ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra mechaniky

Porovnání metod výpočtu odezvy na seismické zatížení

Comparison of methods for seismic response analysis

Diplomová práce

Vedoucí diplomové práce:

prof. Ing. Jiří Máca, CSc.

Autor diplomové práce:

Bc. Kateřina Kučerová

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci na téma Porovnání metod výpočtu odezvy na seismické zatížení vypracovala samostatně, pod vedením prof. Ing. Jiřího Máci, CSc. a veškeré použité zdroje jsem uvedla v seznamu literatury.

V Praze, dne 5.1.2018 .....:

Kateřina Kučerová

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

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Kučerová Jméno: Kateřina Osobní číslo: 423070

Zadávající katedra: Katedra mechaniky

Studijní program: Stavební innženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Porovnání metod výpočtu odezvy na seismické zatížení

Název diplomové práce anglicky: Comparison of methos for seismic response analysis

Pokyny pro vypracování:
Výpočet vlastních tvarů a frekvencí rámové konstrukce
Výpočet odezvy na seismického zatížení definovaného pomocí spektra
Výpočet odezvy na sesmického zatížení definovaného pomocí akcelerogramu
Porovnání výsledků

Seznam doporučené literatury:
Earthquake Design Practice for Buildings second edition, Edmund Booth, David Key,2006
Basic Earthquake Engineering, Halük Sucuoĝlu, Sinan Akkar, 2014

Jméno vedoucího diplomové práce: Prof. Ing. Jiří Máca, CSc.

Datum zadání diplomové práce: 5.10.2018 Termín odevzdání diplomové práce: 6.1.2019
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

11. 10. 2018
Datum převzetí zadání Podpis studenta(ky)

Poděkování

Ráda bych poděkovala svému vedoucímu diplomové práce, panu prof. Ing. Jiřímu Mácovi, CSc. za vstřícné a trpělivé jednání, cenné rady při konzultacích a poskytnutí potřebných podkladů.

Abstrakt

Diplomová práce se zabývá účinky seismického zatížení na stavební konstrukce. Práce popisuje metody, jak definovat a aplikovat seismické zatížení dle Eurokódu 8. Pro výpočet odezvy na seismické zatížení byla použita metoda pomocí příčných sil, modální analýza pomocí spektra odezvy, metoda statického přitěžování a dynamický výpočet časového průběhu odezvy. Pro názorné porovnání byly metody aplikovány na stejnou konstrukci, vícepodlažní rámovou budovu. Výpočty byly prováděny na rovinných modelech.

Abstract

This master´s thesis considers the effect of seismic load on building structures. The thesis describes methods of defining and applying seismic load according to Eurocode 8. The calculations of seismic response were performed using the methods of Equivalent static modal forces, Response spectrum analysis, Nonlinear static analysis and Dynamic time-history analysis. For illustrative comparison, all the methods were applied to the same construction, a multi-storey building. The calculations were performed on planar models.

Klíčová slova

Seismické zatížení, Eurokód 8, Výpočet vlastního kmitání, Metoda příčných sil, Metoda pomocí spektra odezvy, Dynamický výpočet časového průběhu odezvy, Metoda statického přitěžování, Akcelerogram, Pushover analýza, Železobetonový rám

Key words

Seismic load, Eurocode 8, Eigenvalue analysis, Equivalent static modal forces analysis, Response spectrum analysis, Dynamic time-history analysis, Nonlinear static analysis, Time-history curve, Pushover analysis, Reinforced concrete frame

Obsah

1 Úvod ... 9

2 Cíle diplomové práce ... 10

3 Navrhování konstrukcí na seismicitu ... 11

3.1 Základní úlohy stavební dynamiky ... 11

3.2 Základní termíny pro popis seismického zatížení ... 14

3.2.1 Typy základových půd ... 14

3.2.2 Třídy a součinitele významu ... 15

3.2.3 Seismické oblasti ... 15

3.2.4 Duktilita konstrukce ... 16

3.2.5 Spektrum pružné odezvy ... 19

3.2.6 Kombinace zatížení a hmot ... 24

3.3 Metody výpočtu odezvy na seismické zatížení ... 26

3.3.1 Metoda výpočtu pomocí příčných sil ... 27

3.3.2 Metoda pomocí spektra odezvy ... 30

3.3.3 Dynamický výpočet časového průběhu odezvy ... 31

3.3.4 Metoda statického přitěžování dle EC 8 ... 32

3.3.5 Kombinace složek odezvy na seismické zatížení ... 38

4 Konstrukce rámové budovy ... 39

4.1 Popis konstrukce ... 39

4.2 Zatížení konstrukce ... 42

4.3 Výpočetní modely konstrukce ... 45

4.4 Výpočet vlastního kmitání ... 48

4.5 Výpočet odezvy na seismické zatížení ... 53

4.5.1 Výpočet pomocí metody příčných sil ... 53

4.5.2 Výpočet pomocí spektra odezvy ... 56

4.5.3 Dynamický výpočet časového průběhu odezvy ... 64

4.5.4 Výpočet metodou statického přitěžování 67

4.6 Porovnání metod výpočtu odezvy na seismické zatížení 69

4.7 Odezva konstrukce na statické zatížení 72

4.8 Porovnání odezvy na seismické a statické zatížení 73

5 Závěr 84

6 Seznam obrázků 85

7 Seznam tabulek 87

8 Seznam použité literatury 89

9 Použitý software 90

1 Úvod

Pro výpočet účinků seismického zatížení se v běžné projekční praxi používají lineární metody výpočtu založené na definování seismického zatížení pomocí spektra. V případě složitějších konstrukcí nebo pokud má objekt vysoký význam, lze použít nelineární analýzu, zohledňující pružněplastické chování konstrukce. Seismické zatížení může být v tomto případě definované pomocí akcelerogramu (dynamický výpočet časového průběhu odezvy) nebo pomocí spektra (metoda statického přitěžování).

V rámci této práce byly porovnány jednotlivé metody výpočtu odezvy na seismické zatížení uvedené v Eurokódu 8. K porovnání byla zvolena monolitická vícepatrová rámová konstrukce se souměrným půdorysem. Tato konstrukce byla zvolena proto, aby na ní bylo možné aplikovat všechny výše uvedené metody výpočtu odezvy na seismické zatížení. Odezva konstrukce byla vypočtena v programu SeismoStruct a v programu RFEM, z důvodu kontroly byly některé typy výpočtu zjištěny také ručním výpočtem.

2 Cíle diplomové práce

Cílem této diplomové práce bylo určit vlastní tvary a frekvence vícepodlažní rámové konstrukce a na této konstrukci porovnat metody výpočtu odezvy na seismické zatížení definované v Eurokódu 8, ve kterém jsou uvedeny tyto metody:

1) Lineárně pružné výpočty:
    a) Metoda výpočtu pomocí příčných sil
    b) Modální analýza pomocí spektra odezvy
2) Nelineární výpočty:
    a) Výpočet metodou statického přitěžování
    b) Dynamický výpočet časového průběhu odezvy

Konstrukce byla umístěna do oblasti s největším referenčním špičkovým zrychlením v ČR. Pro výpočet byly vytvořeny rovinné modely představující rámovou konstrukci ve dvou vodorovných směrech. Tyto modely byly dále rozděleny na modely, kde byla modelovaná nekonečná tuhost stropních konstrukcí (rámová konstrukce s nekonečně tuhými příčlemi) a na modely, kde bylo počítáno se skutečnou tuhostí stropních konstrukcí. Pro výpočet odezvy byly použity všechny způsoby definované v Eurokódu 8. Kombinace odezvy na seismické zatížení působící v různých směrech byla vypočtena podle pravidla SRSS.

Dále byly vypočteny účinky statického zatížení, kdy vodorovné zatížení představuje zatížení větrem. Ty byly následně porovnány s odezvou na zatížení seismické. Pro názornost byla odezva na seismické a statické zatížení vypočtena i v oblasti s velmi malou seismicitou.

3 Navrhování konstrukcí na seismicitu

3.1 Základní úlohy stavební dynamiky

Dynamika se zabývá rovnováhou vnitřních a vnějších sil, včetně sil setrvačných a tlumících. Odezva konstrukce závisí na tuhosti, hmotnosti, útlumu a časovém průběhu zatížení. Rovnováha těchto sil je popsána soustavou pohybových rovnic:

$$M\,\ddot{u}(t) + C\,\dot{u}(t) + K\,u(t) = f(t) \tag{3.1}$$

kde K matice tuhosti

M matice hmotnosti

C matice útlumu

f vektor vnějšího zatížení

u vektor posunutí

$\dot{u}$ vektor rychlosti

$\ddot{u}$ vektor zrychlení

Ve stavební dynamice se řeší dva základní typy kmitání, a to vlastní kmitání a vynucené kmitání.

Vlastní netlumené kmitání je kmitání konstrukce, při kterém na konstrukci nepůsobí vnější zatížení a útlum konstrukce je zanedbán. Kmitání lze popsat soustavou pohybových rovnic:

$$M\,\ddot{u}(t) + K\,u(t) = 0 \tag{3.2}$$

Rovnice (3.2) představuje soustavu *n* diferenciálních rovnic, kde *n* je počet stupňů volnosti konstrukce. Řešení lze psát ve tvaru:

$$u(t) = \phi_n(A\cos\omega_n\,t + B\sin\omega_n\,t) \tag{3.3}$$

$$\ddot{u}(t) = -\omega_n^2\,u(t) \tag{3.4}$$

Dosazením rovnic (3.3) a (3.4.) do soustavy rovnic (3.2) získáme maticovou rovnici vlastního kmitání konstrukce:

$$(K - \omega_n^2 M)\phi_n = 0 \tag{3.5}$$

kde ϕ_n vlastní tvar kmitání

ω_n vlastní kruhová frekvence

Vyřešením problému vlastních čísel získáme neznámé ω_n a ϕ_n. Soustavu rovnic (3.5) lze řešit Jacobiho metodou, která jsou vhodná pro úlohy s menším počtem stupňů volnosti. Metoda inverzních iterací, tzv. Stodolova metoda postupných aproximací a metoda iterace podprostoru, jsou metody vhodné i pro použití na úlohy s větším počtem stupňů volnosti.

Vynucené kmitání, které lze vyjádřit rovnicí (3.1), slouží pro výpočet odezvy konstrukce na dynamické zatížení. Pokud je dynamické zatížení reprezentováno seismickým zatížením, lze základní soustavou pohybových rovnic napsat ve tvaru:

$$M\,\ddot{u}(t) + C\,\dot{u}(t) + K\,u(t) = -Mr^s\ddot{u}_g(t) \tag{3.6}$$

kde r^s směrový vektor určující směr zatížení zemětřesením

$\ddot{u}_g(t)$ zrychlení seismického zatížení proměnné v čase

Je-li vstupním údajem o seismickém zatížení akcelerogram, soustavu rovnic (3.6) lze řešit přímou integrací. Metodou přímé integrace je soustava rovnic (3.6) vyřešena použitím integračního kroku Δt, v jednotlivých časových okamžicích t_i, t_{i+1}, derivace se nahradí diferencemi a soustava diferenciálních rovnic se převede na algebraické rovnice. Řešení lze získat například metodou centrálních diferencí nebo Newmarkovou metodou.

Alternativně lze účinky zemětřesení popsat pomocí spektra odezvy. Modální analýza pomocí spektra odezvy je založena na principu rozkladu do vlastních tvarů, kdy jsou diferenciální rovnice nahrazeny n nezávislými rovnicemi pomocí modální souřadnice $q_i(t)$, odezva konstrukce je stanovena jako kombinace vlastních tvarů ϕ_i pomocí modálních souřadnic $q_i(t)$. Vektor posunutí lze vyjádřit:

$$u(t) = \sum_{i=1}^{N} \phi_i\, q_i(t) = \Phi\, q(t) \tag{3.7}$$

kde Φ modální matice

$q(t)$ vektor modálních souřadnic

Dosazením (3.7) do soustavy pohybových rovnic (3.6) a přenásobením ϕ^T zleva získáme:

$$\phi^T M\phi\, \ddot{q}\,(t) + \phi^T C\phi\, \dot{q}(t) + \phi^T K\phi\, q(t) += -\phi^T M r^s \ddot{u}_g(t) \tag{3.8}$$

kde $\phi^T M\phi$ diagonální matice

$\phi^T C\phi$ diagonální matice pro klasický útlum

$\phi^T K\phi$ diagonální matice

V závislosti na příslušném spektru odezvy S_a pro zrychlení lze maximální hodnotu modální souřadnice $q_{j,max}$ vyjádřit:

$$q_{j,max} = \phi^T M r^s \frac{S_a}{\omega_j^2} \tag{3.9}$$

Pokud je matice hmotnosti konstrukce diagonální, maximální posun a síly v bodě *k* odpovídající *j*-tému vlastnímu tvaru kmitání, lze vyjádřit:

$$u_{k(j),max} = \phi_{k(j)} q_{j,max} = \phi_{k(j)} \frac{\sum_{i=1}^{N} m_i \phi_{i(j)}}{\sum_{i=1}^{N} m_i \phi_{i(j)}^2} \frac{S_a}{\omega_j^2} \tag{3.10}$$

$$F_{k(j),max} = m_k\, \omega_k^2\, \phi_{k(j)}\, q_{j,max} = \phi_{k(j)} \frac{\sum_{i=1}^{N} m_i \phi_{i(j)}}{\sum_{i=1}^{N} m_i \phi_{i(j)}^2} S_a m_k \tag{3.11}$$

Maximální hodnota smykové síly v základu pro *j*-tý vlastní tvar kmitání se vypočte dle vztahu:

$$F_{b(j),max} = \sum_{k=1}^{N} F_{k(j),max} = \sum_{k=1}^{N} \phi_{k(j)} \frac{\sum_{i=1}^{N} m_i \phi_{i(j)}}{\sum_{i=1}^{N} m_i \phi_{i(j)}^2} S_a m_k \tag{3.12}$$

Celkové maximum odezvy konstrukce na seismické zatížení se určí metodami pro kombinaci odezvy kapitola 3.3.5.

3.2 Základní termíny pro popis seismického zatížení

Norma EN 1998-1 [2] se vztahuje na navrhování a provádění pozemních a inženýrských staveb v seismických oblastech. Jejím účelem je zajistit, aby v případě zemětřesení byly uchráněny lidské životy, byly omezeny škody, konstrukce důležité pro ochranu obyvatel zůstaly schopné provozu.

Protože seismické zatížení působící na styku konstrukce s geologickým povrchem má značně náhodný charakter buzení a zároveň se jedná o zatížení nelineárního průběhu buzení, je popsáno pomocí optimalizovaných kategorií, které jsou uvedeny v kapitolách 3.2.1 až 3.2.5.

3.2.1 Typy základových půd

Vliv místních základových poměrů na seismické zatížení je vyjádřen typem základové půdy. Typy základových půd jsou uvedeny v TAB 1.

TAB 1: Typy základových půd [2]

Typ	Popis stratigrafického profilu
A	Skalní horninový masiv nebo geologická formace typu skalních hornin při nadloží z měkčího materiálu v maximální mocnosti do 5 m
B	Sedimenty velmi ulehlého písku, štěrk nebo velmi tuhý jíl v tloušťce alespoň několik desítek metrů, s mechanickými vlastnostmi rostoucími s hloubkou
C	Mocné sedimenty středně ulehlého nebo ulehlého písku, štěrk nebo tuhý jíl v tloušťce od několika desítek do stovek metrů
D	Sedimenty z kyprých až středně ulehlých nesoudržných zemin (případně s nebo bez vrstev soudržných zemin) nebo převážně měkkých až pevných soudržných zemin
E	Profil sestávající z povrchových aluviálních vrstev s hodnotami v_s podle typu C nebo D, o mocnosti 5 až 20 m, na tužším podkladě s v_s>800 m/s
S_1	Sedimenty sestávající z jílů nebo siltů s číslem plasticity *PI* > 40 s velkým obsahem vody, nebo sedimenty, obsahující uvedené zeminy, o mocnosti nejméně 10 m
S_2	Sedimenty ze zeminy náchylných ke ztekucení, z citlivých jílů, jiné zeminy nezahrnuté v typech A-E, případně S_1

3.2.2 Třídy a součinitele významu

Pozemní stavby jsou rozděleny do čtyř tříd významu, v závislosti na následcích zřícení konstrukce na lidský život, důležitosti pro veřejnou bezpečnost a občanskou ochranu v čase bezprostředně po zemětřesení a společenských a ekonomických následků zřícení konstrukce [2]. Rozdělení konstrukcí podle tříd významu je uvedeno v TAB 2. Podle typu třídy významu je určena hodnota součinitele významu γ_1 TAB 3.

TAB 2: Třídy významu pozemních staveb [2]

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 3: Hodnoty součinitele významu pozemních staveb [2]

Třída významu pozemních staveb	I	II	III	IV
Součinitel významu γ_I	0,8	1	1,2	1,4

3.2.3 Seismické oblasti

Kategorie seismických oblastí, které se nacházejí na území ČR se dělí podle EC 8 na oblasti s velmi malou seismicitou, pro které platí vztah (3.13) a oblasti s malou seismicitou, pro které platí vztah (3.14)

$$a_{gR} \cdot S \cdot \gamma_1 \geq 0{,}05\ g \tag{3.13}$$

$$a_{gR} \cdot S \cdot \gamma_1 \geq 0{,}10\ g \tag{3.14}$$

Pro určení referenčního špičkového zrychlení a_{gR} slouží referenční mapa ČR OBR1. Mapa pro každý okres udává hodnotu referenčního špičkového zrychlení podloží odpovídající skalnímu podloží typu A, která byla stanovena v závislosti na dříve pozorovaných účincích zemětřesení. Hodnota bude překročena s pravděpodobností 10 % během časového intervalu 50 let, což odpovídá referenční době návratu 475 let [3].

OBR 1: Mapa seismických oblastí [2]

3.2.4 Duktilita konstrukce

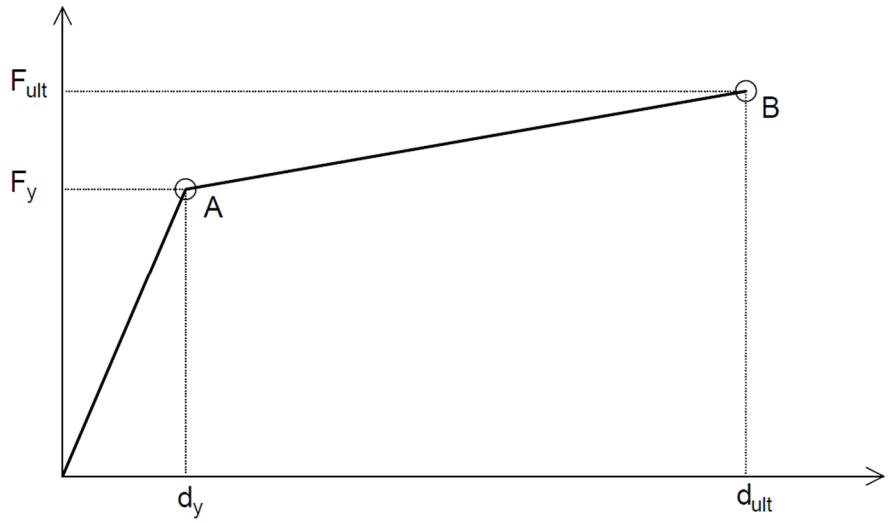
Dle [5] je duktilita schopnost konstrukce (nebo konstrukčního prvku) odolávat bez výrazné ztráty pevnosti opakovaným cyklům velkých deformací v oblasti nad mezí kluzu. Tato schopnost závisí na materiálu, průřezech, prvcích, typu konstrukce, konstrukčních detailech. Konstrukce musí mít schopnost dosahovat vyšší duktility než je požadavek na duktilitu konstrukce při zemětřesení. Duktilitu lze definovat podle vztahu:

$$\mu = \frac{d_{ult}}{d_y} \tag{3.15}$$

kde μ duktilita

d_{ult} maximální posunutí konstrukce při vzniku kinematického mechanismu

d_y hodnota posunutí konstrukce při vzniku prvního plastického kloubu (na mezi kluzu)



OBR 2: Křivka kapacity

V závislosti na působení konstrukce lze rozlišit tři třídy duktility:

L malá duktilita

M střední duktilita

H vysoká duktilita

Pro redukci seismických sil, které byly zjištěny lineárním výpočtem je možné použít součinitel duktility q, který zohledňuje nelinearitu odezvy konstrukce, způsobené materiálem, nosným systémem a způsobem navrhování. Horní mez součinitele se stanoví:

$$q = q_0\, k_w \geq 1{,}5 \tag{3.16}$$

kde q součinitel duktility

q_0 základní hodnota součinitele duktility TAB 4

k_w součinitel vyjadřující převládající tvar poruchy systému se stěnami

kdy pro rám a rámové náhrady duálních systémů:

$$k_w = 1{,}0$$

pro stěny, stěnové systémy poddajné v krutu:

$$0{,}5 \leq k_w = \frac{(1 + \alpha_0)}{3} \leq 1{,}0 \tag{3.17}$$

Základní hodnota součinitele duktility q_0 se určí z TAB 4.

TAB 4: Základní hodnoty součinitele duktility q_0 pro systémy pravidelné po výšce [2]

Typ konstrukce	Třída duktility M	Třída duktility H
Rámový a duální systém, systém sdružených stěn	3 α_u/α_1	4,5 α_u/α_1
Systém nesdružených stěn	3,0	4,5 α_u/α_1
Systém poddajný v krutu	2,0	4,5
Systém obráceného kyvadla	1,5	4,5

Pro stavby nepravidelné po výšce se hodnota q_0 redukuje o 20 %.

Součinitele α_u a α_1 jsou definovány jako [2]:

α_u hodnota, kterou se násobí vodorovné návrhové seismické zatížení pro dosažení ohybové únosnosti jako první v kterémkoli prvku konstrukce, zatímco ostatní návrhová zatížení zůstanou beze změny

α_1 hodnota, kterou se násobí vodorovné seismické zatížení, aby se na celé konstrukci vytvořilo množství plastických kloubů, nutných pro vznik celkové nestability konstrukce (mezního stavu), zatímco ostatní zatížení zůstanou nezměněna

Pokud se hodnoty α_u a α_1 neurčí ze zvláštního výpočtu, lze pro stavby pravidelného půdorysu použít hodnoty dle TAB 5. Pro stavby s nepravidelným půdorysem se hodnota α_u/α_1 určí jako průměr z 1,0 a hodnot z TAB 5.

TAB 5: Základní hodnoty α_u/α_u [2]

Typ konstrukce	α_u/α_1	Typ konstrukce	α_u/α_1
Rámy a rámové náhrady duálního systému	-	Stěnové systémy nebo stěnové náhrady duálního systému	-
Jednopodlažní stavby	1,1	S dvěma nesdruženými stěnami ve vodorovném směru	1
Vícepodlažní rámy s jedním polem	1,2	Ostatní nesdružené stěnové systémy	1,1
Vícepodlažní rámy o více polích nebo rámové náhrady duálního sytému	1,3	Stěnová náhrada duálního sytému nebo sdružený stěnový systém	1,2

3.2.5 Spektrum pružné odezvy

Pro výpočet odezvy konstrukce na seismické zatížení je v EC 8 popsán pohyb na povrchu daného místa spektrem pružné odezvy. Vodorovné zatížení je popsáno dvěma kolmými nezávislými složkami se stejným spektrem pružné odezvy. Svislé zatížení nemusí být zahrnuto do výpočtu, pokud je návrhové svislé zrychlení podloží a_{vg} menší nebo rovno 0,25g. Při uvažování tří složek seismického zatížení lze použít jeden nebo více spekter odezvy podle zdroje a magnitudy zemětřesení.

Spektrum vodorovné pružné odezvy $S_e(T)$ je definováno výrazy:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_e(T) = a_g\, S \left[1 + \frac{T}{T_B}(\eta \cdot 2{,}5 - 1)\right] \tag{3.18}$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_e(T) = a_g\, S\, \eta \cdot 2{,}5 \tag{3.19}$$

$$T_C: \leq T \leq T_D: \quad S_e(T) = a_g\, S\, \eta \cdot 2{,}5 \left[\frac{T_C}{T}\right] \tag{3.20}$$

$$T_D: \leq T \leq 4\ s: \quad S_e(T) = a_g\, S\, \eta \cdot 2{,}5 \left[\frac{T_C\, T_D}{T^2}\right] \tag{3.21}$$

Spektrum svislé pružné odezvy $S_{ve}(T)$ je definováno výrazy:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_{ve}(T) = a_g \left[1 + \frac{T}{T_B}(\eta \cdot 3{,}0 - 1)\right] \tag{3.22}$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_{ve}(T) = a_g\, \eta \cdot 3{,}0 \tag{3.23}$$

$$T_C: \leq T \leq T_D: \quad S_{ve}(T) = a_g\, \eta \cdot 3{,}0 \left[\frac{T_C}{T}\right] \tag{3.24}$$

$$T_D: \leq T \leq 4\ s: \quad S_{ve}(T) = a_g\, \eta \cdot 3{,}0 \left[\frac{T_C\, T_D}{T^2}\right] \tag{3.25}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0{,}55 \tag{3.26}$$

$$a_g = \gamma_1 a_{gR} \tag{3.27}$$

kde $S_e(T)$ spektrum vodorovné pružné odezvy

$S_{ve}(T)$ spektrum svislé pružné odezvy

S součinitel podloží

T perioda vlastních kmitů lineární soustavy s jedním stupněm volnosti

T_B nejmenší perioda kmitů, pro konstantní hodnotu spektra pružného zrychlení

T_C největší perioda kmitů, pro konstantní hodnotu spektra pružného zrychlení

T_D perioda kmitů při níž začíná obor spektra pružného posunu

η korekční součinitel útlumu

a_g návrhové zrychlení podloží typu A

ξ relativní útlum konstrukce [%]

a_{gR} referenční špičkové zrychlení typu A

γ_1 součinitel významu

η korekční součinitel útlumu

Hodnoty parametrů nutných pro výpočet spekter pružné odezvy jsou uvedeny v TAB 3 a 6-8.

TAB 6: Hodnoty parametrů popisující spektrum vodorovné pružné odezvy typu 1 [2]

Typ základové půdy	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1,00	0,15	0,4	2,0
B	1,25	0,15	0,5	2,0
C	1,40	0,20	0,6	2,0
D	1,55	0,20	0,8	2,0
E	1,50	0,15	0,5	2,0

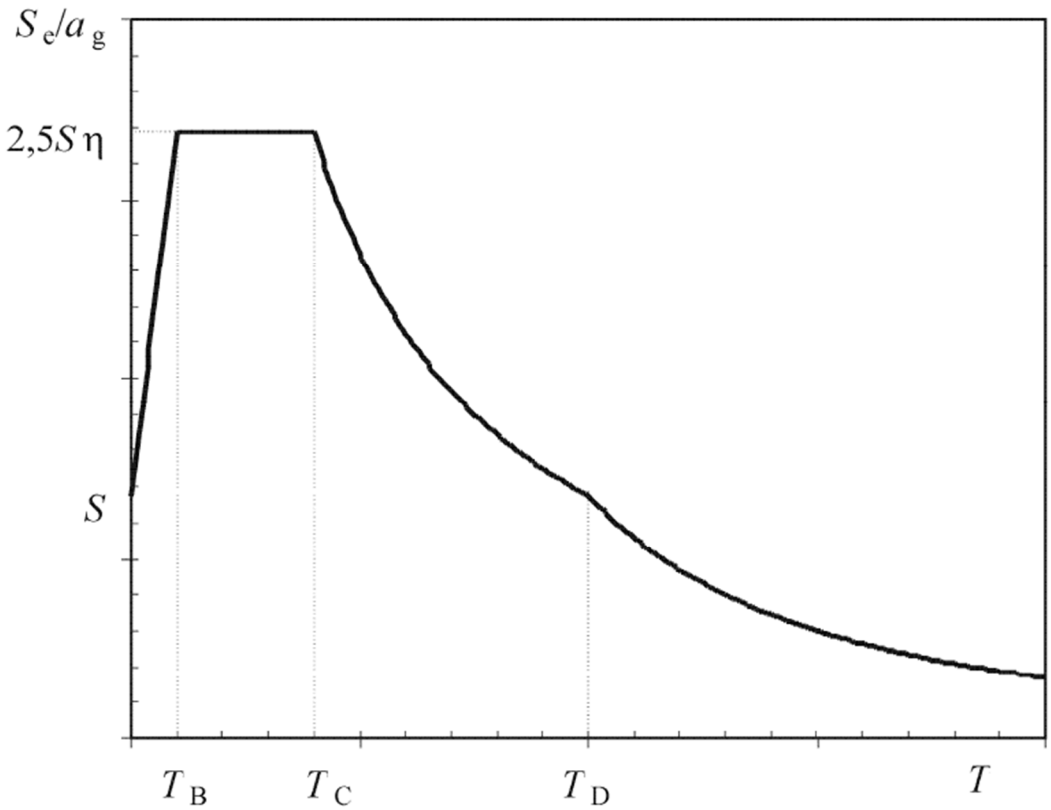
TAB 7: Hodnoty parametrů popisující spektrum vodorovné pružné odezvy typu 2 [2]

Typ základové půdy	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1,00	0,05	0,25	1,2
B	1,20	0,05	0,25	1,2
C	1,45	0,10	0,25	1,2
D	1,60	0,10	0,30	1,2
E	1,50	0,05	0,25	1,2

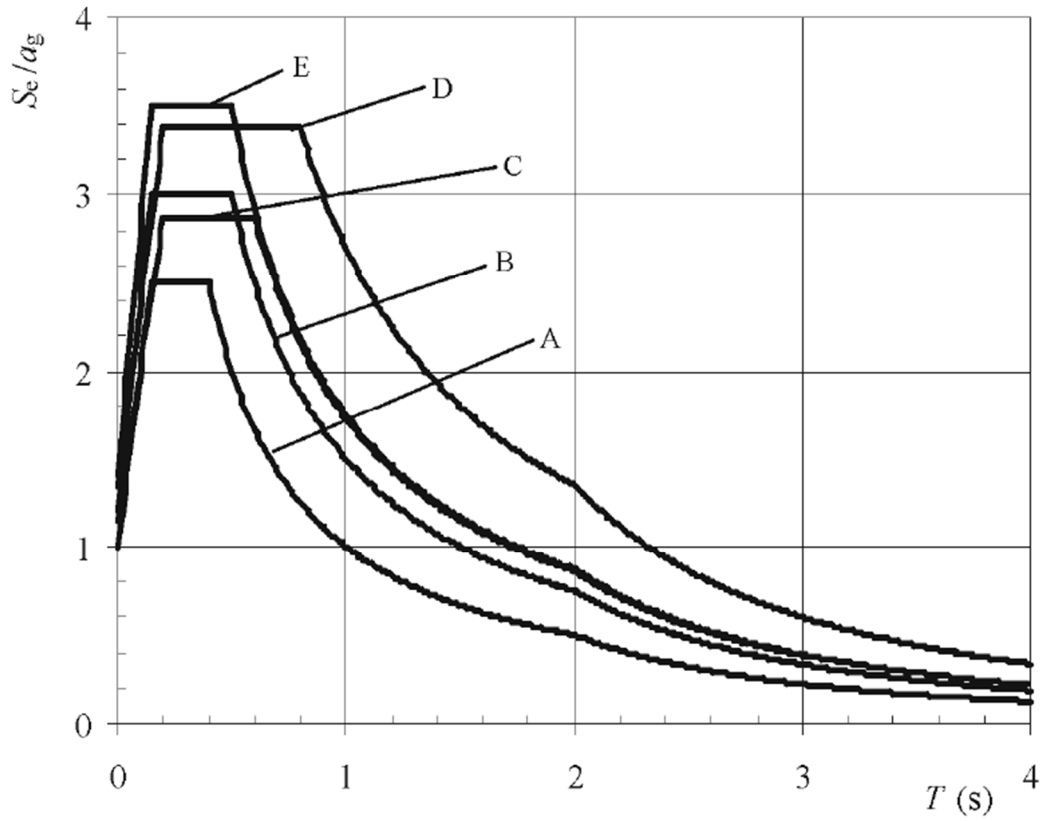
TAB 8: Hodnoty parametrů popisující spektrum svislé pružné odezvy [3]

Spektrum	a_{vg}/a_g	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
Typ 1	0,90	0,15	0,40	2,00
Typ 2	0,45	0,05	0,15	1,00

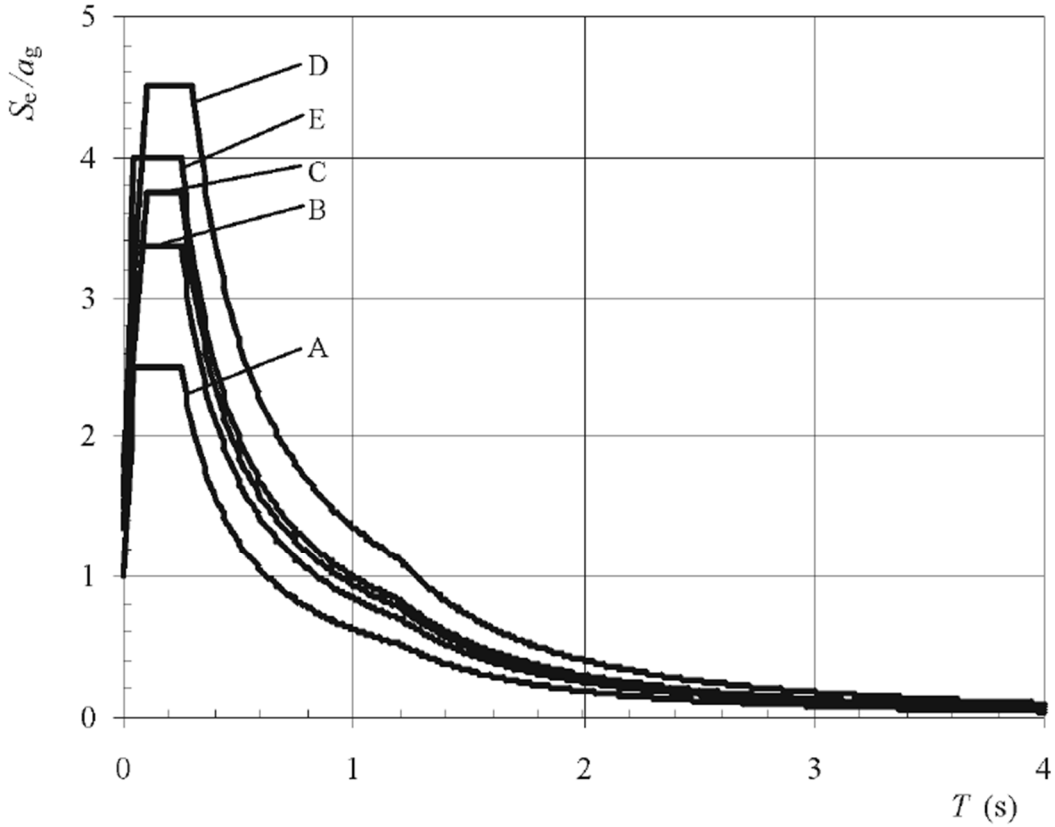
Na OBR 3-5 je uveden obecný tvar spektra pružné odezvy a tvary spekter vodorovné pružné odezvy v závislosti na typu zemin.



OBR 3: Tvar spektra pružné odezvy [2]



OBR 4: Doporučené spektrum vodorovné pružné odezvy typu 1 pro půdy A až E (5 % tlumení) [2]



OBR 5: Doporučené spektrum vodorovné pružné odezvy typu 2 pro půdy A až E (5 % tlumení) [2]

Schopnost nosných konstrukcí disipovat energii (působení v nelineární oblasti), umožňuje snížení účinků seismického zatížení, zavedením návrhového spektra odezvy v pružné oblasti. Při výpočtu pomocí spektra odezvy se pro redukci zatížení použije součinitel duktility q (kapitola 3.2.4).

Návrhové spektrum pro vodorovné složky seismického zatížení $S_d(T)$ je definováno výrazy [2]:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g\, S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B}\left(\frac{2{,}5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right] \tag{3.28}$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_e(T) = a_g\, S\, \frac{2{,}5}{q} \tag{3.29}$$

$$T_C: \leq T \leq T_D: \quad S_e(T) \begin{cases} = a_g\, S\, \dfrac{2{,}5}{q} \left[\dfrac{T_C}{T}\right] \\ \geq \beta\, a_g \end{cases} \tag{3.30}$$

$$T_D: \leq T \leq 4\, s: \quad S_e(T) \begin{cases} = a_g\, S\, \dfrac{2{,}5}{q} \left[\dfrac{T_C\, T_D}{T^2}\right] \\ \geq \beta\, a_g \end{cases} \tag{3.31}$$

kde $S_d(T)$ návrhové spektrum pružné odezvy

q součinitel duktility

β spodní mez součinitele pro vodorovné návrhové spektrum

Při použití návrhového spektra odezvy, musí být výsledný posun konstrukce vypočítán podle vztahu:

$$d_s = q_d\, d_e \tag{3.32}$$

kde d_s výsledný posun konstrukce od návrhového seismického zatížení

d_e posun konstrukce stanovený lineárním výpočtem od návrhového seismického zatížení

q_d součinitel duktility pro výpočet posunu (pokud není určeno jinak $q_d = q$)

3.2.6 Kombinace zatížení a hmot

Dle normy ČSN EN 1990 se pro ověření mezního stavu únosnosti při uvážení seismického zatížení použije kombinace zatížení podle rovnice 6.12b [1]:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } A_{Ed} \text{ "+" } \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \tag{3.33}$$

Seismické zatížení A_{Ed} se vypočte podle vztahu:

$$A_{Ed} = \gamma_1 \, A_{Ek} \tag{3-35}$$

kde $G_{k,j}$ charakteristická hodnota *j*-tého stálého zatížení

P příslušná reprezentativní hodnota zatížení od předpětí

$Q_{k,i}$ charakteristická hodnota *i*-tého proměnného zatížení

A_{Ed} návrhová hodnota seismického zatížení

$\psi_{2,i}$ součinitel pro kvazistálou hodnotu proměnného zatížení TAB 10

γ_1 součinitel významu stavebního objektu TAB 3

A_{Ek} charakteristická hodnota seismického zatížení

Pro výpočet setrvačných účinků návrhového seismického zatížení se počítá s přidanými hmotami, které působí na konstrukci současně s vlastní tíhou konstrukce. Přidané hmoty se počítají podle kombinace zatížení [2]:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \, Q_{k,i} \tag{3.34}$$

Součinitel se vypočte podle vztahu:

$$\psi_{E,i} = \varphi \; \psi_{2,i} \tag{3.35}$$

kde $G_{k,j}$ charakteristická hodnota *j*-tého stálého zatížení

$Q_{k,i}$ charakteristická hodnota *i*-tého proměnného zatížení

$\psi_{E,i}$ součinitel kombinace pro *i*-té proměnné zatížení

φ součinitel dle TAB 9

$\psi_{2,i}$ součinitel pro kvazistálou hodnotu proměnného zatížení TAB 10

Součinitel $\psi_{E,i}$ zohledňuje pravděpodobnost, že se během zemětřesení na celé konstrukci nevyskytuje zatížení $Q_{k,i}$.

Hodnoty součinitelů používaných při výpočtu kombinace zatížení a hmot při výpočtu seismického zatížení:

TAB 9: Hodnoty φ pro výpočet $\psi_{E,i}$ [2]

Druh proměnného zatížení	Podlaží	φ
Kategorie A - C´	Střecha Podlaží se vzájemně závislým užitným zatížením Podlaží se vzájemně nezávislým užitným zatížením	1,0 0,8 0,5
Kategorie D - F´ a archivy		1,0

TAB 10: Doporučené hodnoty součinitele ψ pro pozemní stavby

Zatížení	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Kategorie užitných zatížení pro pozemní stavby (viz EN 1991-1-1)			
Kategorie A: obytné plochy	0,7	0,5	0,3
Kategorie B: kancelářské plochy	0,7	0,5	0,3
Kategorie C: shromažďovací plochy	0,7	0,7	0,6
Kategorie D: obchodní plochy	0,7	0,7	0,6
Kategorie E: skladovací plochy	1,0	0,9	0,8
Kategorie F: dopravní plochy tíha vozidla ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Kategorie G: dopravní plochy 30 kN < tíha vodila ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Kategorie H: střecha	0,0	0,0	0,0
Zatížení sněhem (viz. EN 1991-1-3)*) pro stavby umístěné ve výšce H > 1 000 m.n.m.	0,7	0,5	0,2
pro stavby umístěné ve výšce H ≤ 1 000 m.n.m.	0,5	0,2	0,0
Zatížení větrem (viz EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0,0
Teplota (ne od požáru) pro pozemní stavby (viz EN 1991-1-1-5)	0,6	0,5	0,0
POZNÁMKA Hodnoty *Ψ mohou být stanoveny v národní příloze.* *) Pro země, které zde nejsou uvedené, se součinitele *Ψ* stanoví podle místních podmínek.			

3.3 Metody výpočtu odezvy na seismické zatížení

U staveb, které nesplňují kritéria pravidelnosti dle [2], je nutné použít prostorový model. Pokud jsou kritéria pravidelnosti splněna, je možné konstrukci počítat na dvou rovinných modelech ve dvou hlavních směrech.

Do výpočtu je nutné zahrnout všechny vlastní tvary kmitání, které výrazně ovlivňují výslednou odezvu konstrukce, pro splnění tohoto požadavku musí být splněna alespoň jedna z podmínek:

a) Musí být uváženy všechny tvary kmitání, jejichž efektivní modální hmota je větší než 5 % celkové hmotnosti, která se zahrne do výpočtu.

b) Součet efektivních modálních hmot vlastích tvarů kmitání musí být nejméně 90 % celkové hmotnosti konstrukce. Efektivní modální hmotu lze vypočítat:

$$M_{(j)}^{eff} = \frac{\left(\sum_i m_i \, \phi_{i(j)}\right)^2}{\sum_i m_i \, \phi_{i(j)}^2} \tag{3.36}$$

kde $M_{(j)}^{eff}$ efektivní modální hmota j-tého vlastního tvaru

m_i i-tá pořadnice matice hmotnosti

$\phi_{i(j)}$ i-tá pořadnice j-tého vlastního tvaru

Pokud výše uvedené podmínky nejsou splněny, minimální počet tvarů kmitání k použitých pro prostorový výpočet musí splňovat:

$$k \geq 3\sqrt{n} \tag{3.37}$$

$$T_k \leq 0{,}20 \; s \tag{3.38}$$

kde k počet tvarů kmitání použitých ve výpočtu

n počet podlaží nad základovou spárou nebo nad vrchem tuhého základu

T_k perioda k-tého vlastního tvaru

3.3.1 Metoda výpočtu pomocí příčných sil

V metodě příčných sil je účinek seismického zatížení modelován vodorovnými statickými silami. Při výpočtu touto metodou se uvažuje lineární chování materiálu. Metoda může být použita pro konstrukce, kde odezva na seismické zatížení není výrazně ovlivněna vyššími tvary kmitání než tvary základními. Tento požadavek se považuje za splněný, pokud jsou splněny následující podmínky:

a) Pro základní periody vlastních kmitů konstrukce platí:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4T_c \\ 2{,}0\ s \end{cases} \tag{3.39}$$

kde T_c největší perioda kmitů, pro konstantní hodnotu spektra pružného zrychlení.

b) Jsou splněna kritéria pravidelnosti po výšce dle [2].

Pro každý hlavní vodorovný směr se určí smyková síla v základu:

$$F_b = S_d(T_1)\, m\, \lambda \tag{3.40}$$

kde F_b smyková síla v základu

$S_d(T_1)$ pořadnice návrhového spektra při periodě kmitu T_1

T_1 základní perioda vlastního kmitání konstrukce v uvažovaném směru

m celková hmotnost podle (3.35)

λ opravný součinitel

kdy $\lambda = 0{,}85$ pro $T_1 \leq 2 * T_C$ a má-li konstrukce více než 2 podlaží

$\lambda = 1{,}0$ pro ostatní případy

Součinitel λ u staveb s více než dvěma podlažími a dvěma stupni volnosti vyjadřuje skutečnost, že efektivní modální hmota základního tvaru kmitání je v průměru o 15 % menší, než je celková hmota konstrukce.

Perioda vlastních tvarů T_1 se stanoví dynamickým výpočtem. Pro objekty výšky do 40 m lze periodu zjistit zjednodušeným výpočtem v závislosti na výšce konstrukce a materiálu nosné konstrukce nebo příčném posunu vrcholu konstrukce dle [2].

Základní vlastní tvary kmitání konstrukce mohou být vypočteny dynamickým výpočtem nebo je lze uvažovat lineárně rostoucí po výšce konstrukce. Pro výpočet účinků

seismického zatížení musí být použity dva rovinné modely v hlavních směrech, v nichž jsou na všechny podlaží aplikované vodorovné síly F_i simulující seismické zatížení. Pokud byly základní vlastní tvary vypočítány dynamickým výpočtem, vodorovné síly se vypočtou podle výrazu:

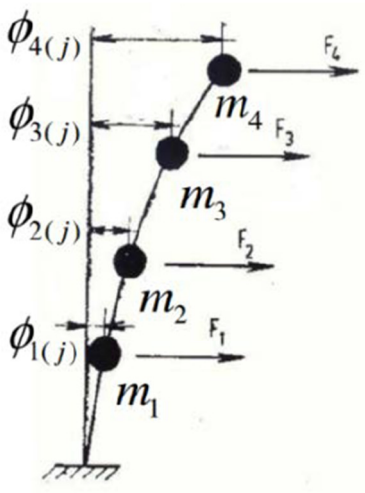
$$F_i = F_b \frac{s_i\, m_i}{\sum s_j\, m_j} \tag{3.41}$$

kde F_i vodorovná síla působící v i-tém podlaží

F_b seismická smyková síla v základu

s_i, s_j posuny hmot m_i, m_j v základním tvaru kmitání

m_i, m_j hmotnosti podlaží podle (3.35)

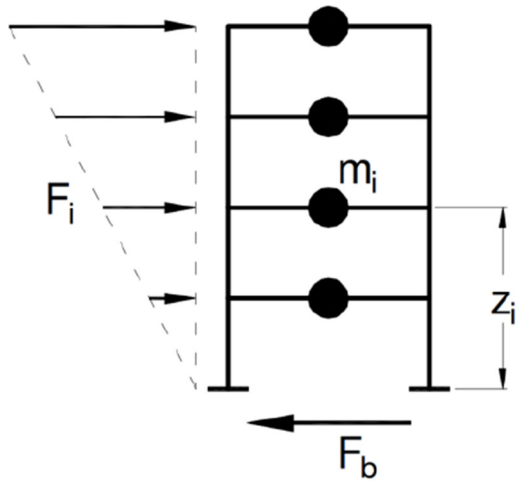


OBR 6: Modální rozdělení příčného zatížení [4]

V případě, že základní vlastní tvary kmitání se vyjádří přibližně jako lineárně rostoucí po výšce konstrukce, vodorovné síly F_i se vypočtou podle:

$$F_i = F_b \frac{z_i\, m_i}{\sum z_j\, m_j} \tag{3.42}$$

kde z_i, z_j výšky hmot m_i, m_j nad úrovní, kde se vnáší seismické zatížení (základová spára, vrchní líc tuhého základu)



OBR 7: Lineární rozdělení příčného zatížení [4]

Pokud náhodná excentricita není zahrnuta do výpočtu přesnější metodou, je možné náhodný účinek kroucení zahrnout pomocí součinitele δ, kterým se vynásobí účinky zatížení. Součinitel se stanoví podle vztahu:

$$\delta = 1 + 0{,}6\frac{x}{L_e} \tag{3.43}$$

kde x vzdálenost počítané konstrukce k od těžiště měřená kolmo na směr zatížení

L_e vzdálenost mezi dvěma nejvzdálenějšími nosnými prvky měřená kolmo na směr zatížení

Pokud se použijí výpočty na dvou rovinných modelech, účinky kroucení se zahrnou pomocí dvojnásobné excentricity dle (3.48).

3.3.2 Metoda pomocí spektra odezvy

Odezva konstrukce na seismické zatížení lze vypočítat pomocí rozkladu do vlastních tvarů kmitání, viz. kapitola 3.1. Pro každý vodorovný směr se použije spektrum vodorovné pružné odezvy. Pokud se ve výpočtu uvažuje i směr svislý, je použito spektrum svislé pružné odezvy, viz. kapitola 3.2.5.

Výsledná odezva konstrukce od uvážených vlastních tvarů se vypočte pomocí metod pro kombinování modální odezvy.

Pokud lze odezvy v různých tvarech kmitání považovat za vzájemně nezávislé, je splněno:

$$T_j \leq 0{,}9\, T_i \tag{3.44}$$

kde T_j, T_i periody i-tého a j-tého tvaru kmitání

Pokud je (3.42) splněno pro všechny uvažované tvary kmitání, lze maximální hodnotu účinku seismického zatížení E_E v každém směru vypočítat podle pravidla SRSS:

$$E_E = \sqrt{\sum_{i=1}^{N} E_{Ei}^2} \tag{3.45}$$

kde E_E účinek seismického zatížení

E_{Ei} hodnota účinku seismického zatížení při kmitání v i-tém tvaru

Pokud odezvy dle (3.45) nejsou nezávislé, je nutné účinek seismického zatížení E_E vypočítat použitím některé z přesnějších metod, např. metodou COQ, nebo-li úplnou kvadratickou kombinací:

$$E_E = \sqrt{\sum_{i=1}^{N} \sum_{j=1}^{N} E_{Ei}\, \rho_{i,j}\, E_{Ej}} \tag{3.46}$$

kde E_E účinek seismického zatížení

E_{Ei}, E_{Ej} hodnota účinku seismického zatížení při kmitání v i-tém a j-tém tvaru

$\rho_{i,j}$ modální korelační koeficienty, které představují míru ovlivnění účinků vlastních tvarů, viz. [2]

3.3.3 Dynamický výpočet časového průběhu odezvy

Seismický pohyb může být popsán časovým průběhem zrychlení podloží (akcelerogram) a dalšími souvisejícími veličinami (posun, rychlost). V případě, že je konstrukce modelována na prostorovém modelu, je nutné použít tři zároveň působící akcelerogramy, a zároveň by ve dvou vodorovných směrech neměli být použity stejné akcelerogramy.

Pro popis seismického zatížení můžou být použity akcelerogramy umělé, skutečné a simulované. Pokud jsou použity umělé akcelerogramy, musí odpovídat spektru pružné odezvy pro viskózní útlum 5 %, z nichž byly sestaveny. Délka umělého akcelerogramu musí odpovídat vlastnostem zemětřesení, podle kterých bylo určeno referenční špičkové zrychlení a_g pro danou oblast.

Skutečné nebo simulované akcelerogramy lze použít, pokud jsou přiměřeně vhodné s ohledem na seismogenetické utváření zdroje a na geologické poměry dané oblasti a jejich hodnoty jsou přizpůsobeny $a_g\ S$ dané oblasti.

Soubor použitých akcelerogramů má splnit následující podmínky [2]:

a) použití minimálně 3 akcelerogramů
b) průměr z hodnot spektra odezvy zrychlení odpovídající nulové periodě nemá být menší než hodnosta $a_g\ S$ pro danou oblast
c) mezi periodami $0{,}2\,T_1$ až T_1 žádná z hodnot pružného spektra, spočítaných z akcelerogramů při útlumu 5 %, nemá být menší než 90 % z hodnot spektra pružné odezvy s útlumem 5 %.

Pro stanovení návrhové hodnoty seismického zatížení E_d je použita průměrná hodnota z nejméně sedmi nelineárních výpočtů časového průběhu pohybu podloží, v případě menšího počtu akcelerogramů se jako návrhová hodnota seismického zatížení E_d uvažuje nejnepříznivější hodnota.

3.3.4 Metoda statického přitěžování dle EC 8

Výpočet odezvy na seismické zatížení metodou statického přitěžování je nelineární statický výpočet s použitím konstantního zatížení vlastní tíhou a rovnoměrně vzrůstajícím vodorovným zatížením. Výpočet je možné dle [2] využít pro:

a) Ověření nebo navýšení pevnosti pomocí poměru α_u/α_1.
b) Odhad očekávaných plastických mechanismů a rozložení poškození.
c) Odhad chování konstrukce.
d) Alternativní výpočet k základnímu lineárně pružnému výpočtu, který používá součinitel duktility q, v tomto případě je jako základ návrhu použit výsledný posun.

Příčné zatížení aplikované ve výpočetním modelu konstrukce má být modelováno minimálně dvěma způsoby, a to:

a) Rovnoměrné rozdělení zatížení – vodorovné sily se rozdělí tak, aby byly úměrné hmotám bez ohledu na výšku podlaží.
b) Modální rozdělení zatížení – viz. (3.42).

Příčné síly musí působit v těžištích hmot modelu a kvůli eliminaci imperfekcí musí být do výpočtu zahrnuty náhodné excentricity vyosení těžiště hmoty každého podlaží:

$$e_{al} = \pm 0{,}05 L_I \tag{3.47}$$

kde L_I rozměr podlaží kolmý na směr seismického zatížení

e_{al} náhodná excentricita hmoty podlaží, aplikovaná stejným směrem

Rovnoměrné rozdělení příčných sil se vypočte podle vztahu:

$$F_i = F_b \frac{m_i}{\sum_j m_j} \tag{3.48}$$

kde F_i vodorovná síla v i-tém podlaží

m_i, m_j hmotnosti podlaží dle (3.32)

F_b seismická smyková síla v základu

Křivka kapacity, neboli pushover curve, je graf popisující vztah mezi smykovou silou v základu F_b a sledovaným posunem d při výpočtu metodou statického přitěžování. Hodnoty posunu pro stanovení grafu nabývají hodnot od nuly do 150 % výsledného posunu. Posun se sleduje v nejvyšším místě konstrukce. Výsledný posun je vyjádřen pomocí posunu ekvivalentního systému s jedním stupněm volnosti.

Pro normované příčné posuny ϕ_i a normované příčné síly $\bar{F}_i$ se předpokládá vztah:

$$\bar{F}_i = m_i \, \phi_i \tag{3.49}$$

kde $\bar{F}_i$ normovaná příčná síly v *i*-tém podlaží

m_i hmotnost *i*-tého podlaží

ϕ_i normovaný posun

Posuny jsou normovány tak, aby ve sledované místě (nejčastěji střešní konstrukce) platilo $\phi_n = 1$. V takovém případě platí:

$$\bar{F}_i = m_n \tag{3.50}$$

kde m_n hmota sledovaného styčníku

$\bar{F}_i$ normované příčné síly v *i*-tém podlaží

Pro transformaci na náhradní soustavu s jedním stupněm volnosti se použijí vztahy pro náhradní hmotnost m^* a transformační součinitel Γ:

$$m^* = \sum m_i \, \phi_i = \sum \bar{F}_i \tag{3.51}$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \times \phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \tag{3.52}$$

kde m^* náhradní hmotnost soustavy s jedním stupněm volnosti

Γ transformační součinitel

$\bar{F}_i$ normovaná příčná síla v *i*-tém tvaru

ϕ_i normovaný posun

m_i hmotnost *i*-tého podlaží

Síla náhradní soustavy F^*a posun náhradní soustavy d^* s jedním stupněm volnosti se určí jako:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \tag{3.53}$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \tag{3.54}$$

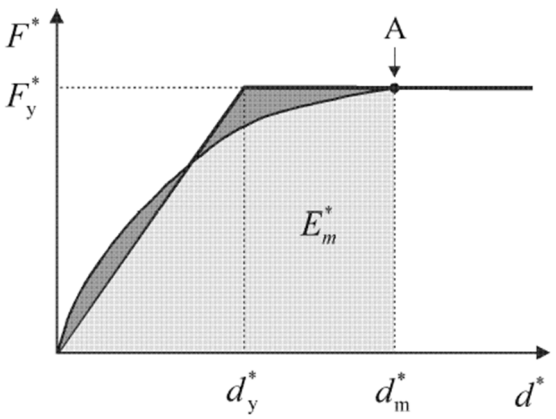
kde F^* síla náhradní soustavy

F_b seismická smyková síla v základu

d^* posun náhradní soustavy

d_n posun sledovaného styčníku soustavy s n stupni volnosti

Určením závislosti pružněplastické síly a posunu, vznikne graf představující křivku kapacity. Síla na mezi kluzu F_y^*, která reprezentuje únosnost idealizovaného systému, je rovna smykové síle v základu při vzniku plastického mechanismu. Počáteční tuhost idealizovaného systému je definována stavem, kdy plochy omezené skutečným a idealizovaným pracovním diagramem jsou stejné OBR 8 (bod A značí místo vzniku plastického mechanismu)



OBR 8: Určení idealizované závislosti pružněplastické síly na posunu [2]

Plastická deformace idealizované soustavy s jedním stupněm volnosti d_y^* se určí ze vztahu:

$$d_y^* = 2\left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*}\right) \tag{3.55}$$

kde d_y^* posun náhradní soustavy na mezi kluzu

d_m^* výsledný posun při vzniku plastického mechanismu

E_m^* skutečná deformační energie potřebná ke vzniku plastického mechanismu

F_y^* síla na mezi kluzu

Perioda vlastních kmitů idealizované náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti se určí vztahem:

$$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^*\, d_y^*}{F_y^*}} \tag{3.56}$$

kde d_y^* posun na mezi kluzu

F_y^* síla na mezi kluzu

m^* hmotnost náhradní soustavy

T^* perioda náhradní konstrukce

Výsledný posun náhradní konstrukce d_{et}^* s jedním stupněm volnosti a periodou T^* je dán vztahem:

$$d_{et}^* = S_e(T^*)\left[\frac{T^*}{2\pi}\right]^2 \tag{3.57}$$

kde $S_e(T^*)$ spektrum zrychlení pružné odezvy příslušné periodě T^*

d_{et}^* posun náhradní konstrukce

T^* perioda náhradní konstrukce

Pro konstrukce s krátkými, středními a dlouhými periodami se pro výpočet výsledného posunu náhradní soustavy d_t^* použijí odlišné vztahy.

Perioda náhradní soustavy je krátká, pokud platí $T^* < T_C$. Výsledný posun náhradní soustavy s krátkou periodou se určí dvěma způsoby v závislosti pružnoplastické odezvě.

a) Pokud platí vztah (3.59) pak je odezva pružná a výsledný posun se vypočte podle vztahu (3.60).

$$\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_e(T^*) \tag{3.58}$$

$$d_t^* = d_{et}^* \tag{3.59}$$

b) Pokud platí vztah (3.61), je odezva nelineární a výsledný posun se určí podle vztahu (3.62).

$$\frac{F_y^*}{m^*} < S_e(T^*) \tag{3.60}$$

$$d_1^* = \frac{d_{et}^*}{q_u}\left(1 + (q_u - 1)\frac{T_C}{T^*}\right) \geq d_{et}^* \tag{3.61}$$

$$q_u = \frac{S_e(T^*) \times m^*}{F_y^*} \tag{3.62}$$

Jestliže je perioda náhradní soustavy střední a dlouhá perioda, pak platí $T^* \geq T_C$ a výsledný posun se vypočte jako:

$$d_t^* = d_{et}^* \tag{3.63}$$

Výsledný posun soustavy s více stupni volnosti d_t se určí podle vztahu:

$$d_t = \Gamma\, d_t^* \tag{3.64}$$

kde F_y^* síla na mezi kluzu

m^* hmotnost náhradní soustavy

d_{et}^* posun náhradní soustavy

d_1^* výsledný posun pro nelineární odezvu náhradní soustavy

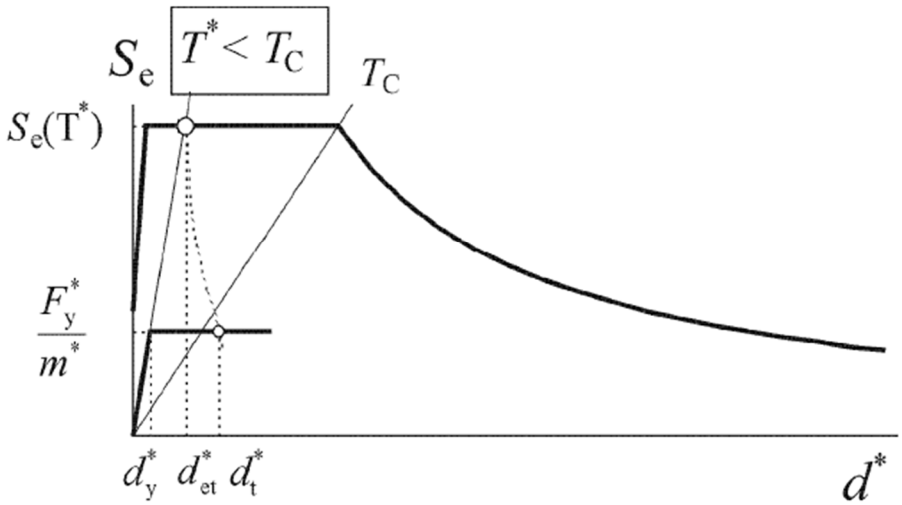
d_t^* výsledný posun pro lineární odezvu náhradní soustavy

$S_e(T^*)$spektrum zrychlení pružné odezvy příslušné periodě T^*

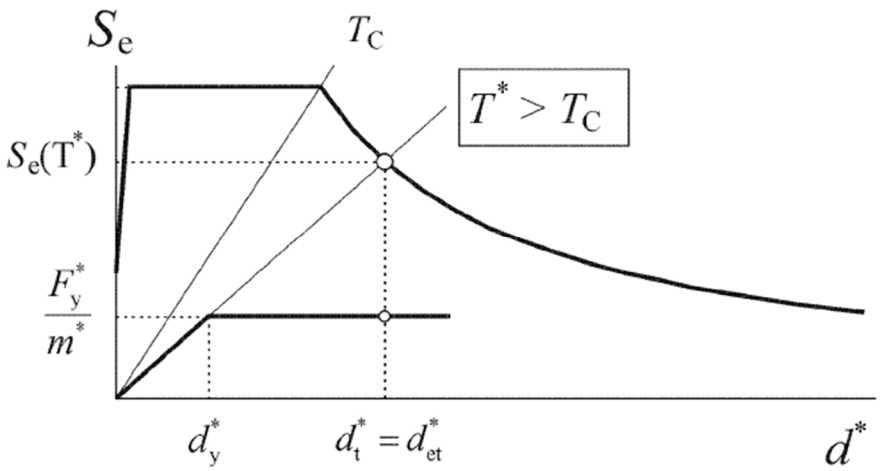
T_C největší perioda kmitů, pro konstantní hodnotu příslušného spektra pružného zrychlení

q_u poměr mezi zrychlením konstrukce při neomezeném pružném působení $S_e(T^*)$ a konstrukce s omezenou únosností F_y^*/m^*

Na OBR 9 až 10 jsou znázorněny v měřítku zrychlení (posun), vztahy mezi výše uvedenými veličinami. Perioda T^* je znázorněna radiálním paprskem z počátku souřadnic k bodu na spektru pružné odezvy.



OBR 9: Určení výsledného posunu náhradní soustavy pro konstrukce s krátkou periodou vlastních kmitů



OBR 10: Určení výsledného posunu náhradní soustavy pro konstrukce se střední a dlouhou periodou vlastních kmitů

3.3.5 Kombinace složek odezvy na seismické zatížení

Složky seismického zatížení v jednotlivých směrech musí být považovány za současně působící. Pro určení maximální odezvy konstrukce lze odezvu v různých směrech zkombinovat buď metodou SRSS (3.46) nebo metodou COQ (3.47). Alternativně lze jednotlivé složky zkombinovat podle vztahů (3.66) a (3.67) pro seismické zatížení uvažované pouze ve vodorovných směrech a podle vztahů (3.68) až (3.70) při uvážení zatížení i ve svislém směru.

$$E_{Edx} \text{ "+" } 0,3\, E_{Edy} \tag{3.65}$$

$$0{,}3\, E_{Edx} \text{ " + " } E_{Edy} \tag{3.66}$$

$$E_{Edx} \text{ "+" } 0,3\, E_{Edy} \text{ "+" } 0,3\, E_{Edz} \tag{3.67}$$

$$0{,}3\, E_{Edx} \text{ " + " } E_{Edy} \text{"+" } 0,3\, E_{Edz} \tag{3.68}$$

$$0{,}3\, E_{Edx} \text{ "+" } 0,3\, E_{Edy} \text{ "+" } E_{Edz} \tag{3.69}$$

kde E_{Edx} účinek od seismického zatížení ve směru osy x

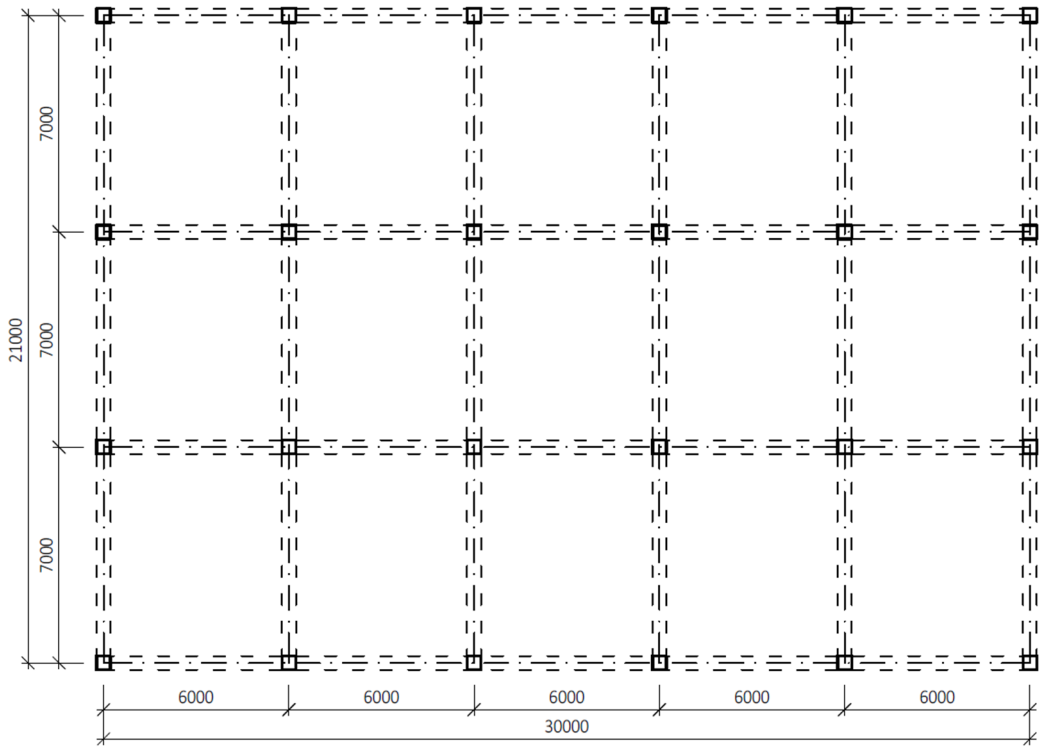
E_{Edy} účinek od seismického zatížení ve směru osy y

E_{Edz} účinek od seismického zatížení ve směru osy z

4 Konstrukce rámové budovy

4.1 Popis konstrukce

Jedná se o monolitickou vícepodlažní konstrukci, která představuje administrativní budovu. Skeletová konstrukce je tvořena železobetonovými sloupy, průřez sloupu má rozměry 0,45 x 0,45 m. Sloupy jsou vzájemně spojeny tuhými příčlemi, s rozměry průřezu 0,45 x 0,75 m, tyto prvky dohromady vytvářejí vícepodlažní rám. Stropní konstrukce je tvořena železobetonovou monolitickou deskou s tloušťkou 0,3 m, která je podepřena sloupy a příčlemi. Konstrukce má celkem pět podlaží, konstrukční výška každého podlaží je 3,5 m. Celková výška konstrukce je 17,5 m. Půdorysné rozměry konstrukce jsou 30,0 x 21,0 m, rozteče sloupů jsou 6,0 m a 7,0 m. Uložení rámové konstrukce bylo navrženo jako vetknutí. Půdorys konstrukce je uveden na OBR 11.



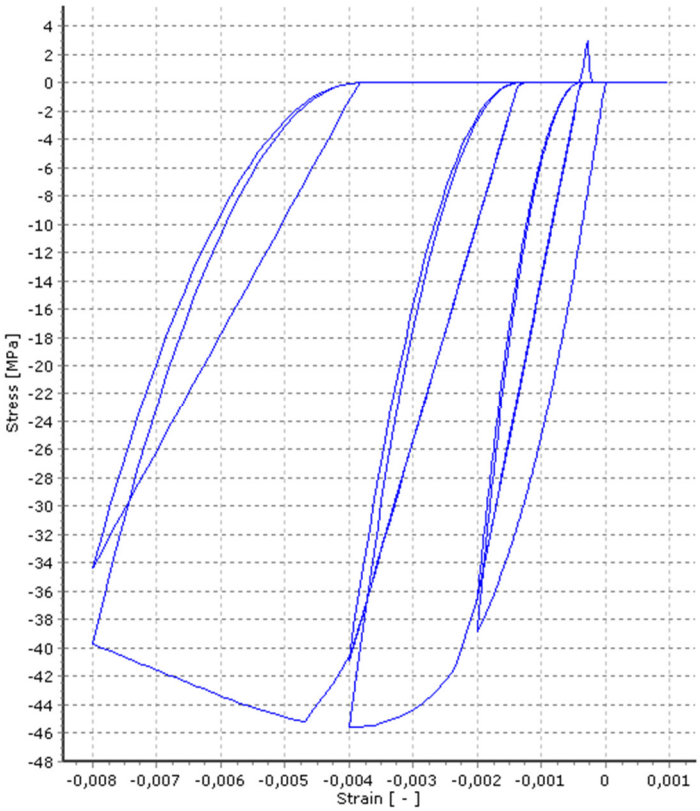
OBR 11: Půdorys konstrukce

Všechny prvky konstrukce jsou z železobetonu C30/37, který je vyztužen betonářskou výztuží B500B. Charakteristiky materiálů jsou uvedeny v TAB 11.

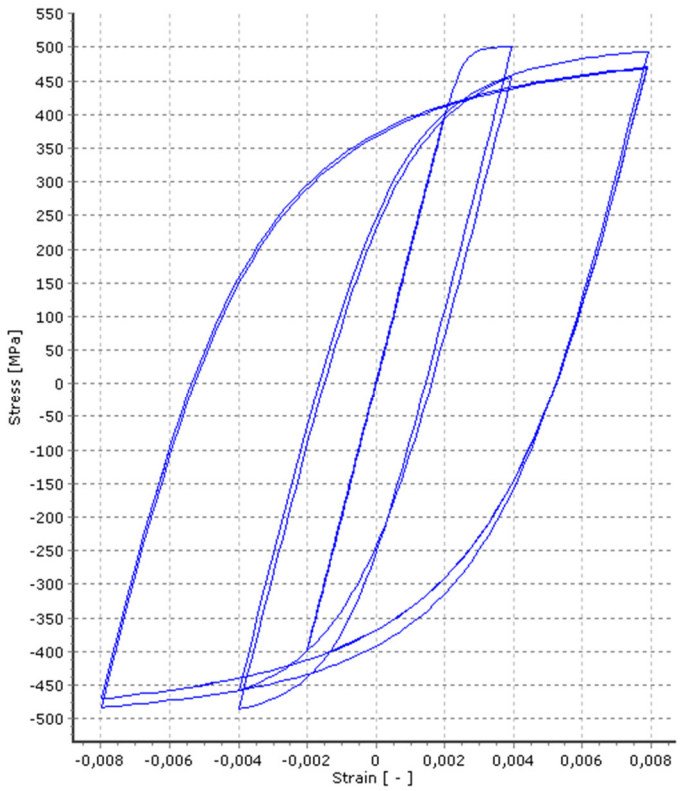
TAB 11: Charakteristiky použitých materiálů

C30/37			B500B		
Střední pevnost v tlaku	f_c [MPa]	38	Modul pružnosti	E_s [MPa]	200 000
Střední pevnost v tahu	f_t [MPa]	2,9	Pevnost v tahu	f_{tk} [MPa]	550
Modul pružnosti	E_c [MPa]	32 000	Mez kluzu	f_y [MPa]	500
Poměrné přetvoření	ε_c [-]	0,002	Měrná tíha	Υ [kN/m^3]	78,5
Měrná tíha	Υ [kN/m^3]	24			

Pro pružněplastický výpočet, byl použit nelineární model betonu Mander a kol. a Menegotto-Pinto model jako materiálový model oceli. Tyto materiálové modely je doporučováno použít při výpočtu odezvy na seismické zatížení pomocí nelineárních metod manuálem programu SeismoStruct [11]. Pracovní diagramy pro tyto materiálové modely jsou uvedeny na OBR 12 a 13.



OBR 12: Mander a kol. pracovní diagram betonu [11]



OBR 13: Menegotto-Pinto pracovní diagram oceli [11]

4.2 Zatížení konstrukce

Konstrukce byla zatížena stálým, proměnným a mimořádným (seismickým) zatížením, jednotlivé kombinace zatížení byly určeny dle [1], zatížení bylo stanoveno podle typu konstrukce, jejího účelu a oblasti kde se konstrukce nachází.

Konstrukce se nachází v okresu Karviná, kde je dle [3] největší referenční špičkové zrychlení podloží v ČR. Seismické zatížení aplikované na konstrukci je popsáno pomocí spektra pružné odezvy, viz kapitola 3.2.5. Protože návrhové svislé zrychlení podloží a_{vg} je menší než 0,25g bylo pro výpočet použito pouze vodorovné seismické zatížení. Pro každý vodorovný směr je použito stejné spektrum vodorovné pružné odezvy, které je sestavené podle vztahů (3.18) až (3.21). Veličiny nutné pro definici spektra jsou uvedeny v TAB 12.

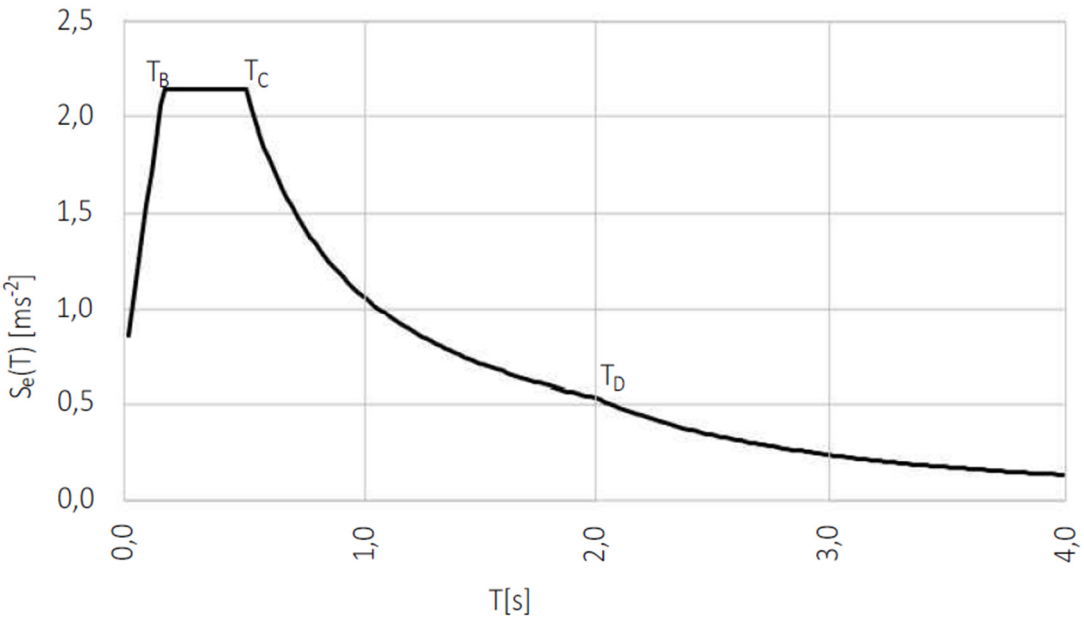
TAB 12: Veličiny pro definici spektra pružné odezvy

Vstupní hodnoty spektra		
Typ základové půdy	-	B
Třída významu	-	II.
Součinitel významu	ϒ1	1
Relativní útlum	ξ [%]	5
Seismická oblast	-	Karviná
Typ spektra odezvy	-	1
Referenční špičkové zrychleni	a_{gR} [ms^{-2}]	0,07
Korekční součinitel útlumu	η [-]	1
Návrhové zrychlení podloží	a_g [ms^{-2}]	0,6867

Podle veličin z TAB 12, bylo sestaveno spektrum vodorovné pružné odezvy s parametry uvedených v TAB 13, spektrum je zobrazeno na OBR. 14.

TAB 13: Hodnoty spektra vodorovné pružné odezvy

Hodnoty spektra pružné odezvy			
S [-]	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
1,25	0,15	0,5	2



OBR 14: Použité spektrum vodorovné pružné odezvy

Pro výpočet účinků od statického zatížení, byly vypočteny kombinace zatížení dle vztahu 6.10 uvedeného v normě ČSN 1990 [1]. Jednotlivé kombinace byly sestaveny ze zatěžovacích stavů uvedených níže.

Konstrukce slouží jako administrativní budova, proto je užitné zatížení patra kategorie B, střecha byla navržena jako nepochozí, tzn. kategorie H. Budova se nachází v okrese Karviná, kde je sněhová oblast II, větrná oblast II a kategorie terénu III. Z těchto údajů bylo vypočteno zatížení sněhem a větrem. Zatížení bylo vypočteno dle vztahů uvedených normách ČSN 1991 [7], [8], [9].

Jednotlivé hodnoty zatížení jsou uvedená v TAB 14.

TAB 14: Hodnoty statického zatížení

ZATÍŽENÍ			[kN/m^2]
Ostatní stálé	patro	g_k	1,50
	střecha	g_k	3,00
Užitné kat. B		q_k	3,00
Užitné příčky		q_k	0,80
Užitné kat. H		q_k	0,75
Zatížení sněhem		s_k	0,80
Zatížení větrem			
Střecha	F	w_k	-1,44
	G	w_k	-0,96
	H	w_k	-0,56
	I	w_k	±0,16
Směr X	A	w_k	-0,96
	B	w_k	-0,88
	C	w_k	-0,40
	D	w_k	0,60
	E	w_k	-0,32
Směr Y	A	w_k	-0,95
	B	w_k	-1,04
	D	w_k	0,64
	E	w_k	-0,40
*kde - znamená tlak			

4.3 Výpočetní modely konstrukce

Samotný výpočet vlastního kmitání a odezvy na seismické zatížení, byl proveden z důvodu kontroly a porovnání výsledků několika způsoby. Vytvořeny byly dva typy modelů, v prvním typu modelů byly zanedbány deformace příčlí, takže byly příčle uvažovány jako nekonečně tuhé. V druhém typu byly příčle uvažovány jako poddajné se svojí skutečnou tuhostí. V tomto modelu byla zohledněna i tuhost stropní desky a to tak, že tloušťka desky byla přičtena k tloušťce příčle.

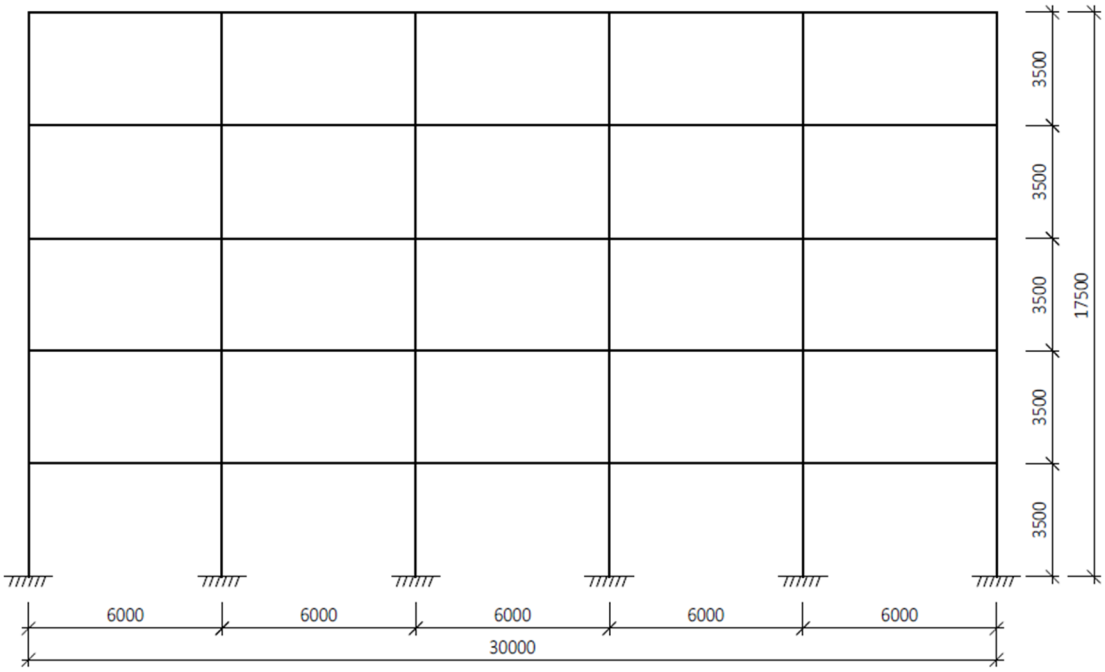
Na modelech s tuhými příčlemi byl jednak výpočet proveden ručně za použití vztahů v kapitolách 3.1 a 3.3.1 až 3.3.2, dále pak ve výpočetním programu RFEM 5.16 od společnosti Ing. Software Dlubal, který pro výpočet využívá metodu konečných prvků. Do programu RFEM byly aplikovány ručně vypočtené vodorovné síly představující seismické zatížení. Modely s poddajně modelovanými příčlemi byly vypočteny v programu RFEM stejným způsobem jako modely s nekonečně tuhými příčlemi a také v programu SeismoStruct od společnosti SeismoSoft. Tento program také používá metodu konečných prvků a zároveň umožňuje výpočet s materiálovými a geometrickými nelinearitami konstrukce. Pro výpočet účinků statického zatížení byl použit program RFEM.

Pro přehlednost jsou jednotlivé typy použitých metod a výpočetních modelů shrnuty následovně:

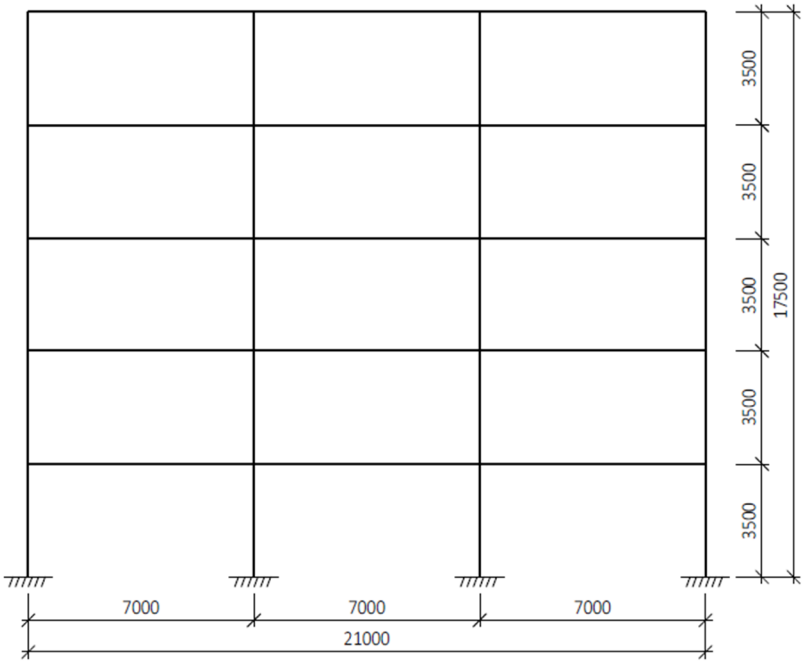
1) Modely s nekonečně tuhými příčlemi
   a) Ruční výpočet
      - Výpočet vlastního kmitání
      - Výpočet pomocí metody příčných sil
      - Výpočet pomocí metody spektra odezvy – pružné spektrum
      - Výpočet pomocí metody spektra odezvy – návrhové spektrum
   b) RFEM
      - Výpočet pomocí metody příčných sil
      - Výpočet pomocí metody spektra odezvy – pružné spektrum
      - Výpočet pomocí metody spektra odezvy – návrhové spektrum
   c) SeismoStruct
      - Výpočet vlastního kmitání

2) Modely s poddajnými příčlemi
   a) RFEM
      - Výpočet pomocí metody příčných sil
      - Výpočet pomocí metody spektra odezvy – pružné spektrum
      - Výpočet pomocí metody spektra odezvy – návrhové spektrum
      - Výpočet účinků na statické zatížení
   b) SeimoStruct
      - Výpočet vlastního kmitání
      - Výpočet pomocí metody spektra odezvy – pružné spektrum
      - Výpočet pomocí metody spektra odezvy – návrhové spektrum
      - Dynamický výpočet časového průběhu odezvy
      - Výpočet metodou statického přitěžování

Protože je konstrukce půdorysně symetrická podle obou vodorovných os, bylo možné použít zjednodušení při vytváření výpočetních modelů. Zjednodušení spočívalo v převedení prostorové konstrukce na dva rovinné prutové modely, kde každý model představoval jeden vnitřní rám v příslušném vodorovném směru. Do modelů, určených k výpočtu odezvy na seismické zatížení, byly aplikovány hmoty dle vztahu (3.35). Pro výpočet účinků na statické zatížení byly modely zatíženy dle rovnice 6.10 uvedené v normě ČSN 1990 [1]. Výsledné posuny byly číslovány směrem od prvního podlaží. Schéma rovinných modelů použitých pro výpočet jsou uvedeny na OBR 15 a 16.



OBR 15: Výpočetní model konstrukce ve směru osy x



OBR 16: Výpočetní model konstrukce ve směru osy y

4.4 Výpočet vlastního kmitání

Pro výpočet odezvy konstrukce na dynamické zatížení rozkladem do vlastních tvarů, které se využívá při výpočtu seismické odezvy pomocí spektra, je nutné nejprve stanovit vlastní frekvence a tvary kmitání konstrukce.

Pro ruční výpočet byly použity zjednodušené modely s nekonečně tuhými příčlemi, tím lze kmitání rámu popsat soustavou s pěti stupni volnosti. Matice hmotnosti byla tvořena soustřednými hmotami, do kterých byly uvažovány hmotnost patra dle rovnice (3.35) a příslušná část tíhy sloupů. Matice tuhosti byla spočtena z jednotlivých deformačních stavů, všechny styčníky byly uvažovány jako tuhé vetknutí. Vlastní tvary byly normovány tak, aby největší pořadnice byla rovna jedné. Výpočet vlastního kmitání byl proveden ručními výpočty podle vztahů v kapitole 3.1 a v programu Octave. Pro jednotlivé vlastní tvary byla vypočtena efektivní modální hmota podle vztahu (3.37). Výsledky ručního výpočtu jsou uvedeny v TAB 15 a 16.

TAB 15: Vlastní kmitání – směr X (ruční výpočet)

SMĚR X – TUHÉ PŘÍČLE								
	Vlastní frekvence	Vlastní perioda	Vlastní tvary					Ef. modální hmota
	ω [s^{-1}]	T [s]	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	ϕ_4	ϕ_5	M_{eff} [%]
1	8,4162	0,7466	0,2829	0,7584	1,0000	0,9186	0,5506	87,91
2	24,5986	0,2554	0,5433	1,0000	0,2996	-0,7517	-0,9240	8,73
3	38,8583	0,1617	0,7604	0,5602	-0,9102	-0,3034	1,0000	2,44
4	50,0278	0,1256	0,9167	-0,2613	-0,5724	1,0000	-0,7542	0,76
5	57,1514	0,1099	1,0000	-0,9048	0,7387	-0,5150	0,2656	0,16

TAB 16: Vlastní kmitání – směr Y (ruční výpočet)

SMĚR Y – TUHÉ PŘÍČLE								
	Vlastní frekvence	Vlastní perioda	Vlastní tvary					Ef. modální hmota
	ω [s^{-1}]	T [s]	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	ϕ_4	ϕ_5	M_{eff} [%]
1	8,3917	0,7487	0,2833	0,7595	1,0000	0,9186	0,5497	87,92
2	24,5188	0,2563	0,5439	1,0000	0,2964	-0,7542	-0,9229	8,73
3	38,7139	0,1623	0,7610	0,5572	-0,9121	-0,2994	1,0000	2,43
4	49,8180	0,1261	0,9172	-0,2664	-0,5668	1,0000	-0,7561	0,76
5	56,8922	0,1104	1,0000	-0,9079	0,7442	-0,5216	0,2696	0,16

Ve výpočetním programu SeismoStruct byly rámy modelovány pomocí prutů, všechny styčníky byly definovány jako tuhé vetknutí. Jednotlivým prutům a uzlům byla ve všech modelech přiřazena hmota podle vztahu (3.35). Pro porovnání s ručním výpočtem byly ve výpočetním programu modelovány příčle jako nekonečně tuhé. Aby byla dosažena nekonečná tuhost příčlí, byl 40krát zvýšen modul pružnosti příčlí. Od této tuhosti se vlastní tvary v podstatě nemění. Dále byly vytvořeny i modely, kde je počítáno se skutečnou tuhostí příčlí. Řešení vlastního kmitání je v programu počítáno Lanczosovou metodou. Výsledné hodnoty vlastního kmitání jsou uvedeny v TAB 17 až 20.

TAB 17: Vlastní kmitání – směr X (SEISMOSTRUCT)

SMĚR X – TUHÉ PŘÍČLE								
	Vlastní frekvence	Vlastní perioda	Vlastní tvary					Ef. modální hmota
	ω [s^{-1}]	T [s]	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	ϕ_4	ϕ_5	M_{eff} [%]
1	8,3691	0,7508	0,2770	-0,7521	-0,9997	-0,9205	0,5548	87,64
2	24,4855	0,2566	0,5364	-0,9996	-0,3096	0,7471	-0,9250	8,97
3	38,9001	0,1615	0,7544	-0,5672	0,9054	0,3099	0,9993	2,46
4	50,1458	0,1253	0,9132	0,2520	0,5775	-0,9994	-0,7517	0,77
5	57,3462	0,1096	0,9999	0,9023	-0,7351	0,5104	0,2634	0,16

TAB 18: Vlastní kmitání – směr Y (SEISMOSTRUCT)

SMĚR Y – TUHÉ PŘÍČLE								
	Vlastní frekvence	Vlastní perioda	Vlastní tvary					Ef. modální hmota
	ω [s^{-1}]	T [s]	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	ϕ_4	ϕ_5	M_{eff} [%]
1	8,3356	0,7538	0,2751	-0,7511	0,9998	0,9201	0,5557	87,51
2	24,3934	0,2576	0,5337	-0,9995	0,3120	-0,7467	0,9255	9,09
3	38,8653	0,1617	0,7518	-0,5696	-0,9036	-0,3119	0,9996	2,47
4	50,1184	0,1254	0,9115	0,2483	-0,5791	0,9993	-0,7511	0,77
5	57,3386	0,1096	0,9998	0,9014	0,7331	-0,5080	0,2623	0,16

TAB 19: Vlastní kmitání – směr X (SEISMOSTRUCT)

SMĚR X – PODDAJNNÉ PŘÍČLE								
	Vlastní frekvence	Vlastní perioda	Vlastní tvary					Ef. modální hmota
	ω [s^{-1}]	T [s]	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	ϕ_4	ϕ_5	M_{eff} [%]
1	7,7590	0,8098	0,2592	0,7156	0,9897	0,9246	-0,5719	86,73
2	22,9642	0,2736	0,5228	0,9968	0,3568	-0,7021	0,9159	9,37
3	37,2415	0,1687	0,7457	0,5862	-0,8902	-0,3344	-0,9745	2,75
4	49,0048	0,1282	0,9092	-0,2325	-0,5961	0,9824	0,7278	0,94
5	56,9387	0,1104	0,9998	-0,8938	0,7307	-0,4953	-0,2544	0,21

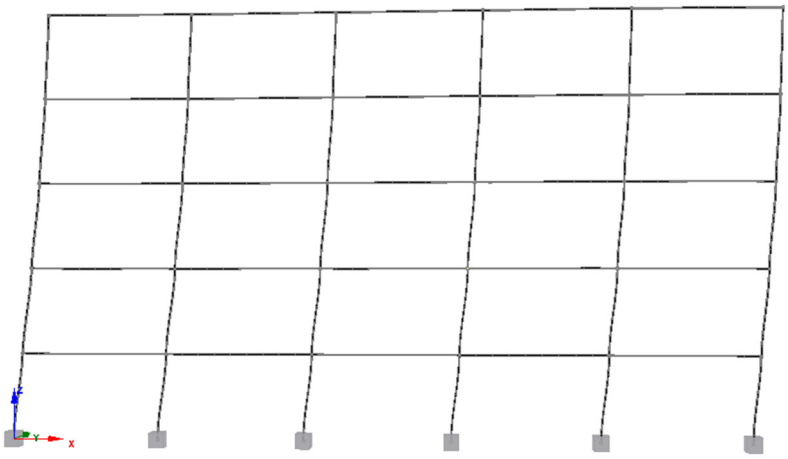
TAB 20: Vlastní kmitání – směr Y (SEISMOSTRUCT)

SMĚR Y – PODDAJNNÉ PŘÍČLE								
	Vlastní frekvence	Vlastní perioda	Vlastní tvary					Ef. modální hmota
	ω [s^{-1}]	T [s]	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	ϕ_4	ϕ_5	M_{eff} [%]
1	7,5700	0,8300	0,2540	-0,7073	0,9949	0,9384	-0,5888	86,43
2	22,4877	0,2794	0,5183	-0,9986	0,3746	-0,6987	0,9313	9,51
3	36,7251	0,1711	0,7468	-0,5941	-0,8914	-0,3480	-0,9867	2,84
4	48,6485	0,1292	0,9078	0,2261	-0,6752	0,9912	0,7341	0,99
5	56,8250	0,1106	0,9998	0,8937	0,7344	-0,4958	-0,2555	0,23

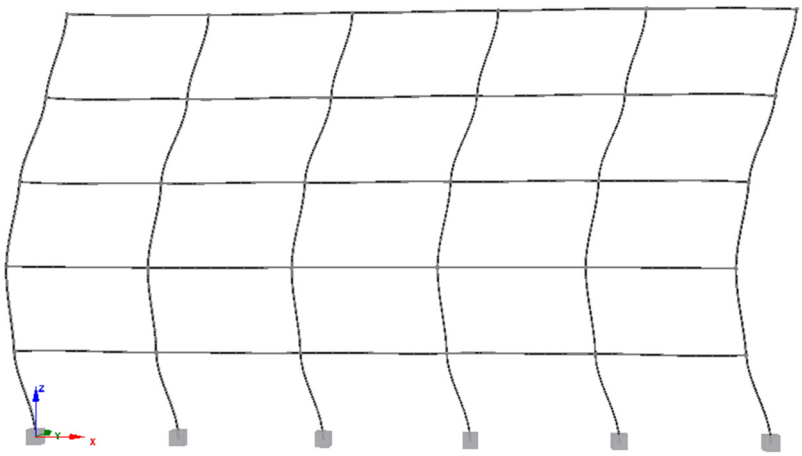
Z tabulek je zřejmé, že konstrukce je měkčí ve směru osy y, u prostorové konstrukce tedy dojde v tomto směru k prvnímu vychýlení, tj. v tom směru bude první vlastní tvar. Z výše uvedených tabulek je zřejmé, že výsledky vypočtené ručním výpočtem a v programu SeismoStruct na modelu s nekonečně tuhými příčlemi jsou shodné.

Součet efektivní modální hmoty kmitající v prvních dvou vlastních tvarech je větší než 90 % celkové hmoty konstrukce dle (3.37), a zároveň efektivní modální hmota žádného dalšího vlastního tvaru není větší než 5 % celkové hmotnosti konstrukce. Proto byly pro výpočet odezvy na seismické zatížení použity první dva vlastní tvary.

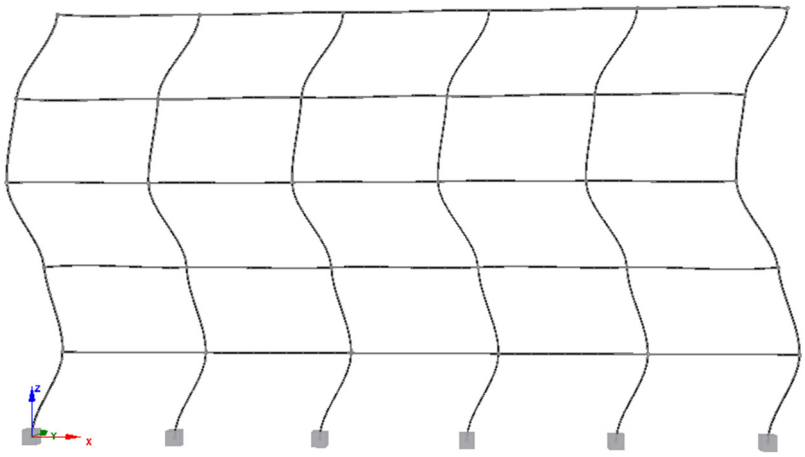
Tvary vlastního kmitání ve směru osy x, které byly vypočteny v programu SeismoStruct na modelu s poddajnými příčlemi, jsou uvedeny na OBR 17 až 21. Tvary vlastního kmitání pro druhý směr a pro modely s nekonečně tuhými příčlemi jsou tvarově shodné.



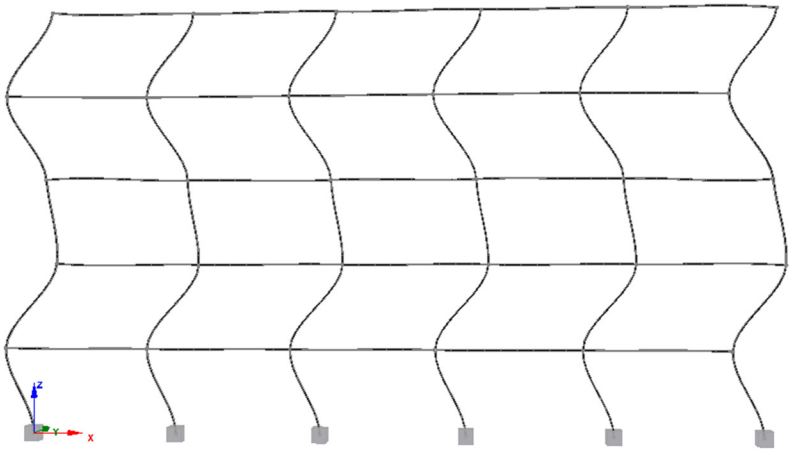
OBR 17: 1. tvar vlastního kmitání konstrukce – SMĚR X



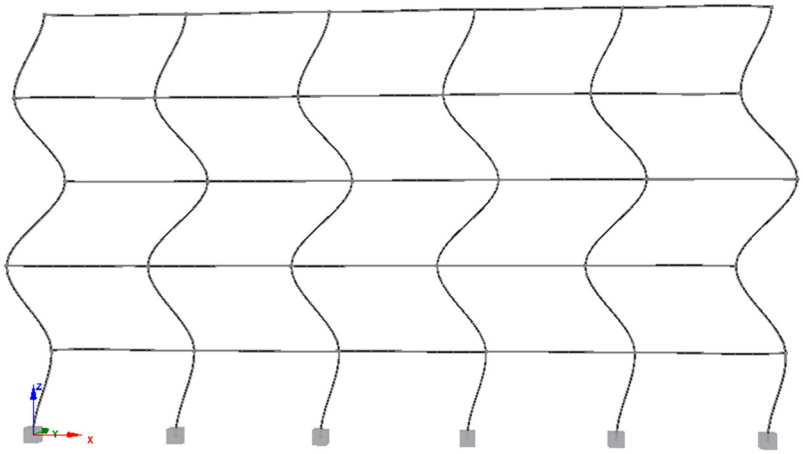
OBR 18: 2. tvar vlastního kmitání konstrukce – SMĚR X



OBR 19: 3. tvar kmitání kmitání konstrukce – SMĚR X



OBR 20: 4. tvar vlastního kmitání konstrukce – SMĚR X



OBR 21: 5. tvar vlastního kmitání konstrukce – SMĚR X

4.5 Výpočet odezvy na seismické zatížení

4.5.1 Výpočet pomocí metody příčných sil

Výpočet pomocí příčných sil byl proveden podle vztahů uvedených v kapitole 3.3.1.

Metoda slouží ke stanovení odezvy konstrukce na seismické zatížení. Metodu lze použít, protože vyšší tvary vlastního kmitání výrazně neovlivňují odezvu konstrukce a jsou splněny podmínky uvedené v kapitole 3.3.1.

Ve výpočtu se uvažuje pouze první vlastní tvar kmitání konstrukce. Protože efektivní modální hmota prvního tvaru konstrukce není pro výpočet odezvy dostatečná, dle podmínek uvedených v kapitole 3.3, byla tato nepřesnost zohledněna součinitelem λ, který nabývá hodnoty 0,85. Pro každý vodorovný směr byla stanovena smyková síla v základu dle vzorce (3.41). V tomto vzorci je použita pořadnice návrhového spektra pružné odezvy (zvolené spektrum pružné odezvy je uvedeno v kapitole 4.2). Z důvodu sledování chování konstrukce, byl zvolen součinitel duktility $q = 1$. Protože byly vypočteny vlastní tvary kmitání konstrukce, je možné použít modální rozdělení sil působící na jednotlivá patra. Zatížení bylo stanoveno podle vztahu (3.42).

Pro ruční výpočet byly opět použity modely s nekonečně tuhými příčlemi, posuny konstrukce byly vypočteny podle vztahu:

$$K\,u = F \tag{4.1}$$

kde K matice tuhosti konstrukce

u vektor posunutí

F vektor zatížení

V TAB 21 jsou uvedeny výsledné posuny konstrukce a síly, které představují vodorovné seismické zatížení v příslušném patře.

TAB 21: Hodnoty sil a posunů v metodě příčných sil – ruční výpočet

RUČNÍ VÝPOČET - TUHÉ PŘÍČLE					
SMĚR X			SMĚR Y		
	Síly působící v patrech	Posuny pater		Síly působící v patrech	Posuny pater
	F_i [kN]	u_i [m]		F_i [kN]	u_i [m]
1	105,01	0,0070	1	;70,43	0,0070
2	201,65	0,0134	2	135,22	0,0134
3	282,20	0,0187	3	189,19	0,0187
4	340,25	0,0225	4	228,01	0,0226
5	387,39	0,0246	5	257,06	0,0246

Posuny konstrukce metodou příčných sil byly vypočteny také v programu RFEM, kde byly na jednotlivá patra aplikovány vodorovné síly vypočtené dle vztahu (3.42). Tyto síly představují vodorovné složky seismického zatížení. Geometrie modelu byla stejná jako u ručního výpočtu (podrobnější popis modelů v kapitole 4.3). Smyková síla působící v základu byla vypočtena dle vztahu (3.41). V programu byla konstrukce modelována dvěma způsoby, s nekonečně tuhými příčlemi a s příčlemi kde byla modelována jejich skutečná tuhost. Výsledné vodorovné posuny konstrukce a síly, které představují vodorovné seismické zatížení v příslušném patře, jsou uvedeny v TAB 22 a 23.

TAB 22: Hodnoty sil a posunů v metodě příčných sil – RFEM

RFEM - TUHÉ PŘÍČLE					
SMĚR X			SMĚR Y		
	Síly působící v patrech	Posuny pater		Síly působící v patrech	Posuny pater
	F_i [kN]	u_i [m]		F_i [kN]	u_i [m]
1	99,14	0,0071	1	66,48	0,0071
2	192,01	0,0137	2	128,99	0,0138
3	270,04	0,0193	3	181,70	0,0195
4	326,88	0,0233	4	220,31	0,0236
5	373,58	0,0250	5	249,88	0,0259

TAB 23: Hodnoty sil a posunů v metodě příčných sil – RFEM

RFEM - PODDAJNÉ PŘÍČLE					
SMĚR X			SMĚR Y		
	Síly působící v patrech	Posuny pater		Síly působící v patrech	Posuny pater
	F_i [kN]	u_i [m]		F_i [kN]	u_i [m]
1	88,52	0,0073	1	57,24	0,0073
2	178,52	0,0146	2	116,79	0,0149
3	254,64	0,0209	3	168,27	0,0213
4	310,47	0,0255	4	204,55	0,0261
5	356,35	0,0280	5	232,97	0,0287

Protože jednotlivé složky seismického zatížení musí být považovány za současně působící, byly pro získání maximální odezvy konstrukce zkombinovány posuny z vodorovných směrů podle pravidla SRSS (3.46). Výsledné kombinace posunů z obou vodorovných směrů jsou uvedeny v TAB 24. Pro srovnání jsou tyto hodnoty uvedeny pro všechny typy výpočtů v jedné tabulce. Z níže uvedené tabulky je zřejmé, že použitím různých výpočetních postupů bylo dosaženo shodných výsledků.

TAB 24: Kombinace maximálních posunů ve dvou vodorovných směrech v metodě příčných sil

MAXIMÁLNÍ POSUNY DLE SRSS			
	Ruční výpočet - TUHÉ PŘÍČLE	RFEM - TUHÉ PŘÍČLE	RFEM - PODAJNÉ PŘÍČLE
	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]
1	0,0098	0,0100	0,0103
2	0,0189	0,0194	0,0209
3	0,0264	0,0274	0,0298
4	0,0319	0,0332	0,0365
5	0,0348	0,0360	0,0401

4.5.2 Výpočet pomocí spektra odezvy

Protože je tato metoda jednou z nejpoužívanějších pro výpočet odezvy na seismické zatížení, byla na konstrukci zjištěna odezva pomocí spektra odezvy nejen podle vztahů uvedených v kapitolách 3.1 a 3.3.2, ale i v módu programu SeismoStruct, který je přímo určen pro výpočet účinků seismického zatížení.

Použité spektrum vodorovné pružné odezvy bylo definováno v kapitole 4.2. Pro výpočet odezvy na seismické zatížení byly uvažovány první dva vlastní tvary v každém vodorovném směru, uvážení těchto tvarů bylo pro výpočet odezvy dle podmínek uvedených v kapitole 3.3 dostatečné.

Pro ruční výpočet na modelech s nekonečně tuhými příčlemi k určení maximální smykové síly v základu konstrukce, maximální hodnoty posunutí a sil působících v jednotlivých patrech, byly použity vzorce uvedené v kapitole 3.1. Protože první a druhé vlastní periody v obou vodorovných směrech jsou dle podmínky (3.44) vzájemně nezávislé, lze pro výpočet výsledné odezvy konstrukce od prvního a druhého tvaru kmitání použít metodu SRSS dle vztahu (3.46). Vypočtené hodnoty jsou uvedeny v TAB 25 a 26.

TAB 25: Hodnoty sil a posunů v metodě spektra odezvy – směr X (ruční výpočet)

RUČNÍ VÝPOČET - TUHÉ PŘÍČLE					
SMĚR X					
	Síly působící v patrech		Posuny pater		Max. hodnota posunu
	$F_{(1),i}$ [kN]	$F_{(2),i}$ [kN]	$u_{(1),i}$[m]	$u_{(2),i}$[m]	$u_{i,max}$ [m]
1	108,40	137,38	0,0072	0,0011	0,0073
2	208,16	181,14	0,0138	0,0014	0,0139
3	291,31	101,48	0,0193	0,0008	0,0193
4	351,23	-47,33	0,0233	-0,0004	0,0233
5	399,89	-171,06	0,0254	-0,0013	0,0254

TAB 26: Hodnoty sil a posunů v metodě spektra odezvy – směr Y (ruční výpočet)

RUČNÍ VÝPOČET - TUHÉ PŘÍČLE					
SMĚR Y					
	Síly působící v patrech		Posuny pater		Max. hodnota posunu
	$F_{(1),i}$ [kN]	$F_{(2),i}$ [kN]	$u_{(1),i}$ [m]	$u_{(2),i}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]
1	72,85	92,49	0,0072	0,0011	0,0073
2	139,87	121,78	0,0138	0,0014	0,0139
3	195,69	67,85	0,0194	0,0008	0,0194
4	235,86	-32,44	0,0233	-0,0004	0,0233
5	265,90	-114,33	0,0254	-0,0013	0,0255

I metodou pomocí spektra odezvy byly ručně vypočtené vodorovné síly pro jednotlivá patra aplikovány do programu RFEM, kde byla zjištěna odezva na tyto síly. Vztahy pro výpočet vodorovných sil a smykové síly v základu jsou uvedeny v kapitole 3.1. Odezva byla vypočtena na modelech s nekonečně tuhými příčlemi a příčlemi poddajnými. Výsledné posuny z těchto modelů byly stejně jako u ručního výpočtu zkombinované podle pravidla SRSS. Hodnoty posunů a sil, které představují vodorovné seismické zatížení v příslušném patře, jsou uvedeny v TAB 27 až 30.

TAB 27: Hodnoty sil a posunů v metodě spektra odezvy – směr X (RFEM)

RFEM - TUHÉ PŘÍČLE					
SMĚR X					
	Síly působící v patrech		Posuny pater		Max. hodnota posunu
	$F_{(1),i}$ [kN]	$F_{(2),i}$ [kN]	$u_{(1),i}$ [m]	$u_{(2),i}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]
1	102,53	138,31	0,0073	0,0012	0,0074
2	198,57	183,83	0,0142	0,0015	0,0143
3	279,27	104,31	0,0199	0,0009	0,0199
4	338,05	-46,34	0,0241	-0,0004	0,0241
5	386,34	-173,19	0,0264	-0,0014	0,0264

TAB 28: Hodnoty sil a posunů v metodě spektra odezvy – směr Y (RFEM)

RFEM - TUHÉ PŘÍČLE					
SMĚR Y					
	Síly působící v patrech		Posuny pater		Max. hodnota posunu
	$F_{(1),i}$ [kN]	$F_{(2),i}$ [kN]	$u_{(1),i}$ [m]	$u_{(2),i}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]
1	68,49	94,53	0,0074	0,0012	0,0075
2	132,88	125,78	0,0143	0,0016	0,0144
3	187,19	71,68	0,0201	0,0009	0,0201
4	226,96	-31,24	0,0243	-0,0003	0,0243
5	257,43	-117,29	0,0267	-0,0014	0,0267

TAB 29: Hodnoty sil a posunů v metodě spektra odezvy – směr X (RFEM)

RFEM - PODDAJNÉ PŘÍČLE					
SMĚR X					
	Síly působící v patrech		Posuny pater		Max. hodnota posunu
	$F_{(1),i}$ [kN]	$F_{(2),i}$ [kN]	$u_{(1),i}$ [m]	$u_{(2),i}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]
1	90,12	135,58	0,0074	0,0013	0,0075
2	181,74	188,86	0,0149	0,0019	0,0150
3	259,24	111,06	0,0213	0,0011	0,0213
4	316,08	-44,05	0,0259	-0,0004	0,0259
5	399,89	-171,06	0,0285	-0,0017	0,0286

TAB 30: Hodnoty sil a posunů v metodě spektra odezvy – směr Y (RFEM)

RFEM - PODDAJNÉ PŘÍČLE					
SMĚR Y					
	Síly působící v patrech		Posuny pater		Max. hodnota posunu
	$F_{(1),i}$ [kN]	$F_{(2),i}$ [kN]	$u_{(1),i}$ [m]	$u_{(2),i}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]
1	58,28	91,82	0,0074	0,0014	0,0075
2	118,92	129,64	0,0152	0,0019	0,0153
3	171,33	77,13	0,0217	0,0012	0,0217
4	208,26	-29,36	0,0265	-0,0004	0,0265
5	237,20	-119,96	0,0292	-0,0017	0,0292

Pro porovnání účinků vyvolaného statickými silami, které nahrazují vodorovné seismické zatížení, byla odezva vypočtena i v programu SeismoStruct. Program SeismoStruct je určen pro výpočet tohoto typu dynamického zatížení. Konstrukce byla modelována stejně jako v předešlých modelech s poddajnými příčlemi, podrobný popis

výpočetních modelů v kapitole 4.3. Na konstrukci byly aplikovány hmoty dle vztahu (3.35). Seismické zatížení bylo v programu definováno spektrem vodorovné pružné odezvy uvedeným v kapitole 4.2. Výsledné posuny z uvažovaných tvarů kmitání byly zkombinovány podle pravidla SRSS. Hodnoty jsou uvedeny v TAB 31.

TAB 31: Hodnoty posunů v metodě spektra odezvy (SEISMOSTRUCT)

SEISMOSTRUCT - PODDAJNÉ PŘÍČLE			
SMĚR X		SMĚR Y	
Max. hodnota posunu		Max. hodnota posunu	
	$u_{i,max}$ [m]		$u_{i,max}$ [m]
1	0,0073	1	0,0073
2	0,0146	2	0,0148
3	0,0207	3	0,0211
4	0,0252	4	0,0258
5	0,0278	5	0,0285

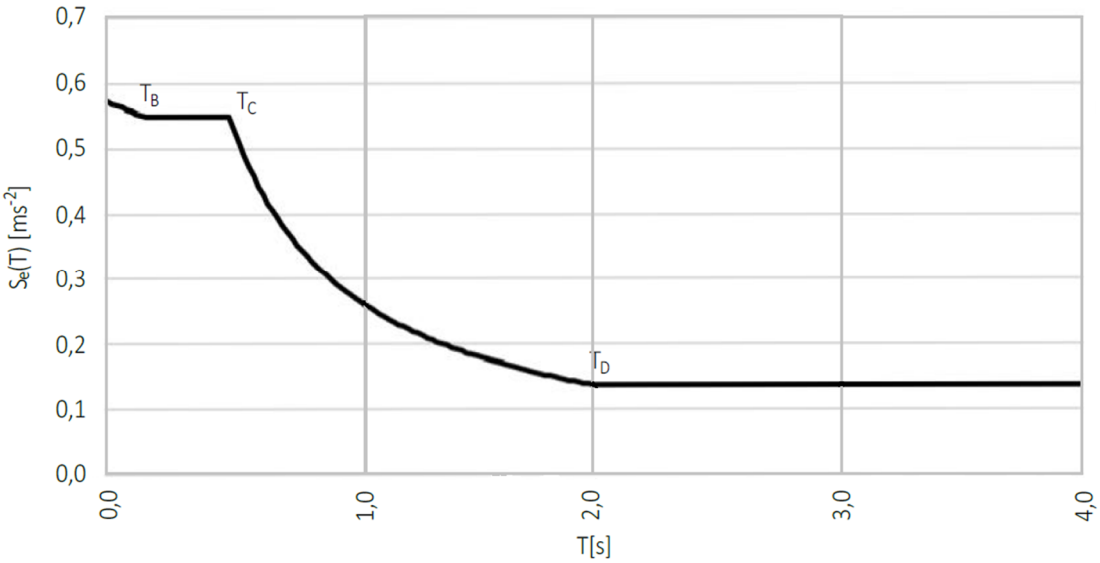
Maximální hodnoty posunů ze dvou vodorovných směrů byly zkombinovány podle pravidla SRSS (3.46). Kombinace posunů v obou vodorovných směrech je nutná z důvodu, že jednotlivé složky seismického zatížení musí být považovány za současně působící. Výsledné kombinace posunů jsou uvedeny v TAB 32. Z níže uvedené tabulky je zřejmé, že použitím různých výpočetních postupů bylo dosaženo shodných výsledků.

TAB 32: Kombinace maximálních posunů ve dvou vodorovných směrech v metodě spektra odezvy

MAXIMÁLNÍ POSUNY DLE SRSS				
	Ruční výpočet - TUHÉ PŘÍČLE	RFEM - TUHÉ PŘÍČLE	RFEM - PODDAJNÉ PŘÍČLE	SEISMOSTRUCT - PODDAJNÉ PŘÍČLE
	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]
1	0,0103	0,0105	0,0106	0,0103
2	0,0196	0,0203	0,0215	0,0208
3	0,0274	0,0283	0,0305	0,0296
4	0,0329	0,0342	0,0371	0,0361
5	0,0360	0,0376	0,0409	0,0398

Protože odezva na seismické zatížení bude dále stanovena i nelineárními metodami výpočtu, kde bylo zohledněno plastické chování konstrukce (kapitoly 4.5.3. a 4.5.4), byla z důvodu porovnání jednotlivých metod vypočtena odezva konstrukce na návrhové spektrum. Návrhové spektrum umožňuje provést lineární výpočet odezvy, kdy je plastické chování konstrukce zohledněno použitím součinitele duktility q, kterým je redukováno spektrum pružné odezvy (kapitola 3.2.5).

Podle kapitoly 3.2.4 byl s ohledem na typ konstrukce vypočítán součinitel duktility $q = 3{,}9$. Dle vzorců (3.28) až (3.31) bylo vypočteno návrhové spektrum odezvy, které je zobrazeno na OBR 22.



OBR 22: Návrhové spektrum odezvy

Účinky návrhového spektra byly vypočteny všemi způsoby jako účinky od pružného spektra, tj. ručním výpočtem, aplikováním vypočtených sil do programu RFEM, výpočet pomocí specializovaného programu SeismoStruct. Výsledné posuny byly vypočteny podle vztahu (3.32). Jednotlivé hodnoty jsou uvedeny v TAB 33 až 39. Kombinace odezvy v jednotlivých vodorovných směrech byly provedeny podle pravidla SRSS (3.46) výsledky jsou uvedeny v TAB 40.

TAB 33: Hodnoty sil a posunů od návrhového spektra odezvy – směr X (ruční výpočet)

RUČNÍ VÝPOČET - TUHÉ PŘÍČLE						
SMĚR X						
	Síly působící v patrech		Posuny pater		Max. hodnota posunu z lin. výpočtu	Max. hodnota návrhového posunu
	$F_{(1),i}$ [kN]	$F_{(2),i}$ [kN]	$u_{(1),i}$[m]	$u_{(2),i}$[m]	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]
1	27,80	35,22	0,0018	0,0003	0,0019	0,0073
2	53,37	46,45	0,0035	0,0004	0,0036	0,0139
3	74,70	26,02	0,0049	0,0002	0,0049	0,0193
4	90,06	-12,14	0,0060	-0,0001	0,0060	0,0233
5	102,54	-43,86	0,0065	-0,0003	0,0065	0,0254

TAB 34: Hodnoty sil a posunů od návrhového spektra odezvy – směr Y (ruční výpočet)

RUČNÍ VÝPOČET - TUHÉ PŘÍČLE						
SMĚR Y						
	Síly působící v patrech		Posuny pater		Max. hodnota posunu z lin. výpočtu	Max. hodnota návrhového posunu
	$F_{(1),i}$ [kN]	$F_{(2),i}$ [kN]	$u_{(1),i}$ [m]	$u_{(2),i}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]
1	18,68	23,72	0,0018	0,0003	0,0019	0,0073
2	35,86	31,23	0,0035	0,0004	0,0036	0,0139
3	50,18	17,40	0,0050	0,0002	0,0050	0,0194
4	60,48	-8,32	0,0060	-0,0001	0,0060	0,0233
5	68,18	-29,32	0,0065	-0,0003	0,0065	0,0255

TAB 35: Hodnoty sil a posunů od návrhového spektra odezvy – směr X (RFEM)

RFEM - TUHÉ PŘÍČLE						
SMĚR X						
	Síly působící v patrech		Posuny pater		Max. hodnota posunu z lin. výpočtu	Max. hodnota návrhového posunu
	$F_{(1),i}$ [kN]	$F_{(2),i}$ [kN]	$u_{(1),i}$ [m]	$u_{(2),i}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]
1	26,29	35,46	0,0019	0,0003	0,0019	0,0075
2	50,91	47,14	0,0036	0,0004	0,0036	0,0141
3	71,61	26,75	0,0051	0,0002	0,0051	0,0199
4	86,68	-11,88	0,0062	-0,0001	0,0062	0,0242
5	99,06	-44,41	0,0068	-0,0004	0,0068	0,0266

TAB 36: Hodnoty sil a posunů od návrhového spektra odezvy – směr Y (RFEM)

RFEM - TUHÉ PŘÍČLE						
SMĚR Y						
	Síly působící v patrech		Posuny pater		Max. hodnota posunu z lin. výpočtu	Max. hodnota návrhového posunu
	$F_{(1),i}$ [kN]	$F_{(2),i}$ [kN]	$u_{(1),i}$ [m]	$u_{(2),i}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]
1	17,56	24,24	0,0019	0,0003	0,0019	0,0075
2	34,07	32,25	0,0037	0,0004	0,0037	0,0145
3	48,00	18,38	0,0051	0,0002	0,0051	0,0199
4	58,19	-8,01	0,0062	-0,0001	0,0062	0,0242
5	66,01	-30,08	0,0068	-0,0004	0,0068	0,0266

TAB 37: Hodnoty sil a posunů od návrhového spektra odezvy – směr X (RFEM)

RFEM - PODDAJNÉ PŘÍČLE						
SMĚR X						
	Síly působící v patrech		Posuny pater		Max. hodnota posunu z lin. výpočtu	Max. hodnota návrhového posunu
	$F_{(1),i}$ [kN]	$F_{(2),i}$ [kN]	$u_{(1),i}$ [m]	$u_{(2),i}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]
1	23,11	34,76	0,0019	0,0003	0,001923538	0,0075
2	46,60	48,43	0,0038	0,0005	0,003832754	0,0149
3	66,47	28,48	0,0055	0,0003	0,005508176	0,0215
4	81,05	-11,30	0,0067	-0,0001	0,006700746	0,0261
5	93,02	-45,32	0,0073	-0,0004	0,007310951	0,0285

TAB 38: Hodnoty sil a posunů od návrhového spektra odezvy – směr Y (RFEM)

RFEM - PODDAJNÉ PŘÍČLE						
SMĚR Y						
	Síly působící v patrech		Posuny pater		Max. hodnota posunu z lin. výpočtu	Max. hodnota návrhového posunu
	$F_{(1),i}$ [kN]	$F_{(2),i}$ [kN]	$u_{(1),i}$ [m]	$u_{(2),i}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]
1	14,94	23,54	0,0019	0,0004	0,0019	0,0076
2	30,49	33,24	0,0039	0,0005	0,0039	0,0153
3	43,93	19,78	0,0056	0,0003	0,0056	0,0219
4	53,40	-7,53	0,0068	-0,0001	0,0068	0,0265
5	60,82	-30,76	0,0075	-0,0004	0,0075	0,0293

TAB 39: Hodnoty posunů od návrhového spektra odezvy (SEISMOSTRUCT)

SEISMOSTRUCT - PODDAJNÉ PŘÍČLE					
	SMĚR X			SMĚR Y	
	Max. hodnota posunu z lin. výpočtu	Max. hodnota návrhového posunu		Max. hodnota posunu z lin. výpočtu	Max. hodnota návrhového posunu
	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]		$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]
1	0,0019	0,0072	1	0,0019	0,0073
2	0,0037	0,0146	2	0,0038	0,0148
3	0,0053	0,0207	3	0,0054	0,0211
4	0,0065	0,0252	4	0,0066	0,0258
5	0,0071	0,0278	5	0,0073	0,0285

TAB 40: Kombinace maximálních posunů ve dvou vodorovných směrech od návrhového spektra odezvy

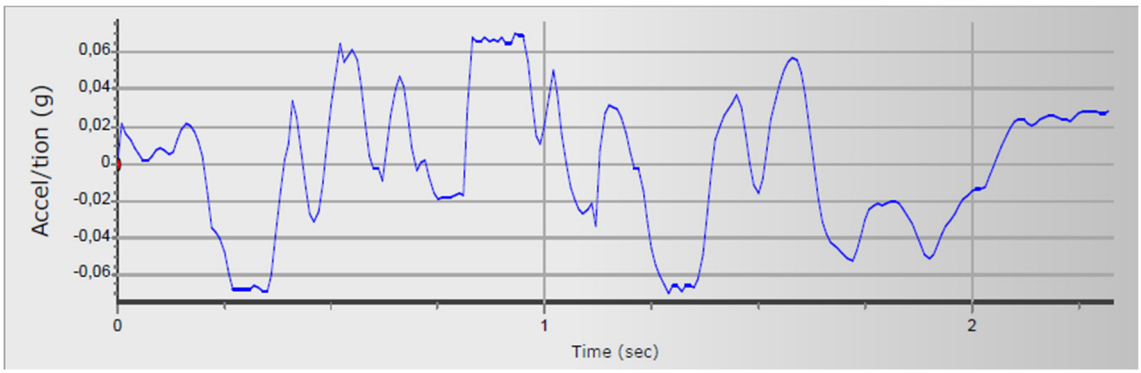
MAXIMÁLNÍ POSUNY DLE SRSS				
	Ruční výpočet - TUHÉ PŘÍČLE	RFEM - TUHÉ PŘÍČLE	RFEM - PODDAJNÉ PŘÍČLE	SEISMOSTRUCT - PODDAJNÉ PŘÍČLE
	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]
1	0,0103	0,0106	0,0107	0,0103
2	0,0196	0,0203	0,0214	0,0208
3	0,0274	0,0282	0,0307	0,0296
4	0,0329	0,0342	0,0372	0,0361
5	0,0360	0,0376	0,0409	0,0398

4.5.3 Dynamický výpočet časového průběhu odezvy

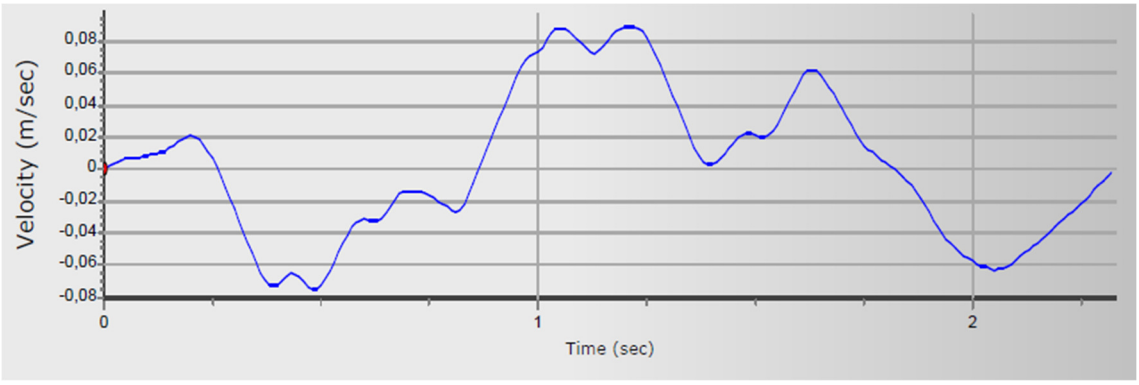
Další možností, jak vypočítat odezvu na seismické zatížení, je pomocí akcelerogramů, neboli časového průběhu odezvy. Aby bylo možné porovnat jednotlivé metody výpočtu, byl použit umělý akcelerogram. Pro zjednodušení byl použit pouze jeden umělý akcelerogram, který splňuje podmínky podobnosti se spektrem vodorovné pružné odezvy, ze kterého byl sestaven, podmínky jsou uvedené v kapitole 3.3.3.

Ke generaci akcelerogramu byl použit program SeismoArtif od společnosti SeismoSoft. Před vygenerováním umělého akcelerogramu byl vypočten akcelerogram syntetický. Vstupní hodnoty pro vygenerování syntetického akcelerogramu bylo spektrum odezvy specifikované v kapitole 4.2, dalšími vstupními hodnotami byly parametry zemětřesení.

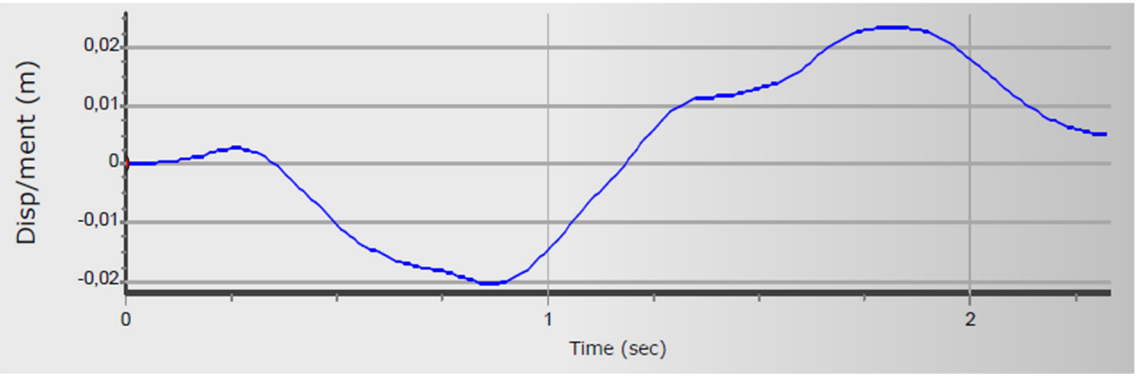
Z těchto parametrů byl vypočten umělý akcelerogram, graf rychlosti a posunu v závislosti na čase odpovídající akcelerogramu. Tyto grafy jsou uvedeny na OBR 23 až 25.



OBR 23: Zvolený umělý akcelerogram

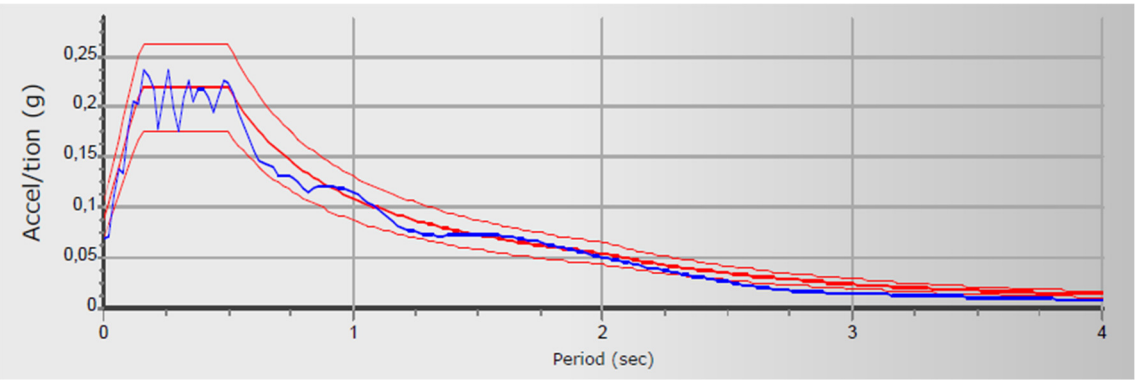


OBR 24: Graf rychlosti v závislosti na čase odpovídající akcelerogramu

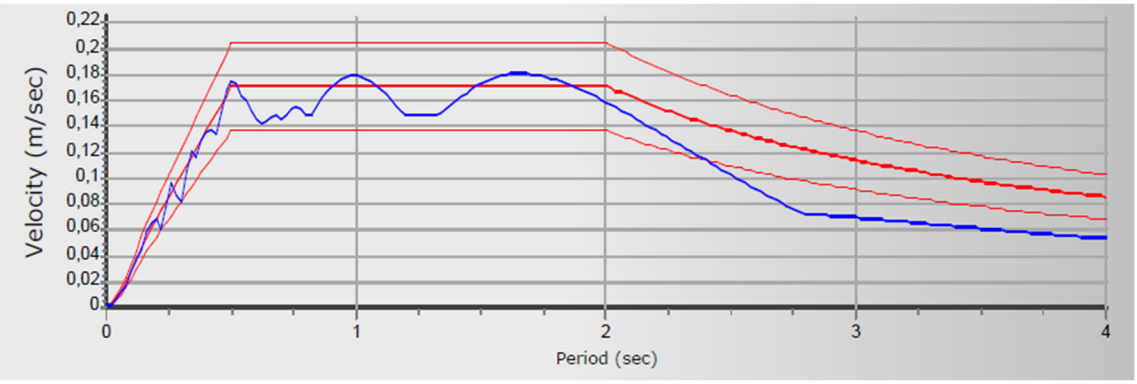


OBR 25: Graf posunu v závislosti na čase odpovídající akcelerogramu

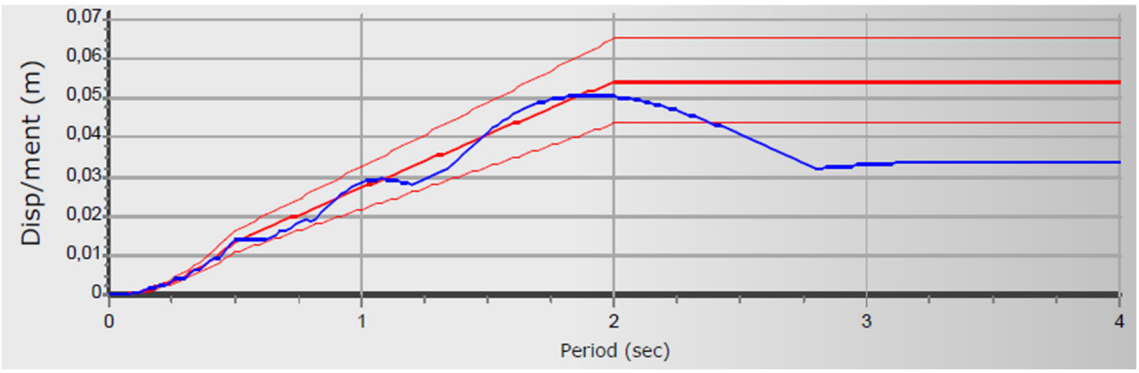
Srovnání se spektry odezvy zrychlení, rychlosti a posunu, které byly použity pro výpočet umělého akcelerogramu jsou uvedeny na OBR 26 až 28.



OBR 26: Porovnání akcelerogramu se spektrem zrychlení



OBR 27: Porovnání časové křivky rychlosti se spektrem rychlosti



OBR 28: Porovnání časové křivky posunu se spektrem posunu

Výpočet byl proveden pouze v programu SeismoStruct, který umožňuje výpočet odezvy s materiálovými a geometrickými nelinearitami konstrukce. Modelovány byly pouze rámy s poddajnými příčlemi. Výpočetní modely byly sestaveny stejně jako v předchozí metodě (podrobnější popis kapitola 4.3), pouze materiály byly definovány jako pružněplastické (podrobnější specifikace materiálů v kapitole 4.1). Do modelů byly aplikovány hmoty dle vztahu (4.35). Hodnoty posunů z jednotlivých směrů byly zkombinovány podle metody SRSS (3.46). Výsledné posuny jsou uvedeny v TAB 41.

TAB 41: Výsledné posuny vypočtené dynamickým výpočtem časového průběhu odezvy

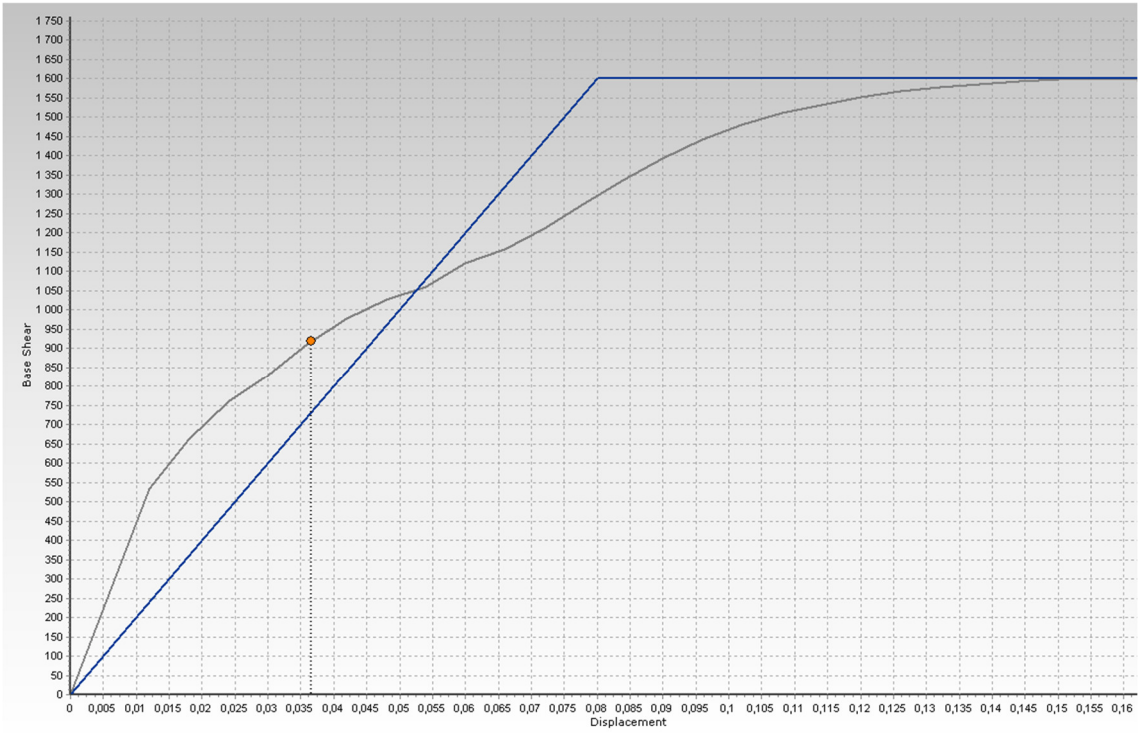
SEISMOSTRUCT - PODDAJNÉ PŘÍČLE			
	SMĚR X	SMĚR Y	SRSS
	Max. hodnota posunu	Max. hodnota posunu	Max. hodnota posunu
	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]
1	0,007	0,008	0,011
2	0,015	0,016	0,022
3	0,021	0,022	0,030
4	0,026	0,027	0,037
5	0,029	0,030	0,042

4.5.4 Výpočet metodou statického přitěžování

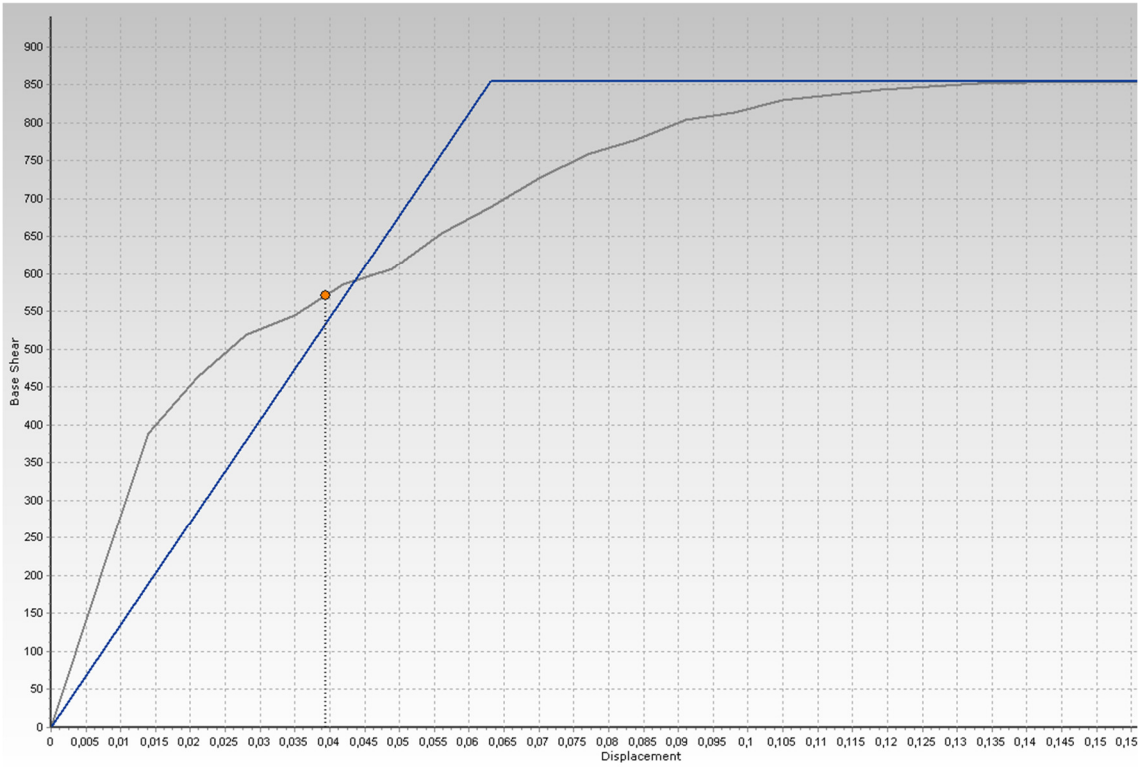
Metoda statického přitěžování používá k výpočtu odezvy na seismické zatížené nelineární statický výpočet, ve kterém je aplikováno do modelu konstantní svislé zatížení vlastní tíhou konstrukce a postupně vzrůstající vodorovné zatížení, které představuje zatížení seismické.

Pro výpočet vodorovných sil bylo zvoleno modálního rozdělení, kde jsou jednotlivé síly vypočteny na základě prvního vlastního tvaru kmitání konstrukce. Tyto síly byly vypočteny dle vzorců uvedených v kapitole 3.3.4., dále byly aplikovány do programu SeismoStruct. Aby bylo zohledněno nelineární chování konstrukce, byly materiály v programu definovány jako pružněplastické. Pro výpočet byly použity pouze modely s poddajnými příčlemi. Výpočetní modely byly sestaveny podle popisu v kapitole 4.3.

Aby bylo možné zjistit účinky seismického zatížení na konstrukci, bylo nutné vypočítat křivky kapacity. Křivka kapacity je závislost vodorovné síly a posunu nejvyššího bodu konstrukce. Vodorovné zatížení postupně narůstá až do vzniku kinematického mechanismu. V tomto případě bylo zvoleno zvyšování zatížení po 2 %. Kapacitní křivky pro jednotlivé směry jsou uvedeny na OBR 29 a 30.



OBR 29: Křivka kapacity rámu ve směru X



OBR 30: Křivka kapacity rámu ve směru Y

Kinematický mechanismus konstrukce na rámu ve směru osy x byl dosažen přibližně při 2,2-násobku vypočtených vodorovných sil. Ve směru osy y konstrukce zkolabovala přibližně při 1,7-násobku vodorovného zatížení.

Výsledné posuny odpovídající spektru pružné odezvy definovaného v kapitole 4.2 jsou uvedeny v TAB 42. Pro kombinace posunů z jednotlivých směrů bylo použito pravidlo SRSS (3.46).

TAB 42: Výsledné posuny vypočtené metodou statického přitěžování

SEISMOSTRUCT - PODDAJNÉ PŘÍČLE			
	SMĚR X	SMĚR Y	SRSS
	Max. hodnota posunu	Max. hodnota posunu	Max. hodnota posunu
	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]
1	0,011	0,012	0,016
2	0,021	0,025	0,033
3	0,029	0,033	0,044
4	0,035	0,038	0,052
5	0,037	0,040	0,054

4.6 Porovnání metod výpočtu odezvy na seismické zatížení

Protože odezva konstrukce na seismické zatížení byla zjištěna různými metodami na různých modelech, bylo možné výsledky porovnat. Pro přehlednost jsou jednotlivé typy použitých metod výpočtu a výpočetních modelů shrnuty následovně:

1) Modely s nekonečně tuhými příčlemi
   a) Ruční výpočet
      - Výpočet pomocí metody příčných sil
      - Výpočet pomocí metody spektra odezvy – pružné spektrum
      - Výpočet pomocí metody spektra odezvy – návrhové spektrum
   b) RFEM
      - Výpočet pomocí metody příčných sil
      - Výpočet pomocí metody spektra odezvy – pružné spektrum
      - Výpočet pomocí metody spektra odezvy – návrhové spektrum
2) Modely s poddajnými příčlemi
   a) RFEM
      - Výpočet pomocí metody příčných sil
      - Výpočet pomocí metody spektra odezvy – pružné spektrum
      - Výpočet pomocí metody spektra odezvy – návrhové spektrum
   b) SeimoStruct
      - Výpočet pomocí metody spektra odezvy – pružné spektrum
      - Výpočet pomocí metody spektra odezvy – návrhové spektrum
      - Dynamický výpočet časového průběhu odezvy
      - Výpočet metodou statického přitěžování

Níže uvedené výsledné posuny v TAB 43 až 45 byly zjištěny pomocí pravidla SRSS, toto pravidlo kombinuje složky vodorovného seismického zatížení, které způsobilo odezvu konstrukce.

Výsledky uvedené v TAB 43 byly vypočteny lineárními metodami na modelech konstrukce, u kterých byly příčle uvažovány jako nekonečně tuhé. Odezva byla zjištěna pomocí ručních výpočtů a v programu RFEM, kam byly aplikovány ručně vypočtené

vodorovné statické síly simulující seismické zatížení. Odezva byla stanovena metodou příčných sil a metodou pomocí pružného spektra odezvy.

TAB 43: Výsledné posuny vypočtené lineárními výpočty – TUHÉ PŘÍČLE

	Příčné síly - ruční výpočet	Příčné síly - RFEM	Pružné spektrum - ruční výpočet	Pružné spektrum - RFEM
	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]
1	0,0098	0,0100	0,0103	0,0105
2	0,0189	0,0194	0,0196	0,0203
3	0,0264	0,0274	0,0274	0,0283
4	0,0319	0,0332	0,0329	0,0342
5	0,0348	0,0360	0,0360	0,0376

Výsledné posuny uvedené TAB 44 byly zjištěny na modelech, kde byly příčle modelovány jako poddajné se svojí skutečnou tuhostí. Odezva konstrukce byla zjištěna pomocí lineárních výpočtů, metodou příčných sil a metodou pomocí pružného spektra odezvy. Odezva konstrukce na seismické zatížení vypočtená metodou pomocí pružného spektra odezvy byla spočtena dvakrát. V programu RFEM, kam byly aplikovány ručně vypočtené vodorovné statické síly simulující seismické zatížení a v programu SeismoStruct, který je speciálně určen pro výpočet odezvy na seismické zatížení.

TAB 44: Výsledné posuny vypočtené lineárními výpočty – PODDAJNÉ PŘÍČLE

	Příčné síly - RFEM	Pružné spektrum - RFEM	Pružné spektrum - SEISMOSTRUCT
	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]
1	0,0103	0,0106	0,0103
2	0,0209	0,0215	0,0208
3	0,0298	0,0305	0,0296
4	0,0365	0,0371	0,0361
5	0,0401	0,0409	0,0398

Při porovnání výsledků vypočtených jednotlivými lineárními metodami je zřejmé, že výsledná odchylka mezi jednotlivými metodami je minimální. Tyto odchylky jsou způsobeny tím, že metoda výpočtu pomocí příčných sil, na rozdíl od metody výpočtu pomocí pružného spektra odezvy, uvažuje při výpočtu pouze první vlastní tvar kmitání. Jelikož je tento tvar dominantní z hlediska efektivní modální hmoty, jsou odchylky zanedbatelné.

Z hodnot uvedených v TAB 43 až 44 je patrné, že u modelů, kde byly příčle modelovány jako nekonečně tuhé, byly výsledné vodorovné posuny menší, což koresponduje s teorií, že tužší konstrukce vyvozuje menší deformace. Hodnoty z modelů, kde byly příčle modelovány jako nekonečně tuhé a modelů, které zohledňují skutečnou tuhost příčlí se neliší o více než 5 %. Proto v tomto případě není zanedbání skutečné poddajnosti příčlí příliš podstatné. Tato skutečnost je způsobena tím, že reálné tuhosti příčlí jsou v porovnání s tuhostí sloupů výrazně vyšší.

V TAB 45 jsou uvedeny hodnoty výsledných posunů vypočteny na modelech, kde byla zohledněna skutečná tuhost příčlí. Výsledky byly zjištěny pomocí nelineárního výpočtu, dynamickým výpočtem časového průběhu odezvy a metodou statického přitěžování. Dále pomocí lineárního výpočtu, kde je plastické chování konstrukce zohledněno součinitelem duktility, metodou pomocí návrhového spektra odezvy. Touto metodou byla odezva konstrukce opět vypočtena dvakrát, v programu RFEM a v programu SeismoStruct.

Odchylka mezi výslednými posuny získanými nelineárními metodami může být způsobena použitím umělého akcelerogramu při použití dynamického výpočtu časového průběhu odezvy. Dále tím, že metoda statického přitěžování zohledňuje pouze první tvar kmitání konstrukce.

TAB 45: Výsledné posuny vypočtené nelineárními výpočty – PODDAJNÉ PŘÍČLE

	Návrhové spektrum - RFEM	Návrhové spektrum - SEISMOSTRUCT	Akcelerogram	Pushover
	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]
1	0,0107	0,0103	0,011	0,016
2	0,0214	0,0208	0,022	0,033
3	0,0307	0,0296	0,030	0,044
4	0,0372	0,0361	0,037	0,052
5	0,0409	0,0398	0,042	0,054

Při porovnání výpočtu odezvy lineárními a nelineárními metodami je patrné, že výsledné posuny vypočtené metodami nelineárními jsou větší než metodami lineárními, což je způsobené připuštěním plastické deformace při výpočtu nelineárními metodami.

4.7 Odezva konstrukce na statické zatížení

Protože na většině území ČR není seismické zatížení v porovnání se zatížením statickým nejzásadnější, byly na konstrukci vypočteny i účinky od statického zatížení.

Účinky od statického zatížení byly zjištěny z kombinací zatížení sestavených podle rovnice 6.10 uvedené v normě [1]. Na konstrukci bylo vneseno stálé a proměnné statické zatížení popsané v kapitole 4.2, následně z jednotlivých zatěžovacích stavů byly sestaveny kombinace zatížení. Statické zatížení bylo modelováno a vypočteno v programu RFEM. Účinky zatížení byly vypočteny pouze na modelech zohledňující skutečnou tuhost příčlí. Pro názorné srovnání účinků statického a seismického zatížení jsou v TAB 46 uvedeny maximální hodnoty vodorovných posunů konstrukce v jednotlivých vodorovných směrech.

TAB 46: Hodnoty posunů od statického zatížení

PODDAJNÉ PŘÍČLE		
	SMĚR X	SMĚR Y
	Max. hodnota posunu	Min. hodnota posunu
	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]
1	0,0021	0,0023
2	0,0038	0,0041
3	0,0050	0,0055
4	0,0059	0,0064
5	0,0063	0,0069

4.8 Porovnání odezvy na seismické a statické zatížení

Pro porovnání účinků statického a seismického zatížení, byly účinky od seismického zatížení vypočteny metodou pomocí spektra odezvy.

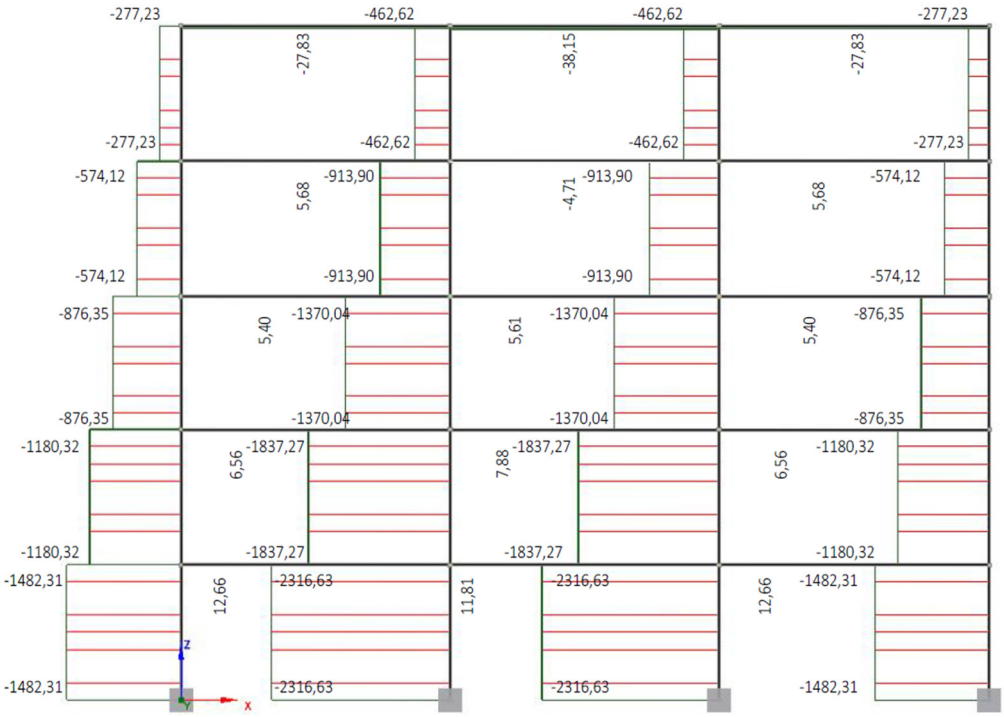
Protože pro ověření mezního stavu únosnosti dle [1] je seismické zatížení kombinováno se zatížením statickým, byla odezva na semické zatížení vypočtena znovu s aplikovaným příslušným statickým zatížením podle rovnice 6.12b z normy [1], tato rovnice je uvedena v kapitole 3.2.6. Vodorovné seismické zatížení působí na konstrukci střídavě z kladného i záporného směru osy y. Statické zatížení použité pro výpočet je popsáno v kapitole 4.2. Pro výpočet odezvy na seismické zatížení bylo použito návrhové spektrum odezvy definované v kapitole 4.5.2, které zohledňuje plastické chování konstrukce. Výpočet byl proveden v programu SeismoStruct na modelech s poddajnými příčlemi. V TAB 47 jsou uvedeny maximální hodnoty posunů v obou vodorovných směrech.

TAB 47: Hodnoty posunů konstrukce od statického a seismického zatížení

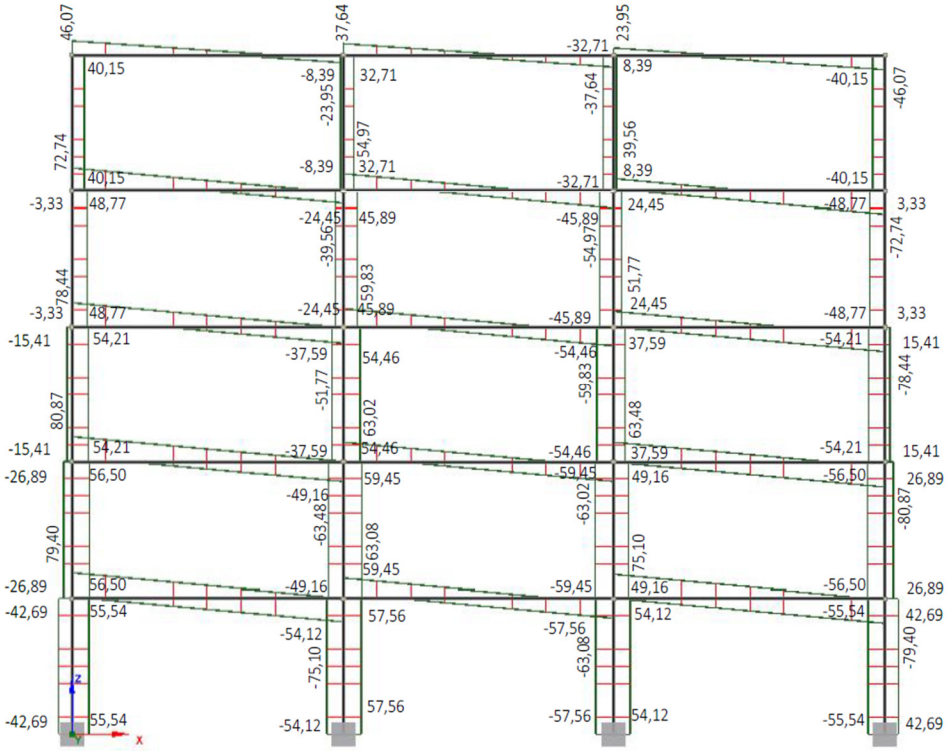
STATICKÉ ZATÍŽENÍ			SEISMICKÉ ZATÍŽENÍ		
	SMĚR X	SMĚR Y		SMĚR X	SMĚR Y
	Max. hodnota posunu	Min. hodnota posunu		Max. hodnota posunu	Max. hodnota posunu
	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]		$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]
1	0,0021	0,0023	1	0,0072	0,0072
2	0,0038	0,0041	2	0,0145	0,0148
3	0,0050	0,0055	3	0,0207	0,0211
4	0,0059	0,0064	4	0,0252	0,0258
5	0,0063	0,0069	5	0,0279	0,0286

Na OBR 31 až 36 jsou uvedeny průběhy normálových sil, posouvajících sil a ohybových momentů od kombinací statického a seismického zatížení na rámu ve směru Y.

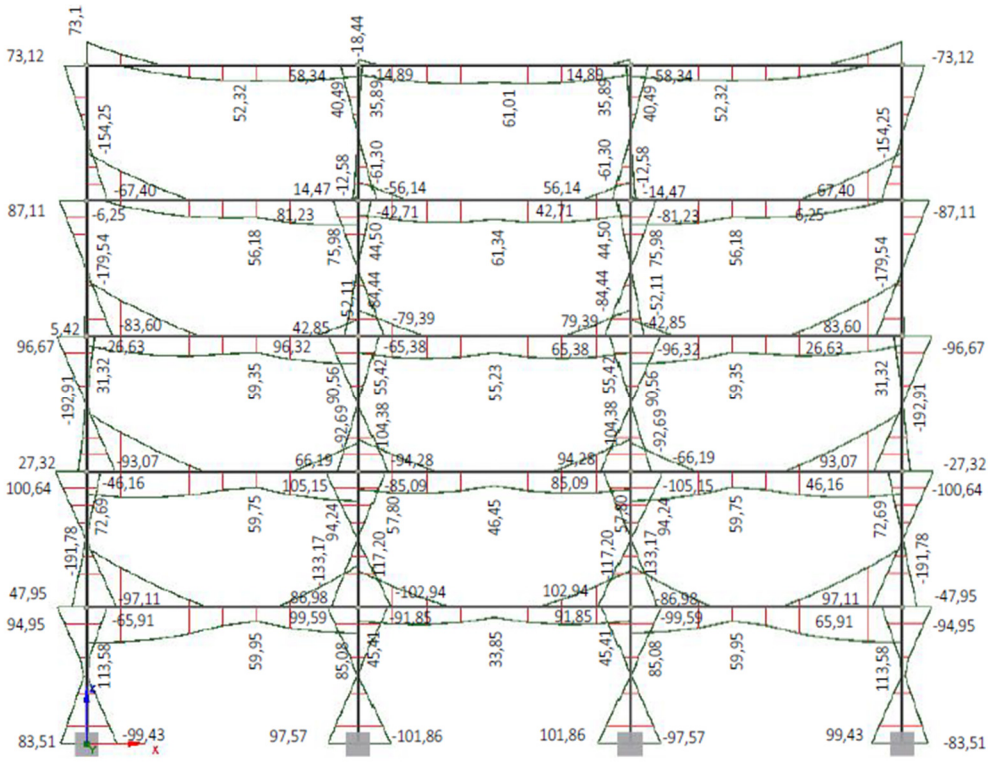
Pro porovnání účinků vodorovného zatížení způsobené seismickým zatížením a zatížením statickým (vítr) jsou na OBR 37 až 42 uvedeny průběhy vnitřních sil pouze od tohoto vodorovného zatížení.



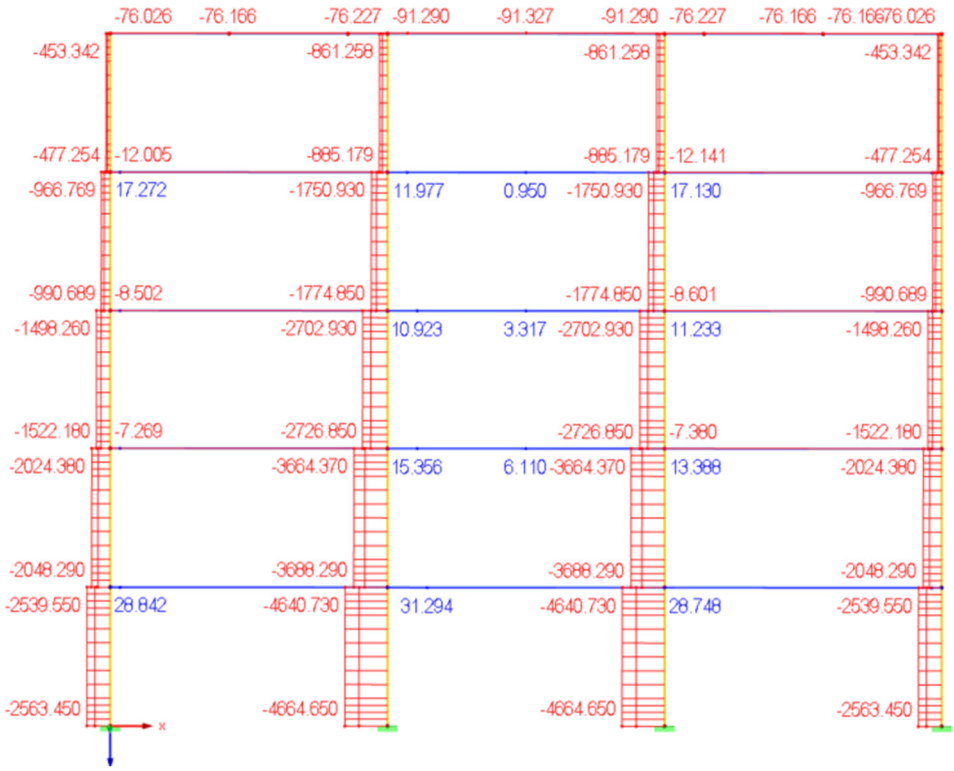
OBR 31: Průběhy normálové sily – kombinace seismického zatížení



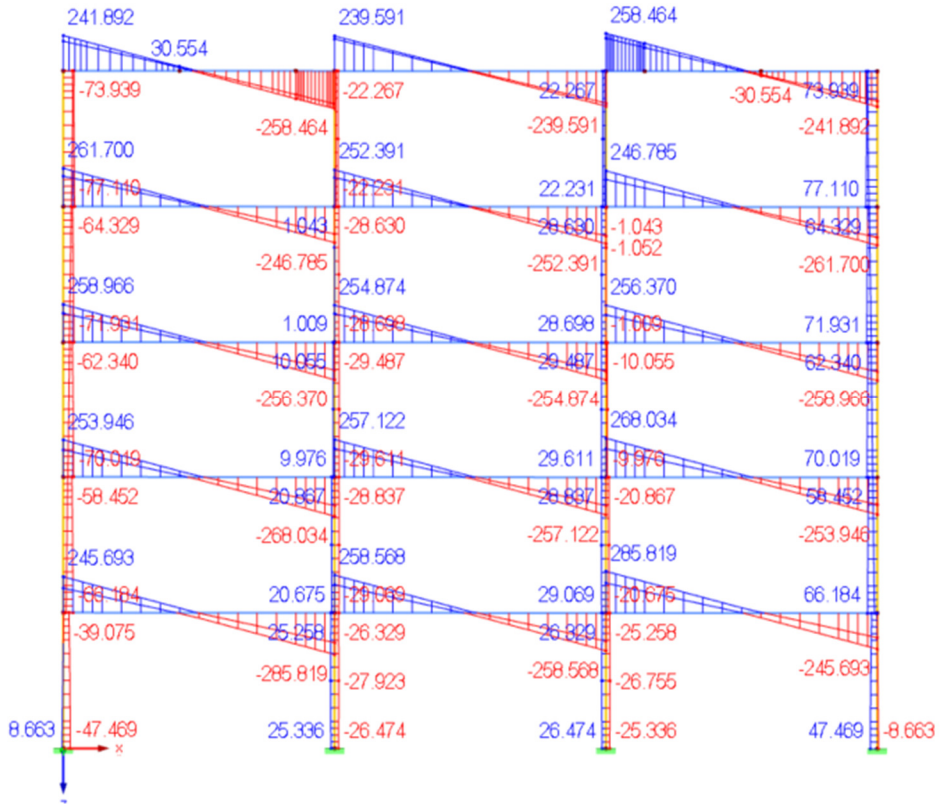
OBR 32: Průběh posouvající sily – kombinace seismického zatížení



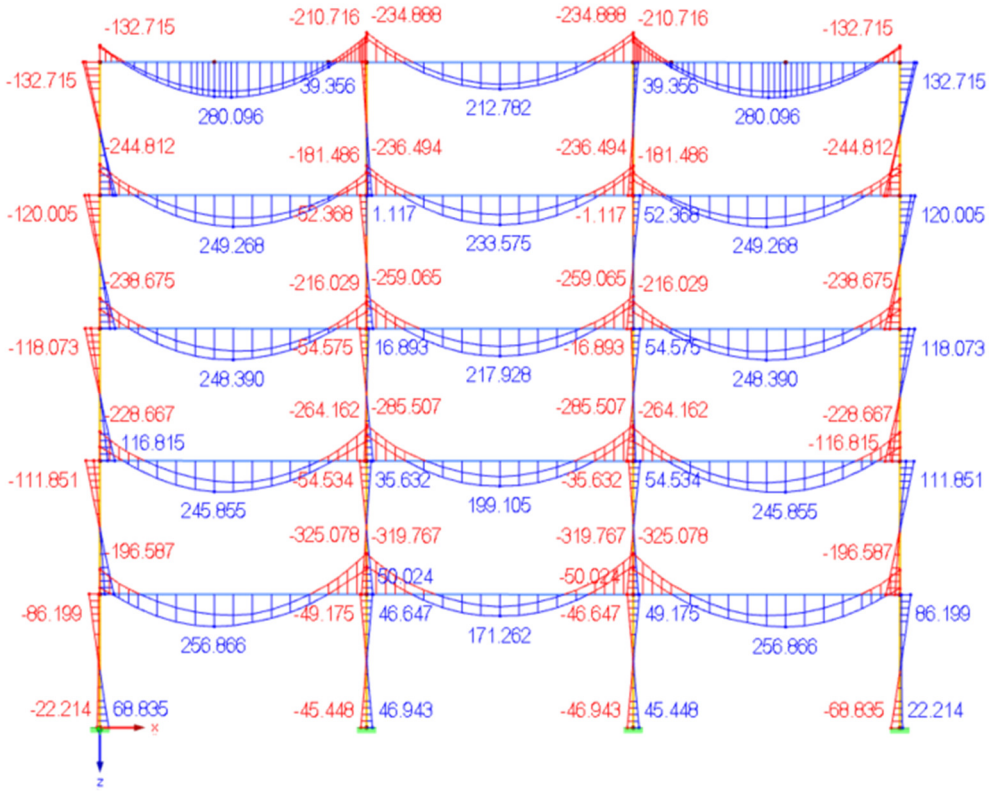
OBR 33: Průběh ohybového momentu – kombinace seismického zatížení



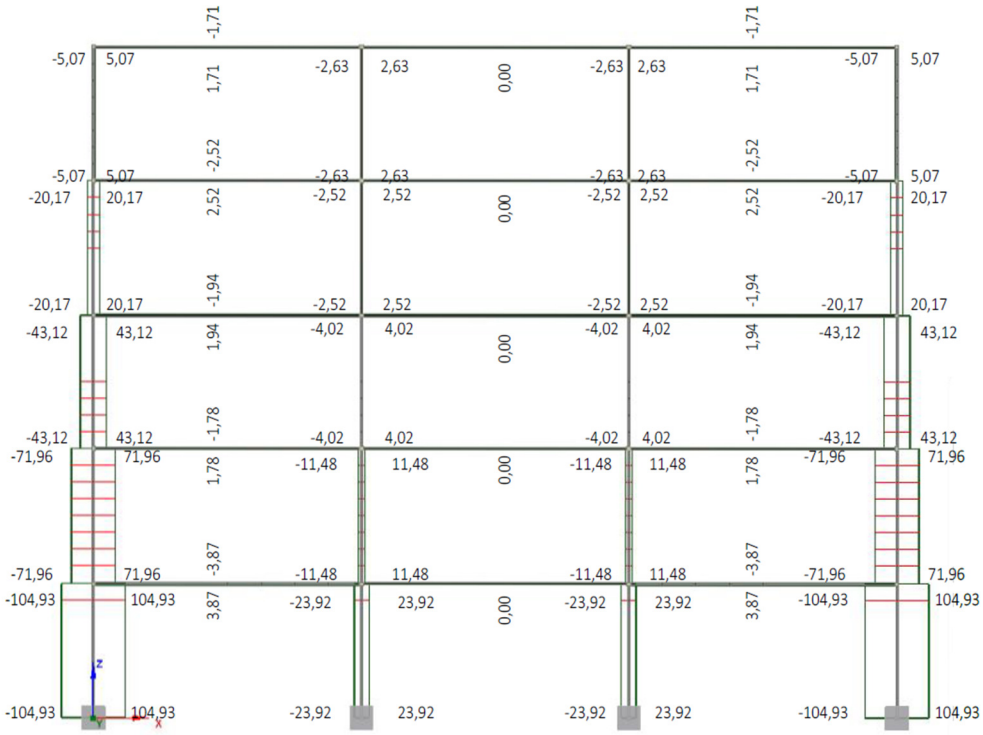
OBR 34: Průběh normálové síly – kombinace statického zatížení



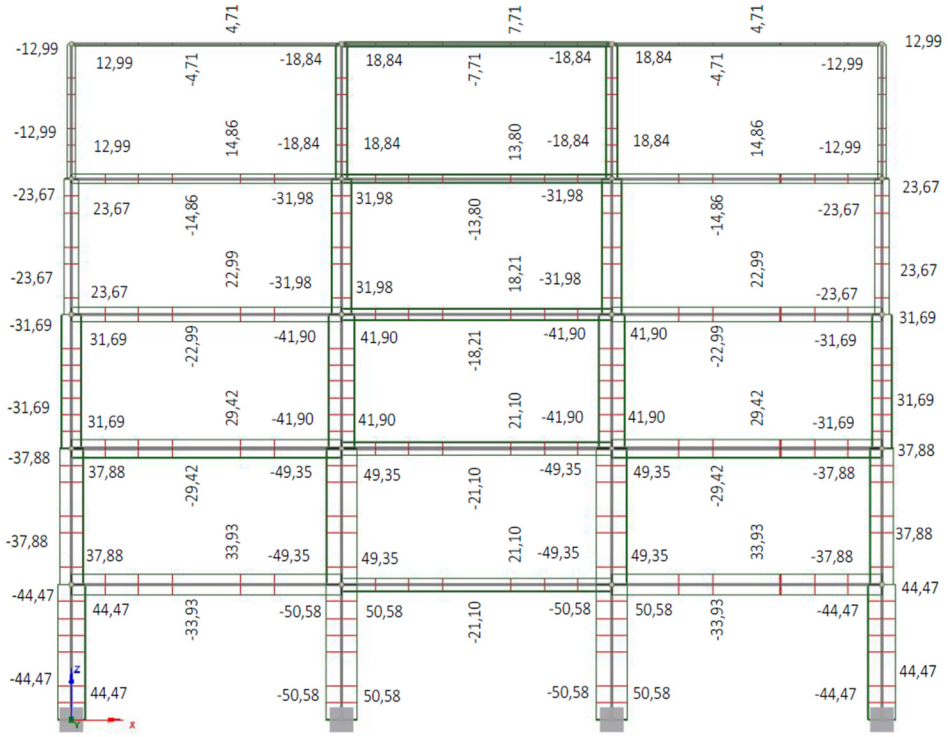
OBR 35: Průběh posouvající sily – kombinace statického zatížení



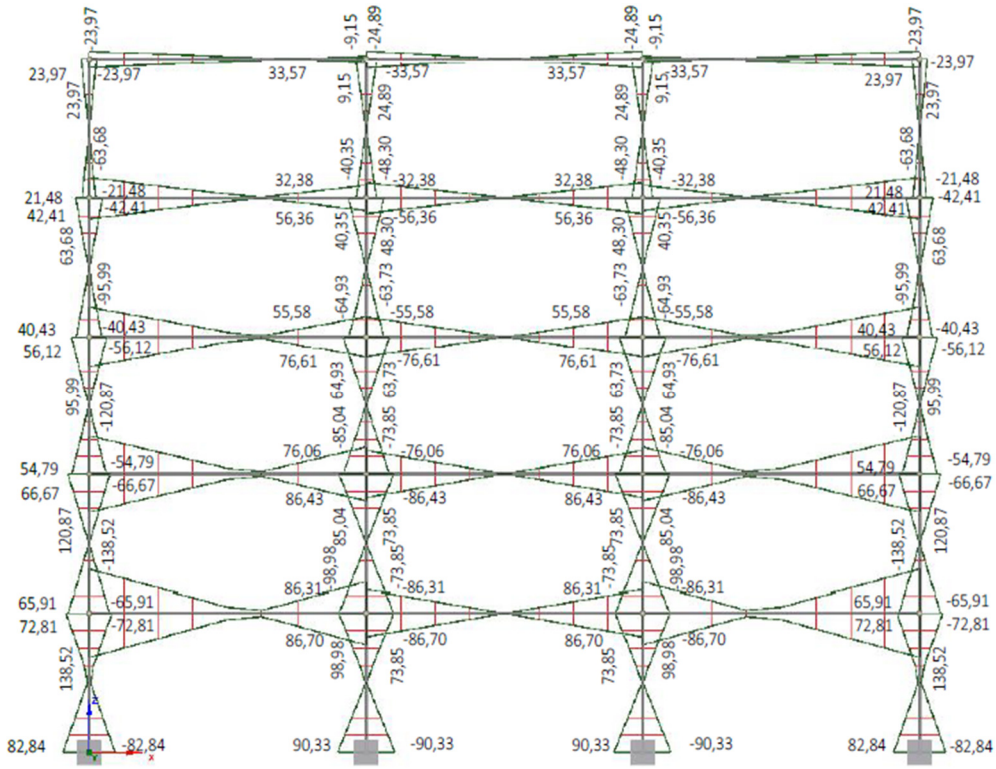
OBR 36: Průběh ohybového momentu – kombinace statického zatížení



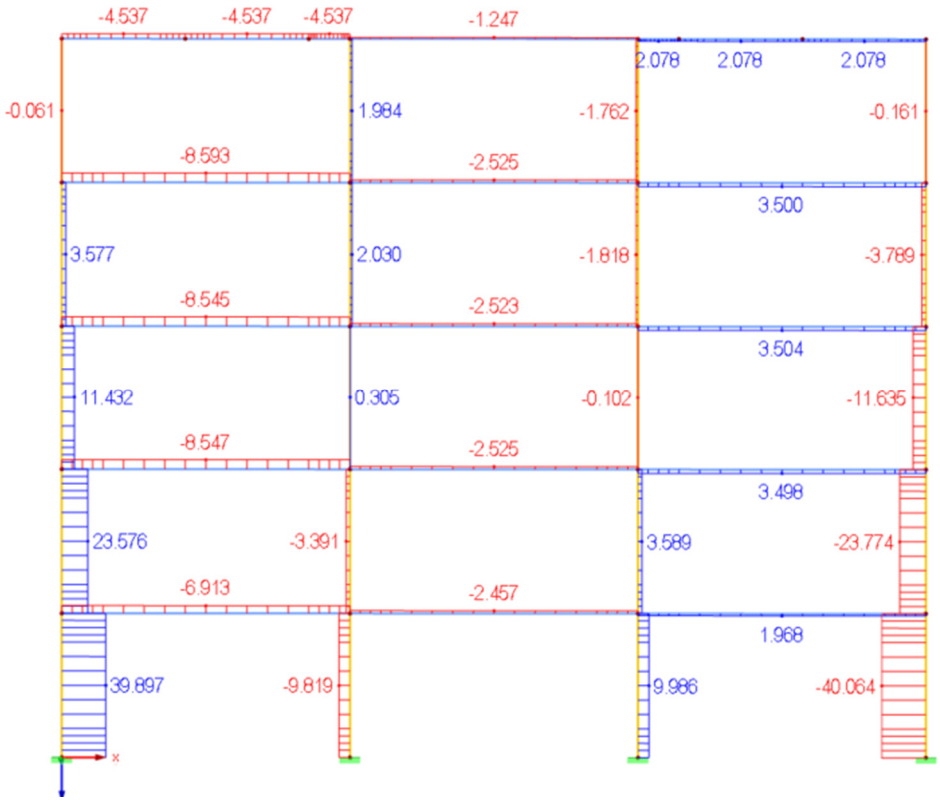
OBR 37: Průběh normálové sily – vodorovné seismické zatížení



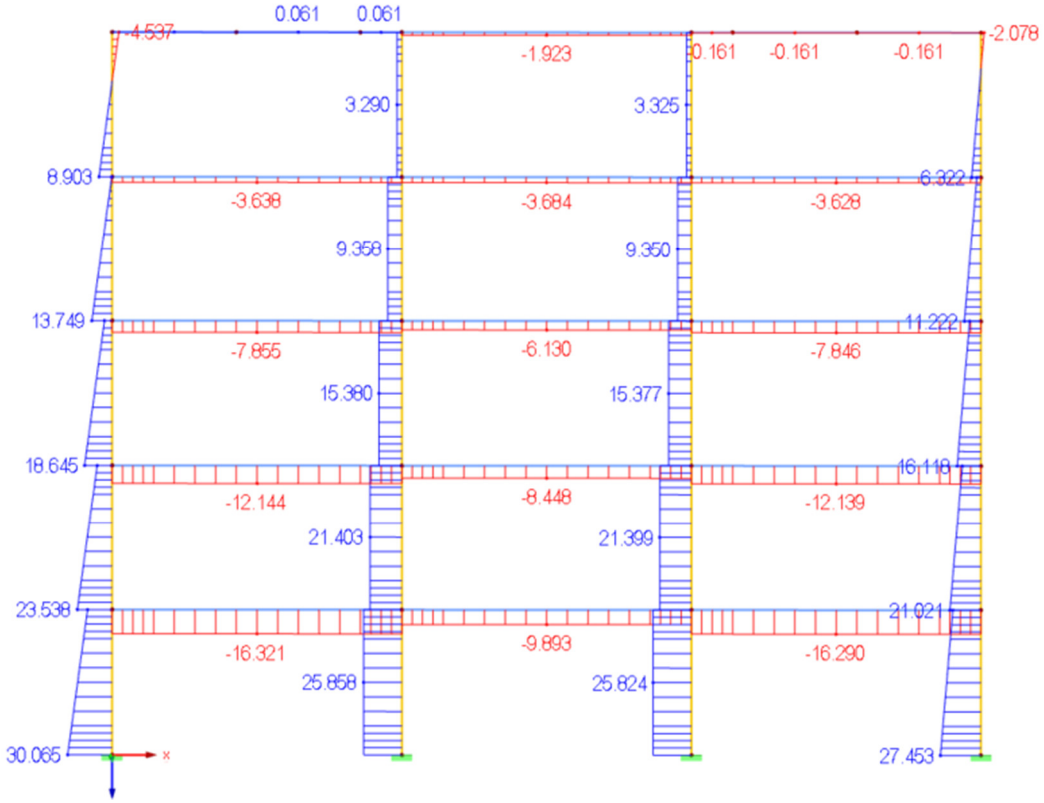
OBR 38: Průběhy posouvající sily – vodorovné seismické zatížení



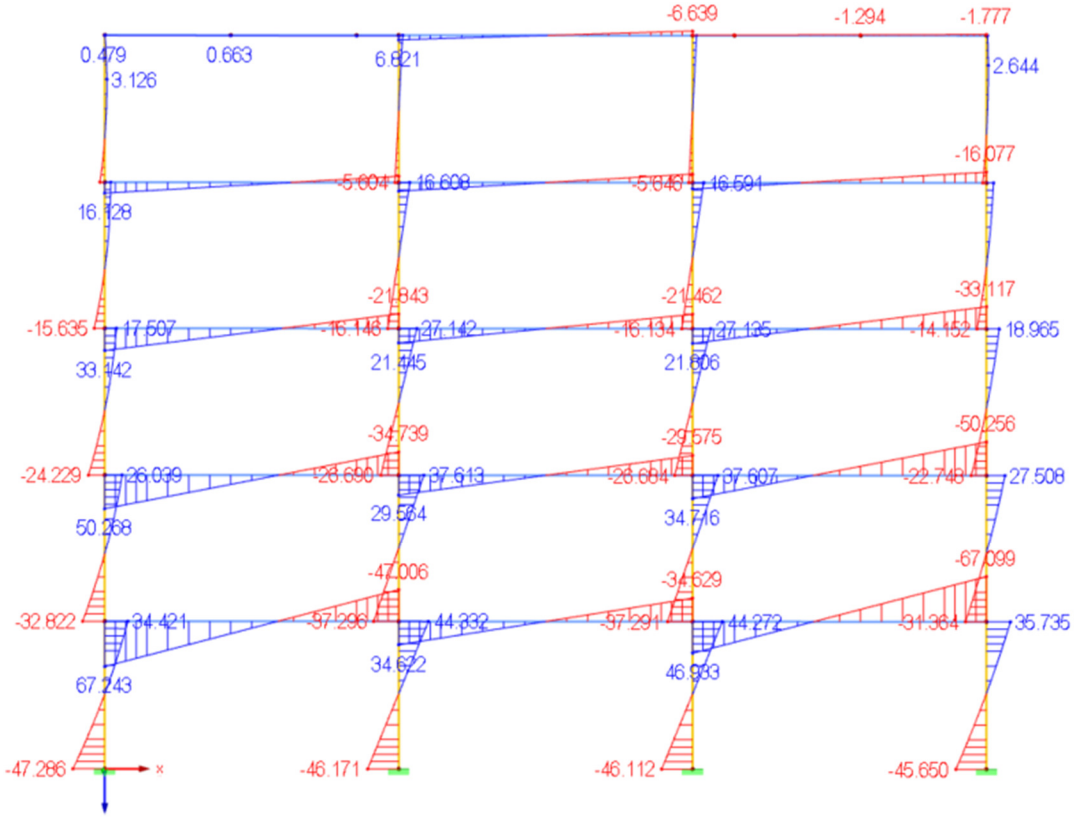
OBR 39: Průběh ohybového momentu – vodorovné seismické zatížení



OBR 40: Průběh normálové síly – vodorovné statické zatížení (vítr)



OBR 41: Průběh posouvající síly - vodorovné statické zatížení (vítr)



OBR 42: Průběh ohybového momentů - vodorovné statické zatížení (vítr)

Z výše uvedené TAB 47 je patrné, že posuny z kombinace seismické zatížení vypočtené pomocí návrhového spektra a následně přenásobené součinitelem duktility jsou několikanásobně větší než posuny od kombinace statického zatížení. Z porovnání průběhu vnitřních sil uvedených na OBR 31 až 36 je zřejmé, že pro návrh a posouzení konstrukce na mezní stav únosnosti nejsou vnitřní sily od kombinace seismického zatížení ve většině prvků rozhodující. Přesto je v této oblasti, s největším referenčním špičkovým zrychlením v ČR důležité odezvu na seismické zatížení zohlednit při návrhu a posouzení konstrukcí.

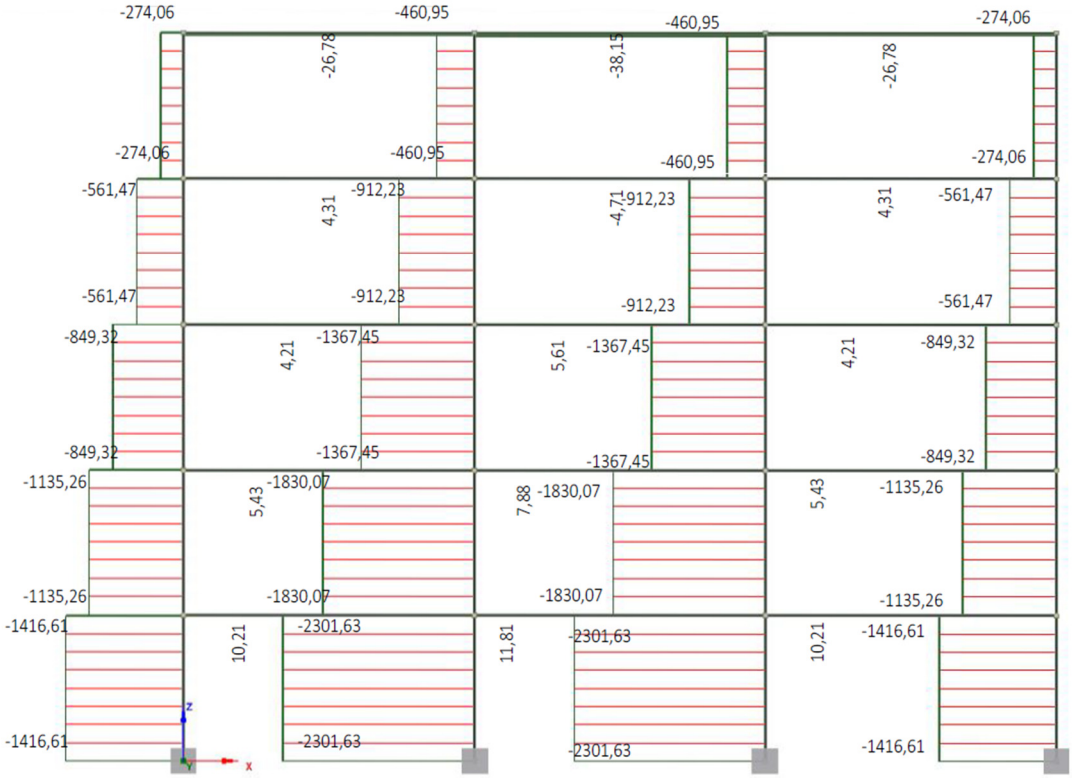
Pro názornost byla odezva konstrukce na kombinaci seismického zatížení a kombinace statického zatížení vypočtena i v oblasti s velmi malou seismicitou.

Jako místo s velmi malou seismicitou byly vybrány Semily. V této oblasti je referenční špičkové zrychlení 0,03g, větrná oblast III, kategorie terénu II, sněhová oblast V, ostatní parametry pro určení odezvy zůstaly shodné s předchozí oblastí. Odezva konstrukce na seismické zatížení byla vypočtena metodou pomocí spektra odezvy v programu SeismoStruct. Seismické zatížení bylo definováno návrhovým spektrem odezvy. Účinky na statické zatížení byly vypočteny v programu RFEM. Výsledné posuny od kombinací statického a seismického zatížení jsou uvedeny v TAB 48. Na OBR 43 až 48 jsou uvedeny průběhy vnitřních sil na konstrukci.

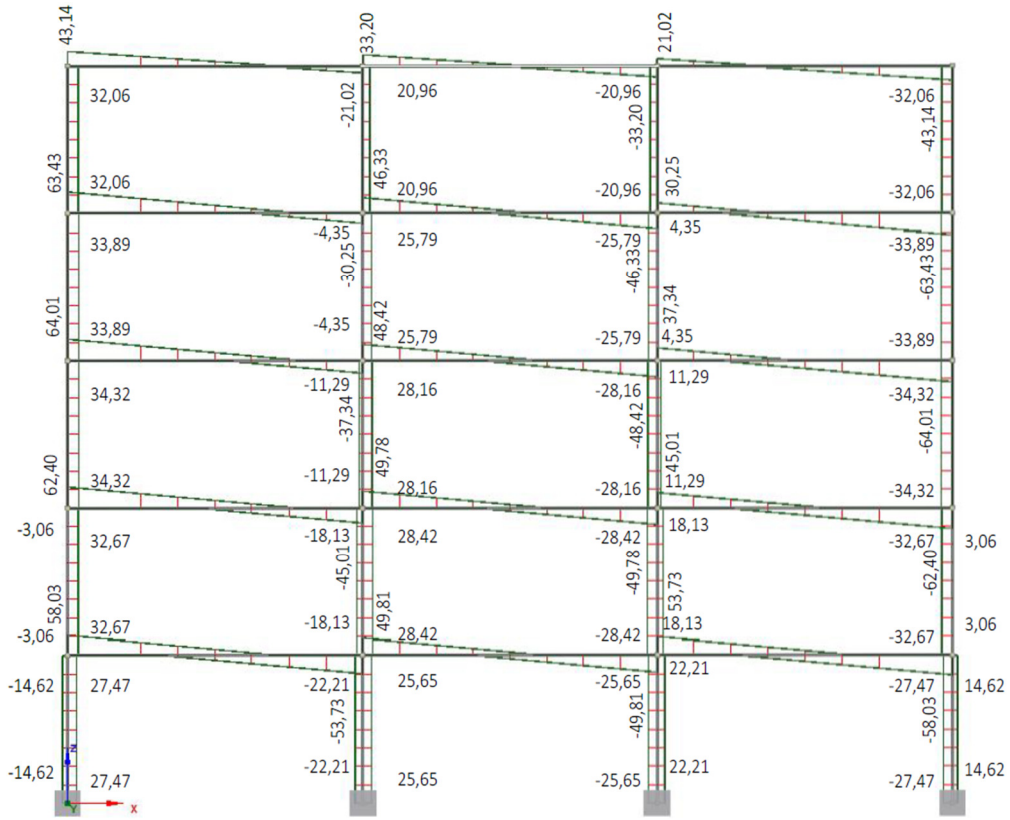
TAB 48: Hodnoty posunů konstrukce od statického a seismického zatížení - Semily

PODDAJNÉ PŘÍČLE					
STATICKÉ ZATÍŽENÍ			SEISMICKÉ ZATÍŽENÍ		
	SMĚR X	SMĚR Y		SMĚR X	SMĚR Y
	Max. hodnota posunu	Max. hodnota posunu		Max. hodnota posunu	Max. hodnota posunu
	$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]		$u_{i,max}$ [m]	$u_{i,max}$ [m]
1	0,0031	0,0033	1	0,0024	0,0024
2	0,0052	0,0055	2	0,0048	0,0050
3	0,0066	0,0071	3	0,0055	0,0058
4	0,0075	0,0079	4	0,0064	0,0066
5	0,0080	0,0086	5	0,0073	0,0075

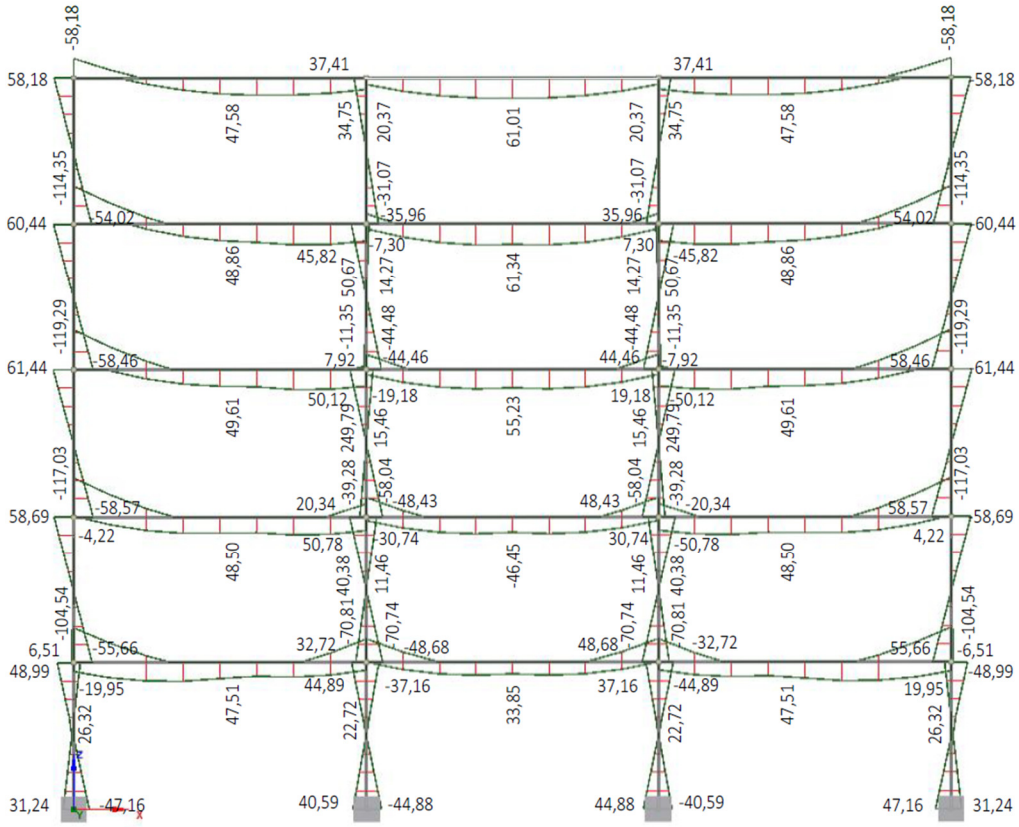
Z níže uvedených průběhů vnitřních sil je zřejmé, že pro návrh a posouzení konstrukce není v této oblasti kombinace seismického zatížení rozhodující.



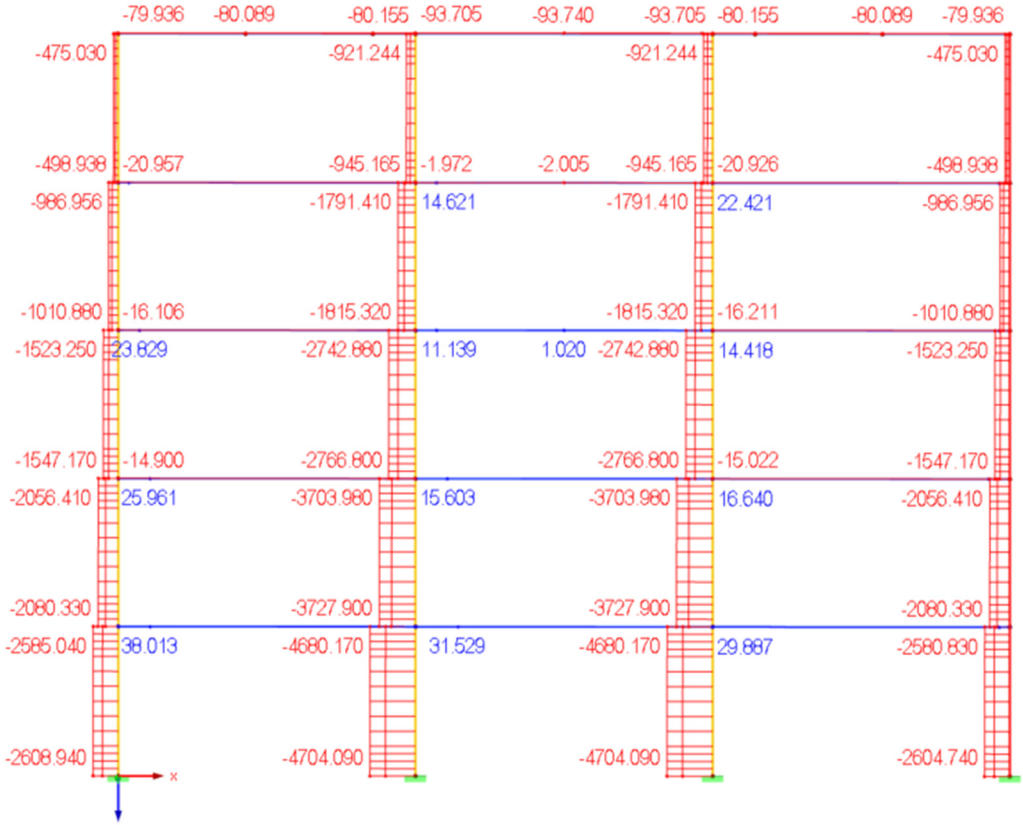
OBR 43: Průběh normálové síly – kombinace seismického zatížení



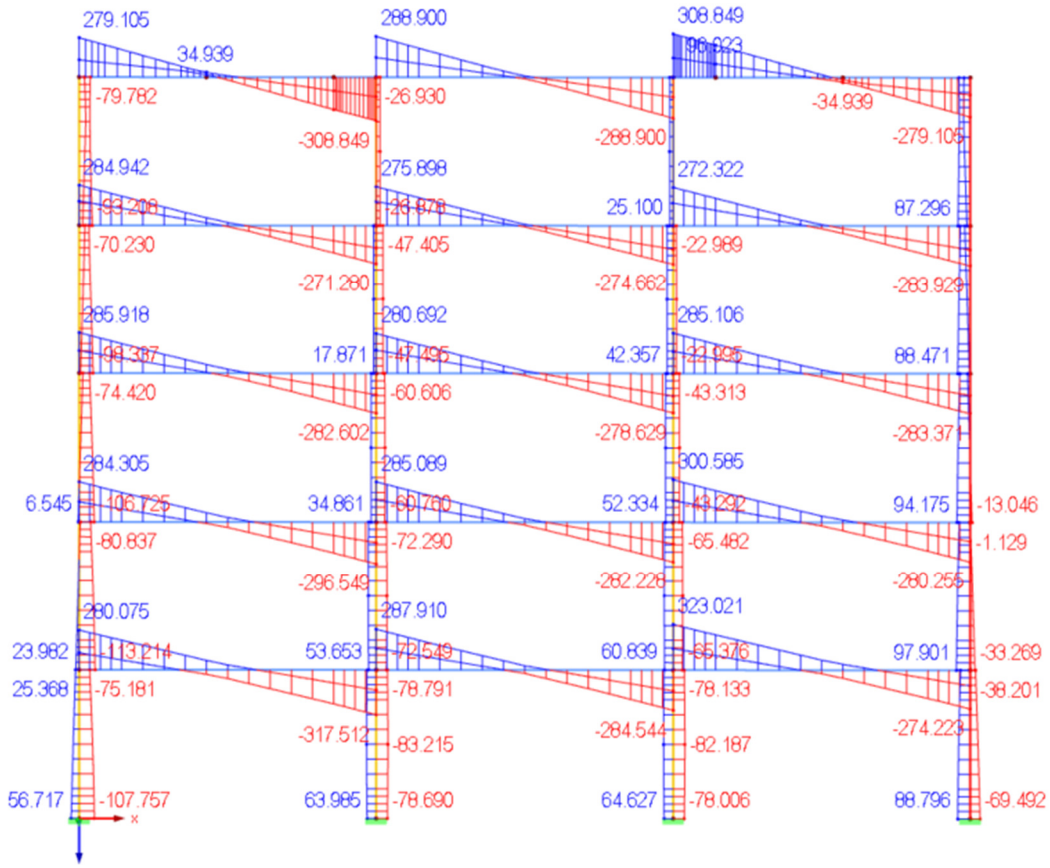
OBR 44: Průběh posouvající síly – kombinace seismického zatížení



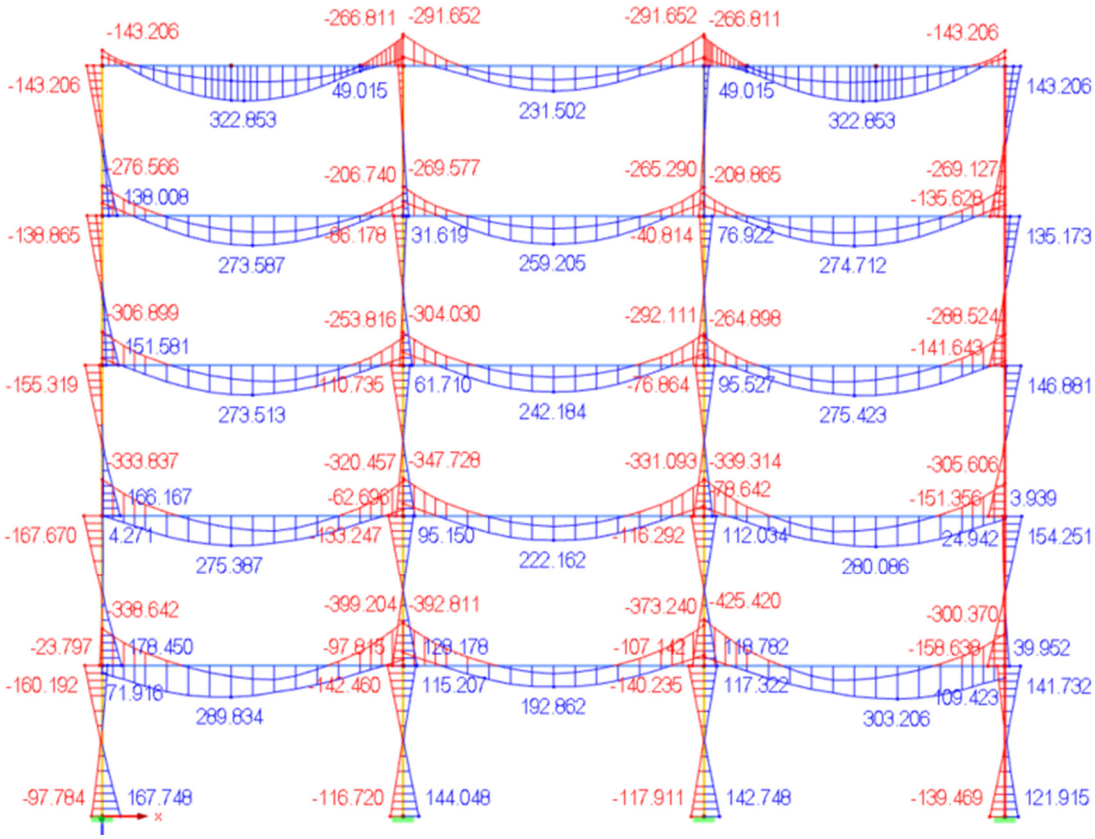
OBR 45: Průběh ohybového momentu – kombinace seismického zatížení



OBR 46: Průběh normálové síly – kombinace statického zatížení



OBR 47: Průběh posouvající síly – kombinace statického zatížení



OBR 48: Průběh ohybových momentů - kombinace statického zatížení

5 Závěr

Pro porovnání výpočetních metod používaných ke stanovení odezvy na seismické zatížení byla použita monolitická rámová konstrukce s pěti podlažími a osově souměrným půdorysem. Tato konstrukce byla umístěna do oblasti s největším referenčním špičkovým zrychlením v ČR. Z důvodu kontroly pomocí ručního výpočtu byla konstrukce v některých případech modelována dvěma způsoby. Prvním způsobem s nekonečně tuhými příčlemi, tj. jako soustava s pěti stupni volnosti, a druhým způsobem s příčlemi poddajnými se zohledněním jejich skutečné tuhosti.

K výpočtu odezvy na seismické zatížení bylo nejprve nutné stanovit dynamické vlastnosti konstrukce, a to vlastní tvary kmitání, vlastní frekvence a vlastní periody. Po zjištění těchto vlastností, byla vypočtena odezva na seismické zatížení lineárními a nelineárními metodami.

Z lineárních metod byla použita metoda příčných sil a metoda výpočtu pomocí spektra odezvy. Dále byla odezva vypočtena užitím návrhového spektra odezvy, které zohledňuje plastické chování konstrukce užitím součinitele duktility q.

Odezva konstrukce byla ke standardně užívaným lineárním metodám zjištěna i metodami nelineárními, dynamickým výpočtem časového průběhu odezvy a metodou statického přitěžování. Tyto metody zohledňují při výpočtu odezvy plastické chování konstrukce.

Porovnáním výsledků jednotlivých metod je zřejmé, že pro tuto konstrukci se výsledky z jednotlivých metod příliš neliší. Proto se nelineární metody jeví jako kvalitní řešení ke standardně užívaným lineárním metodám.

Z důvodu porovnání účinků seismického zatížení se zatížením statickým byly vypočteny posuny i na zatížení statické pro danou oblast. Z výsledků je patrné, že v této oblasti je důležité odezvu na seismické zatížení při návrhu a posouzení konstrukce zohlednit.

Pokud by se konstrukce nacházela v oblasti s velmi malou seismicitou, nebyly by účinky seismického zatížení v porovnání se zatížením statickým rozhodující.

6 Seznam obrázků

OBR 1: Mapa seismických oblastí [2] 16

OBR 2: Křivka kapacity 17

OBR 3: Tvar spektra pružné odezvy [2] 21

OBR 4: Doporučené spektrum vodorovné pružné odezvy typu 1 pro půdy A až E (5 % tlumení) [2] 22

OBR 5: Doporučené spektrum vodorovné pružné odezvy typu 2 pro půdy A až E (5 % tlumení) [2] 22

OBR 6: Modální rozdělení příčného zatížení [4] 28

OBR 7: Lineární rozdělení příčného zatížení [4] 29

OBR 8: Určení idealizované závislosti pružněplastické síly na posunu [2] 34

OBR 9: Určení výsledného posunu náhradní soustavy pro konstrukce s krátkou periodou vlastních kmitů 37

OBR 10: Určení výsledného posunu náhradní soustavy pro konstrukce se střední a dlouhou periodou vlastních kmitů 37

OBR 11: Půdorys konstrukce 39

OBR 12: Mander a kol. pracovní diagram betonu 40

OBR 13: Menegotto-Pinto pracovní diagram oceli 41

OBR 14: Použité spektrum vodorovné pružné odezvy 43

OBR 15: Výpočetní model konstrukce ve směru osy x 47

OBR 16: Výpočetní model konstrukce ve směru osy y 47

OBR 17: 1. tvar vlastního kmitání konstrukce – SMĚR X 50

OBR 18: 2. tvar vlastního kmitání konstrukce – SMĚR X 51

OBR 19: 3. tvar kmitání kmitání konstrukce – SMĚR X 51

OBR 20: 4. tvar vlastního kmitání konstrukce – SMĚR X 51

OBR 21: 5. tvar vlastního kmitání konstrukce – SMĚR X 52

OBR 22: Návrhové spektrum odezvy 60

OBR 23: Zvolený umělý akcelerogram 64

OBR 24: Graf rychlosti v závislosti na čase odpovídající akcelerogramu 64

OBR 25: Graf posunu v závislosti na čase odpovídající akcelerogramu 65
OBR 26: Porovnání akcelerogramu se spektrem zrychlení 65
OBR 27: Porovnání časové křivky rychlosti se spektrem rychlosti 65
OBR 28: Porovnání časové křivky posunu se spektrem posunu 66
OBR 29: Křivka kapacity rámu ve směru X 67
OBR 30: Křivka kapacity rámu ve směru Y 68
OBR 31: Průběhy normálové sily – kombinace seismického zatížení 74
OBR 32: Průběh posouvající sily – kombinace seismického zatížení 74
OBR 33: Průběh ohybového momentu – kombinace seismického zatížení 75
OBR 34: Průběh normálové sily – kombinace statického zatížení 75
OBR 35: Průběh posouvající sily – kombinace statického zatížení 76
OBR 36: Průběh ohybového momentu– kombinace statického zatížení 76
OBR 37: Průběh normálové sily – vodorovné seismické zatížení 77
OBR 38: Průběhy posouvající sily – vodorovné seismické zatížení 77
OBR 39: Průběh ohybového momentu – vodorovné seismické zatížení 78
OBR 40: Průběh normálové síly – vodorovné statické zatížení (vítr) 78
OBR 41: Průběh posouvající síl - vodorovné statické zatížení (vítr) 79
OBR 42: Průběh ohybového momentů - vodorovné statické zatížení (vítr) 79
OBR 43: Průběh normálové síly – kombinace seismického zatížení 81
OBR 44: Průběh posouvajícíc síly – kombinace seismického zatížení 81
OBR 45: Průběh ohybového momentu – kombinace seismického zatížení 82
OBR 46: Průběh normálové síly – kombinace statického zatížení 82
OBR 47: Průběh posouvající síly - kombinace statického zatížení 83
OBR 48: Průběh ohybových momentů – kombinace statického zatížení 83

7 Seznam tabulek

TAB 1: Typy základových půd [2] 14

TAB 2: Třídy významu pozemních staveb [2] 15

TAB 3: Hodnoty součinitele významu pozemních staveb [2] 15

TAB 4: Základní hodnoty součinitele duktility $\boldsymbol{q0}$ pro systémy pravidelné po výšce [2] 18

TAB 5: Základní hodnoty $\boldsymbol{\alpha u/\alpha u}$ [2] 18

TAB 6: Hodnoty parametrů popisující spektrum vodorovné pružné odezvy typu 1 [2] 20

TAB 7: Hodnoty parametrů popisující spektrum vodorovné pružné odezvy typu 2 [2] 21

TAB 8: Hodnoty parametrů popisující spektrum svislé pružné odezvy [3] 21

TAB 9: Hodnoty $\boldsymbol{\varphi}$ pro výpočet $\boldsymbol{\psi E, i}$ [2] 25

TAB 10: Doporučené hodnoty součinitele $\boldsymbol{\psi}$ pro pozemní stavby 25

TAB 11: Charakteristiky použitých materiálů 40

TAB 12: Veličiny pro definici spektra pružné odezvy 42

TAB 13: Hodnoty spektra vodorovné pružné odezvy 42

TAB 14: Hodnoty statického zatížení 44

TAB 15: Vlastní kmitání – směr X (ruční výpočet) 48

TAB 16: Vlastní kmitání – směr Y (ruční výpočet) 48

TAB 17: Vlastní kmitání – směr X (SEISMOSTRUCT) 49

TAB 18: Vlastní kmitání – směr Y (SEISMOSTRUCT) 49

TAB 19: Vlastní kmitání – směr X (SEISMOSTRUCT) 49

TAB 20: Vlastní kmitání – směr Y (SEISMOSTRUCT) 50

TAB 21: Hodnoty sil a posunů v metodě příčných sil – ruční výpočet 54

TAB 22: Hodnoty sil a posunů v metodě příčných sil – RFEM 54

TAB 23: Hodnoty sil a posunů v metodě příčných sil – RFEM 55

TAB 24: Kombinace maximálních posunů ve dvou vodorovných směrech v metodě příčných sil 55

TAB 25: Hodnoty sil a posunů v metodě spektra odezvy – směr X (ruční výpočet) 56

TAB 26: Hodnoty sil a posunů v metodě spektra odezvy – směr Y (ruční výpočet) 57

TAB 27: Hodnoty sil a posunů v metodě spektra odezvy – směr X (RFEM) 57
TAB 28: Hodnoty sil a posunů v metodě spektra odezvy – směr Y (RFEM) 58
TAB 29: Hodnoty sil a posunů v metodě spektra odezvy – směr X (RFEM) 58
TAB 30: Hodnoty sil a posunů v metodě spektra odezvy – směr Y (RFEM) 58
TAB 31: Hodnoty posunů v metodě spektra odezvy (SEISMOSTRUCT) 59
TAB 32: Kombinace maximálních posunů ve dvou vodorovných směrech v metodě spektra odezvy 59
TAB 33: Hodnoty sil a posunů od návrhového spektra odezvy – směr X (ruční výpočet) 61
TAB 34: Hodnoty sil a posunů od návrhového spektra odezvy – směr Y (ruční výpočet) 61
TAB 35: Hodnoty sil a posunů od návrhového spektra odezvy – směr X (RFEM) 61
TAB 36: Hodnoty sil a posunů od návrhového spektra odezvy – směr Y (RFEM) 62
TAB 37: Hodnoty sil a posunů od návrhového spektra odezvy – směr X (RFEM) 62
TAB 38: Hodnoty sil a posunů od návrhového spektra odezvy – směr Y (RFEM) 62
TAB 39: Hodnoty posunů od návrhového spektra odezvy (SEISMOSTRUCT) 63
TAB 40: Kombinace maximálních posunů ve dvou vodorovných směrech od návrhového spektra odezvy 63
TAB 41: Výsledné posuny vypočtené dynamickým výpočtem časového průběhu odezvy 66
TAB 42: Výsledné posuny vypočtené metodou statického přitěžování 68
TAB 43: Výsledné posuny vypočtené lineárními výpočty – TUHÉ PŘÍČLE 70
TAB 44: Výsledné posuny vypočtené lineárními výpočty – PODDAJNÉ PŘÍČLE 70
TAB 45: Výsledné posuny vypočtené nelineárními výpočty – PODDAJNÉ PŘÍČLE.. 71
TAB 46: Hodnoty posunů od statického zatížení 72
TAB 47: Hodnoty posunů konstrukce od statického a seismického zatížení 73
TAB 48: Hodnoty posunů konstrukce od statického a seismického zatížení - Semily .. 80

8 Seznam použité literatury

[1] ČSN EN 1990. *Eurokód: Zásady navrhování konstrukci.* ČNI, květen 2015

[2] ČSN EN 1998-1. *Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení: Část 1: Obecná pravidla, seismické zatížení a pravidla pro pozemní stavby.* Praha. ČNI, září 2013

[3] ČSN EN 1998-1, ZMĚNA Z1. *Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení: Část 1: Obecná pravidla, seismické zatížení a pravidla pro pozemní stavby.* Praha. ČNI, leden 2016

[4] MÁCA, Jiří. *Přednášky Seizmické inženýrství*. Praha: ČVUT. 2017. Dostupné z https://mech.fsv.cvut.cz/student/.

[5] MÁCA, Jiří. *Přednášky Dynamika 1, Dynamika 2*. Praha: ČVUT. 2017. Dostupné z https://mech.fsv.cvut.cz/student/.

[6] BOOTH, Edmund, KEY, David. *Earthquake Design Practice for Buildings second edition.* 2006

[7] ČSN EN 1991-1-4. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem.* ČNI, květen 2007

[8] ČSN EN 1991-1-1. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb.* ČNI, březen 2004

[9] ČSN EN 1991-1-3. *Eurokód 1: Zatížení stavebních konstrukcí – Část1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem.* ČNI, červenec 2005

[10] SUCUOĜLU, Halûk, AKKAR, Sinan. *Basic Earthquake Engineering, From Seismology to Analysis and Design.* 2014

[11] SeismoStruct User Manual 2018. Dostupné z:

https://www.seismosoft.com/seismostruct-documentation

[12] MANDER, J., PRIESTLEY, M. J. N., PARK, R. *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete.* 1988

[13] MENEGOTTO, Marco, PINTO, Emilio. *Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending.* 1973

9 Použitý software

Autodesk:	AutoCAD 2018
Ing. Software Dlubal:	RFEM 5.16
SeismoSoft	SeismoStruct
SeismoSoft	SeismoArtif
Microsoft:	MS Office 2016 (Word, Excel)
GNU Octave:	Octave 4.4.1