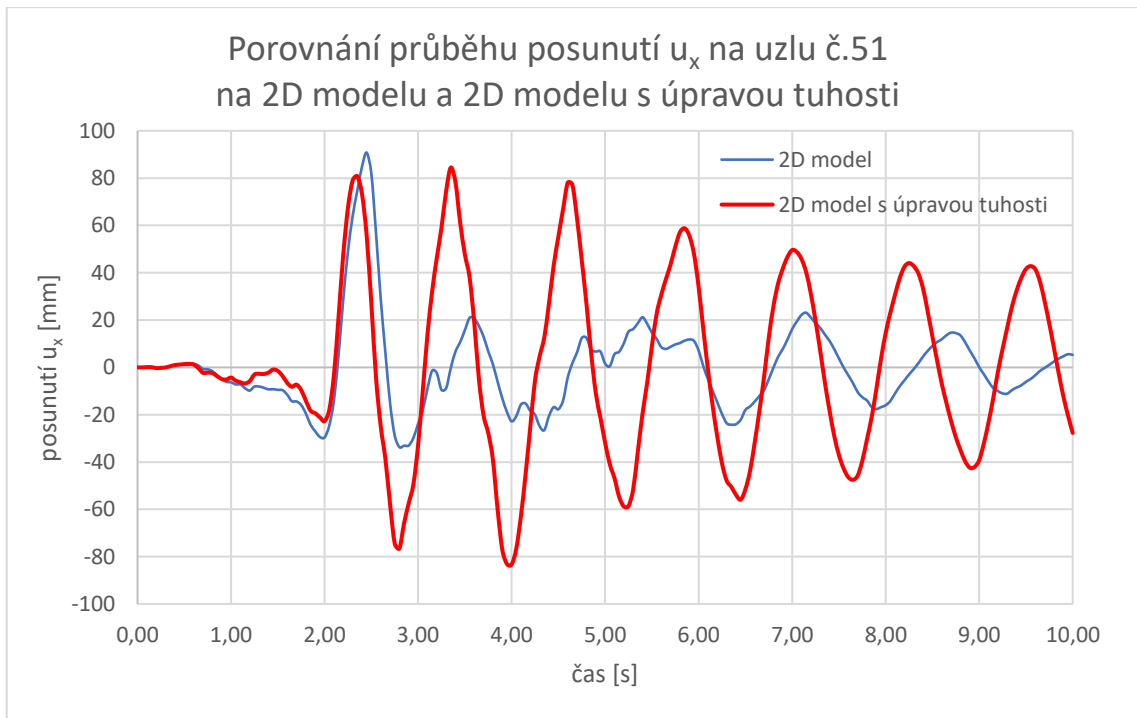
Graf 11.13 – Porovnání průběhů reakce  $M_y$  v podpoře č.3 na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti



Graf 11.14 - Porovnání průběhu normálové síly  $N$  na sloupu č.1 na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti



Graf 11.15 – Porovnání průběhu ohybového momentu  $M_y$  na příčli č.34  
na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti



Graf 11.16 - Porovnání průběhu posunutí  $u_x$  na uzlu č.51  
na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti

## SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ ČASOVÉ ANALÝZY

U momentové složky reakce v podpoře č.3 došlo k mírnému zvýšení extrémních hodnot, přičemž hodnot relativně blízkých těmto extrémům bylo dosaženo vícekrát během sledovaného časového úseku. Taktéž postupný pokles hodnot amplitud momentové reakce byl pomalejší než na původním modelu.

K výraznému nárůstu došlo u extrémních hodnot normálové síly na sloupu č.1, oproti původnímu modelu došlo u maximální tahové síly k nárůstu o více než 100 %, u tlakové síly byl nárůst ještě výraznější, přibližně 350 %. Navíc byly výrazně vyšší síly než na původním modelu zaznamenány vícekrát v průběhu zvoleného času.

Časový průběh se taktéž změnil u ohybového momentu na příčli č.34, byť zde došlo dokonce k nepatrnému zmenšení záporného extrému. Naopak nová nejvyšší kladná hodnota byla o přibližně 30 % vyšší než na původním modelu. Podobně jako u podpory č.3 i sloupu č.1 došlo i zde k výrazně pomalejšímu „uklidňování“ prvku, tj. relativně vyšší hodnoty (i o více než 100 %) bylo možné naměřit po celý časový úsek.

Velmi podobný závěr lze učinit při srovnání posunutí v uzlu č.51 na původním modelu a modelu s vyšší tuhostí. U nového modelu došlo sice k malému poklesu kladné deformace (přibližně o 6 %), nicméně taktéž došlo k výraznému nárůstu deformace na záporné straně – posunutí ve zkoumaném uzlu se zvětšilo až o 250 %. I u této veličiny došlo k výrazně pomalejšímu poklesu amplitud a výrazně vyšší hodnoty posunutí ve zkoumaném uzlu byly zaznamenány na celém časovém úseku.

### **11.2.4 SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ ZÍSKANÝCH NA 2D MODELU S ÚPRAVOU TUHOSTI**

Při srovnání výpočtů pomocí spektrální a časové analýzy byly získány poměrně odlišné výsledky.

Zatímco pro spektrální analýzu se vložení ztužidel jeví jako částečně vhodné opatření, neboť vedlo ke snížení momentových reakcí, ohybových momentů na příčlích a celkových deformací konstrukce, u časové analýzy došlo k nárůstu v podstatě všech hodnot a u některých veličin také ke zvýšení frekvence přechodu mezi kladnými a zápornými hodnotami.

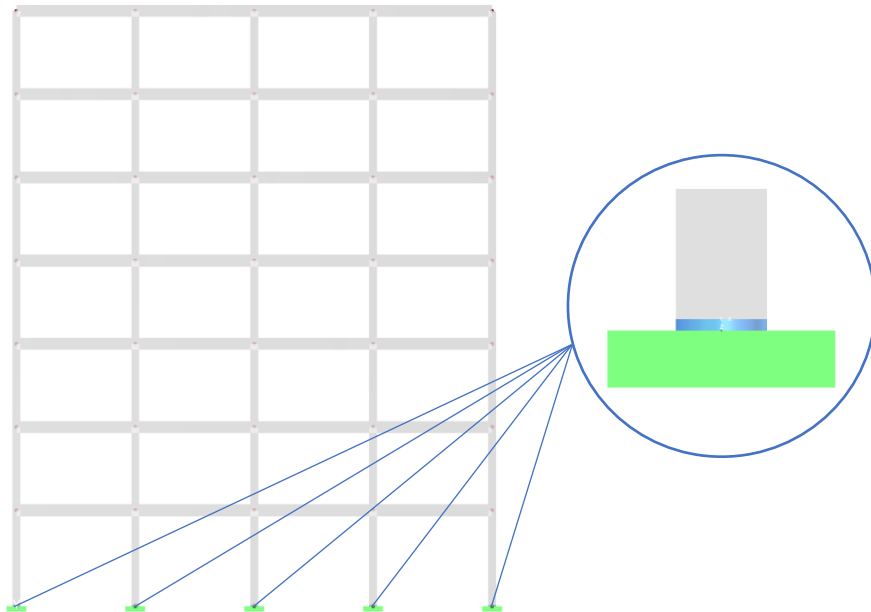
Časová analýza velmi dobře znázornila funkci ztužení konstrukce – díky zvýšené tuhosti se konstrukce chovala více „kompaktněji“, tedy pohybovala se více jako jeden celek, což vedlo u zkoumaných veličin k plynulejšímu přechodu z kladných do záporných hodnot. Nicméně díky vyššímu ztužení byly naměřené hodnoty v podstatě všech veličin na celém časovém úseku výrazně vyšší než na původním modelu.

Z důvodu výrazně odlišných výsledků u spektrální a časové analýzy nebylo v daný okamžik možné rozhodnout o vhodnosti či nevhodnosti této úpravy konstrukce.

### 11.3 2D MODEL S ÚPRAVOU PODPOR (2D-p)

V rámci další úpravy 2D modelu byly do podpor vloženy v praxi často používané izolátory základů. Tyto izolátory byly pro účely diplomové práce zjednodušeně uvažovány jako kruhové pryžové podložky, přičemž vlastnosti materiálu byly odhadnuty na základě nabídky běžné stavební pryže, např. zde [28].

- materiál
  - o modul pružnosti  $E = 3,250 \text{ MPa}$
  - o smykový modul  $G = 1,098 \text{ MPa}$
  - o Poissonův součinitel  $\nu = 0,480$
  - o objemová tíha  $\gamma = 12 \text{ kN/m}^3$
- geometrie
  - o průřez: plný kruhový profil  $\text{Ø}400 \text{ mm}$
  - o výška prvku:  $50 \text{ mm}$



Obr. 11.5 - Výpočtový model konstrukce s upravenými podporami

Model s upravenými podporami byl v dalších částech zjednodušeně označován jako model „2D-p“.

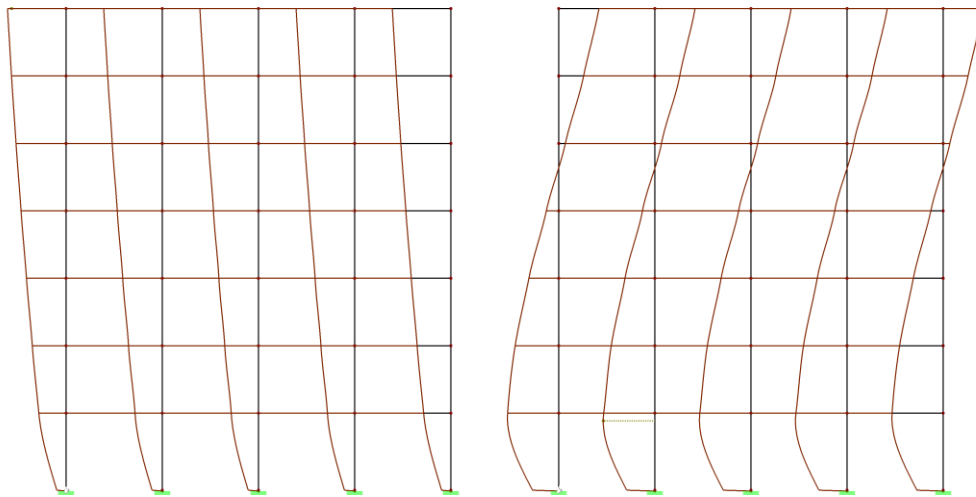
### 11.3.1 VÝSLEDKY MODÁLNÍ ANALÝZY MODELU 2D-p

Vložením pryžových podložek do podpor došlo ke změně vlastních tvarů konstrukce. Níže jsou vypsány pouze první dva vlastní tvary, které byly z hlediska účinných modálních hmot nejdůležitější.

VLASTNÍ TVARY SYSTÉMU (2D model s úpravou podpor)				
tvar č.	úhlová frekvence $\omega$ [rad/s]	vlastní frekvence $f$ [Hz]	vlastní perioda $T$ [s]	faktor účinných modálních hmot $f_{meX}$ [%]
1	1,792	0,285	3,506	93,1
2	6,337	1,009	0,991	6,6

Tab. 11.3 - Vlastní tvary systému (2D model s úpravou podpor)

Po úpravě modelu došlo k výraznému zvýšení vlastní periody systému, oproti původnímu modelu byla vlastní perioda u prvního vlastního tvaru dvakrát vyšší.

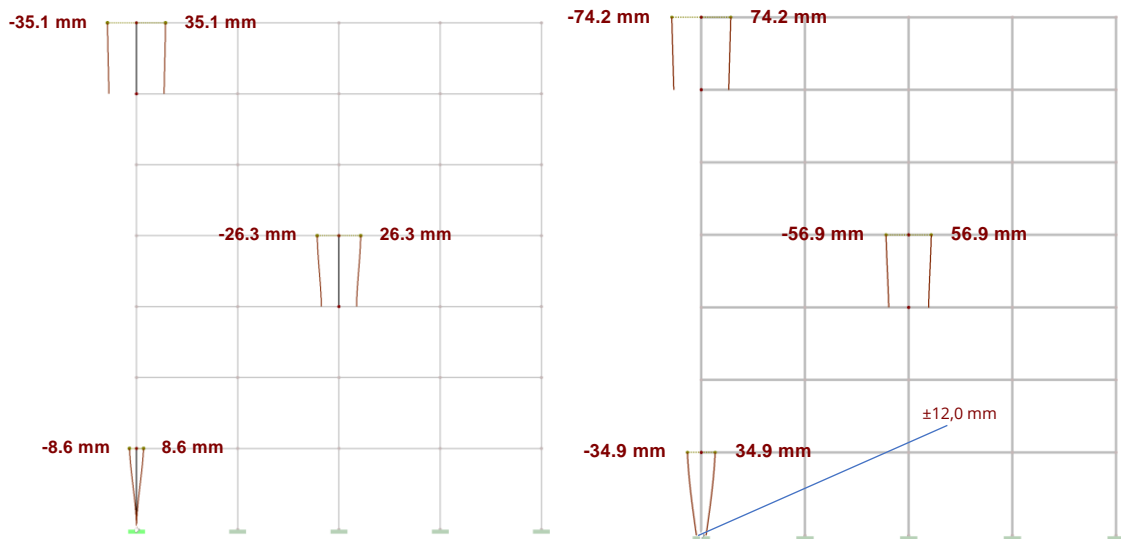


Obr. 11.6 – První vlastní tvar systému (vlevo;  $T_1 = 3,506$  s;  $f_1 = 0,285$  Hz)  
a druhý vlastní tvar systému (vpravo;  $T_2 = 0,911$  s;  $f_2 = 1,009$  Hz)  
(2D model s úpravou podpor)

### 11.3.2 VÝSLEDKY SPEKTRÁLNÍ ANALÝZY MODELU 2D-p

Protože se reakce a vnitřní síly na novém 2D modelu s úpravou podpor změnily pouze číselně, byly výsledky shrnuty a porovnány pouze graficky (2D model = modré sloupce, 2D model s úpravou podpor = červené sloupce).

Výjimkou byl tvar deformace konstrukce, ze kterého je zřejmá funkce pryžových podložek, viz obrázek níže.

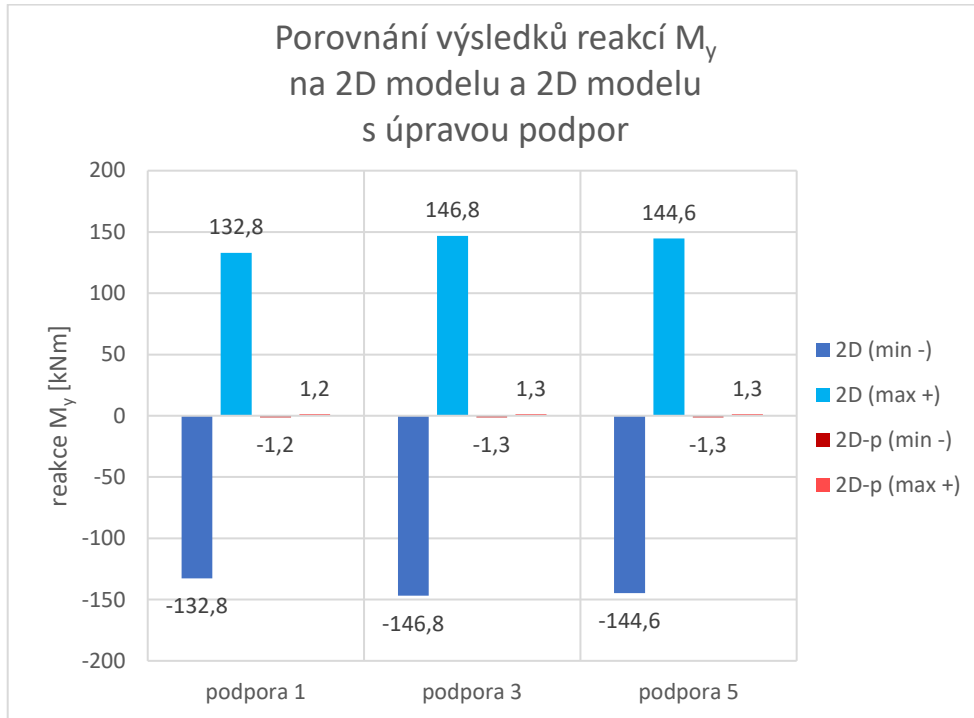


Obr. 11.7 - Posunutí  $u_x$  v uzlech na původním 2D modelu (vlevo)  
a na 2D modelu s úpravou podpor (vpravo)

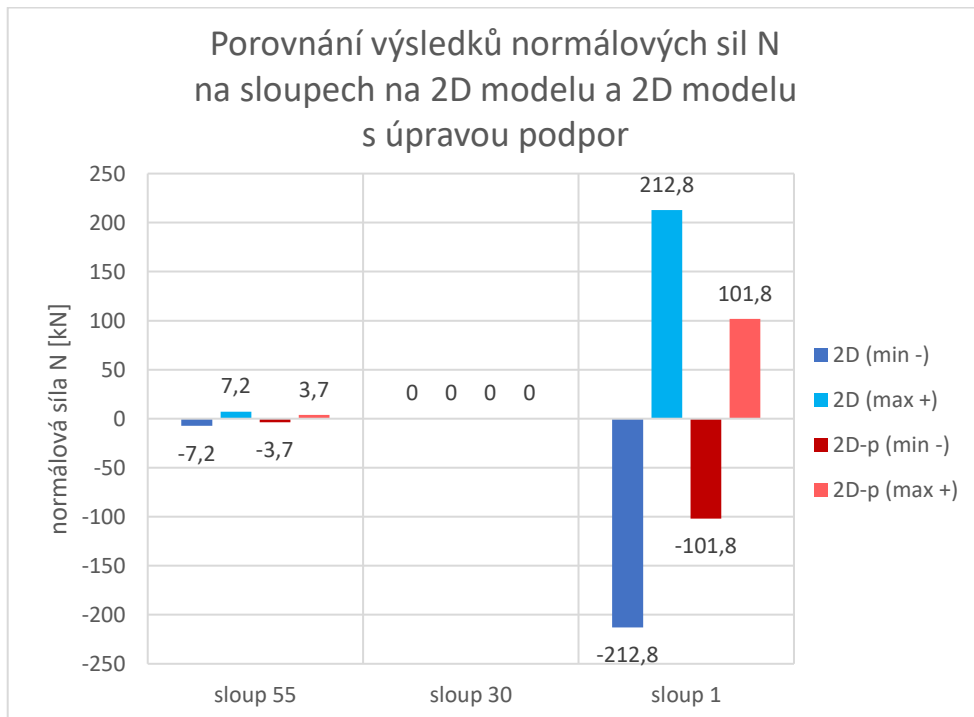
POSUNUTÍ V UZLECH NA 2D MODELU A 2D MODELU S ÚPRAVOU PODPOR (SPEKTRUM TYPU 1) [mm]						
zkoumané uzly	posunutí $u_x$ (2D)		posunutí $u_x$ (2D-p)		posunutí $u_{x-rel}$ (2D-p)	
	min (-)	max (+)	min (-)	max (+)	min (-)	max (+)
uzel 51	-35,1	35,1	-74,2	74,2	-62,2	62,2
uzel 28	-26,3	26,3	-56,9	56,9	-44,9	44,9
uzel 2	-8,6	8,6	-34,9	34,9	-22,9	22,9

Tab. 11.4 - Posunutí  $u_x$  v uzlech na původním 2D modelu  
a na 2D modelu s úpravou podpor (spektrum typu 1)

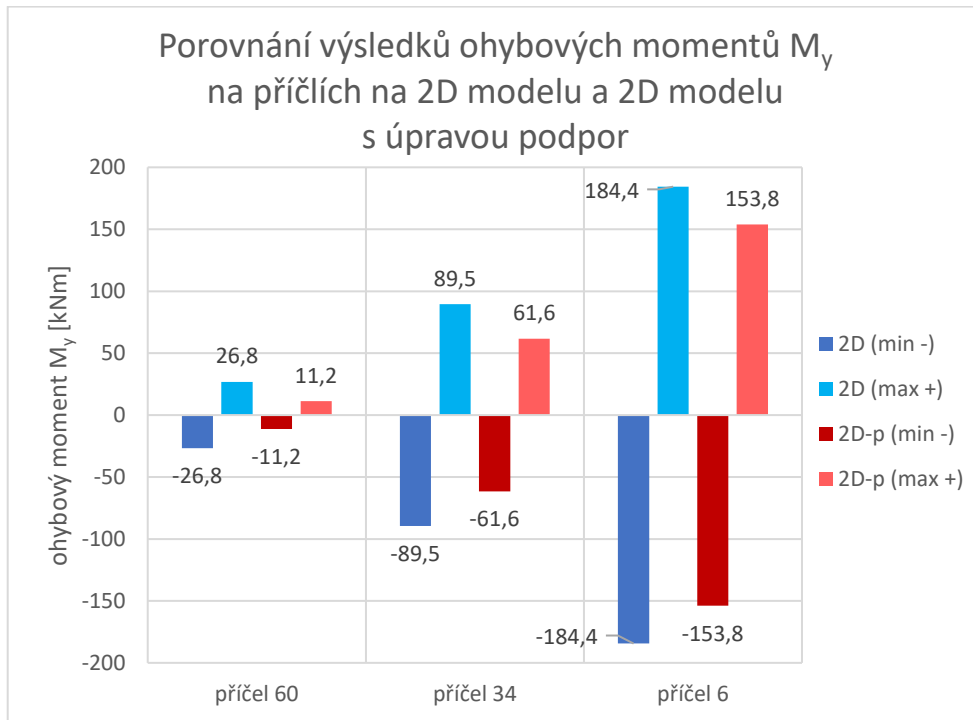
Je zřejmé, že srovnávat přímo absolutní posunutí  $u_x$  na novém modelu s posunutím  $u_x$  na původním modelu by bylo zavádějící, proto byl proveden přepočít na relativní posunutí uzlu  $u_{x-rel}$ , které bylo taktéž zahrnuto do grafického srovnání. Tato nová veličina popisuje posun zkoumaných uzlů vůči nejspodnější části sloupu č.1, který se díky pryžovým podložkám taktéž horizontálně pohybuje.



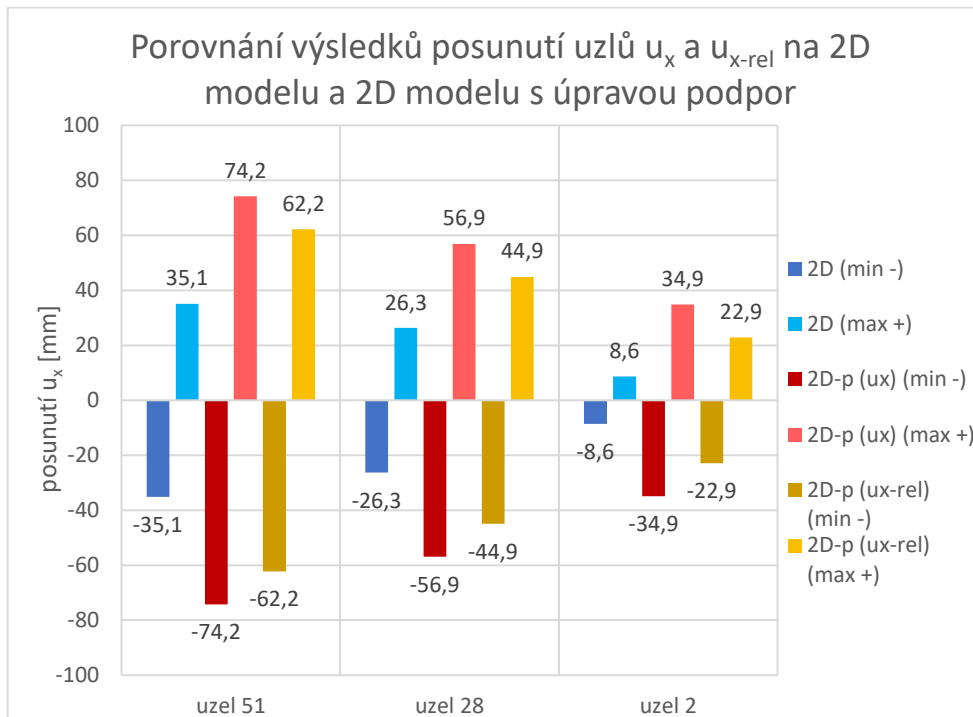
*Graf 11.17 - Porovnání výsledků reakcí  $M_y$   
na 2D modelu a 2D modelu s úpravou podpor*



*Graf 11.18 - Porovnání výsledků normálových sil  $N$   
na sloupech na 2D modelu a 2D modelu s úpravou podpor*



Graf 11.19 - Porovnání výsledků ohybových momentů  $M_y$  na příčlích na 2D modelu a 2D modelu s úpravou podpor



Graf 11.20 - Porovnání výsledků posunutí uzlů  $u_x$  a  $u_{x-rel}$  na 2D modelu a 2D modelu s úpravou podpor



## SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ SPEKTRÁLNÍ ANALÝZY

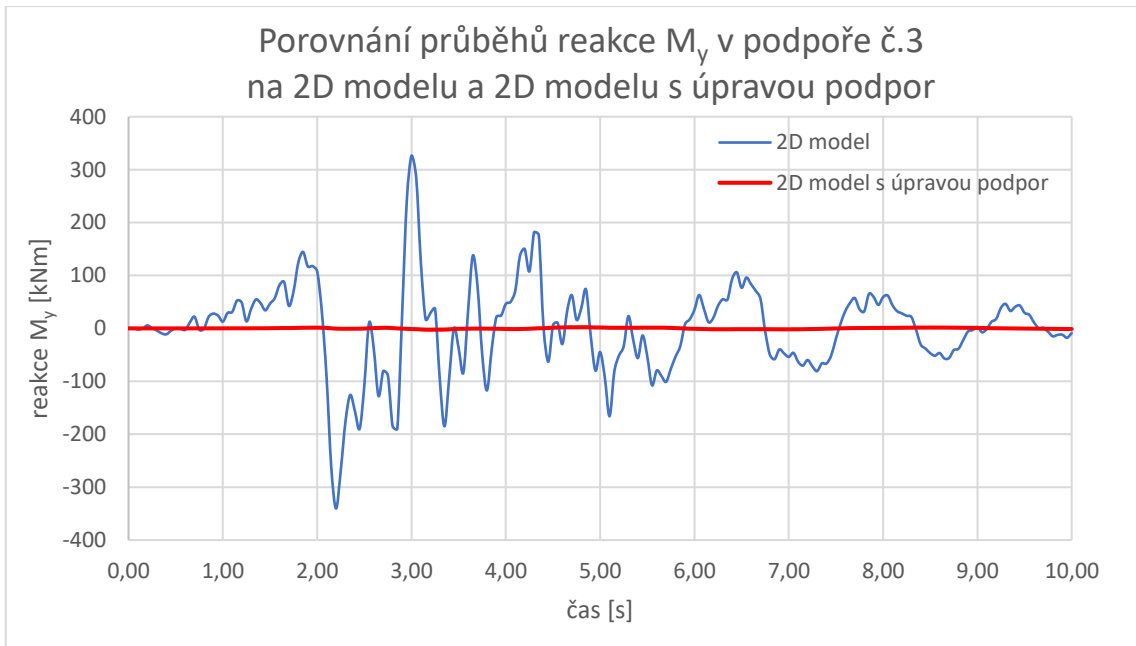
Použití pryžových podložek se velmi pozitivně projevilo na momentových reakcích, normálových silách ve sloupech a částečně také na ohybových momentech na příčlích, jejich „měkkost“ však způsobila celkově výrazně větší deformace.

U reakcí došlo téměř ke 100 % redukci momentové složky (z vetknutí se tak v podstatě staly kloubové podpory), k výraznému poklesu normálových sil došlo také na sloupech, zde se jednalo o přibližně 50 % snížení tahu a tlaku. U příčlí bylo taktéž dosaženo poklesu ohybových momentů, toto snížení se ovšem pro jednotlivé příčle lišilo – u nejnvýše položené příčle o 58 %, u příčle blíže středu rámu o 31 % a u nejnižší položené příčle pouze o 17 %.

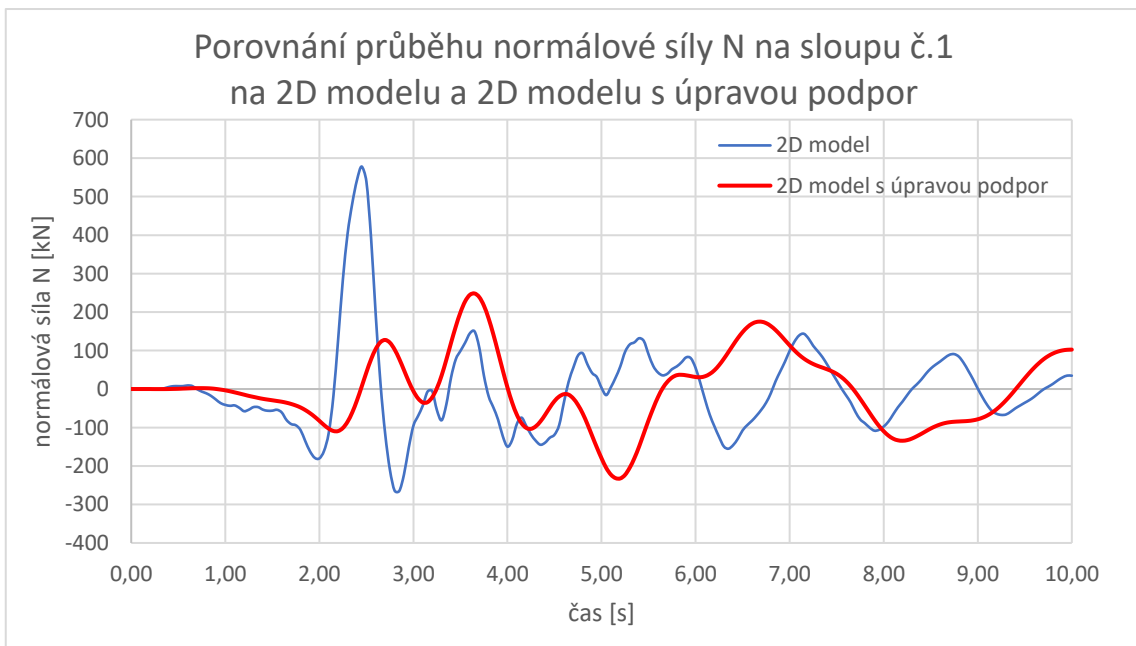
Naopak u posunutí v uzlech došlo k nárůstu, je ovšem třeba zohlednit vliv deformací „pryžových“ prutů (tato deformace činila přibližně 12-13 mm) – z toho důvodu se tento nárůst hůře přirovnává k původnímu modelu. Pro lepší pochopení bylo v grafu znázorněno také relativní posunutí  $u_{x-rel}$  mezi vybranými uzly a spodní částí sloupu č.1. Pokud tedy posunutí vlivem deformace pryžové podložky odečteme od celkového posunutí v jednotlivých uzlech, dostaneme nárůst přibližně o 70-160 % oproti základnímu 2D modelu.

### 11.3.3 VÝSLEDKY ČASOVÉ ANALÝZY MODELU 2D-p

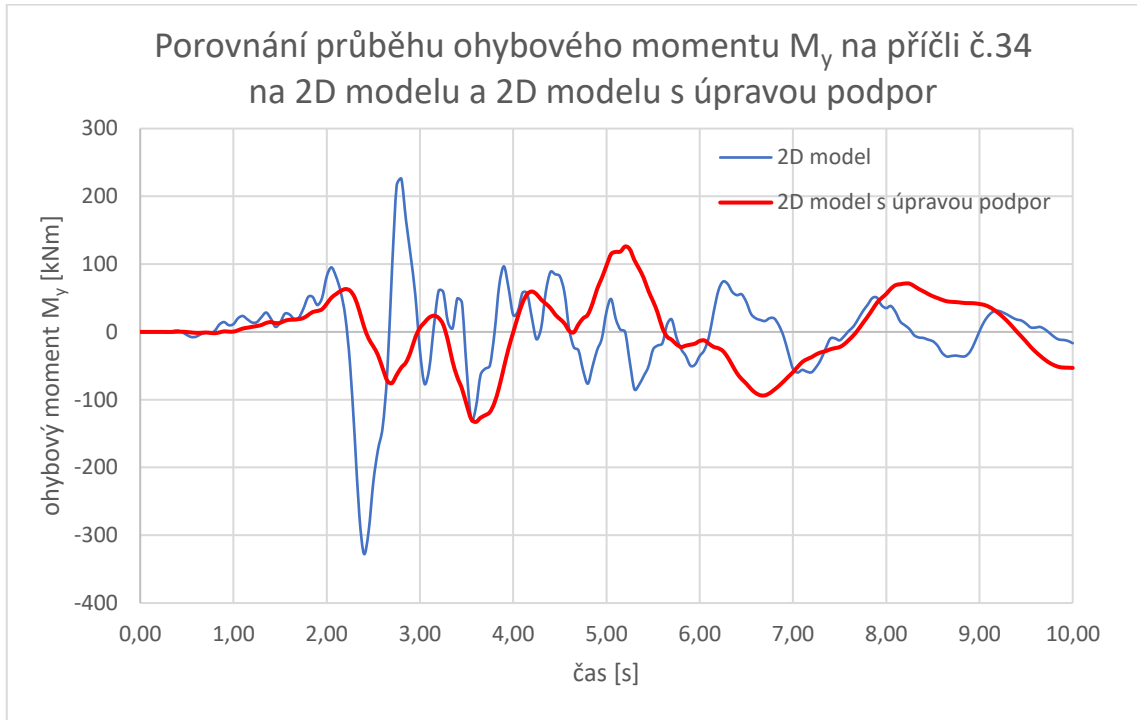
Časová analýza byla provedena s využitím akcelerogramu č.1, níže jsou pro srovnání graficky znázorněny časové průběhy momentové reakce v podpoře č.3, vybraných vnitřních sil na sloupu č.1 a příčli č.34 a posunutí v uzlu č.51 na původním i novém modelu (u původního 2D modelu jde o tentýž časový průběh zkoumaných veličin jako v kapitole 9). V grafu posunutí je taktéž znázorněno relativní posunutí  $u_{x-rel}$ .



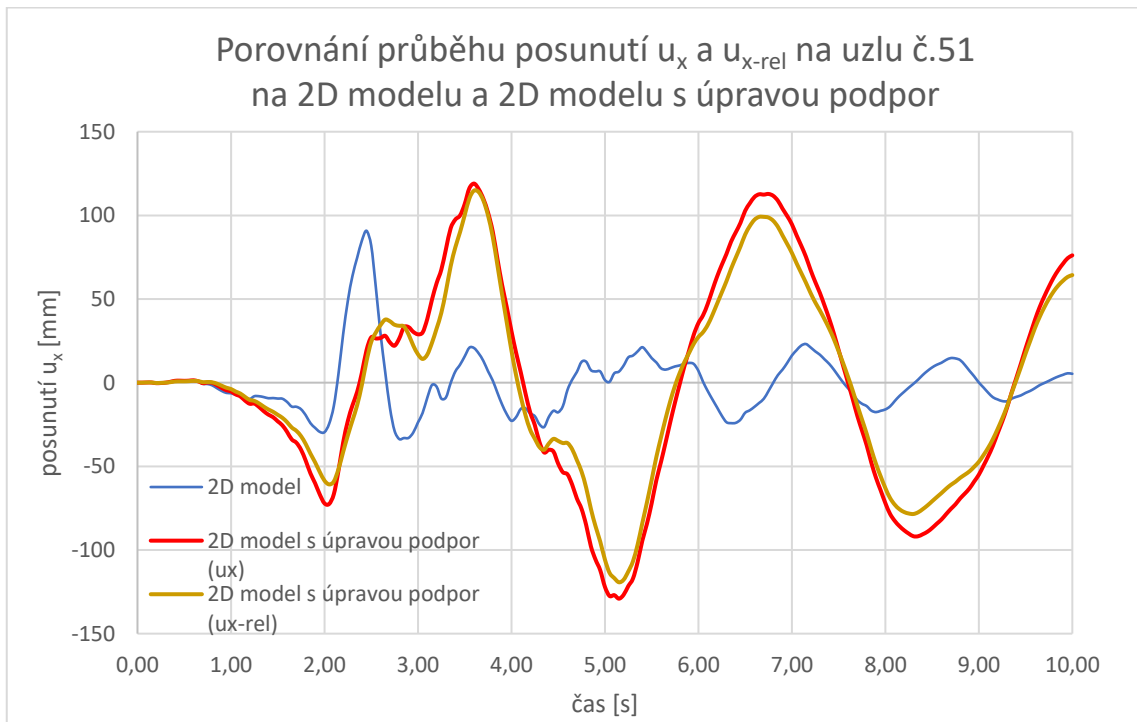
Graf 11.21 - Porovnání průběhů reakce  $M_y$  v podpoře č.3  
na 2D modelu a 2D modelu s úpravou podpor



Graf 11.22 - Porovnání průběhu normálové síly  $N$  na sloupu č.1  
na 2D modelu a 2D modelu s úpravou podpor



Graf 11.23 - Porovnání průběhu ohybového momentu  $M_y$  na příčli č.34  
na 2D modelu a 2D modelu s úpravou podpor



Graf 11.24 - Porovnání průběhu posunutí  $u_x$  a  $u_{x-rel}$  na uzlu č.51  
na 2D modelu a 2D modelu s úpravou podpor

## SHRnutí VÝSLEDKŮ ČASOVÉ ANALÝZY

U momentové reakce bylo dosaženo velmi pozitivních výsledků, při srovnání s původním modelem lze říct, že vložením pryžových podložek došlo téměř k úplné redukci momentů v podpoře č.3.

Taktéž při porovnání normálových sil na sloupu č.1 byl vidět pozitivní vliv izolátorů, zejména u tahové složky došlo k poklesu na přibližně poloviční hodnoty. Navíc docházelo k výrazně pomalejšímu přechodu mezi kladnými a zápornými hodnotami v rámci časového úseku.

Podobný závěr lze uvést i pro případ ohybového momentu na příčli č.34. Jednak došlo ke zmenšení kladného i záporného extrému (o 50 %, respektive o 60 %) a také bylo dosaženo méně častého přechodu z kladných do záporných hodnot.

U uzlu č.51 bylo třeba sledovat zejména jeho relativní posunutí vůči spodnímu bodu sloupu č.1. Jak je nicméně vidět na grafu *Graf 11.24*, i v tomto srovnání nakonec došlo ke zvýšení kladného i záporného extrému (o 37 %, respektive o 250 %). Nárůst posunutí zřejmě nebyl způsoben pouze smykovou deformací podložky, ale také její ohybovou deformací (natočením).

### **11.3.4 SHRnutí VÝSLEDKŮ ZÍSKANÝCH NA 2D MODELU S ÚPRAVOU PODPOR**

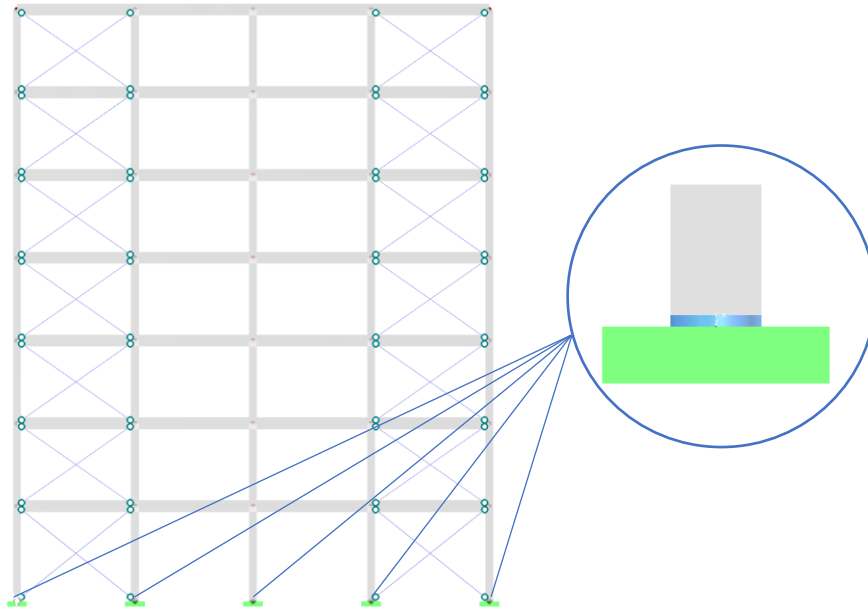
Vložením pryžových podložek došlo ke snížení tuhosti systému jako celku, což potvrzují i nižší vlastní frekvence a vyšší vlastní periody. Protože tedy došlo ke snížení hodnot členů matice tuhosti na levé straně pohybové rovnice, byly pro model vypočteny také nižší hodnoty zatížení na pravé straně.

Z hlediska silových veličin se použití pryžových podložek jeví jako velice vhodné, díky nim jsou zkoumané reakce a vnitřní síly výrazně menší. Protože jsou ale pryžové podložky relativně měkké také v ohybu, umožňují taktéž snazší rotaci betonové konstrukce na kontaktu s podporami – i díky tomu vycházely na upraveném modelu větší deformace.

Takto modelované izolátory základů se jeví jako velmi zajímavé řešení pro snížení účinků zemětřesení na konstrukci, byť pro skutečný návrh by bylo třeba získat o izolátorech a jejich mechanických vlastnostech přesnější informace.

## 11.4 2D MODEL S ÚPRAVOU TUHOSTI A PODPOR (2D-tp)

Protože se v předchozích částech ukázalo, že úpravy vložením ztužidel a pryžových podložek mohou přinést určité výhody, byl vytvořen také model, který obě tyto úpravy kombinuje – jako poslední byl tedy vytvořen model s vloženými ztužidly a pryžovými podložkami.



*Obr. 11.8 - Výpočtový model konstrukce s vloženými ztužidly a upravenými podporami*

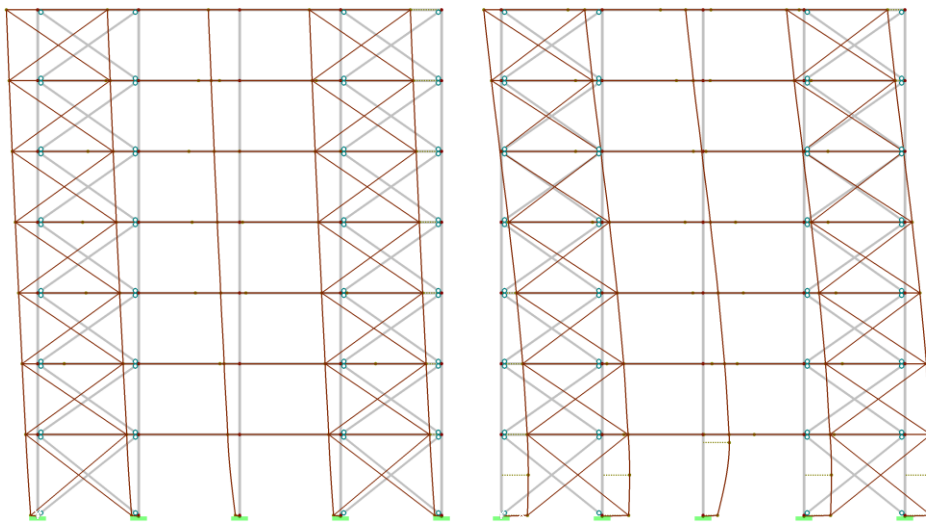
Ztužidla a pryžové podložky měly stejné fyzikální a geometrické vlastnosti jako u modelů „2D-t“ a „2D-p“ (viz část 11.2, resp. 11.3). Model s upravenou tuhostí a podporami byl v dalších částech zjednodušeně označován jako model „2D-tp“.

### 11.4.1 VÝSLEDKY MODÁLNÍ ANALÝZY MODELU 2D-tp

Vložením ztužidel do konstrukce rámu a pryžových podložek do podpor došlo ke změně vlastních tvarů konstrukce. Níže jsou vypsány pouze první a třetí vlastní tvar, které byly z hlediska účinných modálních hmot nejdůležitější.

VLASTNÍ TVARY SYSTÉMU (2D model s úpravou tuhosti a podpor)				
tvar č.	úhlová frekvence $\omega$ [rad/s]	vlastní frekvence $f$ [Hz]	vlastní perioda $T$ [s]	faktor účinných modálních hmot $f_{meX}$ [%]
1	2,063	0,328	3,046	89,5
3	7,502	1,194	0,838	10,3

Tab. 11.5 - Vlastní tvary systému (2D model s úpravou tuhosti a podpor)

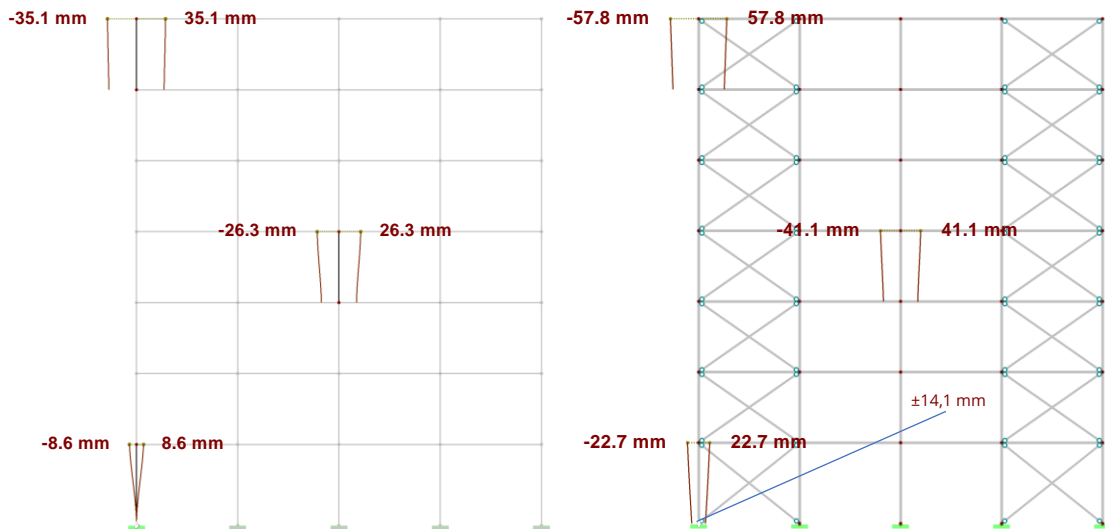


Obr. 11.9 – První vlastní tvar systému (vlevo;  $T_1 = 3,046$  s;  $f_1 = 0,328$  Hz) a třetí vlastní tvar systému (vpravo;  $T_3 = 0,838$  s;  $f_3 = 1,194$  Hz)

### 11.4.2 VÝSLEDKY SPEKTRÁLNÍ ANALÝZY MODELU 2D-tp

Protože se reakce a vnitřní síly na novém 2D modelu s úpravou tuhosti a podpor změnily pouze číselně, byly výsledky shrnuty a porovnány pouze graficky (2D model = modré sloupce, 2D model s úpravou tuhosti a podpor = červené sloupce).

Výjimkou byl tvar deformace konstrukce, ze kterého je zřejmá funkce pryžových podložek, viz obrázek níže.

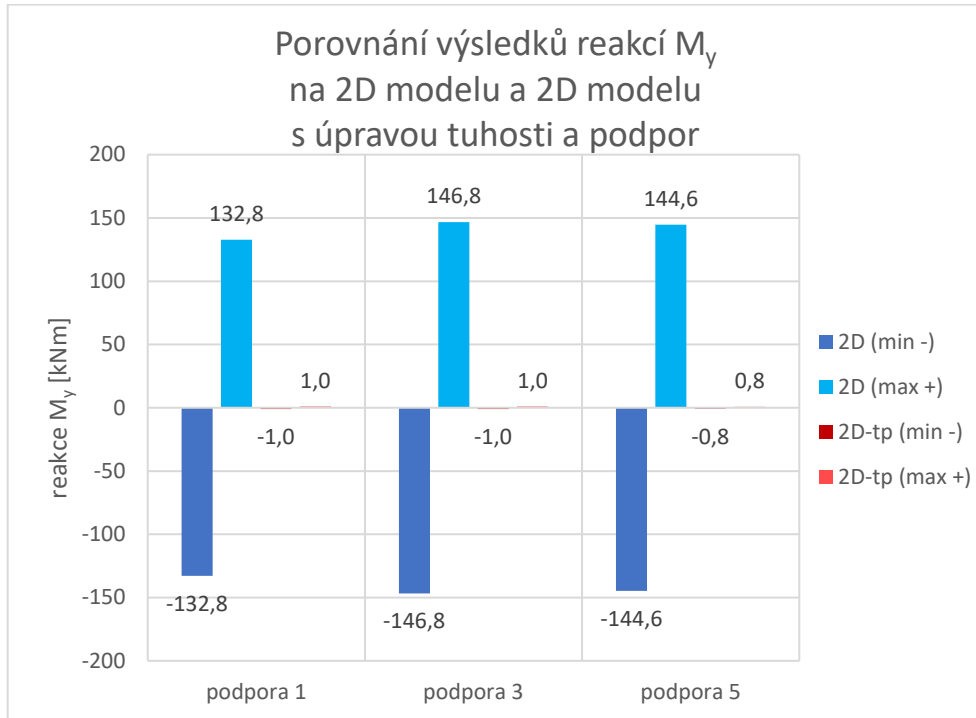


Obr. 11.10 - Posunutí  $u_x$  v uzlech na původním 2D modelu (vlevo)  
a na 2D modelu s úpravou tuhosti a podpor (vpravo)

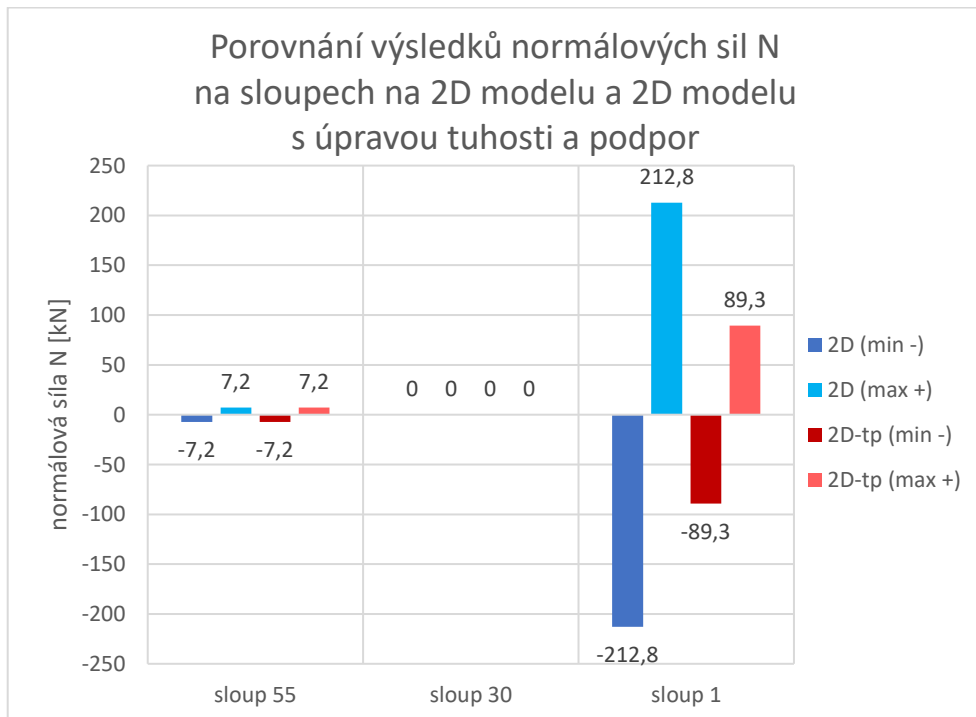
POSUNUTÍ V UZLECH NA 2D MODELU A 2D MODELU S ÚPRAVOU TUHOSTI A PODPOR (SPEKTRUM TYPU 1) [mm]						
zkoumané uzly	posunutí $u_x$ (2D)		posunutí $u_x$ (2D-tp)		posunutí $u_{x-rel}$ (2D-tp)	
	min (-)	max (+)	min (-)	max (+)	min (-)	max (+)
uzel 51	-35,1	35,1	-57,8	57,8	-43,7	43,7
uzel 28	-26,3	26,3	-41,1	41,1	-27,0	27,0
uzel 2	-8,6	8,6	-22,7	22,7	-8,6	8,6

Tab. 11.6 - Posunutí v uzlech na 2D modelu  
a 2D modelu s úpravou tuhosti a podpor (spektrum typu 1)

Podobně jako na přechodím modelu v části 11.3 je zřejmé, že srovnávat přímo absolutní posunutí  $u_x$  na novém modelu s posunutím  $u_x$  na původním modelu by bylo zavádějící, proto byl proveden přepočítání na relativní posunutí uzlu  $u_{x-rel}$ , které bylo taktéž zahrnuto do grafického srovnání.

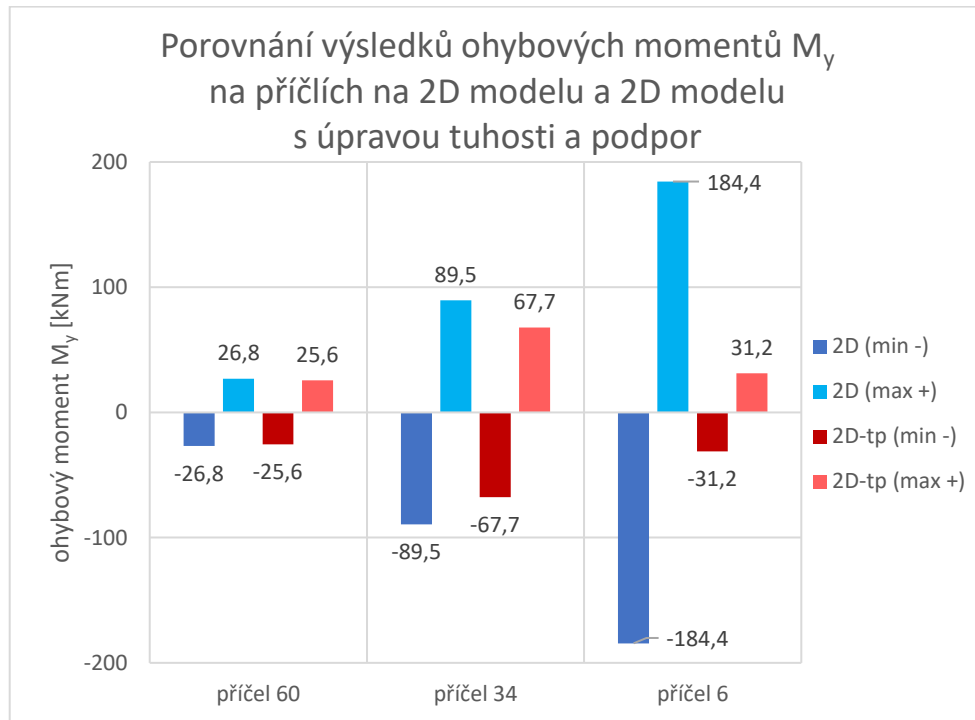


Graf 11.25 - Porovnání výsledků reakcí  $M_y$   
na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti a podpor

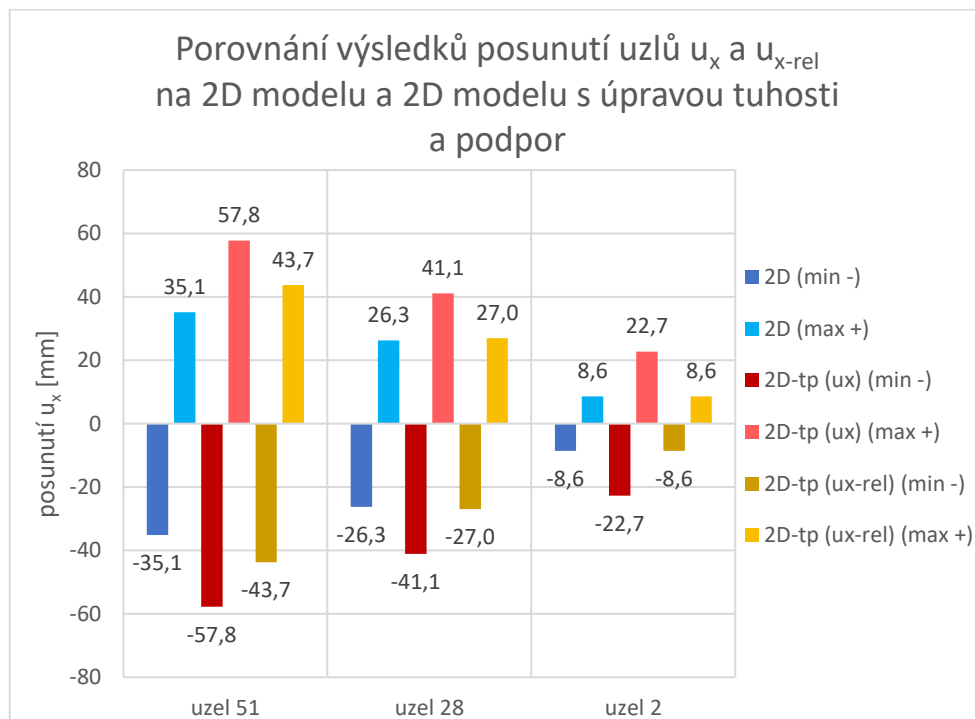


Graf 11.26 - Porovnání výsledků normálových sil  $N$   
na sloupech na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti a podpor





Graf 11.27 - Porovnání výsledků ohybových momentů  $M_y$  na příčlích na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti a podpor



Graf 11.28 - Porovnání výsledků posunutí uzlů  $u_x$  a  $u_{x-rel}$  na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti a podpor

### SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ SPEKTRÁLNÍ ANALÝZY

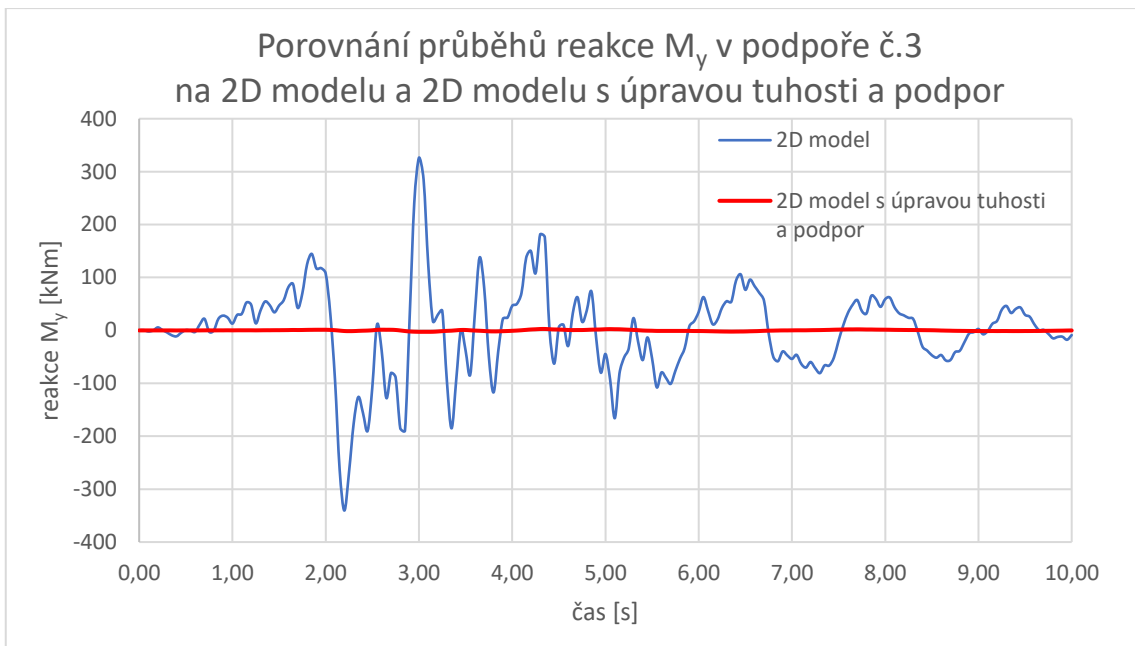
U reakcí došlo opět k téměř 100 % redukci momentové složky, k výraznému poklesu došlo také u normálových sil na sloupu č.1, zde se jednalo o přibližně 60 % snížení tahu i tlaku.

U příčlí bylo taktéž dosaženo poklesu ohybových momentů, toto snížení se ovšem pro jednotlivé příčle lišilo – u nejvýše položené příčle o 5 %, u příčle blíže středu rámu o 25 % a u nejnižše položené příčle o téměř 83 %.

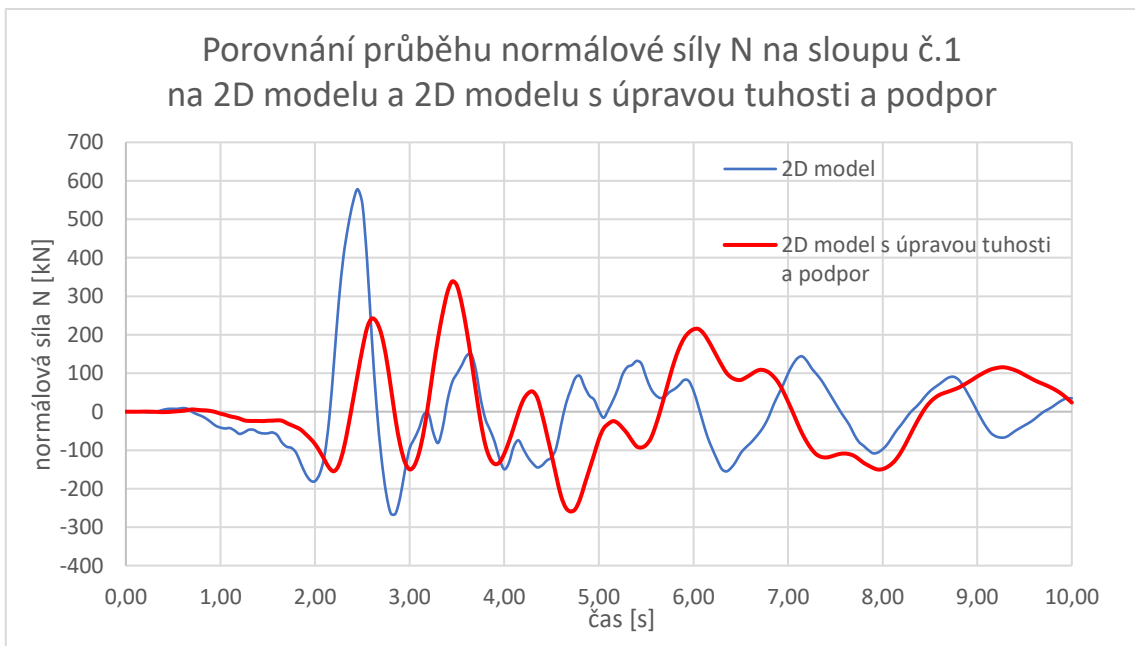
Pokud srovnáme relativní posunutí  $u_{x-rel}$  mezi vybranými uzly a posunutou spodní částí sloupu č.1 s posunutím  $u_x$  na původním modelu, zjistíme, že u nového modelu došlo k nárůstu hodnot o maximálně 25 %.

### 11.4.3 VÝSLEDKY ČASOVÉ ANALÝZY MODELU 2D-tp

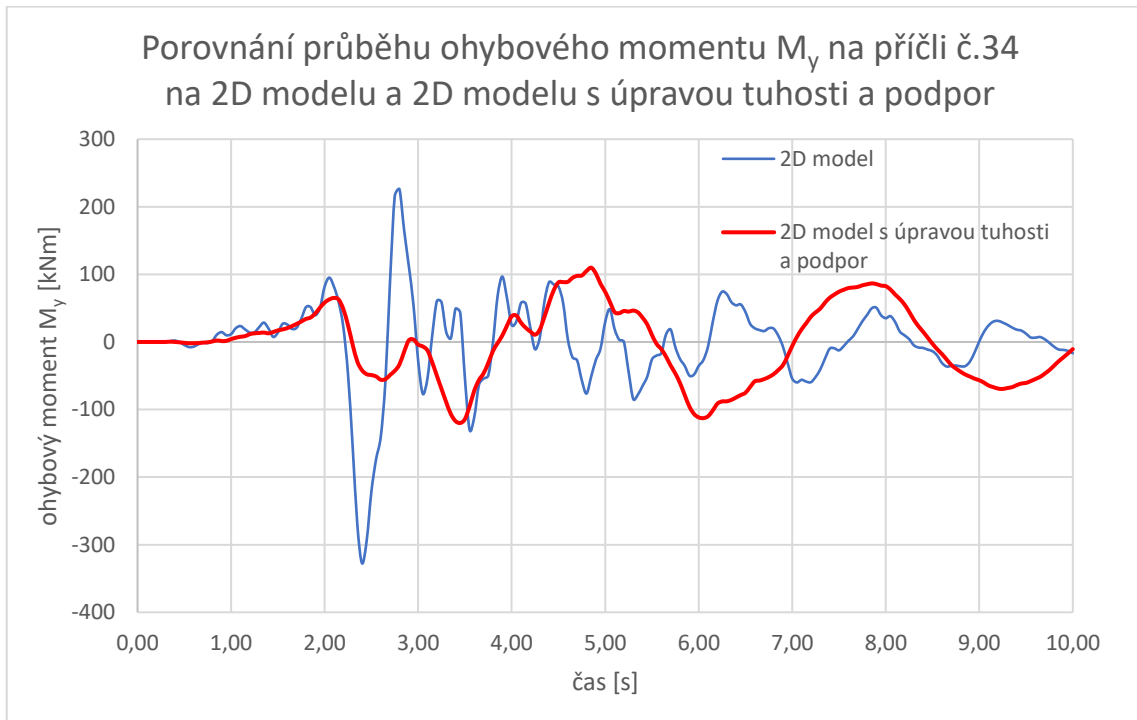
Časová analýza byla provedena s využitím akcelerogramu č.1, níže jsou pro srovnání graficky znázorněny časové průběhy momentové reakce v podpoře č.3, vybraných vnitřních sil na sloupu č.1 a příčli č.34 a posunutí v uzlu č.51 na původním i novém modelu (u původního 2D modelu jde o tentýž časový průběh zkoumaných veličin jako v kapitole 9). V grafu posunutí je taktéž znázorněno relativní posunutí  $u_{x-rel}$ .



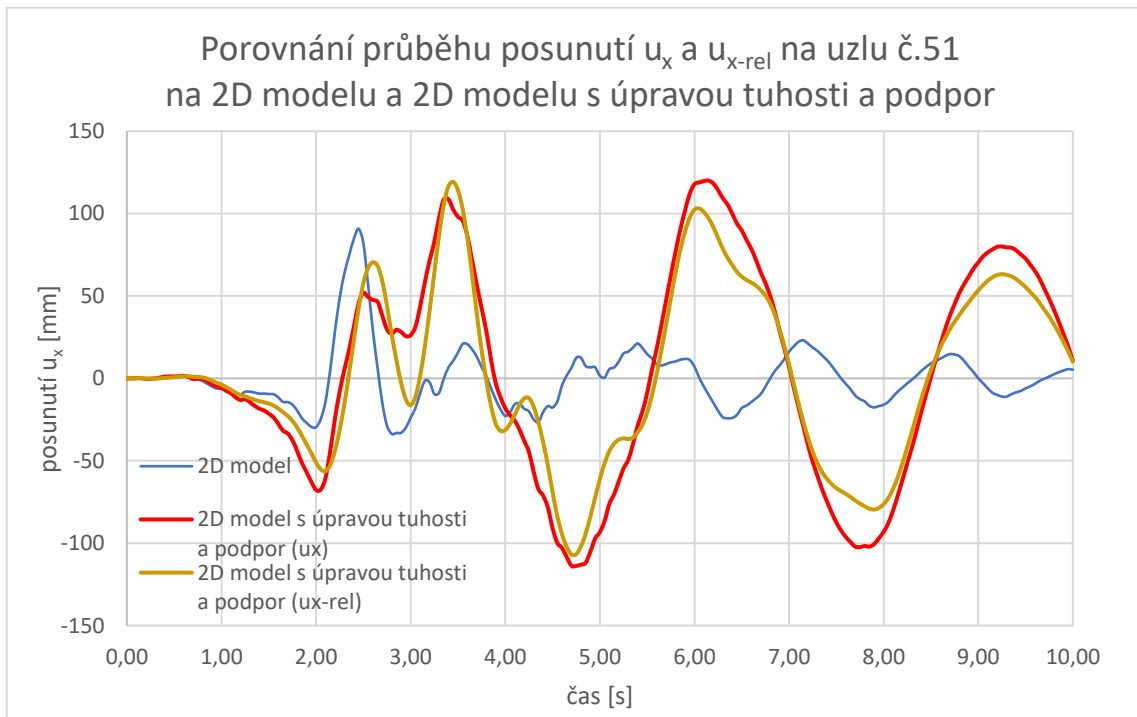
Graf 11.29 - Porovnání průběhů reakce  $M_y$  v podpoře č.3 na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti a podpor



Graf 11.30 - Porovnání průběhu normálové síly  $N$  na sloupu č.1 na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti a podpor



Graf 11.31 - Porovnání průběhu ohybového momentu  $M_y$  na příčli č.34  
na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti a podpor



Graf 11.32 - Porovnání průběhu posunutí  $u_x$  a  $u_{x-rel}$  na uzlu č.51  
na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti a podpor

## SHRnutí VÝSLEDKŮ ČASOVÉ ANALÝZY

U momentové reakce bylo dosaženo téměř úplné redukce momentů v podpoře č.3, obdobně u normálové síly na sloupu č.1 došlo k poklesu extrémních hodnot až o 45 %. Navíc zde opět docházelo k výrazně pomalejšímu přechodu mezi kladnými a zápornými hodnotami normálové síly v rámci celého časového úseku.

Podobný závěr lze uvést i pro případ ohybového momentu na příčli č.34. Jednak došlo ke zmenšení kladného i záporného extrému (o 55 %, respektive o 65 %) a také bylo dosaženo méně častého přechodu z kladných do záporných hodnot.

U uzlu č.51 bylo třeba sledovat zejména jeho relativní posunutí vůči spodnímu bodu sloupu č.1. Jak je nicméně vidět na grafu *Graf 11.32*, i v tomto srovnání nakonec došlo ke zvýšení kladného i záporného extrému (o 25 %, respektive o 215 %). Nárůst posunutí zřejmě nebyl způsoben pouze smykovou deformací podložky, ale také její ohybovou deformací (natočením).

### **11.4.4 SHRnutí VÝSLEDKŮ ZÍSKANÝCH NA 2D MODELU S ÚPRAVOU TUHOSTI A PODPOR**

Kombinace ocelových ztužidel a pryžových podložek se jevila jako velice vhodné opatření pro redukci momentové reakce a dalších silových veličin. U deformací sice došlo k nárůstu extrémních hodnot, bylo nicméně dosaženo plynulejšího průběhu v čase.

U nového modelu došlo navzdory přidaným ztužidlům ke snížení celkové tuhosti systému, což potvrzují i nižší vlastní frekvence a vyšší vlastní periody. Horní část stavby sice byla tužší než u původního modelu, nicméně celkovou tuhost systému ovlivnily zejména pryžové podložky v místě uložení. Protože tedy došlo ke snížení hodnot členů matice tuhosti na levé straně pohybové rovnice, byly pro model vypočteny také nižší hodnoty zatížení na pravé straně.

Kombinací obou úprav v modelu bylo dosaženo jednak menších hodnot silových veličin (díky pryžovým podložkám) a také relativně přijatelných (byť vyšších) deformací (díky ztužidlům). Tato úprava se tedy jevila jako velmi vhodná, je ovšem třeba znova připomenout, že pro skutečný návrh by bylo třeba získat zejména o izolátorech a jejich mechanických vlastnostech přesnější informace.

## 11.5 SHRNUÍ VÝSLEDKŮ Z KAPITOLY 11

V rámci této kapitoly bylo vytvořeno několik 2D modelů, které byly různými způsoby upraveny a následně bylo provedeno srovnání výsledků spektrální a časové analýzy těchto modelů s původním 2D rámem.

U prvního modelu bylo sníženo zatížení od betonové desky (toto snížení vycházelo z možného zmenšení tloušťky betonu). Výsledky spektrální ani časové analýzy nového modelu se však výrazně nelišily od původního modelu, proto se tato úprava nejevila jako příliš efektivní.

Do dalšího modelu byla vložena ocelová ztužidla, která zvýšila celkovou tuhost konstrukce. Zde bylo pro spektrální a časovou analýzu dosaženo velmi odlišných výsledků – zatímco pro spektrální analýzu se úprava zdála v některých případech jako poměrně vhodná a vedla k poklesu hodnot, u časové analýzy došlo k výraznému nárůstu extrémních hodnot prakticky u všech zkoumaných veličin, navíc pokles jejich amplitud byl v rámci celého časového úseku mnohdy výrazně pomalejší než na původním modelu, a tedy po celou dobu byly zkoumané hodnoty nezanedbatelně vyšší. Z toho důvodu nebylo možné o vhodnosti či nevhodnosti jednoznačně rozhodnout.

U třetího modelu byly nad podpory vloženy pryžové podložky, které měly představovat v praxi hojně používané izolátory základů. Zde byl pozitivní vliv evidentní, kromě deformace konstrukce (která se zvětšila) došlo u všech silových veličin k poklesu extrémních hodnot. Z časové analýzy tohoto modelu byl zřejmý vliv podložek také na průběh zkoumaných veličin v čase – k přechodu mezi kladnými a zápornými hodnotami docházelo výrazně pomaleji. Pryžové podložky bylo tedy možné považovat za vhodnou úpravu.

Jako poslední úprava původního modelu byla zvolena kombinace ztužidel a pryžových podložek. Pryžové podložky opět velmi pozitivně ovlivnily zejména silové veličiny, díky nim došlo k výrazné redukci momentové reakce a také normálové síly ve sloupech. Vliv ztužidel se vhodným způsobem projevil na ohybových momentech na příčlích a zejména na deformaci rámu (celková deformace sice narostla, ale méně než na modelu pouze s pryžovými podložkami a konstrukce tak působila kompaktněji). Celkově se tedy tato úprava zdála jako nejvhodnější ze všech provedených.

## 12 ZÁVĚR

V diplomové práci byla provedena analýza zvolené konstrukce na účinky zemětřesení s pomocí výpočetního programu Dlubal RFEM. Pro flexibilnější možnosti výpočtů byla uvažovaná konstrukce umístěna do oblasti střední Itálie, z důvodu velkého množství naměřených dat byly na modelu sledovány pouze některé získané výsledky odezvy konstrukce na seismické zatížení na vybraných podporách, prvcích a uzlech.

V první části byla provedena spektrální analýza na zjednodušeném 2D modelu pomocí spekter odezvy definovaných v normě [23], přičemž analýza byla provedena pro oba typy spekter. Ve výpočtu bylo prokázáno, že volba typu spektra může mít zásadní vliv na výsledky, a tedy i na návrh konstrukce. Protože spektrální analýza de facto určuje dynamické zatížení na modelu podle Newtonova zákona (na základě hmoty a příslušného zrychlení z průběhu spektra), byla taktéž potvrzena přímá úměra mezi výsledky získanými pro oba typy normových [23] spekter.

Ve druhé části byly výpočty na 2D konstrukci provedeny pomocí časové analýzy s využitím dvou akcelerogramů, které byly ve zvolené oblasti v minulých letech zaznamenány. Protože se v této analýze využilo přímé integrace pohybových rovnic, byly výsledky zkoumaných veličin pro jednotlivé akcelerogramy poměrně odlišné a na rozdíl od spektrální analýzy neplatila pro výstupy jednoduchá přímá úměra mezi prvním a druhým záznamem zrychlení, byť výsledky byly extrémnější vždy pro první („silnější“) akcelerogram.

V další části bylo provedeno časové srovnání výstupů získaných ve spektrální a časové analýze. Zatímco výsledky ze spektrální analýzy poskytly obálku reakcí, sil a posunutí, která byla v čase konstantní, hodnoty získané z časové analýzy byly v čase proměnné. Z grafického srovnání výsledků bylo zřejmé, že výsledky pro akcelerogram č.1 krátkodobě překračovaly obálku reakcí, sil a posunutí získanou ze spektrální analýzy pro spektrum typu 1 a to i trojnásobně. Důvodem by mohla být skutečnost, že zatímco návrhové zrychlení získané z podkladu [25], které bylo použité pro výpočet ve spektrální analýze, odpovídá dle stupnice v *Tab. 2.1* stupni zemětřesení VII-VIII, pro otřesy zaznamenané v akcelerogramu č.1 byl odborným týmem určen stupeň zemětřesení VIII-IX [26]. Takovýchto extrémních hodnot bylo ovšem dosaženo v jednotkách případů, po zbytek sledovaného času byly zkoumané veličiny pro oba akcelerogramy poměrně dobře aproximovány pomocí výsledků ze spektrální analýzy.

V další kapitole bylo provedeno kontrolní srovnání mezi výsledky získanými na 2D a 3D modelu zkoumaného rovinného rámu. Součástí 3D modelu konstrukce byly další prvky, které nebyly do 2D modelu zahrnuty (zejména pak tuhost těchto prvků). Ze srovnání vyplynulo, že pro tento typ konstrukce je možné použít jednodušší 2D model pro předběžný odhad výsledků, nicméně každé zjednodušení modelu vnáší do výpočtu jistou chybu a pro finální návrh konstrukce bych se proto přikláněl spíše k využití přesnějšího 3D modelu.

V poslední části výpočtů bylo vytvořeno několik modelů, které byly různými způsoby upraveny, a následně bylo provedeno srovnání výsledků získaných na nových modelech s původním 2D modelem. Z jednotlivých úprav se jako nejvhodnější ukázala úprava podpor vložení pružných podložek a případně tatáž úprava v kombinaci se ztužidly. U těchto úprav došlo jak u výsledků ze spektrální analýzy, tak u výstupů z časové analýzy u všech zkoumaných silových veličin k významnému poklesu extrémních hodnot, pouze u deformací došlo k mírnému nárůstu.

Ze všech výpočtů provedených v této práci je zřejmá složitost při návrhu konstrukce na seismické zatížení. Modelování konstrukce je v některých situacích možné dle normy [23] provádět různými způsoby a taktéž je možné použít pro výpočty více metod, přičemž u každé z nich je možné dosáhnout poměrně odlišných výsledků. Protože v dynamice pracujeme s pohybovými rovnicemi, které popisují vztah mezi hmotností, tuhostí a tlumením konstrukce na levé straně a dynamickým zatížením na pravé straně, není jednoduché říct, jak konstrukci upravit, abychom dosáhli výhodnějších výsledků. Zatímco u statické úlohy by k lepšímu návrhu stačilo např. zvýšit tuhost konstrukce, u dynamiky tato změna může způsobit vznik větších sil v konstrukci a ve výsledku návrh naopak zhoršit.

Závěrem lze tedy říct, že k návrhu konstrukcí na dynamické zatížení je třeba přistupovat komplexně, uvažovat dostatečně přesné modely, volit vhodné metody výpočtu pro danou situaci a pro získání dostatečného množství výstupů využít co nejvíce dostupných dat. S tímto přístupem je pak možné konstrukci na dynamické zatížení správně „naladit“ a tím zajistit, že dokáže uvažované otřesy překonat a nadále plnit svou funkci.



### 13 SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] Schematický řez geologií Země. In: *Technický týdeník* [online]. 2023 [cit. 2023-09-16]. Dostupné z: <https://technickytydenik.vshcdn.net/obrazek/6423cb364a03c/2.jpg>
- [2] DANĚK, Tomáš. Petrologie. In: *Vysoká škola báňská - Technická univerzita Ostrava* [online]. 2013 [cit. 2023-09-16]. Dostupné z: <http://geologie.vsb.cz/PETROLOGIE2013/zemske-teleso.htm>
- [3] Earth mantle diagram. In: *Socratic.org* [online]. 2016 [cit. 2023-09-16]. Dostupné z: [https://useruploads.socratic.org/SRYLieDaT3ueLT0uEyRR\\_diagram-earth-mantle.gif](https://useruploads.socratic.org/SRYLieDaT3ueLT0uEyRR_diagram-earth-mantle.gif)
- [4] Divergent boundary. In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation, 2023, 2001-2023 [cit. 2023-09-16]. Dostupné z: [https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/e/e2/Continental-continental\\_destructive\\_plate\\_boundary.svg/1920px-Continental-continental\\_destructive\\_plate\\_boundary.svg.png](https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/e/e2/Continental-continental_destructive_plate_boundary.svg/1920px-Continental-continental_destructive_plate_boundary.svg.png)
- [5] Convergent boundary. In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation, 2023, 2001-2023 [cit. 2023-09-16]. Dostupné z: [https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/d/d9/Continental-continental\\_constructive\\_plate\\_boundary.svg/1920px-Continental-continental\\_constructive\\_plate\\_boundary.svg.png](https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/d/d9/Continental-continental_constructive_plate_boundary.svg/1920px-Continental-continental_constructive_plate_boundary.svg.png)
- [6] Transform boundary. In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation, 2023, 2001-2023 [cit. 2023-09-16]. Dostupné z: [https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/a/a4/Continental-continental\\_conservative\\_plate\\_boundary\\_opposite\\_directions.svg/1920px-Continental-continental\\_conservative\\_plate\\_boundary\\_opposite\\_directions.svg.png](https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/a/a4/Continental-continental_conservative_plate_boundary_opposite_directions.svg/1920px-Continental-continental_conservative_plate_boundary_opposite_directions.svg.png)
- [7] ZEDNÍK, Jan. Zemětřesení. In: *Geofyzikální ústav akademie věd České republiky* [online]. 2006 [cit. 2023-09-16]. Dostupné z: [https://www.ig.cas.cz/wp-content/uploads/2020/11/brozura\\_zemetreseni.pdf](https://www.ig.cas.cz/wp-content/uploads/2020/11/brozura_zemetreseni.pdf)

- [8] KRÁLOVÁ, Magda. Seismické vlny a jejich detekce. In: *Techmania.cz* [online]. © 2007 [cit. 2023-09-16]. Dostupné z: <http://edu.techmania.cz/cs/encyklopedie/fyzika/geofyzika/seismologie/seismicke-vlny-jejich-detekce>
- [9] Seismické vlny. In: *Techmania.cz* [online]. © 2007 [cit. 2023-09-16]. Dostupné z: [http://edu.techmania.cz/sites/default/files/encyklopedie/insert/26\\_4.jpg](http://edu.techmania.cz/sites/default/files/encyklopedie/insert/26_4.jpg)
- [10] BAŤA, Miloslav, Václav PLACHÝ a František TRÁVNÍČEK. *Dynamika stavebních konstrukcí*. SNTL - Nakladatelství technické literatury, n.p., 1987. 04-724-87.
- [11] Seismogram. In: *Techmania.cz* [online]. © 2007 [cit. 2023-09-16]. Dostupné z: [http://edu.techmania.cz/sites/default/files/encyklopedie/insert/28\\_4.jpg](http://edu.techmania.cz/sites/default/files/encyklopedie/insert/28_4.jpg)
- [12] SMOLOVÁ, Irena. Rizikové endogenní procesy. In: *Univerzita Palackého v Olomouci* [online]. 2014 [cit. 2023-09-16]. Dostupné z: [https://geography.upol.cz/soubory/lide/smolova/PPR/PPR\\_Seismicka%20cinost\\_2014\\_web.pdf](https://geography.upol.cz/soubory/lide/smolova/PPR/PPR_Seismicka%20cinost_2014_web.pdf)
- [13] Global seismic hazard map. In: *Thoughtco.com* [online]. 1999 [cit. 2023-09-16]. Dostupné z: [https://www.thoughtco.com/thmb/GMslv5SmOWXEtBLBzTuo0RjpDGk=/1500x0/filters:no\\_upscale\(\):max\\_bytes\(150000\):strip\\_icc\(\)/worldseismap-56a368c65f9b58b7d0d1d07a.png](https://www.thoughtco.com/thmb/GMslv5SmOWXEtBLBzTuo0RjpDGk=/1500x0/filters:no_upscale():max_bytes(150000):strip_icc()/worldseismap-56a368c65f9b58b7d0d1d07a.png)
- [14] Mapa epicenter zemětřesení na území ČR. In: *Vesmir.cz* [online]. 2010 [cit. 2023-09-16]. Dostupné z: [https://vesmir.cz/images/gallery/archiv/2010/7/zemetreseni-v-cesku/page/2010\\_422\\_01.gif](https://vesmir.cz/images/gallery/archiv/2010/7/zemetreseni-v-cesku/page/2010_422_01.gif)
- [15] Tradiční hliněné stavby a konstrukční zásady snižující rizika jejich destrukce. In: *Stavba.tzb-info.cz* [online]. 2018 [cit. 2023-09-16]. Dostupné z: <https://stavba.tzb-info.cz/cihly-bloky-tvarnice/18251-tradicni-hlinene-stavby-a-konstrukcni-zasady-snizujici-rizika-jejich-destrukce>
- [16] Tajemství japonských dřevostaveb. In: *Drevostavby.cz* [online]. 2018 [cit. 2023-09-16]. Dostupné z: <https://www.drevostavby.cz/drevostavby-archiv/zajimavosti/5006-2018-06-19-12-55-16>
- [17] Horyuji Go-jyu-no-Toh (Five-Story Pagoda). In: *Scalemates.com* [online]. 2023 [cit. 2024-01-06]. Dostupné z: <https://www.scalemates.com/cs/kits/fujimi-50018-horyuji-go-jyu-no-toh-five-story-pagoda--1117357>
- [18] Poznatky ze stavebnictví v Japonsku: budovy odolné proti zemětřesení. *Planradar.com* [online]. 2023 [cit. 2023-09-16]. Dostupné z: <https://www.planradar.com/cs/japonske-budovy-odolne-proti-zemetreseni/>

- [19] Mrakodrapy, kterým nevadí zemětřesení. Mají šlachy, nebo jsou ze dřeva. *Ct24.ceskatelevize.cz* [online]. 2016 [cit. 2023-09-16]. Dostupné z: <https://ct24.ceskatelevize.cz/veda/1885595-mrakodrapy-kterym-nevadi-zemetreseni-maji-slachy-nebo-jsou-ze-dreva>
- [20] Pružinový izolátor. In: *Cs.gerb.com* [online]. 2023 [cit. 2024-01-06]. Dostupné z: [https://cs.gerb.com/wp-content/uploads/2021/09/GERB\\_66\\_web.png](https://cs.gerb.com/wp-content/uploads/2021/09/GERB_66_web.png)
- [21] SALAJKA, Vlastislav. Dynamika stavebních konstrukcí [přednášky]. Brno: VUT, 2022
- [22] Navrhování konstrukcí na účinky zemětřesení. In: *Ebeton.cz* [online]. 2008 [cit. 2024-01-06]. Dostupné z: <https://www.ebeton.cz/wp-content/uploads/2008-6-65.pdf>
- [23] ČSN EN 1998-1 ed. 2 (730036) Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení. Česká technická norma. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.
- [24] Nocera Umbra (Vesnice). In: *Mapy.cz* [online]. 2023 [cit. 2024-01-06]. Dostupné z: <https://mapy.cz/zakladni?source=osm&id=22762&ds=1&x=13.3245928&y=49.3353658&z=5>
- [25] Oblasti zatížení sněhem, větrem a zemětřesením. In: *Dlupal.com* [online]. 2023 [cit. 2024-01-06]. Dostupné z: <https://www.dlupal.com/cs/reseni/online-sluzby/oblasti-zatizeni-snehem-vetrem-a-zemetresenim>
- [26] The Umbria Marche earthquakes of 26 September 1997, a field report by Earthquake Engineering Field Investigation Team. In: *Istructe.org* [online]. 1998 [cit. 2024-01-06]. Dostupné z: <https://www.istructe.org/IStructE/media/Public/Resources/report-eeffit-umbriamarche-italy-20190819.pdf>
- [27] M 6.0 - 3 km SSE of Nocera Umbra, Italy. In: *U.S. Geological Survey* [online]. [cit. 2024-01-06]. Dostupné z: <https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/usp000881f/impact>
- [28] Hodnoty fyzikálních veličin vybraných stavebních materiálů. In: *Stavba.tzb-info.cz* [online]. 2001 [cit. 2024-01-06]. Dostupné z: <https://stavba.tzb-info.cz/tabulky-a-vypocty/58-hodnoty-fyzikalnich-velicin-vybranych-stavebnich-materialu>

## 14 SEZNAM ILUSTRACÍ

- Obr. 2.1 – Schematický řez geologií Země [1]  
Obr. 2.2 – Schéma konvekčního proudění v zemském plášti [3]  
Obr. 2.3 – Znázornění pohybu litosférických desek – zasouvání (vlevo), oddalování (vprostřed), tření na transformním rozhraní (vpravo) [4] [5] [6]  
Obr. 2.4 – Typy seismických vln [9]  
Obr. 2.5 – Seismogram (záznam zemětřesení v čase) [11]  
Obr. 2.6 – Mapa rizika výskytu zemětřesení v rámci světa [13]  
Obr. 2.7 – Výskyt zemětřesení v rámci ČR [14]  
Obr. 3.1 - Znázornění vztahu rozměru stavebního objektu a délky vlny [10]  
Obr. 3.2 – Pagoda Go-jyu-no-Toh v Horyuji (Japonsko) [17]  
Obr. 3.3 - Pružinový izolátor [20]  
Obr. 4.1 - Model s jedním stupněm volnosti buzený silou [21]  
Obr. 4.2 - Model s jedním stupněm volnosti buzený silou a pohybem základu [21]  
Obr. 4.3 – Časový průběh výchylky u viskózně tlumené soustavy [21]  
Obr. 4.4 - Spektra odezvy  
Obr. 4.5 - Ilustrace principu Newmarkovy metody [21]  
Obr. 5.1 - Mapa seismických oblastí České republiky  
Obr. 5.2 - Tvar spektra pružné odezvy  
Obr. 5.3 - Doporučené spektrum pružné odezvy typu 1 pro půdy typu A až E (při 5 % tlumení)  
Obr. 5.4 - Doporučené spektrum pružné odezvy typu 2 pro půdy typu A až E (při 5 % tlumení)  
Obr. 6.1 - 3D model zkoumané konstrukce  
Obr. 6.2 - Geometrie zkoumané konstrukce ve 2D  
Obr. 6.3 - Výpočtový model zkoumané konstrukce  
Obr. 6.4 - Označení zkoumaných částí konstrukce  
Obr. 6.5 - První vlastní tvar systému ( $T_1 = 1,707$  s;  $f_1 = 0,586$  Hz)  
Obr. 6.6 – Druhý vlastní tvar systému (vlevo;  $T_2 = 0,566$  s;  $f_2 = 1,767$  Hz) a třetí vlastní tvar systému (vpravo;  $T_3 = 0,335$  s;  $f_3 = 2,988$  Hz)  
Obr. 7.1 - Mapa umístění uvažované konstrukce [24]  
Obr. 7.2 - Mapa návrhového zrychlení podloží dle [25]  
Obr. 7.3 - Podporové reakce (spektrum typu 1)  
Obr. 7.4 - Podporové reakce (spektrum typu 2)  
Obr. 7.5 - Normálové síly (vlevo) a ohybové momenty (vpravo) na sloupech (spektrum typu 1)  
Obr. 7.6 - Normálové síly (vlevo) a ohybové momenty (vpravo) na sloupech (spektrum typu 2)  
Obr. 7.7 - Posouvající síly (vlevo) a ohybové momenty (vpravo) na příčlích (spektrum typu 1)  
Obr. 7.8 - Posouvající síly (vlevo) a ohybové momenty (vpravo) na příčlích (spektrum typu 2)

- Obr. 7.9 - Posunutí v uzlech (spektrum typu 1)
- Obr. 7.10 - Posunutí v uzlech (spektrum typu 2)
- Obr. 8.1 - Výsledky posunutí ve vybraných uzlech od akcelerogramu č. 1 (vlevo lineární modální analýza, vpravo lineární implicitní Newmarkova metoda)
- Obr. 8.2 - Podporové reakce (akcelerogram č.1)
- Obr. 8.3 - Podporové reakce (akcelerogram č.2)
- Obr. 8.4 - Normálové síly (vlevo) a ohybové momenty (vpravo) na sloupech (akcelerogram č.1)
- Obr. 8.5 - Normálové síly (vlevo) a ohybové momenty (vpravo) na sloupech (akcelerogram č.2)
- Obr. 8.6 - Posouvající síly (vlevo) a ohybové momenty (vpravo) na příčlích (akcelerogram č.1)
- Obr. 8.7 - Posouvající síly (vlevo) a ohybové momenty (vpravo) na příčlích (akcelerogram č.2)
- Obr. 8.8 - Posunutí v uzlech (akcelerogram č.1)
- Obr. 8.9 - Posunutí v uzlech (akcelerogram č.2)
- Obr. 10.1 - 3D model konstrukce (zkoumaný rám zvýrazněný)
- Obr. 11.1 - Výpočtový model konstrukce s upravenou hmotností desek
- Obr. 11.2 - Výpočtový model konstrukce s vloženými ztužidly
- Obr. 11.3 - První vlastní tvar systému ( $T_1 = 1,256$  s;  $f_1 = 0,796$  Hz) (2D model s úpravou tuhosti)
- Obr. 11.4 - Druhý vlastní tvar systému (vlevo;  $T_2 = 0,417$  s;  $f_2 = 2,397$  Hz) a třetí vlastní tvar systému (vpravo;  $T_3 = 0,244$  s;  $f_3 = 4,095$  Hz) (2D model s úpravou tuhosti)
- Obr. 11.5 - Výpočtový model konstrukce s upravenými podporami
- Obr. 11.6 - První vlastní tvar systému (vlevo;  $T_1 = 3,506$  s;  $f_1 = 0,285$  Hz) a druhý vlastní tvar systému (vpravo;  $T_2 = 0,911$  s;  $f_2 = 1,009$  Hz) (2D model s úpravou podpor)
- Obr. 11.7 - Posunutí  $u_x$  v uzlech na původním 2D modelu (vlevo) a na 2D modelu s úpravou podpor (vpravo)
- Obr. 11.8 - Výpočtový model konstrukce s vloženými ztužidly a upravenými podporami
- Obr. 11.9 - První vlastní tvar systému (vlevo;  $T_1 = 3,046$  s;  $f_1 = 0,328$  Hz) a třetí vlastní tvar systému (vpravo;  $T_3 = 0,838$  s;  $f_3 = 1,194$  Hz)
- Obr. 11.10 - Posunutí  $u_x$  v uzlech na původním 2D modelu (vlevo) a na 2D modelu s úpravou tuhosti a podpor (vpravo)

## 15 SEZNAM TABULEK

- Tab. 2.1 – Makroseismická stupnice EMS-98 [7] [12]  
Tab. 2.2 – Richteroва stupnice [12]  
Tab. 5.1 - Vliv pravidelnosti konstrukce na seismický výpočet a návrh  
Tab. 5.2 - Třídy významu pozemních staveb  
Tab. 5.3 - Hodnoty parametrů popisujících spektrum pružné odezvy typu 1  
Tab. 5.4 - Hodnoty parametrů popisujících spektrum pružné odezvy typu 2  
Tab. 6.1 - Vlastní tvary systému (shrnutí)  
Tab. 7.1 – Reakce (spektrum typu 1, spektrum typu 2)  
Tab. 7.2 – Vnitřní síly na sloupech (spektrum typu 1, spektrum typu 2)  
Tab. 7.3 - Vnitřní síly na příčlích (spektrum typu 1, spektrum typu 2)  
Tab. 7.4 - Posunutí v uzlech (spektrum typu 1, spektrum typu 2)  
Tab. 8.1 - Reakce (akcelerogram č.1, akcelerogram č.2)  
Tab. 8.2 - Vnitřní síly na sloupech (akcelerogram č.1, akcelerogram č.2)  
Tab. 8.3 - Vnitřní síly na příčlích (akcelerogram č.1, akcelerogram č.2)  
Tab. 8.4 - Posunutí v uzlech (akcelerogram č.1, akcelerogram č.2)  
Tab. 10.1 – Výsledky modální analýzy na 3D modelu konstrukce  
Tab. 11.1 - Vlastní tvary systému (2D model s úpravou hmotnosti)  
Tab. 11.2 – Vlastní tvary systému (2D model s úpravou tuhosti)  
Tab. 11.3 - Vlastní tvary systému (2D model s úpravou podpor)  
Tab. 11.4 - Posunutí  $u_x$  v uzlech na původním 2D modelu a na 2D modelu s úpravou podpor (spektrum typu 1)  
Tab. 11.5 - Vlastní tvary systému (2D model s úpravou tuhosti a podpor)  
Tab. 11.6 - Posunutí v uzlech na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti a podpor (spektrum typu 1)

## 16 SEZNAM GRAFŮ

Graf 7.1 - Tvary návrhových spekter odezvy (spektrum typu 1, spektrum typu 2)

Graf 7.2 - Návrhové spektrum zrychlení a vlastní periody systému

Graf 8.1 - Akcelerogram č.1

Graf 8.2 - Akcelerogram č.2

Graf 9.1 - Momentová reakce v podpoře č.3 (akcelerogram č.1)

Graf 9.2 - Momentová reakce v podpoře č.3 (akcelerogram č.2)

Graf 9.3 - Normálová síla ve sloupu č.1 (řez 4,8 m) (akcelerogram č.1)

Graf 9.4 - Normálová síla ve sloupu č.1 (řez 4,8 m) (akcelerogram č.2)

Graf 9.5 - Ohybový moment na příčli č.34 (řez 6,0 m) (akcelerogram č.1)

Graf 9.6 - Ohybový moment na příčli č.34 (řez 6,0 m) (akcelerogram č.2)

Graf 9.7 - Posunutí uzlu č. 51 (akcelerogram č.1)

Graf 9.8 - Posunutí uzlu č.51 (akcelerogram č.2)

Graf 10.1 - Porovnání výsledků reakcí  $M_y$  na 2D a 3D modelu

Graf 10.2 - Porovnání výsledků normálových sil  $N$  na sloupech na 2D a 3D modelu

Graf 10.3 - Porovnání výsledků ohybových momentů  $M_y$  na příčlích na 2D a 3D modelu

Graf 10.4 - Porovnání výsledků posunutí uzlů  $u_x$  na 2D a 3D modelu

Graf 10.5 - Porovnání výsledků reakcí  $M_y$  na 2D a 3D modelu

Graf 10.6 - Porovnání výsledků normálových sil  $N$  na sloupech na 2D a 3D modelu

Graf 10.7 - Porovnání výsledků ohybových momentů  $M_y$  na příčlích na 2D a 3D modelu

Graf 10.8 - Porovnání výsledků posunutí uzlů  $u_x$  na 2D a 3D modelu

Graf 11.1 - Porovnání výsledků reakcí  $M_y$  na 2D modelu a 2D modelu s úpravou hmotnosti

Graf 11.2 - Porovnání výsledků normálových sil  $N$  na sloupech na 2D modelu a 2D modelu s úpravou hmotnosti

Graf 11.3 - Porovnání výsledků ohybových momentů  $M_y$  na příčlích na 2D modelu a 2D modelu s úpravou hmotnosti

Graf 11.4 - Porovnání výsledků posunutí uzlů  $u_x$  na 2D modelu a 2D modelu s úpravou hmotnosti

Graf 11.5 - Porovnání průběhů reakce  $M_y$  v podpoře č.3 na 2D modelu a 2D modelu s úpravou hmotnosti

Graf 11.6 - Porovnání průběhu normálové síly  $N$  na sloupu č.1 na 2D modelu a 2D modelu s úpravou hmotnosti

Graf 11.7 - Porovnání průběhu ohybového momentu  $M_y$  na příčli č.34 na 2D modelu a 2D modelu s úpravou hmotnosti

Graf 11.8 - Porovnání průběhu posunutí  $u_x$  na uzlu č.51 na 2D modelu a 2D modelu s úpravou hmotnosti

Graf 11.9 - Porovnání výsledků reakcí  $M_y$  na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti

- Graf 11.10 - Porovnání výsledků normálových sil  $N$  na sloupech na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti
- Graf 11.11 - Porovnání výsledků ohybových momentů  $M_y$  na příčlích na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti
- Graf 11.12 - Porovnání výsledků posunutí uzlů  $u_x$  na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti
- Graf 11.13 - Porovnání průběhů reakce  $M_y$  v podpoře č.3 na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti
- Graf 11.14 - Porovnání průběhu normálové síly  $N$  na sloupu č.1 na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti
- Graf 11.15 - Porovnání průběhu ohybového momentu  $M_y$  na příčli č.34 na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti
- Graf 11.16 - Porovnání průběhu posunutí  $u_x$  na uzlu č.51 na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti
- Graf 11.17 - Porovnání výsledků reakcí  $M_y$  na 2D modelu a 2D modelu s úpravou podpor
- Graf 11.18 - Porovnání výsledků normálových sil  $N$  na sloupech na 2D modelu a 2D modelu s úpravou podpor
- Graf 11.19 - Porovnání výsledků ohybových momentů  $M_y$  na příčlích na 2D modelu a 2D modelu s úpravou podpor
- Graf 11.20 - Porovnání výsledků posunutí uzlů  $u_x$  a  $u_{x-rel}$  na 2D modelu a 2D modelu s úpravou podpor
- Graf 11.21 - Porovnání průběhů reakce  $M_y$  v podpoře č.3 na 2D modelu a 2D modelu s úpravou podpor
- Graf 11.22 - Porovnání průběhu normálové síly  $N$  na sloupu č.1 na 2D modelu a 2D modelu s úpravou podpor
- Graf 11.23 - Porovnání průběhu ohybového momentu  $M_y$  na příčli č.34 na 2D modelu a 2D modelu s úpravou podpor
- Graf 11.24 - Porovnání průběhu posunutí  $u_x$  a  $u_{x-rel}$  na uzlu č.51 na 2D modelu a 2D modelu s úpravou podpor
- Graf 11.25 - Porovnání výsledků reakcí  $M_y$  na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti a podpor
- Graf 11.26 - Porovnání výsledků normálových sil  $N$  na sloupech na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti a podpor
- Graf 11.27 - Porovnání výsledků ohybových momentů  $M_y$  na příčlích na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti a podpor
- Graf 11.28 - Porovnání výsledků posunutí uzlů  $u_x$  a  $u_{x-rel}$  na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti a podpor
- Graf 11.29 - Porovnání průběhů reakce  $M_y$  v podpoře č.3 na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti a podpor
- Graf 11.30 - Porovnání průběhu normálové síly  $N$  na sloupu č.1 na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti a podpor



Graf 11.31 - Porovnání průběhu ohybového momentu  $M_y$  na příčli č.34 na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti a podpor

Graf 11.32 - Porovnání průběhu posunutí  $u_x$  a  $u_{x-rel}$  na uzlu č.51 na 2D modelu a 2D modelu s úpravou tuhosti a podpor