



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

**Fakulta stavební
Katedra mechaniky**

**Numerická studie cyklického poškození při seizmické
analýze ztužujících stěnových systémů**

**Numerical Study on Cyclic Damage in Seismic
Analysis of Shear Wall Systems**

DISERTAČNÍ PRÁCE

Ing. Petr Čada

Doktorský studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Školitel: prof. Ing. Jiří Máca, CSc.

Praha, 2021



PROHLÁŠENÍ

Jméno doktoranda: Ing. Petr Čada

Název disertační práce: Numerická studie cyklického poškození při seizmické analýze ztužujících stěnových systémů

Prohlašuji, že jsem uvedenou disertační práci vypracoval samostatně pod vedením školitele prof. Ing. Jiřího Máci, CSc..

Použitou literaturu a další materiály uvádím v seznamu použité literatury.

Disertační práce vznikla v souvislosti s řešením projektu: Studentská grantová soutěž ČVUT - SGS17/043/OHK1/1T/11 - Vývoj a aplikace pokročilých algoritmů pro numerickou analýzu a modelování konstrukcí a materiálů.

V Praze dne

.....
podpis

Poděkování

Rád bych poděkoval svému vedoucímu prof. Ing. Jiřímu Mácovi, CSc. za vedení disertační práce a také za jeho podporu, čas strávený při konzultacích, cenné rady, inspiraci a odbornou pomoc, které mi významnou měrou pomohly k vypracování této disertační práce.

V neposlední řadě patří velké poděkování za podporu při studiu a psaní disertační práce mé rodině, a to hlavně přítelkyni za její obrovskou podporu a trpělivost.

Petr Čada

Abstrakt

Disertační práce je cílena na alternativní metodu posuzování cyklicky zatěžovaného železobetonového prvku (nadpraží) ve stěnové ztužující konstrukci. Cyklické zatížení simuluje seizmické účinky působící na objekt. Práce popisuje nejdříve základní metody návrhu na seizmické zatížení, které doplňuje o Kačanovovu hypotézu o poškození, jež prošla modifikací pro aplikaci na cyklicky namáhané kvazikřehké materiály. Funkčnost Kačanovova modelu je dále ověřena numerickými experimenty na zvolené konstrukci programem ATENA. Závěrem je představen návrh širšího použití tohoto přístupu, a to ve formě základní metodiky pro MKP aplikaci Kačanovova modelu.

Klíčová slova

Seizmicita, Kačanovova hypotéza, ztužující stěnový systém, metoda postupného přitěžování, ATENA, materiálový model s poškozením

Abstract

This doctoral thesis is focused on an alternative method of analysis of a cyclically loaded structural member (a lintel) from a reinforced concrete in a shear wall system. The cyclical loading simulates seismic effects on the structure. The thesis describes at first basic methods of seismic design and supplements them with the Kachanov hypothesis of damage, which has been modified to apply to a cyclically loaded quasi-fragile materials. The functionality of the Kachanov model is verified by numerical experiments on a chosen structure in the ATENA programme. Finally, the design of a broader use of this approach is presented in a form of basic methodology for FEM application of the Kachanov model.

Keywords

Seismicity, Kachanov Hypothesis, Shear Wall System, Pushover Analysis, ATENA, Material Model with Damage



Obsah

1. Úvod a cíle disertační práce.....	13
1.1 Obsah a cíle práce	15
TEORETICKÉ PŘÍNOSY A POZNATKY PRÁCE	17
2. Současný stav problematiky	19
2.1 Seismicita	19
2.1.1 Základní pojmy.....	20
2.1.2 Intenzita zemětřesení.....	21
2.1.3 Velikost zemětřesení.....	23
2.2 Zatížení seismicitou.....	25
2.2.1 Duktilita konstrukce.....	25
2.2.2 Seizmické oblasti.....	27
2.2.3 Základové podmínky.....	28
2.2.4 Třídy významu.....	29
2.2.5 Vyjádření seizmického zatížení.....	30
2.3 Metody výpočtu dle EC8.....	34
2.3.1 Metoda příčných sil	36
2.3.2 Modální analýza pomocí spektra odezvy.....	39
2.3.3 Nelineární dynamický výpočet časového průběhu odezvy	42
3. Metoda postupného přitěžování – Pushover analysis.....	43
3.1 Postup výpočtu dle EC8.....	48
3.1.1 Metoda N2.....	48
3.1.2 Příčné zatížení.....	48
3.1.3 Křivka kapacity.....	50
3.1.4 Výsledný posun.....	51
3.1.5 Uvažování kroutivých účinků.....	58
4. Model cyklického poškozování (Modifikovaná Kačanovova hypotéza).	59
4.1 Vývoj parametru poškození.....	61



4.2 Kalibrace modifikovaného Kačanovova modelu.....	71
5. Případové studie a počítačové experimenty	78
5.1 Fenomenologický přístup (Metoda postupného přitěžování železobetonové stěny)	78
5.2 Strukturní přístup (Analýza nadpraží na základě principu mechaniky poškození).....	79
5.2.1 Shrnutí výsledků	88
6. Možnosti uplatnění Kačanovova modelu při analýze konstrukcí budov na seizmické účinky.....	90
6.1 Spojení Kačanovova modelu s diskrétním přístupem.....	93
6.1.1 Vícepodlažní budova	98
7. Závěr.....	101
7.1 Dosažené cíle a poznatky.....	102
7.2 Možnosti dalšího rozvoje problematiky.....	104
8. Seznam obrázků teoretické části.....	106
9. Seznam tabulek teoretické části.....	108
10. Seznam použité literatury.....	109
PŘÍLOHY – VÝPOČTY A POČÍTAČOVÉ EXPERIMENTY	113



1. Úvod a cíle disertační práce

Již od dávnověku až do dnešních dnů se na planetě Zemi odehrává jeden z velmi obávaných fyzikálních jevů – zemětřesení. Jelikož se s tímto přírodním jevem lidstvo setkává po celou dobu své existence, byly nejvíce zasažené civilizace nuceny se tomuto přizpůsobit a zvolit, pro danou dobu technologicky adekvátní, opatření ke zmírnění jeho následků. První dochované prameny hovořící o snahách zajistit stavby proti účinkům zemětřesení pochází z Číny před třemi tisíci lety. Nicméně, vysokého zájmu v oblasti techniky a vědění se tato problematika dočkala až koncem 19. stol., po zemětřeseních v Japonsku, Itálii a USA, kdy vznikl (díky zakladateli Robertu Malletovi) vědní obor seismologie, jakožto základ seizmického inženýrství. Od té doby lze pozorovat značný rozmach, kdy zásadním milníkem bylo ve 2. polovině 20. stol. spojení seizmického inženýrství a stavební dynamiky, [1].

Zemětřesení nelze dokonale předpovědět a ani mu nelze nijak zabránit, ale máme možnost se na něj připravit a zmírnit tak jeho dopady. To se však může povést jen tehdy, když mu lépe porozumíme a naučíme se technicky vyřešit s ním spojená specifika a problémy. Problematika zemětřesení v sobě spojuje mnoho rozličných oborů, které spolu po technické, organizační, ale i právní stránce souvisí. Největší důraz je přikládán technickým opatřením, která se uplatňují v návrhu stavebních konstrukcí, [2]. V dnešní době je známo několik přístupů, které zohledňují především místo dané stavby, její funkci a důležitost, ale také její konstrukční, materiálové a geometrické dispozice. S ohledem na tyto vstupní údaje jsou aktuálně v Evropě, v rámci EC8 (Eurocode 8) [3], používány čtyři metody – dvě lineární a dvě nelineární. Každá z metod se od ostatních značně liší a lze zde uplatnit pravidlo, že čím je metoda jednodušší, tím je konzervativnější.

Současný přístup k návrhu stavebních konstrukcí na účinky seizmicity, dle Eurokódu 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení (EC8) [3], je zaměřen na záchranu životů, nikoliv na předcházení poškození konstrukcí.



Poškození běžných konstrukcí je pouze limitováno a zcela funkční musí zůstat jen důležité objekty pro veřejnost a chod státu. Je to čistě z ekonomických důvodů, jelikož EC8 připouští četnost zemětřesení jednou za 475 let, což v průměru převyšuje plánovanou životnost objektů pětkrát až desetkrát. Nicméně, jak již bylo řečeno, existují velké rozdíly v komplexitě normových návrhů. V inženýrské praxi se tak pro běžné objekty raději volí metody jednodušší, které však vedou k velkým rezervám v jejich únosnosti. Je to značná úspora času a návrh je na straně bezpečné. Stejně tak investoři volí raději konzervativnější metody, jelikož pro ně není možné, z ekonomického pohledu, riskovat, že se při menším zemětřesení stane jejich nemovitost neschopná provozu. Stavební praxe se tedy často spíše ubírá cestou elastického řešení, namísto přístupu sledujícího duktilitu konstrukce.

Tento trend však může mít i svoji další stinnou stránku, kterou lze prezentovat z autorovy praxe, který toho času působil v Rakousku. Řeč je o rekonstrukcích, a to v souvislosti s půdními vestavbami na zděných bytových domech z doby Rakouska-Uherska. Ve Vídni byla přijata vyhláška, která stanovuje, že veškeré objekty, ve kterých se bude realizovat půdní vestavba, musí mít poté minimálně stejnou odolnost (kapacitu) vůči zemětřesení nebo větší. Posoudí-li se takové objekty běžně užívanými metodami (metoda příčných sil anebo modální analýza), dojde se často k závěru, že tyto stavební úpravy vyhláškou stanoveným kritériím nevyhoví. Z tohoto důvodu se pro tyto účely začala využívat metoda postupného přitěžování (Pushover analysis). Jedná se však o metodu složitější a vyžadující specializovaný software.

Z výše popsaného vyvstala otázka, zda nevyužít jiného přístupu, který by byl pro současnou praxi jednodušší, přehlednější a disponoval by možností výsledky rychle ovlivnit. Z praxe je známo (a v této práci metodou postupného přitěžování potvrzeno), že nejvíce namáhaným místem stěnové konstrukce s otvory jsou nadokenní překlady (nadpraží). Tato práce si klade za cíl představit alternativní návrh, resp. hodnocení únosnosti, těchto konstrukcí na cyklické namáhání, kterým zemětřesení nepochybně je. K tomuto účelu je využita Kačanovova hypotéza, jež je adekvátně modifikována. Jako materiál je,



pro svoji četnost a potenciál, zvolen beton, byť použití na zdivu je rovněž možné.

1.1 Obsah a cíle práce

V první části (kapitola 2) práce jsou uvedeny základní terminologické pojmy z oblasti seismologie a dále představí základní principy metod EC8 pro definování seizmických účinků, kdy do většího detailu je v kapitole 3 rozepsána metoda postupného přitěžování.

Na tuto úvodní část bezprostředně navazují tři stěžejní kapitoly této disertační práce, které popisují Kačanovovu hypotézu o poškození a její modifikaci (kapitola 4). Tato metoda je v kapitole 5 aplikována na zvolenou konstrukci nadpraží popsaného v konstrukci jedním stupněm volnosti, které je podrobena detailní analýze na cyklické namáhání. V kapitole 6 jsou následně uvedeny možnosti uplatnění Kačanovova modelu, kdy se složitá konstrukce 1D prvku reprezentovaná koncovou silou a posunem transformuje do matice tuhosti v globálním souřadnicovém systému se šesti stupni volnosti. Tato metodika dává návod pro obecnější užití v MKP aplikacích a představuje tak příležitost možného pokračování této práce o simulace a zkoušky, které však již součástí nejsou.

Závěr práce je doplněn přílohami, mezi kterými lze najít celkovou analýzu cyklického namáhání ve všech zatěžovacích úrovních, podloženou grafickými výstupy a nastaveními programu ATENA [4] (kapitola P 3). Součástí příloh je také posouzení konstrukce metodou postupného přitěžování, kterou byla ověřena riziková místa konstrukce (kapitola P 2). Pro úplnost nebyl opomenut ani návrh referenčního objektu z pohledu statiky a seizmicity (metoda příčných sil), který celou disertační práci provází (kapitola P 1).

Pro tuto disertační práci byly stanoveny tyto základní cíle:

- Ověření rozhodujících oblastí ovlivňujících únosnost stěnových systémů.



- Modelování a analýza materiálového modelu s poškozením při cyklickém namáhání stěnového systému.
- Implementace Kačanovovy hypotézy o poškození a kalibrace Kačanovova modelu.
- Představení možného uplatnění Kačanovova modelu.

Teoretické přínosy a poznatky práce





2. Současný stav problematiky

2.1 Seismicita

Seismicita (zemětřesení), je, jak název napovídá, jevem, kdy dochází k cyklickému pohybu zemského povrchu. Je znám od nepaměti. Aby bylo možné co nejefektivněji ochránit lidstvo před negativními dopady zemětřesení, vznikl vědní obor nazývaný seizmické inženýrství, jehož úkolem je zdokonalit návrh staveb, které dokážou zemětřesení odolat až na takové úrovni, že je jeho dopad v podstatě zanedbatelný, [2].

Vznik zemětřesení může mít několik příčin, a proto zemětřesení dělíme na tyto druhy:

Tektonická zemětřesení

Většina zemětřesení vzniká náhlými porušeními v zemské kůře, litosféře, která je tenkou slupkou o tloušťce přibližně 10 km pod oceány a kolem 70 km v horských oblastech. Dá se říct, že tato krusta plave na plastické vrstvě zemského pláště, astenosféře, a je v neustálém pohybu. Tyto pohyby jsou velmi pomalé a připomínají elastické chování materiálu, díky čemuž se napětí této vrstvy neustále mění. V místě budoucího zlomu se pak napětí zvětšují až do meze, kdy hornina vyčerpá svoji pevnost a dojde ke zlomu s posunutím. Právě tato posunutí vyvolávají zemětřesení a uskutečňují se převážně na starých lomových plochách – hranách desek, výběžcích a zakřivených částech. Po této události se stav napětí ustálí na velmi malých hodnotách, [5].

Vulkanická zemětřesení

Poruchy v zemské kůře doprovázené zemětřesením mohou být způsobené díky vulkanické činnosti, která vzniká prudkou změnou teploty a tlaku v kůře, [5].



Řítivá zemětřesení

V hornině se mohou vyskytovat dutiny, které při překročení jejich únosnosti kolabují, a zemina nad těmito dutinami se řítí dolů. Dutiny mohou být přírodního nebo umělého charakteru, [5].

Přehradní zemětřesení

Při dokončení výstavby přehradní nádrže a jejím (nejčastěji) prvním naplnění vodou může vlivem tíhy vody dojít k porušení horniny, čímž se vyvolá zemětřesení. Při této situaci může dojít k porušení samotného vodního díla. Taková událost se stala např. v roce 1967 u přehrady Koyna v Indii a vyvolané zemětřesení dosahovalo velikosti 6,5 Magnituda, [5].

Umělá zemětřesení

Umělá zemětřesení jsou vyvolána lidskou činností např. odstřely, výbuchy nebo jako technická seizmicita způsobená stroji apod, [5].

2.1.1 Základní pojmy

V souvislosti se studiem seizmicity se ustálily tyto pojmy, které jsou základem pro jejich popis:

Hypocentrum - počáteční místo porušení horniny. Obvykle je tento bod v těžišti plochy ohniska, [5].

Epicentrum - je kolmým průmětem hypocentra na zemský povrch, [5].

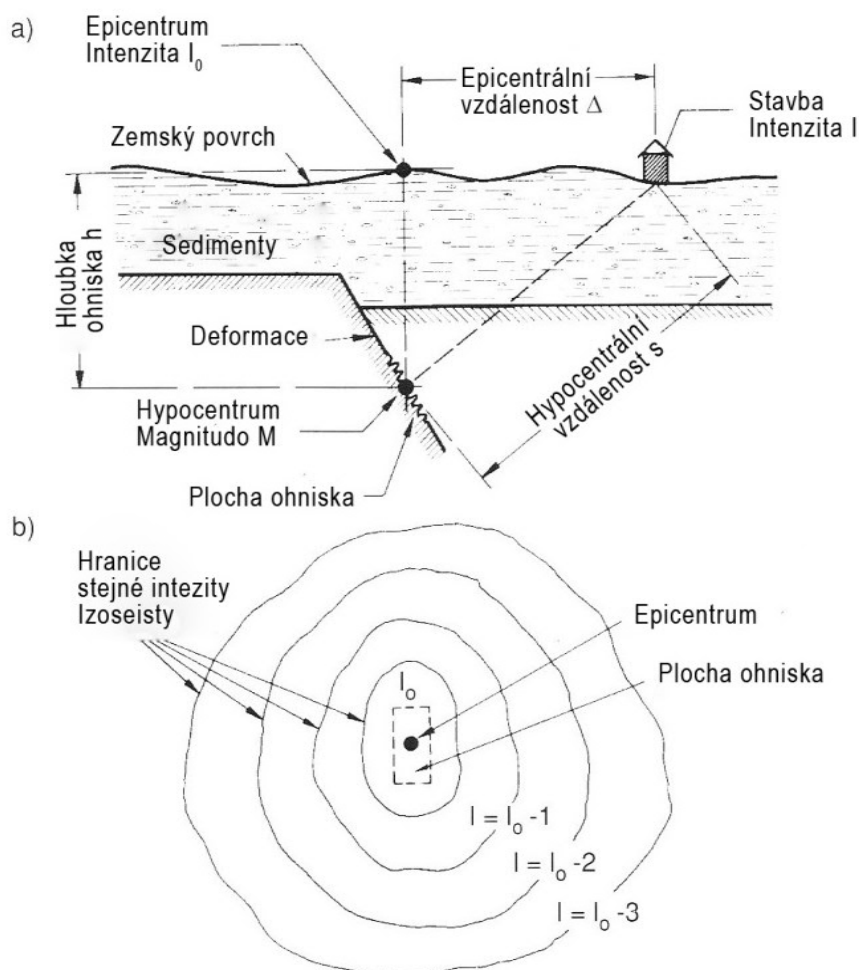
Hloubka ohniska - vzdálenost mezi hypocentrem a epicentrem, [5].

Hypocentrální vzdálenost - vzdálenost mezi ohniskem a místem pozorování, [5].

Epicentrální vzdálenost - vzdálenost mezi epicentrem a místem pozorování, [5].

Oblast otřesů - místo, kde je zemětřesení lidmi pocíitelné. Přibližně od intenzity 3. stupně dle stupnice MSK-64, [5].

Izoseisty - myšlené čáry, které spojují místa se stejnými intenzitami zemětřesení, [5].



OBR. 2.1: Základní názvosloví, [5]

2.1.2 Intenzita zemětřesení

Intenzita zemětřesení je nejstarším měřítkem pro určení ničivé síly zemětřesení. Jedná se o velikost rozsahu škod na konstrukcích a lidských reakcí na otřesy, [6].

Je vyjádřena makroseizmickou stupnicí. Lokální ničivá síla a dopady zemětřesení jsou odvislé od následujících parametrů – Magnitudo, frekvence u zdroje, hloubka ohniska, geologie, topografie, lokální podloží, základová zemina, hypocentrální vzdálenost, frekvence v místě pozorování, délka trvání zemětřesení, [5]. Známe tyto stupnice:



RF stupnice - jedná se o zcela první stupnici intenzity zemětřesení. Má 10 kategorií a sestavili ji roku 1883 M.S. Rossi a F.G. Forel, [5].

MS stupnice - Sestavena roku 1902 dvojicí Mercalli-Sieberg. Má 12 stupňů. Používána dříve zejména v Německu, [5].

MM stupnice - Jedná se o modifikovanou Marcalliho stupnici z roku 1931, která taktéž obsahuje 12 kategorií. Její největší využití zejména v USA a některých částech Evropy, [5].

MSK stupnice - V Evropě dříve nejužívanější stupnice, která byla vytvořena v roce 1964 S. Medvěděvem, W. Sponheuerem a V. Kárníkem. Obsahuje 12 stupňů, [5].

EMS-98 - Celým názvem Evropská makroseizmická stupnice. V současnosti aktuální stupnice. Její zkrácený popis je uveden v TAB. 2.1, [7].

TAB. 2.1: Evropská makroseizmická stupnice EMS-98, [7]

Intenzita	Definice	Zkrácený popis typických účinků
1	nepocítěno	Nepocítěno.
2	zřídka pocítěno	Pocítěné jen jednotlivci na některých místech v domech.
3	slabé	Zemětřesení uvnitř budov cítí jen někteří lidé (0-20 %), nanejvýš jako houpání nebo lehké chvění.
4	značně pozorované	Zemětřesení uvnitř budov cítí mnozí (10-60 %), venku jen výjimečně. Někteří jsou probuzeni. Okna a dveře rachotí.
5	silné	Zemětřesení uvnitř budov cítí většina (50-100 %), venku někteří. Mnozí spící se probudí. Někteří jsou vystrašení. Budovy vibrují. Visící objekty se značně houpají. Malé předměty se posouvají. Dveře a okna se otvírají a zavírají.
6	mírně ničivé	Mnozí jsou vystrašení a vybíhají ven. Některé předměty padají. Mnohé budovy utrpí malé nestrukturální škody jako např. vlásečnicové trhliny nebo odpadnuté malé kousky omítky.

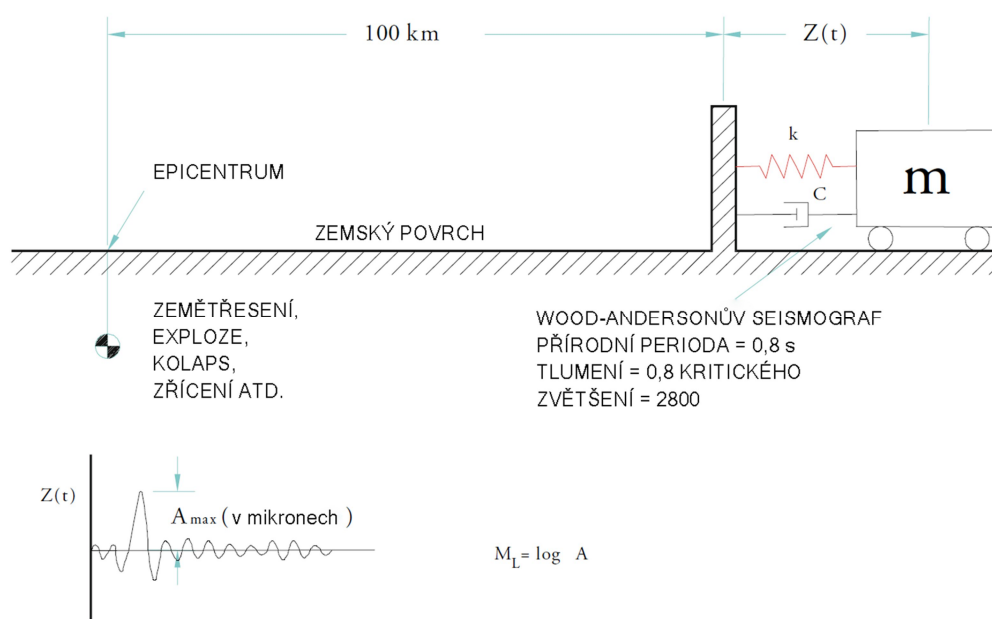


7	ničivé	Většina lidí je vystrašená a vybíhá ven. Nábytek je posunutý. Předměty padají z polic ve velkém množství. Mnohé dobře postavené běžné budovy utrpí střední škody: opadá omítka, padají části komínů; ve stěnách starších budov jsou velké trhliny a příčky jsou zřícené.
8	těžce ničivé	Mnozí mají problémy udržet rovnováhu. Mnohé domy mají velké trhliny ve stěnách. Několik dobře postavených běžných budov má vážně poškozené stěny. Slabé starší budovy se mohou zřítit.
9	destruktivní	Všeobecná panika. Mnoho chatrných budov se řítí. I dobře postavené běžné budovy utrpí velmi těžké škody: těžké poškození stěn a částečně i strukturální škody.
10	velmi destruktivní	Mnohé dobře postavené běžné budovy se řítí.
11	devastující	Většina dobře postavených běžných budov se řítí. I některé dobře anti-seizmicky postavené budovy jsou zničeny.
12	úplně devastující	Téměř všechny budovy jsou zničeny.

2.1.3 Velikost zemětřesení

Aby bylo možné zemětřesení jednoznačně charakterizovat, byla zavedena veličina magnitudo – M . Magnitudo určuje, kolik energie bylo v hypocentru uvolněno. Jejím tvůrcem je Charles F. Richter a stupnici sestavil v roce 1935 v USA. Jedná se o logaritmické měřítko, proto každý přírůstek znamená velké zvýšení energie, např. změna ze stupně 5 na 6 znamená 30tinásobné zvýšení energie! Magnitudo je stanoveno z maximální výchylky seismografu, [5].

C.F. Richter definoval magnitudo jako dekadický logaritmus z maximální amplitudy měřené v mikrometrech na Wood-Andersonovém seismografu ve vzdálenosti 100 km od epicentra. Jak plyne z definice – stupnice není zdola ani shora ohraničená, ale do současnosti bylo zaznamenáno jen pár zemětřesení s magnitudem větším než 8, [6].



OBR. 2.2: Definice lokálního Richterova magnitudo, [6]

V průběhu historie bylo používáno několik druhů magnitud, zejména lokální magnitudo M_L , povrchové magnitudo M_S a magnitudo objemových vln M_b . Nicméně, vzhledem k nedostatkům výše uvedených magnitud, bylo vymyšleno momentové magnitudo. Tato stupnice je závislá na seizmickém momentu M_0 , který přesně vystihuje uvolněnou energii. Vhodné pro měření zemětřesení v celém rozsahu. Tato metoda je univerzální a je založena na silách v místě porušení, a nikoliv na zaznamenaných amplitudách specifických vln. V současné době se pro stanovení velikosti zemětřesení používá právě momentové magnitudo M_w , [6].

$$M_w = \frac{\log M_0}{1,5} - 10,7, \quad (2.1)$$

kde M_0 je seizmický moment,
kdy

$$M_0 = \mu \times A \times D, \quad (2.2)$$

kde μ je tuhost materiálu na ploše porušení
 A je plocha porušení
 D je velikost posunutí.



2.2 Zatížení seizmicitou

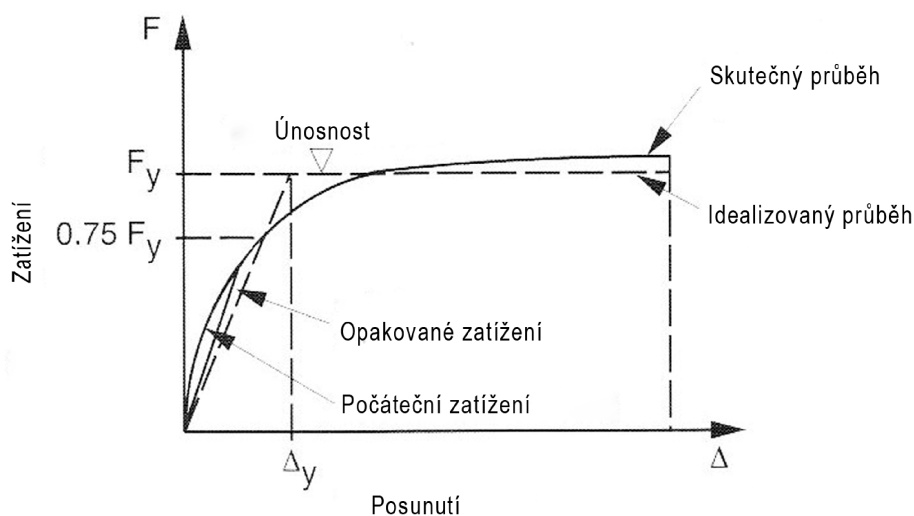
2.2.1 Duktilita konstrukce

Obecně lze říct, že způsob chování konstrukce při zemětřesení lze vystihnout její únosností násobenou duktilitou. Zatížená konstrukce musí vykazovat buď velmi velkou únosnost a zároveň velmi malou duktilitu nebo naopak malou únosnost s možností velké duktility, případně střední únosnost a duktilitu, [5].

Jedna varianta řešení je ta, že konstrukce s vysokou únosností ustojí zemětřesení pružným chováním, tedy bez plastických deformací, a proto není na konstrukci kladen žádný požadavek na duktilitu. Druhá ze zmíněných konstrukcí o malé únosnosti je vybavena možností se přetvářet. Toto přetváření se odehrává v plastických mezích a z tohoto důvodu se na konstrukci projevují poruchy, ale přitom nenásledované zřícením. U běžných konstrukcí je řešení často mezi těmito extrémními mezemi, [5].

První z řešení je ekonomicky náročné, jelikož je zde větší požadavek na konstrukci z pohledu únosnosti, nicméně se při zemětřesení projeví jen malé plastické deformace. V seizmicky zatížených oblastech se jako vhodné řešení nabízí druhá možnost, kdy se však musí brát v potaz velké škody na konstrukci. Tato schopnost konstrukce duktilně se přetvářet musí však být zajištěna samotným návrhem a konstrukčním řešením, [5].

K definici duktility slouží bilineární, ideálně elasticko-plastický pracovní diagram. Duktilitou se rozumí poměr celkového elasticko-plastického přetvoření k elastickému přetvoření při mezi kluzu. Ve skutečnosti u staticky neurčitých konstrukcí je průběh povětšinou zakřivený, protože plastické deformace začínají ještě daleko před vyčerpáním únosnosti konstrukce. Z tohoto důvodu se používá idealizovaný diagram, který používá pravidlo třech čtvrtin pro mez kluzu, jak ukazuje Obr. 2.3. Toto pravidlo je odvozeno z postupu, kdy se graf početní únosnosti konstrukce protíná s reálnou křivkou ve $\frac{3}{4}$ výšky únosnosti, [5].



OBR. 2.3: Idealizovaný pracovní diagram, [5]

U konstrukcí lze pro přenesení zatížení zemětřesením využít duktility, čímž se sníží únosnost konstrukce. Zejména se jedná o celkovou duktilitu, nicméně v místech tvorby plastických kloubů musí být zajištěna i dostatečná lokální duktilita (obzvláště rotační). Uvažuje-li se tento postup, je nutné zároveň zohlednit následující aspekty:

- Cena konstrukce se snižuje vzhledem k menším požadavkům na únosnost.
- Posouzení a konstrukční řešení musí být řešeno pečlivě, obzvláště v oblastech s požadavkem na větší duktilitu.
- U většího ponížení únosnosti vznikají v místech plastických přetvoření velké škody na konstrukci a deformace.
- S menší únosností přicházejí i větší škody na nenosných konstrukcích, ale některé je možné konstrukčně lépe zabezpečit, [5].

Snížení únosnosti se pro elastické konstrukce provádí pomocí redukčního koeficientu nebo případně součinitele duktility, [5]:

$$F_y = \alpha_\mu \times F_{el} = \frac{1}{q} \times F_{el}, \quad (2.3)$$

kde F_y je snížená únosnost nebo zatěžovací síla
 q součinitel duktility



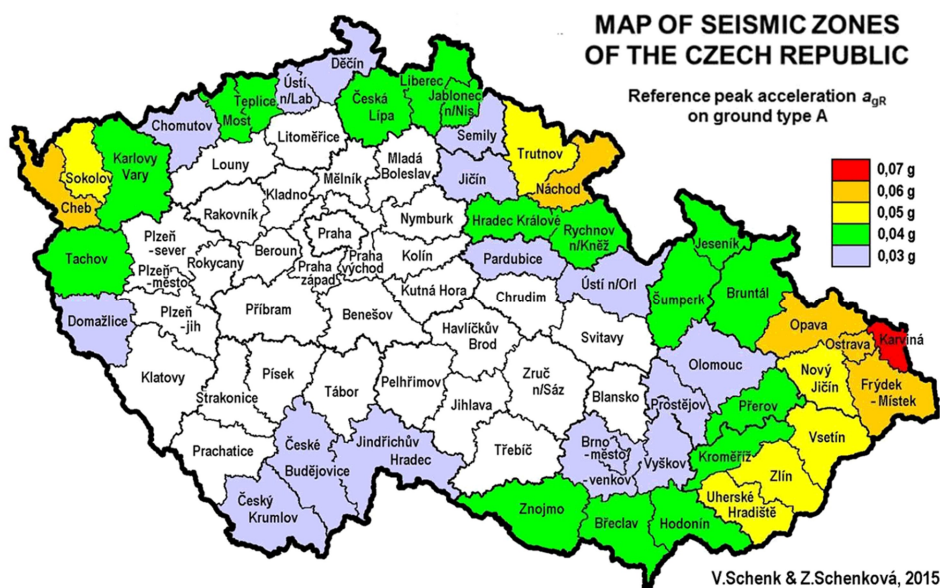
- α_μ redukční koeficient
- F_{el} je elastická únosnost (potřebná únosnost k přenesení seizmického zatížení bez plastických deformací), případně elastická náhradní síla (při které ještě nedochází k plastickým deformacím).

2.2.2 Seizmické oblasti

Každý stát musí své území rozdělit na oblasti s rozdílnými stupni seizmického ohrožení. Toto rozdělení se většinou zpracuje do mapového podkladu a je charakterizováno hodnotou referenčního špičkového zrychlení a_{gR} pro podloží typu A, [3]. Pro ČR jsou jednotlivé oblasti zakresleny na Obr. 2.4.

Pro oblasti malé seizmicity se mohou požívat zjednodušené způsoby návrhu na účinky seizmicity. Jako oblasti s malou seizmicitou jsou kategorizovány takové oblasti, kdy návrhové zrychlení podloží základové půdy typu A a_g je menší než 0,08g, neboli 0,78 m/s², nebo v případě, že součin $a_g \times S$ je menší než 0,1g, tedy 0,98 m/s², [3].

Ustanovení [3] nemusí být dodržena v případech velmi malé seizmicity. Pojmeme velmi malou seizmicitou se rozumí oblasti s návrhovým zrychlením základové půdy typu A a_g do 0,04g, tedy 0,39 m/s², případně, je-li součin $a_g \times S$ menší než 0,05g, neboli 0,49 m/s².



OBR. 2.4: Mapa seizmických oblastí ČR, [8]



2.2.3 Základové podmínky

Pro správné stanovení seizmického zatížení je nutné na základě geologického průzkumu provést zařídění základové zeminy. Typy základových půd jsou na základě stratigrafických profilů a parametrů popsány v EC8 takto, [3]:

TAB. 2.2: Typy základových půd, [3]

Typ	Popis stratigrafického profilu	Parametry		
		$v_{s,30}$ [m/s]	N_{SPT} [počet úderů/30 cm]	C_u [kPa]
A	Skalní horninový masiv nebo geologická formace typu skalních hornin při nadloží z měkčího materiálu v maximální mocnosti do 5 m.	> 800	-	-
B	Sedimenty velmi ulehlého písku, štěrk nebo velmi tuhý jíl v tloušťce alespoň několik desítek metrů, s mechanickými vlastnostmi rostoucími s hloubkou.	360 – 800	> 50	> 250
C	Mocné sedimenty středně ulehlého nebo ulehlého písku, štěrk nebo tuhý jíl v tloušťce od několika desítek do stovek metrů.	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Sedimenty z kyprých až středně ulehlých nesoudržných zemin (případně s nebo bez vrstev soudržných zemin) nebo převážně měkkých až pevných soudržných zemin.	< 180	< 15	< 70
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 jílu nebo siltů s číslem plasticity $PI > 40$ s velkým obsahem vody, nebo sedimenty, obsahující uvedené zeminy, o mocnosti nejméně 10 m.	< 100 (informa- tivně)	-	1 – 20
S ₂	Sedimenty ze zemin náchylných ke ztekucení, z citlivých jílu, jiné zeminy nezahrnuté v typech A – E, případně S ₁ .			
$v_{s,30}$	je průměrná rychlost šíření povrchových vln ve vrchních 30 m půdního profilu při			



	poměrném smykovém přetvoření do 10^{-5}
N_{SPT}	je počet úderů při standardní penetrační zkoušce
C_u	je smyková pevnost neodvodněné zeminy

2.2.4 Třídy významu

Na základě důležitosti, bezpečnosti a občanské ochrany po zemětřesení na společenský a ekonomický následek jsou pozemní stavby, v závislosti na následcích zřícení pro lidský život, kategorizovány. Tyto kategorie (třídy) jsou charakterizovány součinitelem významu γ . Je-li součinitel významu $\gamma = 1$, odpovídá referenční době návratu $TNCR = 50$ let. Třídy významu jsou uvedeny v následující tabulce TAB. 2.3, [3].

TAB. 2.3: Třídy významu γ dle EC8, [3]

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 seizmická 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.

Hodnoty součinitele významu pro jednotlivé třídy se pro každou zemi liší. Doporučené hodnoty dle základního dokumentu EC8 jsou, [3]:

- Třída významu I - $\gamma = 0,8$
- Třída významu II - $\gamma = 1,0$
- Třída významu III - $\gamma = 1,2$
- Třída významu IV - $\gamma = 1,4$



2.2.5 Vyjádření seizmického zatížení

Zatížení zemětřesením je definováno složkami ve třech směrech – dvěma vodorovnými a jednou svislou, přičemž ty vodorovné mají stejná spektra odezvy, ale svislé spektrum se může lišit. Vystane-li situace, kdy by zemětřesení přišlo od více zdrojů, je vhodné využít více spekter s odlišnou hodnotou návrhového zrychlení podloží a_g , [3].

Není-li přihlédnuto ke geologii posuzovaného místa, využívá se buď spektra Typu 1, nebo Typu 2. Typ 2 se doporučuje použít, přesahuje-li pravděpodobné magnitudo hodnotu 5,5. Základové půdy S_1 a S_2 vyžadují speciální posouzení. Hodnoty jednotlivým parametrům jsou uvedeny v TAB. 2.4 a TAB. 2.5, [3].

Eurokód 8 standardně používá 5% relativní útlum. Případy, kdy se má použít jiný útlum, jsou uvedeny v jednotlivých kapitolách EC8. Pomocí této hodnoty je také možné vypočítat korekční součinitel útlumu η , který je v případě 5% útlumu (dle (2.4)) roven 1. Nejvyšší účinek seizmického zatížení je vyjádřen 0% relativním útlumem, kdy je korekční součinitel útlumu roven $\sqrt{2}$, [3].

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55, \quad (2.4)$$

kde η je korekční součinitel útlumu
 ξ je relativní útlum [%].

Eurokód 8 rozlišuje, [3]:

- Spektrum vodorovné pružné odezvy pro Typ 1
- Spektrum vodorovné pružné odezvy pro Typ 2
- Spektrum svislé pružné odezvy
- Návrhová spektra
- Spektrum pružné odezvy posunu



Spektrum pružné odezvy

Jelikož se jedná o obsáhlejší tematiku, bude zde uveden pouze postup výpočtu pro spektrum vodorovné pružné odezvy, který je v práci dále použit. Toto spektrum je definováno následně, [3]:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \times S \times \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \times 2,5 - 1) \right] \quad (2.5)$$

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \times S \times \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \times 2,5 - 1) \right] \quad (2.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (2.7)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right], \quad (2.8)$$

- kde T je perioda vlastních kmitů lineární soustavy s jedním stupněm volnosti
- a_g je návrhové zrychlení podloží
- T_B je nejmenší perioda kmitů, které přísluší konstantní hodnota spektra pružného zrychlení
- T_C je největší perioda kmitů, které přísluší konstantní hodnota spektra pružného zrychlení
- T_D je doba kmitů, při níž začíná obor konstantní hodnoty spektra pružného posunu
- S je součinitel podloží
- η je korekční součinitel útlumu,

kdy

$$a_g = a_{gR} \times \gamma_I, \quad (2.9)$$

- kde a_g je návrhové zrychlení podloží
- a_{gR} je referenční špičkové zrychlení
- γ_I je součinitel významu.

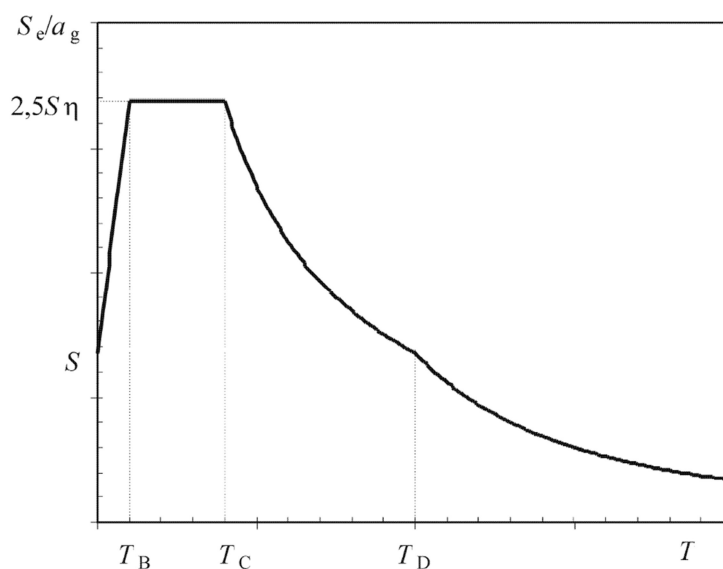


TAB. 2.4: Hodnoty parametrů k popisu zemětřesení spektrem vodorovné pružné odezvy Typu 1
dle [3]

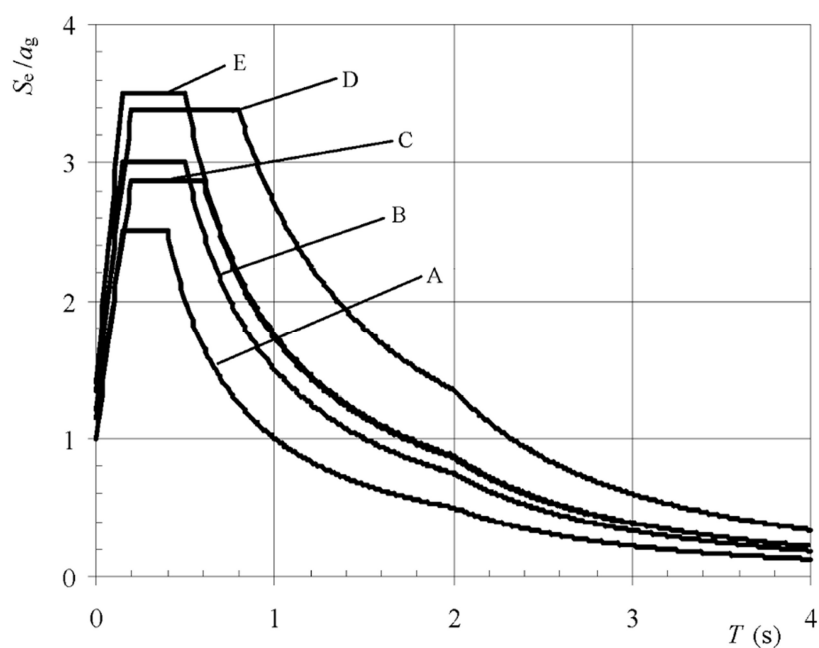
Typ základové půdy	S [s]	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,2	0,6	2,0
D	1,35	0,2	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

TAB. 2.5: Hodnoty parametrů k popisu zemětřesení spektrem vodorovné pružné odezvy Typu 2
dle [3]

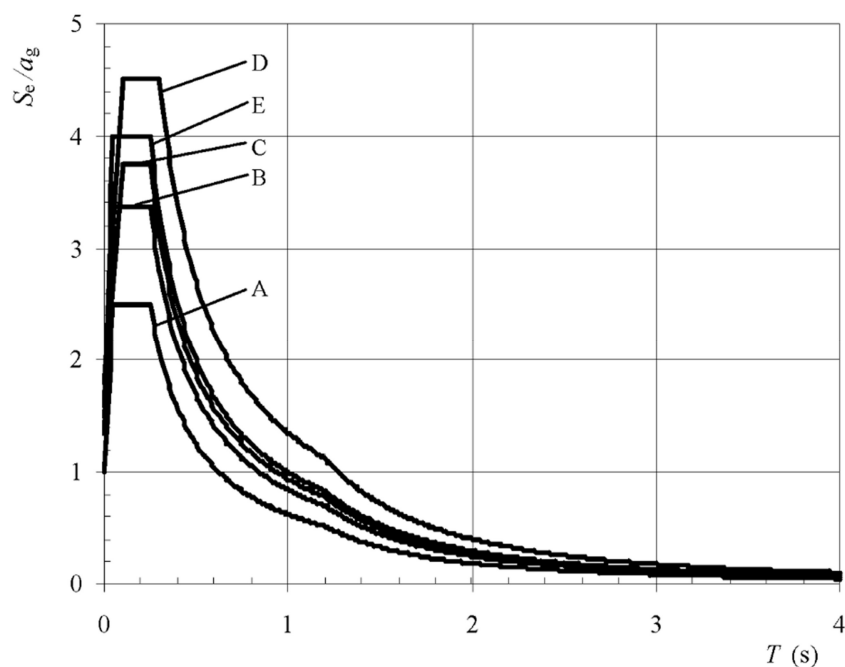
Typ základové půdy	S [s]	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,1	0,25	1,2
D	1,8	0,1	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2



OBR. 2.5: Spektrum pružné odezvy, [3]



OBR. 2.6: Spektrum pružné odezvy Typu 1 pro půdy A – E při 5% tlumení, [3]



OBR. 2.7: Spektrum pružné odezvy Typu 2 pro půdy A – E při 5% tlumení, [3]



Pro stanovení pružné odezvy posunu $S_{De}(T)$ je možné použít vztah (2.10), kterým se získá hodnota ze spektra pružné odezvy zrychlení $S_e(T)$, [3]:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \times \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2, \quad (2.10)$$

kde T je perioda vlastních kmitů lineární soustavy s jedním stupněm volnosti

S_{De} je spektrum pružné odezvy posunu

S_e je spektrum pružné odezvy zrychlení.

Tento typ spektra lze použít pro dobu kmitu max. 4,0 s. Pro vyšší periodu se musí použít úplná definice spektra pružné odezvy posunu, [3].

2.3 Metody výpočtu dle EC8

Norma ČSN EN 1998-1 zavádí tyto čtyři metody výpočtu, [3]:

- Metoda výpočtu pomocí příčných sil
- Modální analýza pomocí spektra odezvy
- Nelineární dynamický výpočet časového průběhu odezvy
- Nelineární výpočet metodou statického přitěžování – Pushover analysis

Výběr správné metody výpočtu účinků seizmického zatížení ovlivňuje, kromě požadavků jednotlivých národních příloh, také fáze plánování, kdy konstrukci posuzujeme, ale hlavně pravidelnost a složitost konstrukce. Tyto aspekty jsou shrnuty v následujících tabulkách.



TAB. 2.6: Vliv pravidelnosti konstrukce na seizmický výpočet a návrh, [3]

Pravidelnost		Dovolené zjednodušení		Součinitel duktility
V půdorysu	Po výšce	Model	Výpočet lineárně pružný	(pro lineární výpočet)
Ano	Ano	Rovinný	Metoda příčných sil	Hodnota doporučená
Ano	Ne	Rovinný	Modální analýza	Zmenšená hodnota
Ne	Ano	Prostorový	Metoda příčných sil	Hodnota doporučená
Ne	Ne	Prostorový	Modální analýza	Snížená hodnota

TAB. 2.7: Porovnání základních vlastností metod pro výpočet a posouzení zemětřesení, [5]

	Metoda příčných sil	Modální analýza pomocí spektra odezvy	Výpočet časového průběhu odezvy
Typ výpočtu	Statický lineární výpočet	Dynamický lineární výpočet	Dynamický nelineární výpočet
Vhodné použití	Návrh	Návrh/posouzení	Posouzení
Náročnost	Relativně malá	Střední	Velká
Oblast použití	Pravidelné a normální stavby	Nepravidelné a/nebo významné stavby	
Návrh příp. posuzované veličiny	Únosnost konstrukce, deformace	Únosnost konstrukce, deformace	Lokální velikost duktility, deformace
Návrh příp. posuzování zemětřesení	Spektrum odezvy	Spektrum odezvy	Seismogram zrychlení



2.3.1 Metoda příčných sil

Metoda příčných sil je statickým a lineárním (lineární chování materiálu) výpočtem, kde je účinek zemětřesení symbolizován vodorovnými statickými silami. Tato metoda se převážně používá pro přímý návrh a posouzení průřezů – ocelových nebo železobetonových, [5].

Tato metoda slouží pro konstrukce, kde vyšší tvary kmitání neovlivňují odezvu, což platí pro konstrukce, které splňují následující požadavky, [3]:

- Jsou dodrženy nároky na pravidelnost po výšce
- Základní periody vlastních kmitů T_1 musí být v hlavních směrech menší než:

$$T_1 \leq \begin{bmatrix} 4 \times T_c \\ 2,0 s \end{bmatrix}, \quad (2.11)$$

kde T_c je největší perioda kmitů, které přísluší konstantní hodnota spektra pružného zrychlení.

Pro každý vodorovný směr se stanovuje smyková síla v základu dle, [3]:

$$F_b = S_d(T_1) \times m \times \lambda, \quad (2.12)$$

kde F_b je smyková síla v základu pro všechny směry zatěžování
 $S_d(T_1)$ je pořadnice návrhového spektra při periodě kmitu T_1 dle spektra pro výpočet v pružné oblasti
 T_1 je základní perioda vlastních kmitů vodorovného pohybu stavby v uvažovaném směru
 m je celková hmotnost stavby nad základovou spárou
 λ je opravný součinitel,

kdy

$\lambda = 0,85$ pro $T_1 \leq 2T_c$ a má-li konstrukce více než 2 podlaží

$\lambda = 1,0$ pro ostatní případy.



Součinitelem λ je u staveb se třemi a více podlažími popsáno chování, že efektivní modální hmota základního tvaru kmitání je v průměru o 15 % nižší, než je celková hmota objektu. Stupně volnosti odpovídají posunu ve dvou směrech. Perioda vlastních kmitů T_1 se stanovuje dynamickým výpočtem, např. Rayleighovou metodou a lze ji stanovit pro objekty do 40 m výšky dle vztahu, [3]:

$$T_1 = C_t \times H^{3/4}, \quad (2.13)$$

kde T_1 je základní perioda vlastních kmitů vodorovného pohybu stavby v uvažovaném směru

C_t je součinitel popisující materiál nosné konstrukce

H je výška objektu od základové spáry nebo od vrchu tuhého základu v metrech,

kdy

$C_t = 0,085$ pro prostorové ocelové rámy odolávající momentům

$C_t = 0,075$ pro prostorové betonové a ocelové rámy s excentrickým ztužením

$C_t = 0,050$ pro ostatní konstrukce.

Pro objekty, kde jsou navrženy betonové nebo zděné smykové stěny, lze využít vztahu, [3]:

$$C_t = \frac{0,075}{\sqrt{A_c}} \quad (2.14)$$

$$A_c = \sum \left[A_i \times \left(0,2 + \left(\frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right) \right] \quad (2.15)$$

$$\frac{l_{wi}}{H} \leq 0,9, \quad (2.16)$$

kde C_t je součinitel popisující materiál nosné konstrukce

A_c je celková efektivní průřezová plocha smykových stěn v prvním podlaží objektu v m^2



- A_i je efektivní průřezová plocha i -té smykové stěny v prvním podlaží objektu v m^2
- H je výška objektu od základové spáry nebo od vrchu tuhého základu v metrech
- l_{wi} je délka i -té smykové stěny v prvním podlaží objektu ve směru zatížení v m.

Další variantou pro vyjádření základní periody je vztah, [3]:

$$T_1 = 2\sqrt{d}, \quad (2.17)$$

kde d je příčný pružný posun vrcholu konstrukce v metrech od působení vlastní tíhy, působící ve vodorovném směru.

Pro výpočet základních tvarů kmitání se používají dynamické metody nebo se přibližně uvažují jako lineárně rostoucí po výšce konstrukce. Zatížení dvou navzájem kolmých rovinných modelů se počítá pro jednotlivá podlaží dle následujícího vztahu, [3]:

$$F_i = F_b \frac{s_i \times m_i}{\sum_j s_j \times m_j}, \quad (2.18)$$

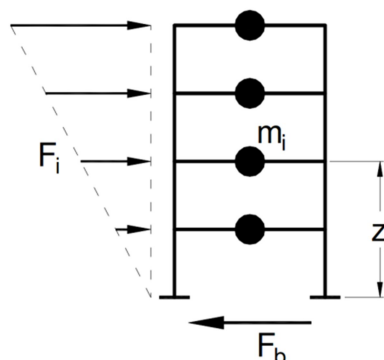
- kde F_i je vodorovná zatěžovací síla v i -tém podlaží
- F_b je seizmická smyková síla v základu
- s_i, s_j jsou posuny hmot m v základním tvaru kmitání
- m_i, m_j jsou hmotnosti podlaží.

Pro konstrukce, kde jsou základní tvary kmitání vyjádřeny jako lineárně rostoucí po výšce, a zároveň s tuhými stropními deskami, se stanovuje zatížení dle následujícího vztahu, [3]:



$$F_i = F_b \frac{z_i \times m_i}{\sum_j z_j \times m_j}, \quad (2.19)$$

kde z_i, z_j jsou výšky hmot nad základovou spárou nebo lícem tuhého základu.



OBR. 2.8: Lineární rozdělení příčného zatížení, [9]

Jestliže není náhodná excentricita, u jinak symetrické konstrukce, zahrnuta přesnější výpočetní metodou, lze tento vliv, zahrnout násobením zatížení součinitelem δ dle následujícího vztahu, [3]:

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e}, \quad (2.20)$$

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

L_e je vzdálenost dvou nejvzdálenějších nosných prvků měřená kolmo na směr zatížení.

2.3.2 Modální analýza pomocí spektra odezvy

Modální analýzou pomocí spektra odezvy se rozumí dynamický lineární (elastické chování materiálu) výpočet, kdy se stanoví rozhodující vlastní tvary kmitání a pomocí superpozice se zjistí chování celé konstrukce. Seizmické zatížení se popisuje pomocí tzv. spektra odezvy, které je v normách



definováno jako návrhové spektrum. Pod pojmem spektrum odezvy se rozumí grafické znázornění maximální odezvy (zrychlení, rychlost nebo posun) soustavy s jedním stupněm volnosti s předepsaným stejným tlumením a rozdílnou vlastní frekvencí na účinky zemětřesení (popsané pomocí akcelerogramu), [5].

Pro soustavu s jedním stupněm volnosti se stanovuje základní rovnice následně, [5]:

$$\ddot{x} + 2 \times \zeta \times \omega \times \dot{x} + \omega^2 \times x = -\ddot{x}_g(t), \quad (2.21)$$

jejíž řešením je:

$$x(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) \times e^{-\xi\omega(t-\tau)} \times \sin \omega(t-\tau) d\tau, \quad (2.22)$$

z čehož lze při velmi malém tlumení odvodit maximální relativní posun takto, [5]:

$$x_{max}(\omega, \xi) = \frac{1}{\omega} S_{pv}(\omega, \xi), \quad (2.23)$$

kde	x	je relativní posun
	\dot{x}	je rychlost
	\ddot{x}	je zrychlení
	ω	je vlastní kruhová frekvence
	ξ	je poměrné tlumení
	\ddot{x}_g	je zrychlení podloží
	t	je časový bod od začátku zemětřesení pro který se počítá hodnota
	τ	je integrační proměnná ($\tau \leq t$),

kdy

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}, \quad (2.24)$$



$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad (2.25)$$

$$T = \frac{1}{f} \quad (2.26)$$

$$\xi = \frac{c}{2m\omega}, \quad (2.27)$$

kde	k	je tuhost pružiny, hodnota tlumení
	m	je hmota
	ω	je vlastní kruhová frekvence
	f	je vlastní frekvence kmitání
	c	je součinitel tlumení.

Způsob výpočtu modální analýzou je nejuniverzálnějším nástrojem, jak počítat dynamické účinky zemětřesení. Ve výpočtu je nutné uvažovat všechny rozhodující tvary kmitání, které se na odezvě výrazně podílejí. Toto ustanovení platí, uvažuje-li se při výpočtu tolik tvarů kmitání, kdy součet jejich modálních hmot dosahuje alespoň 90 % hmotnosti celé konstrukce. Druhou možností, jak podmínku splnit, je uvažovat do výpočtu všechny modální hmoty o hmotnosti větší než 5 % celkové hmotnosti konstrukce. Tyto podmínky musí platit u prostorových modelů pro všechny směry, [3].

Není-li možné výše uvedené podmínky přesto splnit, lze přistoupit na postup [3], který obsahuje minimální počet kmitů splněním následujících podmínek:

$$k \geq 3\sqrt{n} \quad (2.28)$$

$$T_k \leq 0,2 \text{ [s]}, \quad (2.29)$$

kde	k	je minimální počet tvarů kmitání
	n	je počet podlaží nad základovou spárou nebo nad vrchem tuhého základu
	T_k	je perioda k-tého vlastního tvaru kmitů.



2.3.3 Nelineární dynamický výpočet časového průběhu odezvy

Jedná se o dynamickou, většinou nelineární metodu (nelineární chování materiálu), kdy se využívá soustavy pohybových diferenciálních rovnic pro celou konstrukci a seizmické zatížení je modelováno pomocí sady návrhových akceleroqramů, [5].

Modelování nosných prvků se řídí obecnými pravidly popsány v EC8, které musí navíc obsahovat informace o vlastnostech prvků při cyklickém zatížení a odtížení za mezí kluzu. Těmito vlastnostmi je popsána disipace energie. Pro stanovení návrhové hodnoty E_d se uvažuje průměrná hodnota alespoň ze sedmi nelineárních výpočtů nebo nejnepříznivější hodnota odezvy, [3].

Základní definice této metody vychází z pohybové rovnice, která je zde pro jednoduchost uvedena s buzením jen v jednom směru, [5]:

$$M \times \ddot{x} + C \times \dot{x} + K \times x = -M \times e_x \times \ddot{x}_g(t) \quad (2.30)$$

Pro nelineární systém lze rovnici přepsat následně, [5]:

$$M \times \ddot{x} + f_i(x, \dot{x}, t) = -M \times e_x \times \ddot{x}_g(t), \quad (2.31)$$

kde	M	je matice hmotnosti
	C	je matice tlumení
	K	je matice tuhosti
	x	je vektor posunu
	\dot{x}	je vektor rychlosti
	\ddot{x}	je vektor zrychlení
	e	je vektor směru
	f	je vektor zatížení (u nelineárního výpočtu závislý na čase).

Řešení pohybových rovnic je možné provést dvěma způsoby, [5]:

- Modální řešení – pouze pro lineární systémy
- Přímá integrace – pro lineární i nelineární řešení



3. Metoda postupného přitěžování – Pushover analysis

Poslední metodou, kterou EC8 uvádí je metoda postupného přitěžování, která je založena na zatížení konstantní vlastní tíhou spolu se zvětšující se vodorovnou silou pro nelineární statický výpočet. Výpočet lze použít pro, [3]:

- Zkoušku navýšené pevnosti poměrem α_u/α_1 ,

kde α_u je hodnota, kterou se násobí vodorovné návrhové seizmické zatížení pro dosažení ohybové únosnosti v co nejkratším čase

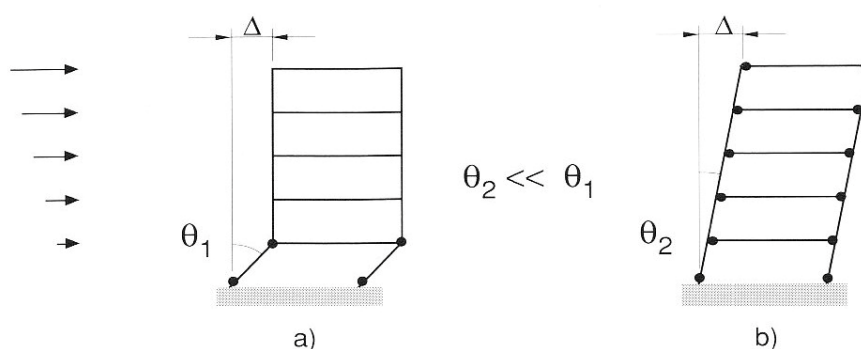
α_1 je hodnota, kterou se násobí vodorovné návrhové seizmické zatížení pro vznik potřebného počtu plastických kloubů, které zapříčiní celkovou nestabilitu konstrukce – získá se z nelineární statické analýzy

- Odhad plastických mechanismů a rozložení poškození.
- Odhad chování konstrukcí.
- Alternativní výpočet k základnímu lineárně-pružnému výpočtu, kde se používá součinitel duktility q . Jako základ návrhu se využívá výsledný posun.

Metodu lze definovat jako chování konstrukce zatížené seizmickým zatížením, kdy se zvolí plastizující oblasti, kde vznikne vhodný plastický mechanismus. Plastizující oblasti musí být navrženy a konstrukčně vyřešeny tak, že budou dostatečně duktilní. Zbývající oblasti musí být vybaveny zvýšenou únosností (kapacitou), díky které zůstanou pružné, zatímco plastizující jsou přetížené. Tímto postupem je stanoveno, které konstrukce slouží k disipaci energie a které ne. „Měkká“ místa jsou určena k disipaci a „pevná“ jsou pružné oblasti, [5].

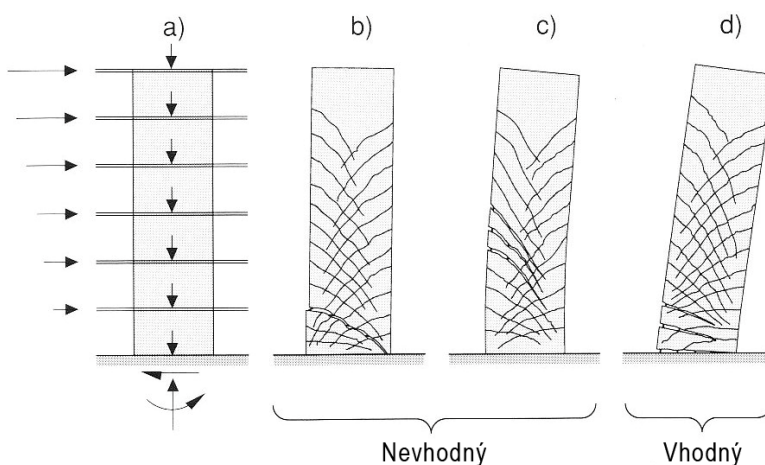
Možnost použití této metody je ovlivněna volbou systému, kterým na konstrukci vznikají plastické mechanismy. Na Obr. 3.1a) lze vidět sloupový

mechanismus, který je specifický velkými pootočeními θ u plastických kloubů ve sloupech v prvním podlaží. Takovéto chování by nebylo akceptovatelné ani z pohledu teorie II. řádu. Naproti tomu obrázek OBR. 3.1b) symbolizuje podstatně lepší rozdělení plastických kloubů po výšce budovy, a které se převážně nachází na koncích příčlí, [5].



OBR. 3.1: Plastické mechanismy jednoduchého rámu: a) nevhodný sloupový mechanismus, b) vhodný systém s příčlemi, [5]

U stěnových systémů je potřeba zabránit vzniku smykovému porušení ještě předtím, než bude dosažena potřebná duktilita konstrukce (OBR. 3.2b)), a zároveň nesmí dojít ani k velkému protažení (tečení) vertikální výztuže v horních patrech (OBR. 3.2c)), [5].



OBR. 3.2: Plastické mechanismy stěnového systému: a) Stěna pod seizmickými účinky a svislým přitížením, b) Smykové porušení v patě stěny, c) Tečení vertikální výztuže v horních podlažích, d) Plastický kloub v patě stěny, [5]



Před výpočtem je nutné ověřit následující kritéria pravidelnosti konstrukce. Má-li být konstrukce v půdorysu pravidelná, jedná se o takovou konstrukci, jejíž tuhosti a rozložení hmot jsou přibližně symetrické ke dvěma vzájemně kolmým osám. Půdorys musí být v každém podlaží ohraničený polygonální konvexní čarou, tedy „vypouklý“ směrem ven. Odlišnosti, jako jsou výklenky apod., které nepřesahují 5 % plochy půdorysu, se zanedbají. Stropní konstrukce musí být natolik tuhá, aby její deformace neovlivňovala přerozdělení sil ve svislých nosných konstrukcích. Půdorysy tvaru L, C, H, I a X se musí z tuhostního hlediska vyřešit tak, aby všechny části měly tuhost přibližně stejnou. Štíhlost konstrukce (3.1) je ohraničena hodnotou 4 a excentricita konstrukce s poloměrem krutu jsou popsány vztahy (3.2) a (3.3), [3].

Zavádí se pojem střed tuhosti, který je definován jako střed příčných (smykových) tuhostí seizmických prvků pro každé podlaží, [5]. Dalším pojmem je poloměr krutu, jež je druhou odmocninou poměru celkové tuhosti v krutu ku středu příčné a celkové tuhosti v jednom směru. Tyto definice platí pro jednopodlažní stavby, jelikož u vícepodlažních je jejich stanovení jen přibližné. Aby bylo možné pro vícepodlažní budovy použít zjednodušené definice, musí všechny ztužující prvky probíhat po celé výšce, jejichž deformace jsou téměř stejné. Tato definice je splněna u rámového a stěnového systému. Pro tyto systémy, které jsou namáhány zejména ohybem, se poloha středu tuhosti a poloměr krutu počítají jako momenty setrvačnosti příčných řezů svislých prvků. Smykové deformace se připočítávají k ohybovým pomocí ekvivalentního momentu setrvačnosti příčného řezu, [3].

$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}}, \quad (3.1)$$

kde L_{max} je největší rozměr půdorysu ve směru hlavní osy

L_{min} je nejmenší rozměr půdorysu ve směru druhé hlavní osy kolmé na první.



$$e_{ox} \leq 0,30 \times r_x \quad (3.2)$$

$$r_x \geq l_s, \quad (3.3)$$

kde	e_{ox}	je vzdálenost středu tuhosti od středu hmot, měřená ve směru osy kolmé ke směru výpočtu
	r_x	je poloměru krutu definovaný v [3]
	l_s	je poloměr setrvačnosti hmoty podlaží v půdorysu – druhá odmocnina poměru polárního momentu setrvačných hmot podlaží k jeho těžišti k hmotě podlaží.

Lineárně pružný výpočet za použití dvou rovinných modelů lze, v závislosti na třídě významu, použít i pro ty konstrukce, kde nejsou splněny standardní kritéria pravidelnosti, ale jež splňují speciální podmínky, [3]:

- Objekt je opatřen tuhým pláštěm a příčkami
- Konstrukce není vyšší než 10 m
- Stropní konstrukce musí být tak tuhá, že ji lze uvažovat za tuhou diafragmu
- Středů příčné tuhosti spolu s těžištěm musí být pro oba směry ve svislici a pro poloměr krutu a poloměr setrvačnosti platí následující vztahy:

$$r_x^2 > l_s^2 + e_{ox}^2 \quad (3.4)$$

$$r_y^2 > l_s^2 + e_{oy}^2, \quad (3.5)$$

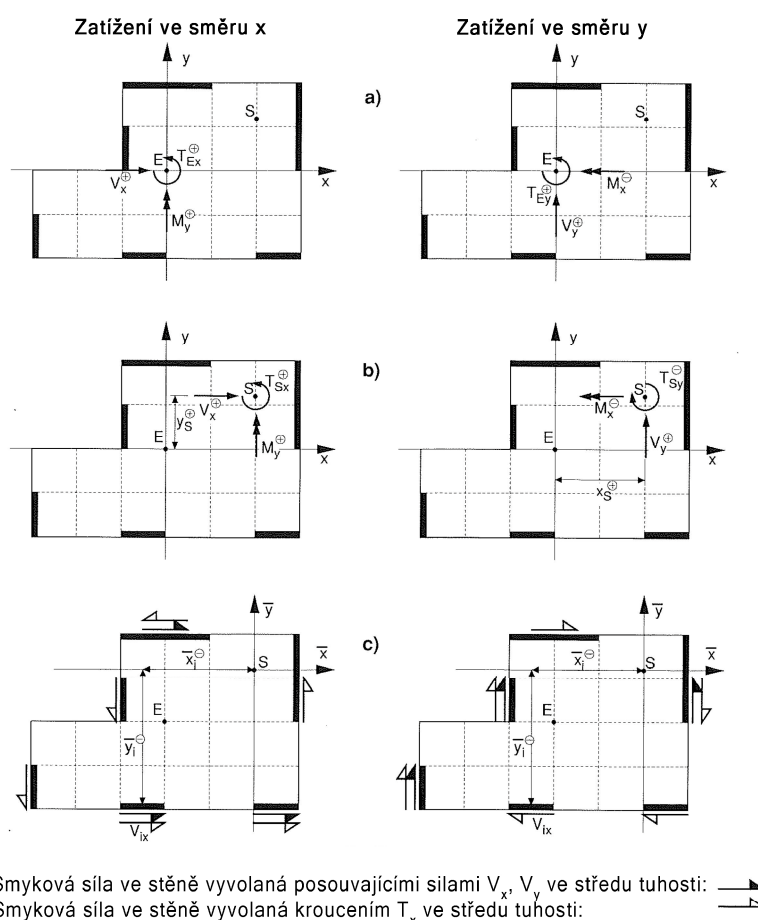
kde	e_{ox}	je vzdálenost středu tuhosti od středu hmot, měřená ve směru osy kolmé ke směru výpočtu
	e_{oy}	je vzdálenost středu tuhosti od středu hmot, měřená ve směru výpočtu
	r_y	je poloměru krutu definovaný v [3].



Jsou-li splněna výše uvedená kritéria, je možné pro výpočet použít dva rovinné modely pro jednotlivé směry v půdorysu. Jestliže však kritéria splněna nejsou, je nutné k výpočtu použít prostorový model, přičemž je možné konstrukci počítat odděleně pro každý směr zvlášť, [3].

V případě nízkých zděných staveb do 3 nadzemních podlaží, s poměrem výšky nosné stěny k její šířce do max. 1,0, u kterých jsou dominantní smykové nosné stěny, lze počítat jednotlivá podlaží samostatně, [3].

Problematiku rozdělení vodorovných sil v jednotlivých podlažích budovy lze detailněji nalézt v [5], kde jsou zohledněny různé stupně symetrie konstrukce – od zcela symetrických až po obecné systémy (tímto se však tato práce nezabývá).



OBR. 3.3: Rozdělení vodorovných sil na obecném systému, [5]



3.1 Postup výpočtu dle EC8

3.1.1 Metoda N2

Norma EC8 pro navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení využívá pro metodu postupného přitěžování variantu nazývanou N2, jejíž jméno je odvozeno od slov „nelineární“ pro „N“ a „2“ vyjadřuje použití dvou matematických modelů, [10].

Na počátku se určí, za pomoci nelineární statické analýzy modelu s více stupni volnosti (MDOF – Multiple Degree Of Freedom) a při působení monotónně vzrůstajícího příčného zatížení, tuhost, pevnost a duktilita konstrukce.

V dalším kroku se definuje náhradní konstrukce o jednom stupni volnosti (SDOF – Single Degree Of Freedom). Nelineární charakteristika náhradního systému je založena na poměru smykové síly v základové spáře a deformace nejvyššího podlaží, získaných z nelineární statické analýzy z prvního kroku.

V poslední části se z nelineární dynamické analýzy náhradního SDOF systému určí maximální deformace.

Metoda se primárně používá pro první vlastní tvar, ale je ji v podstatě možné použít pro kterýkoliv. V případě, že by bylo použito více tvarů, je vhodné použít například kombinaci SRSS (Square Root of the Sum of the Squares = druhá odmocnina ze součtu čtverců), [10].

3.1.2 Příčné zatížení

Výpočetní model konstrukce je nutné zatížit minimálně dvěma různými rozděleními příčných sil po výšce, které mají působit vždy v těžištích hmot modelu. Při výpočtu je nutné pro eliminaci imperfekcí uvažovat vyosení těžiště hmoty každého podlaží o náhodnou excentricitu, [3]:

$$e_{al} = \pm 0,05 \times L_I, \quad (3.6)$$

kde e_{ai} je náhodná excentricita hmoty podlaží ve stejném směru ve všech podlažích
 L_i je rozměr podlaží kolmý ke směru seizmického zatížení.

Kombinace seizmického zatížení s jinými zatíženími, [3]:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (3.7)$$

kde $G_{k,j}$ je charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení
 $Q_{k,i}$ je charakteristická hodnota vedlejšího i-tého proměnného zatížení
 $\psi_{E,i}$ je součinitel kombinace pro i-té proměnné zatížení.

Součinitel

$$\psi_{E,i} = \varphi \times \psi_{2,i} \quad (3.8)$$

kde φ je určováno národním dodatkem; doporučené hodnoty jsou uvedeny v TAB. 3.1
 $\psi_{2,i}$ je součinitel kombinace pro náhradní stálou hodnotu i-tého proměnného zatížení.

TAB. 3.1 Hodnoty φ pro výpočet $\psi_{E,i}$ [3]

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

Kategorie A – F jsou definovány v ČSN EN 1991-1-1

Součinitel kombinace $\psi_{E,i}$ slouží ke zohlednění pravděpodobnosti, kde se během zemětřesení na celé konstrukci nevyskytuje zatížení $Q_{k,i}$ [3].



Rozdělení příčných sil, [3]:

a) Rovnoměrné rozdělení

- Pro rozdělení sil je uvažováno konstantní zrychlení po celé výšce konstrukce.
- Příčné síly jsou úměrné hmotnostem

$$F_i = F_b \frac{m_i}{\sum_j m_j}, \quad (3.9)$$

kde F_i je vodorovná zatěžovací síla v i -tém podlaží
 F_b je seizmická smyková síla v základu
 m_i, m_j jsou hmotnosti podlaží.

b) Modální

- Jedná se o totožné rozdělení, jako u metody výpočtu pomocí příčných sil ((2.17), OBR. 3.5)

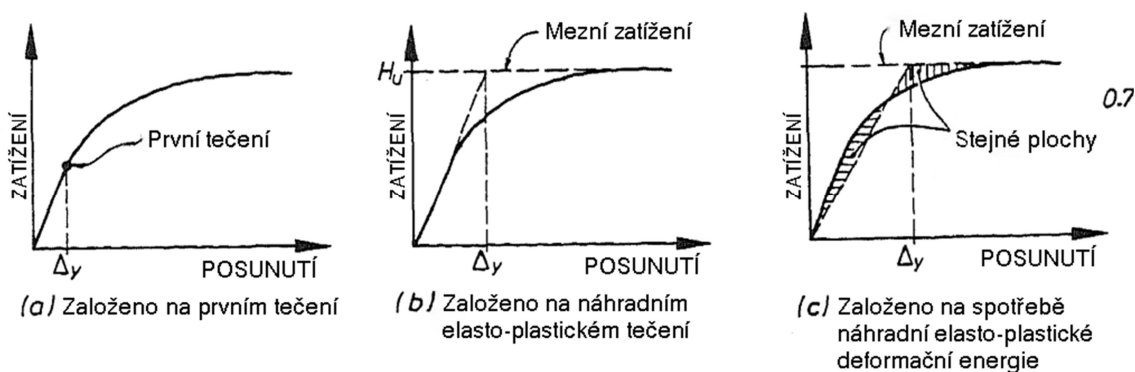
3.1.3 Křivka kapacity

Výpočtem metodou postupného přitěžování se vynáší graf popisující vztah mezi smykovou silou v základu F_b a sledovaným posunem d . Graf se nazývá křivka kapacity (posunu) neboli Pushover Curve. Křivka slouží také k určení duktility konstrukce. Graf nabývá hodnoty posunu od 0 do 150 % výsledného posunu, který je definovaný dále. Posun se sleduje v nejvyšším místě, např. těžišti hmoty střechy, [3].

Kapacitní křivka zobrazuje průběh tečení konstrukce, případně místa vzniku jednotlivých plastických kloubů, a nakonec také vznik plastického mechanismu. Na OBR. 3.4(a) je zobrazeno místo, kdy dochází k prvnímu plastickému přetvoření konstrukce. OBR. 3.4(b) zobrazuje plastické přetvoření náhradního pružnoplastického systému o stejné pružné tuhosti a stejném zatížení. Poslední kapacitní křivka (OBR. 3.4(c)) zobrazuje také plastické



přetvoření náhradního pružnoplastického systému o stejné spotřebě deformační energie, jako má skutečný systém – bilineární zobrazení má stejnou energii (=plochu pod křivkou), jako původní graf. Třetí varianta je použita právě pro metodu postupného přitěžování, [11]. Postup sestavení je uveden dále.



OBR. 3.4: Tečení konstrukce, [11]

3.1.4 Výsledný posun

Výsledným posunem je seizmický požadavek reprezentován posunem ekvivalentního systému s jedním stupněm volnosti (SDOF), jež se porovnává se spektrem pružné odezvy, [3].

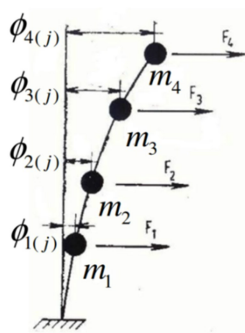
Postup stanovení výsledného posunu ze spektra pružné odezvy, [3]:

- I. Volba modelu a materiálových charakteristik
- II. Definice spektra pružné odezvy (viz začátek této podkapitoly)
- III. Příčné zatížení

Příčné zatížení působí na konstrukci jako monotónně vzrůstající a odpovídá prvnímu vlastnímu tvaru dle následujícího vzorce:

$$\bar{F}_i = m_i \times \Phi_i, \quad (3.10)$$

kde \bar{F}_i je normovaná příčná síla v i-tém podlaží
 Φ_i je normovaný posun
 m_i je hmotnost i-tého podlaží.



OBR. 3.5: Modální rozdělení příčného zatížení, [9]

Normování posunů se provádí pro sledované místo, nejčastěji střešní konstrukci, a to tak, že v tomto místě platí $\phi_n = 1$. V takovém případě

$$\bar{F}_n = m_n \quad (3.11)$$

IV. Transformace na náhradní soustavu s jedním stupněm volnosti (SDOF)

V tomto kroku je nutné transformovat systém s více stupni volnosti (MDOF) na systém s jedním stupněm volnosti (SDOF). Transformace se provádí za pomoci součinitele Γ . Základními parametry jsou smyková síla v základové spáře a posun sledovaného styčnicku na vrcholu konstrukce.

Hmotnost náhradní soustavy m^* :

$$m^* = \sum m_i \times \Phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (3.12)$$

Transformační součinitel Γ :

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \times \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)}, \quad (3.13)$$

kde \bar{F}_i je normovaná příčná síla v i-tém podlaží
 Φ_i je normovaný posun
 m_i je hmotnost i-tého podlaží.



Síla náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti F^* :

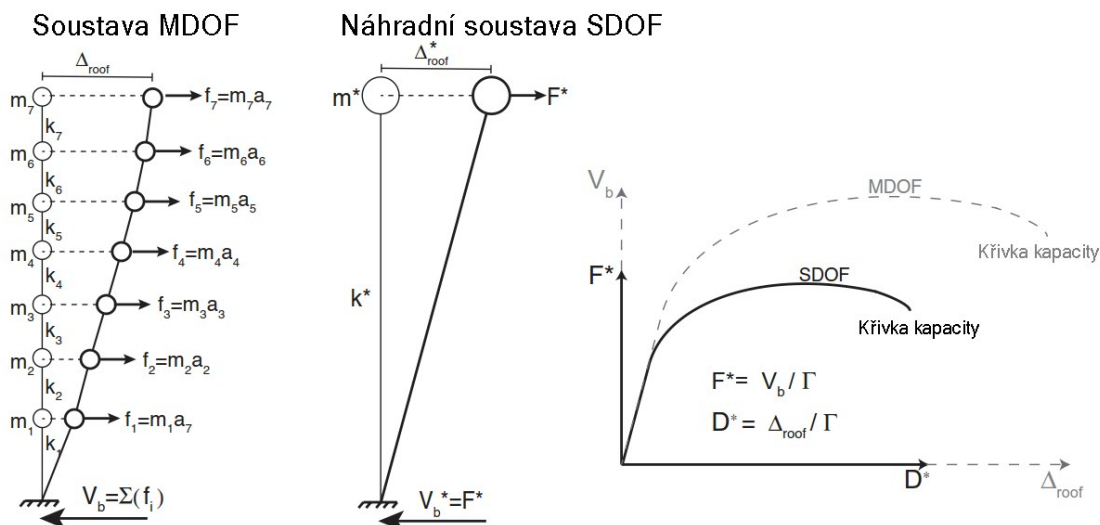
$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}, \quad (3.14)$$

kde F_b je posouvající síla v základu.

Posun náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti d^* :

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma}, \quad (3.15)$$

kde d_n je posun sledovaného styčnicku soustavy s n stupni volnosti.



OBR. 3.6: Transformace MDOF systému do SDOF metodou N2, [12]

V. Idealizovaná závislost pružnoplastické síly na posunu

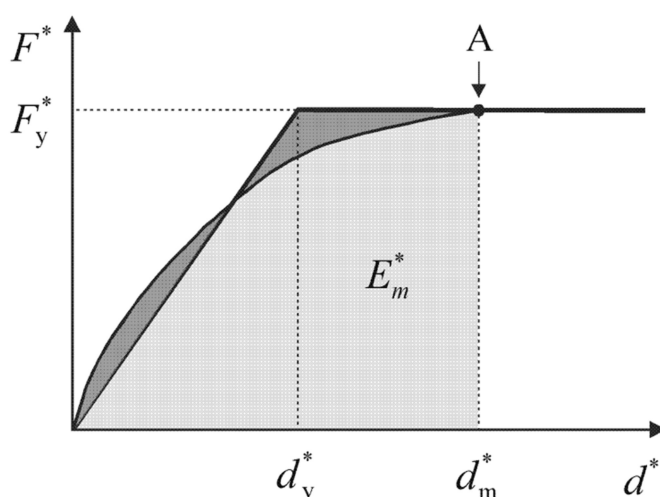
Únosnost idealizovaného systému je definována silou na mezi kluzu F_y^* , jež je rovna smykové síle v základu při vytvoření plastického mechanismu. Počáteční tuhost systému je definována stavem, kdy plochy grafu ohraničené skutečným a idealizovaným bilineárním pracovním diagramem jsou stejné. Tento stav je zobrazen na OBR. 3.7, kde bod „A“ značí místo vzniku plastického mechanismu.



Plastická deformace idealizované soustavy s jedním stupněm volnosti d_y^* se určí dle následujícího vztahu, [3]:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right), \quad (3.16)$$

kde d_m^* je výsledný posun
 E_m^* je skutečná deformační energie potřebná ke vzniku plastického mechanismu
 F_y^* je síla na mezi kluzu.



OBR. 3.7: Stanovení idealizované závislosti pružnoplastické síly F^* na posunu d^* , [3]

VI. Perioda idealizované náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti T^*

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}, \quad (3.17)$$

kde d_y^* je posun na mezi kluzu náhradní (idealizované) soustavy
 F_y^* je síla na mezi kluzu
 m^* je hmotnost náhradní soustavy.

$$m^* = \sum m_i \times \Phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (3.18)$$



VII. Výsledný posun náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti d_{et}^*

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2, \quad (3.19)$$

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

Výsledný posun d_t^* se určuje pro konstrukce s krátkými, středními a dlouhými periodami různě, dle následujících pravidel. Jako hranice mezi krátkými a středními periodami se uvádí hodnota T_c dle OBR. 3.8, TAB. 2.4 a TAB. 2.5, [3].

a) Krátká perioda - $T^* < T_c$

Pro pružnou odezvu platí:

$$\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_e(T^*), \quad (3.20)$$

pak

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (3.21)$$

Nelineární odezva je definována takto:

$$\frac{F_y^*}{m^*} < S_e(T^*), \quad (3.22)$$

pak

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^*, \quad (3.23)$$

kde q_u je poměr zrychlení konstrukce při neomezeném pružném působení $S_e(T^*)$ a konstrukce s omezenou únosností F_y^* / m^* ,

kdy



$$q_u = \frac{S_e(T^*) \times m^*}{F_y^*} \quad (3.24)$$

b) Střední a dlouhá perioda - $T^* \geq T_C$

$$d_t^* = d_{et}^*, \quad (3.25)$$

kdy d_t^* nemusí být větší než $3d_{et}^*$.

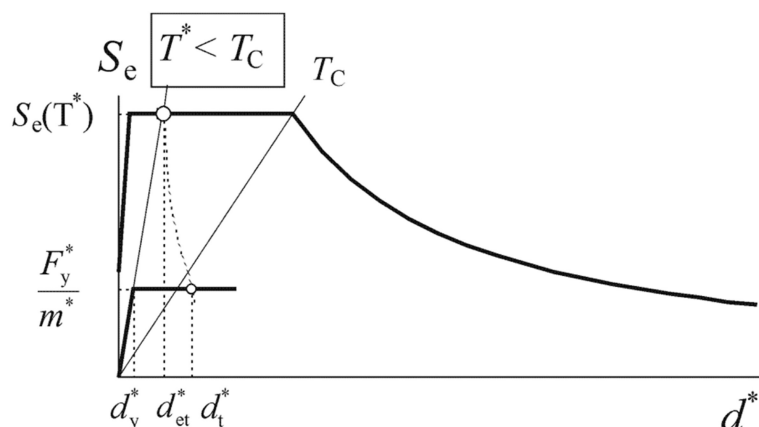
Na OBR. 3.8 a OBR. 3.9 jsou uvedeny, v měřítku zrychlení, potažmo posunu, vztahy mezi výše uvedenými veličinami. Radiální paprsek z počátku souřadnic ukazuje periodu T^* , jež je na spektru pružné odezvy o souřadnicích, [3]:

$$d^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (3.26)$$

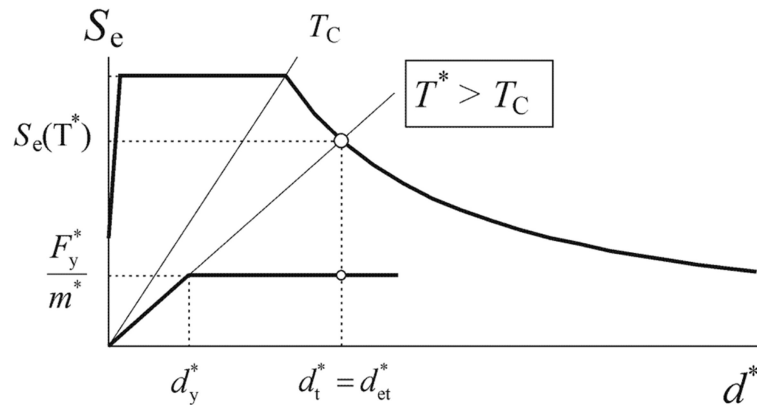
a

$$S_e(T^*), \quad (3.27)$$

které je vyjádřeno grafem na OBR. 3.8.



OBR. 3.8: Určení výsledného posunu náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti pro konstrukce s krátkou periodou vlastních kmitů, [3]



OBR. 3.9: Určení výsledného posunu náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti pro konstrukce se střední nebo dlouhou periodou vlastních kmitů, [3]

Iterační řešení

Je-li výsledný posun d_t^* v VII. iteračním kroku příliš odlišný od posunu d_m^* (zobrazeno na OBR. 3.7), který slouží k určení závislosti idealizované pružnoplastické síly na posunu ve IV. kroku, použije se iterační řešení, které se použije tak, že se IV. až VII. krok opakuje se změnou ve IV. kroku použitím d_t^* s odpovídajícími F_y^* , namísto d_m^* , [3].

VIII. Určení výsledného posunu pro soustavu s více stupni volnosti

$$d_t = d_t^* \times \Gamma \quad (3.28)$$

$$d_t < \frac{d_m}{1,5} \quad (3.29)$$



3.1.5 Uvažování krouživých účinků

U konstrukcí, které mají první, potažmo druhý tvar kmitání krouživý, je nutné posuny na jejich tužší straně zvětšit. Jako tužší strana se v půdorysu označuje ta s menšími vodorovnými posuny než druhá při zatížení příčnými silami, které jsou k ní rovnoběžné. Toto kritérium se považuje za splněné, je-li součinitel zvětšení pro výpočet tužší strany zjištěn modální analýzou pružného prostorového modelu, [3].

Je-li výpočet proveden za pomoci dvou rovinných modelů, definuje se účinek kroucení dle (2.20), potažmo pomocí modální analýzy spektra odezvy, [3].



4. Model cyklického poškození (Modifikovaná Kačanovova hypotéza)

Cílem této práce je najít alternativní způsob návrhu železobetonové konstrukce, vystavené účinkům seizmicity. K tomuto účelu byl aplikován model navržený původně L.M. Kačanovem pro časově závislé poškození. Lazar Markovich Kačanov byl ruským profesorem a svého času předsedou oddělení teorie pružnosti na Leningradské univerzitě. Po emigraci do USA byl hostujícím profesorem na řadě univerzit (Brown, Illinois Delaware, Boston). Předmětem jeho zájmu bylo studium problematiky plasticity, dotvarování, lomové mechaniky a boulení, [13].

Kačanovův model je spojen s teorií poškození, která se vyjadřuje pomocí parametru poškození ω a určuje míru poškození materiálu (konstrukce). Tento parametr nabývá hodnot v rozsahu $0 \leq \omega \leq 1$, kdy nulová hodnota značí konstrukci nepoškozenou a $\omega = 1$ představuje kolaps. Parametr poškození vychází z veličiny popisující integritu materiálu β , jež je definována jako poměr efektivní a nominální plochy průřezu konstrukce, viz (4.1), [14].

Nominální plochou průřezu A je původní plocha nepoškozené konstrukce a posuzuje se na makroskopické úrovni, zatímco za efektivní plochu \bar{A} je považována zbylá nepoškozená část přetvořeného prvku, která je při zatížení ještě schopna přenášet napětí. Efektivní napětí, vztažené na efektivní plochu, je zjevně větší než nominální, jelikož účinná plocha, která zatížení přenáší, je menší, [14].

$$\omega = 1 - \beta = 1 - \frac{\bar{A}}{A} = \frac{A - \bar{A}}{A}, \quad (4.1)$$

kde	ω	je parametr poškození
	β	je veličina popisující integritu materiálu
	A	je nominální plocha průřezu
	\bar{A}	je efektivní plocha průřezu.



Na základě výše uvedeného platí následující vztahy:

$$\sigma = \frac{\bar{A}}{A} \bar{\sigma} = \beta \bar{\sigma} \quad (4.2)$$

$$\sigma A = \bar{\sigma} \bar{A} \quad (4.3)$$

$$\beta = 1 - \omega, \quad (4.4)$$

kde σ je nominální napětí
 $\bar{\sigma}$ je efektivní napětí.

Pro časově závislé jevy Kačanov [13] přijal hypotézu, že rychlost poškození, a tedy změna parametru poškození ω s časem, je úměrná jisté mocnině efektivního napětí, pro což zavedl dvě materiálové, resp. kalibrační, konstanty C a ν :

$$\frac{d\omega}{dt} = C \left(\frac{\sigma}{\beta} \right)^\nu = C \left(\frac{\sigma}{1 - \omega} \right)^\nu, \quad (4.5)$$

kde σ je nominální napětí
 C, ν jsou materiálové konstanty/kalibrační konstanty
 t je čas.

Při převodu na efektivní napětí vychází obecný tvar:

$$\frac{d\omega}{dt} = C \bar{\sigma}^\nu \quad (4.6)$$

Pro použití v souvislosti se zemětřesením je uvažování času nepraktické, jelikož každé zemětřesení je jedinečné a doba účinku není směrodatná, neboť nevypovídá nic o jeho velikosti. Z tohoto důvodu se nabízí modifikovat Kačanovův vztah (4.6), po vzoru Parisova-Erdoganova zákona [15], nahrazením času t počtem cyklů N , které lze již kvantifikovat a snadněji aplikovat do výpočtu. V dalším textu bude ponecháno označení parametrů C a



v beze změny, i když se jejich význam oproti vztahům (4.5) a (4.6) nepochybně změní. Potom

$$\frac{d\omega}{dN} = C\bar{\sigma}^v \quad (4.7)$$

Z praktického hlediska bude vhodnější pracovat se vztahem s nominálním napětím:

$$\frac{d\omega}{dN} = C \left(\frac{\sigma}{1 - \omega} \right)^v \quad (4.8)$$

V této podobě se metoda použije pro analýzu kvazikřehkých materiálů namáhaných cyklickým zatížením.¹

4.1 Vývoj parametru poškození

Pro výpočet únosnosti železobetonového prvku na účinky cyklického zatížení pomocí Kačanovovy metody je nutné znát v jednotlivých cyklech míru poškození konstrukce, což lze určit pomocí parametru poškození.

Parametr poškození, popisující chování předmětné železobetonové konstrukce, lze zjistit dvěma způsoby. Prvním způsobem je provedení série laboratorních zkoušek, kde je možné chování konstrukce detailně sledovat a ze získaných výsledků definovat potřebné parametry. Druhým, inženýrským způsobem je použít ověřený výpočetní software, o kterém je známo, že jeho výsledky dobře reprezentují skutečné chování, a s jeho pomocí provést nelineární analýzu chování železobetonové konstrukce metodou konečných prvků.

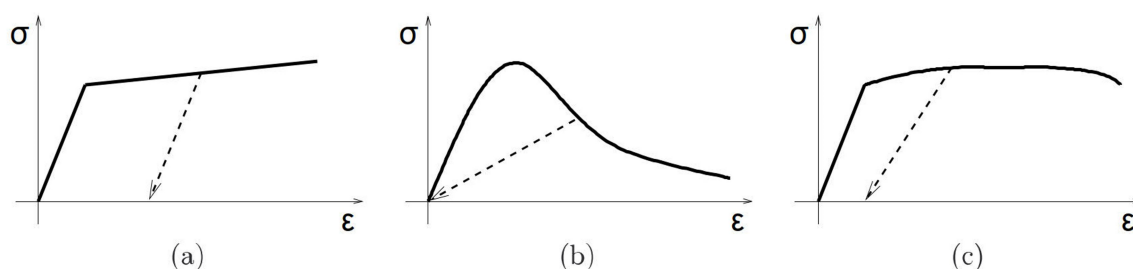
¹ Původně byla metoda vyvinuta pro výpočet (nejen) dotvarování za únavy ocelových konstrukcí – creep-fatigue damage – pro nízkocyklickou únavu, [11].



Použití druhé metody je výhodnější zejména z ekonomického a časového hlediska, neboť laboratorní zkoušky jsou velice nákladné a časově velmi zdouhavé, protože je nutné provést více testů a je třeba zohlednit dobu tvrdnutí betonu. Na druhou stranu je u druhé varianty nutná dobrá znalost výpočetního softwaru a parametrů, zejména materiálových, které se do něj zadávají.

Tato práce využívá druhou variantu, kdy se parametr poškození získá provedením nelineární analýzy chování železobetonové konstrukce metodou konečných prvků na podrobnějším výpočetním modelu. Pro zohlednění vlivu rozvoje trhlin je nutné uvažovat výpočet pružnoplastického modelu s poškozením, při němž zatěžování konstrukce je řízeno působícími silami.

Standardní pružnoplastický model je charakteristický lineárně pružným chováním ve fázi odtěžování, kdy je odtěžovací větev rovnoběžná s pružnou fází zatěžování (OBR. 4.1a), zatímco v případě poškození dochází, v důsledku rozvíjejících se trhlin, ke změně tuhosti. Popíšeme-li další krajní případ, kdy se zbylý nepoškozený materiál ve vzorku bude chovat pružně, přičemž se trhliny mohou zavřít, mluvíme o pružném materiálu s poškozením, který je charakteristický tím, že se odtěžovací větev vrací do počátku diagramu (OBR. 4.1b). Chování reálných materiálů se nachází mezi těmito extrémy, což je způsobeno kombinací vzniku trvalých deformací a snížením tuhosti. V důsledku toho má odtěžovací větev svoji směrnici někde mezi výše uvedenými případy (OBR. 4.1c). Čím více je materiál poškozený, tím se směrnice více sklápí dolů, [14].



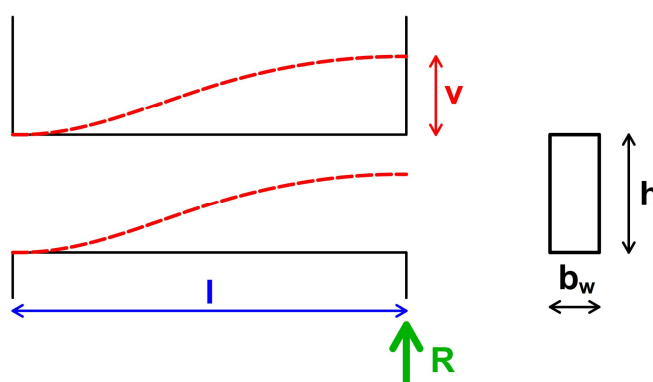
OBR. 4.1: Pracovní diagramy (a) pružnoplastického materiálu, (b) pružného materiálu s poškozením, (c) pružnoplastického materiálu s poškozením, [14]



Výpočtem konstrukce s aplikovaným cyklickým zatížením jsou získány výsledky napěťových stavů, šířek trhlin, ale zejména také postupného vývoje deformací, a to v podobě hysterezních křivek, které popisují průběh vývoje deformací v závislosti na působící síle a počtu cyklů. Názorná ukázka jednoho plného cyklu je vidět na Obr. 4.5, kde svislá osa reprezentuje silové zatížení a vodorovná deformaci konstrukce. Jako letmou kontrolu správnosti zavedení modelu s poškozením, lze uvažovat fakt, že v rámci cyklického zatěžování je dráha při odtěžování mezi maximální a nulovou silou téměř přímá. S větším poškozením dochází ke zmenšování sklonu odtěžovacích větví a sklon hysterezních křivek je definován směrnici $1 - \omega$.

Při analýze výsledků je nutné dávat pozor na správné odečtení deformací, jelikož s každým cyklem dochází k posunu hysterezních křivek o hodnotu plastické deformace. Z tohoto důvodu je nutné „měřit“ deformace od místa s nulovým zatížením, tedy tam, kde křivka protíná vodorovnou osu, a nikoliv z počátku souřadnicového systému.

Metodika bude ilustrována chováním nadpraží stěnového systému při cyklickém zatížení. Jedná se o prvek, který je při seizmickém zatížení nejvíce vystaven poškození.²



OBR. 4.2: Deformace nadpraží

² Výsledky numerických výpočtů jsou uvedeny v příloze disertační práce.

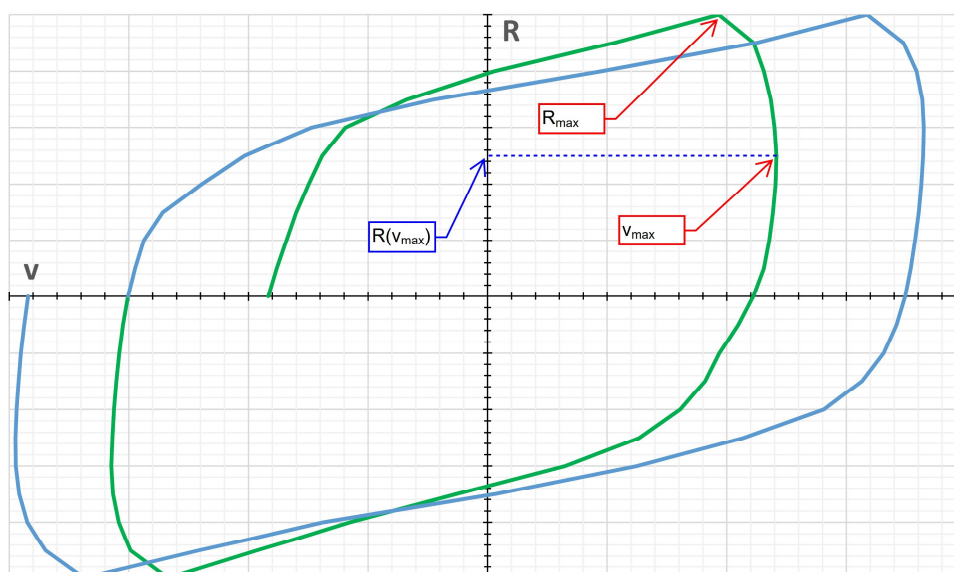


Základní charakteristikou, kterou je nutné znát, je elastická tuhost K_{el} , jež určuje tuhost nepoškozeného lineárně pružného materiálu. Tuto hodnotu lze získat v prvním cyklu, na samém počátku zatěžování, kdy je graf závislosti síly na posunu ještě lineární a platí zde Hookův zákon, nejpozději však těsně před vznikem první trhliny:

$$K_{el} = \frac{R_{el,max}}{v_{el,max}}, \quad (4.9)$$

kde $R_{el,max}$ je posouvající koncová síla na mezi pružnosti
 $v_{el,max}$ je deformace na mezi pružnosti.

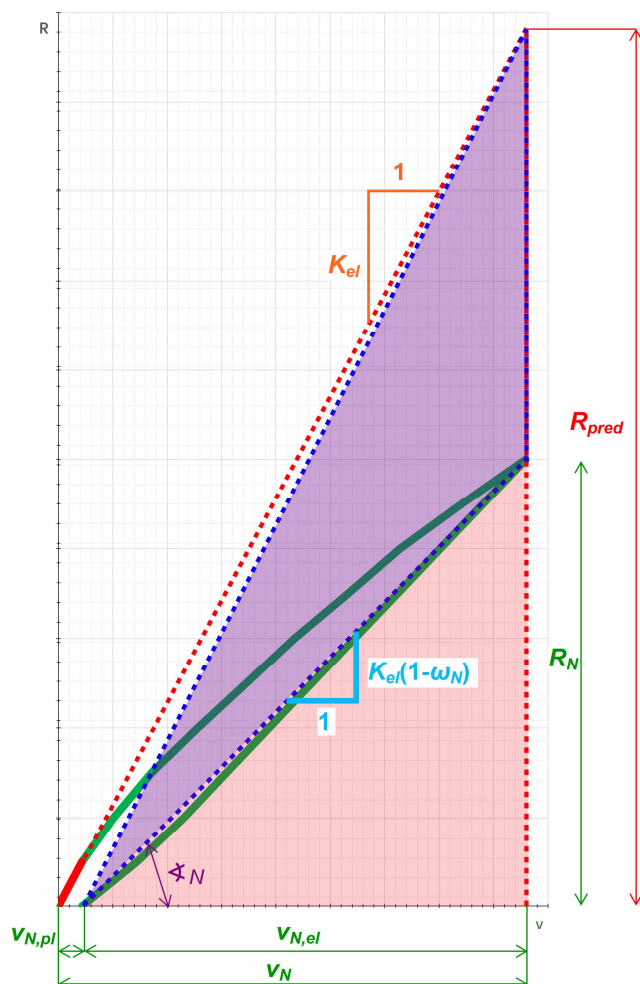
Z vypočtených hodnot je možné odečíst plastickou deformaci v_{pl} a celkovou deformaci v , kterou je pro přesnější vyjádření vhodné uvažovat jako sečnovou, použije se tedy poslední zatěžovací krok před úplným odtižením. Tento postup se využije zejména v situaci, kdy je konstrukce již značně poškozená, v důsledku čehož může deformace mírně vzrůstat i při odtěžování (OBR. 4.3). Při odečítání deformací je nezbytně nutné uvažovat těmito hodnotám přímo náležející síly, a nikoliv sílu maximální. Na OBR. 4.5 a OBR. 4.6 jsou vyznačeny a barevně odlišeny (modře a fialově) veličiny pro obě varianty celého cyklu.



OBR. 4.3: Růst deformace při odtěžování



Stanovení parametru poškození je nutné provést pro každý cyklus N , a také pro kladný i záporný směr zatěžování zvlášť. Obecně lze analyzovat pracovní diagram (OBR. 4.4) následujícím způsobem:



OBR. 4.4: Analýza pružnoplastického modelu s poškozením

$$R_{pred} = K_{el}v_N \quad (4.10)$$

$$R_N = K_{el}(1 - \omega_N)(v_N - v_{N,pl}) \quad (4.11)$$

Parametr poškození lze definovat poměrem α_N , který je určen podílem obsahu ploch trojúhelníků (červený a fialový z OBR. 4.4) z pracovního diagramu.



$$\alpha_N = \frac{K_{el}(v_{N,pl} + \omega_N v_{N,el}) v_{N,el}}{K_{el}(v_{N,el} + v_{N,pl}) v_{N,el}} = \frac{(v_{N,pl} + \omega_N v_{N,el})}{(v_{N,el} + v_{N,pl})} \quad (4.12)$$

$$\omega_N = \frac{\alpha_N v_{N,el} - (1 - \alpha_N)v_{N,pl}}{v_{N,el}} \quad (4.13)$$

Pro tento evoluční vztah lze definovat krajní případy:

$$\alpha_N = 0; v_{N,pl} = 0 \rightarrow v_N = \max v_{N,el} \Rightarrow \omega_N = 0 \quad (4.14)$$

$$\alpha_N \rightarrow 1 \Rightarrow \omega_N = 1 \quad (4.15)$$

Úpravou lze přepsat vztahy do následující podoby:

$$v_{N,el} = v_N - v_{N,pl} \quad (4.16)$$

Výše uvedené hodnoty se použijí pro výpočet parametru poškození, který lze odvodit ze základní rovnice:

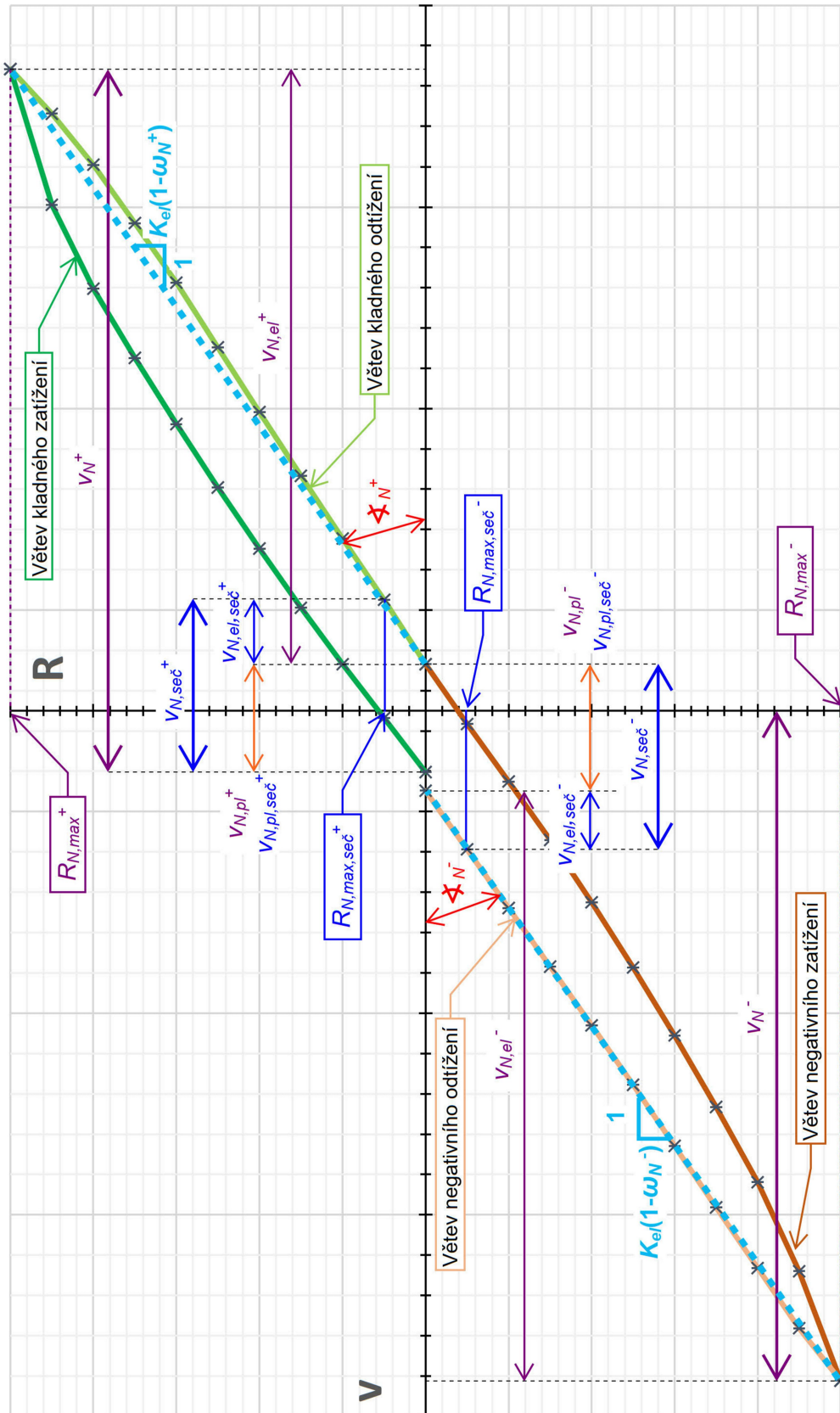
$$R_N = K_{el}(1 - \omega_N)v_{N,el} \quad (4.17)$$

$$\omega_N = 1 - \frac{R_N}{K_{el}(v_N - v_{N,pl})} \quad (4.18)$$

Pro kontrolu správnosti výše uvedeného výpočtu je možné využít přepočítání pomocí tangens úhlu α , který svírá odtěžovací větev s osou x.

$$\tan \alpha_N = \frac{R_N}{v_N - v_{N,pl}} \quad (4.19)$$

$$\omega_N = 1 - \frac{\tan \alpha_N}{K_{el}} \quad (4.20)$$



OBR. 4.5: Analýza jednoho zatěžovacího cyklu



Zobecnění výpočtu

Pro možnost uplatnění vztahů (4.7) a (4.8) je vhodné převést hodnoty reakcí ze silového zatěžování (OBR. 4.2) na hodnoty smykového napětí. K tomuto účelu se využije základní rovnice (4.17), ve které uplatníme vztah:

$$\tau = \frac{R}{b_w h}, \quad (4.21)$$

kde τ je nominální smykové napětí
 R je reakce (koncová síla z OBR. 4.2)
 b_w je šířka průřezu
 h je výška průřezu nosníku.

Analogicky je nutné převést i složky deformací z posunů na zkosení:

$$\gamma = \frac{v}{l}, \quad (4.22)$$

kde γ je zkosení
 v je deformace – posun
 l je světlé rozpětí nadpraží.

S těmito nově definovanými proměnnými lze sestavit na bázi rovnice (4.17) nový konstitutivní vztah pro smykové napětí τ_N :

$$\tau_N = G_{el}(1 - \omega_N)\gamma_{N,el}, \quad (4.23)$$

kde

$$\gamma_{N,el} = \gamma_N - \gamma_{N,pl} \quad (4.24)$$

$$G_{el} = \frac{\tau_{el,max}}{\gamma_{el,max}} \quad (4.25)$$

a γ_N je celkové zkosení
 $\gamma_{N,pl}$ je plastické zkosení
 $\gamma_{N,el}$ je elastické zkosení



- G_{el} je elastická smyková tuhost
 $\tau_{el,max}$ je nominální smykové napětí na mezi pružnosti
 $\gamma_{el,max}$ je zkosení na mezi pružnosti.

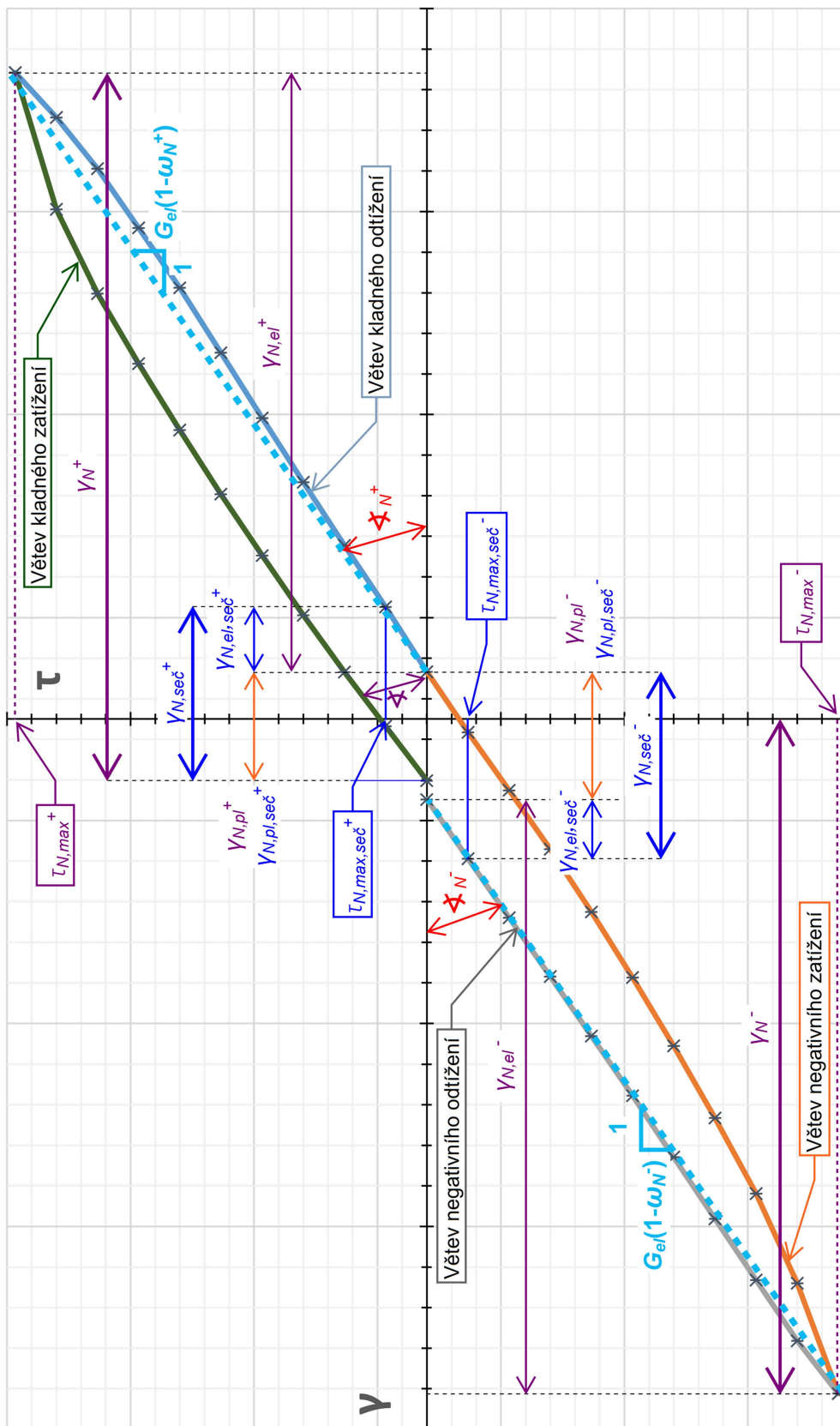
Analogicky lze odvodit základní vztah pro výpočet parametru poškození:

$$\omega_N = 1 - \frac{\tau_N}{G_{el}(\gamma_N - \gamma_{N,pl})} \quad (4.26)$$

Porovnáním rovnic (4.17) a (4.23) a jejich úpravou lze vyjádřit vztah pro výpočet smykové tuhosti G_{el} :

$$\tau_N b_w h = K_{el} l (1 - \omega_N)(\gamma_N - \gamma_{N,pl}) \quad (4.27)$$

$$G_{el} = \frac{K_{el} l}{b_w h} \quad (4.28)$$



OBR. 4.6: Analýza jednoho zatěžovacího cyklu (smyková napětí)



4.2 Kalibrace modifikovaného Kačanovova modelu

Použijeme-li úpravy skrze smyková napětí, dostaneme nový základní vztah modifikované Kačanovovy hypotézy:

$$\frac{d\omega}{dN} = C \bar{\tau}^v, \quad (4.29)$$

kdy $\bar{\tau}$ je efektivní smykové napětí, které lze vyjádřit jako:

$$\bar{\tau} = \frac{R}{\bar{A}} = \frac{R}{b_w \bar{h}}, \quad (4.30)$$

kde \bar{A} je efektivní plocha průřezu

\bar{h} je efektivní výška průřezu.

Efektivní výška \bar{h} označuje neporušenou část průřezu trhlinami po výšce, tedy tu, která je ještě schopna smyková napětí přenášet. Jelikož přímé zjištění hodnoty této veličiny není možné, je nutné pracovat právě s parametrem poškození, a proto se ve výpočtu musí zohlednit přechod od efektivních smykových napětí $\bar{\tau}$ na nominální τ :

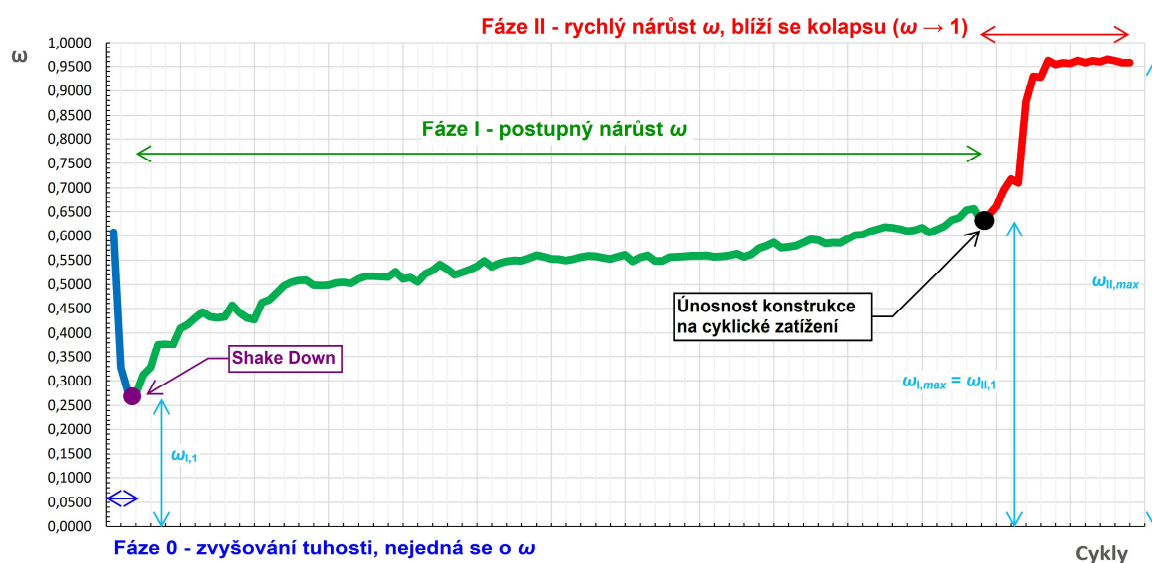
$$\bar{\tau} = \frac{\tau}{1 - \omega} \quad (4.31)$$

Na základě této úpravy již lze definovat modifikaci Kačanovova vztahu takto:

$$\frac{d\omega}{dN} = C \left(\frac{\tau}{1 - \omega} \right)^v \quad (4.32)$$



Graf vývoje parametru poškození v závislosti na počtu cyklů není lineární funkcí, nýbrž se projevuje různě v celém průběhu. Z tohoto důvodu je potřeba celkový vývoj rozdělit do tří fází. Kalibrace parametrů C a v musí probíhat pro každou fázi (I a II) zvlášť, jinak by aproximace nekorespondovala s reálným (vypočteným) chováním. Podrobnosti a výsledky numerických analýz lze nalézt v příloze disertační práce.



OBR. 4.7: Fáze poškozování při cyklickém namáhání

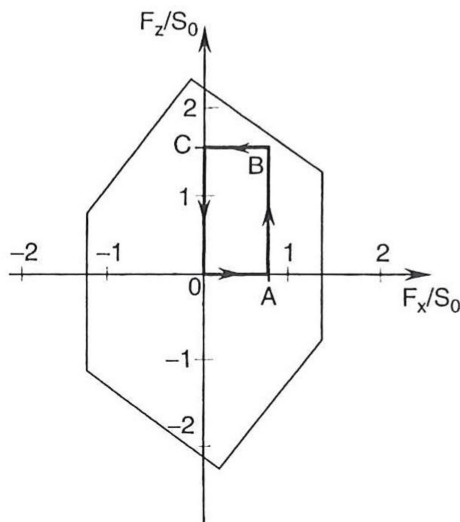
Fáze 0

Ač je fáze 0 pro účely této práce nevýznamná, je nutné ji krátce popsat, jelikož se při nízkých úrovních zatížení může jednat o rozsáhlou oblast z celkového počtu cyklů. Jde o fázi, kdy se při vzrůstajícím počtu cyklů nejprve zmenšuje poškození konstrukce. Tato stabilizující fáze 0 je charakterizována jistou změnou struktury (restrukturalizací), ve které parametr ω klesá a nemůže být považován za parametr poškození, jelikož ten je výhradně vzrůstající funkcí. Tato fáze při cyklickém zatěžování vždy nastat nemusí, [16].

Budeme-li posuzovat konstrukci podle zákonů plasticity, platí, že pokud se v případě monotónního zatížení nacházíme pod hranicí podmínky plasticity, konstrukce se plasticky nedeformuje a nezkolabuje. Je-li na konstrukci aplikováno cyklické zatížení, které se taktéž nachází výhradně uvnitř



podmínky plasticity, vede toto ke kolapsu konstrukce i přesto, že se materiál plasticky nedeformuje. Důvodem je nárůst disipace energie, [16].



OBR. 4.8: Zatěžovací cyklus uvnitř podmínky plasticity, [16]

V případě, že cykly jsou takové, že chování po určité době, potažmo po určitém počtu cyklů, zkonverguje v dokonale pružné chování, nedojde k růstu disipace plastické energie a konstrukce nezkolabuje. Tento jev se nazývá Shake Down - restrukturalizace (volněji setřesení). Podmínkou je, že se systém ustálí na pružném chování. Fáze 0 je tímto popsána pružnoplastickým řešením s převládajícími plastickými jevy, [16].

Fáze I

Po nulté, stabilizující, fázi se již začíná projevovat poškození materiálu v podobě rozevírání trhlin. Zároveň se tímto začíná zvětšovat parametr poškození ω , který však nestoupá až k hodnotě 1, nýbrž směřuje k nižší hodnotě $\omega_{II,1}$, odkud bude dále pokračovat fáze II. Tato fáze je již popsatelná mechanikou poškození.

Výchozí rovnici (4.32), doplněnou o patřičné indexy, je možno integrovat za použití separace proměnných:



$$\int_{\omega_{I,1}}^{\omega_{I,N}} (1 - \omega_I)^{\nu_I} d\omega = C_I \tau^{\nu_I} \int_{N_{I,1}}^{N_{I,N}} dN \quad (4.33)$$

Úpravou získáme vztah pro aproximaci parametru poškození a výpočet kalibračních parametrů C a ν .

$$\omega_{I,N} = 1 - \left[(1 - \omega_{I,1})^{1+\nu_I} - (1 + \nu_I) C_I \tau^{\nu_I} (N_{I,N} - N_{I,1}) \right]^{\frac{1}{1+\nu_I}} \quad (4.34)$$

Ve zvláštním případě, kdy parametr poškození roste ihned od prvního cyklu, a tedy odpadne fáze 0, dochází ke zjednodušení rovnice na následující podobu:

$$\omega_{I,N} = 1 - \left[1 - (1 + \nu_I) C_I \tau^{\nu_I} N_{I,N} \right]^{\frac{1}{1+\nu_I}} \quad (4.35)$$

Za pomoci rovnice pro aproximaci parametru poškození $\omega_{I,N}$ (4.34) je možné přistoupit ke kalibraci Kačanovových kalibračních parametrů, a to pomocí metody nejmenších čtverců (LSM - Least Squares Method), kdy se hledá minimum součtu kvadrátů z rozdílu vypočteného a aproximovaného parametru poškození:

$$Z_I = \sum_{N_{I,1}}^{N_{I,max}} \{ \omega_{FE,I,N} - \omega_{I,N} \}^2 \rightarrow \min \quad (4.36)$$

$$Z_I = \sum_{N_{I,1}}^{N_{I,max}} \left\{ \omega_{FE,I,N} - 1 - \left[(1 - \omega_{I,1})^{1+\nu_I} - (1 + \nu_I) C_I \tau^{\nu_I} (N_{I,N} - N_{I,1}) \right]^{\frac{1}{1+\nu_I}} \right\}^2 \quad (4.37)$$

$\rightarrow \min$

Úrovní minima plochy Z_I odpovídá kombinace dvou kalibračních parametrů C_I a ν_I . Zpětným dosazením zjištěných parametrů do rovnice (4.34) lze získat aproximovanou hodnotu parametru poškození $\omega_{I,N}$ Kačanovova



modelu a spojením všech uvažovaných hodnot získat aproximaci vývoje poškození jako funkci v závislosti na počtu cyklů:

$$\omega_{I,N} = \omega_{I,N}(N) \quad (4.38)$$

Fáze II

Jak je z grafu na OBR. 4.7 patrné, ve fázi II dochází ke skokovému nárůstu poškození, kdy se konstrukce s každým dalším cyklem značně porušuje, tedy, parametr poškození ω se rychle začíná blížit hodnotě „1“, a konstrukce záhy kolabuje. Dochází k velkému rozevírání trhlin a velikost deformace konstrukce se řádově mění. Na začátku fáze II většinou v procesu přetváření převládá vliv poškození – dochází k prudkému růstu ω . Když se ω blíží téměř „1“, vliv poškození na konstrukci klesá a místo toho se značně projevují efekty plasticity, jako plastizace výztuže apod. Mezi těmito krajními mezemi se mohou uplatňovat i oba vlivy zároveň.

Z praktického hlediska to znamená, že počátek fáze II, tedy $\omega_{II,1}$, potažmo $\omega_{I,max}$, označuje s ohledem na mezní stavy únosnosti a použitelnosti maximální počet cyklů, který konstrukce dokáže bezpečně přenést. V tento okamžik je návrhová únosnost konstrukce vyčerpaná a takto zjištěný počet cyklů je rozhodujícím kritériem pro návrh konstrukce.

Postup výpočtu zde probíhá obdobným způsobem, jen se při integraci základní rovnice mění její meze a indexy. Spodní integrační mez je tam, kde byla horní mez integrace první fáze. Lze tedy říct, že:

$$\omega_{I,max} = \omega_{II,1} , \quad (4.39)$$

a tedy

$$\int_{\omega_{II,1}}^{\omega_{II,N}} (1 - \omega_{II})^{\nu_{II}} d\omega = C_{II} \tau^{\nu_{II}} \int_{N_{II,1}}^{N_{II,N}} dN \quad (4.40)$$



Odtud

$$\omega_{II,N} = 1 - \left[(1 - \omega_{II,1})^{1+v_{II}} - (1 + v_{II})C_{II}\tau^{v_{II}}(N_{II,N} - N_{II,1}) \right]^{\frac{1}{1+v_{II}}} \quad (4.41)$$

Nakonec aplikujeme metodu nejmenších čtverců:

$$Z_{II} = \sum_{N_{II,1}}^{N_{II,max}} \{ \omega_{FE,II,N} - \omega_{II,N} \}^2 \rightarrow \min \quad (4.42)$$

$$Z_{II} = \sum_{N_{II,1}}^{N_{II,max}} \left\{ \omega_{FE,II,N} - 1 - \left[(1 - \omega_{II,1})^{1+v_{II}} - (1 + v_{II})C_{II}\tau^{v_{II}}(N_{II,N} - N_{II,1}) \right]^{\frac{1}{1+v_{II}}} \right\}^2 \rightarrow \min \quad (4.43)$$

Stejně tak ve fázi II lze na úrovni minima plochy Z_{II} získat kombinaci dvou kalibračních parametrů C_{II} a v_{II} , pomocí kterých se zpětným dosazením do rovnice (4.41) získá aproximovaná hodnota parametru poškození $\omega_{II,N}$ Kačanovova modelu a spojením těchto hodnot se znázorní jeho vývoj jako funkce v závislosti na počtu cyklů.

$$\omega_{II,N} = \omega_{II,N}(N) \quad (4.44)$$

Transformace proměnných

Pro možnost zobecnění predikce únavové odolnosti konstrukce na cyklické zatížení při použití modifikované Kačanovovy metody je vhodné zavést transformaci proměnných. Tato transformace, která Kačanovovy kalibrační parametry C a v zavádí jako funkce vybraných parametrů κ_i , se použije při výpočtu různých typů nosníků (nadpraží), s měnícími se rozměry a vyztužením, pomocí softwaru umožňujícího nelineární výpočet železobetonové konstrukce metodou konečných prvků (např. ATENA, [4]).



Do výpočtu se zavádějí tyto transformační parametry:

$$\kappa_1 = \frac{h}{l}, \quad (4.45)$$

kde h je výška průřezu nosníku
 l je světlé rozpětí nosníku.

$$\kappa_2 = \frac{n f_{y,w}}{b_w h}, \quad (4.46)$$

kde n je převodní součinitel
 $f_{y,w}$ je mez kluzu smykové výztuže
 b_w je šířka průřezu
 h je výška průřezu nosníku.

$$\kappa_3 = \frac{n f_{y,s}}{b_w l}, \quad (4.47)$$

kde n je převodní součinitel
 $f_{y,s}$ je mez kluzu ohybové výztuže
 b_w je šířka průřezu
 l je světlé rozpětí nosníku.

Kalibrační parametry C a ν jsou poté definovány jako funkce výše uvedených parametrů κ_i .

$$C = C(\kappa_1, \kappa_2, \kappa_3) \quad (4.48)$$

$$\nu = \nu(\kappa_1, \kappa_2, \kappa_3) \quad (4.49)$$



5. Případové studie a počítačové experimenty

Postupy a vztahy uvedené v předchozích kapitolách jsou podrobně zdokumentovány v příloze disertační práce. Zde jsou uvedeny pro ilustraci základní výstupy a naznačeny možnosti jejich dalšího využití. Nejprve jsou shrnuty nejdůležitější poznatky ze standardního přístupu k návrhu železobetonové konstrukce na seizmické účinky a je ukázáno, že mezi nejvíce namáhané prvky patří nadpraží nad dveřními otvory (kapitola 5.1).

Tento, v podstatě fenomenologický přístup, je prohlouben v kapitole 5.2 o strukturní analýzu, která sleduje vývoj deformací a poruch uvnitř prvku, tedy v materiálu při cyklickém zatížení.

Strukturní analýza je těžištěm disertační práce. Opírá se o zákony mechaniky poškození, využívá jako simulační nástroj program ATENA [4] a dává představu o odezvě struktury (materiálu) na cyklické zatížení. Využitelnost strukturního přístupu k efektivnímu návrhu konstrukce přesahuje rámec disertace. Nicméně možnosti (metodika) aplikace jsou naznačeny v navazující kapitole 6.

5.1 Fenomenologický přístup

(Metoda postupného přitěžování železobetonové stěny)

Standardní výpočet je aplikován na stěnu, která je součástí železobetonové prostorové konstrukce vyznačené v příloze na OBR. P 1.1 a OBR. P 2.1. Základní rozměry a způsob vyztužení byly navrženy v kapitole P 1, kde lze nalézt i podrobnosti návrhu. Výpočet byl proveden programem ATENA [4], rozdělení na prvky je patrné na OBR. P 2.2, podrobnosti o materiálovém modelu lze najít v odstavci P 2.1.2.



Vodorovné seizmické zatížení bylo stanoveno metodou příčných sil v kapitole P 1.6 a pro potřeby metody postupného přitěžování jsou hmotnosti a modální rozdělení příčných sil konkretizovány v kapitole P 2.2.

Hlavní výsledky lze shrnout do těchto bodů:

- Metodou postupného přitěžování (kapitola P 2.3) bylo prokázáno, že k vyčerpání únosnosti dojde nejprve v místě nadpraží 3.NP, v připojení do stěny, viz OBR. P 2.15.
- Celkovou představu o kvalitě návrhu dává kapacitní křivka závislosti posunu, zpravidla, nejvyššího podlaží na působící seizmické síle. Pro zjednodušení výpočtu se využívá transformace reálné konstrukce na strukturu s jedním stupněm volnosti (kapitola P 2.4).
- Aby bylo možné odhadnout hodnotu seizmické síly při vytváření plastického mechanismu, převádí se kapacitní křivka na bilineární diagram (OBR. 3.7, resp. OBR. P 2.17). Oba grafy vymezují stejný plošný obsah.
- V závislosti na vztahu délky periody T^* a spektra rychlení (OBR. P 1.4) se určí (zpravidla iteračním postupem) hodnota spektra odezvy, a nakonec se vypočte výsledný posun, který se v rámci posudku porovná s přípustnou hodnotou (viz (3.29)).

5.2 Strukturní přístup

(Analýza nadpraží na základě principu mechaniky poškození)

Abychom se nezabývali jen vnějšími rysy jevu (fenomén), zaměříme se na strukturní změny v nejvíce namáhaném konstrukčním prvku pod účinkem cyklického zatížení. Teoretické základy byly podány v kapitole 4.



Je nutné připomenout, že konstrukční prvek prochází třemi fázemi 0, I, II (OBR. 4.7). Jejich počátek, délka a kvalita chování prvku jsou závislé na amplitudě cyklického zatížení. Při nízkých úrovních se po jisté stabilizaci (fáze 0) materiál může chovat pružně a fáze s poškozením (I, II) nemusí být vůbec identifikovány.

V příloze disertační práce (kapitola P 3) je konstrukční prvek cyklicky zatěžován v osmi úrovních s následujícími amplitudami:

- $F_1 = \pm 100$ kN
- $F_2 = \pm 150$ kN
- $F_3 = \pm 175$ kN
- $F_4 = \pm 200$ kN
- $F_5 = \pm 225$ kN
- $F_6 = \pm 250$ kN
- $F_7 = \pm 275$ kN
- $F_8 = \pm 300$ kN

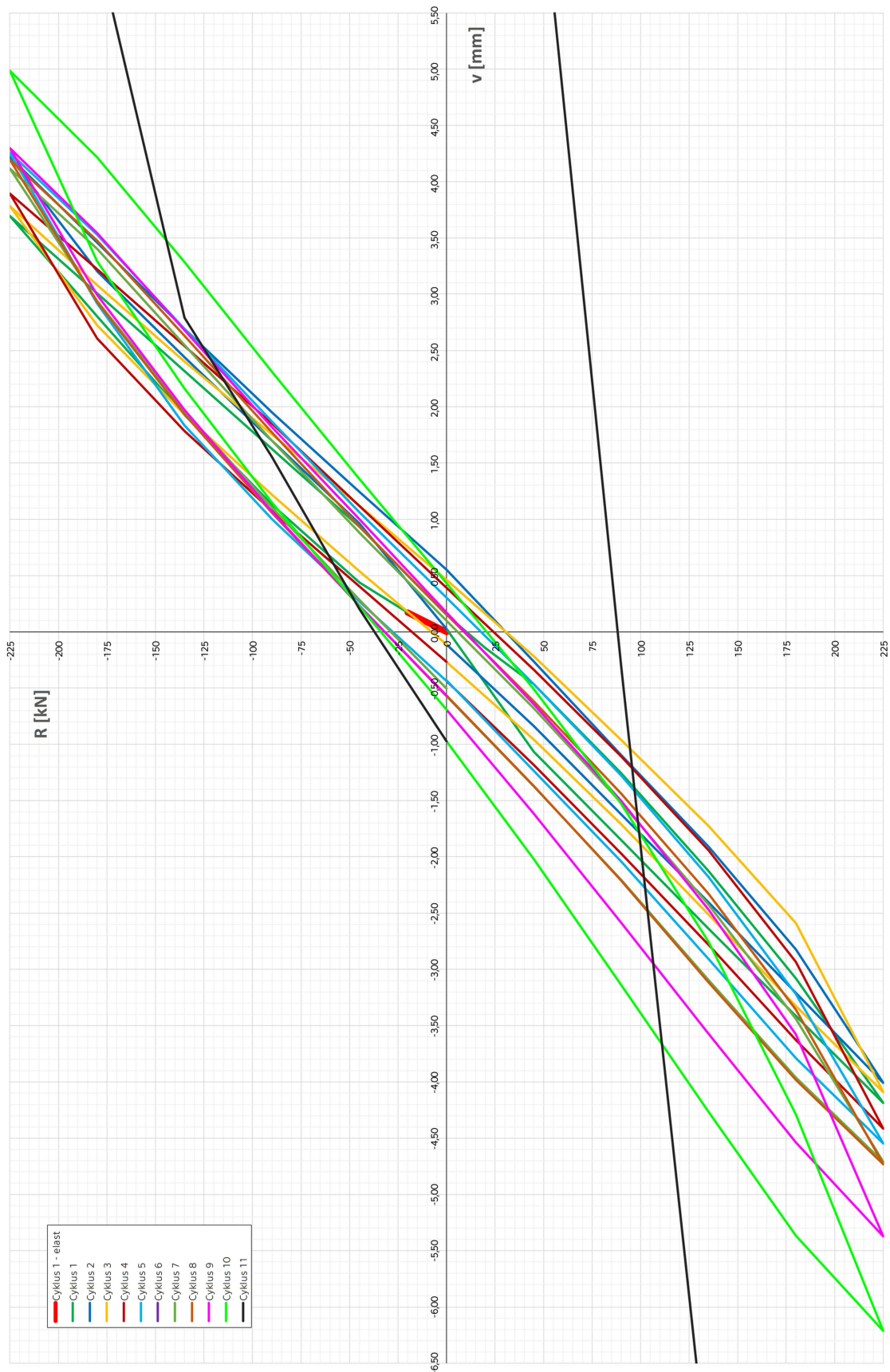
Fázi I se zřetelným nárůstem parametru poškození lze spolehlivě identifikovat až na vyšších úrovních zatížení, řekněme od $F_3 = \pm 175$ kN a vyšších. Na vyšších úrovních převládá stabilizace formou Shake Down, která může být i značně dlouhá (obdobu nukleační fáze při vysokocyklové únavě), [17]. Rovněž délka fáze I se může lišit v závislosti na úrovni zatížení. Zatímco pro $F_4 = \pm 200$ kN zahrnuje zhruba 500 cyklů, na nepatrně vyšší úrovni $F_5 = \pm 225$ kN proběhne již mezi 3. a 10. cyklem, po předchozí stabilizaci dvěma až třemi cykly (fáze 0).

Úroveň $F_5 = \pm 225$ kN byla zvolena níže pro ilustraci postupu. V příloze (odstavec P 3.2.5) jsou všechny výsledky ponechány pro pohodlí čtenáře v případě porovnání výsledků.

Základní orientací ve výsledcích poskytují hysterezní křivky (OBR. 5.1). V upraveném měřítku jsou vyznačeny cykly fází 0 a I na OBR. 5.2.



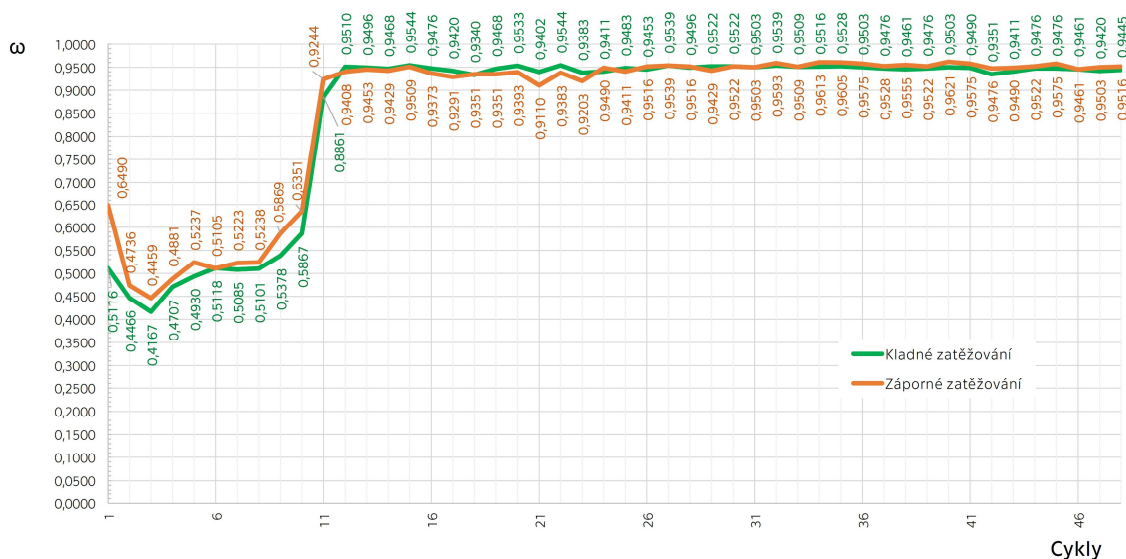
OBR. 5.1: Hysterezní křivky na úrovni $F_5 = \pm 225$ kN



OBR. 5.2: Hysterezní křivky cyklů ve fázi I a II na úrovni $F_5 = \pm 225$ kN

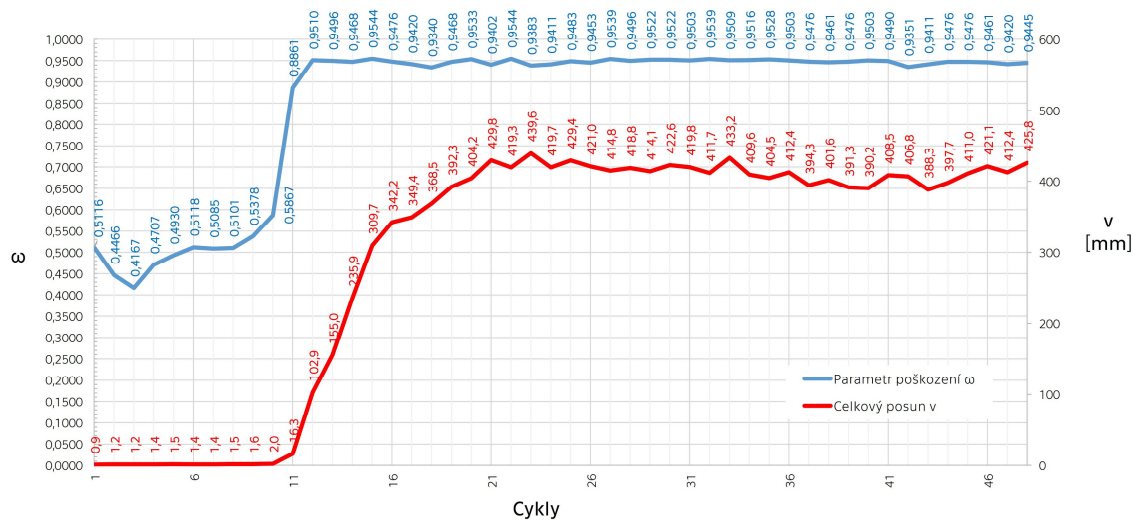


Na konci fáze I, tedy mezi 10. a 11. cyklem nastupuje prudký nárůst poškození konstrukce, která přechází do fáze II. To je dobře patrné z vývoje parametru poškození, jehož vývoj, jak je vidět na OBR. 5.3, se liší pro případ $F_{5+} = +225$ kN a $F_{5-} = -225$ kN. Na konci 11. cyklu je únosnost je vyčerpána z 90 %.

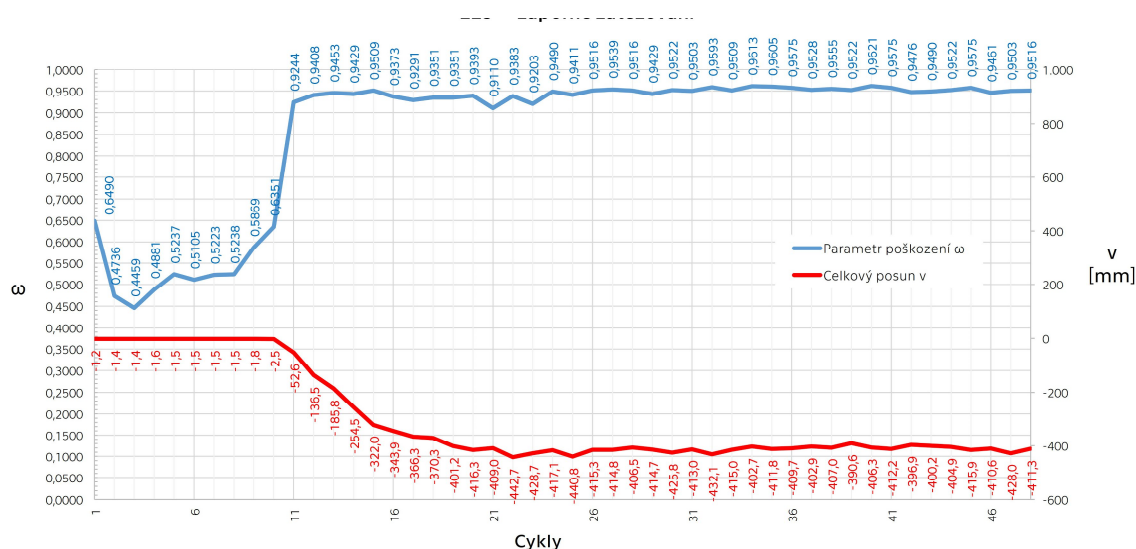


OBR. 5.3: Porovnání vývoje parametru ω na úrovni $F_5 = \pm 225$ kN

Na dalších obrázcích je vidět, že se skokovým poškozením narůstá prudce i přetvoření (OBR. 5.4 a OBR. 5.5). Ve fází II se projevují jak plastické efekty, tak poškození.

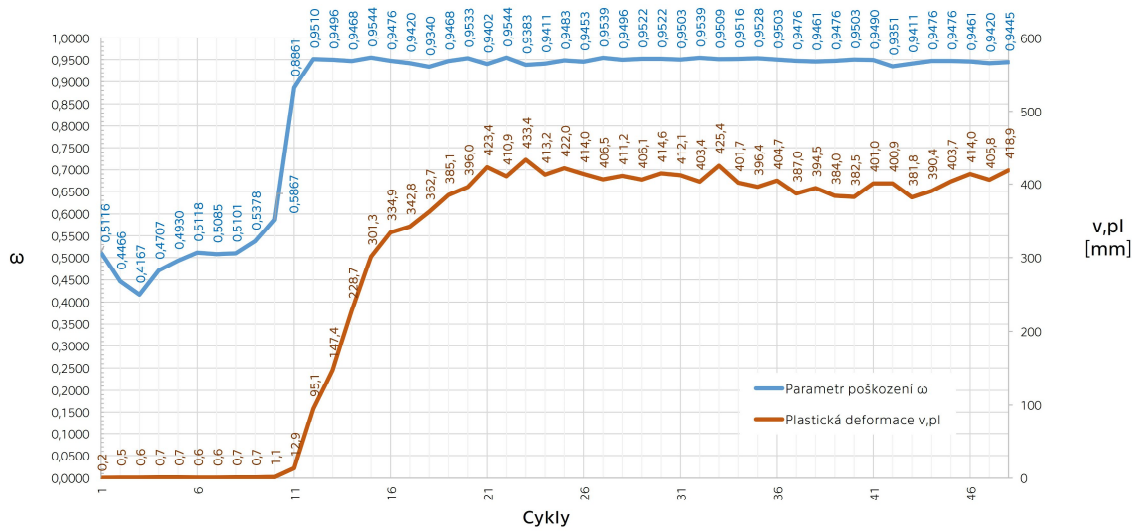


OBR. 5.4: Nárůst deformace s poškozením pro $F_{5+} = +225$ kN v návaznosti na ω

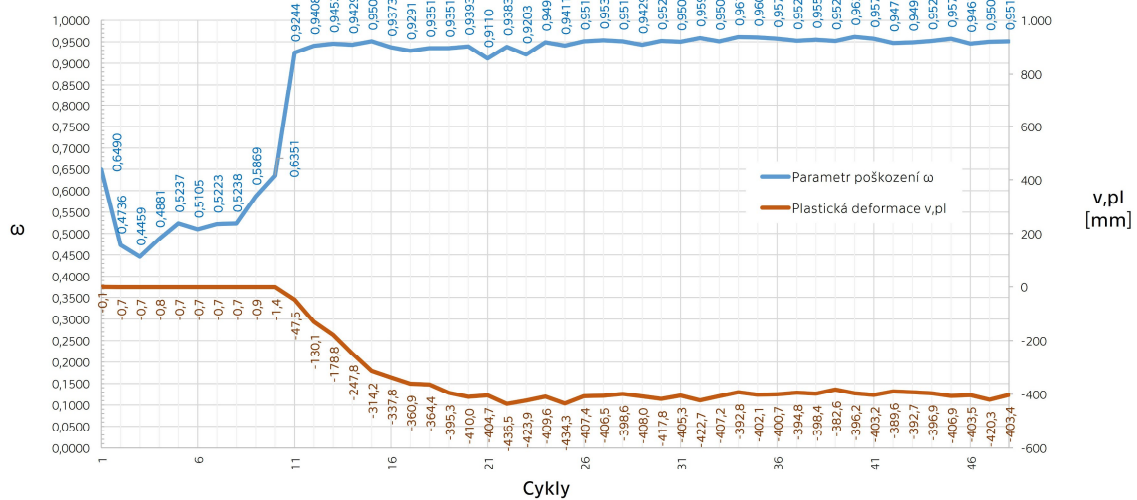


OBR. 5.5: Nárůst deformace s poškozením pro $F_{5-} = -225$ kN v návaznosti na ω

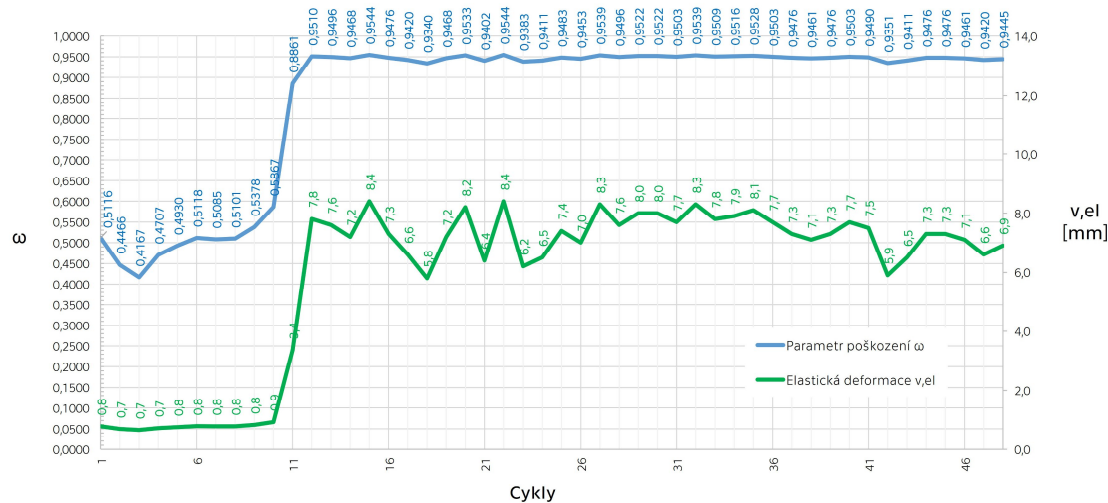
Na OBR. 5.6 až OBR. 5.9 je vývoj přetvoření rozlišen podle toho, zda se jedná o elastickou nebo plastickou složku a o kladnou či zápornou fázi zatížení.



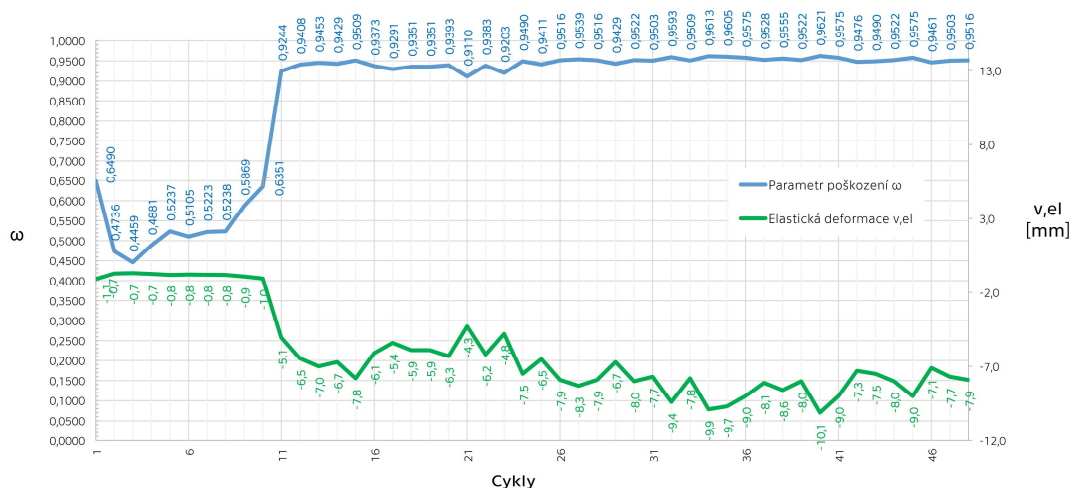
OBR. 5.6: Nárůst plastické deformace s poškozením pro $F_{5+} = +225$ kN v návaznosti na ω



OBR. 5.7: Nárůst plastické deformace s poškozením pro $F_{5-} = -225$ kN v návaznosti na ω



OBR. 5.8: Nárůst elastické deformace s poškozením pro $F_{5+} = +225$ kN v návaznosti na ω



OBR. 5.9: Nárůst elastické deformace s poškozením pro $F_{5-} = -225$ kN v návaznosti na ω

V příloze (odstavec P 3.2.5) je podrobně rozebrán vývoj trhlin při cyklickém zatěžování na této úrovni.

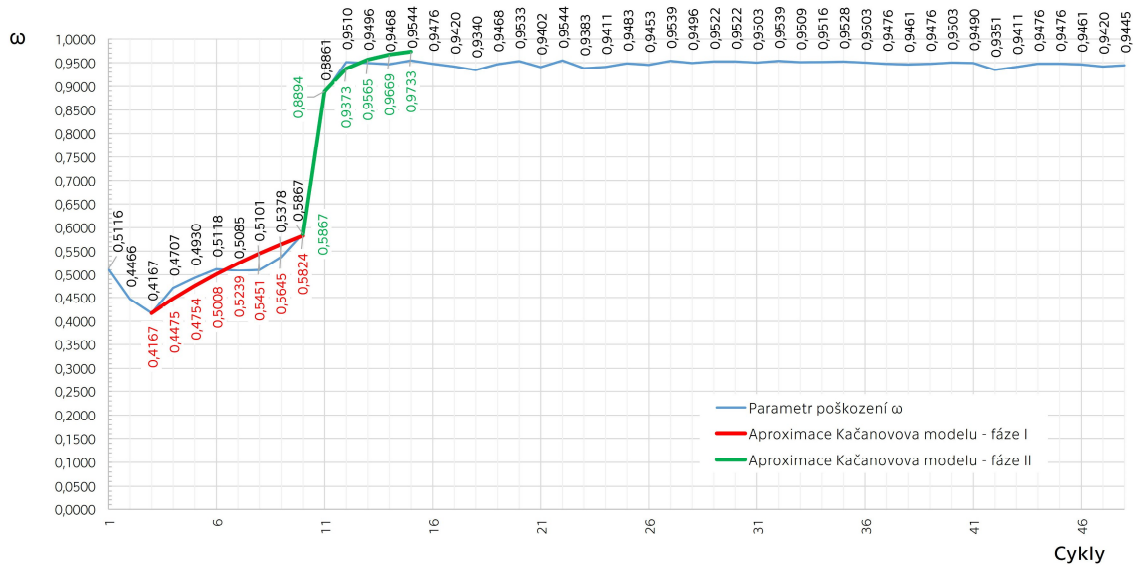
Metodou LSM byl model kalibrován pro obě fáze I a II. Výsledné kalibrační hodnoty parametrů C a v jsou uvedeny v TAB. 5.1.

TAB. 5.1: Vypočtené kalibrační parametry na úrovni $F_5 = \pm 225$ kN

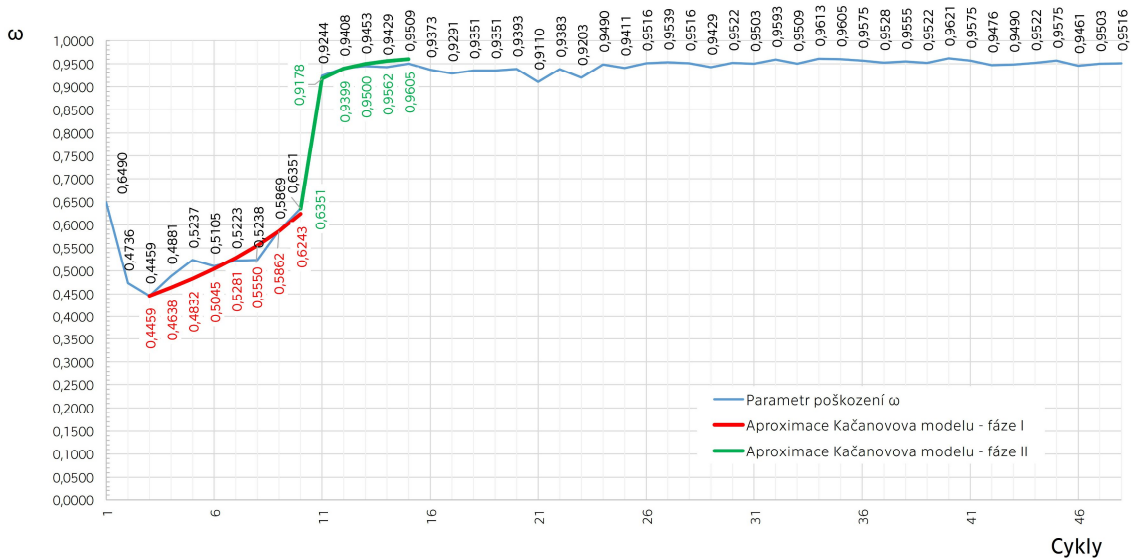
Cyklus	I. fáze		II. fáze	
	C	v	C	v
Kladný	$9,80 \times 10^4$	-1,90	$9,50 \times 10^6$	-1,95
Záporný	$1,60 \times 10^{-10}$	2,34	$9,70 \times 10^{11}$	-3,15



Na OBR. 5.10 a OBR. 5.11 je porovnáno přímé numerické řešení vývoje ω s aproximací na základě Kačanovy hypotézy. Je zřejmé, že aproximace je výstižná, a tudíž hypotéza věrohodná.



OBR. 5.10: Aproximace Kačanovova modelu pro $F_{5+} = +225$ kN



OBR. 5.11: Aproximace Kačanovova modelu pro $F_{5-} = -225$ kN



5.2.1 Shrnutí výsledků

Cílem výpočtu byla analýza chování cyklicky zatěžované konstrukce při různých úrovních zatěžování. Těchto úrovní bylo celkem 8 a pokryly spektrum od jedné třetiny statické únosnosti až po jeho maximální.

Z výše popsané analýzy bylo možné popsat tři základní charakteristiky chování:

- Do přibližně 60 % celkové únosnosti („100 kN“ až „175 kN“) se projevuje převážně elastická deformace a konstrukce vykazuje velmi dobrou odolnost vůči cyklickému zatěžování.
- Mezi 60 a 80 % („200 kN“ až „250 kN“) se projevuje hlavně plastická deformace. S narůstajícím zatížením se rapidně zkracuje fáze I.
- Zatěžování nedaleko meze únosnosti vede k převaze poškození, které po několika cyklech vede ke kolapsu konstrukce.

Z praktického hlediska lze, s ohledem na výše uvedené, odhadnout, že cyklickému zatížení bude spolehlivě vzdorovat prvek (nadpraží), při němž amplituda zatížení nepřesáhne 2/3 hodnoty jeho statické únosnosti. Pro vyšší úrovně cyklického zatěžování převažují efekty II. fáze, která však již nesplňuje podmínky použitelnosti.

Při návrhu konstrukce je nutné porovnat velikost sil odpovídajících meznímu stavu únosnosti (MSÚ) se silami od seizmicity. Jsou-li si vnitřní síly podobné, je vhodné zohlednit výše uvedené kritérium „2/3“. Je-li mezi těmito stavy značný rozdíl, jako je tomu i v tomto případě ($M_{ed} \approx 16$ kNm vs. $M_{ed,seis} = 255$ kNm), je nutné uvážit pravděpodobnost, se kterou se zemětřesení projeví. Dle [3] se počítá návratnost zemětřesení jednou za 475 let. Rozhodnutí zároveň závisí i na třídě významu konstrukce. Z ekonomického pohledu lze zhodnotit cenový rozdíl obou variant vyztužení.



Ke všem zatěžovacím úrovním měly být pro oba směry zatěžování a obě fáze (I a II) stanoveny Kačanovovy kalibrační parametry. Jelikož software ATENA [4] není primárně určen pro provádění velkého množství cyklů, nebylo možné v nízkých úrovních dosáhnout požadovaného konce fáze I, a tím pádem ani stanovit kalibrační parametry. V nejnižších úrovních se zcela neprojevil ani Shake Down. Zatímco u vysokých úrovní se fáze I z chování konstrukce zcela vytratila. Pro tyto stavy nebyly parametry vypočteny. Výsledky ze všech zatěžovacích úrovní jsou shrnuty v příloze v TAB. P 3.1.

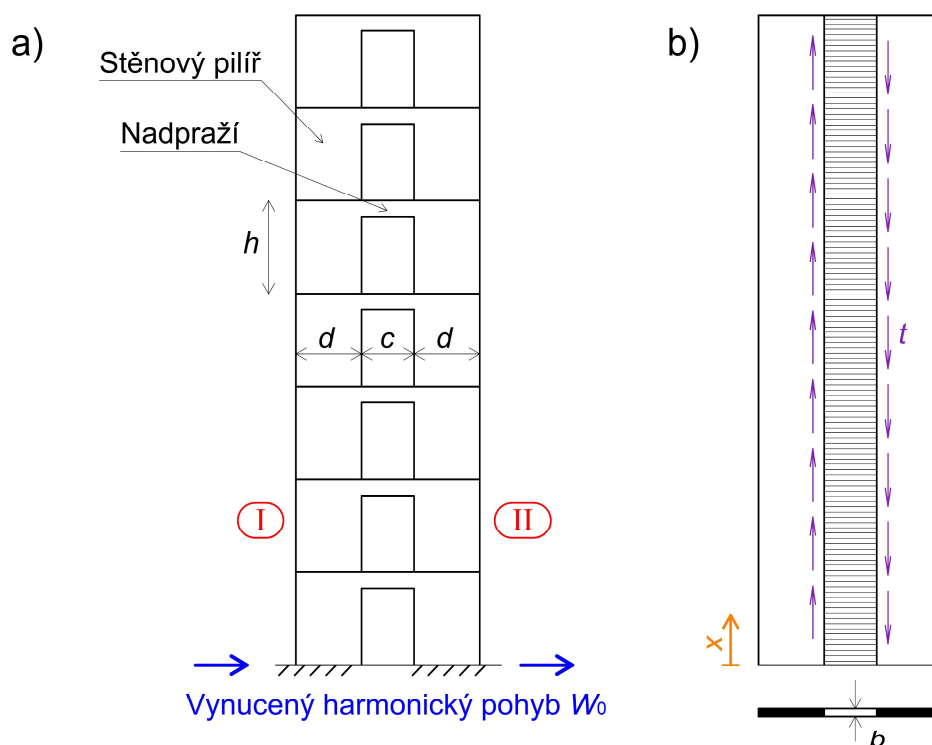
Obecně lze říct, že parametr C předepisuje aproximované křivce její zakřivení a parametr v definuje její průběh na svislé ose grafu.

Mezi jednotlivými úrovněmi nelze na základě jednoho výpočtu najít vzorec, podle kterého by bylo možné parametry zobecnit a případně je dopředu odhadovat. K tomu by bylo nutné provést velkou sérii testů, přičemž by se uplatnila transformace proměnných z kapitoly 4.2.

6. Možnosti uplatnění Kačanovova modelu při analýze konstrukcí budov na seizmické účinky

Přímé numerické řešení konstrukce jako celku namáhané na cyklické zatížení je popsáno v kapitole P 3.3. Zde se přidržíme, s ohledem na inženýrské aplikace, zjednodušených přístupů, srovnatelných např. s metodou postupného přitěžování, byť z hlediska strukturního přístupu půjdeme do větší hloubky. Při navrhování vysokopodlažních budov se osvědčily modely naznačené na OBR. 6.1, kdy je na nosnou konstrukci pohlíženo jako na soustavu stěnových pilířů propojených soustavou nadpraží.

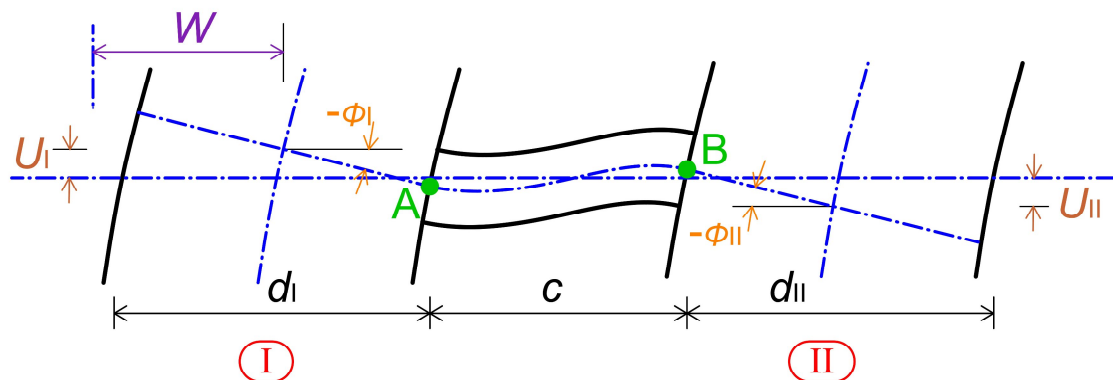
Geometrický model je buď diskrétní (OBR. 6.1a)) nebo spojitý (sendvičový) (OBR. 6.1b)). Díky výšce budovy lze na pilře nahlížet jako na soustavu nosíkových makroprvků, jejichž přetváření lze popsat pomocí zákonů, známých z mechaniky ohýbaných nosníků, [18] [19].



OBR. 6.1: a) Diskrétní model; b) Kontinuální model, [19]



Souvislost mezi přetvořením nadpraží a deformačními parametry pilířů ($U_I, U_{II}, \Phi_I, \Phi_{II}$) je patrná z OBR. 6.2.



OBR. 6.2: Vztah mezi přetvořením pilířů na nadpraží

Přijmeme-li hypotézu o kinematice průřezu pilíře (Mindlin-Timošenko-Reissner), známou jako Mindlinova hypotéza, podle níž $-\Phi \neq dW/dx$, můžeme vyjádřit relativní vertikální posun mezi koncovými průřezy nadpraží vztahem:

$$v_N = U_B - U_A = -\Phi_{II} \frac{d_{II}}{2} - \Phi_I \left(\frac{d_I}{2} + c \right) + U_{II} - U_I \quad (6.1)$$

Při symetrické konstrukci a antisymetrickém zatížení ($d_{II} = d_I = d$, $U_I = -U_{II} = U$, $\Phi_I = \Phi_{II} = \Phi$) dojdeme ke zjednodušení:

$$v_N = -[2U + \Phi(d + c)] \quad (6.2)$$

Konstitutivní vztah mezi koncovou (posouvající) silou R_N a relativním posunem pak nabude tvaru:

$$R_N = K(1 - \omega)v_N = -K(1 - \omega)[2U + \Phi(d + c)], \quad (6.3)$$

kde K je tuhost nadpraží
 ω je parametr poškození.



V porovnání se vztahem (4.11) je ve vztahu (6.3) zanedbáno plastické přetvoření, které je ve fázi I (viz OBR. 4.7) převážně nevýznamné.

Pokud bychom chtěli aplikovat výše uvedený přístup na kontinuální model z OBR. 6.1b, zavedli bychom smykový tok t [N/m], s nímž by „spojitá koncová síla“ byla svázaná vztahem.

$$R_N = th, \quad (6.4)$$

kde h je výška podlaží.

Dále by se smykový tok vyjádřil jako:

$$t = \tau b = bG(1 - \omega)\gamma = -\frac{bG(1 - \omega)}{c} [2U + \Phi(d + c)] \quad (6.5)$$

K vyjádření zkosení γ v jádru náhradního sendviče lze využít vztahu:

$$\gamma = \frac{v_N}{c} \quad (6.6)$$

a tudíž

$$R_N = th = -\frac{bhG(1 - \omega)}{c} [2U + \Phi(d + c)] \quad (6.7)$$

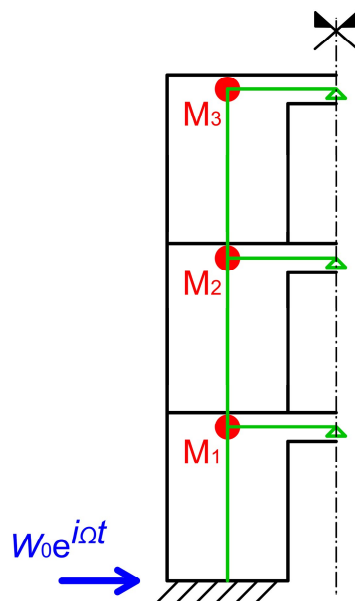
Jelikož v této kapitole jde především o ilustraci (metodiku) uplatnění Kačanovova modelu při řešení inženýrského problému, budeme předpokládat, jak bylo ukázáno v rámci metody postupného přitěžování, že k poškození dochází především v nadpražích, zatímco v pilířích, díky jejich „předepnutí“ vlastní tíhou, je jejich poškození nevýznamné. Rozšíření na výpočet s poškozenými pilíři by bylo analogické, vyžadovalo by však parametrickou studii rozvoje cyklického poškození v závislosti na vlastní tíze, která se po výšce budovy mění.

Kontinuální model se v současnosti již nepoužívá, proto se zaměříme na model diskrétní popsany dále.



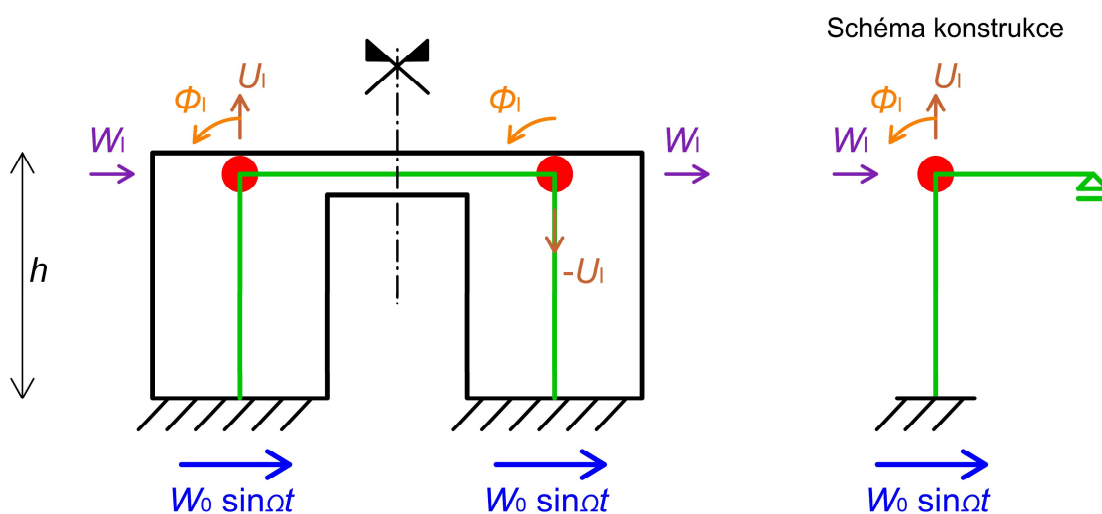
6.1 Spojení Kačanovova modelu s diskrétním přístupem

Schéma konstrukce vícepatrové budovy pod účinkem seizmického buzení je zobrazeno na OBR. 6.3. Setrvačné hmoty o hmotnostech M_i jsou soustředěny v uzlech náhradní „rámové“ soustavy.



OBR. 6.3: Náhradní rámová konstrukce

Pro názornost se ilustrace nejprve omezí na jednoduchý náhradní rám na OBR. 6.4.



OBR. 6.4: Harmonické buzení výchylkou základu o frekvenci Ω



Pohybové rovnice pro soustavu se třemi stupni volnosti lze napsat v následujícím tvaru – (6.8). Je nutné zohlednit, že příčel na OBR. 6.4 je nosník s náhlou změnou průřezu, který je tvořen nadpražím a dvěma nekonečně tuhými konci vzniklými průnikem s pilíři. Kodvození matice tuhosti příčle se využije principu virtuálních posunutí, který dává do rovnosti práci vnitřních sil nadpraží s prací koncových sil na příčli. Nadpraží je chápáno jako Timošenkův nosník, [20]. Obdobně by bylo možno vytvořit rozšířenou matici tuhosti každého z pilířů. Pro jednoduchost budeme předpokládat, že délka pilířů značně převyšuje výšku nadpraží, takže zvětšení tuhosti pilíře vlivem tuhých konců lze zanedbat.

$$\left(\begin{array}{ccc} \left[\frac{2EI_P(2 + \kappa_P)}{h(1 + 2\kappa_P)} + \frac{K_N(1 - \omega)(c + d)^2}{2}, & K_N(1 - \omega)(c + d), & \frac{6EI_P}{h^2(1 + 2\kappa_P)} \right] \\ K_N(1 - \omega)(c + d), & \frac{EA_P}{h} + 2K_N(1 - \omega), & 0 \\ \frac{6EI_P}{h^2(1 + 2\kappa_P)}, & 0, & \frac{12EI_P}{h^3(1 + 2\kappa_P)} \end{array} \right) \quad (6.8)$$
$$+ \frac{d^2}{dt^2} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M_1 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \Phi_1(t) \\ U_1(t) \\ W_1(t) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{6EI_P}{h^2(1 + 2\kappa_P)} \\ 0 \\ \frac{12EI_P}{h^3(1 + 2\kappa_P)} \end{pmatrix} W_0 e^{i\Omega t}$$

Index „P“ se vztahuje k charakteristikám pilíře (A_P , I_P , κ_P), index „N“ se váže k nadpraží. Setrvačné účinky ve svislém směru, jakož i rotační setrvačné účinky jsou zanedbány.

V soustavě rovnic (6.8) je uveden součinitel vyjadřující vliv smykového přetvoření stěnového pilíře κ_P , který je definován, [20]:

$$\kappa_P = \frac{6EI_P}{kGA_P h^2}, \quad (6.9)$$

kde EI_P je ohybová tuhost průřezu stěnového pilíře
 GA_P je smyková tuhost průřezu stěnového pilíře.



Tuhost nepoškozeného nadpraží je v soustavě (6.8) zavedena jako K_N , která byla definována v předchozích kapitolách. Odtud ji lze analyticky stanovit s využitím Timošenkova modelu jako:

$$K_N \approx \frac{12EI_N}{c^3(1 + 2\kappa_N)} \quad (6.10)$$

Soustavu lze zapsat v kompaktním tvaru takto:

$$\mathbf{K}\mathbf{r}(t) + \mathbf{M}\frac{d^2\mathbf{r}}{dt^2} = \mathbf{r}_0 e^{i\Omega t}, \quad (6.11)$$

kde \mathbf{K} je matice tuhosti konstrukce
 \mathbf{M} je matice hmotnosti.

Vektor pravých stran lze zapsat jako

$$\mathbf{r}_0 = \begin{Bmatrix} \frac{6EI_P}{h^2} \\ 0 \\ \frac{12EI_P}{h^3} \\ \frac{6EI_P}{h^2} \end{Bmatrix} \frac{W_0}{1 + 2\kappa_P}, \quad (6.12)$$

kde W_0 je amplituda vynuceného posunutí základu (OBR. 6.4).

Proměnné Φ_1 , U_1 , jakožto nehmotné stupně volnosti, lze vyloučit standardním způsobem pomocí statické kondenzace, čímž soustava (6.8), respektive (6.11), přejde na tvar, [20]:

$$K^* w_1(t) + M_1 \ddot{w}_1(t) = r_0^*(t) = r_0^* e^{i\Omega t} = r_w^* W_0 e^{i\Omega t}, \quad (6.13)$$

kde K^* je kondenzovaná matice tuhosti konstrukce
 M_1 je matice hmotnosti
 w_1 je vektor posunu
 r_0 je vektor pravých stran
 Ω je budící frekvence.



Útlum není v rovnici (6.11), potažmo (6.13), explicitně vyjádřen, neboť je obsažen ve změně tuhosti vlivem poškození materiálu.

Je třeba zdůraznit, že kondenzovaná matice K^* i modifikovaný zatěžovací člen r_w^* jsou funkcemi parametru poškození ω . Tento parametr se v rámci Kačanovovy aproximace mění v závislosti na počtu cyklů. Budeme-li jej považovat během zatěžovacího / odtěžovacího cyklu za konstantní veličinu a kinemické buzení vyjádříme ve tvaru

$$r_0^*(t) = r_w^* W_0 \sin \Omega t, \quad (6.14)$$

můžeme (6.13) převést do tvaru

$$\ddot{w}_1 + \Omega_0^2 w_1 = \frac{r_w^* W_0}{M_1} \sin \Omega t, \quad (6.15)$$

kde Ω_0 je vlastní kruhová frekvence konstrukce, která je funkcí parametru poškození ω a je rovna.

$$\Omega_0^2 = \frac{K^*}{M_1} \quad (6.16)$$

Řešení najdeme v uzavřeném tvaru

$$w_1(t) = A \sin \Omega_0 t + B \cos \Omega_0 t + \frac{r_w^* W_0}{M_1 (\Omega_0^2 - \Omega^2)} \sin \Omega t \quad (6.17)$$

Pro homogenní počáteční podmínky:

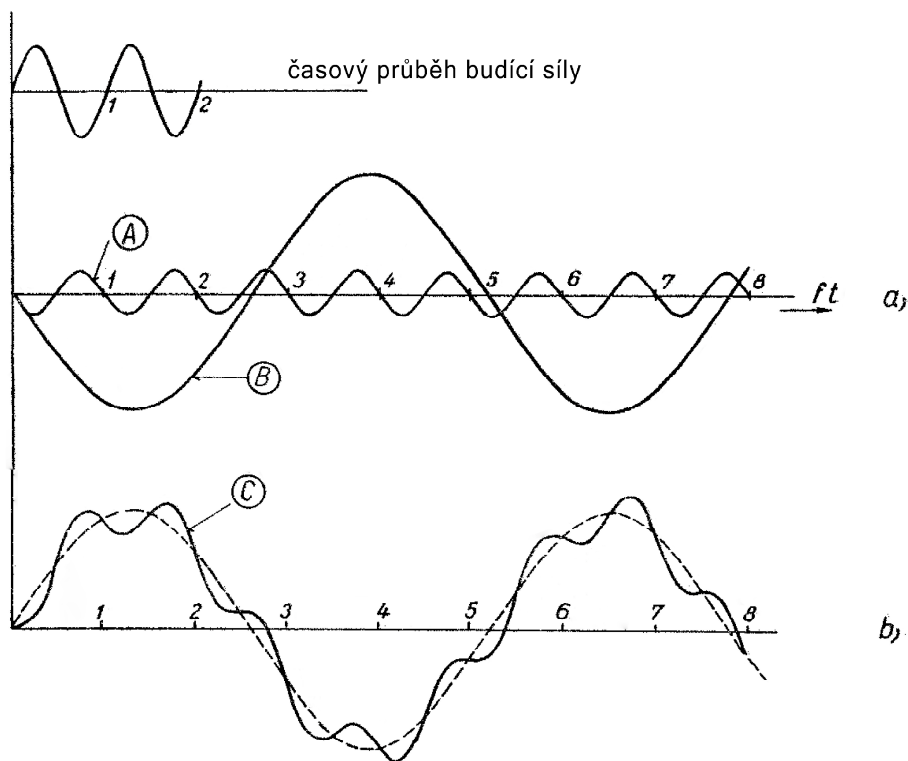
$$w_1(0) = \dot{w}_1(0) = 0 \quad (6.18)$$

přejde (6.17) na tvar

$$w_1(t) = \frac{r_w^* W_0}{M_1 (\Omega_0^2 - \Omega^2)} \left(\sin \Omega t - \frac{\Omega}{\Omega_0} \sin \Omega_0 t \right) \quad (6.19)$$



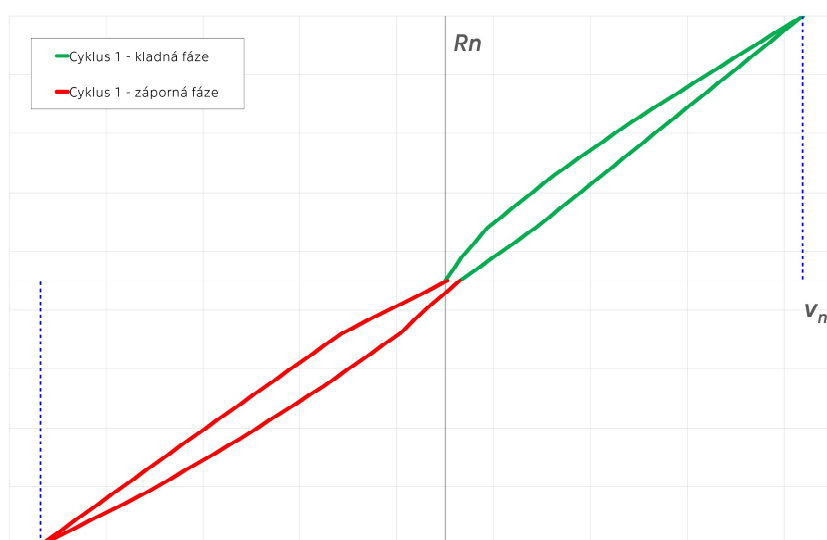
Možné rozkmitání mimo oblast rezonance při $\Omega_0 = \text{konst.}$ je na OBR. 6.5.



A vynucené ustálené kmitání, B vlastní doplňující kmitání, C výsledné kmitání

OBR. 6.5: Odezva konstrukcí s jedním hmotným stupněm volnosti na harmonické buzení, [21]

Chceme-li vyjádřit změnu tuhosti během prvního zatěžovacího cyklu, musíme sledovat vývoj koncové (posouvající) síly v nadpraží R_N . Ta je funkcí relativního posunu v_N , které lze vyjádřit v závislosti na řešících proměnných w_1 a W_0 v rámci kondenzace (vyloučení nehmotných stupňů volnosti). Pokles síly R_N na první nulovou hodnotu určuje konec „kladné fáze“ prvního cyklu. Následuje změna tuhosti nadpraží, a tím i celé konstrukce, v závislosti na vývoji parametru poškození a dokončení prvního cyklu ve fázi „záporného zatížení“ (OBR. 6.6).



OBR. 6.6: Vývoj koncové síly ve dvou fázích prvního cyklu

Obdobným způsobem lze pokračovat při sledování dalších cyklů kmitání konstrukce.

6.1.1 Vícepodlažní budova

Kmitání vícepodlažní budovy je popsáno soustavou pohybových rovnic ve tvaru, [20]:

$$\mathbf{K}^* \mathbf{w} + \mathbf{M} \ddot{\mathbf{w}} = \mathbf{f}, \quad (6.20)$$

kde \mathbf{K}^* je kondenzovaná matice tuhosti konstrukce

\mathbf{M} je diagonální matice hmotnosti

\mathbf{f} je zatěžovací vektor, který je funkcí vynuceného pohybu podloží W_0 .

Ani v obecném řešení není útlum explicitně vyjádřen, neboť je i zde obsažen ve změně tuhosti vlivem poškození materiálu.

Soustavu simultánních rovnic (6.20) převedeme postupně na soustavu separovaných rovnic. Nejprve položíme

$$\mathbf{w} = \mathbf{M}^{-1/2} \mathbf{z}, \quad (6.21)$$



kdy

$$\mathbf{M}^{-1/2} = \begin{bmatrix} M_1^{-1/2} & & \\ & M_2^{-1/2} & \\ & & M_N^{-1/2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{\sqrt{M_1}} & & \\ & \frac{1}{\sqrt{M_2}} & \\ & & \frac{1}{\sqrt{M_N}} \end{bmatrix} \quad (6.22)$$

Přičemž v prvním kroku obdržíme

$$\mathbf{M}^{-1/2} \mathbf{K} \mathbf{M}^{-1/2} \mathbf{z} + \mathbf{I} \dot{\mathbf{z}} = \mathbf{M}^{-1/2} \mathbf{f} \quad (6.23)$$

Ve druhém kroku řešíme problém vlastních čísel (rozklad do vlastních tvarů) např. Jacobiho metodou, [20]:

$$(\mathbf{M}^{-1/2} \mathbf{K}^* \mathbf{M}^{-1/2} - \lambda \mathbf{I}) \mathbf{z} = \mathbf{0}, \quad (6.24)$$

který vede k diagonální matici kladných vlastních čísel $\lambda_{(i)}$, $i = 1 \div l$, a k matici normovaných vlastních vektorů \mathbf{Y} pozitivně definitní matice $\mathbf{M}^{-1/2} \mathbf{K}^* \mathbf{M}^{-1/2}$.

Další substituce

$$\mathbf{z} = \mathbf{Y} \mathbf{u} \quad (6.25)$$

již převede předchozí rovnici na kanonický tvar (se separovanými proměnnými). Jelikož matice

$$\mathbf{Y}^T (\mathbf{M}^{-1/2} \mathbf{K}^* \mathbf{M}^{-1/2}) \mathbf{Y} = [\lambda_{(i)}] \quad (6.26)$$



je diagonální maticí vlastních čísel a $\mathbf{Y}^T \mathbf{Y} = \mathbf{I}$ je jednotkovou maticí, přejde tímto způsobem původní rovnice (6.20) na soustavu nezávislých rovnic typu [18]

$$\lambda_{(i)} u_{(i)} + \frac{d^2 u_{(i)}}{dt^2} = f_{(i)} \quad (6.27)$$

Tato rovnice se řeší po fázích zatěžovacích cyklů obdobně jako v případě jednopodlažní konstrukce.



7. Závěr

Současně platné normy v Evropě zohledňují několik metod návrhu, přičemž se od sebe velmi liší svojí složitostí a přesností. Cílem je, aby byl návrh bezpečný, ale zároveň také ekonomický. V dnešní době se stále více přikládá důraz na přírodní zdroje, což s danou věcí taktéž souvisí. Konstrukce by z tohoto pohledu neměla být příliš předimenzována, ale ani by neměla vykazovat po malém zemětřesení vážné škody, jež by ovlivnily její provoz, ne-li dokonce bezpečnost. Proto by mělo být běžné návrh provést s ohledem na místo stavby, její funkci a společenskou důležitost.

Toto vyvážení pomyslných „misek vah“ by bylo do budoucna vhodné doplnit o jiný pohled, který by svým způsobem zohledňoval pravděpodobnost, s jakou četností a intenzitou se seizmické účinky na konstrukci projeví. Jeden z takových přístupů byl uveden v rámci této disertační práce. Jedná se o užití modifikované Kačanovovy hypotézy, pomocí níž lze predikovat návrhovou únosnost [13] na cyklické zatížení počtem cyklů o různém zatížení.

V první části práce byl předveden současný přístup k návrhu seizmicky zatížených konstrukcí. Tyto metody byly doplněny o teoretický přístup ke Kačanovově hypotéze, která prošla modifikací z úloh s časově závislým poškozením na úlohy s cyklickým poškozením.

Na teoretickou část navázaly numerické počítačové experimenty, kterými byla funkčnost modelu založeného na modifikované Kačanovově hypotéze touto prací ověřena při řešení konkrétního problému cyklicky zatěžovaného prvku / konstrukce. Hlavní část disertace byla uzavřena obecnou metodikou pro MKP aplikaci Kačanovova modelu na seizmicky namáhané konstrukce.

V přílohách práce jsou uvedeny nejdůležitější výsledky z těchto počítačových experimentů, doplněné grafickými výstupy. Přílohy obsahují také návrh referenčního objektu ze statického a konzervativního seizmického pohledu.



7.1 Dosažené cíle a poznatky

V rámci této disertační práce bylo dosaženo těchto cílů:

I. Ověření rozhodujících oblastí (prvků) ovlivňujících únosnost stěnových systémů

U stěnových systémů se předpokládá, že kritickými oblastmi jejich únosnosti v příčném směru jsou místa s oslabenou tuhostí - typicky jsou jimi např. nadpraží nad otvory, které v případě nad sebou se opakujících otvorů vytváří systém dvou separátních stěn propojených těmito spojovacími nosníky. Tento předpoklad byl ověřen za pomoci nelineární metody postupného přitěžování, kdy ke kolapsu konstrukce došlo vyčerpáním únosnosti v místě vetknutí jednoho z nosníků.

II. Použití materiálového modelu s poškozením

Práce se zabývá analýzou železobetonového prvku. Pro výpočet byl zvolen materiálový model s poškozením, jenž nejlépe pro daný účel simuluje chování tohoto kvazikřehkého materiálu. Pro analýzu nelineárního chování se využívá parametru poškození ω a výstupem z výpočtu cyklického namáhání je grafické znázornění ve formě hysterezních křivek. Průběhy jednotlivých cyklů v grafu vyjadřují postupné změny poškození prvku. Čím je materiál poškozenější, tím větší sklon mají odtěžovací větve grafu.

III. Implementace Kačanovovy hypotézy a kalibrace modelu

Původní Kačanovova hypotéza je založena na předpokladu, že rychlost poškození v čase ($d\omega / dt$) je úměrná mocnině efektivního napětí, pro které byly zavedeny kalibrační konstanty. Vzhledem k tomu, že je uvažování času pro analýzu seizmicity, potažmo teplotních změn, nepraktické, byla zavedena modifikace transformací času na počet cyklů. Pro použití metody s kvazikřehkými materiály byla zavedena ještě modifikace v podobě uvažování nominálních napětí, neboť efektivní jsou neměřitelná. Pro zobecnění výpočtu se silové zatěžování převedlo na smyková napětí.



Na základě strukturní analýzy různých úrovní namáhání byla porovnána jednotlivá numerická řešení s aproximací Kačanovova modelu. Vzhledem k tomu, že aproximace na základě kalibračních parametrů velmi dobře koresponduje s numerickým řešením, lze konstatovat, že je hypotéza věrohodná. Její širší užití je však podmíněno ověřením výpočetního softwaru ATENA [4] experimentem na cyklické namáhání.

IV. Popis fází poškození během cyklického namáhání

Při numerické analýze bylo zjištěno, že vývoj poškození na cyklicky namáhaném prvku není lineární funkcí. Z provedených výpočtů vyplynulo, že obecně lze průběh poškození rozdělit do tří fází. V nulté („0“) fázi dochází k restrukturalizaci materiálu, v důsledku čehož tuhost částečně poškozeného prvku s přibývajícím cykly roste. Tento jev se nazývá Shake Down. Následně se dostaví první („I“) fáze, během které se materiál začíná poškozovat a rozevírají se trhliny. Tuto fázi lze popsat mechanikou poškození. V závěru se materiál dostává do druhé („II“) fáze, kdy s každým cyklem dojde ke skokovému poškození materiálu, poškozuje se i výztuž, převládají efekty plasticity a zanedlouho nastává kolaps konstrukce. Konec fáze I lze proto bezpečně označit za návrhovou mez únosnosti konstrukce.

Touto analýzou bylo zároveň zjištěno, že pro cyklická namáhání je vhodné navrhovat konstrukce tak, aby amplituda zatížení nepřesáhla 2/3 statické únosnosti. Při vyšších úrovních namáhání se podstatně zkracuje fáze I a spíše se projevují plastické efekty, které však z hlediska navrhování konstrukcí nejsou přípustné.

V. Představení dalšího možného uplatnění Kačanovova modelu

V závěru práce byla představena jedna varianta dalšího možného pokračování v této problematice. Jedná se o metodiku pro dynamický výpočet detailně popsaný na zjednodušené rámové konstrukci se třemi stupni volnosti při použití Timošenkova modelu. Práce následně uvádí možné zobecnění pro soustavu s libovolným počtem stupňů volnosti.



Na základě výše uvedených poznatků lze konstatovat, že v úvodu stanovené cíle práce byly dosaženy, přičemž byly zároveň zjištěny i další zajímavé skutečnosti v oblasti cyklického zatížení.

7.2 Možnosti dalšího rozvoje problematiky

Využitelnost Kačanovova modelu v inženýrské praxi není omezena pouze na návrh konstrukcí na seizmická zatížení. Je mnohem širší. Lze jej uplatnit při analýze většiny konstrukcí z kvazikřehkých materiálů pod účinkem jakéhokoliv střídavého zatížení, zejména vyvolaného teplotními změnami okolí. Nejběžnějším příkladem jsou poruchy kamenných mostů při střídání ročních teplot, predikce životnosti kamenných zábradelních zídek do jejich porušení / oddělení od základní konstrukce, což je např. i současný problém Karlova mostu. Obdobným příkladem je sledování poruch horních vrstev vozovek silnic a mostů. Dále můžeme uvést, v úvodu popsanou, problematiku půdních vestaveb ve zděných objektech. Použití se nabízí i pro cyklická zatížení od strojů.

Aby bylo možné tuto metodu použít v praxi, je nezbytně nutné pokračovat v jejím dalším vývoji. Jako podstatné lze zmínit nutnost provedení četných počítačových experimentů s různými velikostmi průřezů, vyztužením, popř. užitím dalších materiálů. Tyto numerické experimenty je nutné ověřit také pomocí testů na reálných konstrukcích.

Stejně tak je třeba zdůraznit, že kalibrace Kačanovova modelu pomocí softwaru ATENA [4] je použitelná jen za předpokladu, že materiálový model aplikovaný v programu spolehlivě vystihuje cyklické poškození skutečného železobetonového prvku, což by mělo být ověřeno vhodnými fyzikálními experimenty.

Možnost uplatnění v praxi vidí autor této disertace ve vývoji softwaru, který by umožňoval na základě zadané geometrie, materiálů a vyztužení, stanovit Kačanovovým modelem návrhovou únosnost definovanou počtem



cyklů v závislosti na zatížení. Tento výsledek by byl poté konfrontován s odhadovaným počtem cyklů během jedné typické zatěžovací série – ať už od teplotních změn, jež jsou snadněji predikovatelné, anebo od zemětřesení, kde by bylo nutné vycházet z typického zemětřesení v dané oblasti (spektrum, seismogram) a jeho projevům na konstrukci. Porovnání cyklického zatížení s MSÚ by dále sloužilo jako regulátor mezi bezpečností a ekonomickou (a příp. environmentální) efektivitou.



8. Seznam obrázků teoretické části

OBR. 2.1: Základní názvosloví, [5].....	21
OBR. 2.2: Definice lokálního Richtera magnituda, [6].....	24
OBR. 2.3: Idealizovaný pracovní diagram, [5]	26
OBR. 2.4: Mapa seizmických oblastí ČR, [8].....	27
OBR. 2.5: Spektrum pružné odezvy, [3].....	32
OBR. 2.6: Spektrum pružné odezvy Typu 1 pro půdy A – E při 5% tlumení, [3] .	33
OBR. 2.7: Spektrum pružné odezvy Typu 2 pro půdy A – E při 5% tlumení, [3] .	33
OBR. 2.8: Lineární rozdělení příčného zatížení, [9].....	39
OBR. 3.1: Plastické mechanismy jednoduchého rámu: a) nevhodný sloupový mechanismus, b) vhodný systém s příčlemi, [5]	44
OBR. 3.2: Plastické mechanismy stěnového systému: a) Stěna pod seizmickými účinky a svislým přitížením, b) Smykové porušení v patě stěny, c) Tečení vertikální výztuže v horních podlažích, d) Plastický kloub v patě stěny, [5].....	44
OBR. 3.3: Rozdělení vodorovných sil na obecném systému, [5]	47
OBR. 3.4: Tečení konstrukce, [11]	51
OBR. 3.5: Modální rozdělení příčného zatížení, [9].....	52
OBR. 3.6: Transformace MDOF systému do SDOF metodou N2, [12]	53
OBR. 3.7: Stanovení idealizované závislosti pružnoplastické síly F^* na posunu d^* , [3].....	54
OBR. 3.8: Určení výsledného posunu náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti pro konstrukce s krátkou periodou vlastních kmitů, [3]...	56
OBR. 3.9: Určení výsledného posunu náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti pro konstrukce se střední nebo dlouhou periodou vlastních kmitů, [3].....	57
OBR. 4.1: Pracovní diagramy (a) pružnoplastického materiálu, (b) pružného materiálu s poškozením, (c) pružnoplastického materiálu s poškozením, [14]	62
OBR. 4.2: Deformace nadpraží.....	63



OBR. 4.3: Růst deformace při odtěžování.....	64
OBR. 4.4: Analýza pružnoplastického modelu s poškozením.....	65
OBR. 4.5: Analýza jednoho zatěžovacího cyklu.....	67
OBR. 4.6: Analýza jednoho zatěžovacího cyklu (smyková napětí).....	70
OBR. 4.7: Fáze poškozování při cyklickém namáhání.....	72
OBR. 4.8: Zatěžovací cyklus uvnitř podmínky plasticity, [16].....	73
OBR. 5.1: Hysterezní křivky na úrovni $F_5 = \pm 225$ kN.....	81
OBR. 5.2: Hysterezní křivky cyklů ve fázi I a II na úrovni $F_5 = \pm 225$ kN	82
OBR. 5.3: Porovnání vývoje parametru ω na úrovni $F_5 = \pm 225$ kN	83
OBR. 5.4: Nárůst deformace s poškozením pro $F_{5+} = + 225$ kN v návaznosti na ω	84
OBR. 5.5: Nárůst deformace s poškozením pro $F_{5-} = - 225$ kN v návaznosti na ω	84
OBR. 5.6: Nárůst plastické deformace s poškozením pro $F_{5+} = + 225$ kN v návaznosti na ω	85
OBR. 5.7: Nárůst plastické deformace s poškozením pro $F_{5-} = - 225$ kN v návaznosti na ω	85
OBR. 5.8: Nárůst elastické deformace s poškozením pro $F_{5+} = + 225$ kN v návaznosti na ω	86
OBR. 5.9: Nárůst elastické deformace s poškozením pro $F_{5-} = - 225$ kN v návaznosti na ω	86
OBR. 5.10: Aproximace Kačanovova modelu pro $F_{5+} = + 225$ kN.....	87
OBR. 5.11: Aproximace Kačanovova modelu pro $F_{5-} = - 225$ kN.....	87
OBR. 6.1: a) Diskrétní model; b) Kontinuální model, [19].....	90
OBR. 6.2: Vztah mezi přetvořením pilířů na nadpraží	91
OBR. 6.3: Náhradní rámová konstrukce	93
OBR. 6.4: Harmonické buzení výchylkou základu o frekvenci Ω	93
OBR. 6.5: Odezva konstrukcí s jedním hmotným stupněm volnosti na harmonické buzení, [21].....	97
OBR. 6.6: Vývoj koncové síly ve dvou fázích prvního cyklu.....	98



9. Seznam tabulek teoretické části

TAB. 2.1: Evropská makroseismická stupnice EMS-98, [7]	22
TAB. 2.2: Typy základových půd, [3]	28
TAB. 2.3: Třídy významu γ dle EC8, [3].....	29
TAB. 2.4: Hodnoty parametrů k popisu zemětřesení spektrem vodorovné pružné odezvy Typu 1 dle [3]	32
TAB. 2.5: Hodnoty parametrů k popisu zemětřesení spektrem vodorovné pružné odezvy Typu 2 dle [3]	32
TAB. 2.6: Vliv pravidelnosti konstrukce na seizmický výpočet a návrh, [3]	35
TAB. 2.7: Porovnání základních vlastností metod pro výpočet a posouzení zemětřesení, [5]	35
TAB. 3.1 Hodnoty φ pro výpočet ψ_{Ei} , [3].....	49
TAB. 5.1: Vypočtené kalibrační parametry na úrovni $F_5 = \pm 225$ kN	86



10. Seznam použité literatury

- [1]. **Máca, Jiří.** Úvod do seizmického inženýrství. [Online] ČVUT v Praze, Fakulta stavební, 2020. [Citace: 19. 10 2020.] https://mech.fsv.cvut.cz/homeworks/student/DY02/YSEI__01.pdf.
- [2]. **Procházková, Dana.** *Seismické inženýrství na prahu třetího tisíciletí.* Praha : autor neznámý, 2002. str. 27. ISBN 80-238-8661-4.
- [3]. **ČSN EN 1998-1.** Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení. *Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby.* Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006.
- [4]. **Červenka Consulting s.r.o.** *ATENA 2D v5.* [software] 13.12.2018. [cit. 2019-6-2]. Dostupné z: <https://www.cervenka.cz/cz/produkty/atena/>. [Požadavky na systém: PC s MS Windows 7 SP2, 32bit, paměť RAM 2 GB a 200 GB pevný disk, grafická karta s OpenGL 1.1 a rozlišením 1024x768. GiD 9.0.4 (8.2.0b) nebo novější].
- [5]. **Bachmann, Hugo.** *Erdbebensicherung von Bauwerken.* 2. Basel - Boston - Berlin : Birkhäuser Verlag, 2002. ISBN 3-7643-6941-8.
- [6]. **Naeim, Farzad.** *The seismic design handbook.* 2. Boston : Kluwer Academic Publishers, 2001. str. 830. ISBN 07-923-7301-4.
- [7]. Stupnice EMS-98. *Krátká forma mezinárodní makroseismické stupnice EMS-98.* [Online] [Citace: 30. 03 2014.] <http://www.ig.cas.cz/stupnice-ems-98>.
- [8]. **ČSN EN 1998-1 NA.** National Annex - Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. *Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.* Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2016.
- [9]. **Máca, Jiří.** Výpočet odezvy na seizmické zatížení. [Online] ČVUT v Praze, Fakulta stavební, 2020. [Citace: 19. 10 2020.] https://mech.fsv.cvut.cz/homeworks/student/DY02/YSEI__02.pdf.



- [10]. **Fajfar, Peter.** A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*. 16, 2000, Sv. 3, stránky 573-592.
- [11]. **Park, R.** Ductility evaluation from laboratory and analytical testing. *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*. 1988, stránky VIII-605 - VIII-616.
- [12]. **Avila Haro, Jorge Arturo.** Seismic Assessment of Unreinforced Masonry Buildings by Means of Non-Linear Static Procedures and Incremental Dynamic Analysis. Praha: ČVUT v Praze, Fakulta stavební, 2015. Sv. Seminární práce. Vedoucí práce: Prof. Ing. Jiří Máca, CSc..
- [13]. **Kachanov, Lazar Markovich.** *Introduction to Continuum Damage Mechanics*. II. Dordrecht: Martinus Nijhoff Publishers, 1986. ISBN 90-247-3319-7.
- [14]. **Jirásek, Milan a Zeman, Jan.** *Přetváření a porušování materiálů: dotvarování, plasticita, lom a poškození*. 2. vyd. Praha: České vysoké učení technické, 2012. ISBN 9788001050644.
- [15]. **Kunz, Jiří.** *Aplikovaná lomová mechanika*. Vyd. 4., přeprac. Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2005, c1991. ISBN: 80-010-3306-6.
- [16]. **Jirásek, Milan a Bažant, Zdeněk P.** *Inelastic Analysis of Structures*. Chichester: Wiley, c2002. ISBN: 0-471-98716-1.
- [17]. **Höschl, Cyril.** *Únava materiálu při periodickém zatěžování*. Praha: Dům techniky ČSVTS Praha, 1981. DT 2192.
- [18]. **Jendele, Milan a Šejnoha, Jiří.** *Výškové stavby s tuhými jádry a výztužnými stěnami*. Praha: Státní nakladatelství technické literatury, 1976.
- [19]. **Šejnoha, Jiří.** *Pružnost, pevnost, plasticita I*. Praha: Vydavatelství ČVUT, 1979.
- [20]. **Bittnar, Zdeněk a Šejnoha, Jiří.** *Numerické metody mechaniky 1*. Praha: Vydavatelství ČVUT, 1992. ISBN 80-01-00855-X.
- [21]. **Koloušek, Vladimír.** *Dynamika stavebních konstrukcí: I. Obecná část. 2*. Praha: SNTL - Nakladatelství technické literatury, 1967.



- [22]. **ČSN EN 1992-1-1**. Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. *Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: ČESKÝ NORMALIZAČNÍ INSTITUT, 2006.
- [23]. **ČSN EN 1991-1-1**. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. *Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: ČESKÝ NORMALIZAČNÍ INSTITUT, 2004.
- [24]. **ČSN EN 1990**. Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: ČESKÝ NORMALIZAČNÍ INSTITUT, 2004.
- [25]. **SOFiSTiK AG**. *SOFiSTiK*. [software] 2018. [cit. 2019-1-3]. Dostupné z: <https://www.sofistik.de/downloads/aktuelle-downloads> [Požadavky na systém: operační systém: Microsoft® Windows® 2000 with Service Pack 4, Windows XP with Service Pack 1 or 2; operační paměť (RAM): 4 GB, místo na disku: 2 GB].
- [26]. **Pfeiffer, Uwe**. *INCA2*. [software] 17.02.2018. [cit. 2019-10-13]. Dostupné z: <https://www.u-pfeiffer.de/>.
- [27]. **Vořechovský, Miroslav a Červenka, Vladimír**. Dokumentace programu ATENA. *Část 2 - Uživatelský manuál programu ATENA 2D*. Praha: autor neznámý, 2002.
- [28]. **Microsoft Corporation**. *Excel*. [software] 4.1.2017. [cit. 2018-12-10]. Dostupné z: <https://www.microsoft.com/cs-cz/microsoft-365/excel?rtc=1>. [Požadavky na systém: operační systém Windows 10, Windows 8.1, Windows Server 2019, Windows Server 2016, procesor 1,6 GHz nebo rychlejší, dvoujádrový; operační paměť .





Přílohy

–

Výpočty a počítačové experimenty





Obsah příloh

P 1 Návrh konstrukce pro vzorový výpočet	117
P 1.1 Konstrukce budovy.....	117
P 1.2 Materiálové charakteristiky	120
P 1.3 Zatížení konstrukce	121
P 1.3.1 Svislé zatížení.....	122
P 1.3.2 Seizmické zatížení.....	123
P 1.4 Model konstrukce.....	125
P 1.4.1 3D model	125
P 1.4.2 Izolované 2D modely.....	126
P 1.4.3 Software.....	128
P 1.5 Dynamické vlastnosti konstrukce	128
P 1.6 Stanovení vodorovného seizmického zatížení metodou příčných sil	129
P 1.7 Analýza konstrukce zatížené metodou příčných sil	131
P 1.7.1 Nadpraží.....	131
P 1.7.2 Stěny	145
P 2 Výpočet pomocí metody postupného přitěžování	150
P 2.1 Nelineární výpočetní model	150
P 2.1.1 Výpočetní model.....	150
P 2.1.2 Materiálové modely	153
P 2.2 Zatížení.....	158
P 2.3 Křivka kapacity	161
P 2.4 Výsledný posun.....	162
P 2.5 Iterační řešení.....	167
P 3 Analýza cyklického namáhání železobetonového konstrukčního prvku pomocí modifikovaného Kačanovova modelu	170
P 3.1 ATENA – Model pro nelineární výpočet	170
P 3.1.1 Výpočetní model.....	170



P 3.1.2	Materiálové modely.....	174
P 3.1.3	Zatěžování a parametry výpočtu.....	177
P 3.2	Analýza cyklického zatěžování	178
P 3.2.1	Zatěžovací úroveň „100 kN“	181
P 3.2.2	Zatěžovací úroveň „150 kN“	187
P 3.2.3	Zatěžovací úroveň „175 kN“	194
P 3.2.4	Zatěžovací úroveň „200 kN“	201
P 3.2.5	Zatěžovací úroveň „225 kN“	214
P 3.2.6	Zatěžovací úroveň „250 kN“	228
P 3.2.7	Zatěžovací úroveň „275 kN“	242
P 3.2.8	Zatěžovací úroveň „300 kN“	251
P 3.2.9	Shrnutí výsledků	262
P 3.3	Vývoj parametru poškození celé stěny.....	262
P 4	Seznam obrázků příloh.....	266
P 5	Seznam tabulek příloh.....	273



P 1 Návrh konstrukce pro vzorový výpočet

Pro praktickou ukázkou výše popsaných principů byl navržen objekt, který posloužil jako základ výpočtům a jejich následnému porovnání.

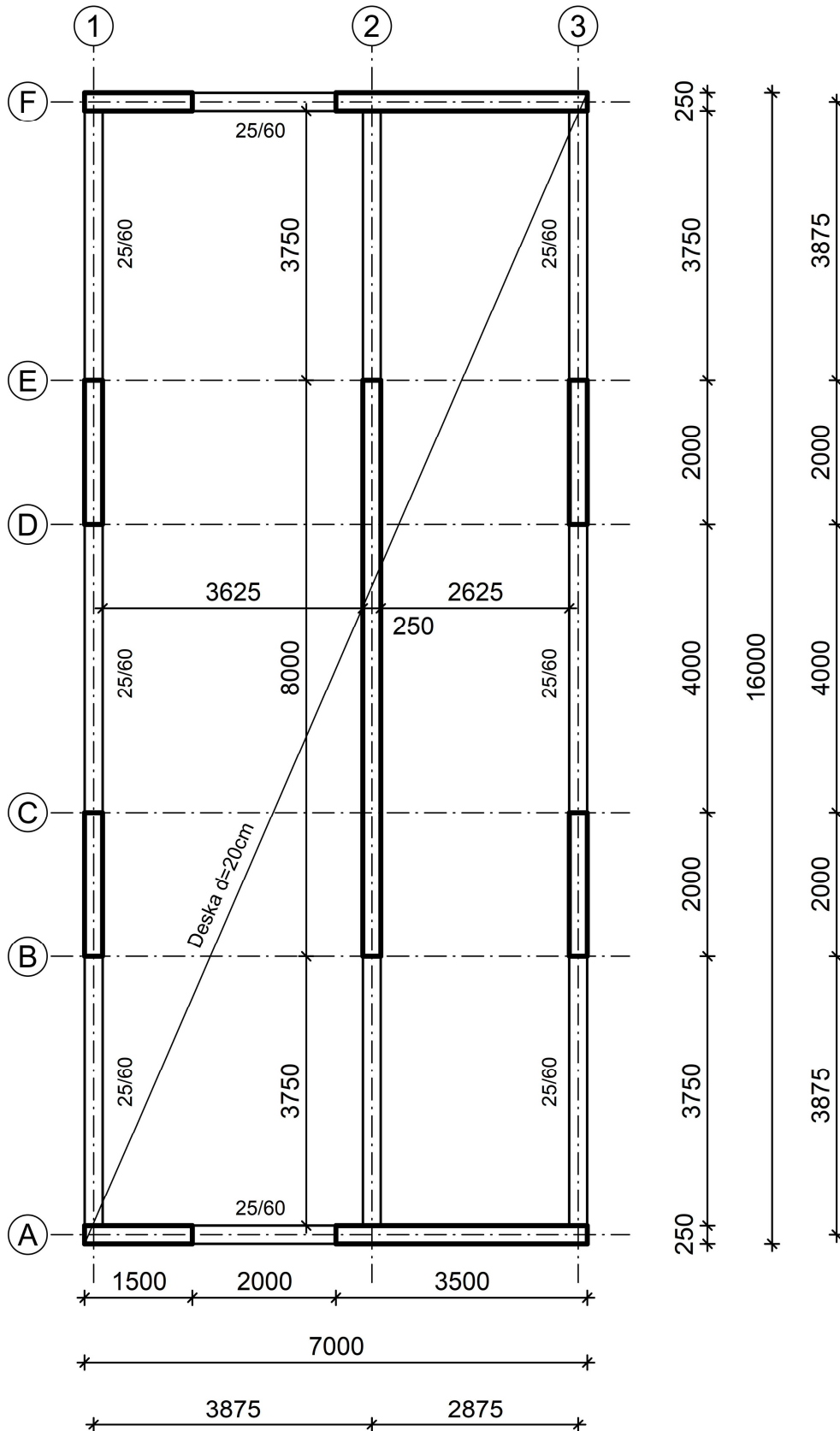
P 1.1 Konstrukce budovy

Pro výpočet byl zvolen železobetonový objekt stěnového systému o pěti nadzemních podlažích, která jsou geometricky totožná. Půdorysné rozměry jsou 7 x 16 m.

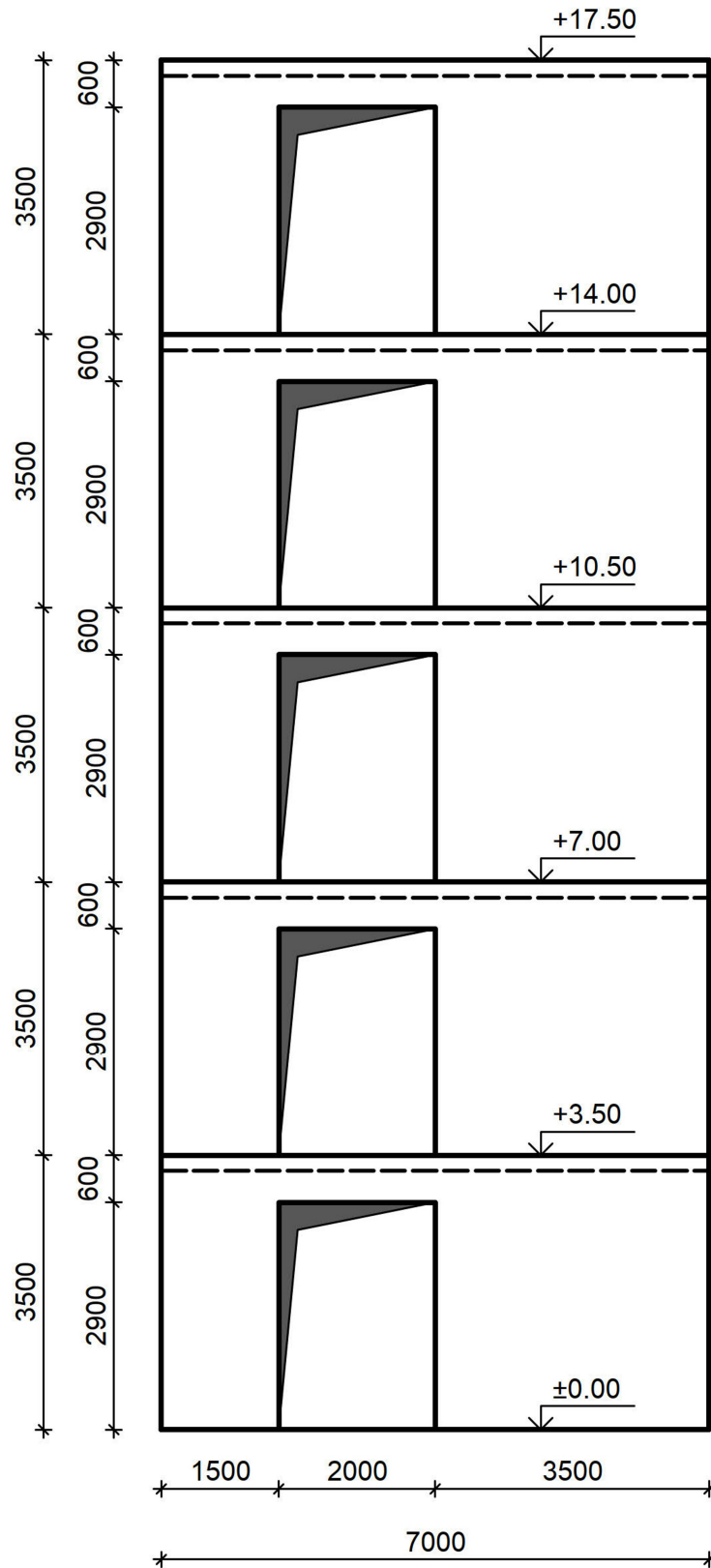
Všechny stěny mají tloušťku 25 cm a jsou navrženy z betonu C25/30. Štítová strana je tvořena stěnou s otvory o velikosti 2 x 2,9 m a jeho umístěním vznikají dvě stěny o délce 1,5 m a 3,5 m, které slouží pro příčné ztužení konstrukce. Obě štítové stěny jsou totožné a otvory jsou umístěny naproti sobě.

O podélné ztužení konstrukce se stará celkem pět samostatných stěn. Na každé fasádní straně dvě 2 m dlouhé stěny a jedna stěna vnitřní, délky 8 m, která je umístěna 0,5 m od osy objektu.

Stropní konstrukci všech podlaží tvoří železobetonové desky tloušťky 20 cm, taktéž z betonu C25/30. Po obvodu objektu jsou navrženy průvlaky o rozměru 25 x 60 cm (vč. tloušťky desky) o stejné třídě betonu, jako deska. Stejný průvlak je použit i v prodloužení střední stěny. U jedné z obvodových stěn je navržen otvor pro schodiště.



OBR. P 1.1: Půdorys objektu



OBR. P 1.2: Pohled na štítovou stěnu objektu



P 1.2 Materiálové charakteristiky

Veškeré níže uvedené materiálové charakteristiky odpovídají ČSN EN 1992-1-1 (EC2) [22].

Beton:

Třída betonu: C25/30

Modul pružnosti:

$$E_{cm} = 31\,000 \text{ MPa} \quad (\text{P 1.1})$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}} = \frac{31\,000}{1,2} = 25\,833 \text{ MPa} \quad (\text{P 1.2})$$

Přetvoření při maximálním napětí:

$$\varepsilon_{c1} = -2,1 \text{ ‰} \quad (\text{P 1.3})$$

$$k = \frac{1,05 E_{cm} \times |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}} = \frac{1,05 \times 31 \times |-0,0021|}{33} = 0,002 \quad (\text{P 1.4})$$

Pevnost v tlaku:

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} \quad (\text{P 1.5})$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{1 \times 25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa} \quad (\text{P 1.6})$$

$$f_{cm} = 33 \text{ MPa} \quad (\text{P 1.7})$$

Pevnost v tahu:

$$f_{ctk0,05} = 1,8 \text{ MPa} \quad (\text{P 1.8})$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} f_{ct0,05}}{\gamma_C} = \frac{1 \times 1,8}{1,5} = 1,2 \text{ MPa} \quad (\text{P 1.9})$$

$$\varepsilon_{cd} = \frac{f_{ctd} \times \varepsilon_{c1}}{f_{cm}} = \frac{1,2 \times 2,1}{33} = 0,076 \text{ ‰} \quad (\text{P 1.10})$$



Betonářská výztuž

Třída oceli: B500B

Modul pružnosti:

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa} \quad (\text{P 1.11})$$

Mez kluzu:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa} \rightarrow f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa} \quad (\text{P 1.12})$$

Přetvoření na mezi kluzu:

$$\varepsilon_{yk} = \frac{f_{yk}}{E_s} = \frac{500}{200000} = 2,5 \text{ ‰} \quad (\text{P 1.13})$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,78}{200000} = 2,1739 \text{ ‰} \quad (\text{P 1.14})$$

Pevnost v tahu:

$$f_{tk} = 500 \text{ MPa} \quad (\text{P 1.15})$$

$$k = \left(\frac{f_t}{f_y} \right)_k \Rightarrow \frac{500}{500} = 1 \quad (\text{P 1.16})$$

P 1.3 Zatížení konstrukce

Uvažovaná konstrukce je fiktivní, a proto byly zvoleny libovolné vstupní parametry pro zatížení. Vzhledem k přehlednosti a účelu této práce bylo zanedbáno zatížení větrem, jelikož by nemělo na stabilitu konstrukce rozhodující vliv a v souvislosti s předepsanými kombinacemi zatížení by se během zemětřesení neprojevovalo vůbec.

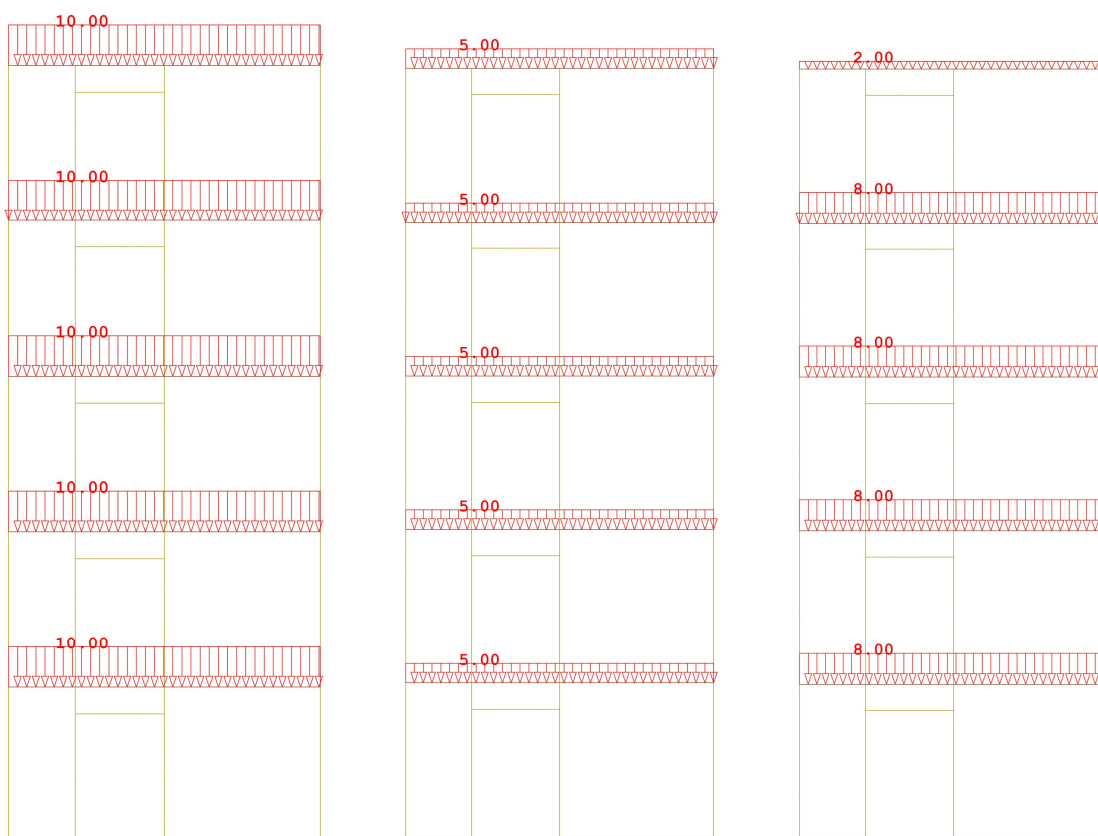


P 1.3.1 Svislé zatížení

Ve všech případech se, v návaznosti na ČSN EN 1991-1-1 (EC1) [23], uvažuje vlastní tíha konstrukcí doplněná stálým zatížením v podobě skladeb podlah a střechy. Toto zatížení je rovno $g_{0,k} = 5 \text{ kN/m}^2$ pro přilehlou desku (vlastní tíha) a $g_{1,k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ v případě podlahy.

Užitné zatížení podlahových konstrukcí bylo zvoleno $p_k = 4,0 \text{ kN/m}^2$. Střešní konstrukce je zatížena užitným zatížením o velikosti $p_{k, \text{střecha}} = 1,0 \text{ kN/m}^2$.

Pro výpočet 2D modelů štítových stěn se, opět z důvodu zjednodušení, uvažuje zatěžovací šířka rovna 2,0 m. Kombinace zatížení nebyly uvažovány, až na součinitel $\psi_2 = 0,3$, kterým se, v souladu s ČSN EN 1990 (EC0) [24], násobí užitné zatížení a vyjadřuje tak jeho kvazistálou složku.



OBR. P 1.3: Uvažované zatížení stěny od vlastní tíhy přilehlé desky $g_{0,k}$, skladby podlahy $g_{1,k}$ a užitného zatížení p_k (zleva doprava)



P 1.3.2 Seizmické zatížení

Seizmické zatížení bylo stanoveno pomocí spektra pružné odezvy, které je definováno v ČSN EN 1998-1 (EC8) [3]. Z důvodu fiktivní konstrukce, jsou i zde vstupní hodnoty náhodné.

Referenční špičkové zrychlení a_{gR} bylo zvoleno o hodnotě 0,8 m/s, neboli 0,0815g. Spektrum odezvy bylo voleno jako Typ 1, což by v rámci České republiky odpovídalo oblasti Moravy a Slezska. Konstrukce je založena na půdě kategorie B, která popisuje chování velmi ulehých sedimentů, kde se seizmické vlny šíří rychlostí 360 m/s. Objekt byl svojí třídou významu definován jako „běžný“, k němuž se váže součinitel významu $\gamma_I = 1,0$.

Vzhledem k tomu, že má výpočet sledovat chování konstrukce, byl zvolen součinitel duktility $q = 1$, aby nedocházelo k, pro tuto práci nežádoucí, disipaci energii, a tedy pozměnění výsledků, které by se poté nedaly řádně porovnat.

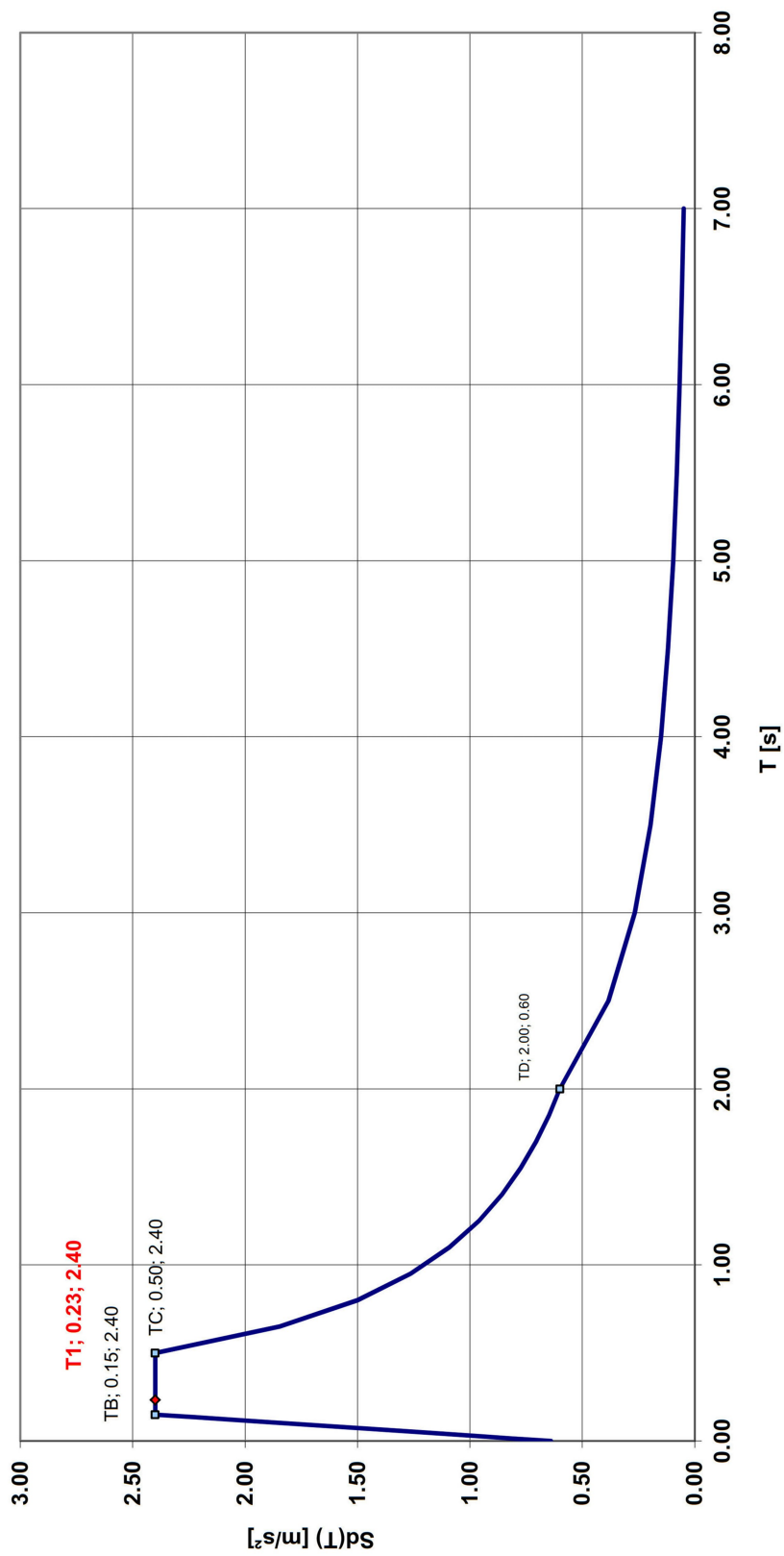
Relativní útlum konstrukce ξ byl ponechán na normové standardní hodnotě 5 %, kdy hodnota korekčního součinitele útlumu $\eta = 1$.

TAB. P 1.1: Zvolené vstupní hodnoty spektra odezvy

1. Typy základových půd a hodnoty parametrů popisujících spektrum pružné odezvy typu 1							
		N_{SPT}	vs_{min}	S	TB	TC	TD
Třída podloží		-	m/s	-	sec	sec	sec
A	Skalní	-	800,00	1,00	0,15	0,40	2,00
B	Velmi ulehle sedimenty	> 50	360,00	1,20	0,15	0,50	2,00
C	Středně ulehle sedimenty	15-50	180,00	1,15	0,20	0,60	2,00
D	Kypré sedimenty	<15	100,00	1,35	0,20	0,80	2,00

2. Třída a součinitel významu				
γ_I	I. Nízká (např. zemědělské)	II. běžná (Obytné/kanc.)	III. důležitá (např. školy)	IV. v. důležitá (n. nemocnice)
	0,8	1,0	1,2	1,4

3. Zrychlení podloží a součinitel duktility		
a_{gR}	0,80 m/s ²	Špičkové zrychlení
γ_I	1,00	Součinitel významu
a_{gh}	0,80 m/s ²	horizontální zrychlení
a_{gv}	0,53 m/s ²	vertikální zrychlení ~2/3 a_{gh}
g	9,81 m/s ²	gravitační zrychlení
q	1,00	Součinitel duktility pro DCL (nízká třída)



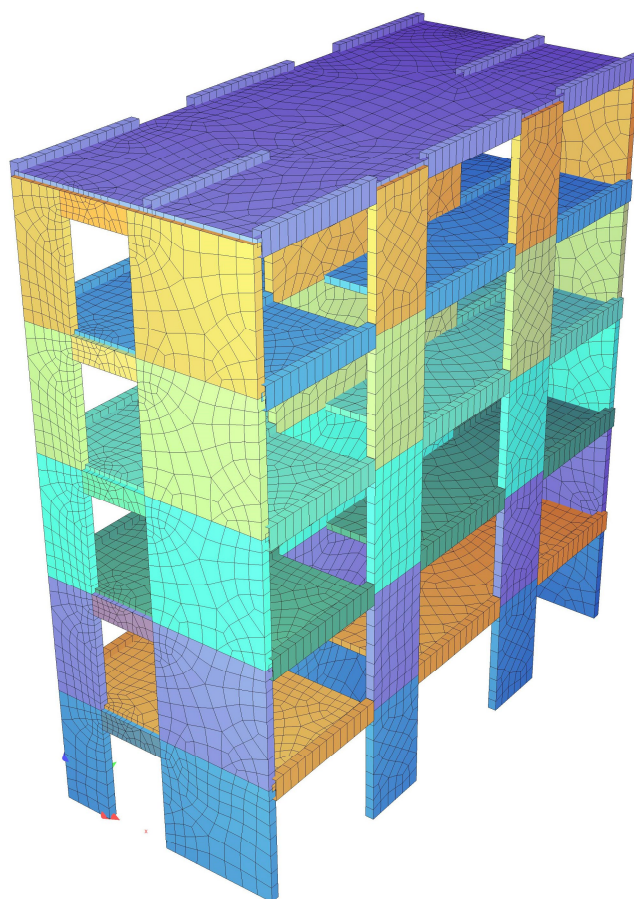
OBR. P 1.4: Spektrum zrychlení



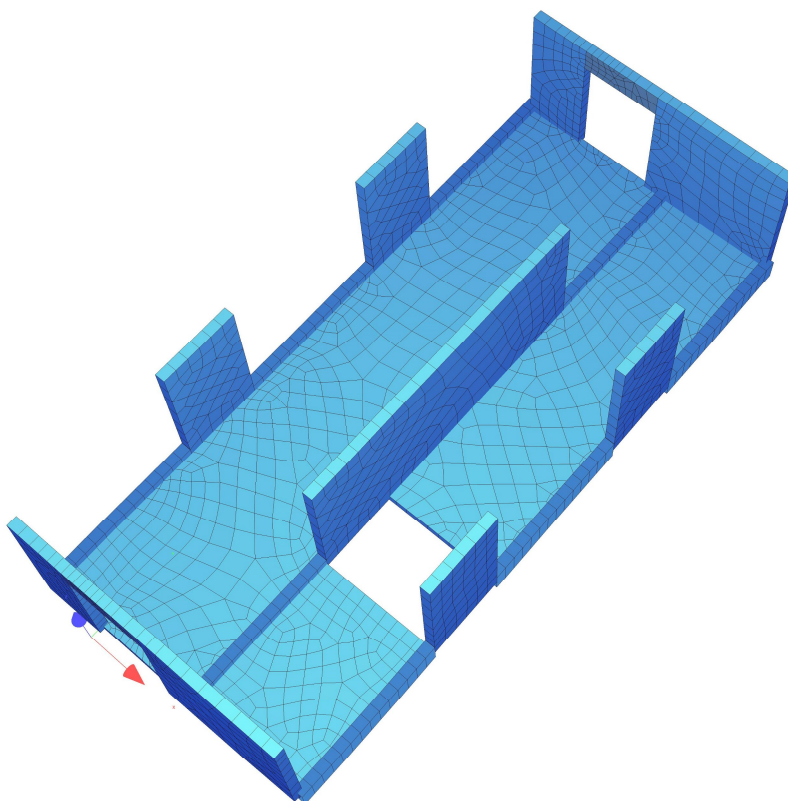
P 1.4 Model konstrukce

P 1.4.1 3D model

Globální 3D model konstrukce byl vytvořen programem Sofistik [25] - viz P 1.4.3. Desky a stěny jsou vytvořeny z plošných elementů, průvlaky z jednodimenzionálních prvků se zvoleným průřezem (vyjma štítových stěn). Materiálové charakteristiky odpovídají kapitole P 1.2. Uložení konstrukce je v tomto případě skrze tuhé kloubové podpory. Veškeré styčníky desky se stěnami jsou modelovány taktéž kloubově, aby se nevytvářel rámový roh, díky čemuž se ztužení ve vodorovném směru odehrává pouze skrze štítové stěny.



OBR. P 1.5: Globální 3D model konstrukce



OBR. P 1.6: Výřez jednoho podlaží 3D modelu

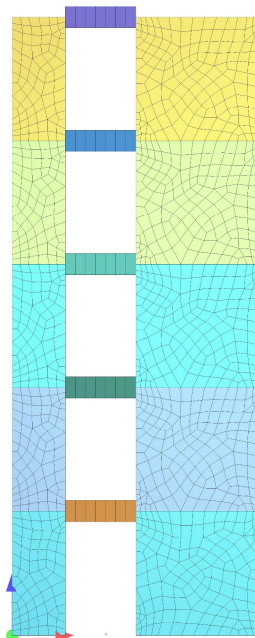
P 1.4.2 Izolované 2D modely

Pro zjednodušení provedení ilustrativních výpočtů bylo nutné vytvořit jednoduchý 2D model štítové stěny. Pro zajištění její stability byly zavedeny tuhé vodorovné podpory v místě stropních desek, vertikální uložení bylo ponecháno jako tuhé kloubové.



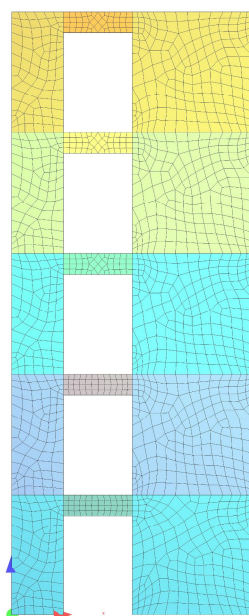
Modely byly vytvořeny ve dvou variantách:

I. Průvlak nad otvorem tvořen 1D prutem s definovaným průřezem



OBR. P 1.7: 2D model s průvlakem z 1D prutu

II. Průvlak nad otvorem tvořen 2D plochou o jmenovité výšce



OBR. P 1.8: 2D model s průvlakem z plošného elementu

Tyto dvě varianty slouží k porovnání výsledné výztuže v průvlaků a oba se od sebe lehce liší. Rozhodující pro výběr výztuže je větší z obou variant.



P 1.4.3 Software

Pro modální analýzu k vypočtení vlastních tvarů a pro lineární silové výpočty byl využit program Sofistik od německé společnosti Sofistik AG, [25]. Jedná se komerční program využívající metodu konečných prvků.

P 1.5 Dynamické vlastnosti konstrukce

Pro stanovení seizmického zatížení je nutné znát základní dynamické vlastnosti posuzované konstrukce, v tomto případě hodnoty vlastních tvarů a frekvencí.

Pomocí programu Sofistik [25] byly na globálním 3D modelu vyřešeny hodnoty vlastních tvarů a frekvencí, přičemž byly potlačeny vertikální vlastní tvary, které se projevují zejména no stropních deskách. Cílem bylo najít tolik vlastních tvarů, kolik je zapotřebí k rozkmitání alespoň 90 % celkové hmoty konstrukce v obou vodorovných směrech. Dynamické charakteristiky konstrukce, včetně aktivovaných hmot, jsou uvedeny v TAB. P 1.2.

TAB. P 1.2: Výsledky modální analýzy

Číslo vl. tvaru	Vl. frekvence [Hz]	Vl. perioda [s]	Poměr kmitající efektivní modální hmoty	
			$W_{xi} / W_{x,tot}$ [%]	$W_{yi} / W_{y,tot}$ [%]
1	3,665	0,2728	71,79	0,01
2	5,443	0,1837	0,00	18,22
3	5,762	0,1736	0,00	52,49
4	12,306	0,0813	18,03	0,00
5	17,655	0,0566	4,66	0,01
6	20,255	0,0494	0,03	2,28
7	21,108	0,0474	0,74	0,00
8	22,616	0,0442	0,00	16,88
9	24,659	0,0406	0,11	0,00
10	31,817	0,0314	0,07	0,18
Σ			95,43	90,08



P 1.6 Stanovení vodorovného seizmického zatížení metodou příčných sil

Vstupní údaje výpočtu seizmických účinků jsou definovány v odstavci P 1.3.2 a základní perioda vlastních kmitů byla vypočtena za pomoci 3D modelu modální analýzou, jejíž výsledky jsou zdokumentovány v TAB. P 1.2. Základní perioda vlastních kmitů se svojí hodnotou pohybuje v oblasti konstantního zrychlení spektra pružné odezvy, z čehož plynou nejvyšší možné účinky seizmicity.

TAB. P 1.3: Výpočet hmot v jednotlivých podlažích

5NP		Počet			1 x							
A	g0	g1	p	G [kN]	P [kN]		d	l _{fm}	h	G,w[kN]		
118	5	2.5	1	884	118	Stěny	0.25	26.5	3.5	580		
				0	0	Průvlaky	0.25	36	0.4	90		
				0	0							
Suma zatížení desek				884	118	Suma zatížení od stěn				670		
Suma G,k[MN] =		1.553		P,k [MN] =		0.118		G + P [MN] =			1.671	

2-4NP		Počet			3 x							
A	g0	g1	p	G [kN]	P [kN]		d	l _{fm}	h	G,w[kN]		
112	5	2.5	4	839	447	Stěny	0.25	26.5	3.5	580		
				0	0	Průvlaky	0.25	36	0.4	90		
				0	0							
Suma zatížení desek				839	447	Suma zatížení od stěn				670		
Suma G,k[MN] =		1.508		P,k [MN] =		0.447		G + P [MN] =			1.956	

1NP		Počet			1 x							
A	g0	g1	p	G [kN]	P [kN]		d	l _{fm}	h	G,w[kN]		
112	5	2.5	4	839	447	Stěny	0.25	26.5	3.5	580		
				0	0	Průvlaky	0.25	36	0.4	90		
				0	0							
Suma zatížení desek				839	447	Suma zatížení od stěn				670		
Suma G,k[MN] =		1.508		P,k [MN] =		0.447		G + P [MN] =			1.956	

Celkové zatížení ode všech podlaží G + P [MN] =		9.493
G [MN] =		7.586
P [MN] =		1.907



TAB. P 1.4: Výpočet zatížení od seizmicity metodou příčných sil

Zatížení zemětřesením - Metoda příčných sil

1. Typy základových půd a hodnoty parametrů popisujících spektrum pružné odezvy typu 1						
	N _{SPT}	vs_min	S	TB	TC	TD
Třída podloží	-	m/s	-	sec	sec	sec
A Skalní	-	800.00	1.00	0.15	0.40	2.00
B Velmi ulehle sedimenty	> 50	360.00	1.20	0.15	0.50	2.00
C Středně ulehle sedimenty	15-50	180.00	1.15	0.20	0.60	2.00
D Kypře sedimenty	<15	100.00	1.35	0.20	0.80	2.00

2. Třída a součinitel významu			
γ, I	I. Nízká (např. zemědělské)	II. běžná (Obytné/kanc.)	III. důležitá (např. školy)
	0.8	1.0	1.2
			IV. v. důležitá (n. nemocnice)
			1.4

3. Zrychlení podloží a součinitel duktility		
a _{gR}	0.80 m/s ²	Špičkové zrychlení
γ, I	1.00	Součinitel významu
a _{gh}	0.80 m/s ²	horizontální zrychlení
a _{gv}	0.53 m/s ²	vertikální zrychlení ~2/3 a _{gh}
g	9.81 m/s ²	gravitační zrychlení
q	1.00	Součinitel duktility pro DCL (nízká třída)

4. Základní perioda vlastních kmitů T1		
H	17.50 m	Výška objektu (nad základem nebo tuhým suterénem)
C,t	0.075	0.085 (ocelové rámy), 0.075 (ŽB-rámy), 0.05 (ostatní kce)
T1, odhad	0.64	Základní perioda vlastních kmitů dle: $C_t * H^{0.75} < T_{1,max}$
T1,FEM	0.23 s	Základní perioda vlastních kmitů dle FEM výpočtu vlastních tvarů
T1	0.23 s	Základní perioda vlastních kmitů
T _{1,max}	2.00 s	horní hranice periody vlastních kmitů

5. Svislé zatížení a účinná hmota pro zatížení zemětřesením		
G,k	7.586 MN	zatížení
Q,k	1.907 MN	proměnné zatížení
psi,2	0.30	kombinační součinitel (0.3 Kat. A+B, 0.6 Kat. C)
P,eff	8.158 MN	efektivní svislé zatížení (kvazistálé zatížení)
m,i	831.6 t	účinná hmota pro zatížení zemětřesením

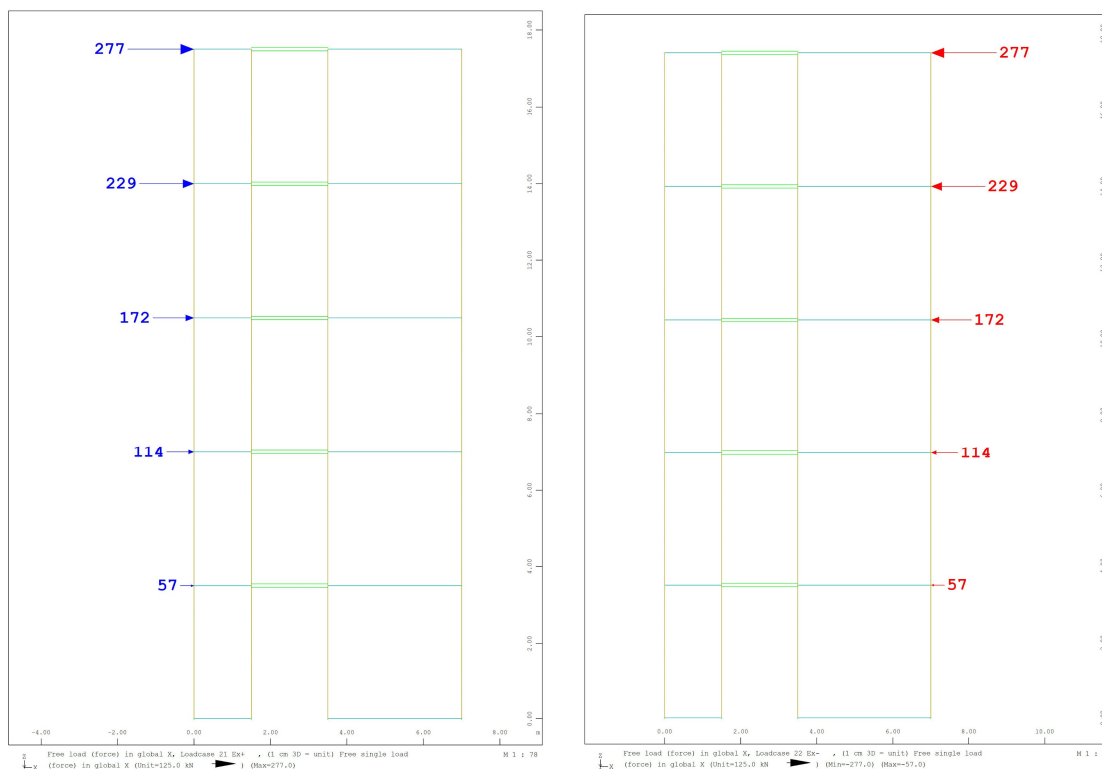
6. Spektrum pružné odezvy (Typ 1)		
Třída podloží	B	
S	1.20	Součinitel podloží
T,B	0.15 s	nejmenší perioda kmitů
T,C	0.50 s	největší perioda kmitů
T,D	2.00 s	doba kmitů pro konst. Hodnotu spektra pr. odezvy
Sd(T1)	2.40 m/s²	hodnota spektra pro základní periodu vl. kmitů
Sd,min(T>T,C)	0.0 m/s ²	minimální hodnota pro T>T,C

7. Celkové zatížení zemětřesením zjednodušeným postupem pomocí spektra odezvy		
n	5	Počet podlaží
lambda	0.85	opravný součinitel efektivních modálních hmot
F,b	1.697 MN	Celkové zatížení zemětřesením (smyk v základové spáře)
p	17.9%	procentuální podíl svislého zatížení (G+Q)

	z _i [m]	G _{k,i} [MN]	Q _{k,i} [MN]	m _i [MN]	z _i *m _i	F _i [MN]	F _i [kN]	SUM(F _i)
1.NP	3.5	1.508	0.447	1.642	5.75	0.114	114	114
2.NP	7	1.508	0.447	1.642	11.50	0.229	229	343
3.NP	10.5	1.508	0.447	1.642	17.25	0.343	343	686
4.NP	14	1.508	0.447	1.642	22.99	0.457	457	1144
5.NP	17.5	1.553	0.118	1.589	27.80	0.553	553	1697
		7.586	1.907	8.158	85.287		1.697	



Na základě výše uvedeného výpočtu byla konstrukce, potažmo štítová stěna, zatížena vodorovnými silami působících ze dvou směrů. Na každou stěnu působí vždy poloviční hodnota síly z výpočtu, neboť se posuzuje pouze jedna ze dvou příčných stěn.



OBR. P 1.9: Vodorovné síly od seizmického zatížení definované metodou příčných sil

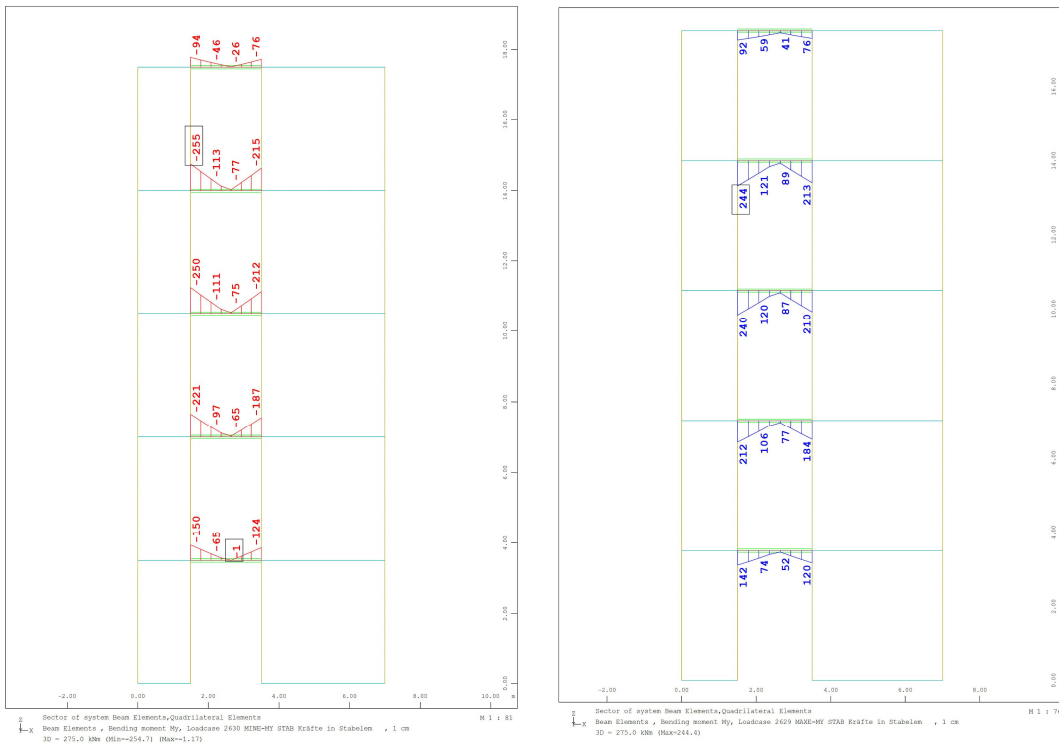
P 1.7 Analýza konstrukce zatížené metodou příčných sil

P 1.7.1 Nadpraží

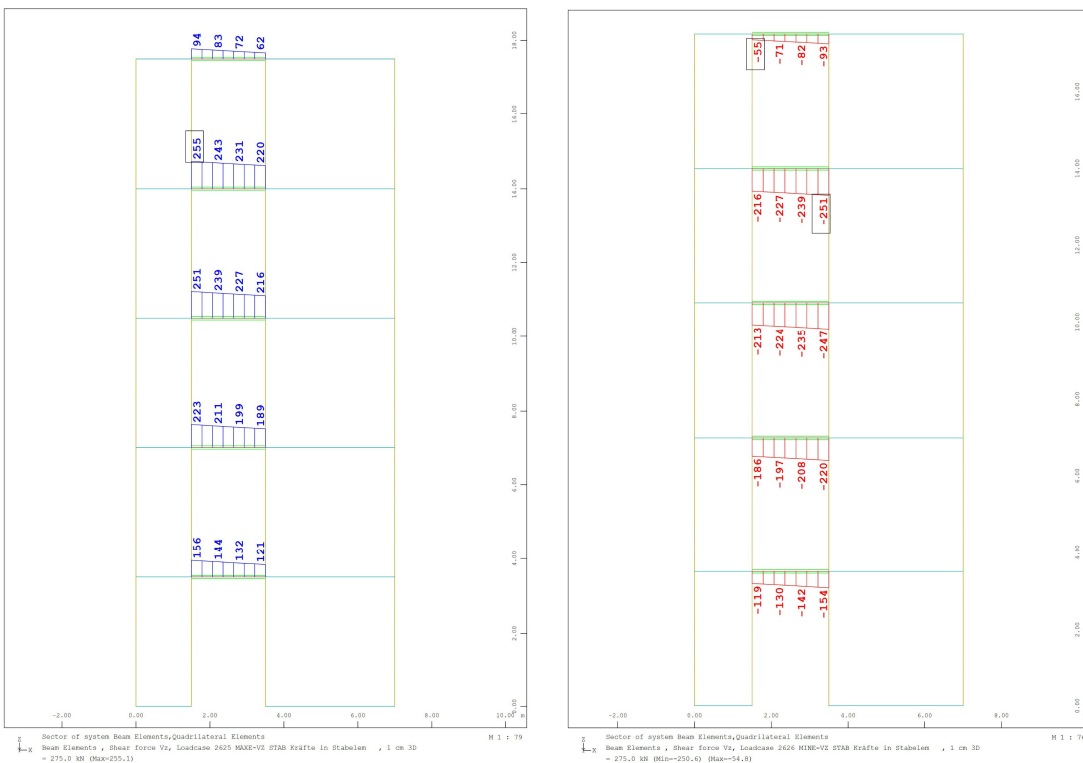
Lineárním výpočtem obou 2D modelů byla stanovena, na základě vypočtených vnitřních sil, potřebná výztuž průvlaku (nadpraží) ve štítové stěně.



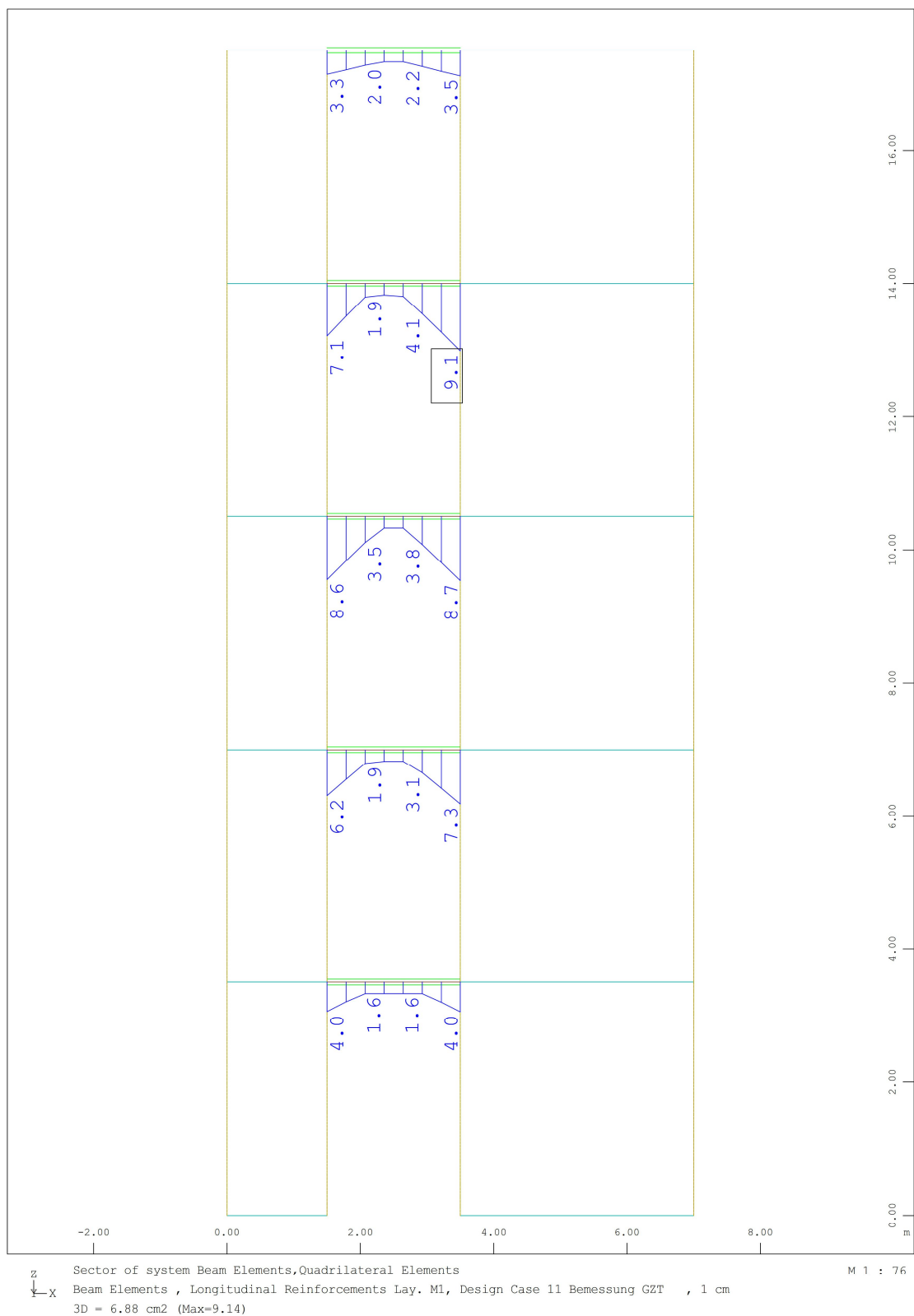
I. Průvlak nad otvorem tvořen 1D prutem s definovaným průřezem



OBR. P 1.10: Průběhy minimálních/maximálních ohybových momentů na 1D prvku



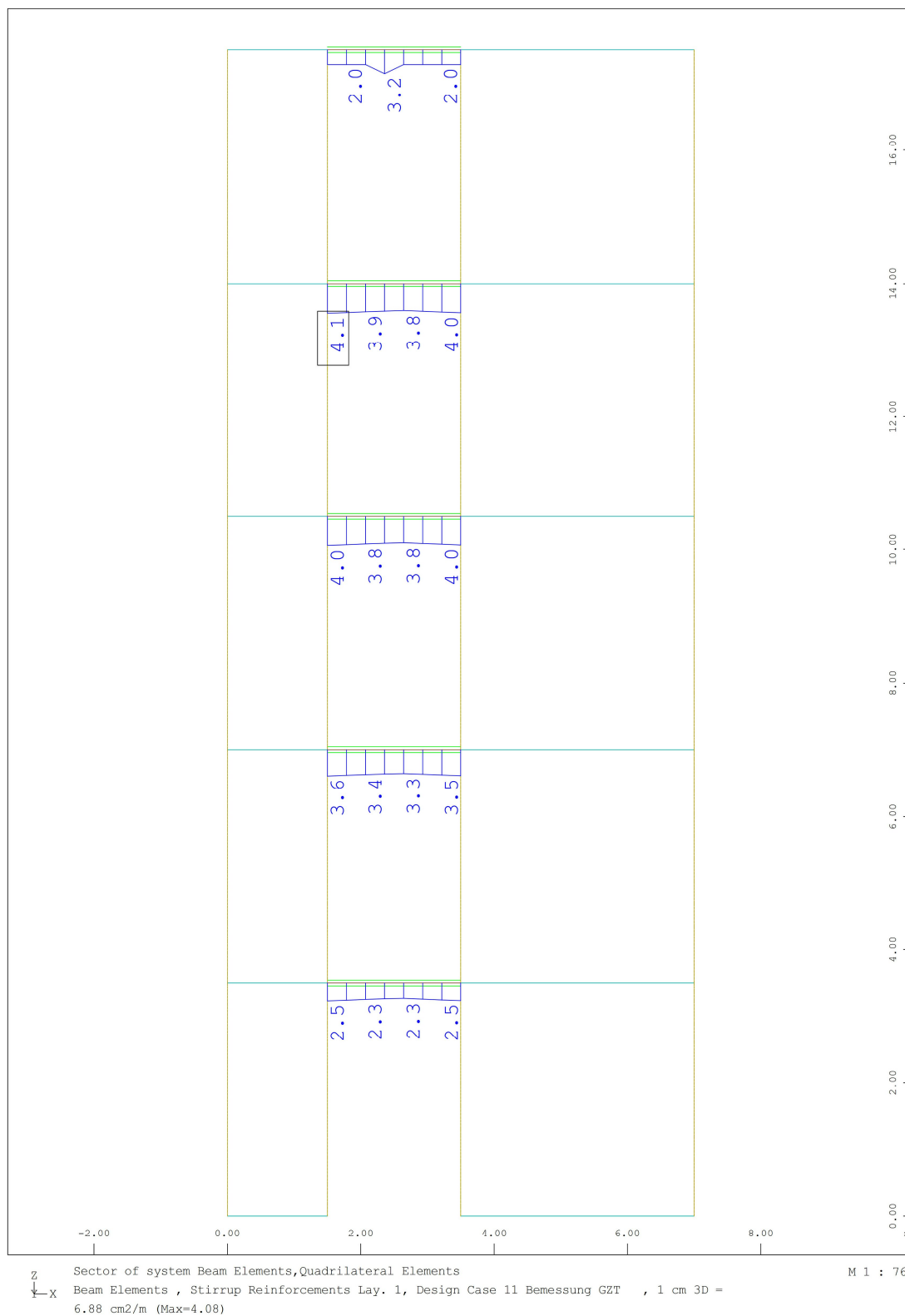
OBR. P 1.11: Průběhy minimálních/maximálních smykových sil na 1D prvku



OBR. P 1.12: Spodní výztuž na 1D prvku (plocha výztuže v cm²)



OBR. P 1.13: Horní výztuž na 1D prvku (plocha výztuže v cm²)



OBR. P 1.14: Smyková výztuž na 1D prvku (plocha výztuže v cm²/m)



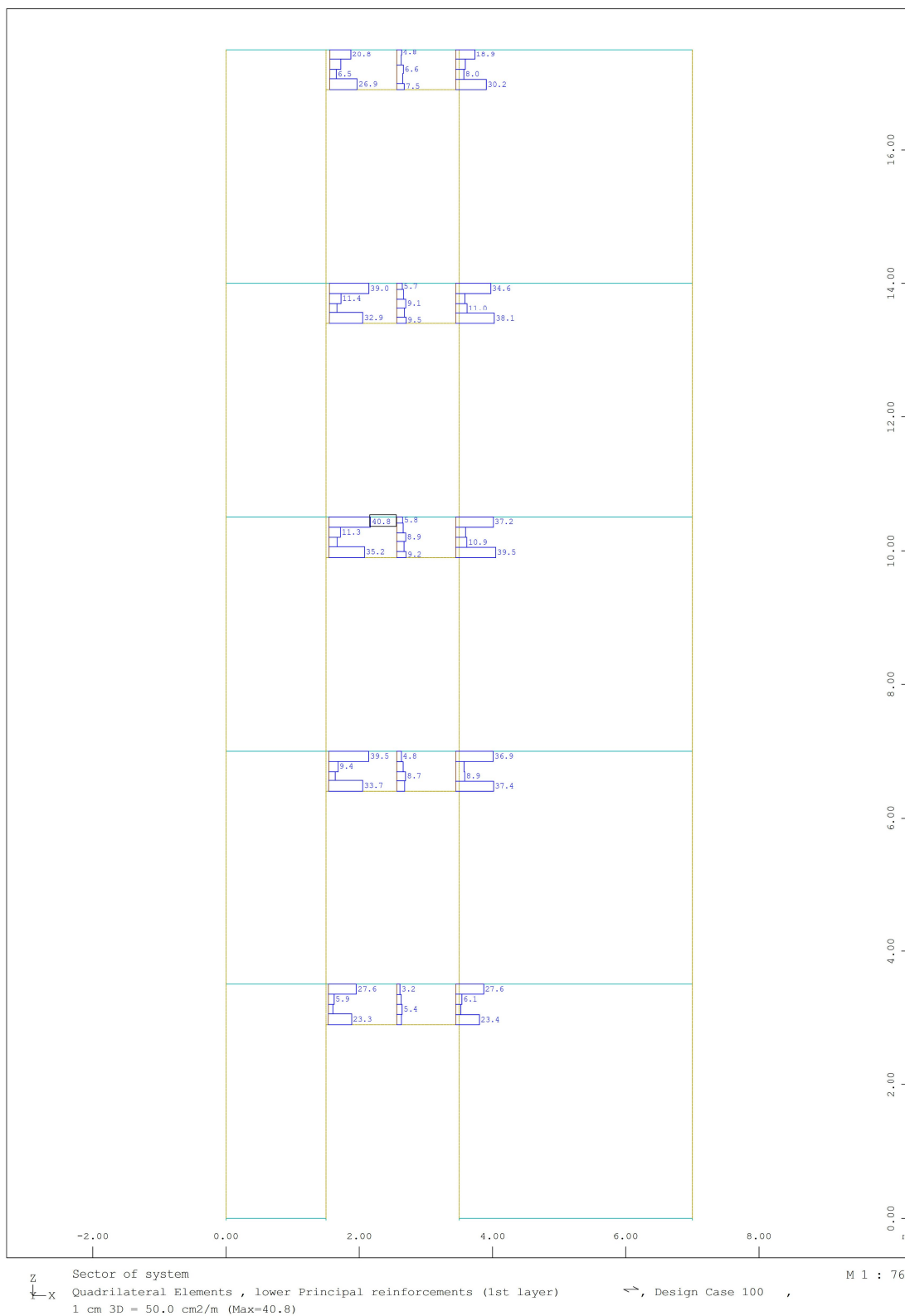
Požadovaná spodní výztuž je na základě výpočtu min. $9,1 \text{ cm}^2$, tedy $2\text{Ø}25$ ($9,82 \text{ cm}^2$), nebo $3\text{Ø}20$ ($9,42 \text{ cm}^2$).

Požadovaná horní výztuž musí mít alespoň $10,9 \text{ cm}^2$, tedy $2\text{Ø}28$ ($12,32 \text{ cm}^2$), nebo $3\text{Ø}22$ ($11,4 \text{ cm}^2$).

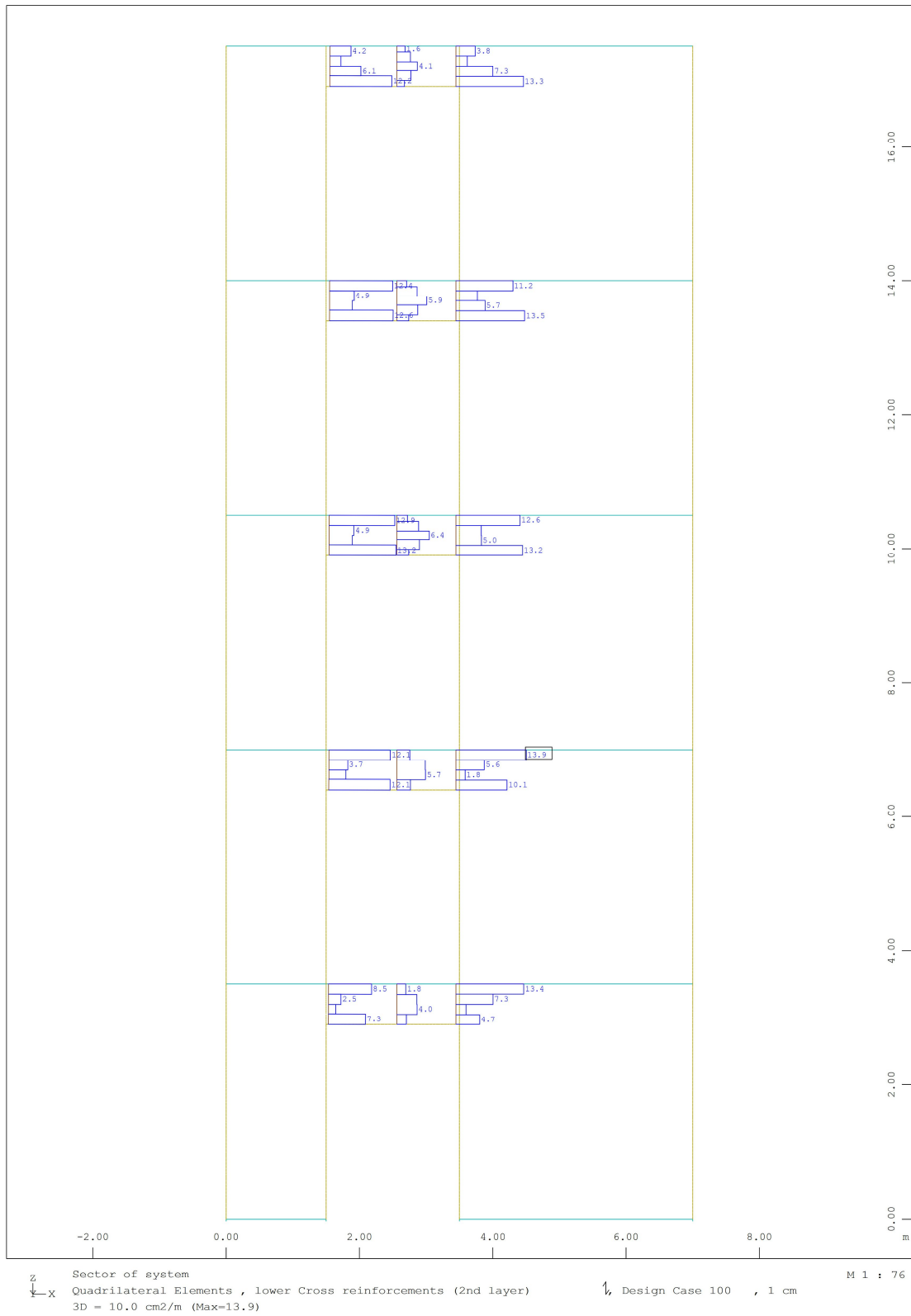
Požadovaná smyková je $4,1 \text{ cm}^2/\text{m}$, tedy $\text{Ø}8/20$ ($5,02 \text{ cm}^2/\text{m}$).

II. Průvlak nad otvorem tvořen 2D plochou o jmenovité výšce

Stanovení výztuže nosníku ze 2D plochy je vždy složitější. Pro tento úkol byly na konstrukci provedeny tři řezy – dva u podpory a jeden uprostřed rozpětí. Průběh v řezu byl zobrazen jako zprůměrované hodnoty pro jednotlivé FE prvky. Výška každého z nich je $0,15 \text{ m}$ a zobrazená hodnota je v cm^2/m – pro výsledek je tedy nutné hodnoty násobit šířkou prvku a vynásobit 2x, jelikož je zobrazena pouze jedna strana.



OBR. P 1.15: Spodní výztuž na jedné straně 2D plochy (plocha výztuže v cm²/m)



OBR. P 1.16: Horní výztuž na jedné straně 2D plochy (plocha výztuže v cm²/m)



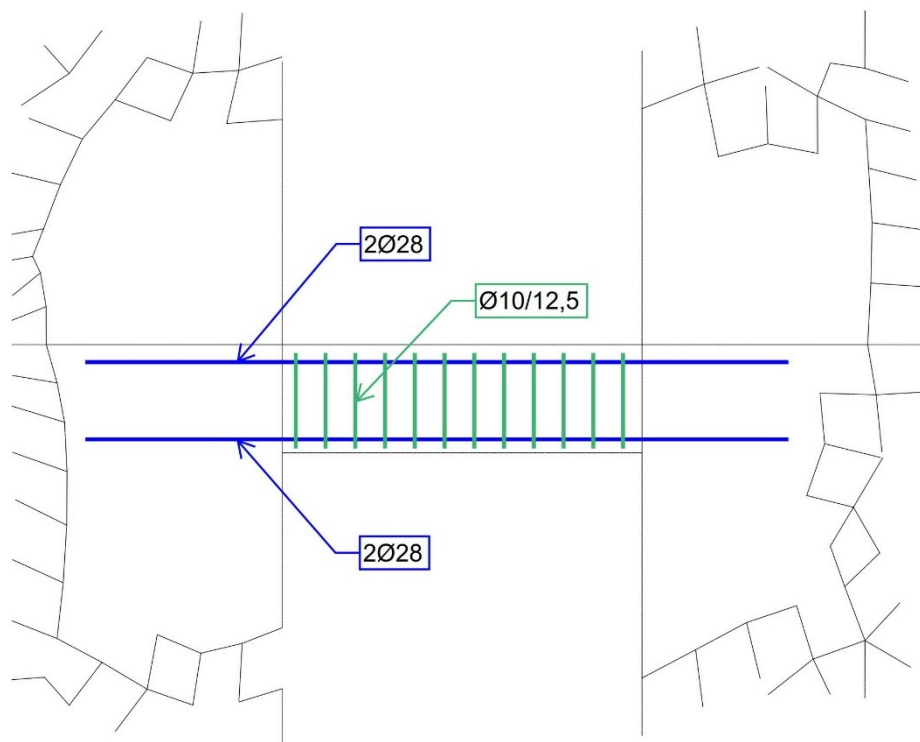
Požadovaná spodní výztuž je v případě výpočtu s 2D plochou minimálně $39,5 \times 0,15 \times 2 = 11,85 \text{ cm}^2$, tedy 2Ø28 ($12,32 \text{ cm}^2$), nebo 3Ø25 ($14,73 \text{ cm}^2$).

Požadovaná horní výztuž musí být alespoň $40,8 \times 0,15 \times 2 = 12,24 \text{ cm}^2$, tedy 2Ø28 ($12,32 \text{ cm}^2$), nebo 3Ø25 ($14,73 \text{ cm}^2$).

Požadovaná smyková výztuž je $2 \times (12,9 \times 0,15 + 4,9 \times 0,15 + 4,6 \times 0,15 + 13,2 \times 0,15) = 10,68 \text{ cm}^2/\text{m}$, tedy přibližně Ø10/12,5 ($12,56 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Volba vyztužení nadpraží

Nadpraží bude pro účely dalšího výpočtu vyztuženo na základě nepříznivějších výsledků z předcházejících dvou analýz. Spodní i horní výztuž se volí jako 2Ø28 ($12,32 \text{ cm}^2$) a smyková jako Ø10/12,5 ($12,56 \text{ cm}^2/\text{m}$).



OBR. P 1.17: Zvolené vyztužení nadpraží

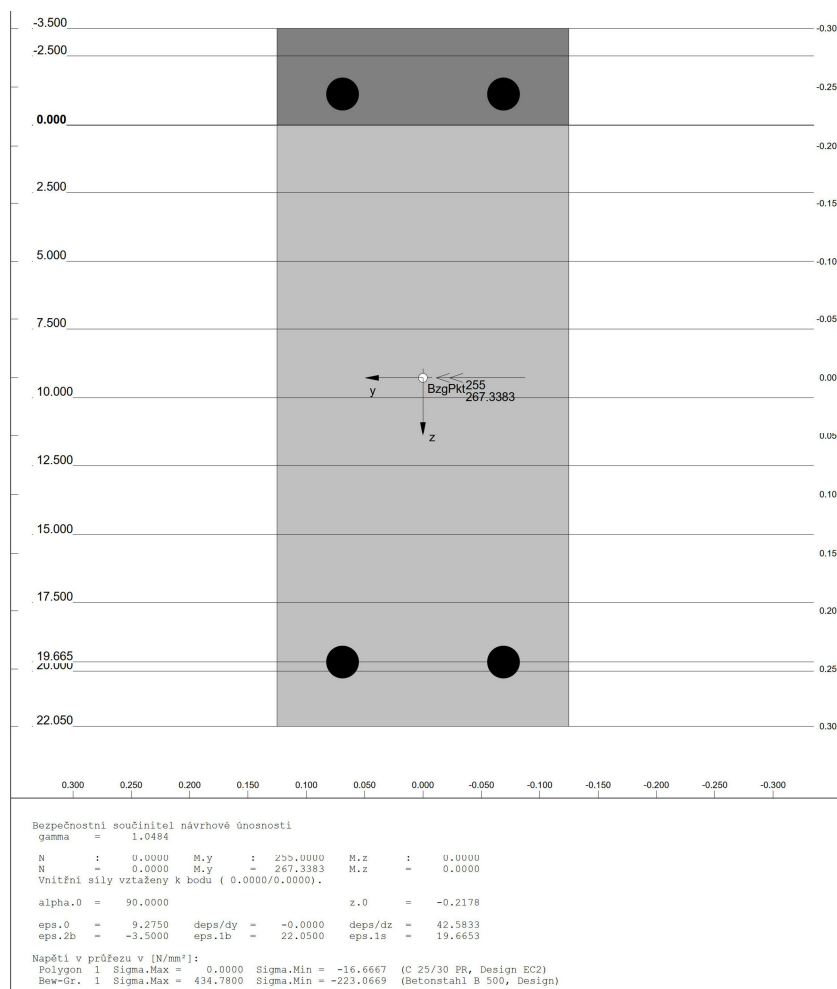


Kontrola vyztužení nadpraží

V rámci kontroly, ale také pro zjištění maximální únosnosti železobetonového nadpraží byl proveden výpočet na ohybovou a smykovou únosnost. Ohybová únosnost byla spočtena pomocí softwaru INCA2 (Interactive Nonlinear Cross-Section Analysis Biaxial) od Dr. Uwe Pfeiffera z Univerzity v Hamburku, [26]. Jedná se o program k materiálově nelineárním výpočtům libovolných průřezů železobetonových konstrukcí.

Pro posouzení návrhových hodnot na zvoleném průřezu platí, že jeho únosnost je jen o přibližně 4 % větší (OBR. P 1.18), než momentové zatížení.

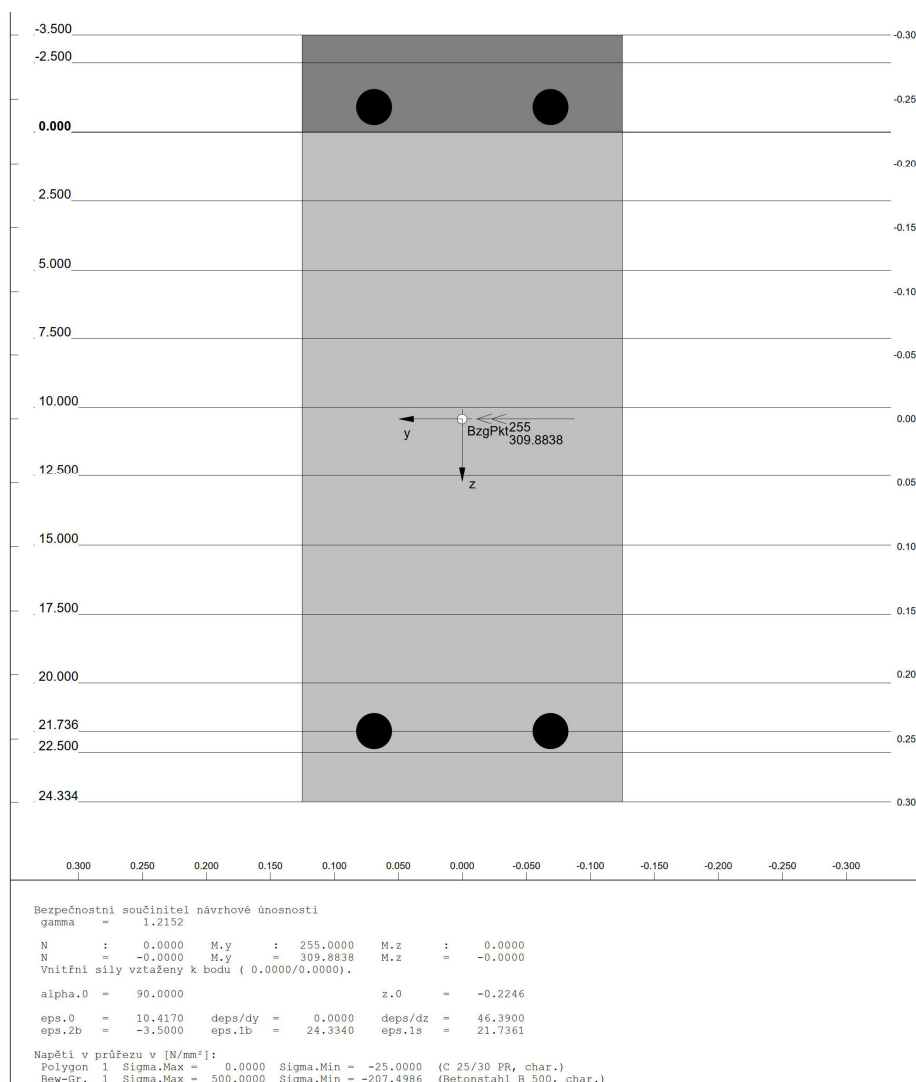
$$M_{Ed} = 255 \text{ kNm} < M_{Rd} = 267 \text{ kNm} \quad (\text{P 1.17})$$



OBR. P 1.18: Posouzení návrhové ohybové únosnosti softwarem INCA2



Ohybová únosnost z nelineárního výpočtu, s použitím charakteristických hodnot, byla vypočtena pro $M_{Rd} = 309 \text{ kNm}$ (OBR. P 1.19), což bude použito v práci dále pro cyklické zatěžování.



OBR. P 1.19: Posouzení charakteristické ohybové únosnosti softwarem INCA2

Posouzení průřezu se zvolenou smykovou výztuží je uvedeno v TAB. P 1.5.



TAB. P 1.5: Posouzení smykové únosnosti nadpraží na seizmické zatížení

Geometrie průřezu				
h	Výška		60	cm
b_c	Šířka v tlačené oblasti		25	cm
b_w	Šířka pro smykovou únosnost		25	cm
b_s	Šířka v tažené oblasti		25	cm
Materiálové parametry betonu			C25/30	
Ec0m	modul pružnosti betonu		3,100	kN/cm ²
fck	válcová pevnost betonu		2,50	kN/cm ²
alpha,cc	Dlouhodobý parametr ... 0,9 Mostní konstrukce 1,0 Pozemní stavby		1,00	
fcd	návrhová válcová pevnost betonu/1,50*alpha,cc		1,67	kN/cm ²
fctm	pevnost v tahu betonu		0,26	kN/cm ²
e,cu	mezní přetvoření betonu		-0,0035	
a,R			0,810	
k,a			0,416	
Materiálové parametry výztuže			B 500B	
fyk	charakteristická hodnota pevnosti na mezi kluzu		50,00	kN/cm ²
fyd	návrhová hodnota pevnosti na mezi kluzu/1,15		43,48	kN/cm ²
Es	modul pružnosti oceli		20000,0	kN/cm ²
e,yu	přetvoření oceli na mezi kluzu		0,0022	
NÁVRHOVÉ ZATÍŽENÍ				
MEd,0	návrhový vnitřní moment	(+)	267,0	kNm
NEd,0	návrhová normálová síla	(-) tlak, (+) tah	0	kN
VEd	návrhová posouvající síla		255,0	kN
TEd	návrhový kroutící moment		0	kNm
NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE				
v1=v	0.6(1-fck/250)		0,54	
alpha	úhel třmínku		90,0	°
beta	úhel tlačené diagonály		40,0	°
d	průměr		10	mm
n	počet větví jednoho třmínku		2	
s [cm]	rozteč třmínků		12,5	cm
A,sw	plocha jednoho třmínku		1,57	cm ² /s
a,sw,d	návrhové smykové vyztužení na 1 metr ... A,sw / s		12,57	cm ² /m
a,sw,req	požadované smykové vyztužení na 1 metr		10,74	cm ² /m
a,sw_max	maximální účinná plocha jednoho třmínku		21,38	cm ² /m
roh_w_min		ÖNORM B 1992 0,09% EN 1992	0,08%	
a,sw_min	minimální plocha třmínku	2,24 cm ² /m	2,00	cm ² /m
POSOUZENÍ SMYKOVÉ VÝZTUŽE (EN 1992-1-1 (6.13))				
VRds	(Asw/s)*z*fywd*(cot(beta)+cot(alpha))*sin(alpha)		298	kN
VEd/VRds	faktor využití		85%	
SMYKOVÁ VÝZTUŽ - POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI TLACENÉ DIAGONÁLY (EN 1992-1-1 (6.14))				
VRd, max	alpha_cw*b_w*z,s*v*fcd*(cot(beta)+cot(alpha))/(1+cot ² (beta))		508	kN
VEd/VRd, max	faktor využití		50%	



Pro kontrolu byl proveden posudek zvolené výztuže na mezní stav nosnosti (MSÚ), kterým bylo zjištěno, že tyto návrhové hodnoty jsou řádově menší než ty ze seizmického výpočtu.

$$g_{0,nosník,k} = \rho \times b \times h = 25 \times 0,25 \times 0,6 = 3,75 \text{ kN/m} \quad (\text{P 1.18})$$

$$g_{0,deska,k} = \rho \times h \times b_{eff} = 25 \times 0,2 \times 2,0 = 10,0 \text{ kN/m} \quad (\text{P 1.19})$$

$$g_{1,k} = 2,5 \times b_{eff} = 2,5 \times 2,0 = 5 \text{ kN/m} \quad (\text{P 1.20})$$

$$p_k = 4,0 \times b_{eff} = 4,0 \times 2,0 = 8 \text{ kN/m} \quad (\text{P 1.21})$$

$$\begin{aligned} f_d &= g \times 1,35 + p \times 1,5 = (3,75 + 10,0 + 5) \times 1,35 + 8 \times 1,5 \\ &= 37,3 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (\text{P 1.22})$$

$$M_d = \frac{f_d \times l^2}{12} = \frac{37,3 \times 2,25^2}{12} = 15,7 \text{ kNm} \quad (\text{P 1.23})$$

$$V_d = \frac{f_d \times l}{2} = \frac{37,3 \times 2,25}{2} = 42,0 \text{ kN} \quad (\text{P 1.24})$$



TAB. P 1.6: Posouzení ohybové a smykové únosnosti nadpraží na MSÚ

Geometrie průřezu			
h	Výška	60	cm
b_c	Šířka v tlačené oblasti	25	cm
b_w	Šířka pro smykovou únosnost	25	cm
b_s	Šířka v tažené oblasti	25	cm
Materiálové parametry betonu C25/30			
Ec0m	modul pružnosti betonu	3.100	kN/cm2
fck	válcová pevnost betonu	2,50	kN/cm2
alpha,cc	Dlouhodobý parametr ... 0,9 Mostní konstrukce 1,0 Pozemní stavby	1,00	
fcd	návrhová válcová pevnost betonu/1,50*alpha,cc	1,67	kN/cm2
fctm	pevnost v tahu betonu	0,26	kN/cm2
e,cu	mezní přetvoření betonu	-0,0035	
a,R		0,810	
k,a		0,416	
Materiálové parametry výztuže B 500B			
fyk	charakteristická hodnota pevnosti na mezi kluzu	50,00	kN/cm2
fyd	návrhová hodnota pevnosti na mezi kluzu/1,15	43,48	kN/cm2
Es	modul pružnosti oceli	20000,0	kN/cm2
e,yu	přetvoření oceli na mezi kluzu	0,0022	
NÁVRHOVÉ ZATÍŽENÍ			
MEd,0	návrhový vnitřní moment (+)	15,7	kNm
NEd,0	návrhová normálová síla (-) tlak, (+) tah	0	kN
VEd	návrhová posouvající síla	42,0	kN
TEd	návrhový krouticí moment	0	kNm
NÁVRH OHYBOVÉ VÝZTUŽE			
c	krytí ve svislém směru	41	mm
c	krytí ve vodorovném směru	41	mm
b_net	světelná šířka pro vyztužení (b_net > b_net_req !!)	144	mm
		d1 mm	n
		d mm	dp mm
		As cm2	d1 x As
	krytí	41,0	
	průřezová plocha jedné větve třmínku	12,0	
	vrstva 1	6,98	2
	vrstva 2	12,02	0,0
	vrstva 3	12,02	0,0
	průměr m	6,98 cm	12,32
	průměrná účinná výška výztuže		85,96
AS1_d	navržená plocha výztuže		53,0 cm2
AS1_min	min. plocha výztuže	0,26*fctm/fyk*dm*bw >= 0,0013*bw*dm	1,79 cm2
roh	procento vyztužení	AS1_d/(h*b_w) < roh,max = 4,00%	0,82%
mu	poměrný ohybový moment	MEd,s/(b_c*dm^2*fcd)	0,013
mu_lim	max. pom. o. m. bez tlakové výztuže	a,R*xsi_lim*(1-k,a*xsi_lim)	0,371
xsi	poměrná výška tlačené oblasti	1/(2*ka)*[1-(1-4*ka*mu/a,R)^0,5]	0,017
xsi_lim	max. poměrná výška tlačené oblasti	e,cu/(e,cu+e,yu)	0,617
x,c	výška tlačené oblasti	xsi*dm	0,9 cm
x,c_lim	max. výška tlačené oblasti	xsi_lim*dm	32,7 cm
zeta	pom. velikost ramene vnitřních sil	1-ka*xsi	0,993
z,s	velikost ramene vnitřních sil výztuže	zeta*dm	52,7 cm
AS1_req	požadovaná plocha výztuže	(MEd,s/z,s+NEd,s)/fyd	0,69 cm2
AS1_req/AS1_d	faktor využití výztuže		6%
POSOUZENÍ OHYBOVÉ VÝZTUŽE			
Fsd	návrhová síla ve výztuži	AS1*fyd	535 kN
MRds	moment únosnosti výztuže		282 kNm
MRd_lim	max. m. ú. v. bez tlakové výztuže	mu_lim*b_c*dm^2*fcd	435 kNm
e,N	excentricita normálové síly	h/2-ka*x,c	29,6 cm
dMRd	redukce momentu únosnosti	-NEd,0*e,N	0 kNm
MRd	moment únosnosti	Fed*zs + Fpd*zp - NEd,0*e,N	282 kNm
MEd,0/MRd	faktor využití	(souč. bezpečnosti = 17,96)	6%
NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE			
v1=v	0.6(1-fck/250)		0,54
alpha	úhel třmínku		90,0 °
beta	úhel tlačené diagonály		40,0 °
d	průměr		10 mm
n	počet větví jednoho třmínku		2
s [cm]	rosteč třmínků		12,5 cm
A,sw	plocha jednoho třmínku		1,57 cm2/s
a,sw,d	návrhové smykové vyztužení na 1 metr ... A,sw / s		12,57 cm2/m
a,sw_req	požadované smykové vyztužení na 1 metr		1,54 cm2/m
a,sw_max	maximální účinná plocha jednoho třmínku		21,38 cm2/m
roh_w_min		ONORM B 1992 0,09%	EN 1992 0,08%
a,sw_min	minimální plocha třmínku	2,24 cm2/m	2,00 cm2/m
POSOUZENÍ SMYKOVÉ VÝZTUŽE (EN 1992-1-1 (6.13))			
VRds	(Asw/s)*z*fych*(cot(beta)+cot(alpha))*sin(alpha)		343 kN
VEd/VRds	faktor využití		12%
SMYKOVÁ VÝZTUŽ - POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI TLAČENÉ DIAGONÁLY (EN 1992-1-1 (6.14))			
VRd_max	alpha_cw*b_w*z,s*v*fcd*(cot(beta)+cot(alpha))/(1+cot^2(beta))		583 kN
VEd/VRd_max	faktor využití		7%



Zvolená výztuž je na úrovni MSÚ využita jen na 6 % v případě ohybu a 12 % v případě smyku. Zvolená výztuž tímto vyhovuje a lze ji použít pro následující výpočty. Rozhodující je seizmické zatížení.

P 1.7.2 Stěny

Na základě analýzy vnitřních sil z lineárního výpočtu byla stanovena vertikální a horizontální výztuž železobetonových stěn. Návrh a posouzení výztuže zohledňuje minimální vyztužení, tahové a tlakové špičky na koncích stěn, stabilitu stěny v tlaku a smykové účinky.

Minimální výztuž stěn byla zvolena v obou směrech jako $\emptyset 8/15$ ($a_{sv} = a_{s,h} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$) a pro toto vyztužení bylo provedeno posouzení (TAB. P 1.7) na stabilitu, jenž s velkou rezervou vyhoví.



TAB. P 1.7: Posouzení stability stěny

GEOMETRIE			
h	TI. Stěny		25 cm
b	Díka pilíře		100 cm
l₀	Vzpěrná délka		350 cm
ZATÍŽENÍ			
N_g	stálá normálová síla		650 kN
N_p	proměnná normálová síla		217 kN
NEd	Návrhové zatížení	(+) pro tlak	1.202 kN
e₀	Výstřednost MEd,0/Ned	doporučeno e ₀ ~ 1,1	1,1 cm
MEd,0	Návrhový moment podle teorie I. řádu		13 kNm
BETON			
			C25/30
E_{c0m}	E-Modul		3.100 kN/cm ²
f_{ck}	pevnost v tlaku		2,50 kN/cm ²
alpha_{cc}			1,00
f_{cd}	f_{ck}/1,50*alpha_{cc}		1,67 kN/cm²
f_{ctm}	pevnost v tahu		0,26 kN/cm ²
BEWEHRUNGSSTAHL			
			B500
f_{yk}	mez kluzu		50,00 kN/cm ²
f_{yd}	f_{yk}/1,15		43,48 kN/cm²
E_s	E-Modul		21000 kN/cm ²
eps_{yd}	přetvoření na mezi kluzu f_{yd}/E_s		0,0021
SOUČINITEL DOTVAROVÁNÍ			
phi_{oo}	Součinitel dotvarování t=∞		3,00
phi_{eff}	efektivní součinitel dotvarování	~ q ₀ /q _d x phi _{oo}	1,78
VÝPOČET VÝSTŘEDNOSTI			
A_c	Plocha	b * h	2500 cm ²
I_c	Moment setrvačnosti	b * h³ / 12	130208 cm ⁴
i_c		(I_c/A_c)^{0,5}	7,22 cm
λ	Stíhlost		48 OK
n_d	NEd/(A_c*f_{cd})		0,29
nu_{bal}			0,40
n_u	1+ (A_s*f_{yd})/(A_c*f_{cd})		1,07
K_r	(n_u-n_d)/(n_u-n_{bal}) < 1		1,00
beta	0,35 + f_{ck}/200 - lamda, 1/150		0,15
K_{phi}	1 + beta, 1*phi_{eff} >= 1		1,27
(1/f₀)	eps_{y,d}/d(0,45*d(1))		0,0002 cm ⁻¹
c	P²		9,87
e₂	Výstřednost podle teorie II. řádu	L₀²/(c*r₀) * K_r * K_{phi}	3,37 cm
e₀	Výstřednost Ter. I.ř.	MEd,0/Ned	1,10 cm
e_i	Imperfekce	l₀/400	0,88 cm
e₀+e_i			1,98 cm
e_{min}	Minimální výstřednost	h/30 or 2cm	2,00 cm
e₁	Výstřednost podle teorie I. řádu	e₀+e_i > h/30 or 2cm	2,00 cm
e_{tot}	Celková výstřednost	e₁ + e₂	5,37 cm
ZJEDNODUŠENÝ POSTUP DLE EN 1992-1-1, 12.6.5.2			
PHI	redukční součinitel	1,14 (1 - 2 (e₀+e_i)/h - 0,02*10/h) <= 1 - 2 (e₀+e_i)/h	0,68
NRd,min	Normálová únosnost	b * h * f_{cd} * PHI	2823 kN
NEd/NRd,min			43%
VOLBA VÝZTUŽE			
c	krytí		30 mm
d_v @ e_v	vertikální výztuž	Y 8,0 @	150 mm
d_h @ e_h	horizontální výztuž	Y 8,0 @	150 mm
As_{v,1}	Plocha výztuže 1 strany vertikálně	(As_{v,1,min} = 2,91 cm²)	3,35 cm²
As_{v,tot}	Plocha výztuže 2 stran vertikálně		6,70 cm²
As_{h,1}	Plocha výztuže 1 strany horizontálně		3,35 cm²
As_{h,tot}	Plocha výztuže 2 stran horizontálně		6,70 cm²
min As_{v,tot}	Minimální výztuž vertikálně		5,00 cm ²
max As_{v,tot}	Maximální výztuž vertikálně		100,00 cm ²
req As_{h,tot}	požadovaná horizontální plocha výztuže		2,50 cm ²
d_p			9,6 mm
d₁			3,5 cm
d	Účinná výška		21,5 cm
roh₁	Stupeň vyztužení 1 strany As_{v1}/(b*h)		0,13%
POSOUZENÍ OHYBU			
x_{c,n}	Tlačená oblast od normálové síly	NEd/(b*f_{cd})	7,2 cm
x_{c,m}	Tlačená oblast od ohybového momentu	(As_{v,1}*f_{yd})/(0,8095*b*f_{cd})	1,1 cm
x_c	Tlačená oblast		8,3 cm
z	Rameno vnitřních sil		18,1 cm
e_n	(h-x_c)/2		8,4 cm
M_{Rd,n}	N*e_n		100 kNm
M_{Rd,s}	As_{v,1}*f_{yd}*z		26 kNm
MRd	Ohybová únosnost		127 kNm
MEd,tot	NEd*e_{tot}		65 kNm
MEd/MRd	Posouzení ohybu		51%



Obě stěny byly posouzeny na smykovou únosnost v prvním a čtvrtém nadzemním podlaží, kdy byla výztuž ve 4.NP zredukována. Posouzení bylo provedeno pro obě zatěžovací kombinace, a tedy maximální smyková síla + příslušná normálová síla, potažmo maximální (tah) normálová síla + příslušná smyková síla. Zde jsou uvedeny pouze rozhodující posudky pro 1.NP, jelikož se těmito detaily tato práce nezabývá. Ze stejného důvodu zde není potřeba uvádět softwareové výstupy vnitřních sil.

TAB. P 1.8: Posouzení užší stěny na smykovou únosnost v 1.NP

GEOMETRIE			
h	TI. Stěny		25 cm
l	Délka stěny		100 cm
c	Součinitel drsnosti		0,00 -
mu	Součinitel tření		0,70 -
ZATÍŽENÍ			
NEd	Normilová síla	(+) tlak (-) tah	-555 kN/m
Sigma,n	Normálové napětí		-2,22 N/mm²
VEd	Smyková síla		98 kN/m
v,Ed	Smykové napětí		0,39 N/mm²
BETON			
			C25/30
Ec0m	E-Modul		3,100 kN/cm ²
fck	Pevnost v tlaku		2,50 kN/cm ²
alpha,cc	1,0 Pozemní stavby 0,9 Mosty		1,00
fcd	fck/1,50*alpha,cc		1,67 kN/cm²
fctm	Pevnost v tahu		0,26 kN/cm²
fctd	fctm/1,50*alpha,cc		0,17 kN/cm²
VÝZTUŽ			
			B500
fyk	Mez kluzu		50,00 kN/cm ²
fyd	fyk/1,15		43,48 kN/cm²
Es	E-Modul		21000 kN/cm ²
eps,yd	přetvoření na mezi kluzu		0,0021
VOLBA SMYKOVÉ VÝZTUŽE			
alpha	Úhel smykové výztuže ke smykové spáře (45° <= alpha <= 90°)		90 °
SIN(alpha)			1,00
COS(alpha)			0,00
n * d,s @ e,s	Smyková výztuž	2 x 12,0 @	125 mm
As,v	Plocha výztuže	(As,v,min = 6,76 cm ²)	18,10 cm²
roh,v	As,v/(l*h)	(As,v,max = 100,00 cm ²)	0,72% < 4,00%
SMYK VE ZTYČNÉ PLOŠE DLE EN 1992-1-1, 6.2.5			
nu	redukční součinitel pevnosti betonu v tlaku	0,6 * (1 - fck/250)	0,54 N/mm ²
v,Rd,1(fctd)	c * fctd (=0 bei Zug)		0,00 N/mm ²
v,Rd,2(Sigma,n)	mu * Sigma,n		-1,55 N/mm ²
v,Rd,3(fyd)	roh,v * fyd (mu * SIN(alpha) + COS(alpha))		2,20 N/mm ²
v,Rd	Smyková únosnost styčné plochy	v,Rd,1 + v,Rd,2 + v,Rd,3	0,65 N/mm²
v,Ed	Smyková síla na styčné ploše		0,39 N/mm²
v,Ed/v,Rd	Posouzení styčné plochy		60%
v,Rd,max	maximální únosnost ve smyku	0,5 * nu * fcd	4,50 N/mm²
v,Ed/v,Rd,max	Posouzení tlačené diagonály		9%
ÚNOSNOST VE SMYKU			
V,Rd			162 kN/m
V,Rd,max			1125 kN/m

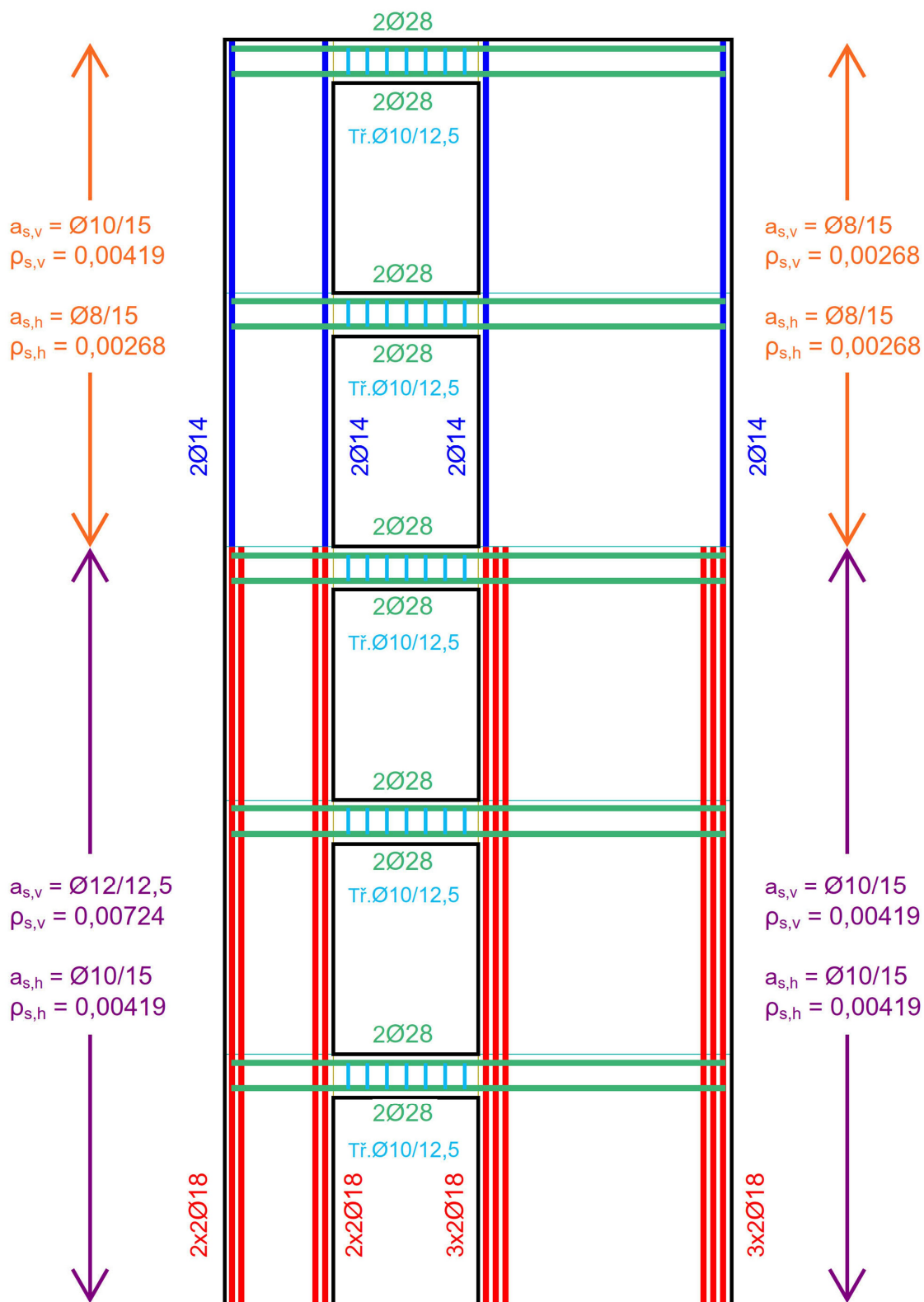


TAB. P 1.9: Posouzení širší stěny na smykovou únosnost v 1.NP

GEOMETRIE			
h	Tl. Stěny	25	cm
l	Délka stěny	100	cm
c	Součinitel drsnosti	0,00	-
mu	Součinitel tření	0,70	-
ZATÍŽENÍ			
NEd	Normilová síla (+) tlak (-) tah	-143	kN/m
Sigma,n	Normálové napětí	-0,57	N/mm ²
VEd	Smyková síla	199	kN/m
v,Ed	Smykové napětí	0,80	N/mm ²
BETON C25/30			
Ec0m	E-Modul	3,100	kN/cm ²
fck	Pevnost v tlaku	2,50	kN/cm ²
alpha,cc	1,0 Pozemní stavby 0,9 Mosty	1,00	
fcd	$fck/1,50 \cdot \alpha,cc$	1,67	kN/cm ²
fctm	Pevnost v tahu	0,26	kN/cm ²
fctd	$fctm/1,50 \cdot \alpha,cc$	0,17	kN/cm ²
VÝZTUŽ B500			
fyk	Mez kluzu	50,00	kN/cm ²
fyd	$fyk/1,15$	43,48	kN/cm ²
Es	E-Modul	21000	kN/cm ²
eps,yd	přetvoření na mezi kluzu	0,0021	
VOLBA SMYKOVÉ VÝZTUŽE			
alpha	Úhel smykové výztuže ke smykové spáře ($45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$)	90	°
SIN(alpha)		1,00	
COS(alpha)		0,00	
n * d,s @ e,s	Smyková výztuž	2 x 10,0 @ 150	mm
As,v	Plocha výztuže	(As,v,min = 6,76 cm ²)	10,47 cm ²
roh,v	As,v/(l*h)	(As,v,max = 100,00 cm ²)	0,42% < 4,00%
SMYK VE ZTYČNÉ PLOŠE DLE EN 1992-1-1, 6.2.5			
nu	redukční součinitel pevnosti betonu v tlaku	0,6 * (1 - fck/250)	0,54 N/mm ²
v,Rd,1(fctd)	c * fctd (=0 bei Zug)		0,00 N/mm ²
v,Rd,2(Sigma,n)	mu * Sigma,n		-0,40 N/mm ²
v,Rd,3(fyd)	roh,v * fyd (mu * SIN(alpha) + COS(alpha))		1,27 N/mm ²
v,Rd	Smyková únosnost styčné plochy	v,Rd,1 + v,Rd,2 + v,Rd,3	0,87 N/mm ²
v,Ed	Smyková síla na styčné ploše		0,80 N/mm ²
v,Ed/v,Rd	Posouzení styčné plochy		91%
v,Rd,max	maximální únosnost ve smyku	0,5 * nu * fcd	4,50 N/mm ²
v,Ed/v,Rd,max	Posouzení tlačené diagonály		18%
ÚNOSNOST VE SMYKU			
V,Rd		219	kN/m
V,Rd,max		1125	kN/m

V důsledku vodorovného zatížení vznikají na koncích stěn napěťové špičky tahových a tlakových napětí, které je nutné přenést pomocí příložek. Detailní stanovení těchto sil a jejich posouzení zde nebude uvedeno.

Na následujícím obrázku (OBR. P 1.20) je graficky znázorněno schéma vyztužení celé stěny. V první vrstvě je dle standardních konvencí situována horizontální výztuž.



OBR. P 1.20: Schéma vyztužení železobetonové stěny



P 2 Výpočet pomocí metody postupného přitěžování

P 2.1 Nelineární výpočetní model

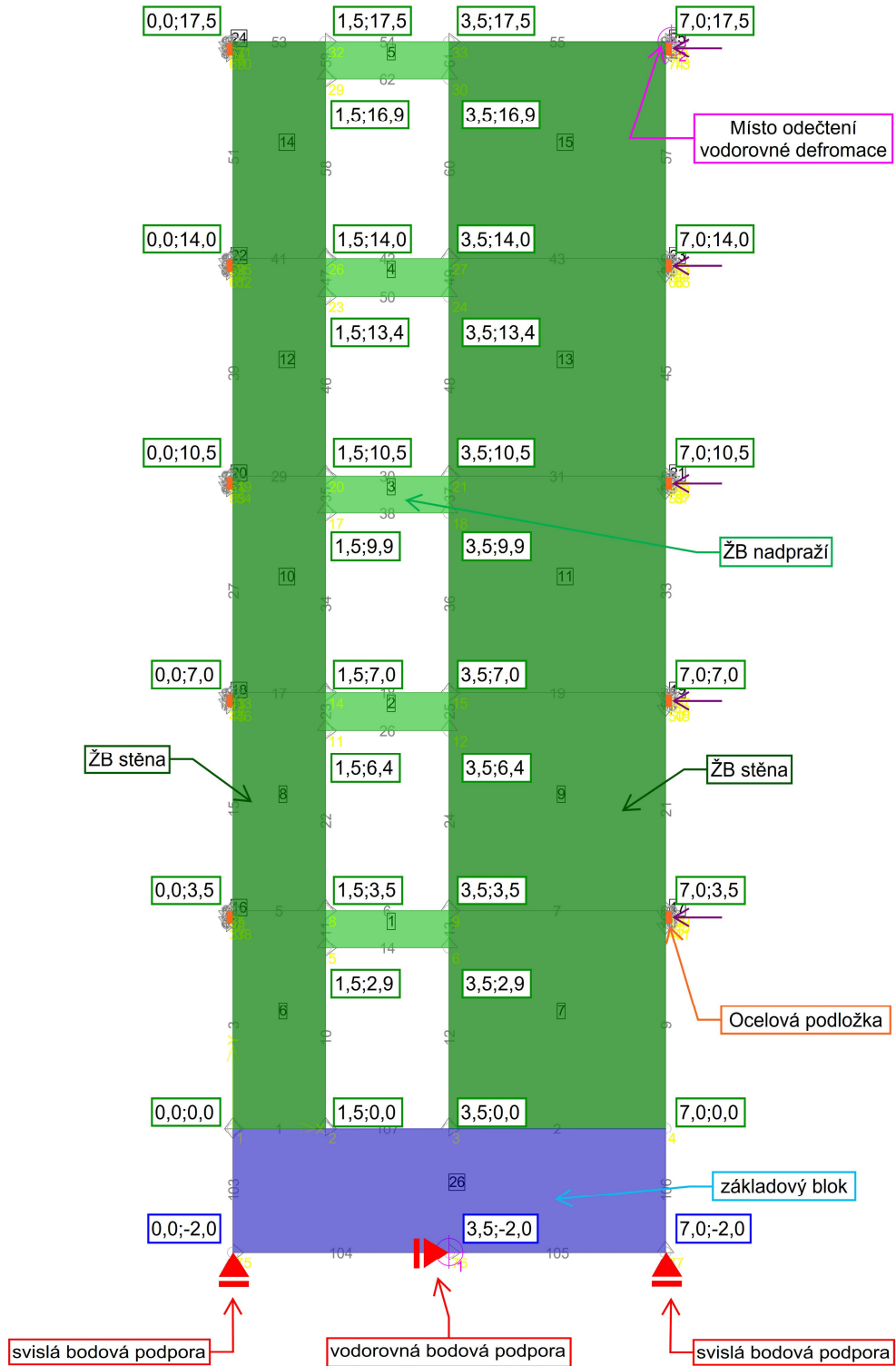
P 2.1.1 Výpočetní model

Pro vymodelování 2D konstrukce stěny (OBR. P 2.1) v programu ATENA [4] musely být definovány styčníky a následně vytvořeny makroprvky popisující jednotlivé části konstrukce, a to co do materiálových a geometrických charakteristik, tak i co se výztuže týče.

Stěna je vymodelována jako konzola. Vzhledem ke zjednodušení výpočtu se neuvažovalo pružné založení objektu, nýbrž byl pod stěnou vymodelován velmi tuhý blok (na OBR. P 2.1 vyznačen modře), který simuluje vetknutí stěny do základu. Tento základový blok je podepřen při spodním líci svisle na obou koncích a vodorovně uprostřed. Výška základového bloku byla zvolena 2 m, čímž byly eliminovány nevhodné místní deformace.

Vodorovné zatížení je aplikováno v místech stropních desek (na OBR. P 2.1 znázorněno fialově). Síly nepůsobí však přímo na železobetonovou konstrukci, nýbrž je aplikováno skrze ocelové podložky (na OBR. P 2.1 znázorněno oranžově), které zamezují vzniku lokálních napěťových špiček neodpovídajících realitě.

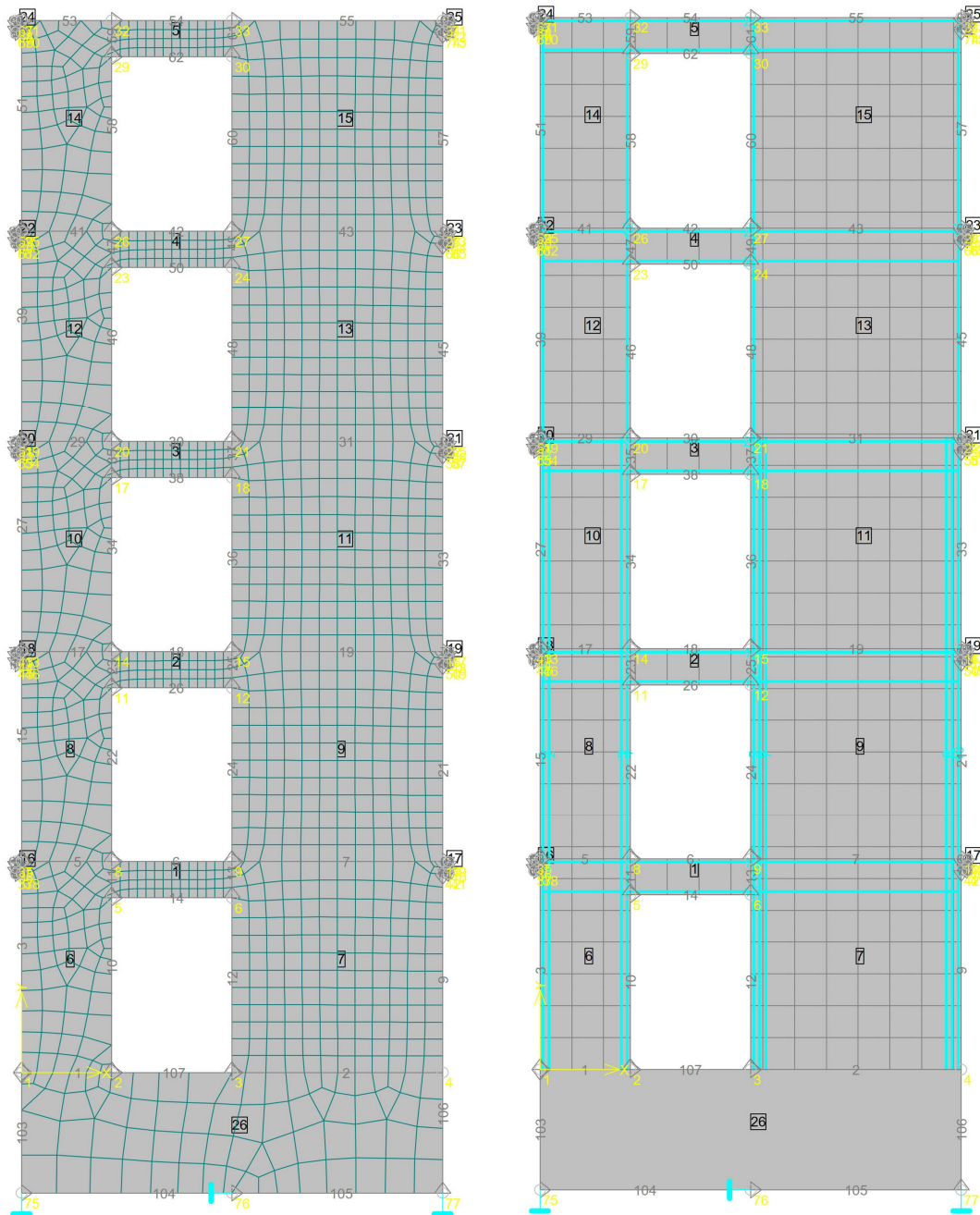
S ohledem na kvalitu výpočtu byla na železobetonových nadpražích zvolena čtyřúhelníková síť konečných prvků o rozměrech 0,15 x 0,15 m, což představuje čtyři konečné prvky po výšce nosníku. Toto je vzhledem k rozsáhlejšímu modelu dostatečně přesné. Pro železobetonové stěny byla definována síť konečných prvků o rozměrech 0,3 x 0,3 m, čímž byly opět vytvořeny alespoň čtyři konečné prvky napříč užší stěnou. Síť konečných prvků pro základový blok byla zvolena o rozměrech 0,5 x 0,5 m, jelikož zde nejsou potřeba žádné výsledky, přičemž se i zkrátí doba výpočtu. Model konstrukce s vygenerovanou výpočetní FE sítí je zobrazen na OBR. P 2.2.



OBR. P 2.1: Výpočetní model



Do modelu byly, kromě rozptýlené (rozetřené) výztuže, osazeny také samostatné výztužné pruty, které symbolizují příložky a výztuž nadpraží. Jednotlivé příložky jsou zobrazeny na OBR. P 2.2 a jejich popis na OBR. P 1.20.



OBR. P 2.2: Výpočetní síť a vyztužení modelu

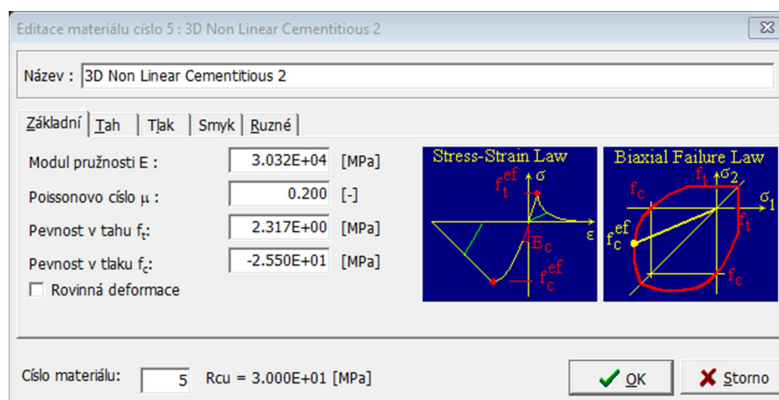


P 2.1.2 Materiálové modely

Pro výpočet programem ATENA [4] bylo nutné definovat tyto materiály:

Beton:

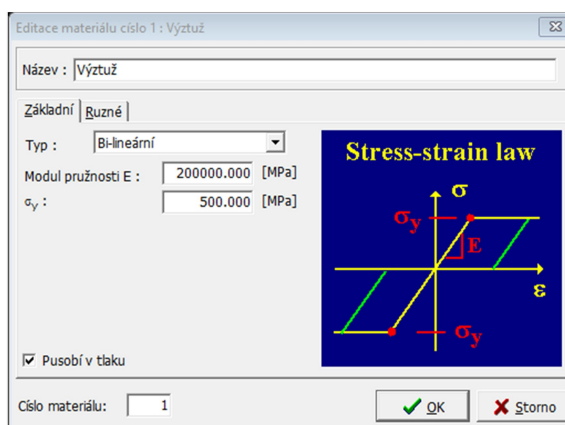
Pro beton byl zvolen materiálový model „3D Non Linear Cementitious 2“, který je založený na lomově-plastickém chování s nelineární tlakovou oblastí. Pevnostní charakteristiky byly udány pro třídu betonu C25/30.



OBR. P 2.3: Nastavení materiálu betonu

Výztuž:

Pro betonářskou výztuž byl zvolen 1D nelineární materiálový model „Výztuž“ s bi-lineárním průběhem o pevnosti na mezi kluzu rovné 500 MPa, odpovídající betonářské oceli B500. Jednotlivé pruty betonářské výztuže byly exaktně namodelovány pro hlavní ohybovou výztuž nadpraží, ale také pro svislé příložky vyztužení konců stěn.



OBR. P 2.4: Nastavení materiálu betonářské výztuže



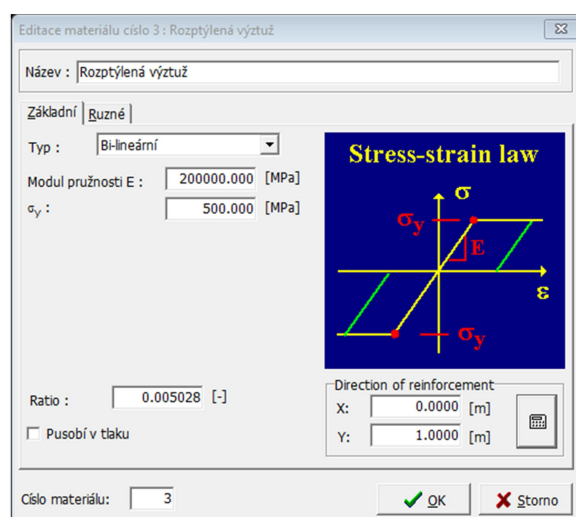
Rozptýlená výztuž:

I. Smyková výztuž nadpraží

Aby nebylo nutné modelovat jednotlivé třmínky smykové výztuže, lze použít funkci rozptýlené výztuže, která je definována stejně, jako klasická tahová výztuž, avšak je zde navíc pro účely modelování uveden směr, kterým je výztuž orientována (v tomto konkrétním případě svisle), a také stupeň vyztužení, jenž je definován takto:

$$\rho_w = \frac{A_{s,w}}{s \times b_w \times \sin \alpha} = \frac{2 \times 0,79}{12,5 \times 25 \times \sin 90} = 0,0502, \quad (\text{P 2.1})$$

kde ρ_w stupeň vyztužení smykovou výztuží
 A_{sw} je průřezová plocha smykové výztuže
 b_w nejmenší šířka průřezu mezi taženým a tlačným pásem
 s osová vzdálenost třmínků.



OBR. P 2.5: Nastavení materiálu rozptýlené smykové výztuže nosníku

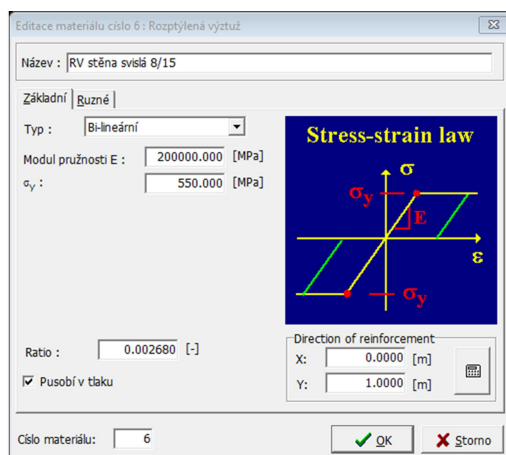


II. Základní výztuž stěn

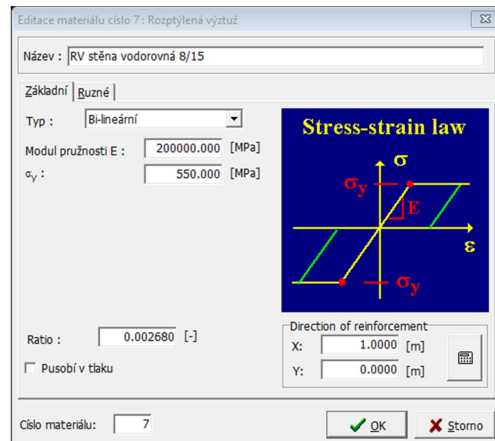
Stejná metoda byla použita pro definování základní výztuže stěn v obou směrech, kdy byly každému makroprvku přiřazeny dvě vrstvy rozptýlené výztuže (jedna pro vodorovný a druhá pro svislý směr). Pro tento účel bylo definováno celkem pět variant rozdělení výztuže. Schéma vyztužení stěny je uvedeno na OBR. P 2.2 popř. OBR. P 1.20.

$$\rho_w = \frac{A_s}{A_c} = \frac{A_s}{b_w \times l} = \frac{2 \times 3,35}{25 \times 100} = 0,00268, \quad (\text{P 2.2})$$

- kde ρ_w stupeň vyztužení smykovou výztuží
 A_s je průřezová plocha smykové výztuže ve svislém nebo vodorovném směru
 A_c je průřezová plocha průřezu
 b_w je šířka průřezu
 l je délka průřezu.

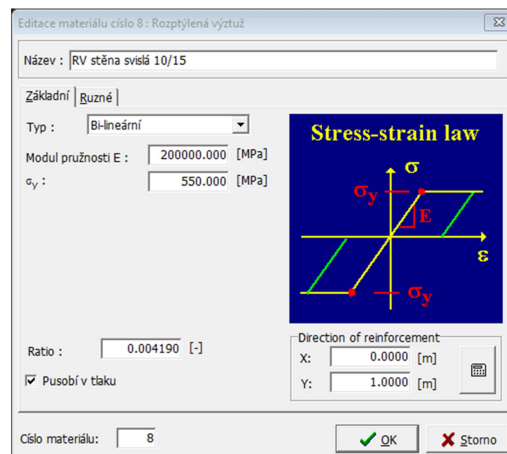


OBR. P 2.6: Nastavení materiálu rozptýlené základní svislé výztuže Ø8/15

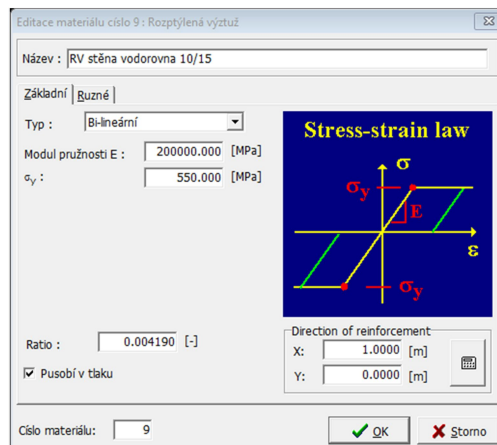


OBR. P 2.7: Nastavení materiálu rozptýlené základní vodorovné výztuže Ø8/15

$$\rho_w = \frac{A_s}{A_c} = \frac{A_s}{b_w \times l} = \frac{2 \times 5,24}{25 \times 100} = 0,00419 \quad (\text{P 2.3})$$

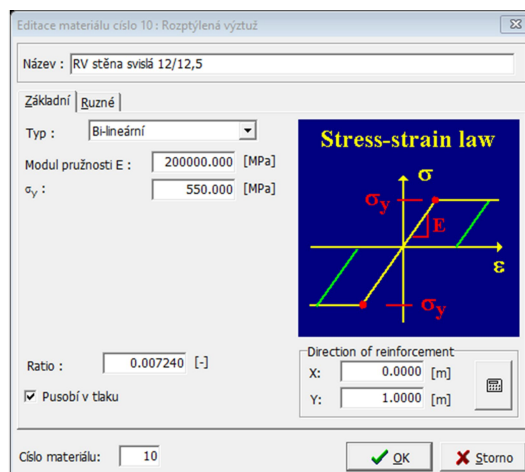


OBR. P 2.8: Nastavení materiálu rozptýlené základní svislé výztuže Ø10/15



OBR. P 2.9: Nastavení materiálu rozptýlené základní vodorovné výztuže Ø10/15

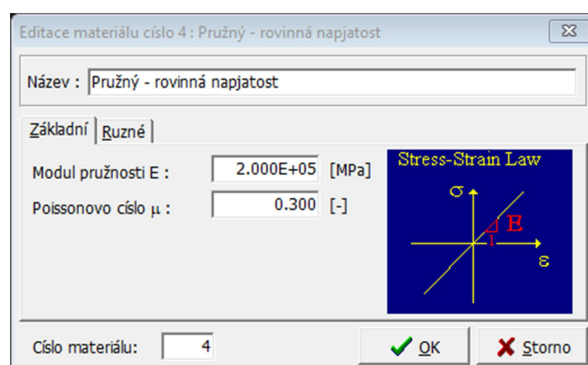
$$\rho_w = \frac{A_s}{A_c} = \frac{A_s}{b_w \times l} = \frac{2 \times 9,05}{25 \times 100} = 0,00724 \quad (\text{P 2.4})$$



OBR. P 2.10: Nastavení materiálu rozptýlené základní svislé výztuže Ø12/12,5

Podporový rám:

Pro výše popsany tuhý základový blok byl zvolen materiálový model „Pružný – rovinná napjatost“, který je vhodný pro 2D analýzu za předpokladu lineárně pružného chování, [27].



OBR. P 2.11: Nastavení materiálu základového bloku

P 2.2 Zatížení

Výpočet byl uvažován se stejnými vstupními hodnotami, jako je uvedeno v kapitole P 1, a proto jsou hmoty rovné těm z TAB. P 1.3, které lze pro jednu příčnou stěnu, a pro účely metody postupného přitěžování, definovat následovně ((P 2.5)-(P 2.9)). Zároveň je nutné nahodilá zatížení násobit součinitelem ψ_2 , který je roven hodnotě 0,3.

$$m_1 = \frac{150,8 + 44,7 \times 0,3}{2} = \frac{164,2}{2} = 82,1 \text{ t} \quad (\text{P 2.5})$$

$$m_2 = \frac{150,8 + 44,7 \times 0,3}{2} = \frac{164,2}{2} = 82,1 \text{ t} \quad (\text{P 2.6})$$

$$m_3 = \frac{150,8 + 44,7 \times 0,3}{2} = \frac{164,2}{2} = 82,1 \text{ t} \quad (\text{P 2.7})$$

$$m_4 = \frac{150,8 + 44,7 \times 0,3}{2} = \frac{164,2}{2} = 82,1 \text{ t} \quad (\text{P 2.8})$$

$$m_5 = \frac{155,3 + 11,8 \times 0,3}{2} = \frac{158,8}{2} = 79,4 \text{ t} \quad (\text{P 2.9})$$

$$m = \sum_{i=0}^n m_i = 407,8 \text{ t} \quad (\text{P 2.10})$$

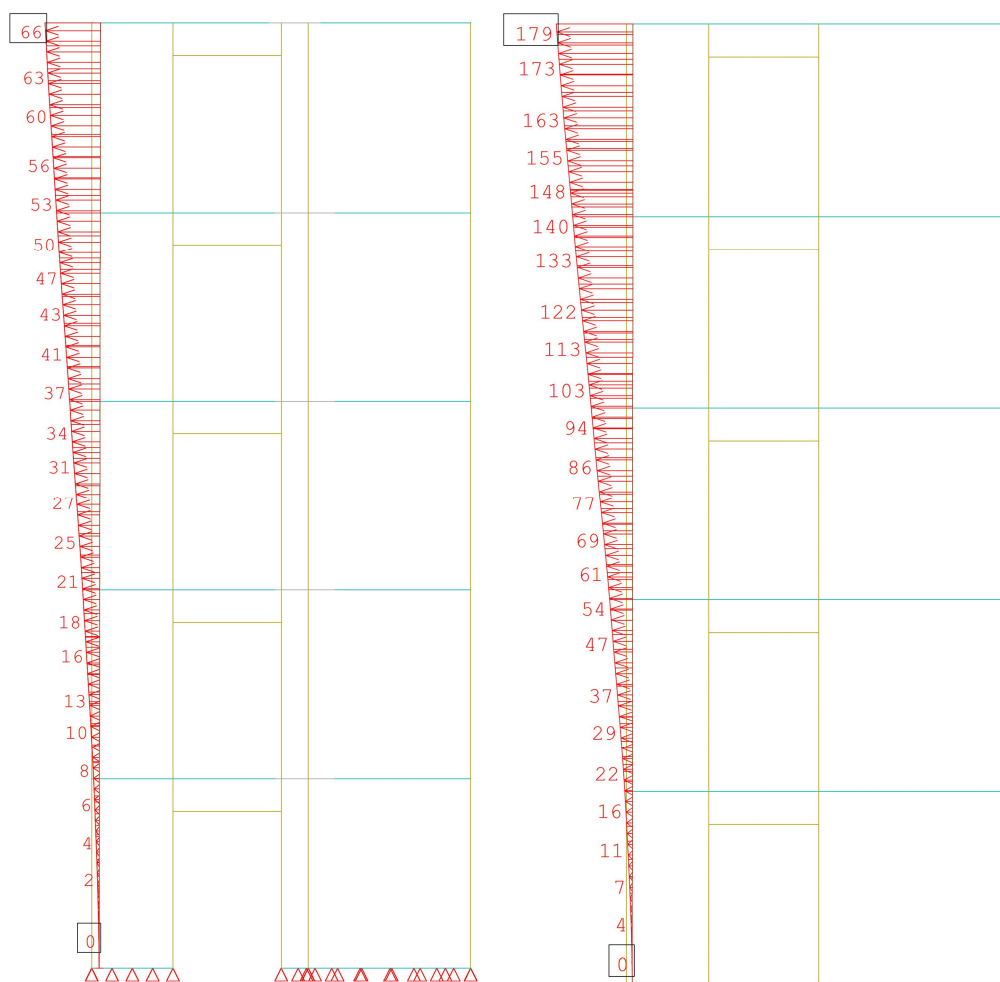
Celková seizmická síla je rovna součinu celkové hmotnosti a špičkového zrychlení:

$$F_b = m \times a_g = 407,8 \times 0,8 = 326,2 \text{ kN} \quad (\text{P 2.11})$$



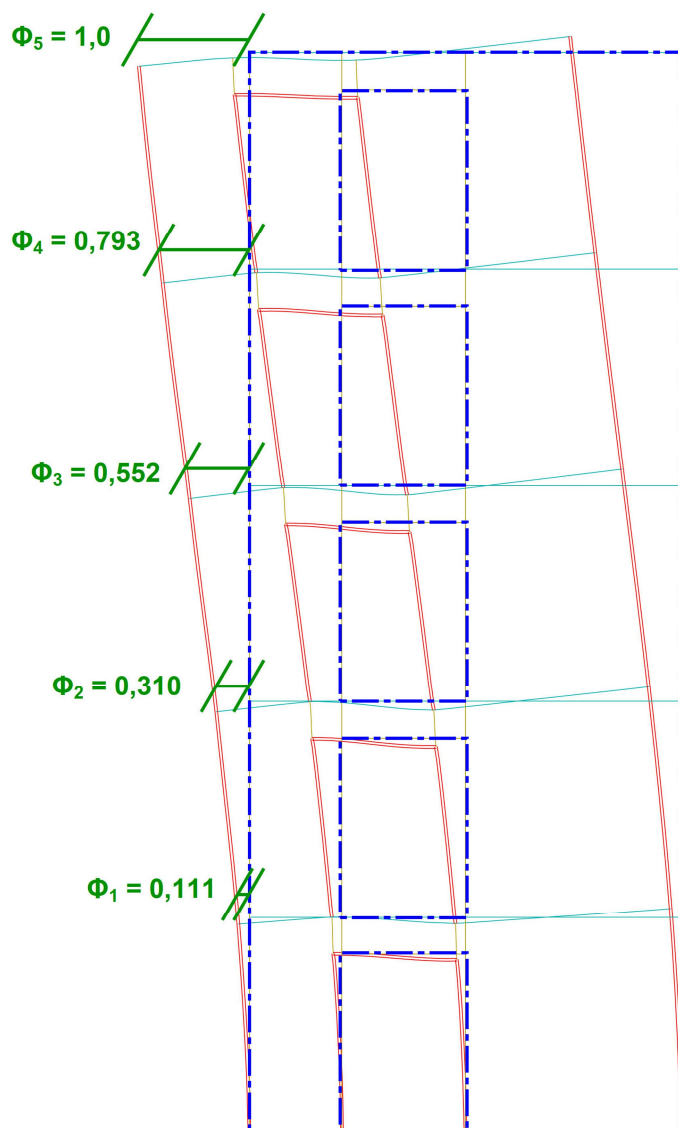
Modální rozdělení příčných sil

Standardně by se měla uvažovat dvě rozdělení příčných sil, ale v rámci zjednodušení vzorového příkladu se rovnoměrné rozdělení vynechá. V případě užitého modálního rozdělení se použije stejný postup, jako u metody příčných sil, přičemž se uvažují normované posuny k nejvyšší úrovni konstrukce. Deformace konstrukce odpovídající prvnímu vlastnímu tvaru byla porovnána mezi celkovým 3D modelem objektu a izolovanou 2D stěnou.



OBR. P 2.12: Vodorovné deformace od 1. vlastního tvaru ze 3D a 2D výpočtu

Výše uvedené posuny byly znormovány k nejvyššímu podlaží a pro účely výpočtu byla použita střední hodnota z obou normovaných výsledků (OBR. P 2.13).



OBR. P 2.13: Znormované posuny 1. vlastního tvaru

Příčné síly v jednotlivých podlažích jsou definovány na základě vztahu (3.10) následovně:

$$\bar{F}_1 = m_1 \times \Phi_1 = 82,1 \times 0,111 = 9,11 \text{ kN} \quad (\text{P 2.12})$$

$$\bar{F}_2 = m_2 \times \Phi_2 = 82,1 \times 0,310 = 9,11 \text{ kN} \quad (\text{P 2.13})$$

$$\bar{F}_3 = m_3 \times \Phi_3 = 82,1 \times 0,552 = 9,11 \text{ kN} \quad (\text{P 2.14})$$

$$\bar{F}_4 = m_4 \times \Phi_4 = 82,1 \times 0,793 = 9,11 \text{ kN} \quad (\text{P 2.15})$$

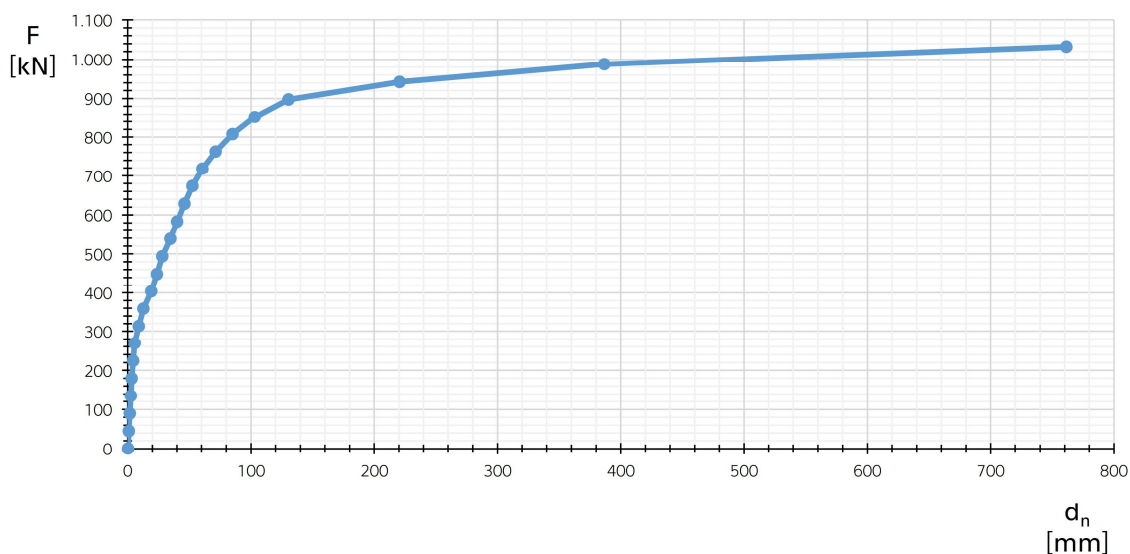
$$\bar{F}_5 = m_5 \times \Phi_5 = 79,4 \times 1,0 = 9,11 \text{ kN} \quad (\text{P 2.16})$$



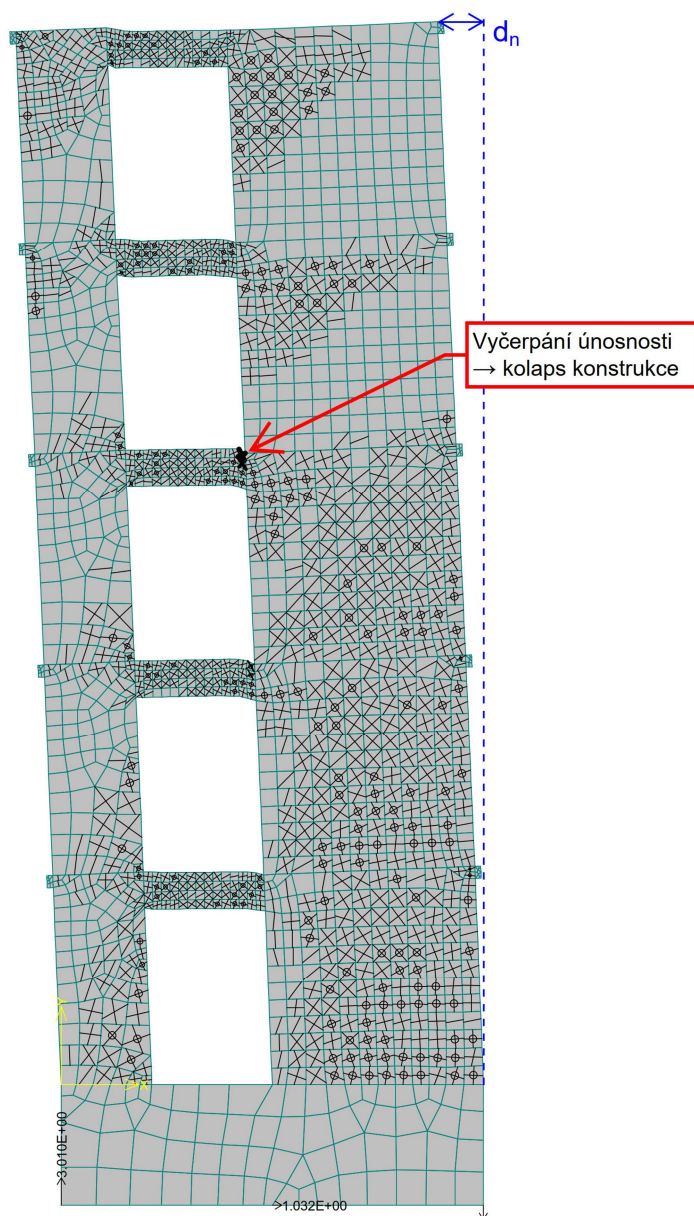
P 2.3 Křivka kapacity

Zmíněný 2D model byl v programu ATENA [4] postupně přitěžován, kdy se sledováním závislosti vodorovných sil od seizmického zatížení ((P 2.12) - (P 2.16)) na vodorovném posunu v nejvyšším podlaží získala křivka kapacity. Pro dosažení hladkého průběhu křivky byly zvoleny zatěžovací kroky o velikosti jedné pětiny výše definovaných příčných sil, které se lineárně zvyšují (celková vodorovná síla jednoho kroku je rovna 44,9 kN). Svislé zatížení vč. vlastní tíhy působí po celou dobu konstantně. Ke kolapsu dochází vyčerpáním únosnosti ve vetknutí nadpraží do širší stěny ve třetím podlaží (OBR. P 2.15) při 4,6-tinásobku výše stanoveného zatížení.

Křivka kapacity je vypočtena pro nejvyšší podlaží:



OBR. P 2.14: Křivka kapacity



OBR. P 2.15: Deformovaná konstrukce před kolapsem

P 2.4 Výsledný posun

Transformace na náhradní soustavu s jedním stupněm volnosti (SDOF)

Hmotnost náhradní soustavy m^* :

$$\begin{aligned} m^* &= \sum m_i \times \phi_i = \sum \bar{F}_i = 9,11 + 25,45 + 45,32 + 65,11 + 79,40 \\ &= 224,39 \text{ t} \end{aligned} \quad (\text{P 2.17})$$



Transformační součinitel Γ :

$$\begin{aligned}\Gamma &= \frac{m^*}{\sum m_i \times \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \\ &= \frac{9,11 + 25,45 + 45,32 + 65,11 + 79,40}{\frac{9,11^2}{82,1} + \frac{25,45^2}{82,1} + \frac{45,32^2}{82,1} + \frac{65,11^2}{82,1} + \frac{79,40^2}{79,40}} \quad (\text{P 2.18}) \\ &= \frac{224,39}{1,011 + 7,889 + 25,017 + 51,636 + 79,40} = \frac{224,39}{164,953} \\ &= 1,36\end{aligned}$$

Síla náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti F^* :

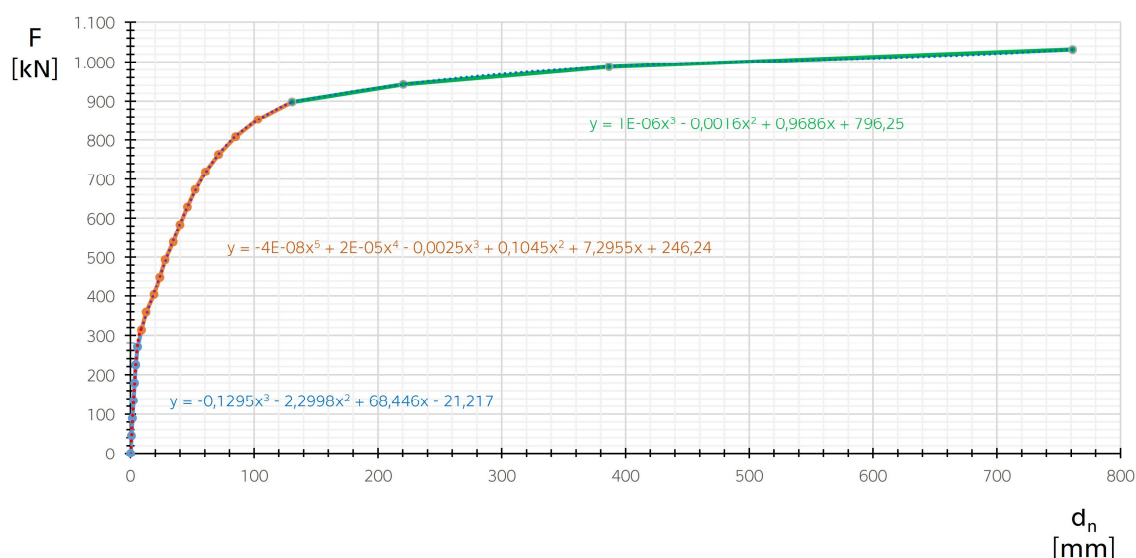
$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} = \frac{326,2}{1,36} = 239,9 \text{ kN} \quad (\text{P 2.19})$$

Posun náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti d^* :

$$d_m^* = \frac{d_n}{\Gamma} = \frac{761}{1,36} = 560 \text{ mm} \quad (\text{P 2.20})$$

Stanovení idealizované závislosti pružněplastické síly na posunu

Pro určení idealizované deformační energie E_m^* je nutné spočítat plochu E_m pod kapacitní křivkou z výpočtu (OBR. P 2.14), která se na idealizovanou plochu následně převede. Programem Excel [28] byly pomocí polynomů stanoveny přibližné rovnice křivky. Jelikož je Excel omezen polynomem šestého stupně, nebylo možné stanovit jednu rovnici, která by popsala celý její průběh. Z tohoto důvodu byla křivka rozdělena na tři dílčí části. Tyto rovnice jsou popsány na OBR. P 2.16 a (P 2.21) - (P 2.23).



OBR. P 2.16: Matematický popis křivky kapacity

$$y_1 = -0,1295x^3 - 2,2998x^2 + 68,446x - 21,217 \quad (\text{P 2.21})$$

$$y_2 = -4 \times 10^{-8}x^5 + 2 \times 10^5x^4 - 0,0025x^3 + 0,1045x^2 + 7,2955x + 246,24 \quad (\text{P 2.22})$$

$$y_3 = 1 \times 10^{-6}x^3 - 0,0016x^2 + 0,9686x + 796,25 \quad (\text{P 2.23})$$

Plocha pod křivkou byla stanovena integrací výše uvedených rovnic a jejich následným součtem. Hodnota idealizované deformační energie se získá vydělením kvadrátem transformačního součinitele.

$$E_m = \int_0^{d_8} y_1 dx + \int_{d_8}^{d_{21}} y_2 dx + \int_{d_{21}}^{d_n} y_3 dx = 7,328 \times 10^5 \text{ kNmm} \quad (\text{P 2.24})$$

$$E_m^* = \frac{E_m}{\Gamma^2} = \frac{7,328 \times 10^5}{1,395^2} = 3,962 \times 10^5 \text{ kNmm} \quad (\text{P 2.25})$$

Kontrola správnosti kověření plochy pod křivkou byla provedena složenou obdélníkovou metodou:



$$\begin{aligned} E_m &= \int_0^{d_n} y(x) dx \\ &= (x_1 - x_0) \times \left(\frac{y_0 + y_1}{2} \right) + \dots \\ &\quad + (x_n - x_{n-1}) \times \left(\frac{y_{n-1} + y_n}{2} \right) \end{aligned} \quad (\text{P 2.26})$$

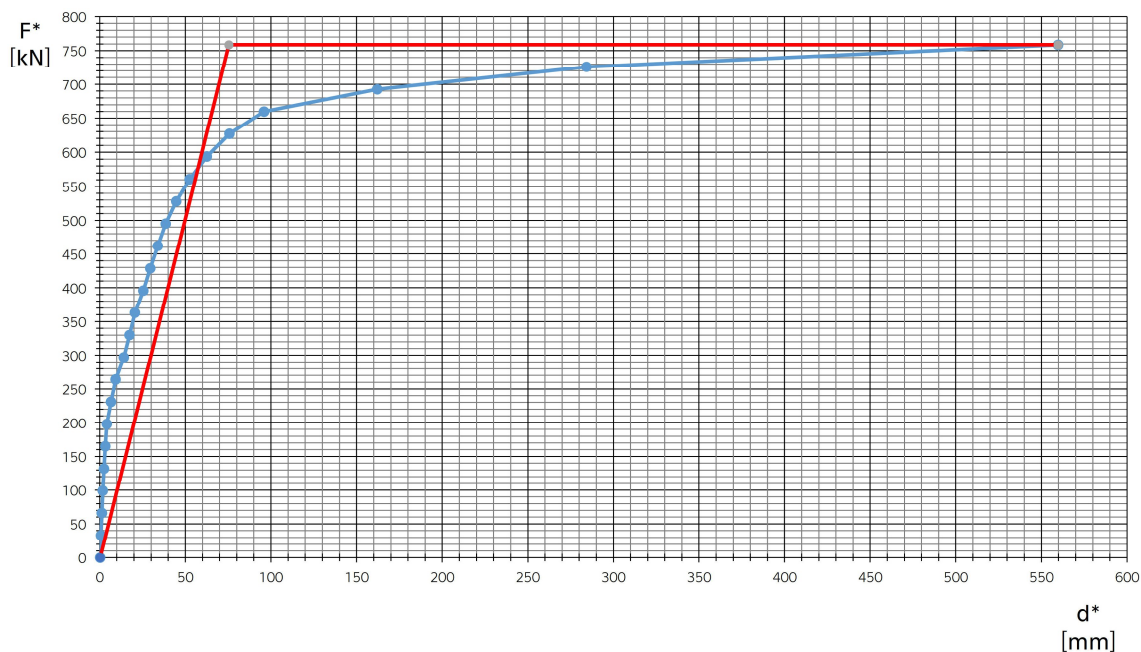
Rozdíl mezi integrací polynomů a složenou obdélníkovou metodou dosahuje cca 3 %, což lze považovat za akceptovatelné.

Plastická deformace idealizované soustavy s jedním stupněm volnosti d_y^* je dána vztahem (P 2.28), kdy F_y^* je rovna celkové vodorovné reakci při vytvoření plastického mechanismu.

$$F_y^* = \frac{F_y}{\Gamma} = \frac{1032}{1,36} = 758,6 \quad (\text{P 2.27})$$

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) = 2 \left(560 - \frac{3,962 \times 10^5}{758,6} \right) = 75,43 \text{ mm} \quad (\text{P 2.28})$$

Za pomoci hodnoty d_y^* byl zkonstruován bilineární diagram představující idealizovanou závislost pružnoplastické síly na posunu, který vymezuje stejnou plochu pod křivkou, jako kapacitní křivka, a tedy jsou obě plochy stejné.



OBR. P 2.17: Stanovení idealizované závislosti pružnoplastické síly F^* na posunu d^*

Pro kontrolu rovnosti ploch byl spočten obsah vzniklého lichoběžníku:

$$\begin{aligned} E_m^* &= \frac{[(d_m^* - d_0) + (d_m^* - d_y^*)] \times F_y^*}{2} \\ &= \frac{[(560 - 2,24 \times 10^{-1}) + (560 - 75,43)] \times 758,6}{2} \quad (\text{P 2.29}) \\ &= 3,96 \times 10^5 \text{ kNmm} \end{aligned}$$

Obě vypočtené plochy ((P 2.25) a (P 2.29)) jsou si rovny, výpočet je tímto v pořádku.

Perioda idealizované náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti T^*

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{224,39 \times 0,07543}{758,6}} = 0,9386 \text{ s} \quad (\text{P 2.30})$$



Výsledný posunu náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti d_{et}^*

Pro výpočet posunu je nutné znát hodnotu spektra odezvy odpovídající vypočtené periodě náhradní soustavy, která vychází z výpočtu v odstavci P 1.3.2:

$$\begin{aligned} S_e(T^*) &= a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left[\frac{T_C}{T^*} \right] = 0,8 \times 1,2 \times 1 \times 2,5 \times \left[\frac{0,5}{0,9386} \right] \\ &= 1,278 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2} \end{aligned} \quad (\text{P 2.31})$$

Tato hodnota spektra se použije pro výpočet posunu:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 = 1,278 \left[\frac{0,9386}{2\pi} \right]^2 = 0,02852 \text{ m} = 28,52 \text{ mm} \quad (\text{P 2.32})$$

Jelikož je T^* větší jak T_C , jedná se o střední periodu. V tomto případě platí, že:

$$d_t^* = d_{et}^* = 28,52 \text{ mm} \quad (\text{P 2.33})$$

P 2.5 Iterační řešení

Hodnota d_t^* je příliš vzdálena od hodnoty d_m^* , a proto je nutné využít iteračního řešení, kdy se při výpočtu plastické deformace idealizované soustavy používá d_t^* namísto hodnoty d_m^* . Velikost F_y^* musí odpovídat nové hodnotě d_t^* .

I. Iterace

$$d_{m,I}^* = d_{t,0}^* = 28,52 \text{ mm} \quad (\text{P 2.34})$$

$$\Rightarrow F_{y,I}^* = 437,57 \text{ kN} \quad (\text{P 2.35})$$

$$\Rightarrow E_{m,I}^* = 8,197 \times 10^3 \text{ kNmm} \quad (\text{P 2.36})$$



$$T_I^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_{y,I}^*}{F_{y,I}^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{224,39 \times 0,01957}{437,57}} = 0,6294 \text{ s} > T_C = 0,5 \quad (\text{P 2.37})$$

→ střední perioda

$$S_{e,I}(T_I^*) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left[\frac{T_C}{T_I^*} \right] = 0,8 \times 1,2 \times 1 \times 2,5 \times \left[\frac{0,5}{0,6294} \right] \quad (\text{P 2.38})$$
$$= 1,907 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$$

$$d_{et,I}^* = S_{e,I}(T_I^*) \left[\frac{T_I^*}{2\pi} \right]^2 = 1,907 \left[\frac{0,6294}{2\pi} \right]^2 = 0,01914 \text{ m} = 19,14 \text{ mm} \quad (\text{P 2.39})$$

$$d_{t,I}^* = d_{et,I}^* = 19,14 \text{ mm} \quad (\text{P 2.40})$$

⋮

XII. Iterace

$$d_{m,XII}^* = d_{t,XII}^* = 14,16 \text{ mm} \quad (\text{P 2.41})$$

$$\Rightarrow F_{y,XII}^* = 283,73 \text{ kN} \quad (\text{P 2.42})$$

$$\Rightarrow E_{m,XII}^* = 2,988 \times 10^3 \text{ kNmm} \quad (\text{P 2.43})$$

$$d_{y,XII}^* = 2 \left(d_{m,XII}^* - \frac{E_{m,XII}^*}{F_{y,XII}^*} \right) = 2 \left(14,16 - \frac{2,988 \times 10^3}{283,73} \right) = 7,26 \text{ mm} \quad (\text{P 2.44})$$

$$T_{XII}^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_{y,XII}^*}{F_{y,XII}^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{224,39 \times 0,00726}{283,73}} = 0,476 \text{ s} < T_C \quad (\text{P 2.45})$$

= 0,5 → krátká perioda



$$S_{e,XII}(T_{XII}^*) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 = 0,8 \times 1,2 \times 1 \times 2,5 = 2,4 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2} \quad (\text{P 2.46})$$

$$\frac{F_y^*}{m^*} = \frac{283,73}{224,39} = 1,264 < S_e(T_{XII}^*) = 2,4 \quad (\text{P 2.47})$$

$$d_{et,XII}^* = S_{e,XII}(T_{XII}^*) \left[\frac{T_{XII}^*}{2\pi} \right]^2 = 2,4 \left[\frac{0,476}{2\pi} \right]^2 = 0,01377 \text{ m} = 13,77 \text{ mm} \quad (\text{P 2.48})$$

$$q_{u,XI} = \frac{S_e(T_{XII}^*) \times m^*}{F_{y,XII}^*} = \frac{2,4 \times 224,39}{283,73} = 1,898 \quad (\text{P 2.49})$$

$$\begin{aligned} d_{t,XII}^* &= \frac{d_{et,XII}^*}{q_{u,XII}} \left(1 + (q_{u,XII} - 1) \frac{T_C}{T_{XII}^*} \right) = \frac{13,77}{1,898} \left(1 + (1,898 - 1) \frac{0,5}{0,476} \right) \\ &= 14,1 \text{ mm} \end{aligned} \quad (\text{P 2.50})$$

Výsledný posun

$$d_t = d_{t,XII}^* \times \Gamma = 14,1 \times 1,36 = 19,18 \text{ mm} \quad (\text{P 2.51})$$

$$d_t = 19,18 \text{ mm} < \frac{d_m}{1,5} = \frac{761,4}{1,5} = 507,6 \text{ mm} - \text{VYHOVUJE} \quad (\text{P 2.52})$$



P 3 Analýza cyklického namáhání železobetonového konstrukčního prvku pomocí modifikovaného Kačanovova modelu

P 3.1 ATENA – Model pro nelineární výpočet

Jak již bylo v této práci řečeno, nejzatíženějšími prvky stěnových systémů jsou nadpraží (viz OBR. P 2.15). Pro ilustraci byla provedena detailní analýza tohoto segmentu z objektu popsaného v kapitole P 1.1. Jedná se železobetonové nadpraží šířky 0,25 m, výšky 0,6 m a světlé délky 2,0 m. Výztuž odpovídá zvolené v kapitole P 1.7.

Pro nelineární analýzu odezvy železobetonové konstrukce na cyklické zatížení byl vybrán software ATENA 2D [4], který je, a to nejen v České republice, hojně využíván, a u kterého již bylo mnohokrát ověřeno, že výsledky dobře korespondují s reálným chováním konstrukcí. Tento software představuje nástroj, který umožňuje predikovat s velkou přesností a za použití nelineárního výpočtu metodou konečných prvků chování reálné konstrukce. Tímto způsobem lze pro rychlý inženýrský odhad upustit od nákladných laboratorních zkoušek.

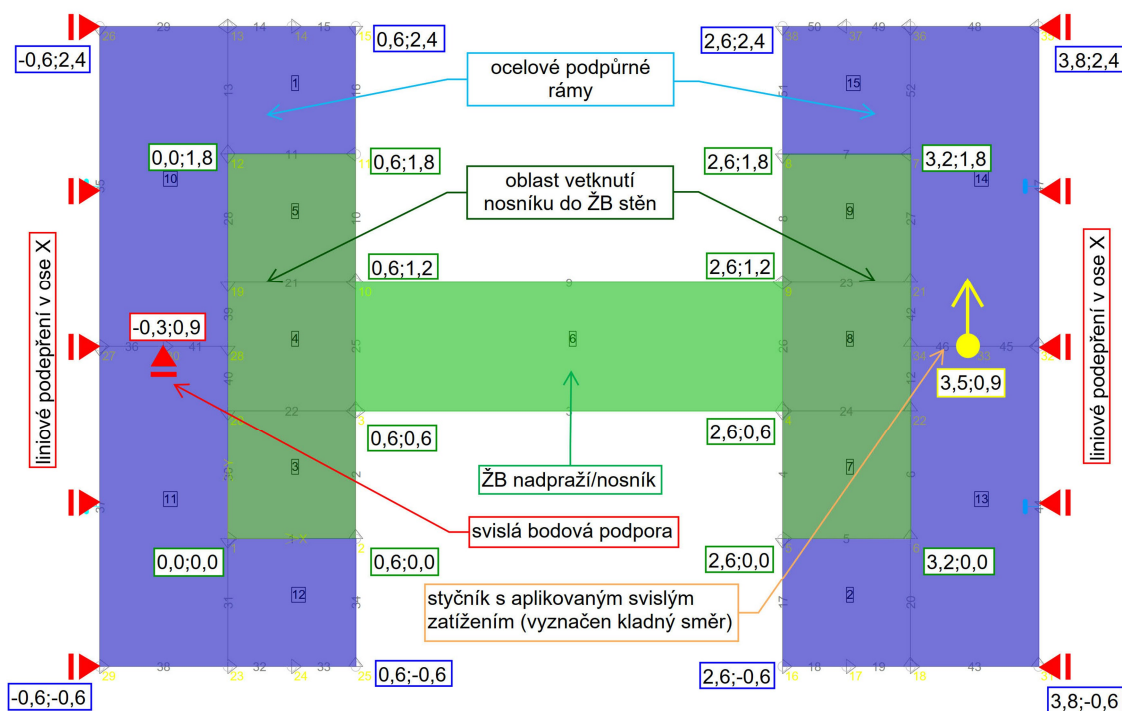
P 3.1.1 Výpočetní model

Pro vymodelování konstrukce nadpraží v programu ATENA musely být definovány styčníky a následně vytvořeny makroprvky popisující jednotlivé části konstrukce, a to co do materiálových a geometrických charakteristik, tak i co se výztuže týče.

Nadpraží je na obou koncích vetknuté do železobetonových stěn. Bylo-li by vetknutí modelováno jako dokonale tuhé, nebyly by zahrnuty potřebné deformace a poškození kolem tohoto propojení se stěnou. Z tohoto důvodu se model doplnil ještě o část stěny do vzdálenosti výšky nosníku (60 cm) od



konce nosníku, jak ve vodorovném, tak ve svislém směru (zobrazeno na OBR. P 3.1 tmavě zelenou barvou).



OBR. P 3.1: Výpočetní model

Velký důraz je kladen též na správné podepření konstrukce. Pokud by byl model svisle podepřen na spodním vodorovném líci stěny (mezi body $[0,0;0,0]$ a $[0,6;0,0]$), střídala by se při změně směru zatěžování tlaková diagonála s tahovou napříč celým nosníkem. Toto chování neodpovídá realitě. Pokud by byl model svisle podporován na úrovni křížení osy nosníku s osou modelované stěny, pak by opět neměla tlaková, ani tahová diagonála správný směr a v místě uložení by vznikaly falešné napěťové špičky.

Aby bylo možné tyto negativní jevy eliminovat, bylo zapotřebí model náležitě přizpůsobit a zároveň musela být zachována možnost jednoduše sledovat během cyklického zatěžování vývoj deformací a reakcí. Tohoto bylo docíleno použitím fiktivního (ocelového) podpůrného rámu (na OBR. P 3.1 vyznačeno modře), který obepínal zmíněné fragmenty stěn. Svislá podpora

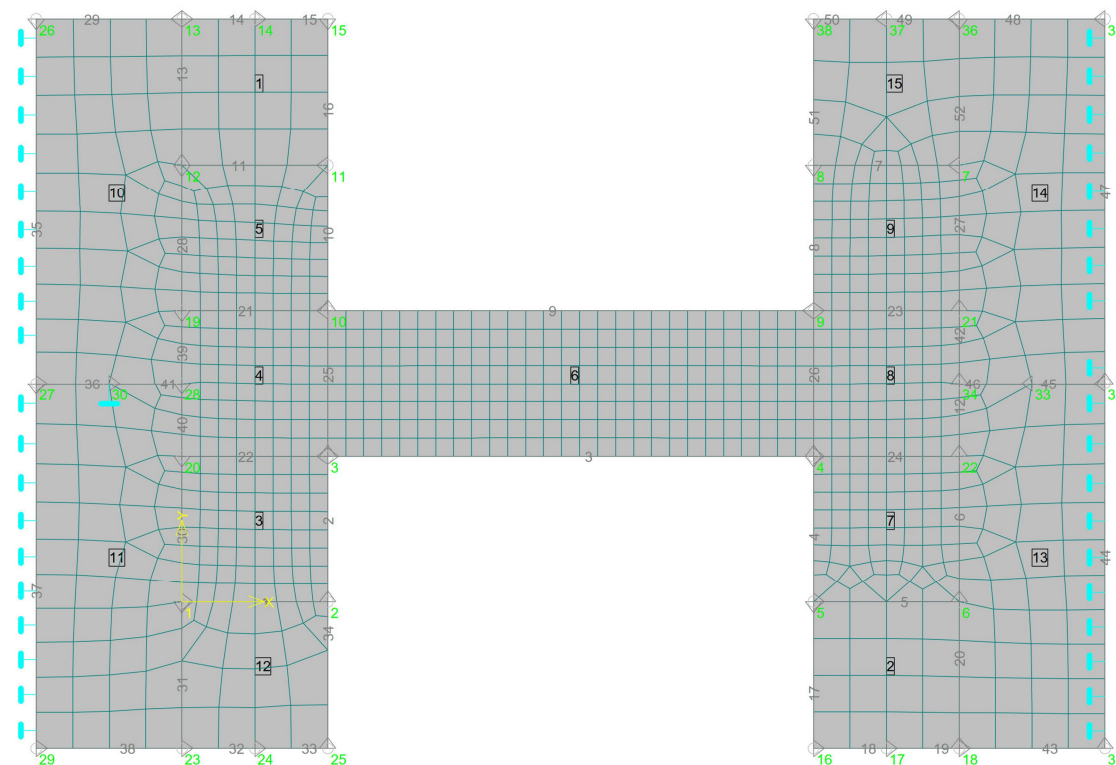


byla umístěna do středu ocelového rámu v úrovni prodloužené osy nadpraží. Použitím velmi tuhého rámu, který zároveň simuluje fakt, že přilehlé železobetonové stěny jsou taktéž velmi tuhé, bylo docíleno správného průběhu hlavních napětí. Vodorovné podepření je aplikováno na obě svisté strany ocelového rámu ve formě liniové kloubové nepoddajné podpory.

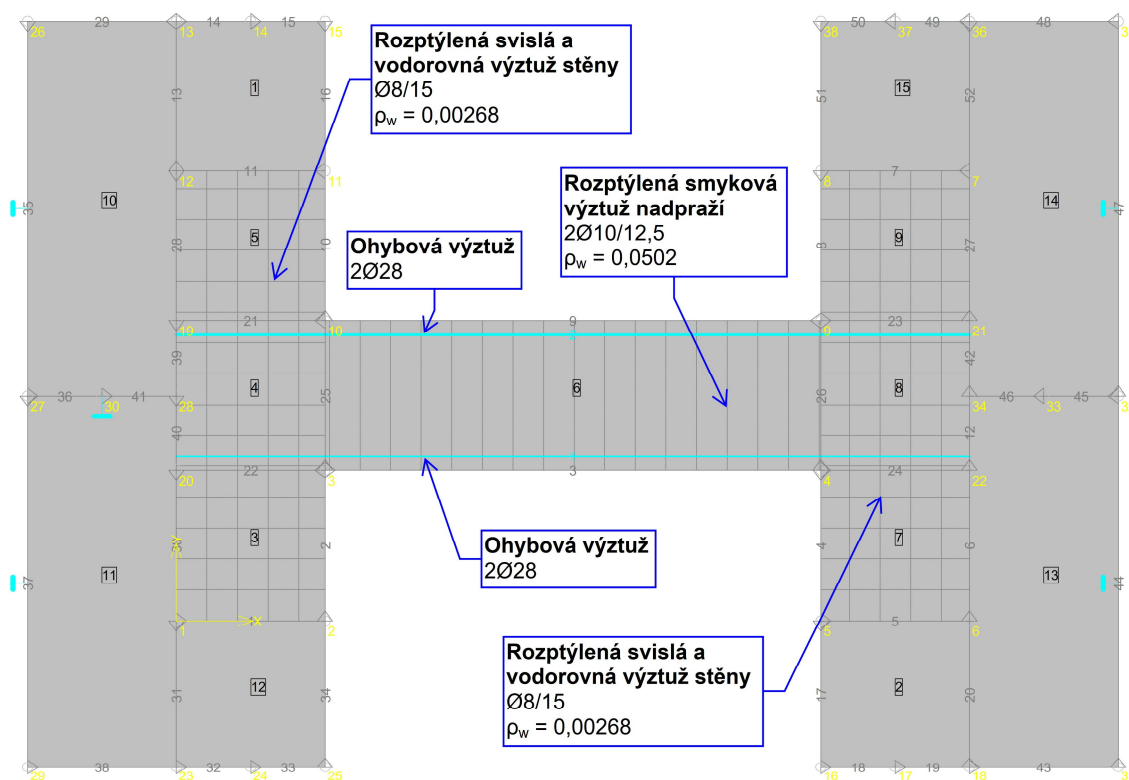
Konstrukce je svisle podepřena na levé straně, zatímco na pravé straně je aplikováno zatížení (na OBR. P 3.1. znázorněno žlutě).

Sohledem na kvalitu výpočtu byla na železobetonových částech zvolena čtyřúhelníková síť konečných prvků o rozměrech 0,075 x 0,075 m. Takto vytvořená síť definuje osm konečných prvků po výšce nosníku, což lze považovat za dostatečně přesné. Pro získání pravidelnější sítě, byly jednotlivé konstrukce v místech zlomů rozděleny na menší makroprvky, čímž zde byla vygenerována navíc FE-linie, která zamezila nepravidelnému rozdělení jednotlivých konečných prvků. Aby byla zároveň zredukována doba výpočtu a množství dat, bylo vhodné síť v místech podpůrného rámu zvětšit, neboť z této části žádné výsledky potřeba nejsou. Nicméně i tak není možné vytvořit prvky příliš velké, jelikož by docházelo k velkým tvarovým nepravidlostem konečných prvků mezi železobetonovou a ocelovou konstrukcí, a tím by i došlo ke značnému zkreslení výsledků. Z tohoto požadavku vyplynula velikost sítě konečných prvků dvojnásobná oproti zbylé konstrukci, tedy 0,15 x 0,15 m. Model konstrukce s vygenerovanou výpočetní FE sítí je zobrazen na OBR. P 3.2.

Tahová výztuž byla umístěna dle výše popsaných geometrických parametrů. Jedná se o 2Ø28 na každé vodorovné straně nosníku. OBR. P 3.3.



OBR. P 3.2: Výpočetní síť



OBR. P 3.3: Vyztužení modelu

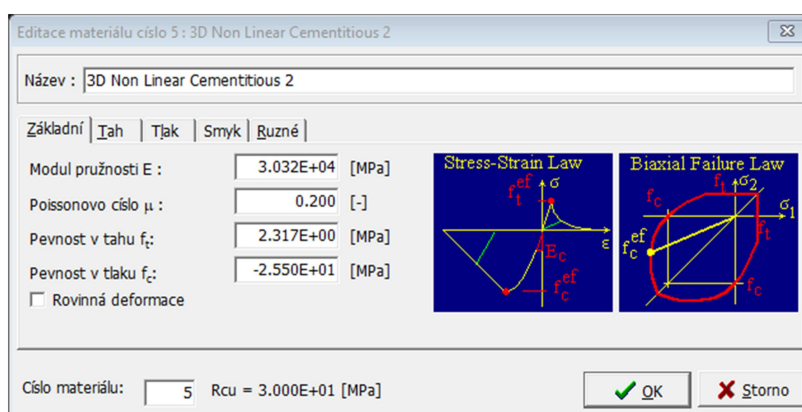


P 3.1.2 Materiálové modely

Pro výpočet programem ATENA [4] bylo nutné definovat tyto materiály:

Beton:

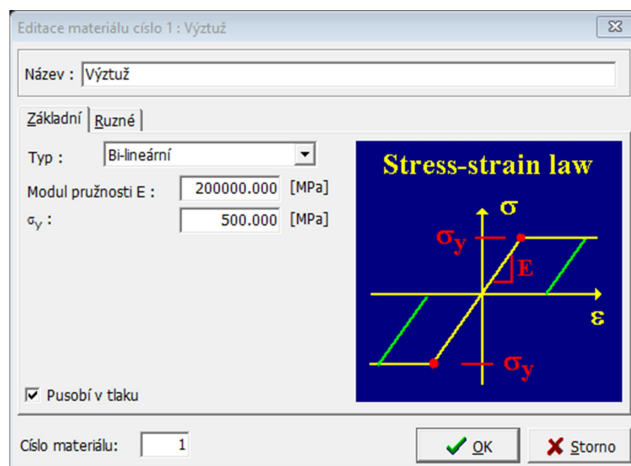
Pro beton byl zvolen materiálový model „3D Non Linear Cementitious 2“, který je založený na lomově-plastickém chování s nelineární tlakovou oblastí. Pevnostní charakteristiky byly udány pro třídu betonu C25/30.



OBR. P 3.4: Nastavení materiálu betonu

Výztuž:

Pro betonářskou výztuž byl zvolen 1D nelineární materiálový model „Výztuž“ s bi-lineárním průběhem o pevnosti na mezi kluzu rovné 500 MPa, odpovídající betonářské oceli B500.



OBR. P 3.5: Nastavení materiálu betonářské výztuže



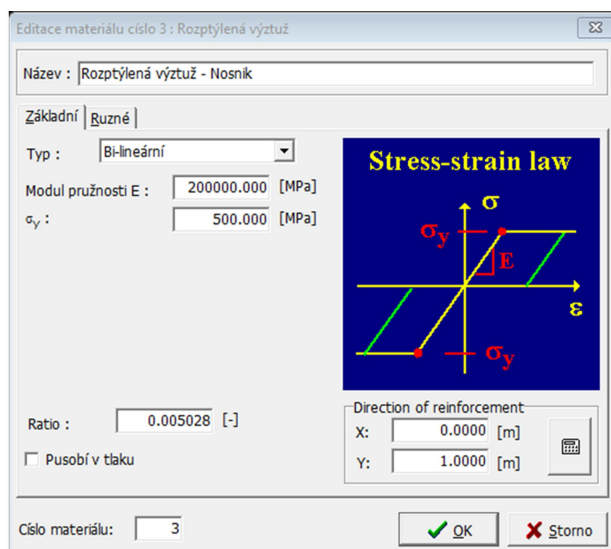
Rozptýlená výztuž:

I. Smyková výztuž nadpraží

Aby nebylo nutné modelovat jednotlivé třmínky smykové výztuže, lze použít funkci rozptýlené (rozetřené) výztuže, která je definována stejně, jako klasická tahová výztuž, avšak je zde navíc pro účely modelování uveden směr, kterým je výztuž orientována (v tomto konkrétním případě svisle), a také stupeň vyztužení, jenž je definován takto:

$$\rho_w = \frac{A_{s,w}}{s \times b_w \times \sin \alpha} = \frac{2 \times 0,79}{12,5 \times 25 \times \sin 90} = 0,0502, \quad (\text{P 3.1})$$

- kde ρ_w stupeň vyztužení smykovou výztuží
 $A_{s,w}$ je průřezová plocha smykové výztuže
 b_w nejmenší šířka průřezu mezi taženým a tlačným pásem
 s osová vzdálenost třmínků.



OBR. P 3.6: Nastavení materiálu rozptýlené smykové výztuže nosníku

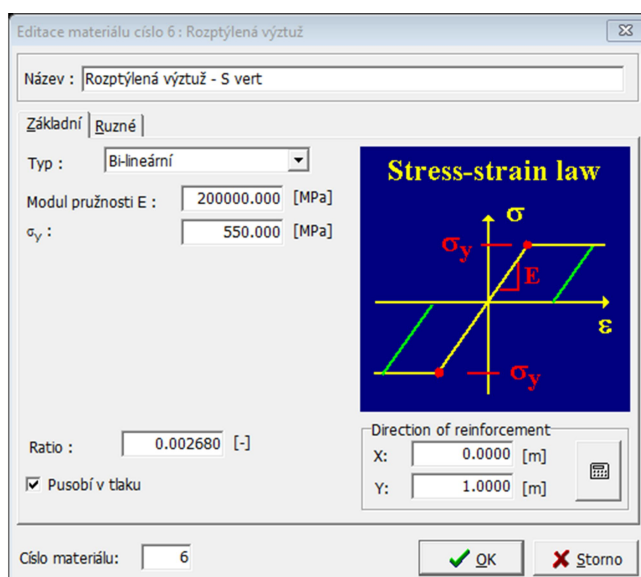


II. Základní výztuž stěn

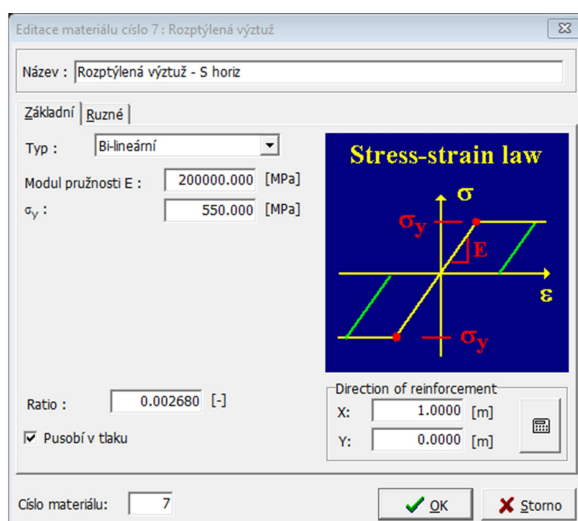
Stejná metoda byla použita pro definování základní výztuže stěn v obou směrech, kdy byly každému makroprvku přiřazeny dvě vrstvy rozptýlené výztuže (jedna pro vodorovný a druhá pro svislý směr). Pro tento účel bylo definováno pouze minimální vyztužení stěny sítí Ø8/15.

$$\rho_w = \frac{A_s}{A_c} = \frac{A_s}{b_w \times l} = \frac{2 \times 3,35}{25 \times 100} = 0,00268, \quad (\text{P 3.2})$$

- kde ρ_w stupeň vyztužení smykovou výztuží
 A_s je průřezová plocha smykové výztuže ve svislém nebo vodorovném směru
 A_c je průřezová plocha průřezu
 b_w je šířka průřezu
 l je délka průřezu.



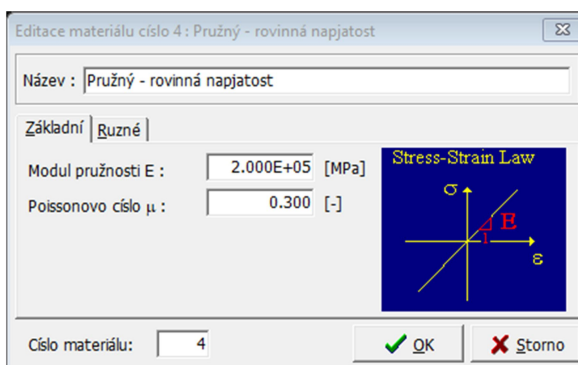
OBR. P 3.7: Nastavení materiálu rozptýlené základní svislé výztuže Ø8/15



OBR. P 3.8: Nastavení materiálu rozptýlené základní vodorovné výztuže Ø8/15

Podporový rám:

Pro výše popsaný tuhý ocelový rám byl zvolen materiálový model „Pružný – rovinná napjatost“, který je vhodný pro 2D analýzu za předpokladu lineárně pružného chování, [27].



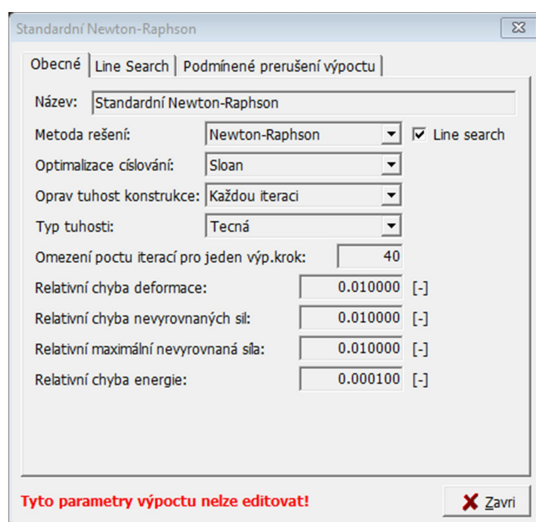
OBR. P 3.9: Nastavení materiálu podporového rámu

P 3.1.3 Zatěžování a parametry výpočtu

Aby bylo možné provést korektní nelineární výpočet, probíhalo zatěžování výpočetního modelu postupným zvětšováním svisle působící síly. Počet kroků, a tedy i velikost přírůstku, se liší podle úrovně namáhání. Detaily jsou popsány v práci dále u jednotlivých zatěžovacích úrovních.



Pro všechny kroky a u všech zatěžovacích úrovní, bylo zvoleno řešení pomocí metody „Standardní Newton-Raphson“, kdy se přírůstek zatížení nemění a přetvoření je iterováno až do rovnováhy podle zadaných tolerancí. Z tohoto důvodu je tato metoda vhodná právě v těch případech, kdy je potřeba se, u zatěžování silou, dostat na konkrétní úroveň. Detailní rozbor jednotlivých metod není předmětem této práce, podrobnosti viz [27].



OBR. P 3.10: Nastavení metody řešení podle Newton-Raphson

Celkový počet cyklů se u jednotlivých zatěžovacích úrovní liší, a to s ohledem na vývoj poškození konstrukce, dobu výpočtu, ale také na technické limity programu ATENA [4], který umožňuje pracovat s databankou o velikosti max. 2 gigabajty [GB].

P 3.2 Analýza cyklického zatěžování

Analýza výsledků byla provedena u všech zatěžovacích úrovní podle kapitoly 4, a proto jsou v následujících podkapitolách uvedeny pouze výsledky, bez vyčísleného postupu. Výpočet parametrů poškození ω a kalibrace kalibračních parametrů C a v byly provedeny pomocí programu Microsoft Excel [28], kdy se pracovalo s textovými výsledky z programu ATENA [4].



Vývoj parametru poškození ω je sledován postupem z kapitoly 4.1, a to vždy pro jednotlivé směry zatížení, tedy kladný a záporný. Za kladný směr je považován stav, kdy zatížení na pravé straně nosníku působí směrem nahoru a závislost deformace na reakci je znázorněna hysterezními křivkami v pravém horním kvadrantu. Pro záporný směr platí analogicky obrácené hodnoty, tedy zatěžování směrem dolů a část hysterezní křivky v levém dolním kvadrantu. Výpočet nelineární analýzy trval od jednotek hodin až po přibližně 120 hodin. Doba roste s větším poškozením konstrukce, ale také s rostoucím počtem cyklů, přičemž právě míra poškození má podstatně větší podíl.

Kalibrace Kačanovova modelu vychází z kapitoly 4.2 a hledání minima funkce metodou nejmenších čtverců (LSM) probíhá ve dvou krocích, kdy se v prvním kroku zavádí hrubý odhad kalibračních parametrů pomocí množiny celých čísel, většinou pro následující intervaly. Funkce není definována pro $v = -1$.

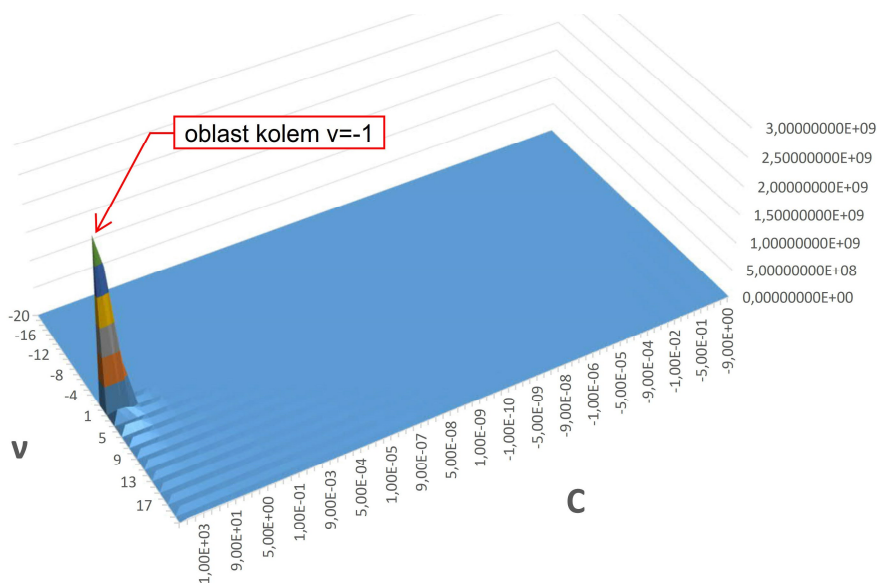
$$C = \langle -1,0 \times 10^6 ; 1,0 \times 10^7 \rangle$$

$$v = \langle -20 ; -1 \rangle \text{ a } \langle -1 ; 20 \rangle$$

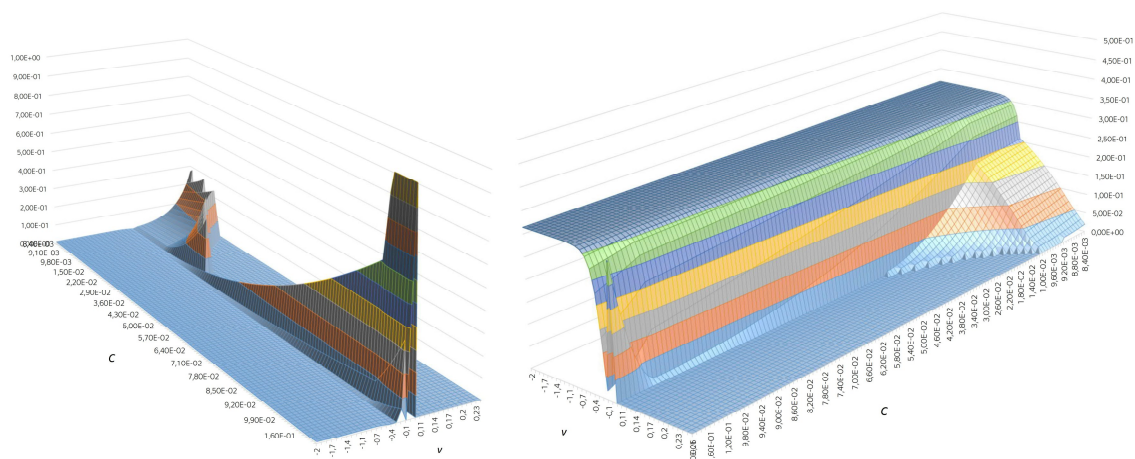
Je-li minimum nalezeno na okraji intervalu, anebo v jeho těsné blízkosti, je nutné oblast posunout. Poté, co je minimum čtverců nalezeno uvnitř obou intervalů, přistupuje se k druhému kroku, a to k jemné kalibraci. Hledání minima součtu čtverců je provedeno v nejbližší oblasti kolem hodnot z prvního kroku, čímž je výsledek upřesněn na požadovaný počet desetinných míst. Samozřejmě je možné provést kalibraci rovnou v jednom kroku, může se tím ale značně prodloužit výpočetní čas (v případě MS Excel a výpočtu $4,0 \times 10^6$ buněk, může výpočet trvat nižší jednotky hodin!). Výběr jednotlivých kalibračních kroků není pevně daný a kroky nemusí být nutně využity všechny. Je možné vybrat takové, které budou dobře charakterizovat vývoj trendu dané fáze, přičemž musí být zachováno pravidlo, že je funkce rostoucí.



Konkrétní výsledky jsou uvedeny u jednotlivých zatěžovacích úrovní a souhrnně sepsány v odstavci P 3.2.9 v TAB. P 3.1. Jelikož grafy zobrazující plochu pro metodu nejmenších čtverců si jsou vždy hodně podobné, nebudou k jednotlivým výsledkům přiloženy, protože nemají velkou vypovídací hodnotu. Pro ukázkou slouží OBR. P 3.11 a OBR. P 3.12.



OBR. P 3.11: Metoda nejmenších čtverců pro hrubou kalibraci



OBR. P 3.12: Příklady ploch metody nejmenších čtverců pro jemnou kalibraci

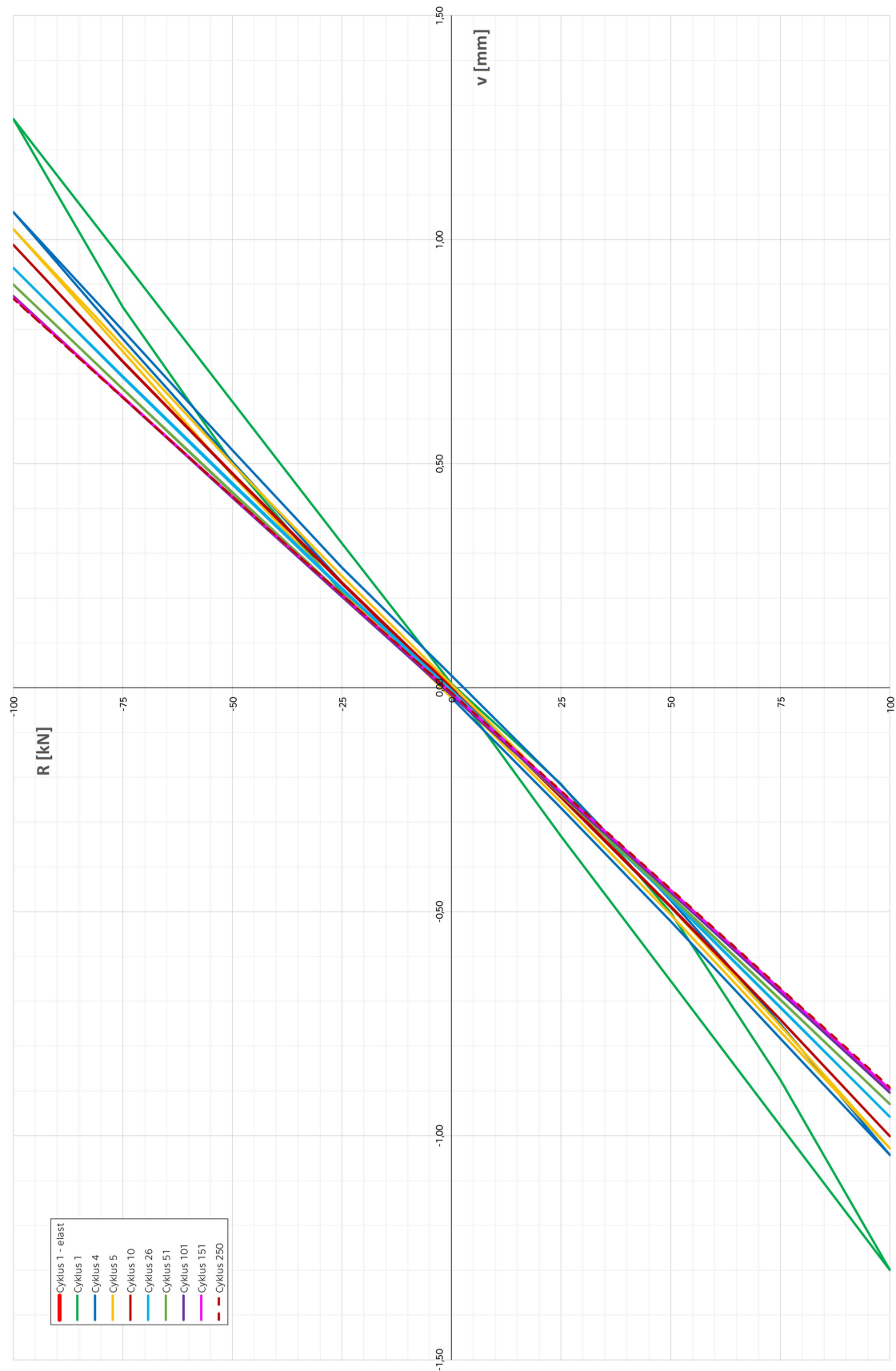


Pomocí takto získaných kalibračních parametrů C a v bylo možné získat aproximovanou křivku vývoje parametru poškození podle Kačanova. Aproximace jsou znázorněny graficky a porovnány s naměřenou křivkou. Velkých rozptylů dosahuje parametr C a čím přesněji je stanoven (rozhoduje řádová hodnota), tím je aproximace spolehlivější.

Pro zkrácení popisků je použita symbolika „+“ pro kladné zatěžování a „-“ pro záporné zatěžování. Číslo před znaménkem označuje zatěžovací úroveň v [kN]. Hysterezní křivky jsou použity pro kombinaci síly R_N a posunu v_N , jelikož jsou pro čtenáře snadněji porovnatelné mezi jednotlivými úrovněmi. Výsledky tímto ovlivněny nikterak nejsou.

P 3.2.1 Zatěžovací úroveň „100 kN“

Nejnižší úroveň zatížení byla zvolena pro 100 kN, což odpovídá jedné třetině únosnosti nosníku, a výpočet byl proveden pro 250 cyklů. Zatěžování je provedeno přírůstky po 25 kN. Výpočet byl tímto počtem omezen ze softwareových důvodů, jelikož databanka dosáhla hraničních 2 GB. Vzhledem k chování a počátečnímu stupni poškození by nebylo reálné se za pomoci programu ATENA ke kolapsu konstrukce, potažmo ani na konec fáze I, dostat. Kalibrační parametry není možné na základě tohoto výpočtu určit.

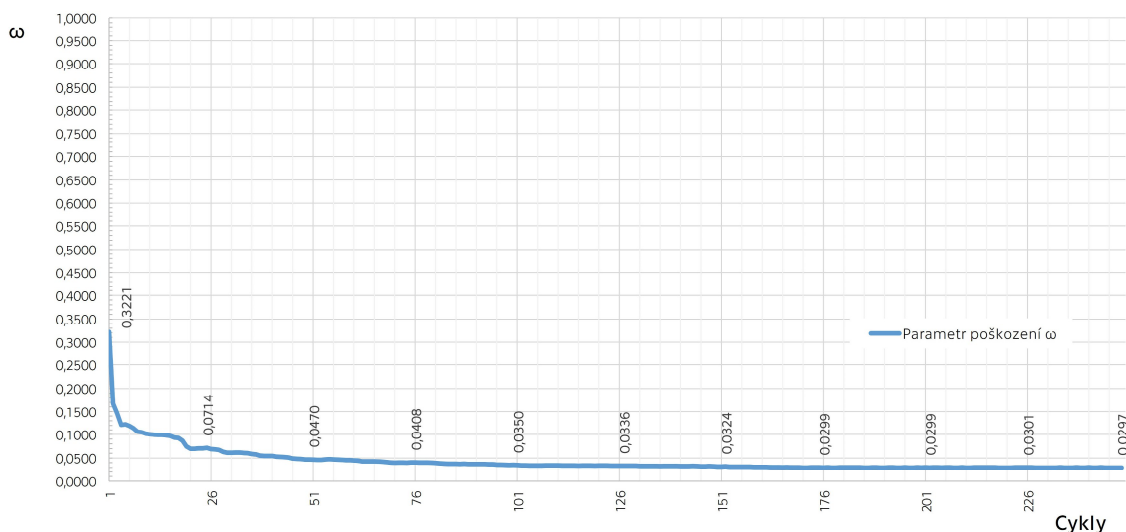


OBR. P 3.13: „100“ – Hysterezní křivky

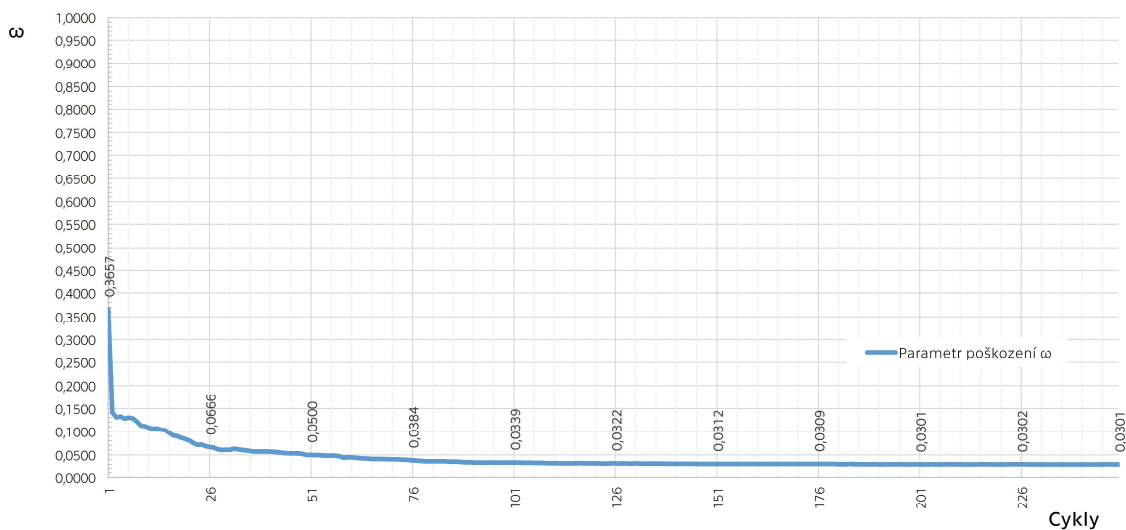


Vývoj parametru poškození ω

Z výše popsaných zásad nelze hovořit o parametru poškození, jelikož hodnota ω stále klesá, nicméně i přesto jsou na OBR. P 3.14 a OBR. P 3.15 zobrazeny průběhy tohoto parametru. Na grafech je patrné postupné zvyšování tuhosti konstrukce, které vede k Shake Down. V ustálené oblasti, která by pokračovala dlouho i dále, se parametr ω pohybuje na úrovni kolem hodnoty 0,03. V porovnání s vyššími zatěžovacími úrovněmi, u kterých fáze I začíná na řádově vyšších hodnotách parametru ω , je zřejmé, že tato stabilizující fáze může zahrnovat tisíce cyklů.



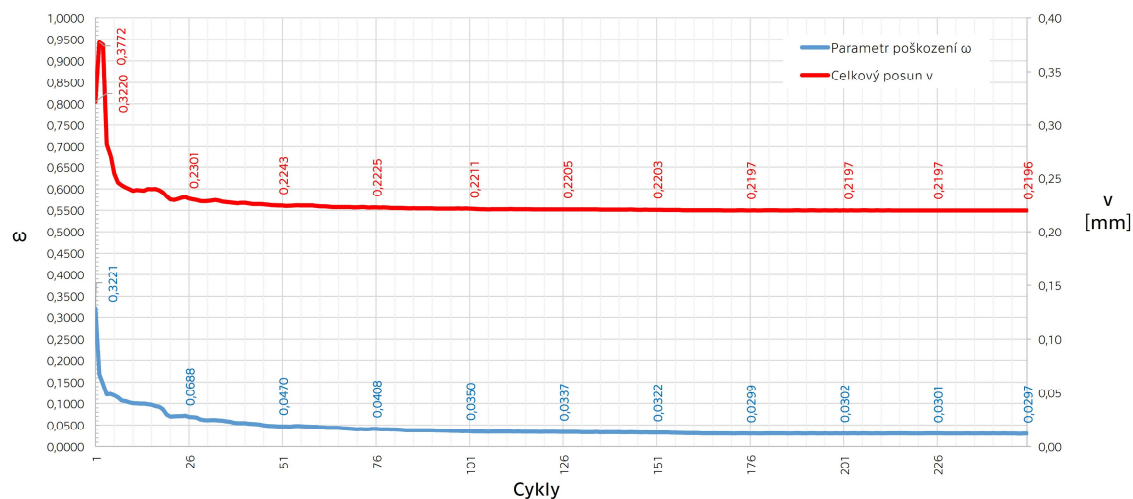
OBR. P 3.14: „100+“ – vývoj parametru ω



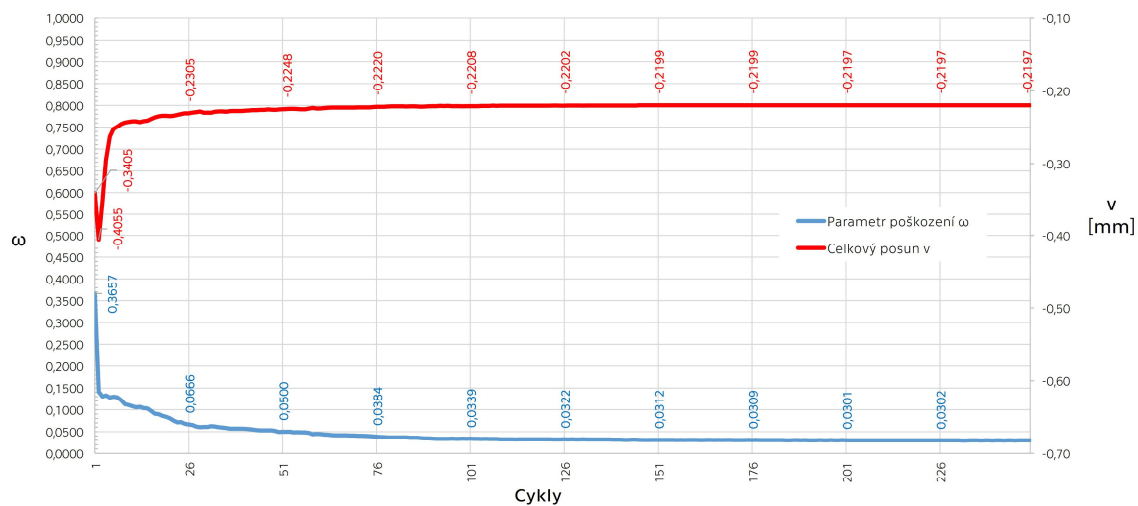
OBR. P 3.15: „100-“ – vývoj parametru ω



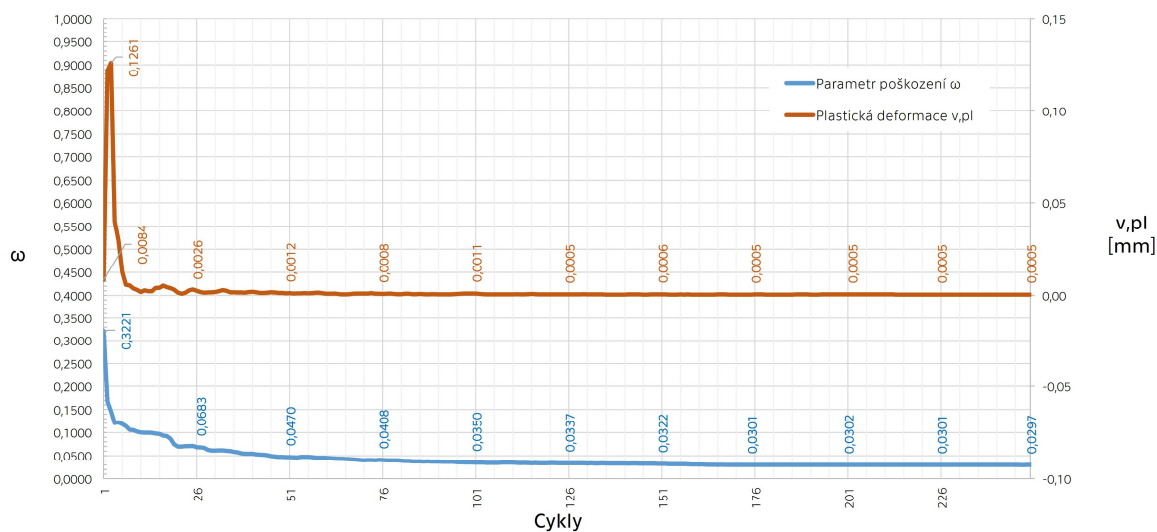
Na následujících grafech lze vidět, že deformace kopírují svým tvarem průběh parametru ω . Je patrné, že majoritní podíl na deformaci má elastická komponenta. Plasticita se zde projevuje na zanedbatelné úrovni.



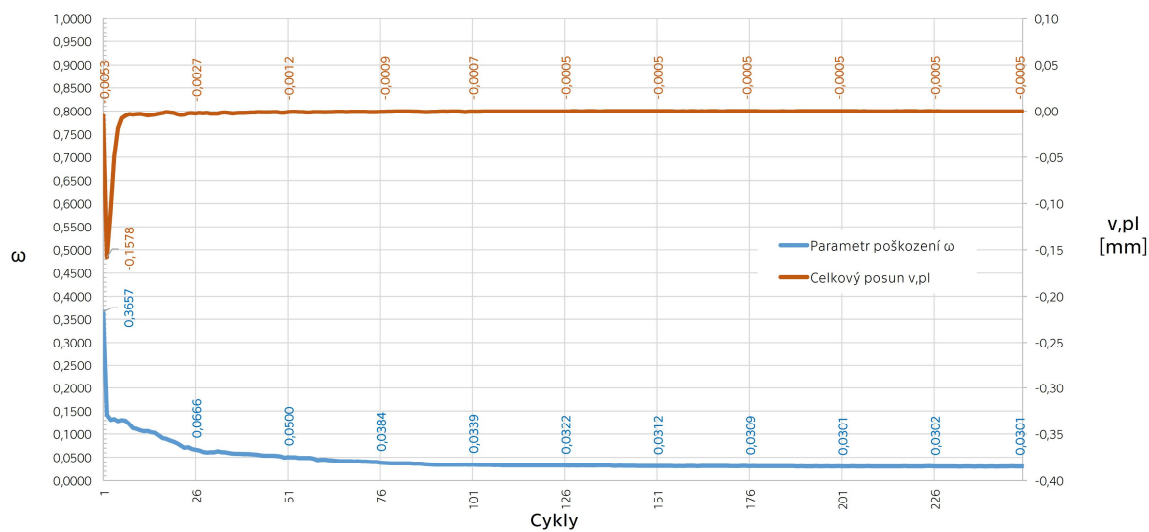
OBR. P 3.16: „100+“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω



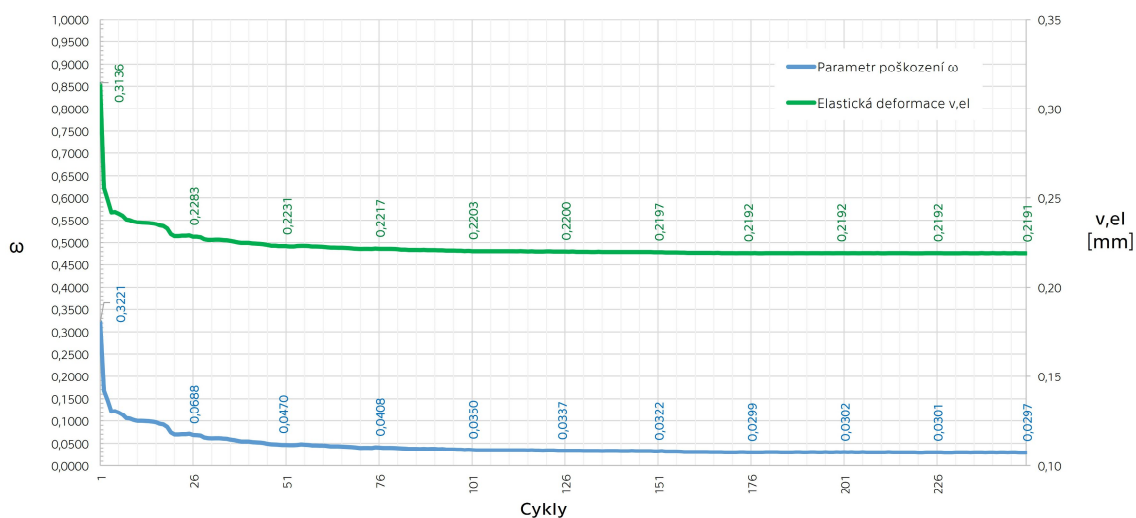
OBR. P 3.17: „100-“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω



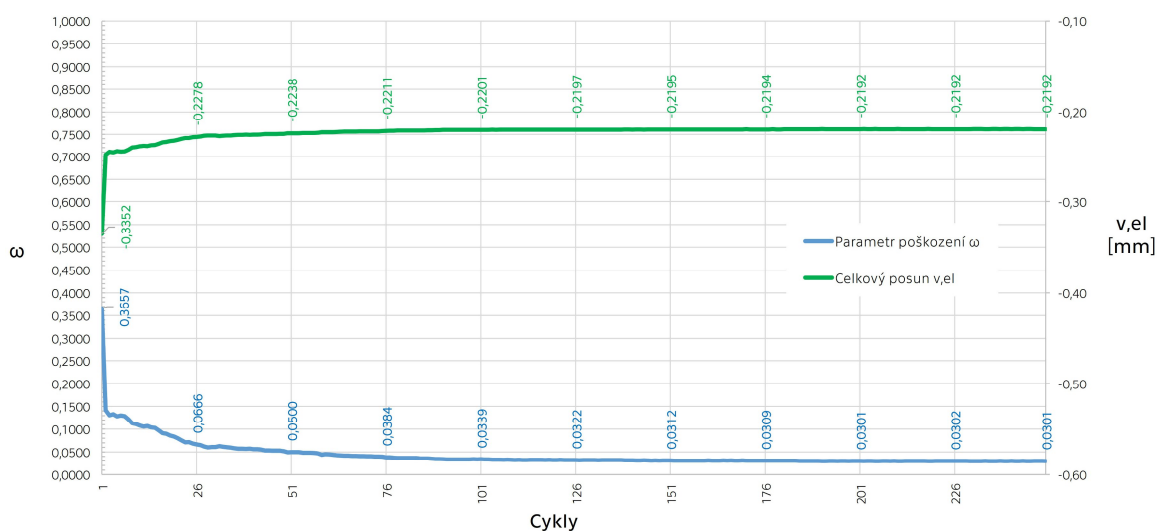
OBR. P 3.18: „100+“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω



OBR. P 3.19: „100-“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω



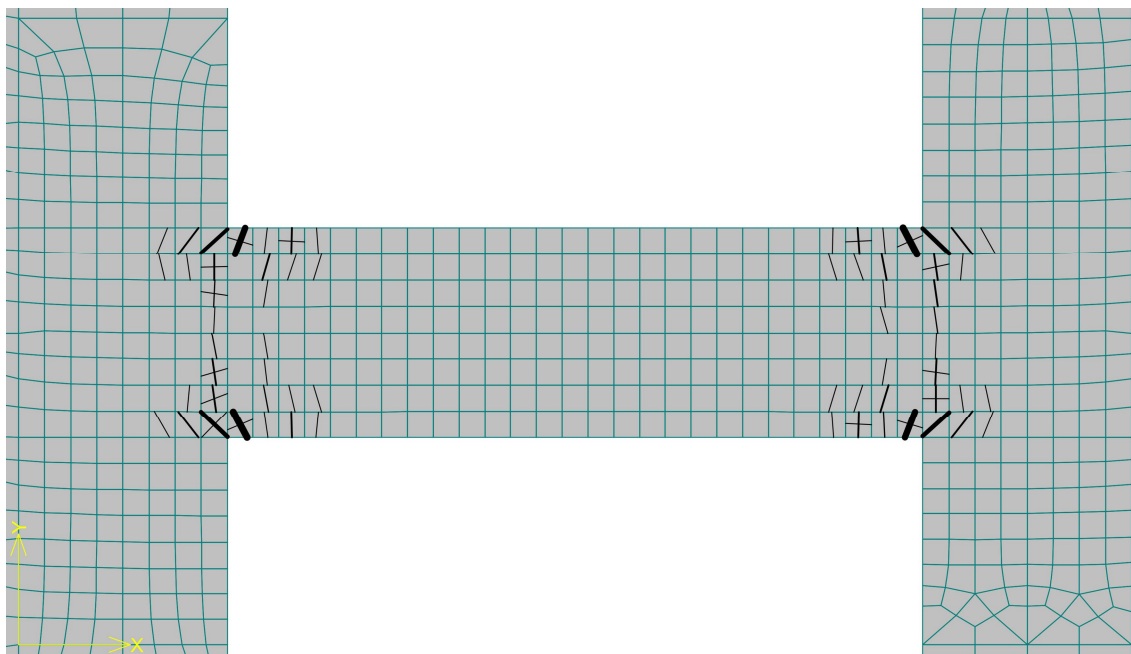
OBR. P 3.20: „100+“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω



OBR. P 3.21: „100-“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω

Rozvoj trhlin

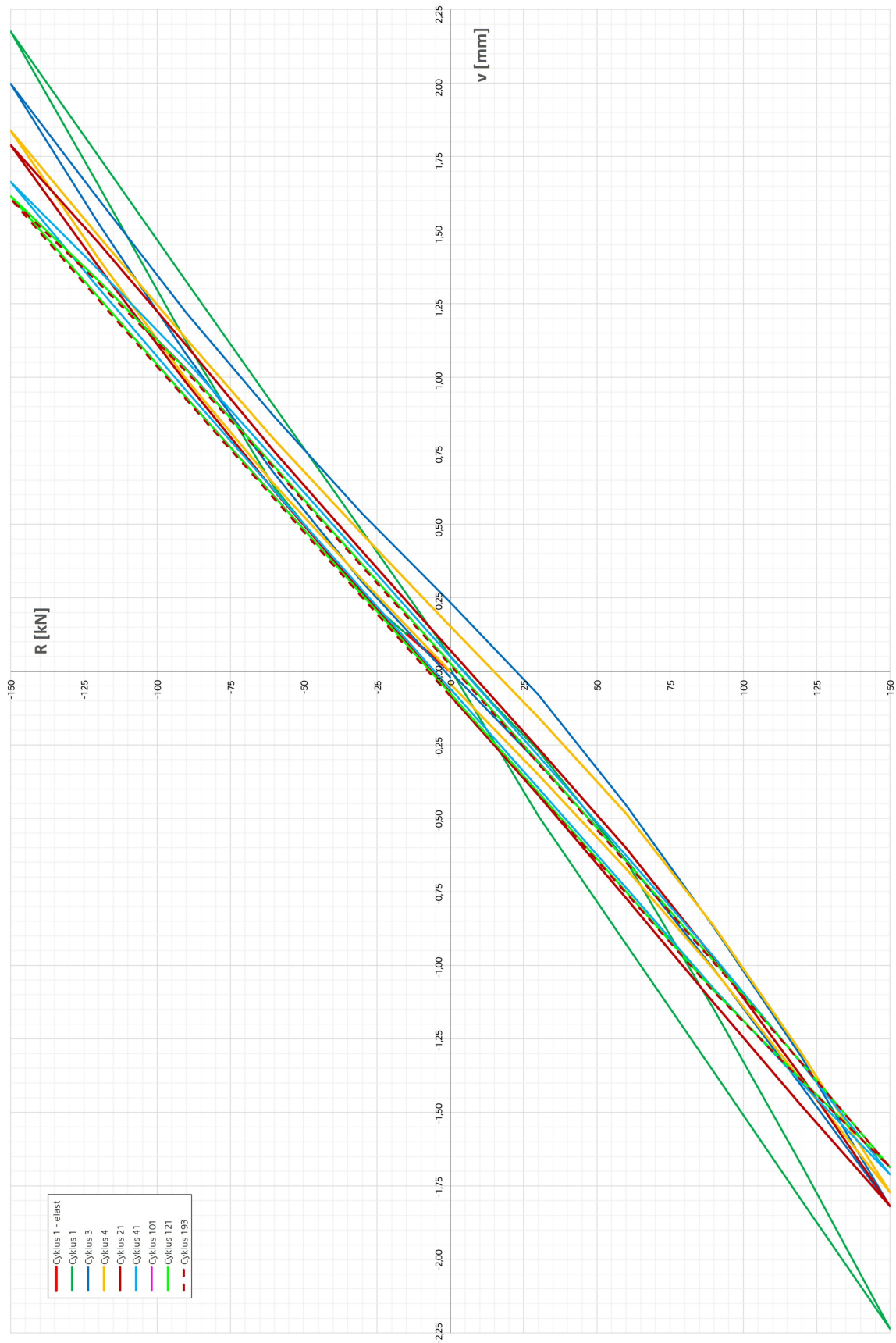
Trhliny během prvního cyklu, tedy kdy je ω největší, dosahují šířky max. 0,12 mm (OBR. P 3.22) a kolem této hodnoty se drží po celou dobu testu. Nejmenší z trhlin dosahují šířek pouze v řádu 10^{-4} mm.



OBR. P 3.22: „100“ – šířky trhlin

P 3.2.2 Zatěžovací úroveň „150 kN“

Výpočet pro zatěžovací úroveň 150 kN bylo možné provést pro 193 cyklů s přírůstkou po 30 kN. Poté se opět narazilo na limity softwaru. Nižší počet dosažených cyklů souvisí s větším poškozením konstrukce během zatěžování, a tím větším počtem iterací jednotlivých cyklů. Na základě porovnání s dalšími zatěžovacími úrovněmi je možné předpokládat, že i zde by byla fáze I schopna odolat velkému počtu cyklů. Stejně tak i zde není možné kalibrační parametry spolehlivě určit. Tato zatěžovací úroveň je rovna přibližně jedné polovině statické únosnosti nosníku.

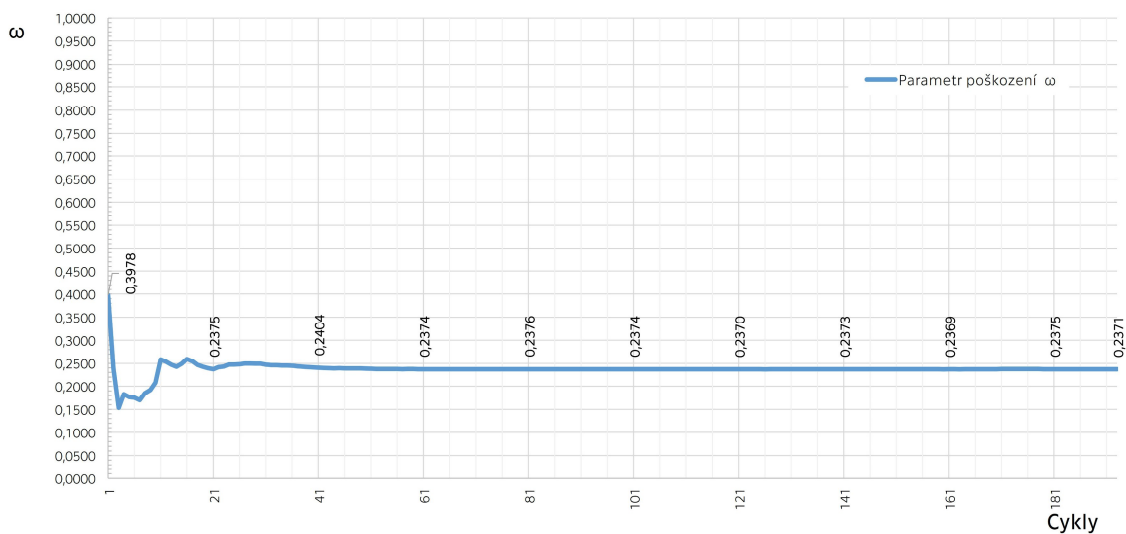


OBR. P 3.23: „150“ – Hysterezní křivky

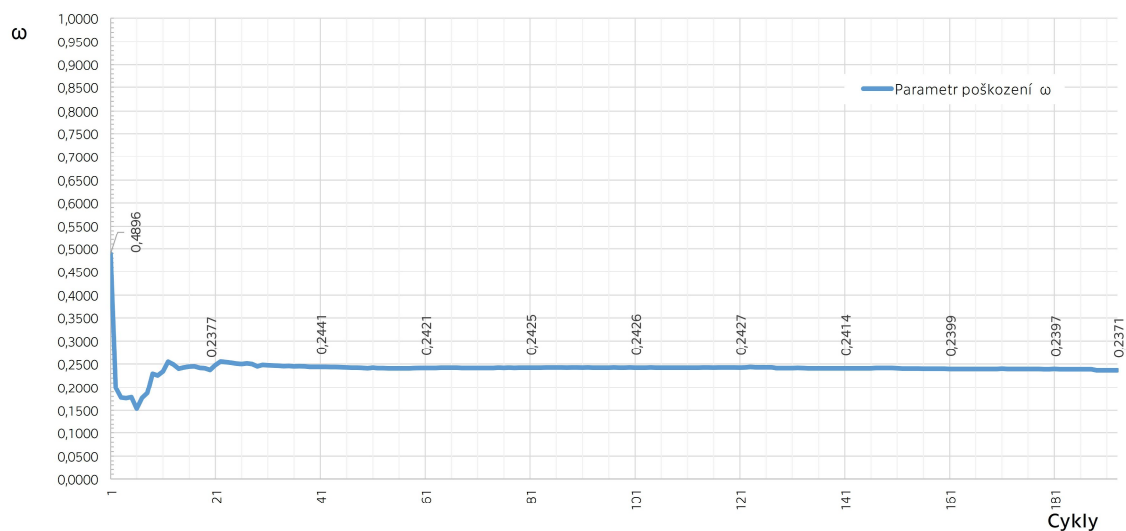


Vývoj parametru poškození ω

Ani v tomto případě není možné průběhy parametrů ω , zobrazených na OBR. P 3.24 a OBR. P 3.25, klasifikovat jako parametry poškození, jelikož hodnoty ω kontinuálně klesají. Na rozdíl od předešlého zatížení se ω v počáteční fázi stabilizuje o řád výše. Přihlédneme-li na následující zatížení, lze odhadnout, že nárůst poškození započne podstatně dříve.



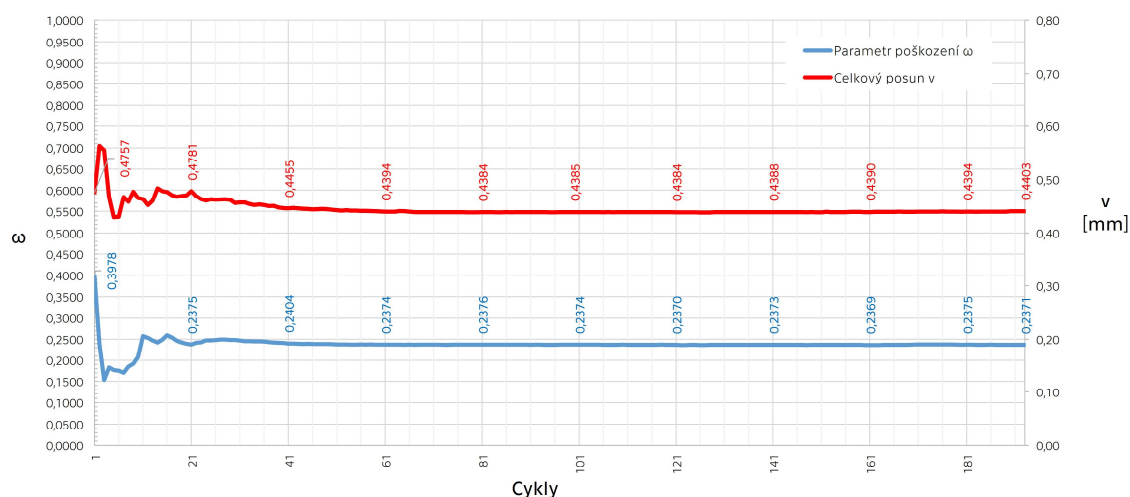
OBR. P 3.24: „150+“ – vývoj parametru ω



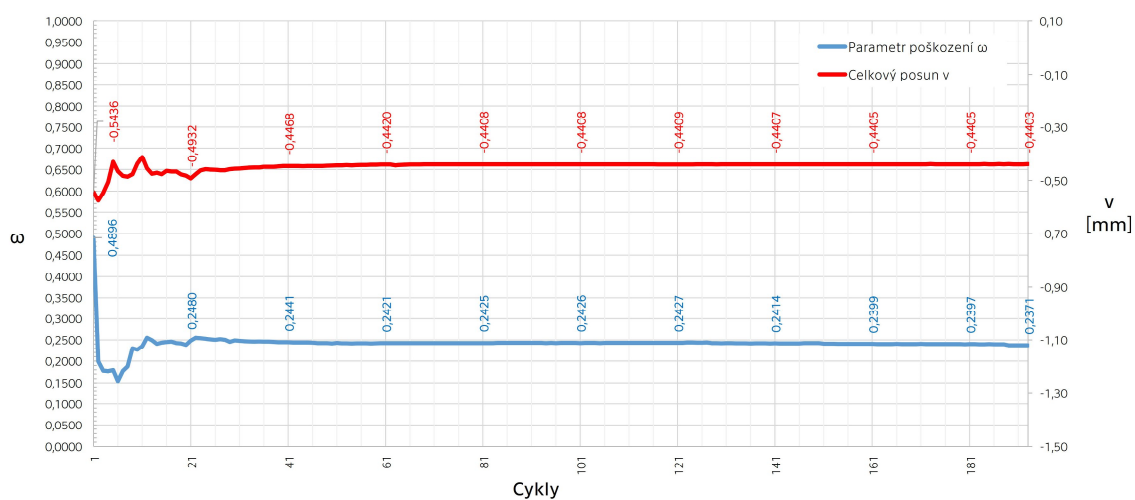
OBR. P 3.25: „150-“ – vývoj parametru ω



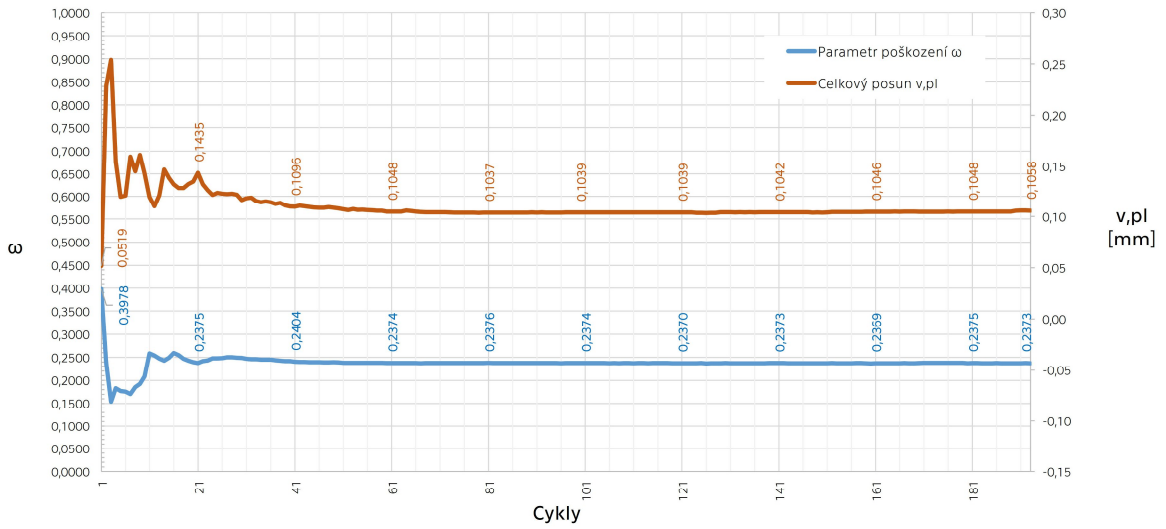
Poměr mezi pružným a plastickým poškozením se podstatně změnil, a to přibližně na poměr 1:3, ve prospěch pružné deformace.



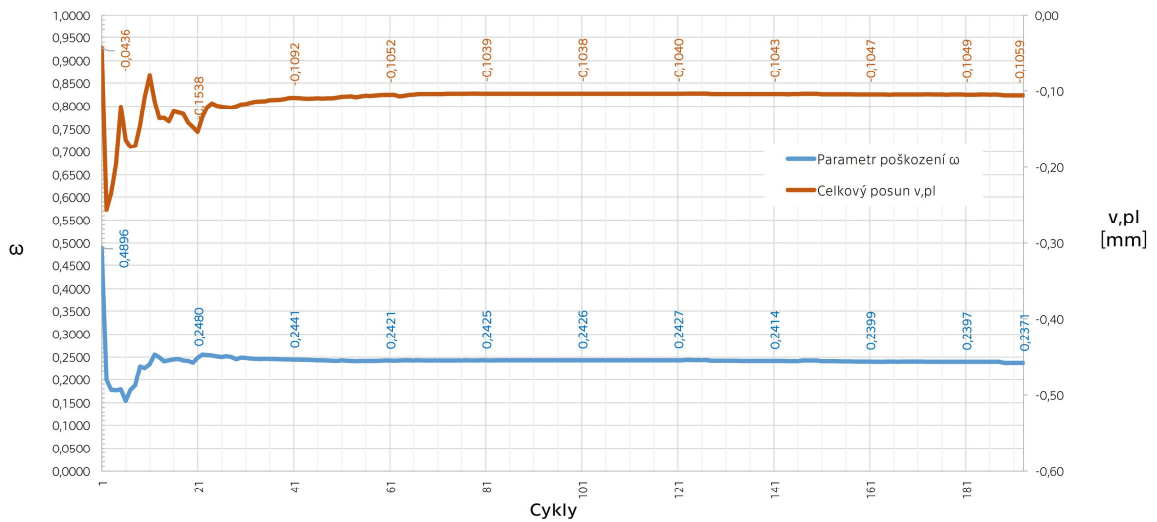
OBR. P 3.26: „150+“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω



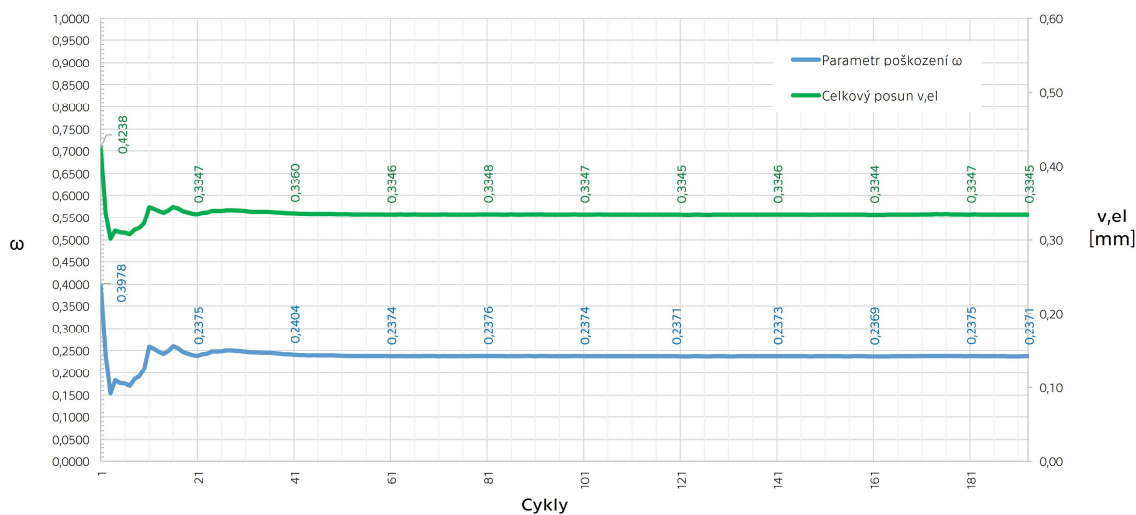
OBR. P 3.27: „150-“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω



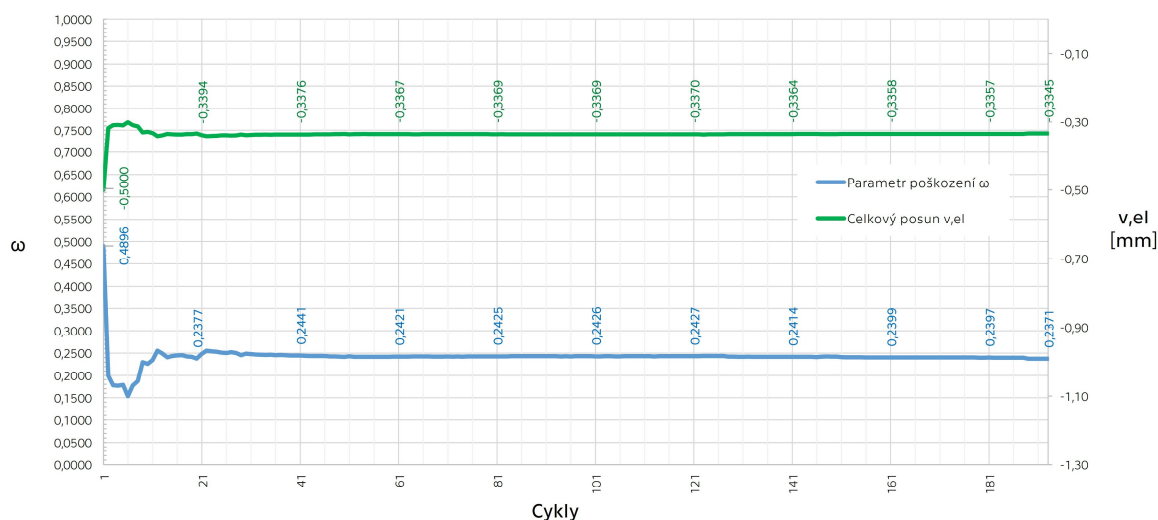
OBR. P 3.28: „150+“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω



OBR. P 3.29: „150-“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω



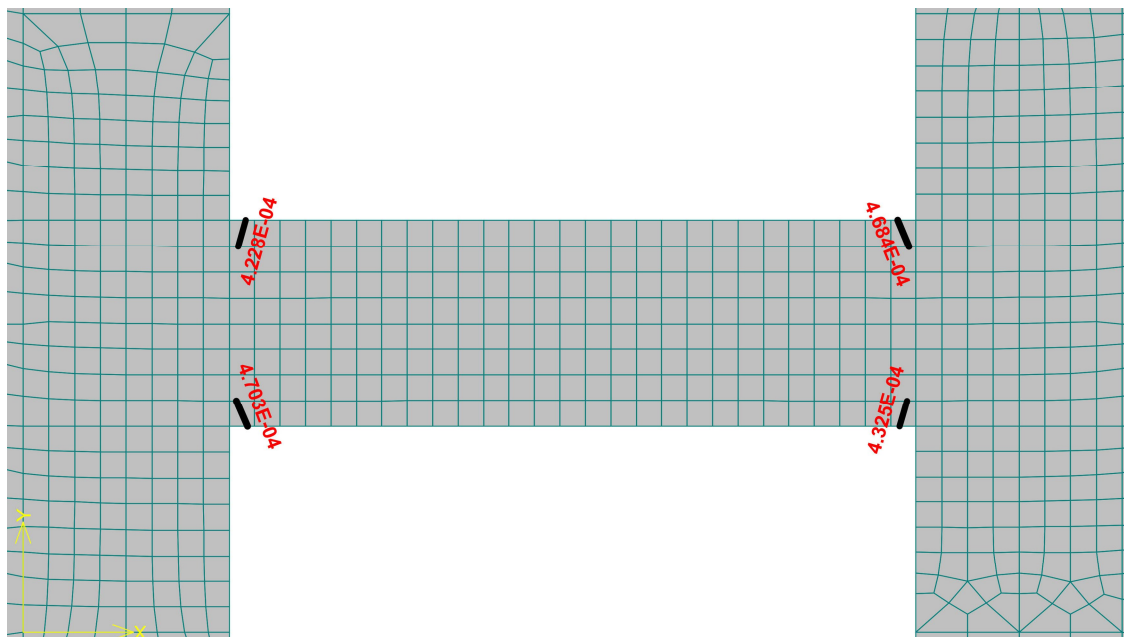
OBR. P 3.30: „150+“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω



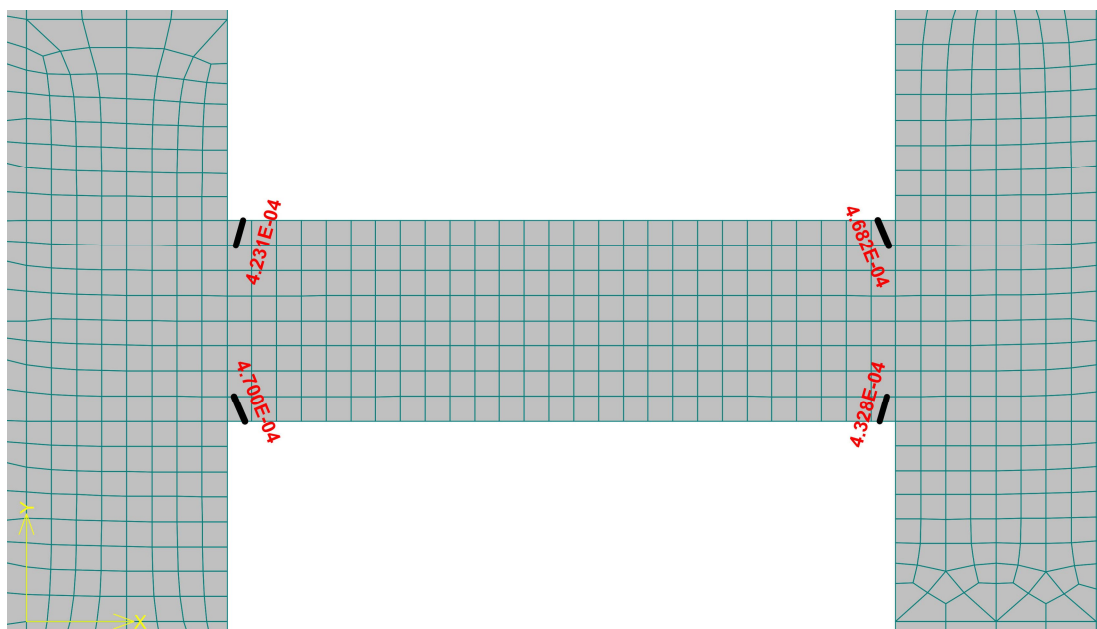
OBR. P 3.31: „150-“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω

Rozvoj trhlin

Po celou dobu testu se rozevření trhlin pohybuje konstantně na hodnotě kolem 0,4 mm (OBR. P 3.32 a OBR. P 3.33). Větší rozvoj trhlin lze předpokládat až v momentě zvětšení podílu plastických deformací. Po Shake Down klesá šířka trhlin k 0,15mm.



OBR. P 3.32: „150+“ – rozvoj trhlin při maximálním vypočteném cyklu

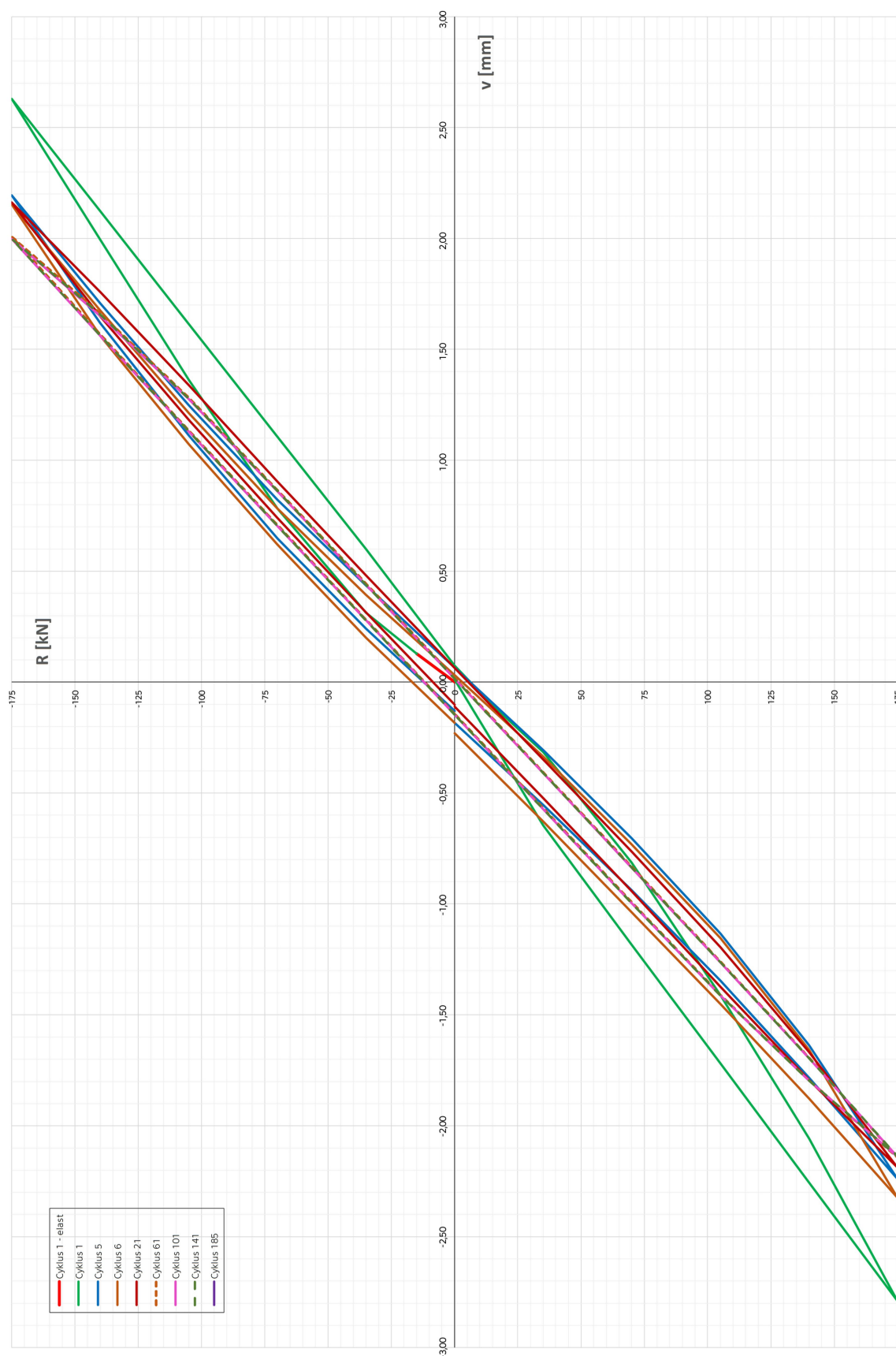


OBR. P 3.33: „150-“ – rozvoj trhlin při maximálním vypočteném cyklu



P 3.2.3 Zatěžovací úroveň „175 kN“

U další zatěžovací úrovni lze již pozorovat začínající růst parametru poškození ω . Nicméně ani tak nebylo možné výpočet provést až ke konci fáze I, potažmo kolapsu konstrukce. Tím pádem není možné provést korektní kalibraci. Zatěžování probíhalo v přírůstcích po 35 kN. Zatížení je na úrovni přibližně 57 % statické únosnosti nosníku.

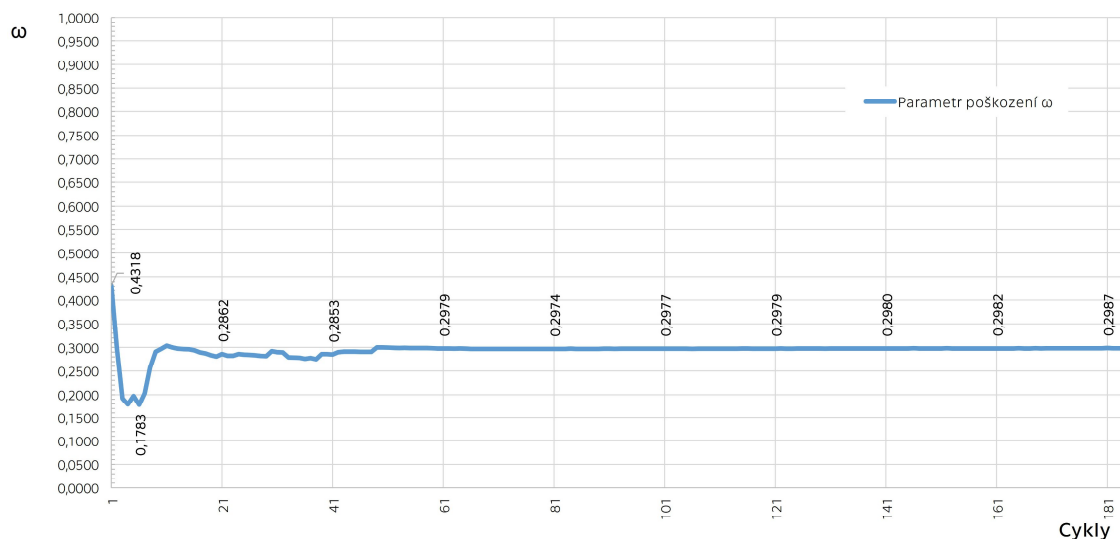


OBR. P 3.34: „175“ – Hysterezní křivky

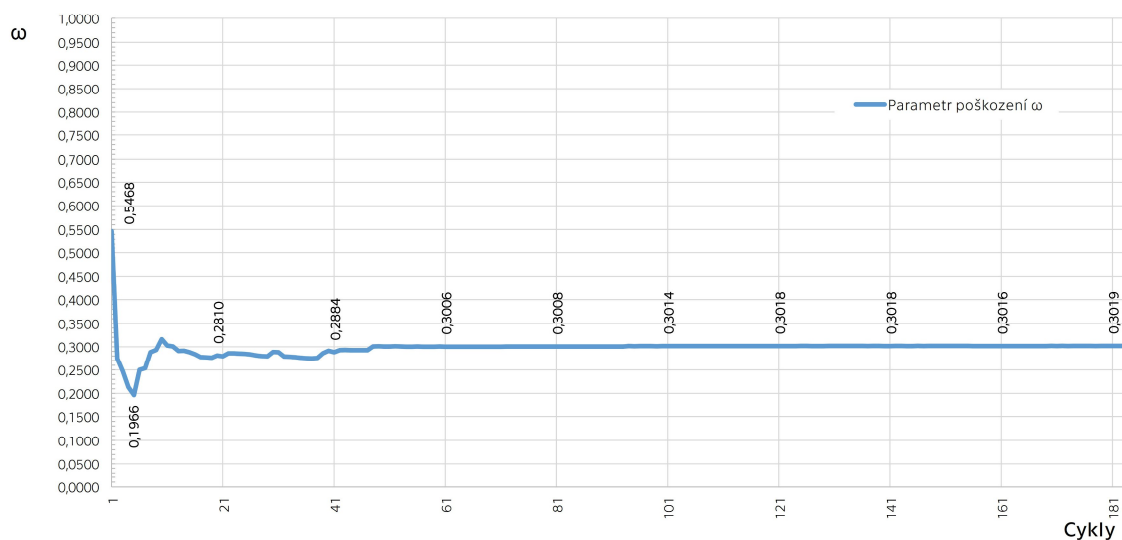


Vývoj parametru poškození ω

V případě této varianty je již zřetelná fáze Shake Down, která se dostavuje na samém začátku testu. Následně dochází po pár cyklech ke stabilizaci kolem úrovně 0,29 parametru poškození.



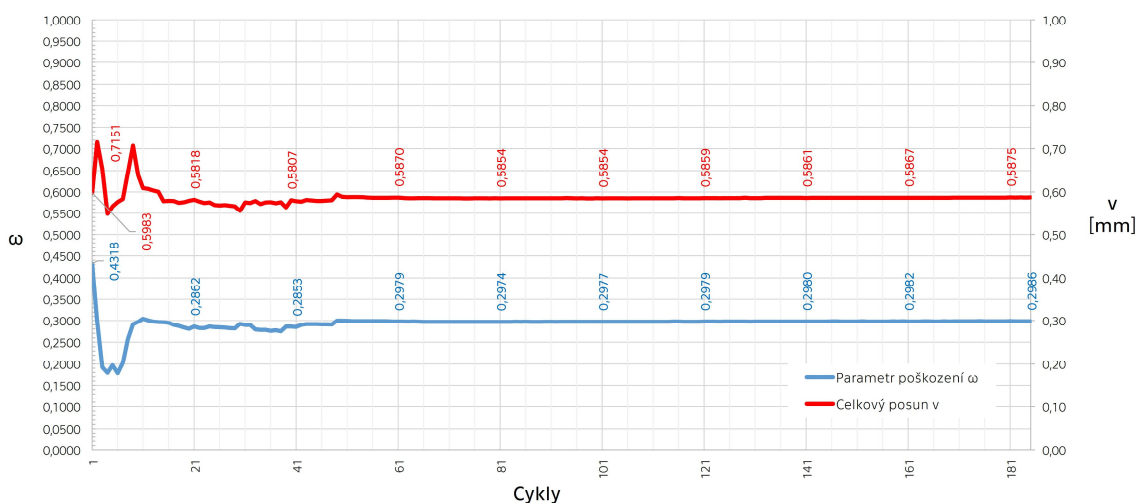
OBR. P 3.35: „175+“ – vývoj parametru poškození ω



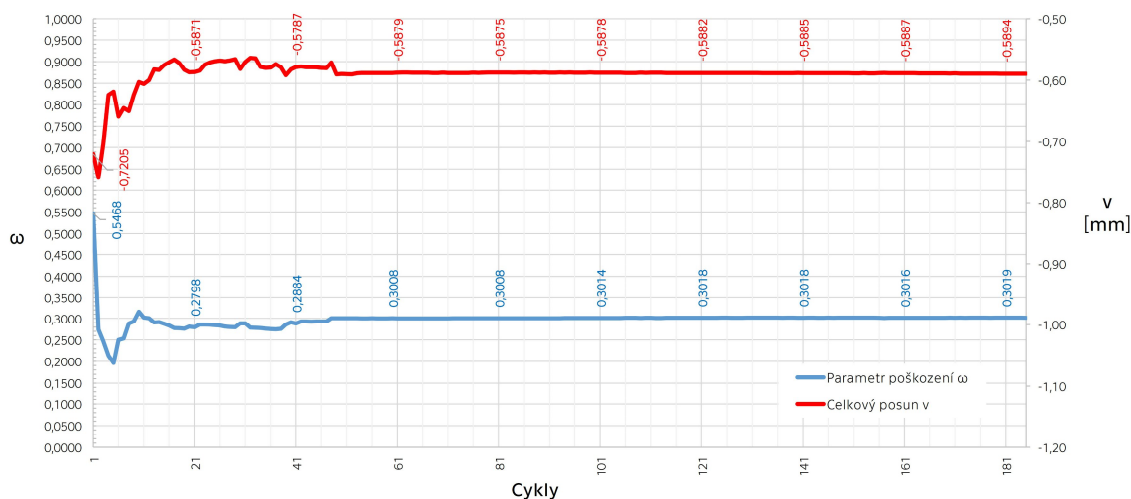
OBR. P 3.36: „175-“ – vývoj parametru poškození ω



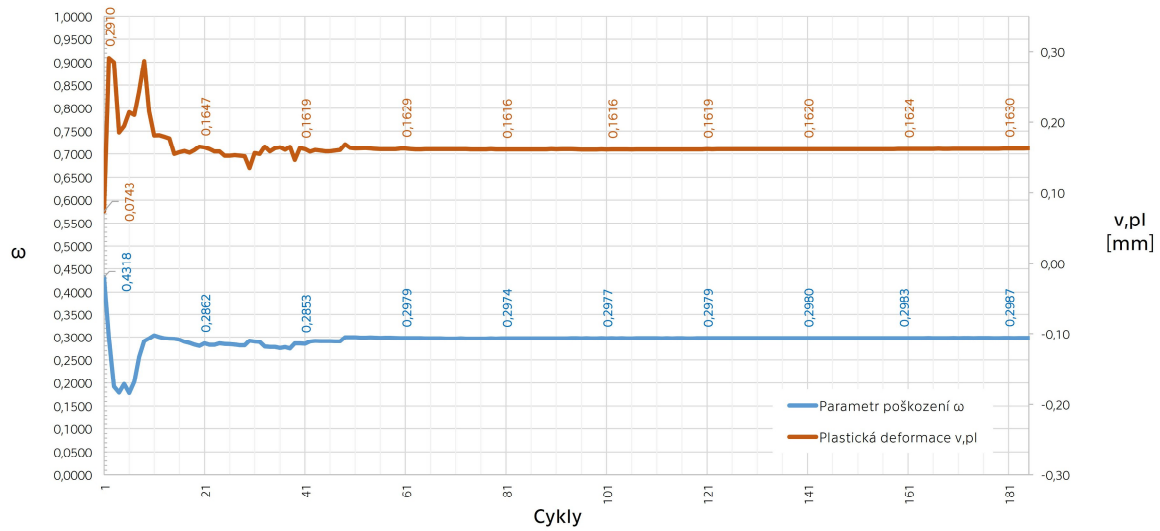
Projevuje se zde obdobné chování, kdy elastická deformace svojí velikostí stále třikrát převyšuje deformaci plastickou. Obě složky deformací jsou po dobu testu v ustálené oblasti taktéž konstantní.



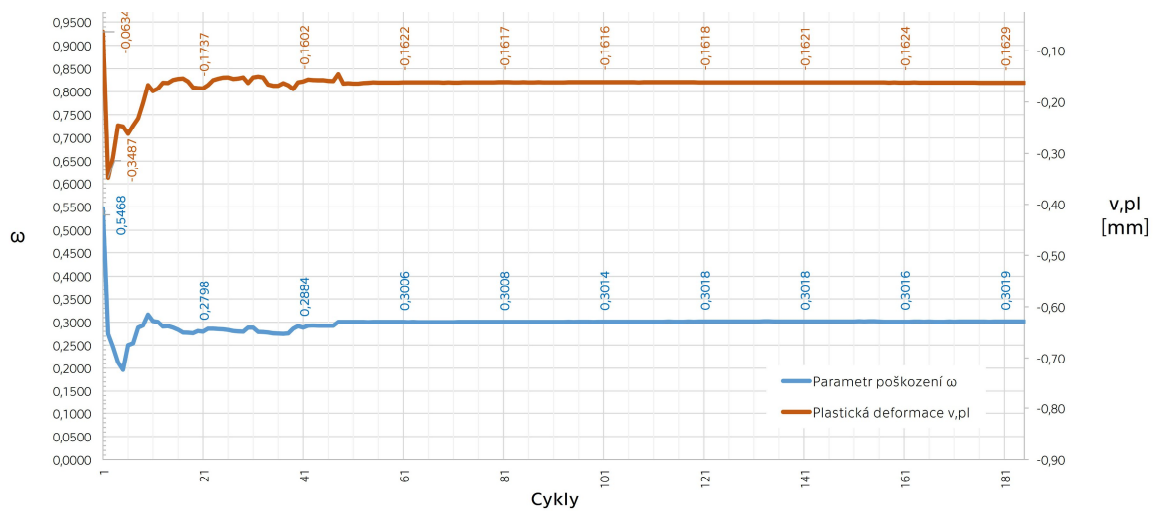
OBR. P 3.37: „175+“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω



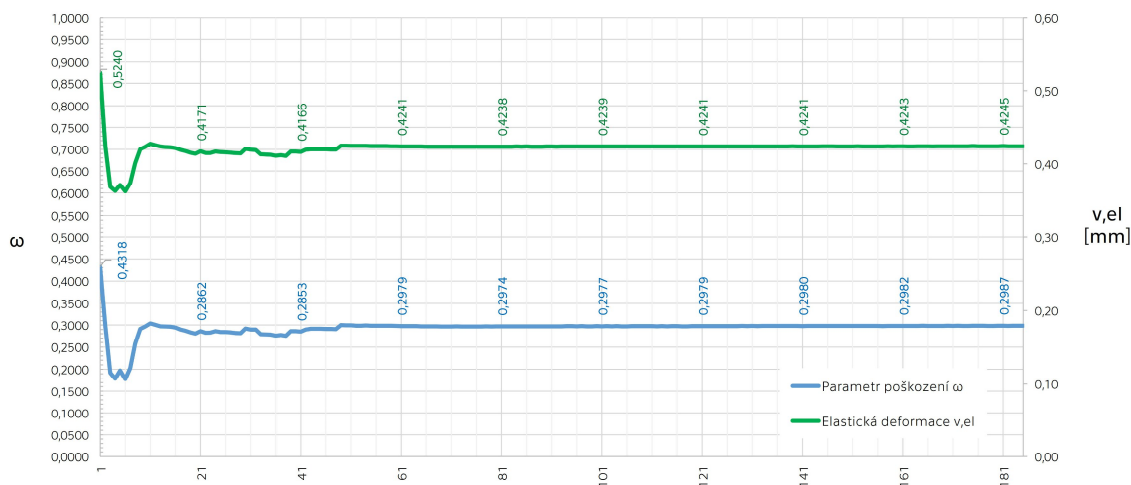
OBR. P 3.38: „175-“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω



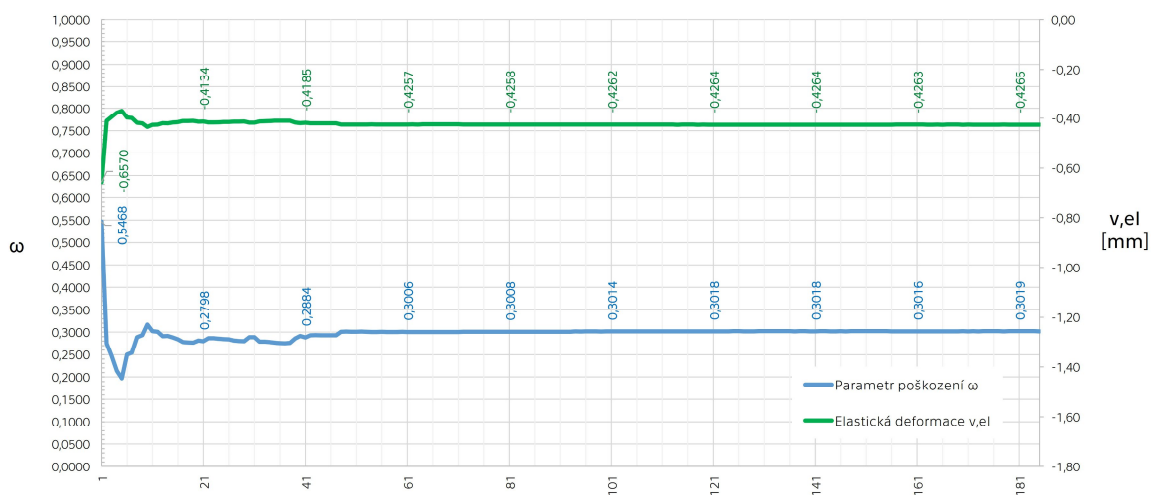
OBR. P 3.39: „175+“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω



OBR. P 3.40: „175-“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω



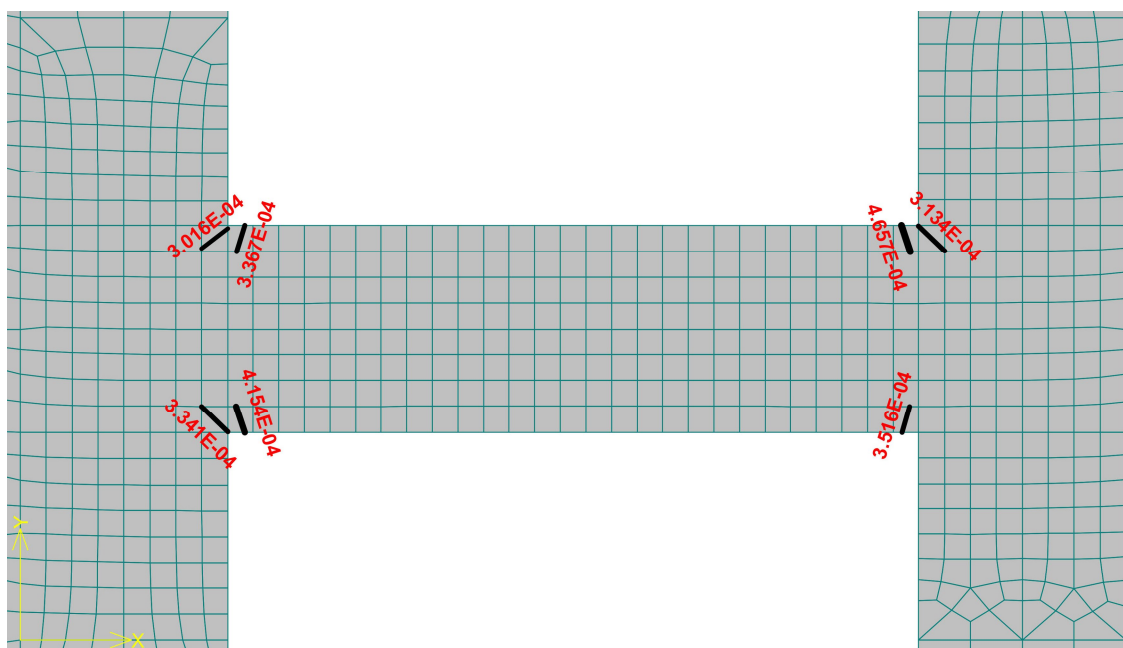
OBR. P 3.41: „175+“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω



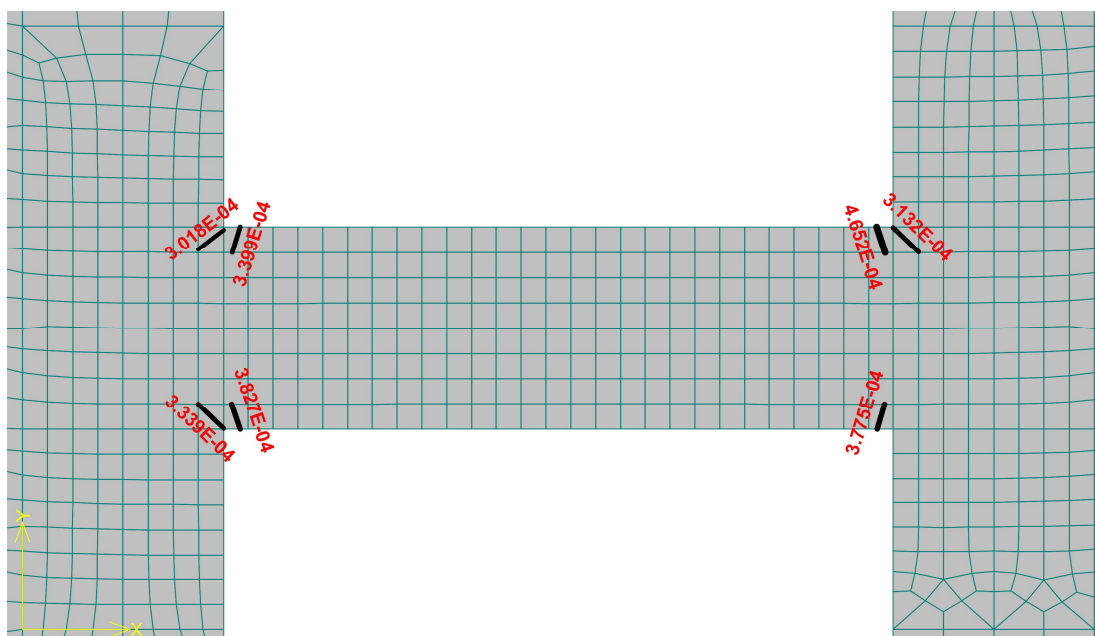
OBR. P 3.42: „175-“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω

Rozvoj trhlin

Rozvoj trhlin je opět obdobný, kdy se projevují ojedinělé trhliny v oblasti krytí na pomezí vetknutí do stěny (OBR. P 3.43, OBR. P 3.44). Šířky trhlin se pohybují mezi 0,3 a 0,4 mm. Po Shake Down se šířky ustalují kolem 0,2 mm.



OBR. P 3.43: „175+“ – rozvoj trhlin při maximálním vypočteném cyklu



OBR. P 3.44: „175-“ – rozvoj trhlin při maximálním vypočteném cyklu



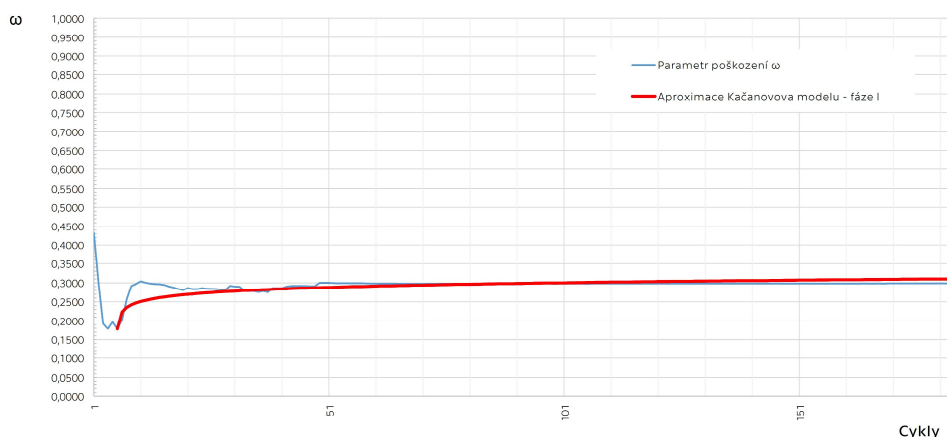
Kalibrace Kačanovova modelu

Ač se jedná o první úroveň zatížení, kdy se hned na počátku projevil Shake Down a parametr poškození roste, nemohla být kalibrace modelu provedena, neboť nebyla nalezena mez únosnosti, tedy poslední cyklus fáze I. Poslední parametr poškození je nutný ke stanovení správného sklonu křivky, který je popisován parametrem C . Byl proveden pouze hrubý odhad, ale jeho nepřesnost může být značná. Zároveň lze vidět, že koeficient C dosahuje velkých hodnot, což může být dáno právě zmíněnou nepřesností. Odhadované hodnoty kalibračních parametrů jsou pro oba směry zatěžování stejné.

Kladné a záporné zatěžování

$$C = (1,00 \times 10^{138})$$

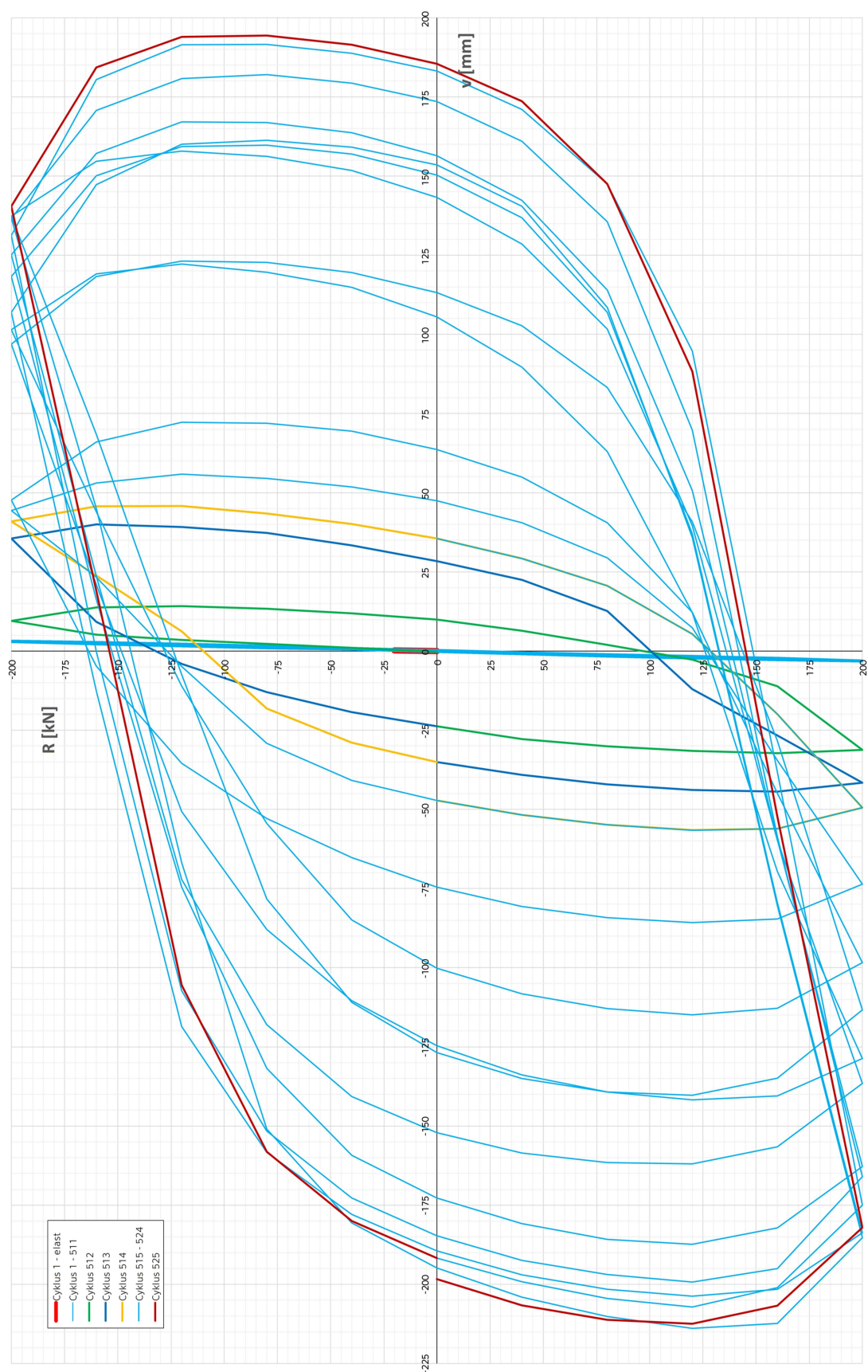
$$v = (-44,00)$$



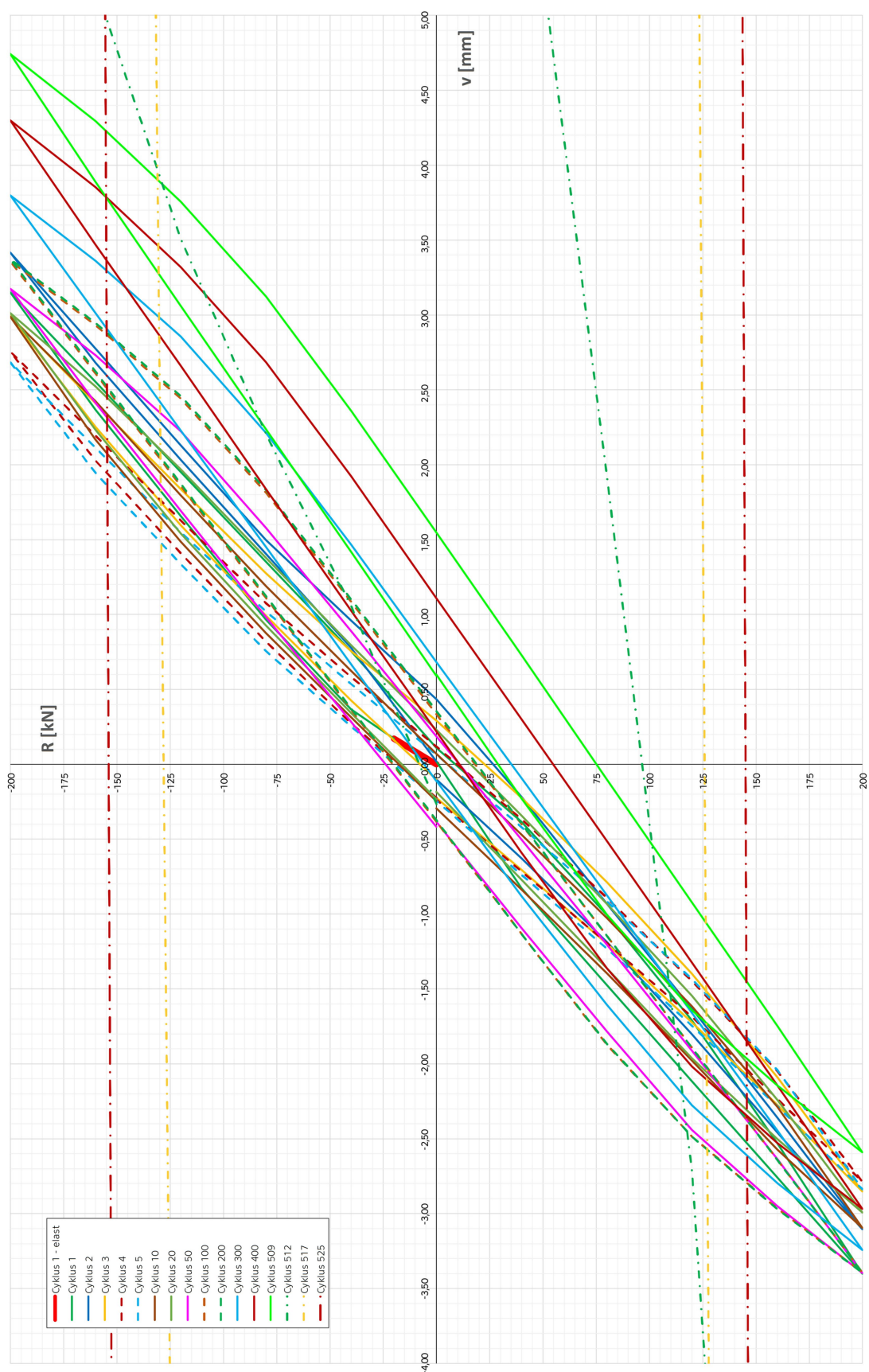
OBR. P 3.45: „175“ – aproximace Kačanovova modelu – odhad fáze I

P 3.2.4 Zatěžovací úroveň „200 kN“

Zatěžovací úroveň 200 kN představuje výjimku co do počtu cyklů. Jelikož bylo známo, že je konstrukci možné přivést až do II. fáze poškozování během několika set cyklů, byl proveden výpočet cyklického zatěžování, který musel kvůli velikosti databanky vyřadit většinu výsledků. Nicméně i tak se podařilo potřebné údaje získat a následně analyzovat. Celkem tak výpočet proběhнул na 525 cyklech, kdy v konečné fázi k celkové destrukci nedošlo, ale hledané extrémy nalezeny byly. Zatěžování probíhalo v přírůstcích po 40 kN. Zvolená úroveň odpovídá dvou třetinám statické únosnosti konstrukce.



OBR. P 3.46: „200“ – Hysterezní křivky

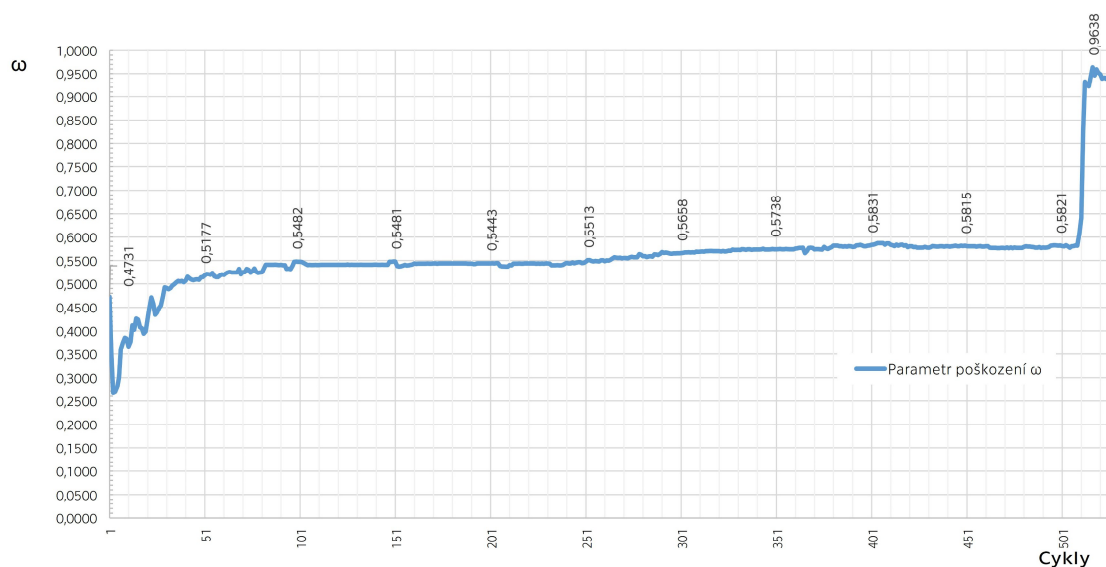


OBR. P 3.47: „200“ – Hysterezní křivky ve fázi I

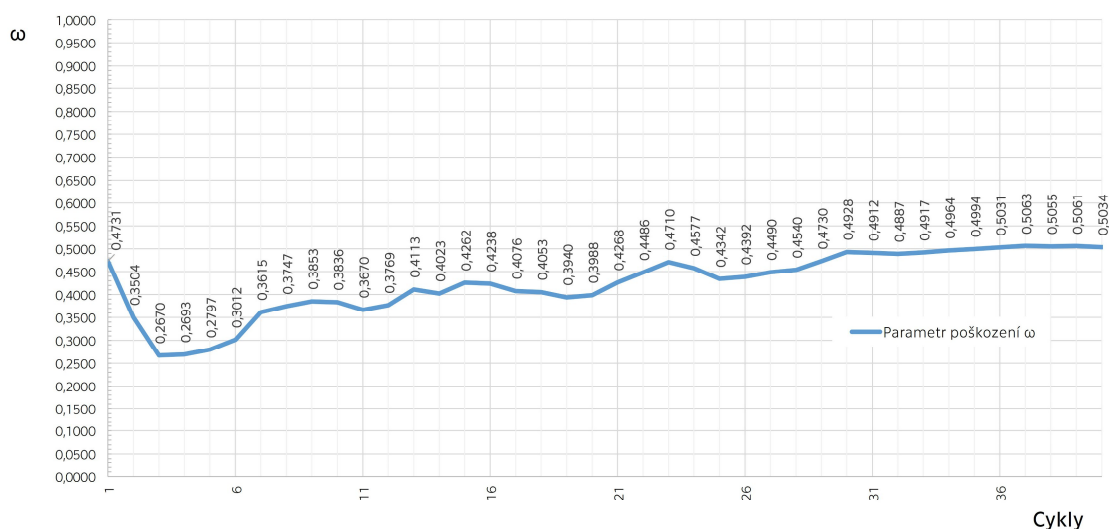


Vývoj parametru poškození ω

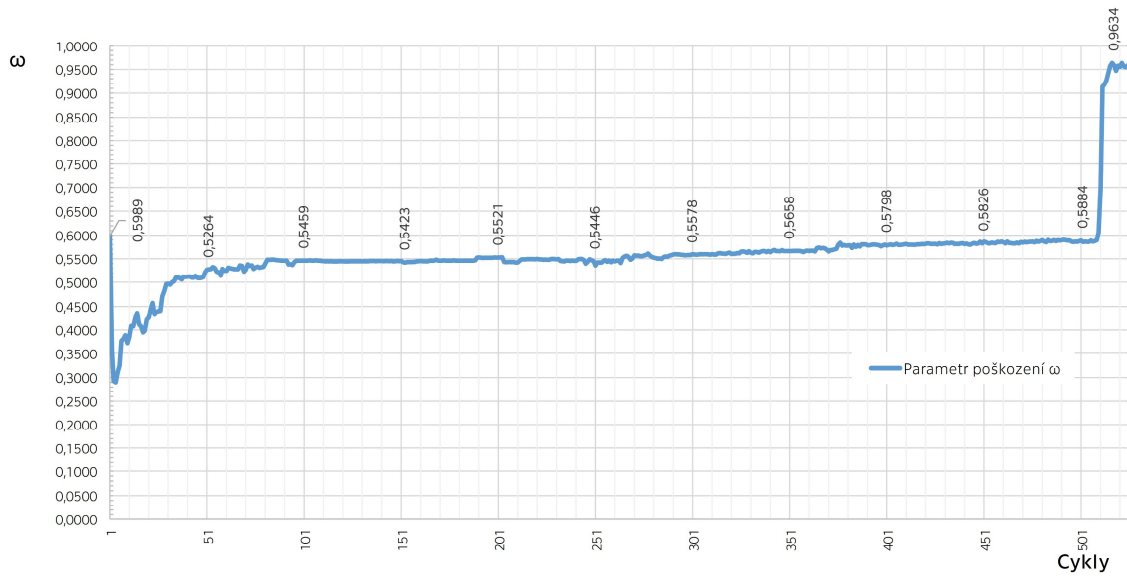
Chování konstrukce při 200 kN zcela zřetelně charakterizují všechny tři fáze vývoje parametru poškození, a to včetně náhlého snížení tuhosti při započetí fáze II. Na grafech OBR. P 3.48 a OBR. P 3.50 lze zároveň vidět, že fáze I se stále projevuje přes velký počet cyklů. Použitelnost konstrukce je tak zachována i při seizmickém zatížení. K II. fázi dochází skokově, kdy se během tří cyklů sníží integrita konstrukce o 30 %. Od této zatěžovací úrovně je již možné provést regulérní kalibraci Kačanovových kalibračních parametrů.



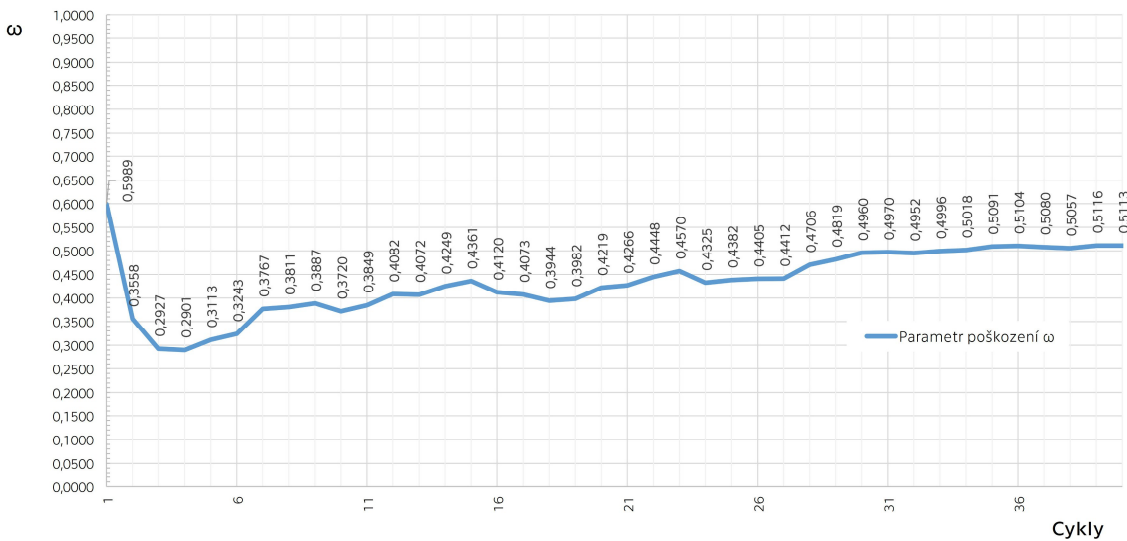
OBR. P 3.48: „200+“ – vývoj parametru poškození ω



OBR. P 3.49: „200+“ – vývoj parametru poškození ω – počáteční fáze

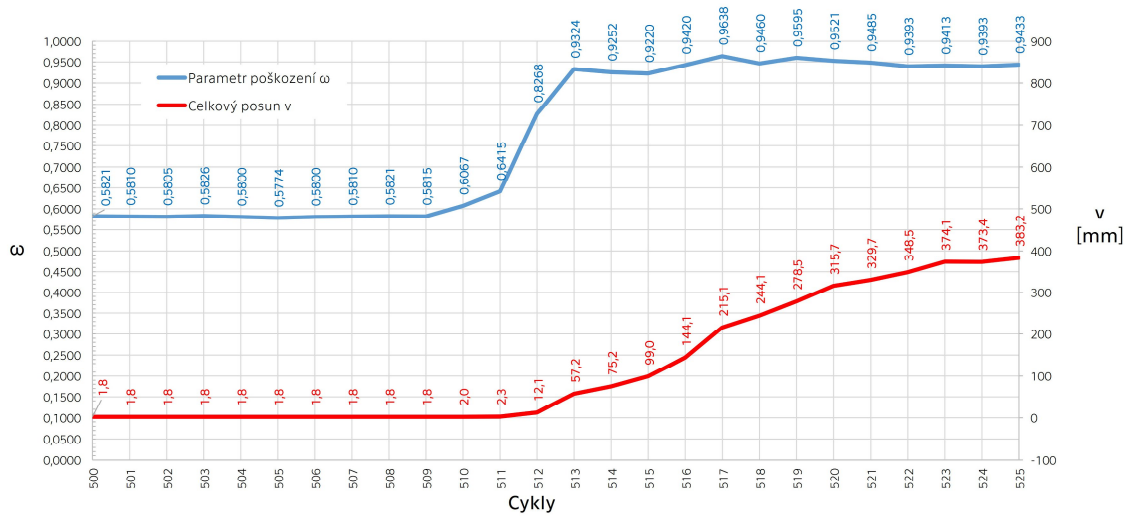


OBR. P 3.50: „200-“ – vývoj parametru poškození ω

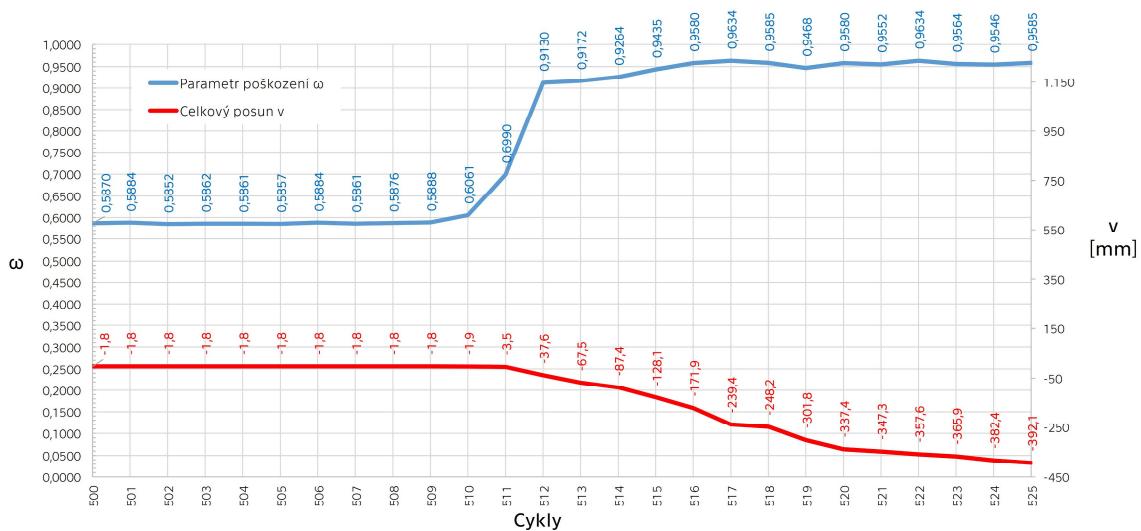


OBR. P 3.51: „200-“ – vývoj parametru poškození ω – počáteční fáze

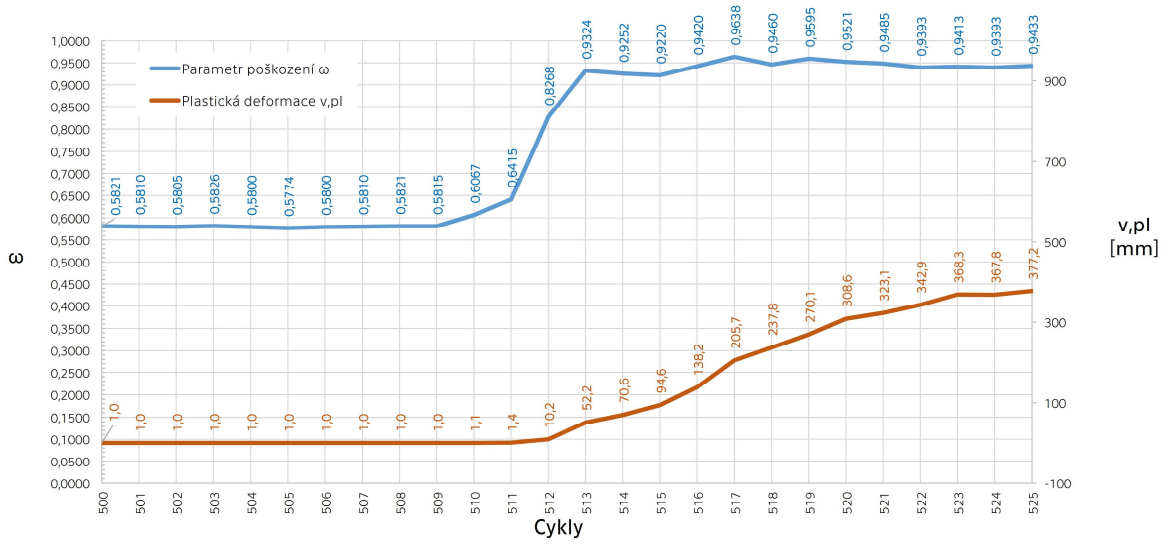
Na následujících grafech lze vidět, že se s počátkem fáze II začíná spolu s parametrem poškození zvyšovat i plastická deformace. Elastická deformace se zvýší také, ale je již o několik řádů nižší. Poškození se ustálí, zatímco plastické efekty neustále zvyšují svůj vliv.



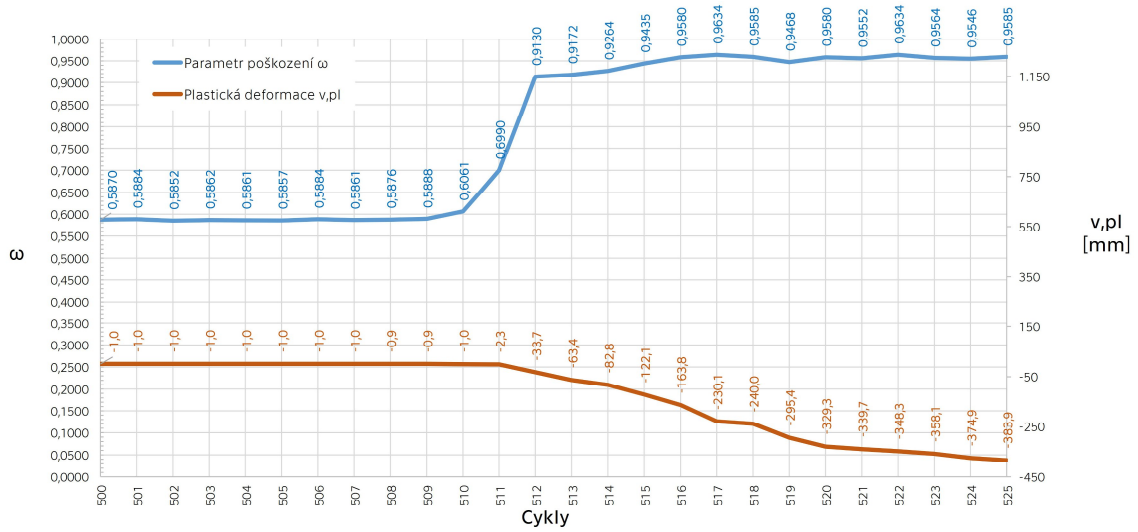
OBR. P 3.52: „200+“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω



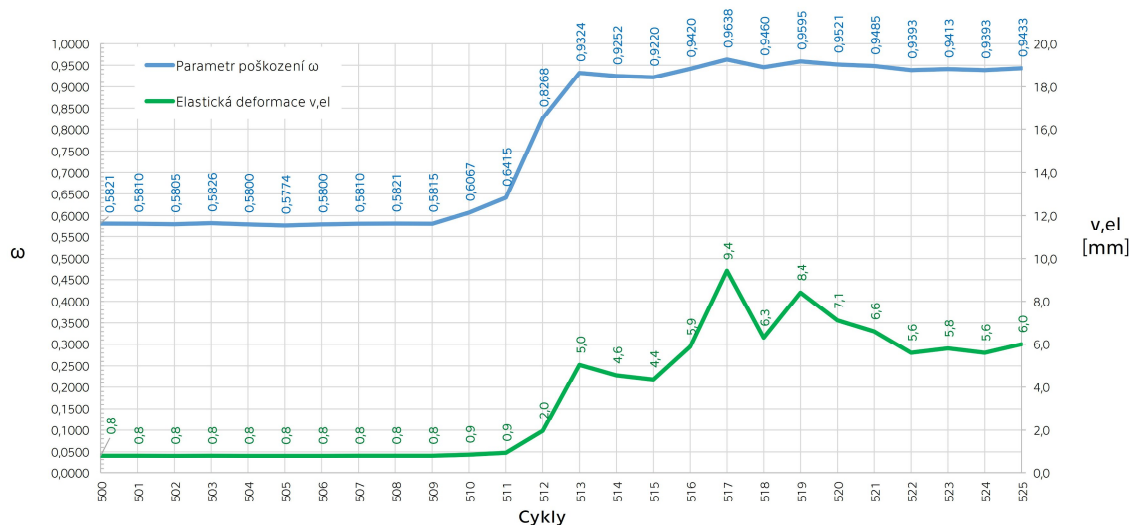
OBR. P 3.53: „200-“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω



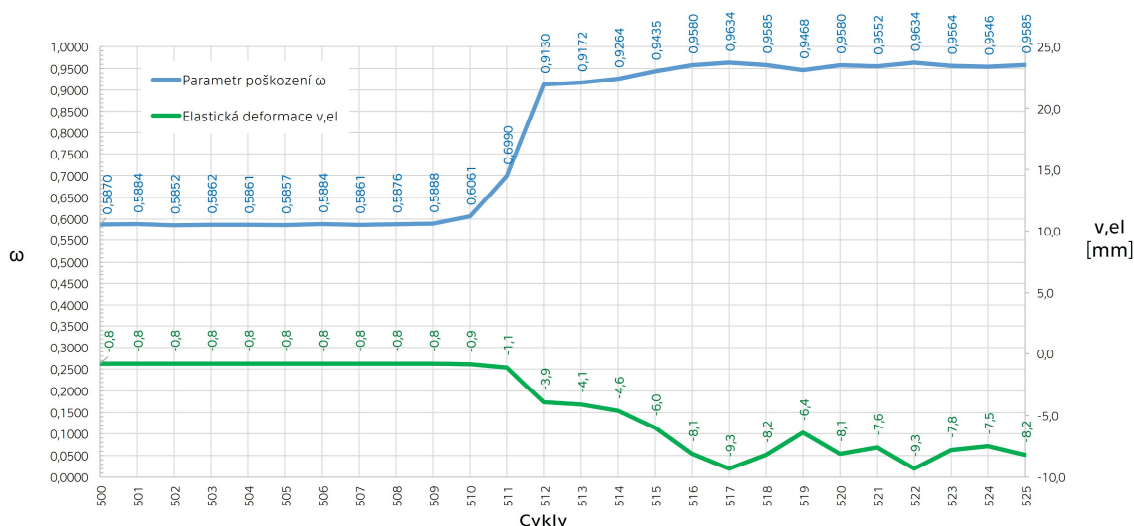
OBR. P 3.54: „200+“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω



OBR. P 3.55: „200-“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω



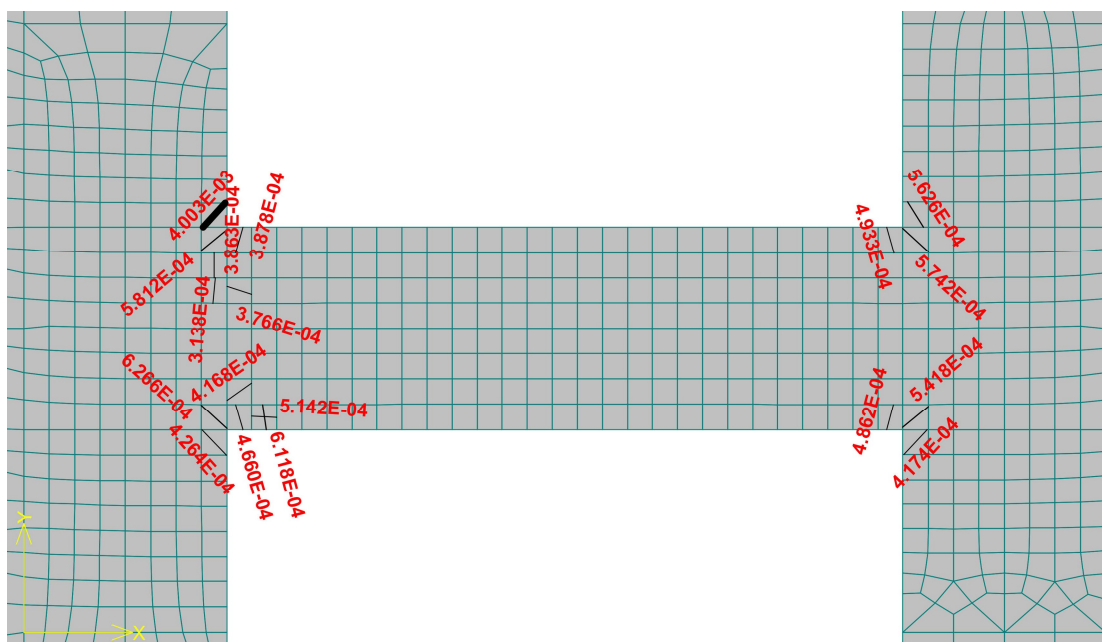
OBR. P 3.56: „200+“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω



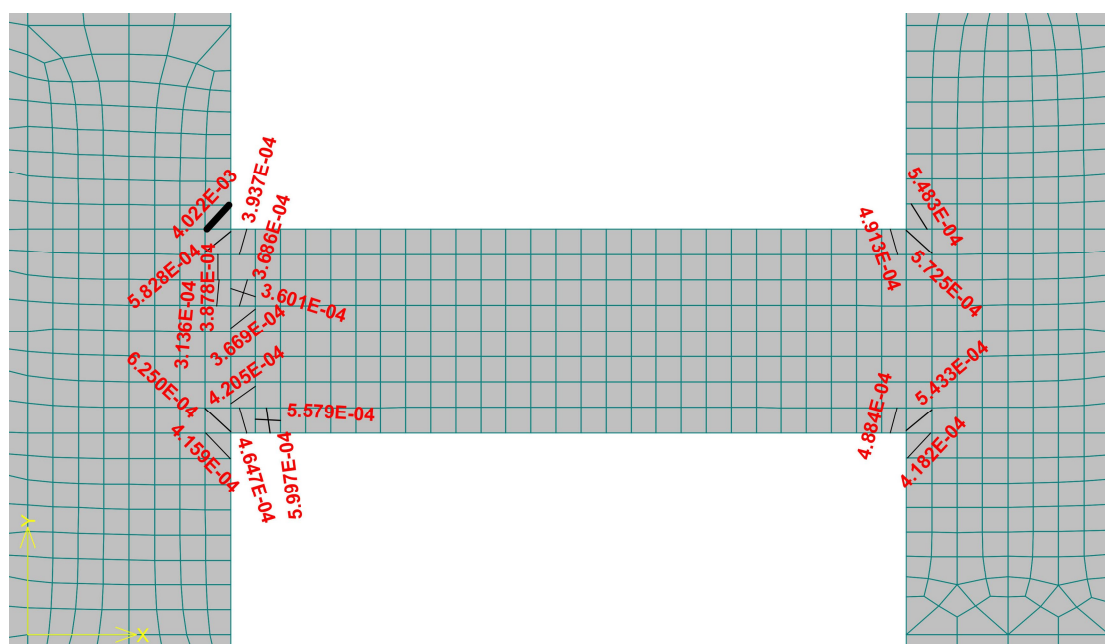
OBR. P 3.57: „200-“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω

Rozvoj trhlin

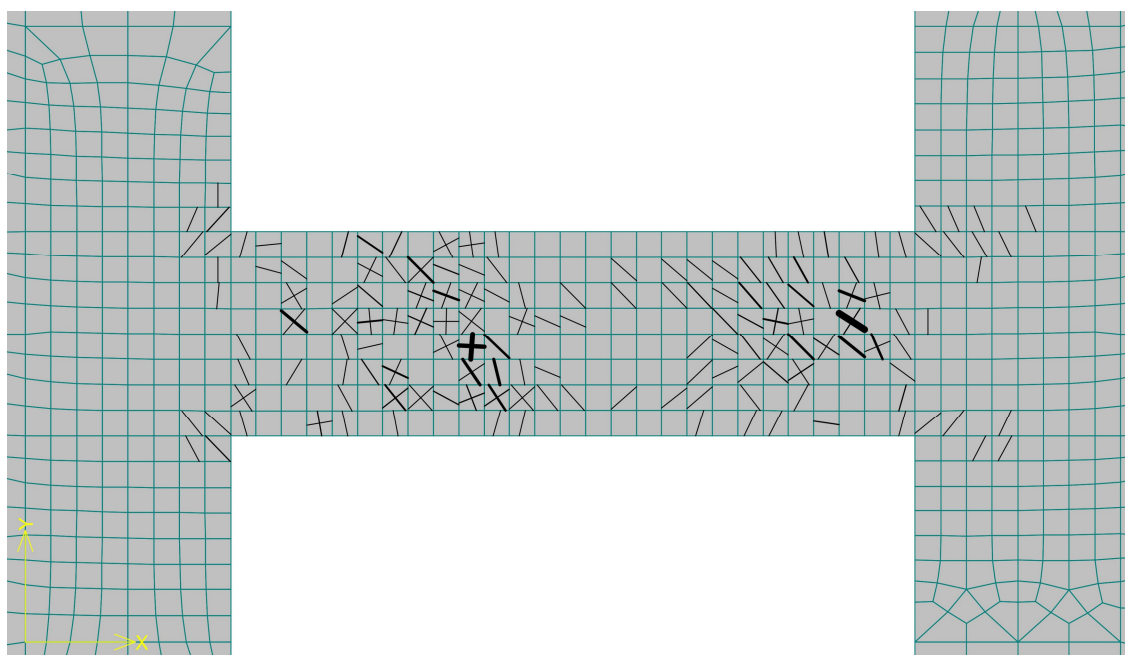
Na úrovni Shake Down se trhliny objevují zcela ojediněle a dosahují maximálně 0,25 mm. Po dosažení konce fáze I (OBR. P 3.58, OBR. P 3.59) se trhliny rozšíří k 0,5 mm, ale i tak se projevují pouze v rohových oblastech u napojení nadpraží na stěnu. Při vrcholu fáze II (OBR. P 3.60, OBR. P 3.61) se trhliny rozvinou již po celém průřezu.



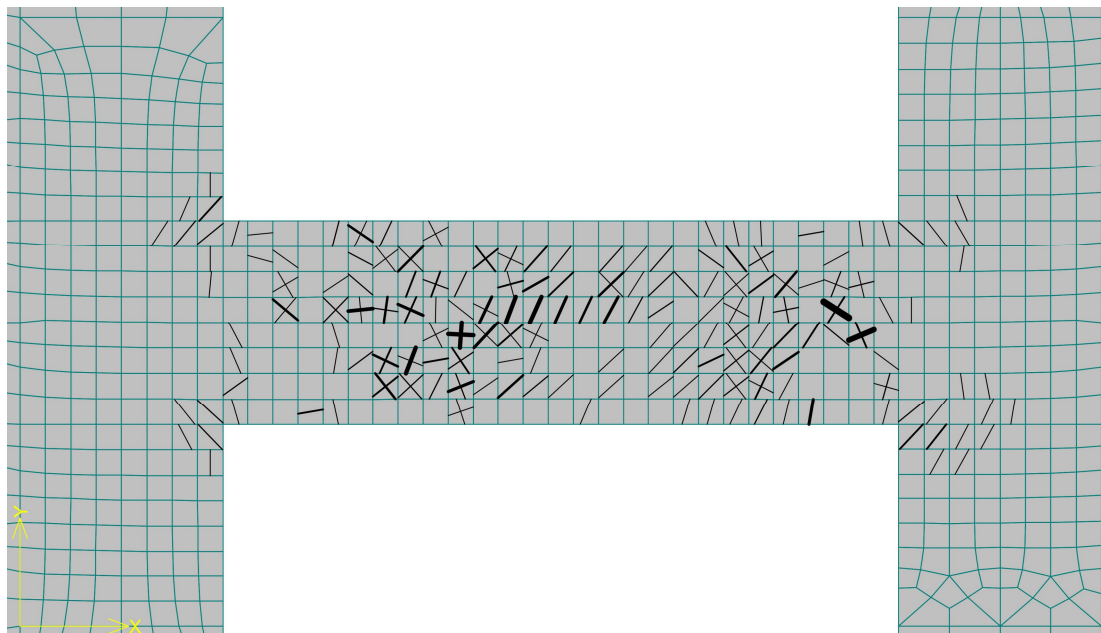
OBR. P 3.58: „200+“ – šířky trhlin na mezi návrhové únosnosti



OBR. P 3.59: „200-“ – šířky trhlin na mezi návrhové únosnosti



OBR. P 3.60: „200+“ – rozvoj trhlin při maximálním poškození



OBR. P 3.61: „200-“ – rozvoj trhlin při maximálním poškození



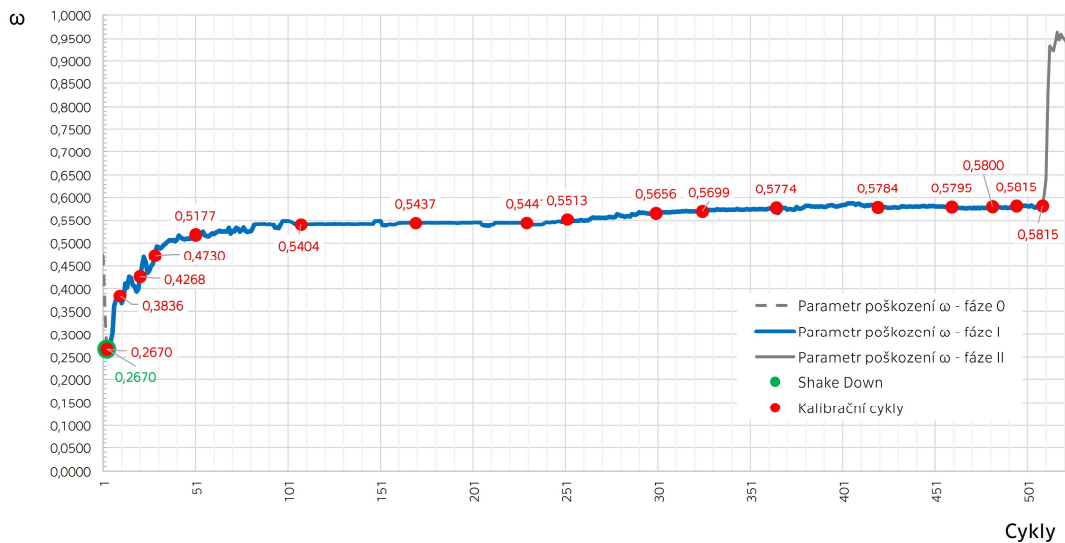
Kalibrace Kačanovova modelu

Kalibrační modely byly pomocí metodou nejmenších čtverců vypočteny následující kalibrační parametry pro fázi I:

Kladné zatěžování

$$C = 1,90 \times 10^{38}$$

$$v = -12,09$$

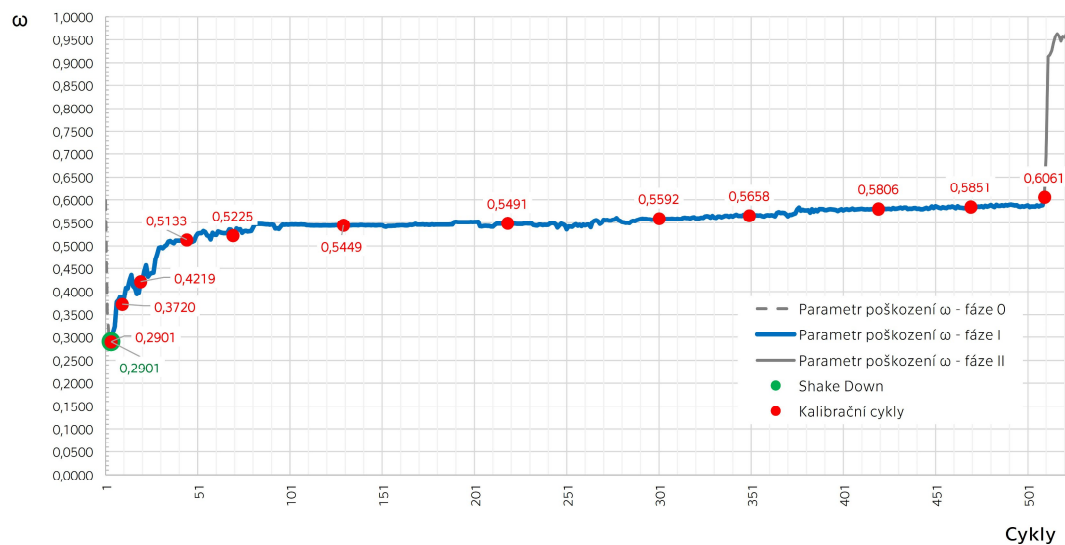


OBR. P 3.62: „200+“ – kalibrace fáze I

Záporné zatěžování

$$C = 1,90 \times 10^{38}$$

$$v = -12,09$$



OBR. P 3.63: „200-“ – kalibrace fáze I

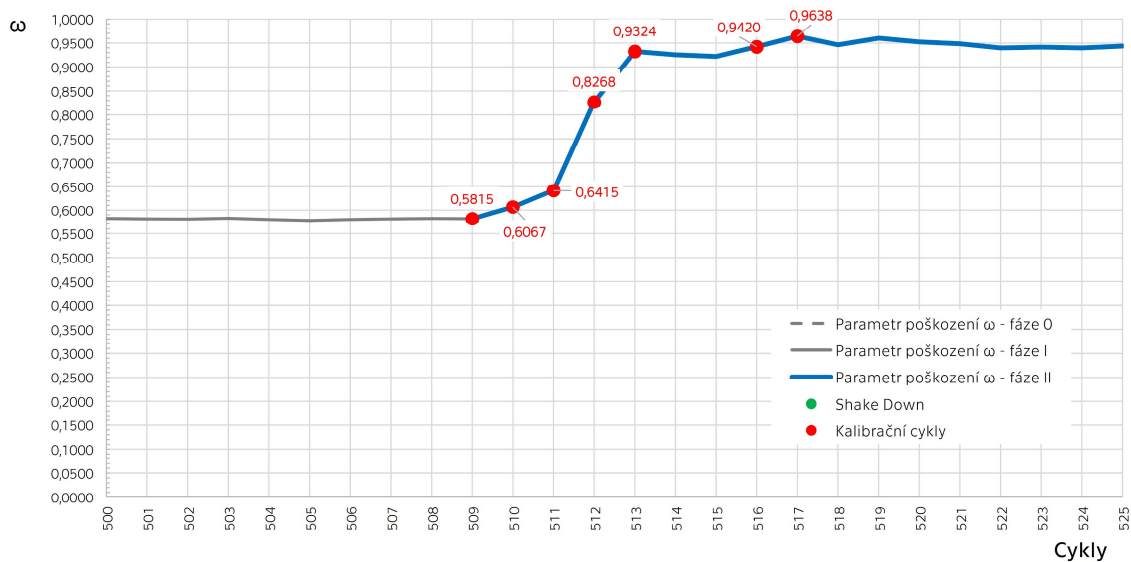


Stejně tak byly vypočteny kalibrační parametry pro fázi II:

Kladné zatěžování

$$C = 4,70$$

$$v = -0,50$$

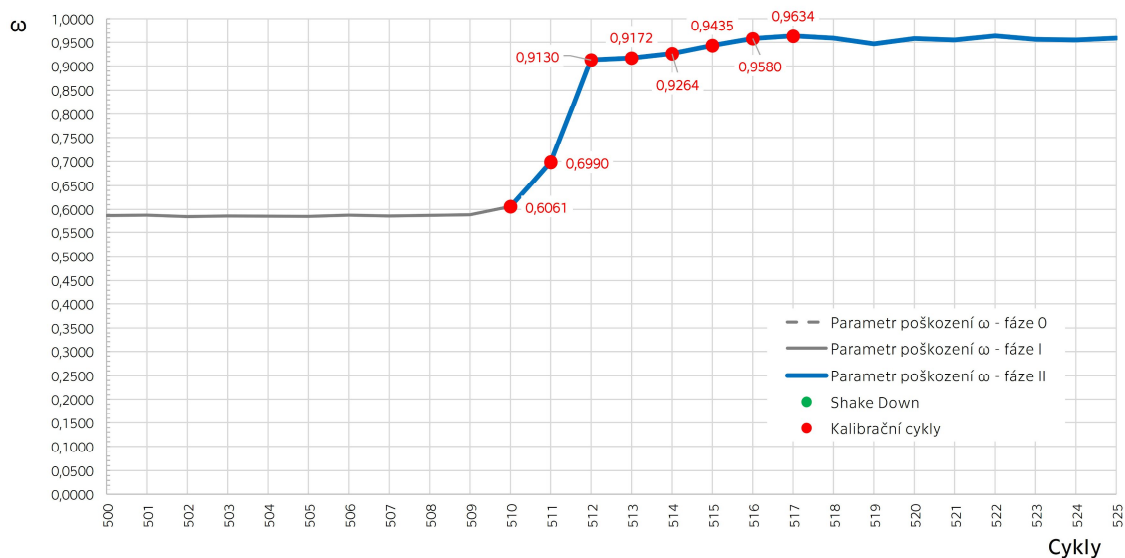


OBR. P 3.64: „200+“ – kalibrace fáze II

Záporné zatěžování

$$C = 3,30 \times 10^3$$

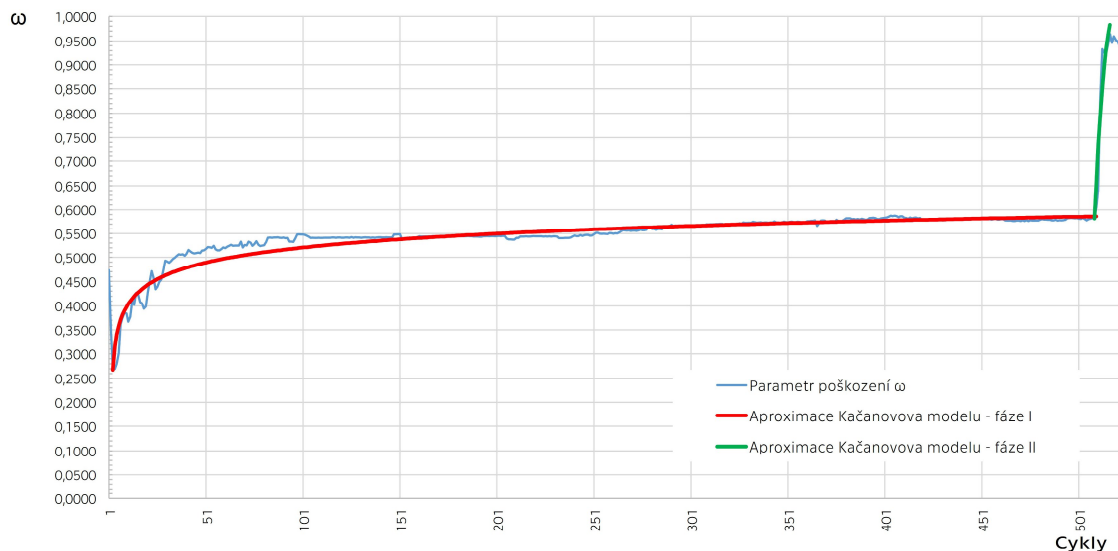
$$v = -1,19$$



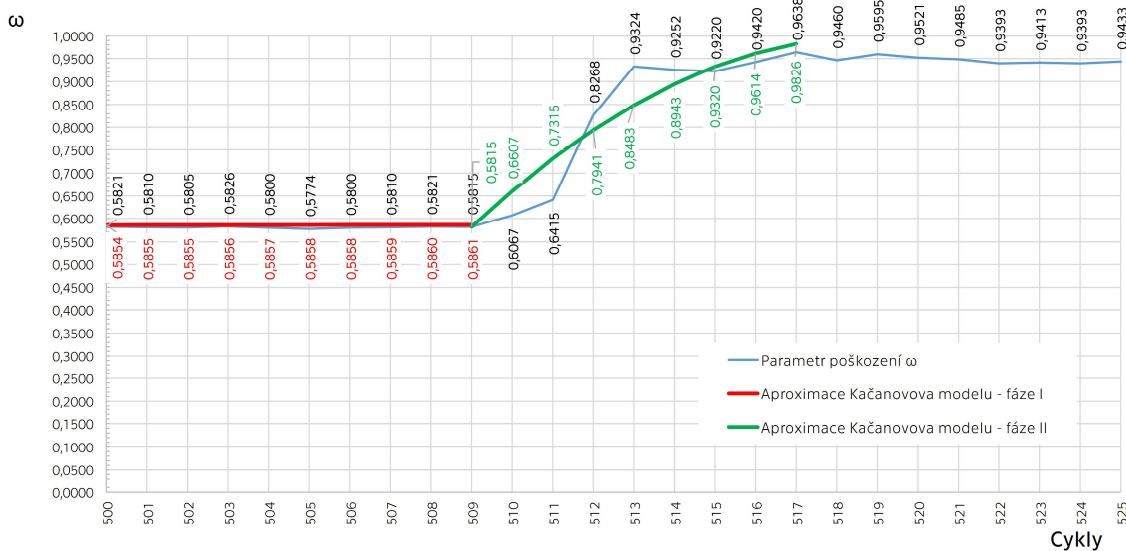
OBR. P 3.65: „200-“ – kalibrace fáze II



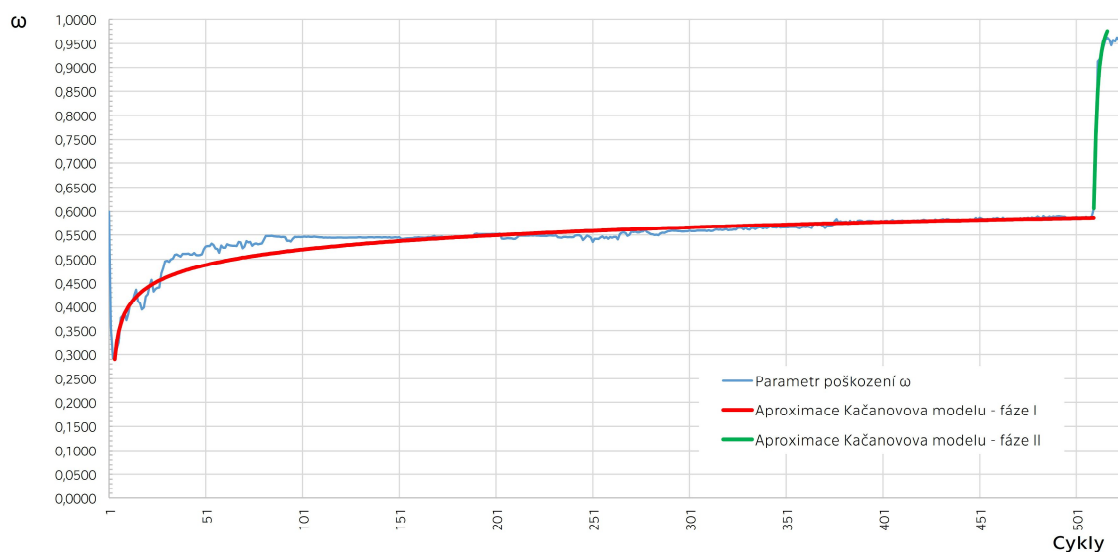
Na základě vypočtených kalibračních parametrů je možné graficky znázornit aproximované průběhy parametru poškození a porovnat je s vypočtenými:



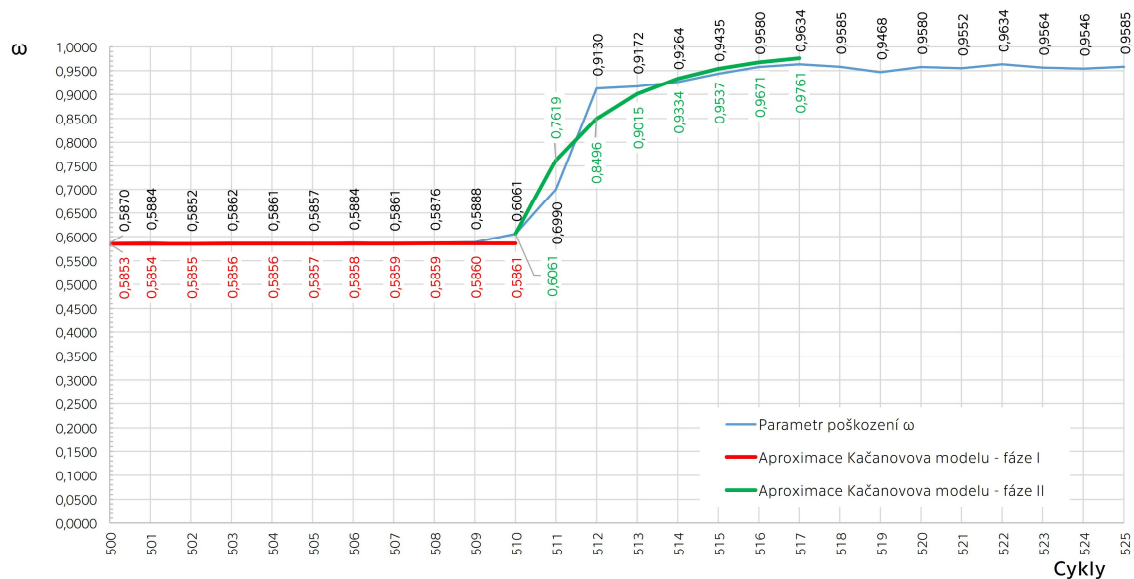
OBR. P 3.66: „200+“ – aproximace Kačanovova modelu – fáze I



OBR. P 3.67: „200+“ – aproximace Kačanovova modelu – fáze II



OBR. P 3.68: „200-“ – aproximace Kačanovova modelu – fáze I



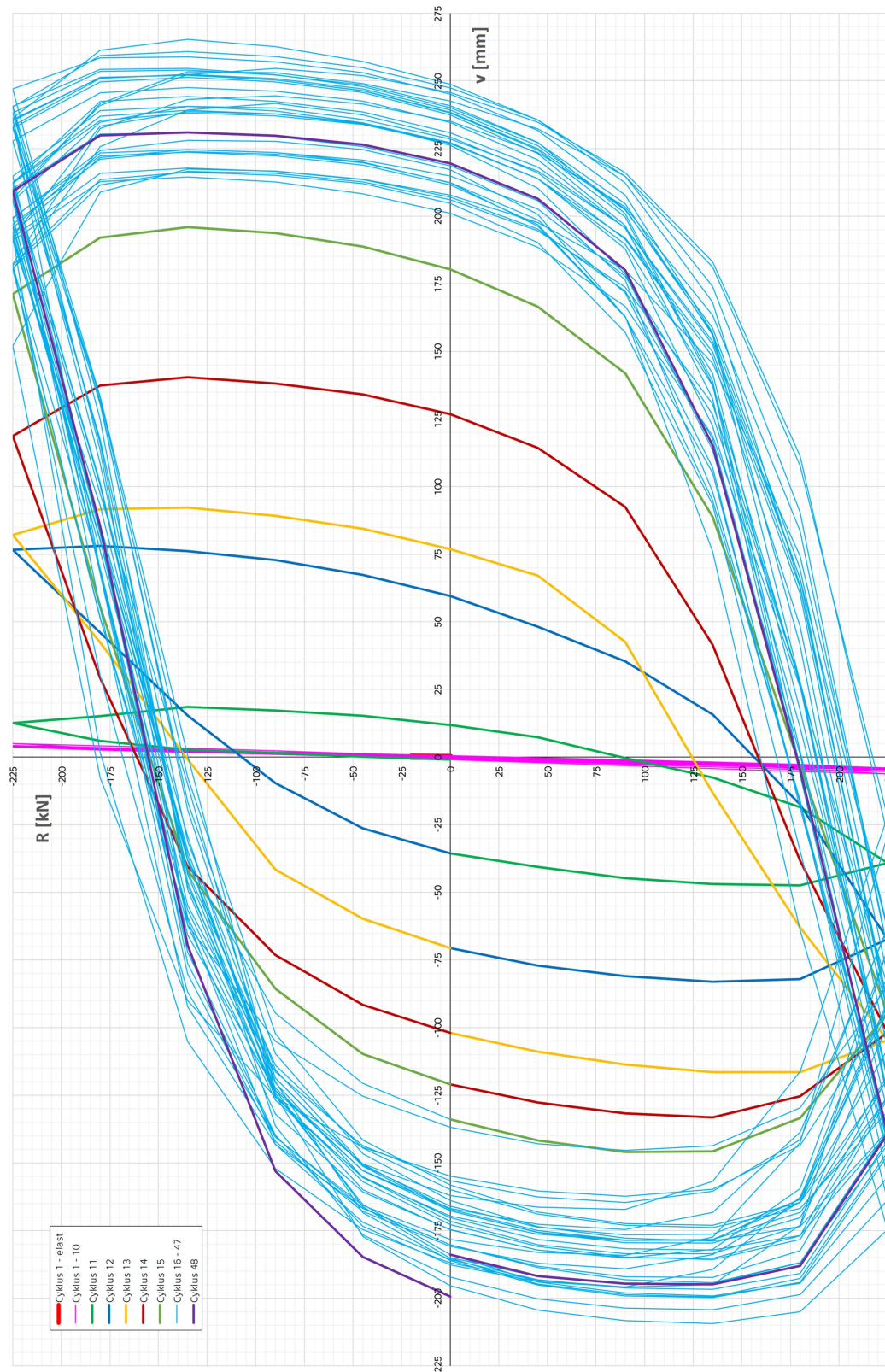
OBR. P 3.69: „200-“ – aproximace Kačanovova modelu – fáze II

P 3.2.5 Zatěžovací úroveň „225 kN“

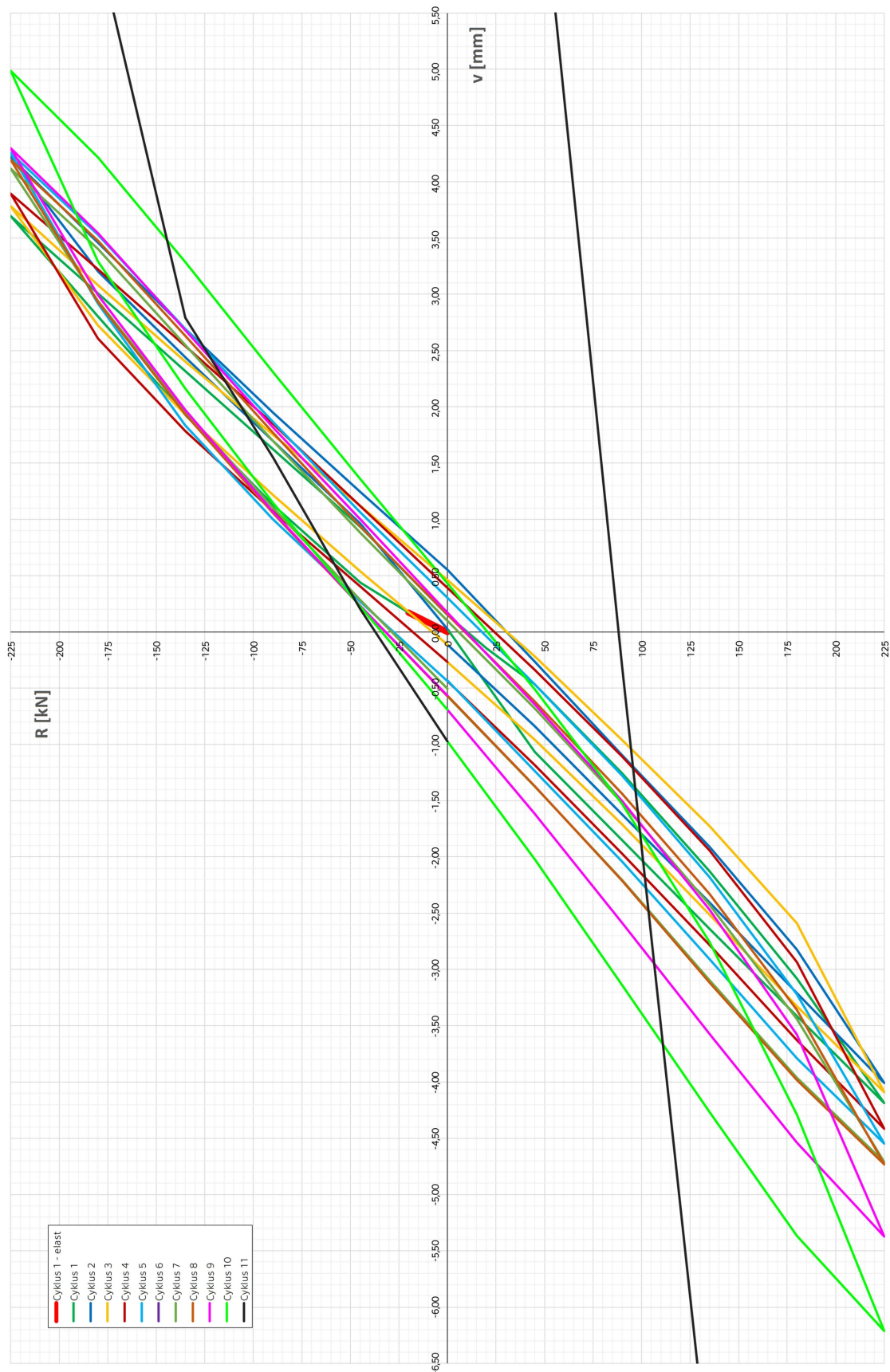
Zatěžování na úrovni 225 kN je charakteristické velmi krátkou fází I, která se projevuje mezi 3. a 10. cyklem, poté již nastupuje velmi rychlé poškození konstrukce, které se během jednoho cyklu zvětší o přibližně 30 % a atakuje tak hranici 90% poškození. Konstrukce je však schopna velmi dlouho setrvat ve II. fázi, než dojde k jejím kolapsu. Zatěžování probíhalo v přírůstcích



po 45 kN a k její kompletní destrukci došlo po 48 cyklech. Zatížení působí na úrovni kolem třech čtvrtin statické únosnosti.



OBR. P 3.70: „225“ – Hysterezní křivky

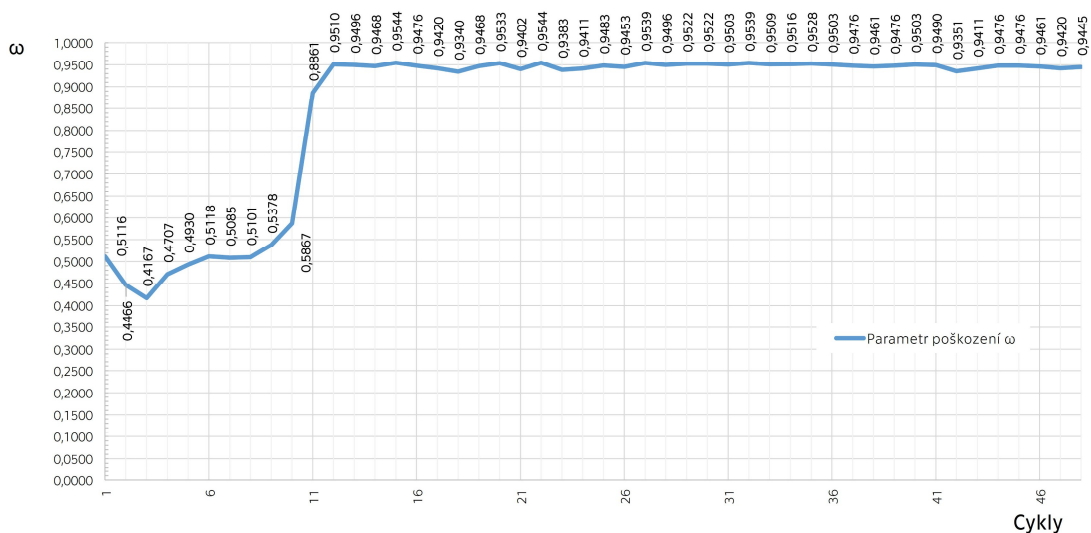


OBR. P 3.71: „225“ – Hysterezní křivky cyklů 1 – 11

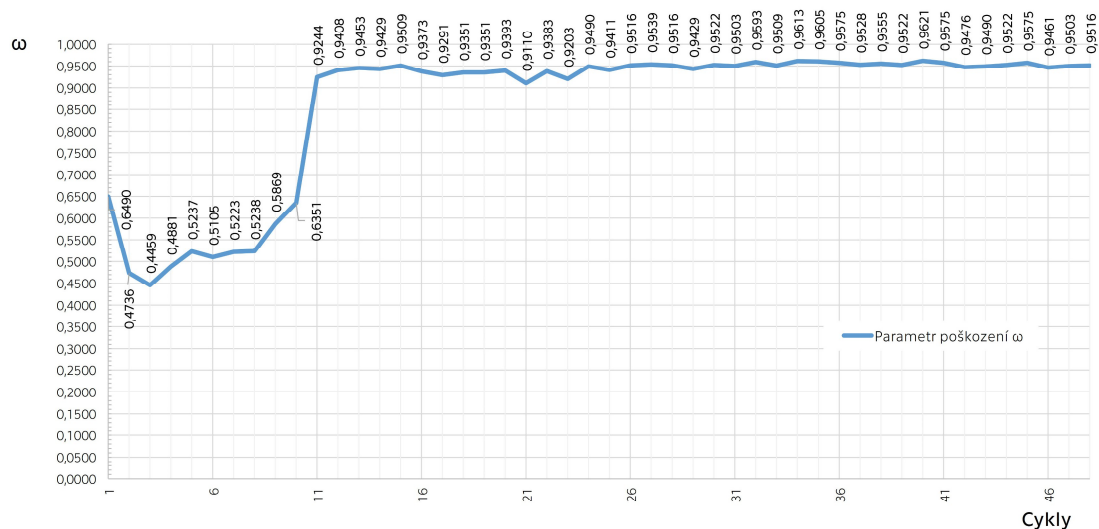


Vývoj parametru poškození ω

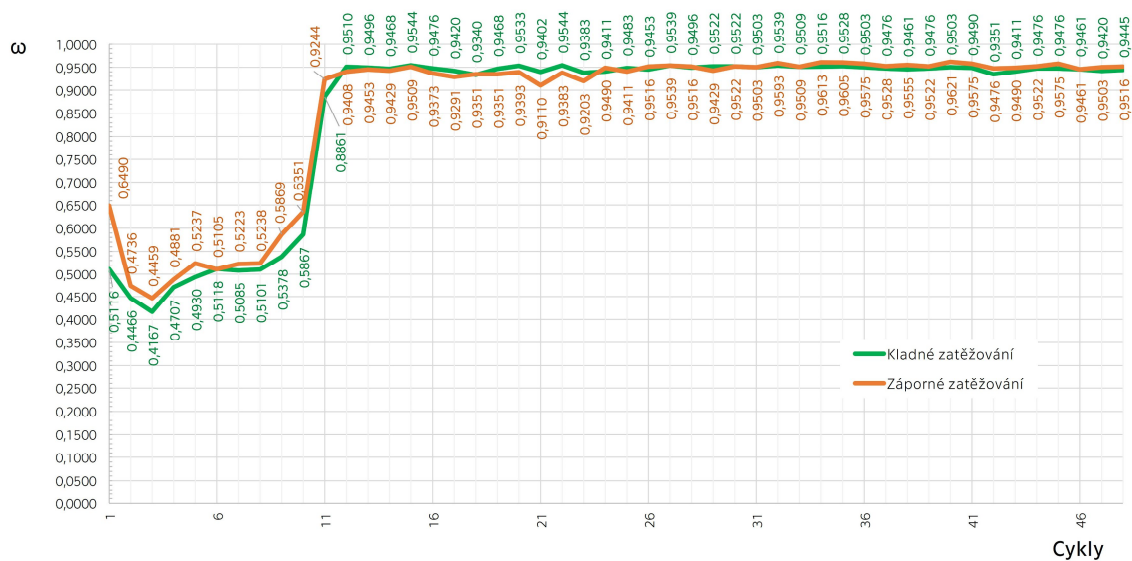
Z OBR. P 3.72 a OBR. P 3.73 je patrné, že konstrukce během prvních třech cyklů nabývá na tuhosti a dochází k Shake Down, kdy se následně projevuje velmi krátký nárůst poškození, jež definuje fázi I a definuje jeho mez návrhové únosnosti. Poté dochází ke skokovému zvýšení poškození, doprovázené rostoucí plastickou deformací. Ve II. fázi je nadpraží schopno setrvat poměrně velmi dlouho, aniž by zcela zkolabovalo, byť by již bylo zcela potrháno, což naznačuje velmi dobrou schopnost duktilního chování.



OBR. P 3.72: „225+“ – vývoj parametru poškození ω

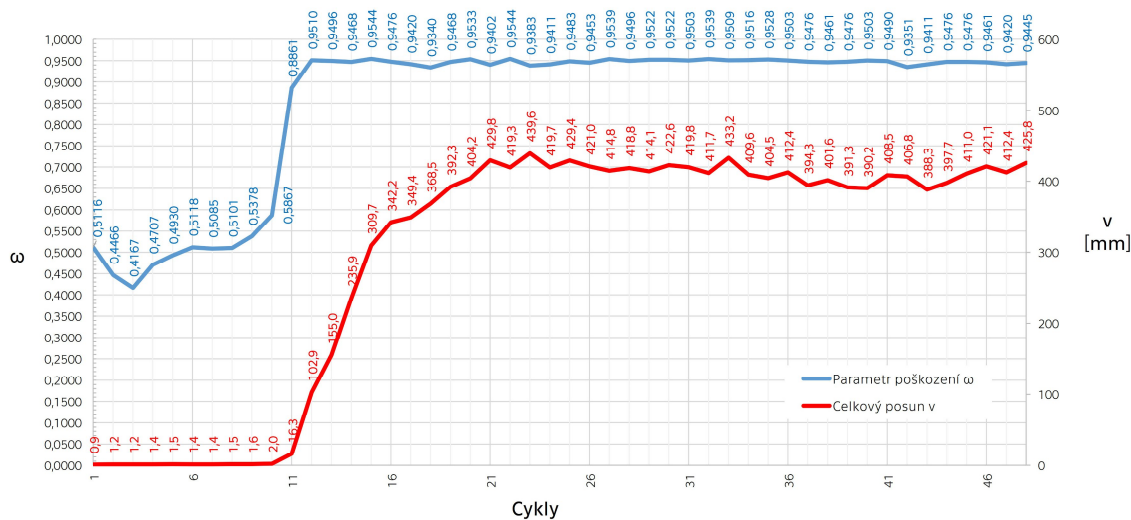


OBR. P 3.73: „225-“ – vývoj parametru poškození ω

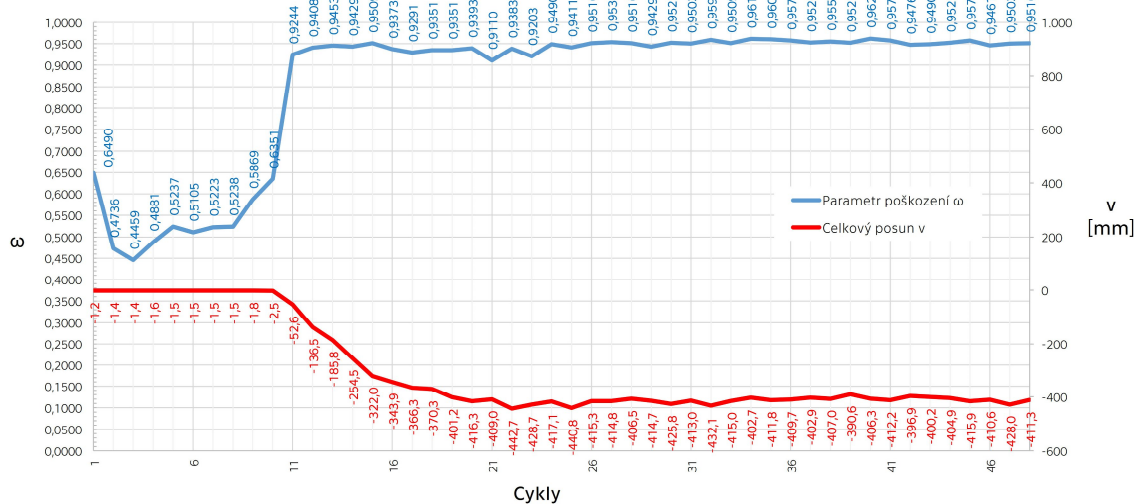


OBR. P 3.74: „225“ – porovnání vývoje parametru poškození ω

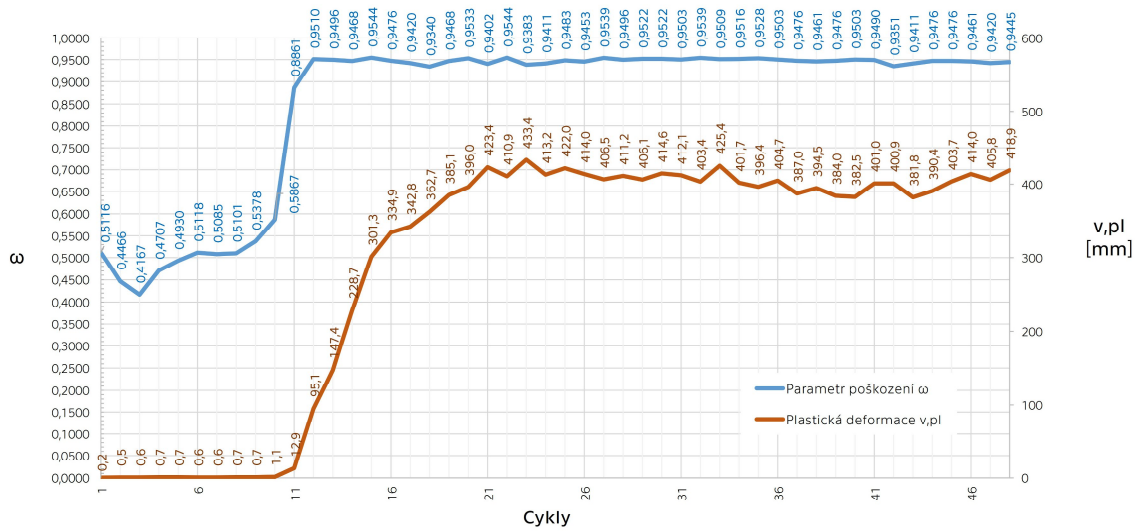
Na následujících grafech lze vidět souvislost, že se se skokovým poškozením konstrukce rapidně zvyšuje i deformace, zejména plastická, která je od počátku fáze II jednoznačně dominantní. Ve fázi II se projevují jak plastické efekty, tak i poškození.



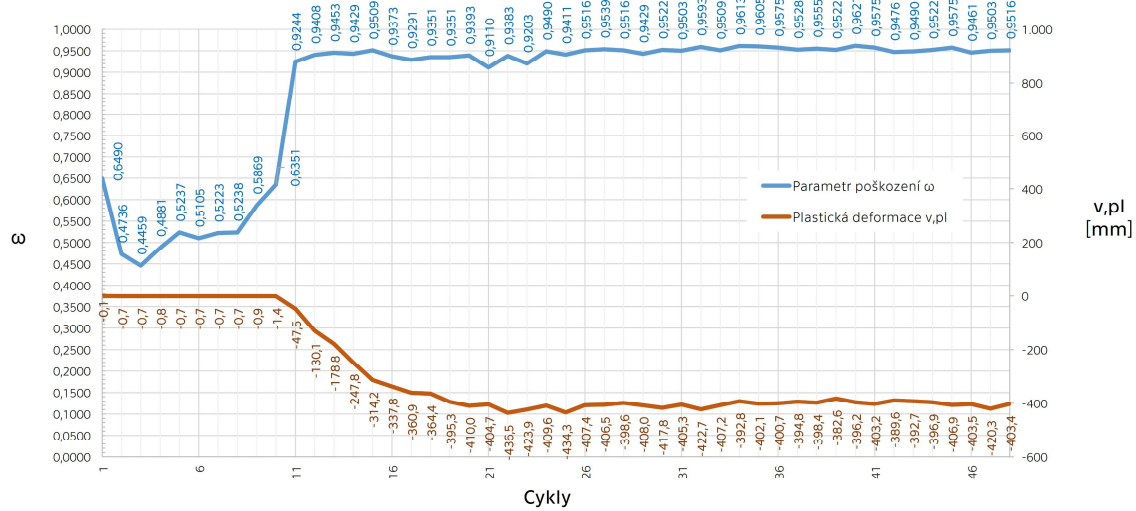
OBR. P 3.75: „225+“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω



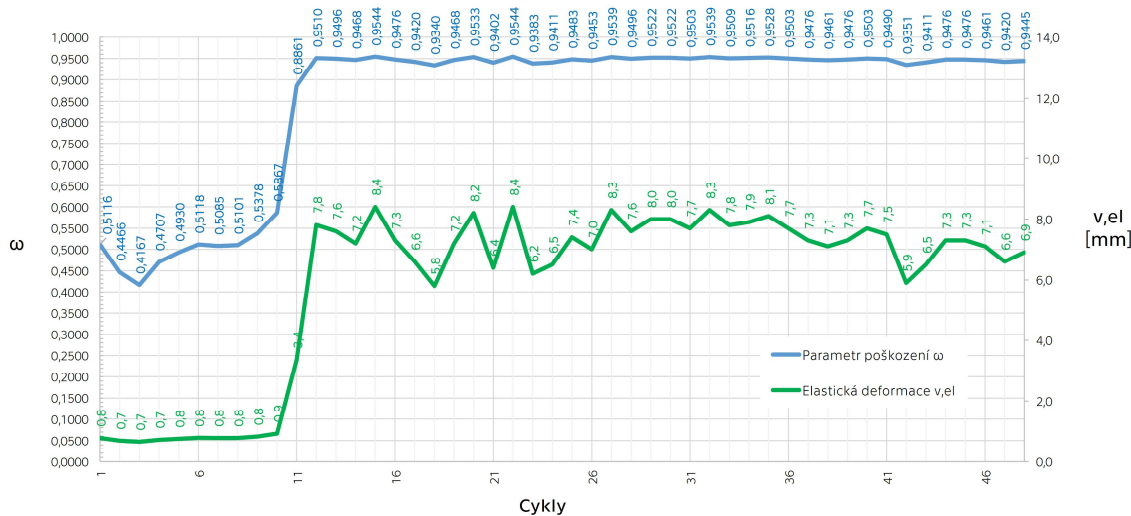
OBR. P 3.76: „225-“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω



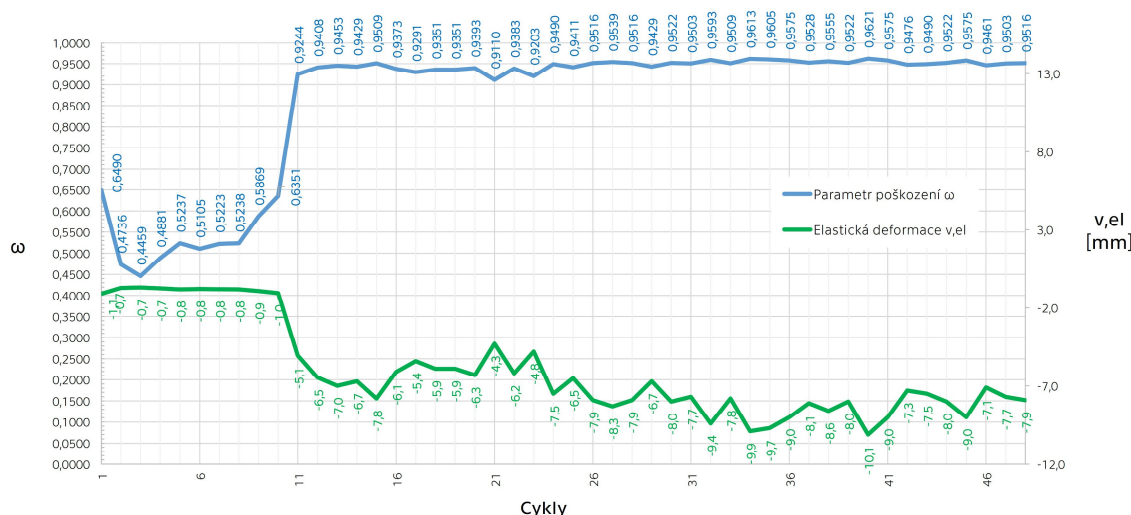
OBR. P 3.77: „225+“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω



OBR. P 3.78: „225-“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω



OBR. P 3.79: „225+“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω



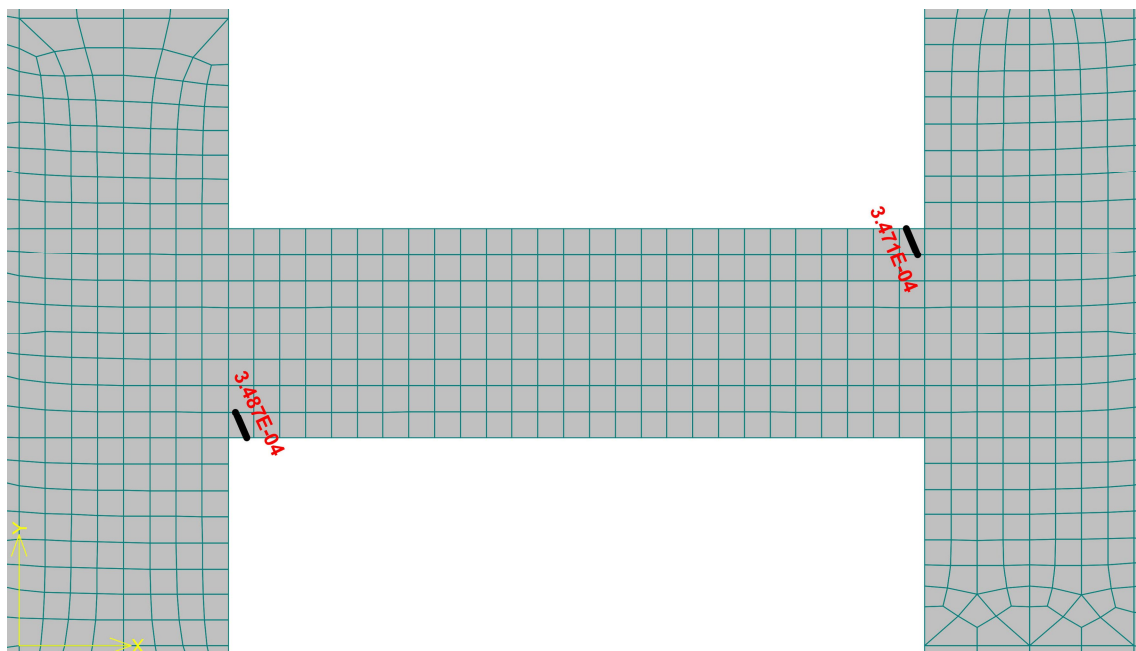
OBR. P 3.80: „225-“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω

Rozvoj trhlin

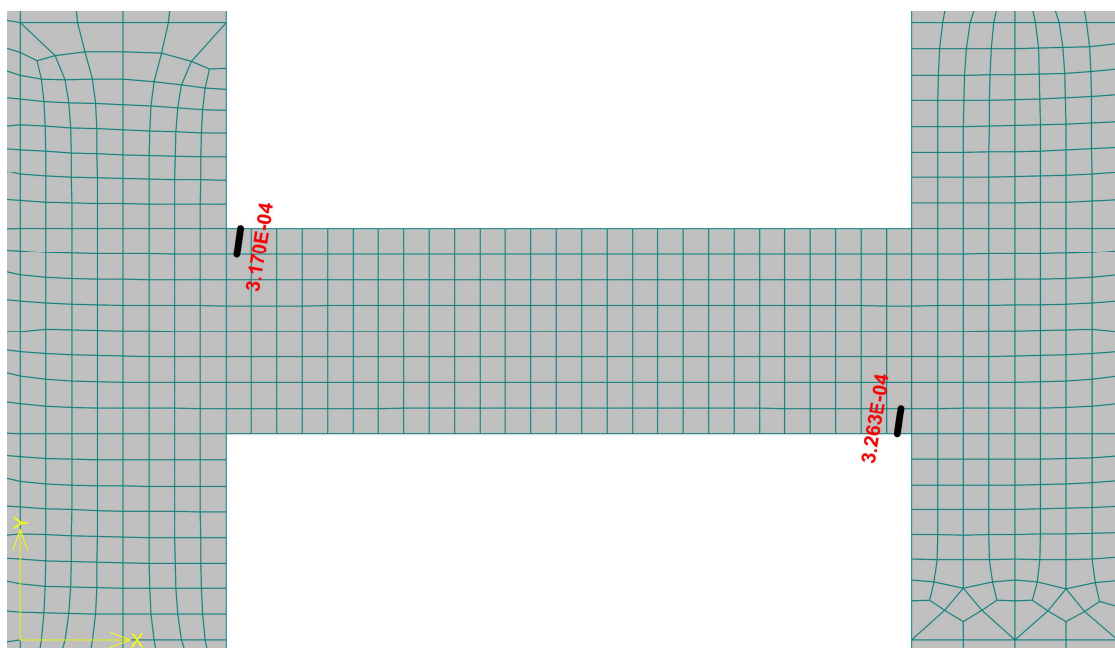
Podíváme-li se na oblast Shake Down, vidíme, že trhliny jen lehce překračují normativní hodnotu 0,3 mm a vyskytují se pouze v rozích v místě vetknutí (OBR. P 3.81 a OBR. P 3.82). Na konci návrhové únosnosti, tedy u 10. cyklu, lze vidět rozvoj dalších trhlin v oblasti vetknutí, přičemž se jejich šířky pohybují mezi 0,3 mm a 0,5 mm, což je stále v běžných podmínkách v mezích normy (OBR. P 3.83 a OBR. P 3.84). V momentě maximálního poškození je již



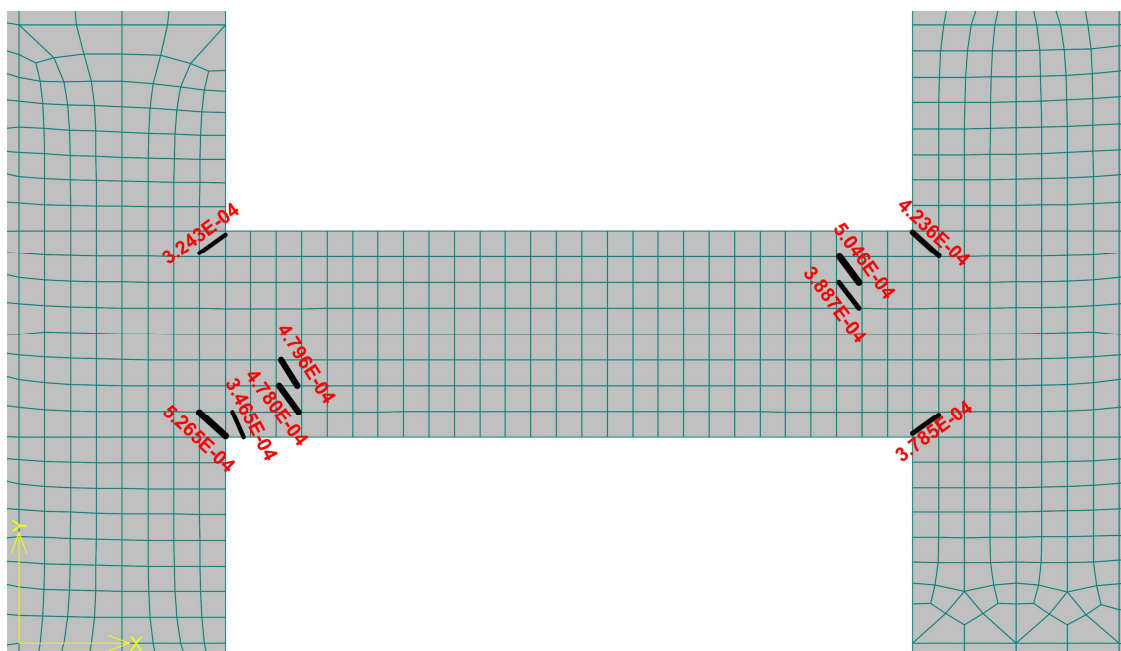
celé nadpraží potrháno a trhliny se rozšiřují i do přilehlých stěn (OBR. P 3.85 a OBR. P 3.86). Největší trhliny dosahují šířky téměř 8 mm. V souvislosti ke krátké fázi I nelze již cyklické zatěžování doporučit.



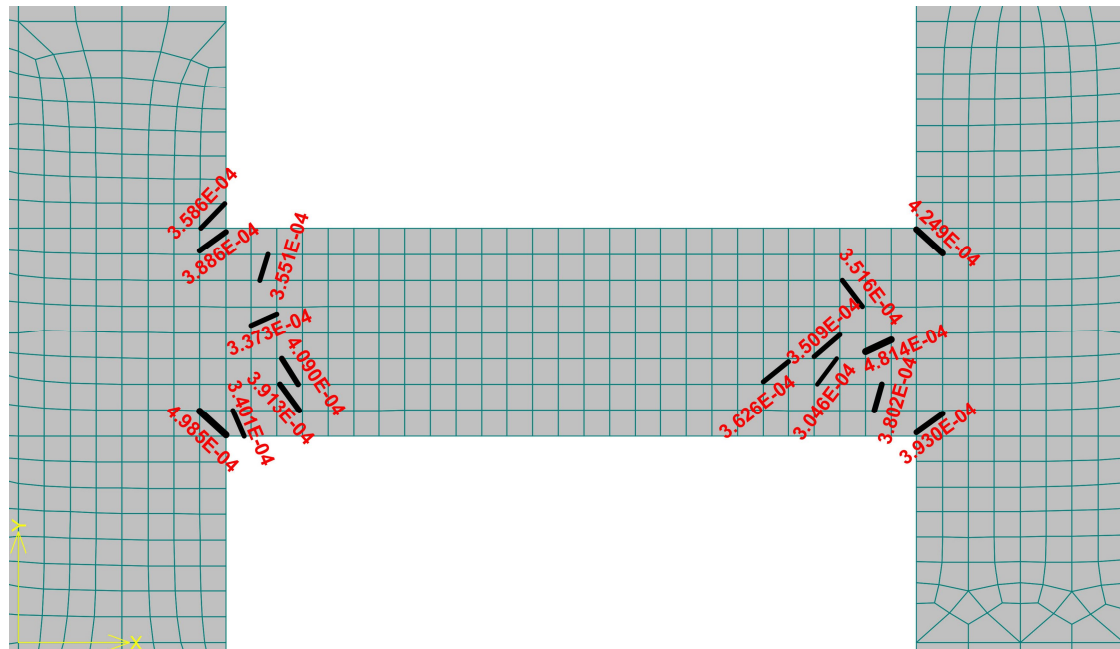
OBR. P 3.81: „225+“ – šířky trhlin při Shake Down



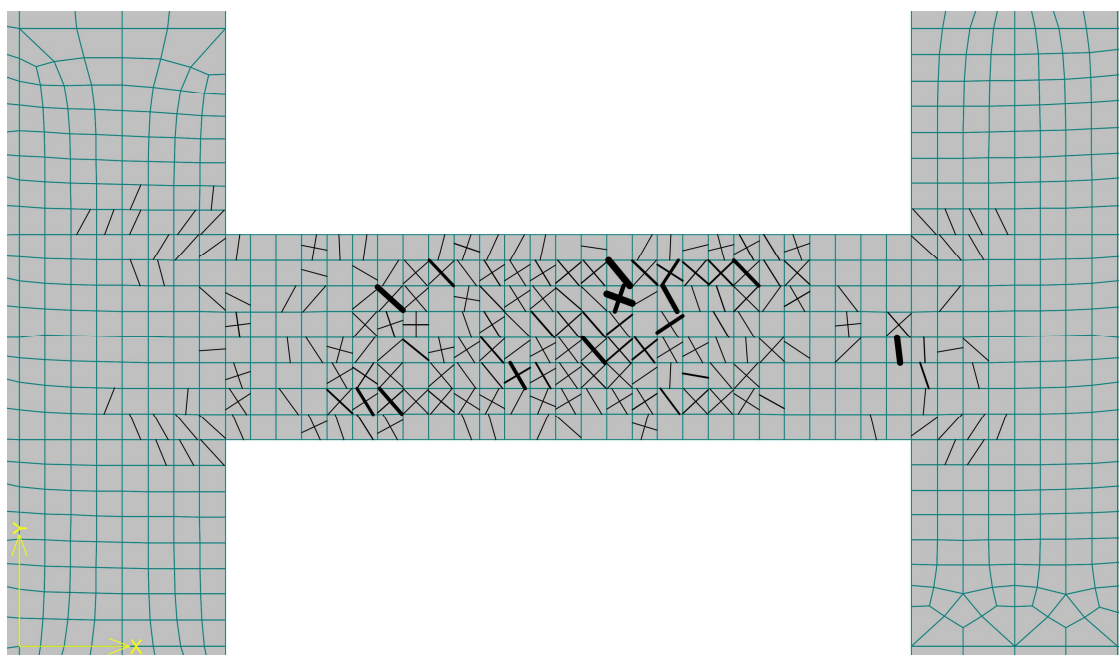
OBR. P 3.82: „225-“ – šířky trhlin při Shake Down



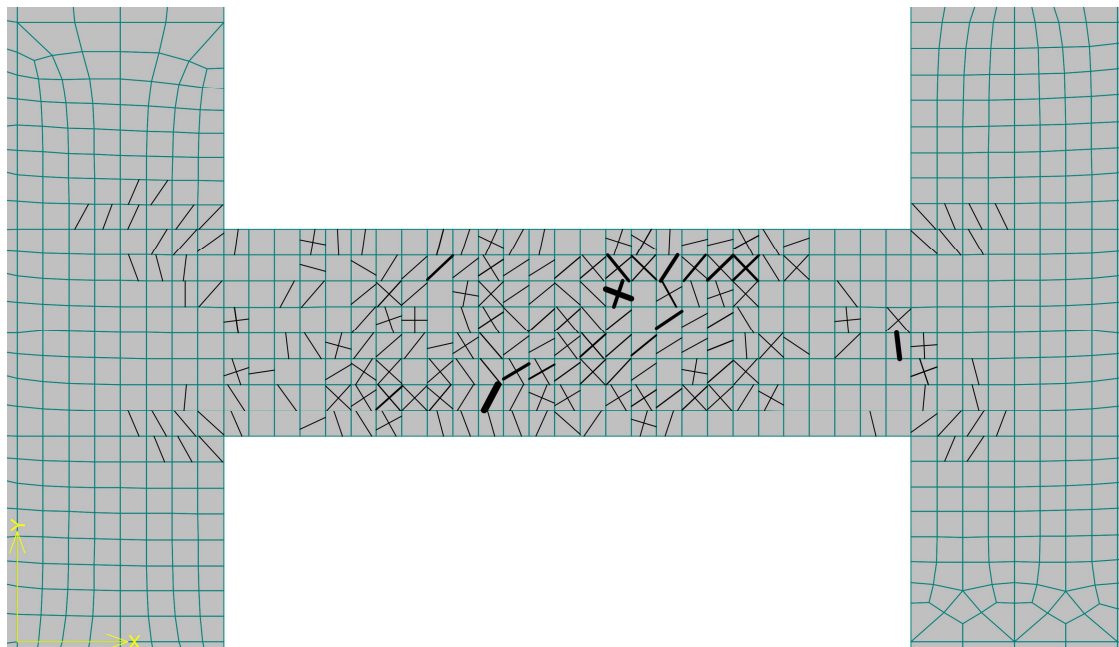
OBR. P 3.83: „225+“ – šířky trhlin na mezi návrhové únosnosti



OBR. P 3.84: „225-“ – šířky trhlin na mezi návrhové únosnosti



OBR. P 3.85: „225+“ – rozvoj trhlin při maximálním poškození



OBR. P 3.86: „225-“ – rozvoj trhlin při maximálním poškození



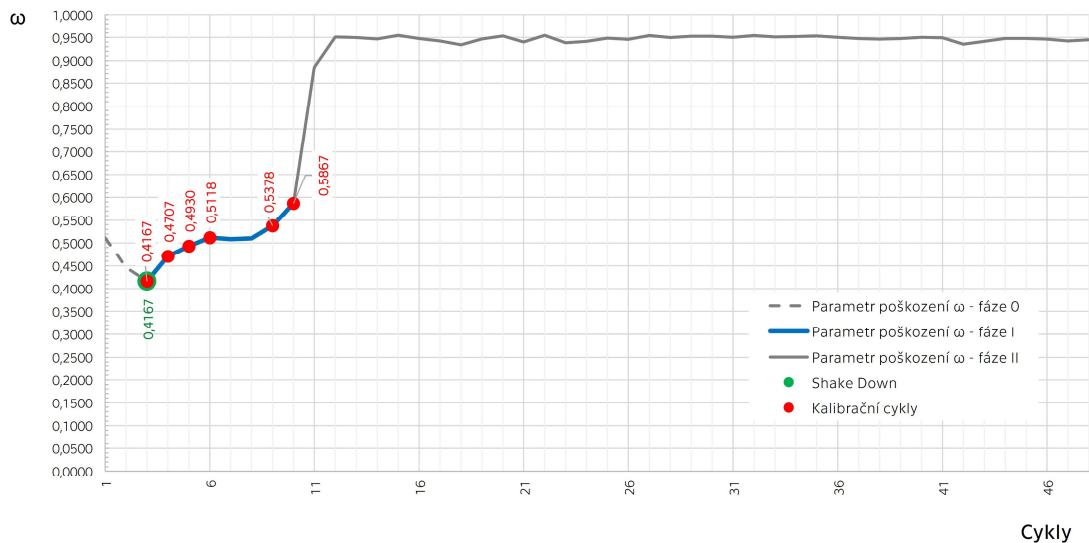
Kalibrace Kačanovova modelu

Kalibrační modely byly pomocí metody nejmenších čtverců vypočteny následující kalibrační parametry pro fázi I:

Kladné zatěžování

$$C = 9,80 \times 10^4$$

$$\nu = -1,90$$

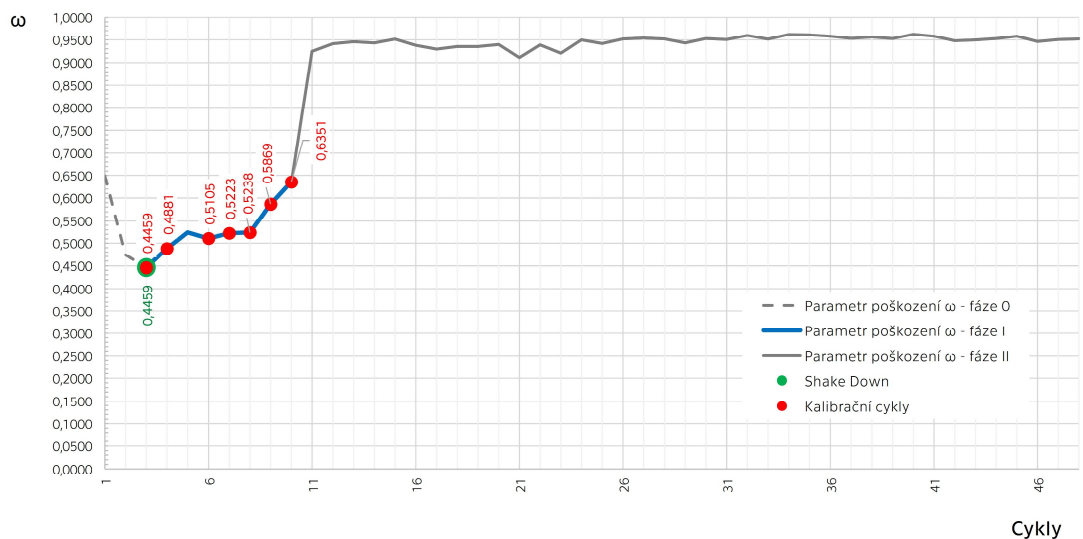


OBR. P 3.87: „225+“ – kalibrace fáze I

Záporné zatěžování

$$C = 1,6 \times 10^{-10}$$

$$\nu = 2,34$$



OBR. P 3.88: „225-“ – kalibrace fáze I

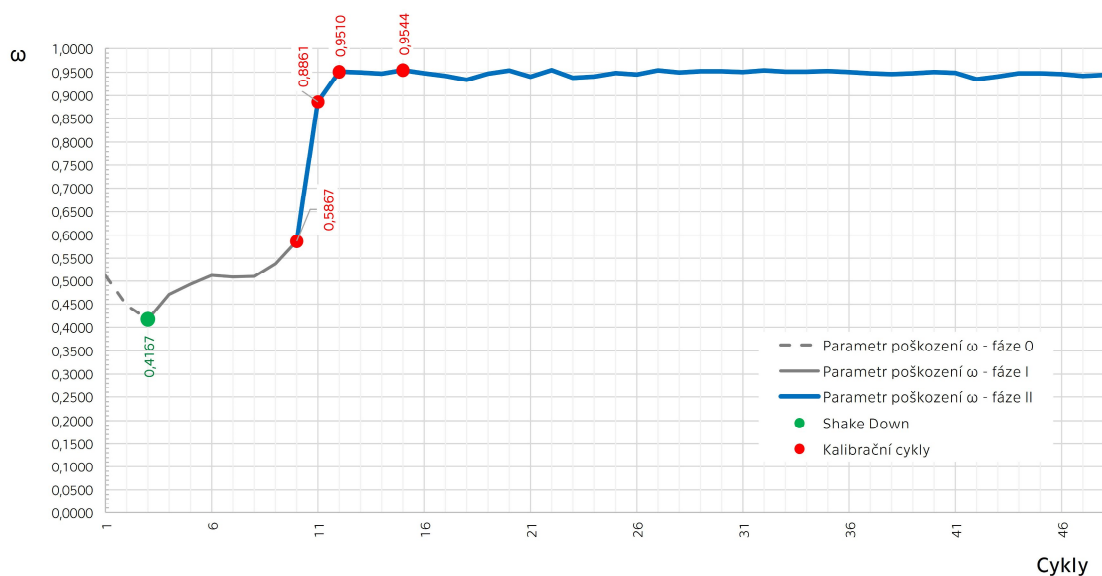


Stejně tak byly vypočteny kalibrační parametry pro fázi II:

Kladné zatěžování

$$C = 9,50 \times 10^6$$

$$v = -1,95$$

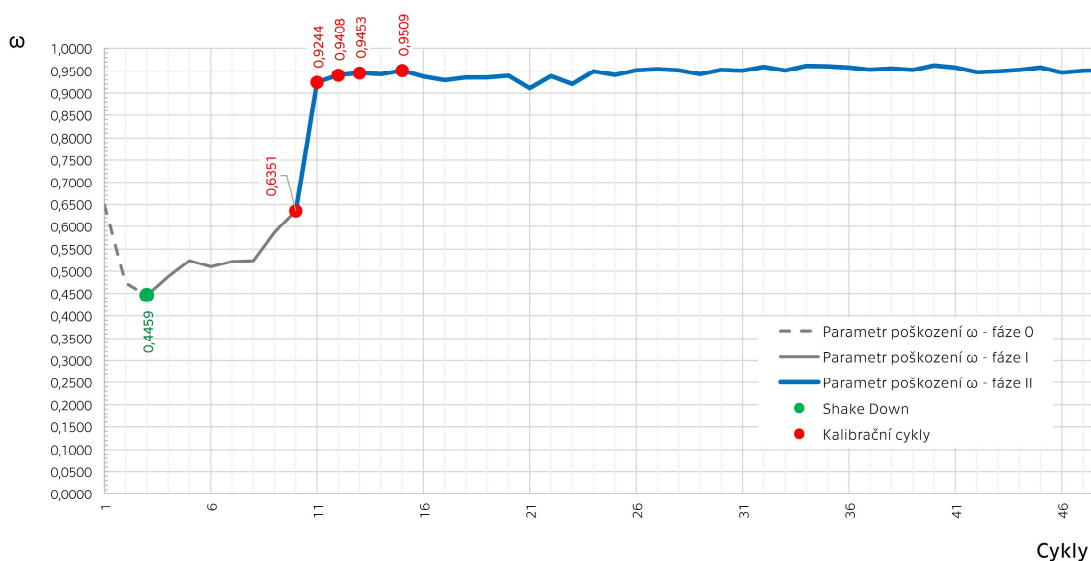


OBR. P 3.89: „225+“ – kalibrace fáze II

Záporné zatěžování

$$C = 9,70 \times 10^{11}$$

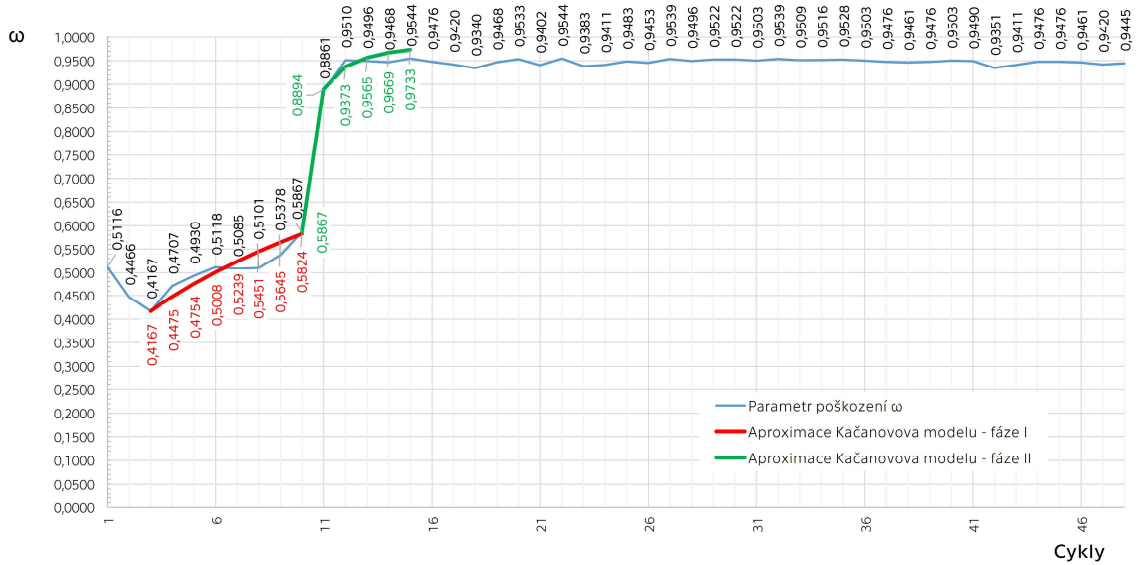
$$v = -3,15$$



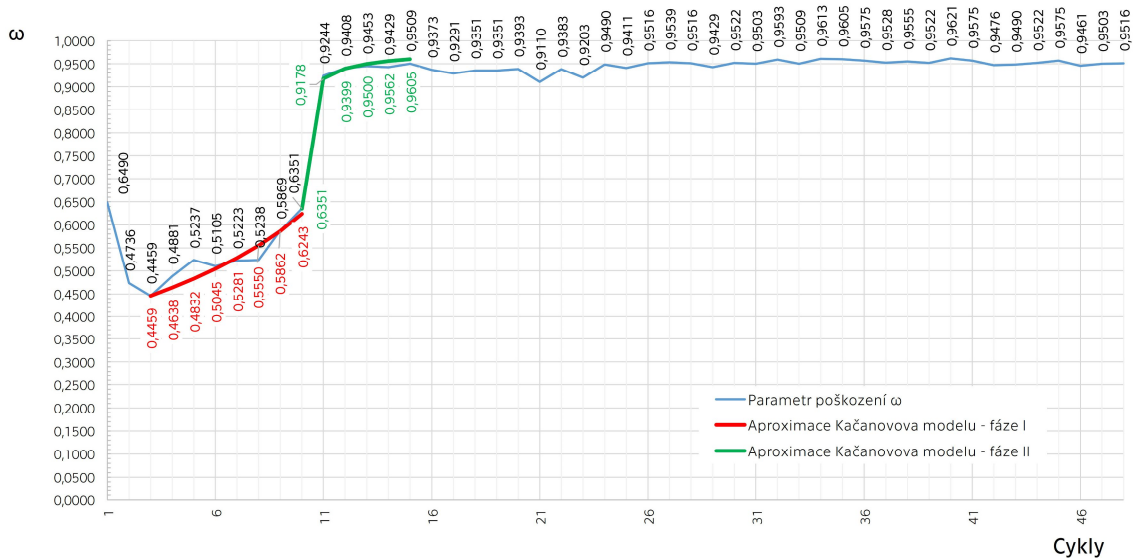
OBR. P 3.90: „225-“ – kalibrace fáze II



Na základě vypočtených kalibračních parametrů je možné graficky znázornit aproximované průběhy parametru poškození a porovnat je s vypočtenými:



OBR. P 3.91: „225+“ – aproximace Kačanovova modelu



OBR. P 3.92: „225-“ – aproximace Kačanovova modelu

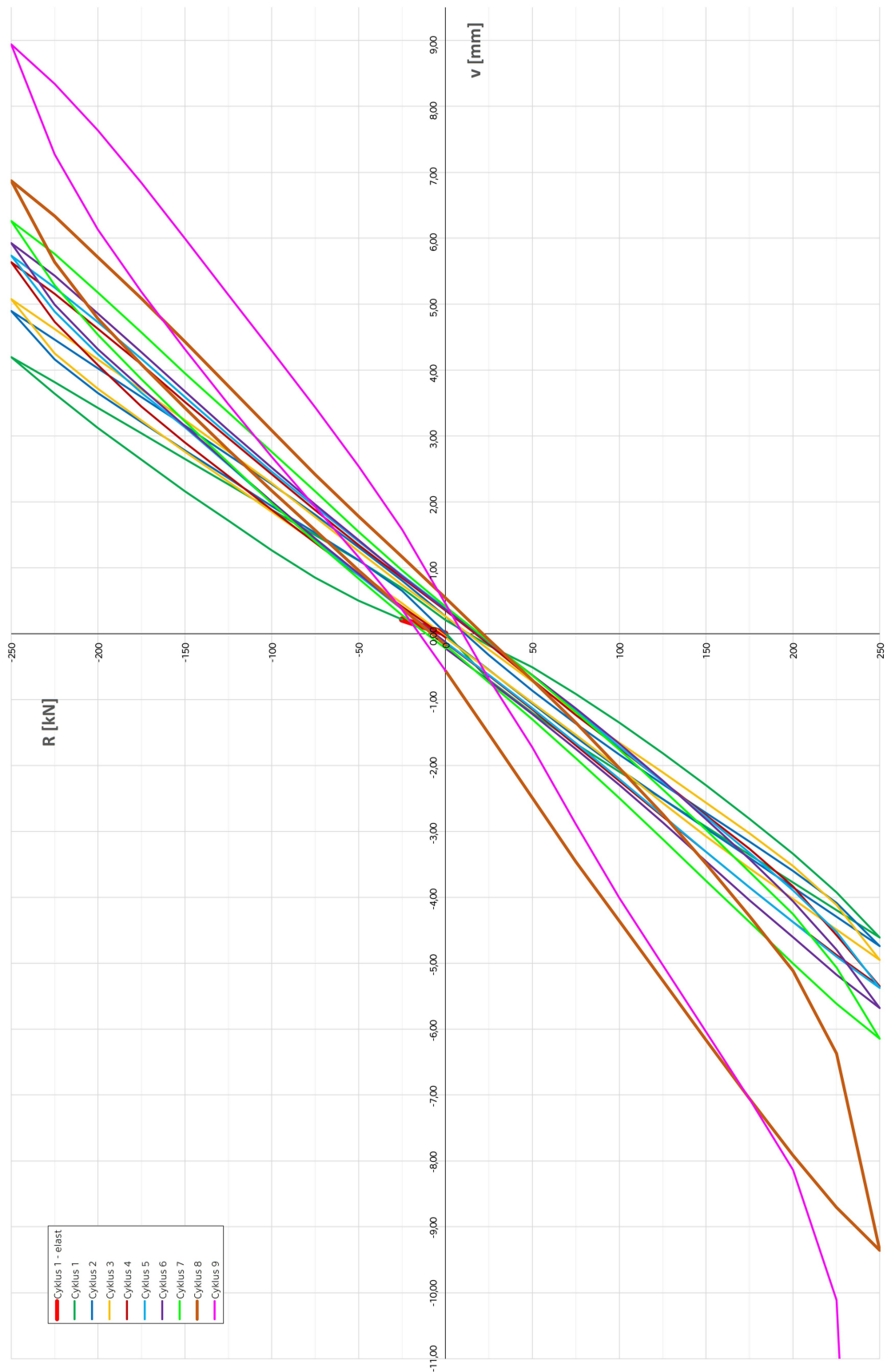


P 3.2.6 Zatěžovací úroveň „250 kN“

V případě zatěžovací úrovně rovné 250 kN bylo možné provést pouze 24 (kladné zatěžování), potažmo 23 (záporné zatěžování), cyklů. Nicméně i to je dostačující pro destrukci konstrukce. Další výpočet již nebyl zapotřebí. Zatěžování probíhalo v přírůstcích po 25 kN. Zatížení dosahuje přibližně 81 % statické únosnosti nosníku. Zároveň se jedná (téměř) o návrhovou hodnotu momentového zatížení vypočteného pro referenční objekt (odstavec P 1.7.1, OBR. P 1.10).



OBR. P 3.93: „250“ – Hysterezní křivky

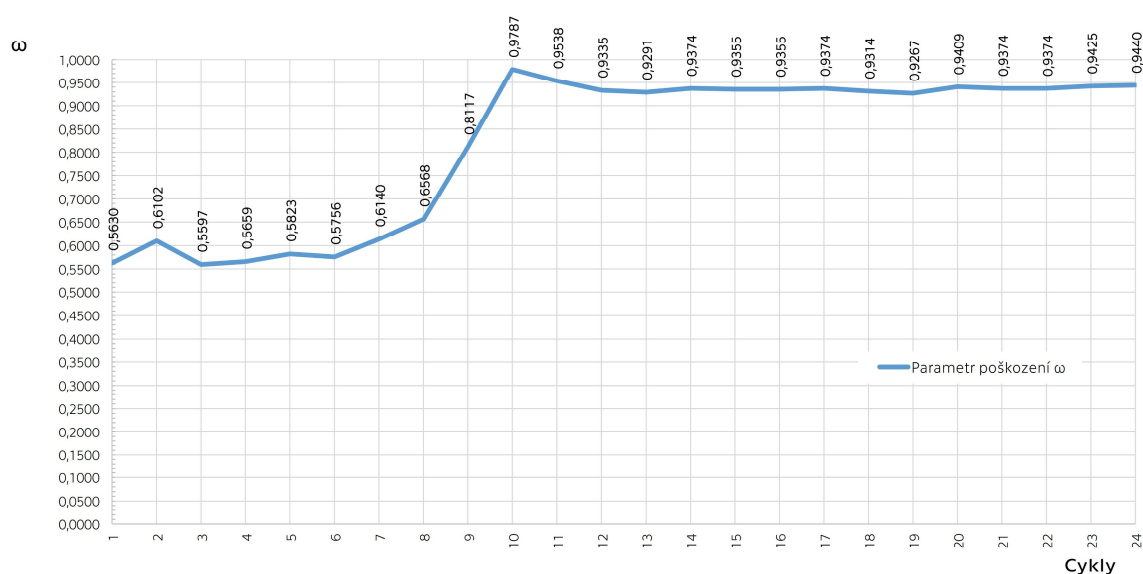


OBR. P 3.94: „250“ – Hysterezní křivky cyklů 1 – 9

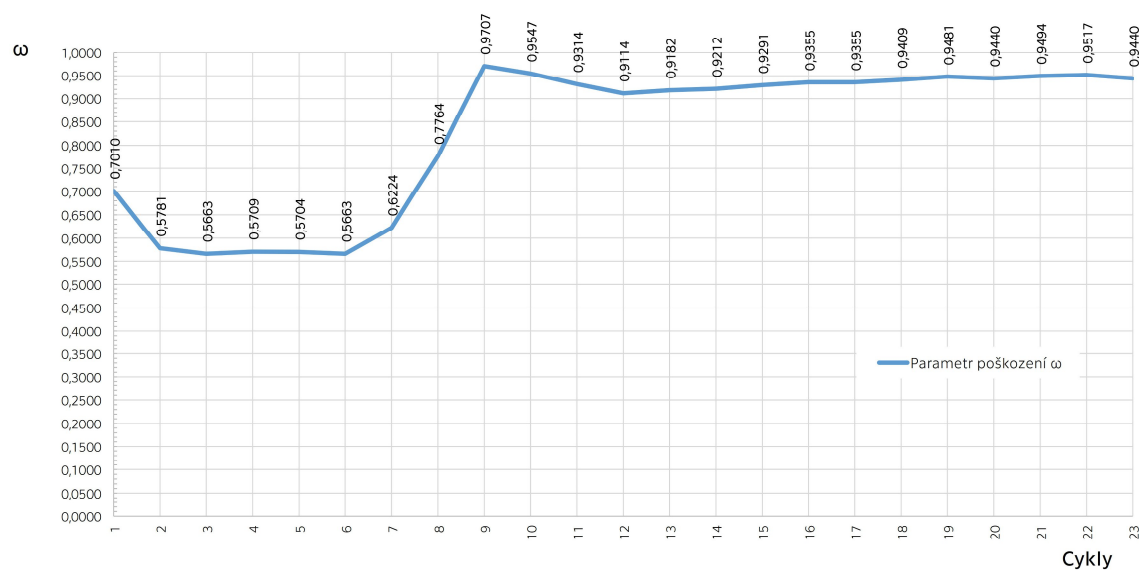


Vývoj parametru poškození ω

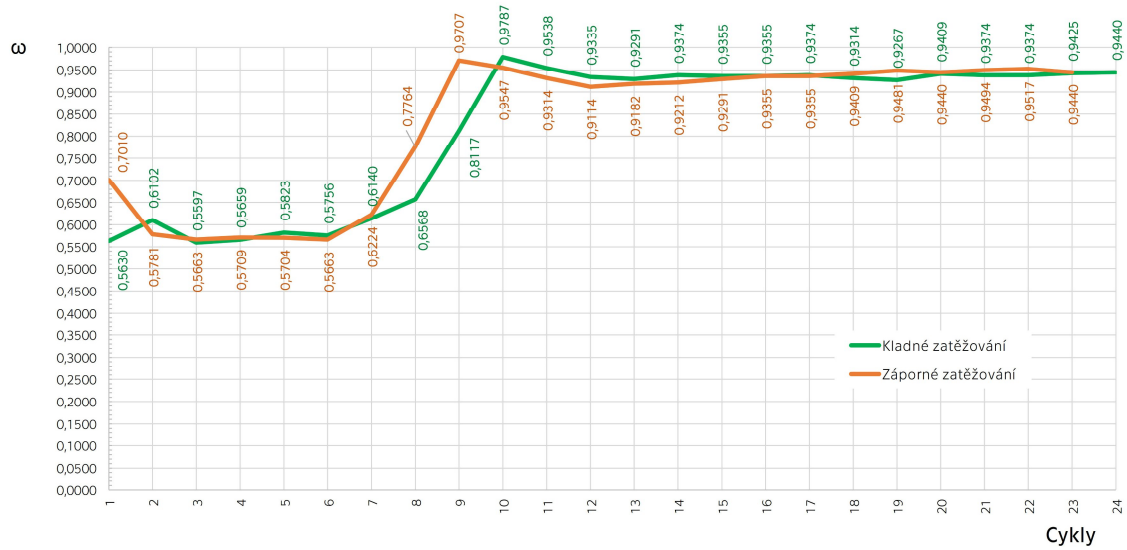
Při této zatěžovací úrovni lze i zde na grafech OBR. P 3.95 a OBR. P 3.96 zřetelně vidět všechny tři fáze, tedy i fázi „0“, která se však projevuje jen do prvních dvou až třech cyklů, poté nastává růst poškození konstrukce. Dále je kolem sedmého či osmého cyklu vidět prudký nárůst ω , což představuje mez návrhové únosnosti, která se tímto vyčerpá velmi brzy a fáze I je tímto velmi krátká. To znamená, že nadpraží nemá dobré dispozice pro cyklická zatížení.



OBR. P 3.95: „250+“ – vývoj parametru poškození ω

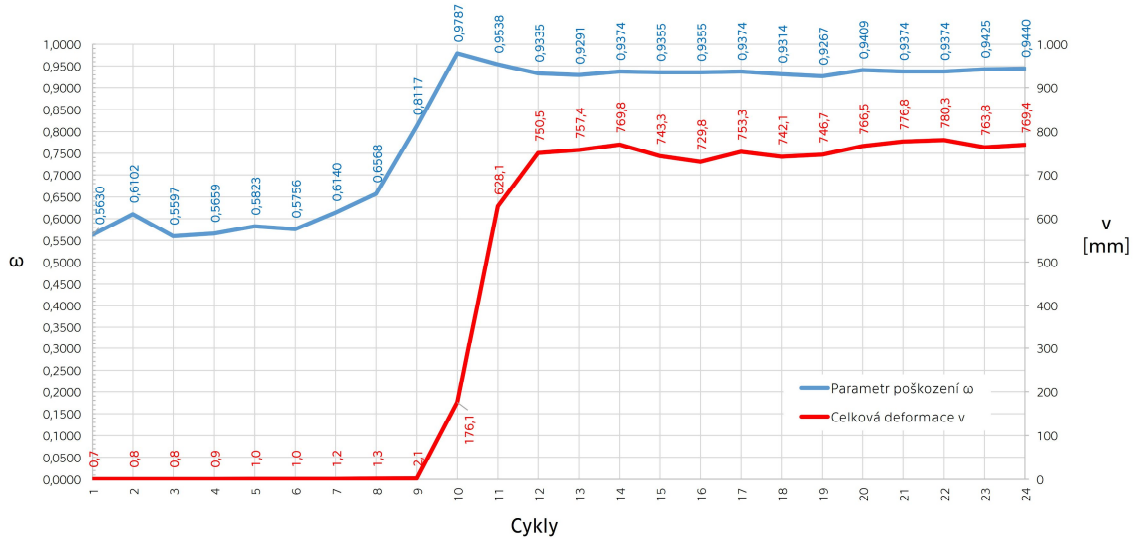


OBR. P 3.96: „250-“ – vývoj parametru poškození ω

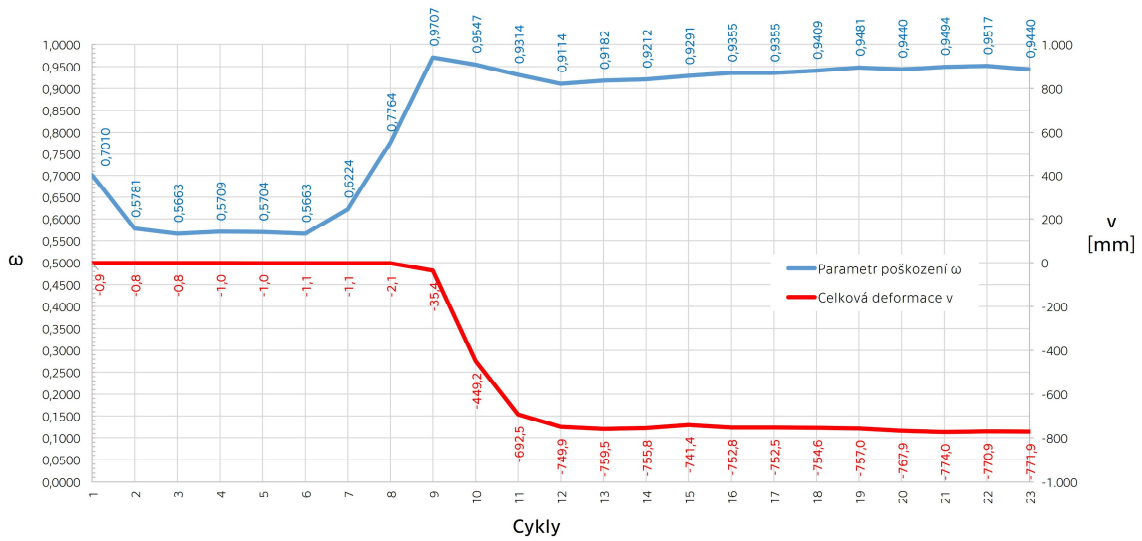


OBR. P 3.97: „250“ – porovnání vývoje parametru poškození ω

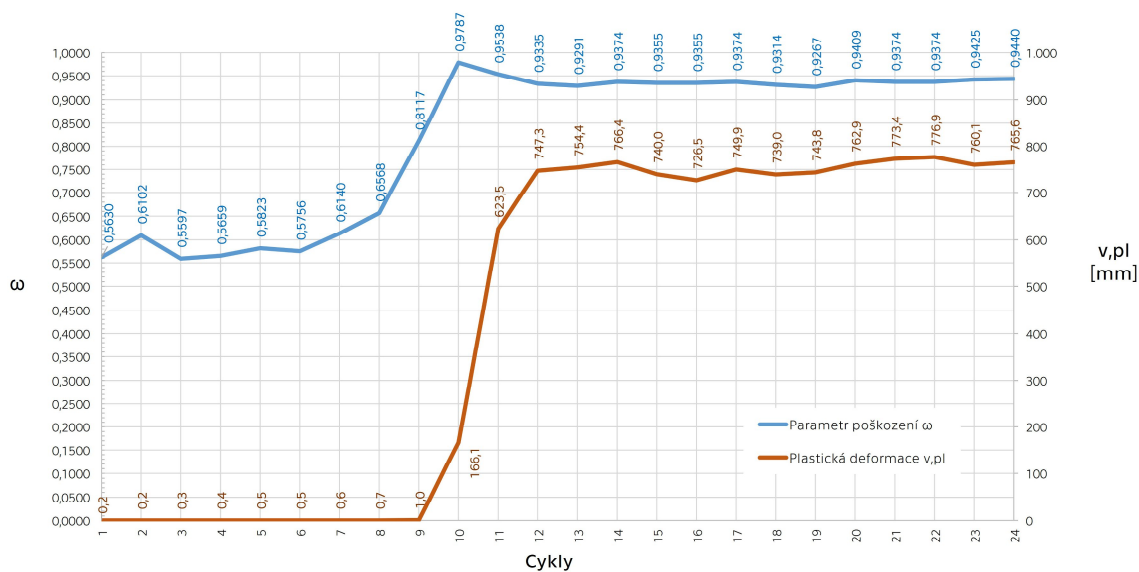
I v případě této zatěžovací úrovně je od II. fáze plastická deformace převládající. Ve fázi I je poměr mezi plastickou a pružnou rovnocenný.



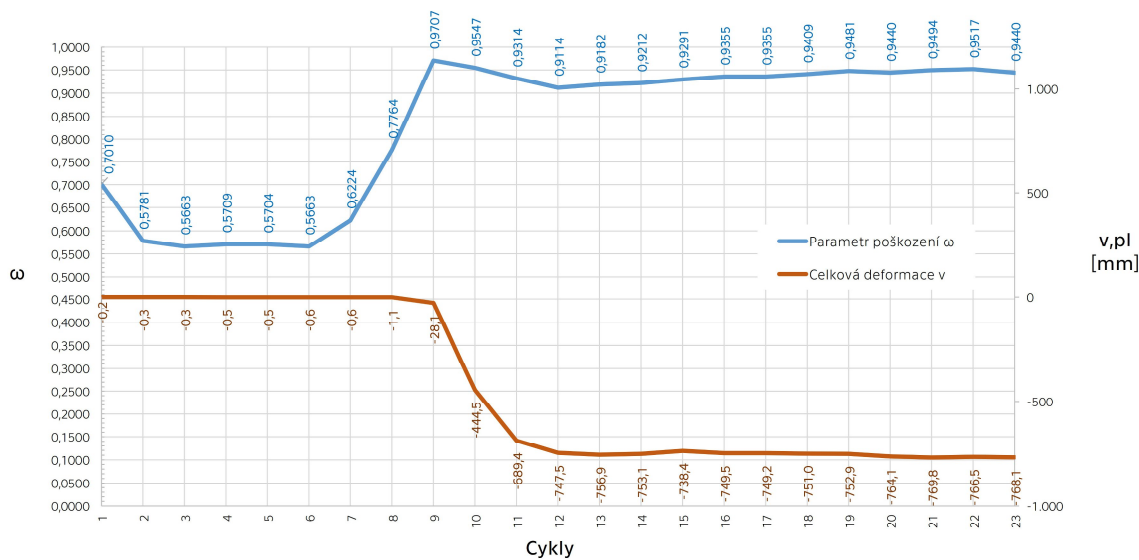
OBR. P 3.98: „250+“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω



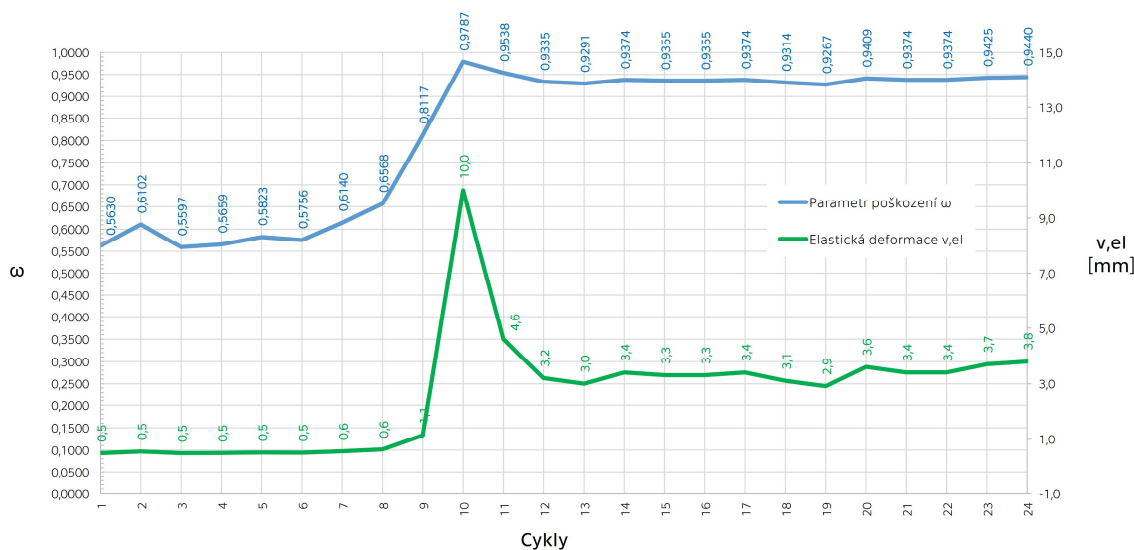
OBR. P 3.99: „250-“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω



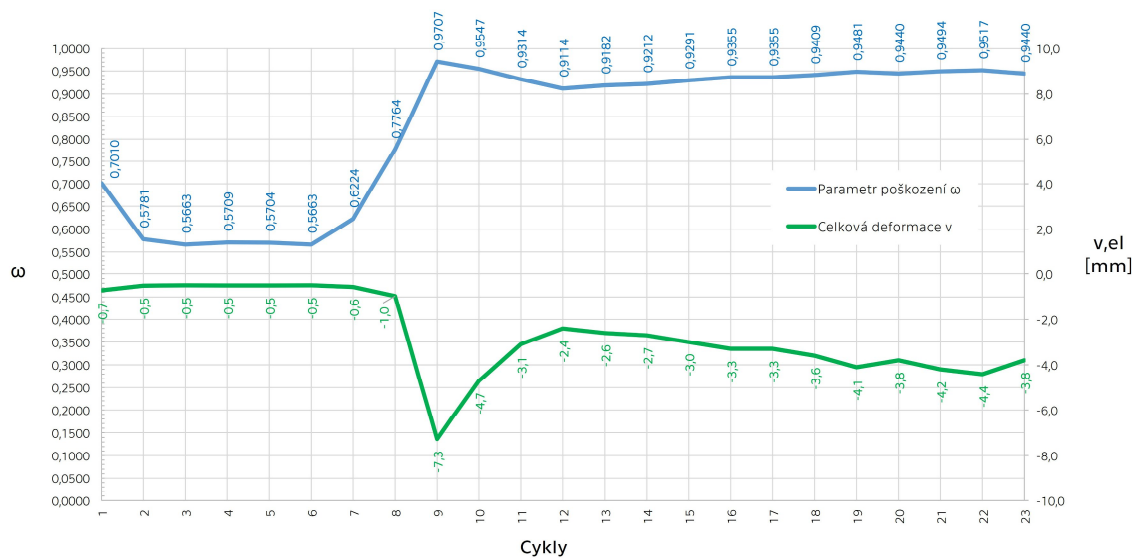
OBR. P 3.100: „250+“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω



OBR. P 3.101: „250-“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω



OBR. P 3.102: „250+“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω



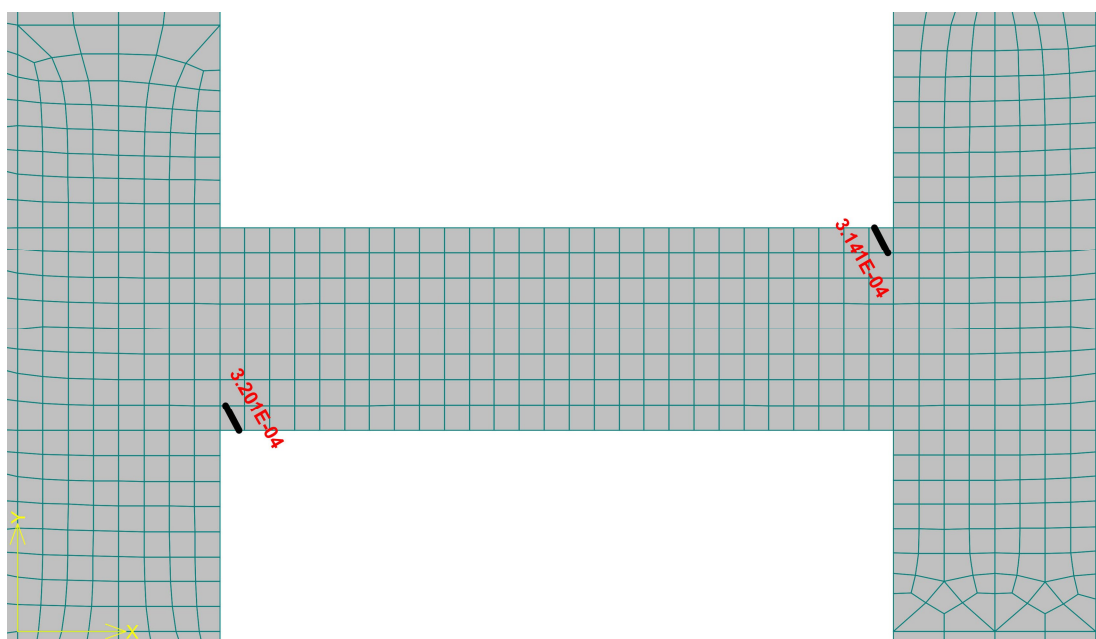
OBR. P 3.103: „250-“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω

Rozvoj trhlin

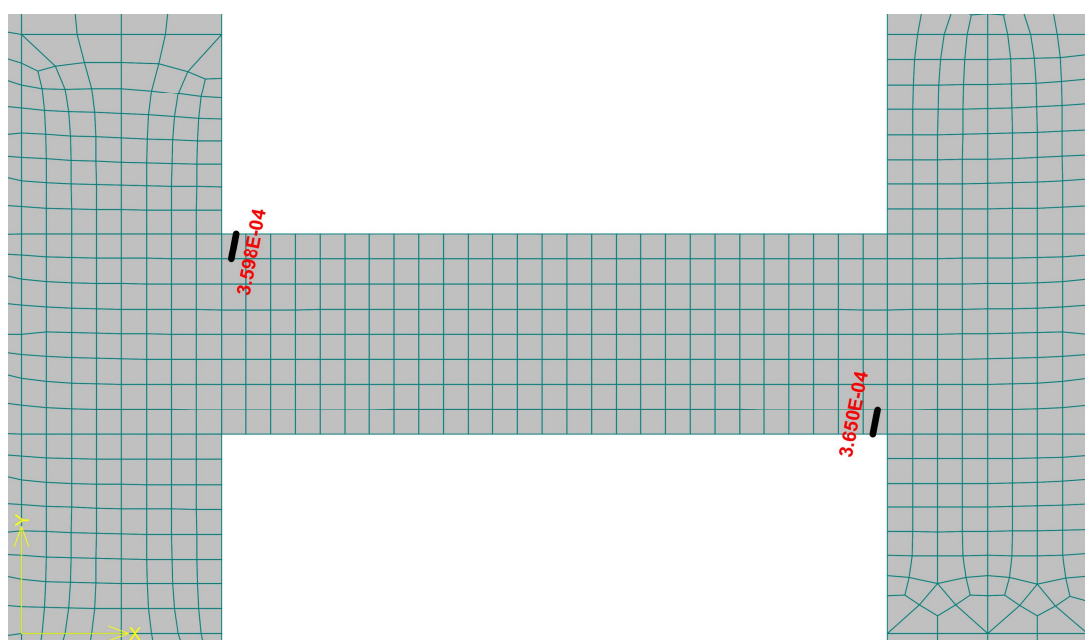
Sohledem na rozvoj trhlin lze vidět, že v oblasti Shake Down se relevantní trhliny (širší než 0,3 mm) projevují jen v malém počtu v místě vetknutí nadpraží a tuto hranici dramaticky nepřekračují (OBR. P 3.104 a OBR. P 3.105). Na konci návrhové únosnosti, tedy u osmého, potažmo sedmého, cyklu, lze vidět rozvoj dalších trhlin o šířkách zřídka překračujících 0,4 mm (OBR. P



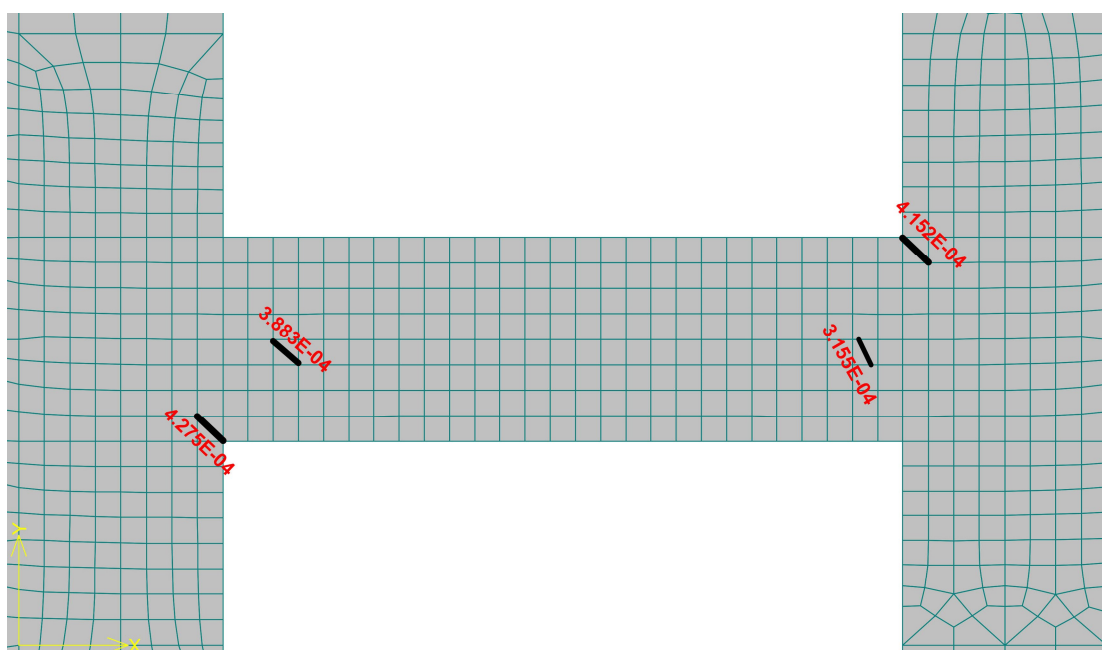
3.106 a OBR. P 3.107). O dva cykly později, kdy parametr poškození dosahuje své maximální hodnoty, se trhliny rozšiřují již po celé délce nadpraží. Na OBR. P 3.108 a OBR. P 3.109 jsou zobrazeny všechny trhliny větší než 0,3 mm, přičemž největší z nich dosahují šířky přes 6 mm. V dalších cyklech již dochází k dalšímu zvětšování deformací.



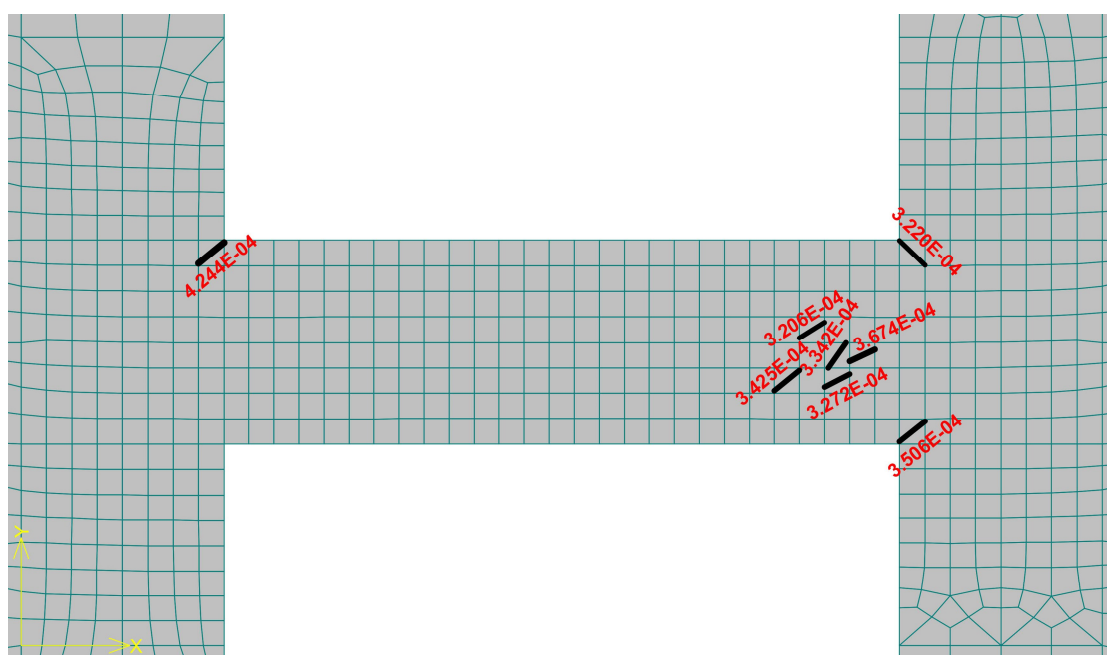
OBR. P 3.104: „250+“ – šířky trhlín při Shake Down



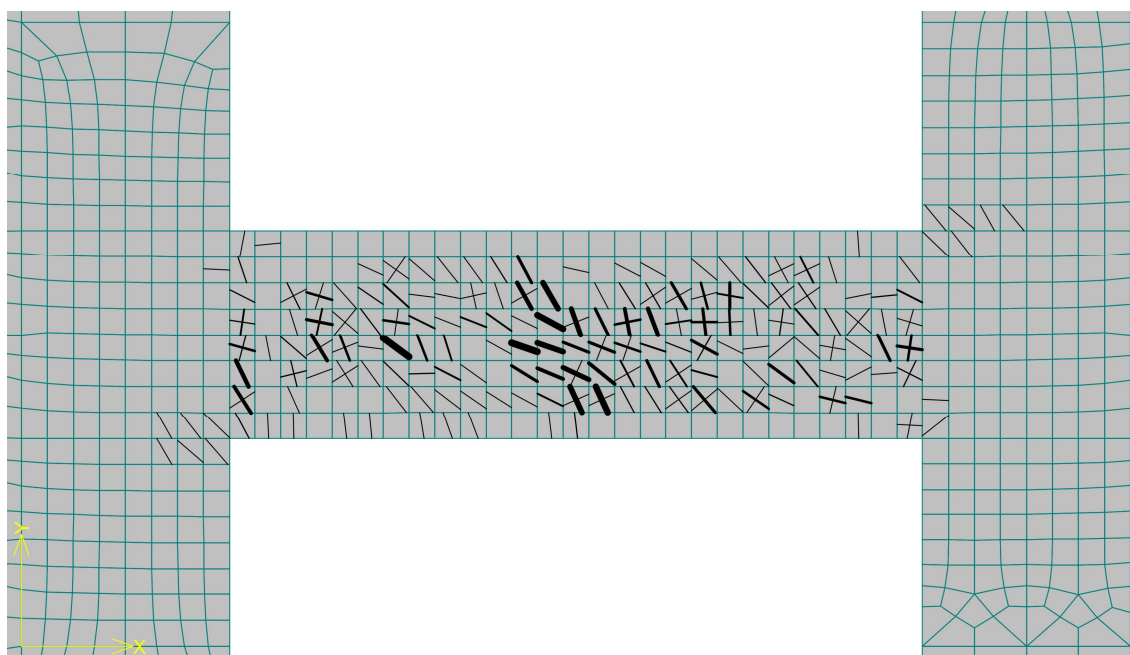
OBR. P 3.105: „250-“ – šířky trhlín při Shake Down



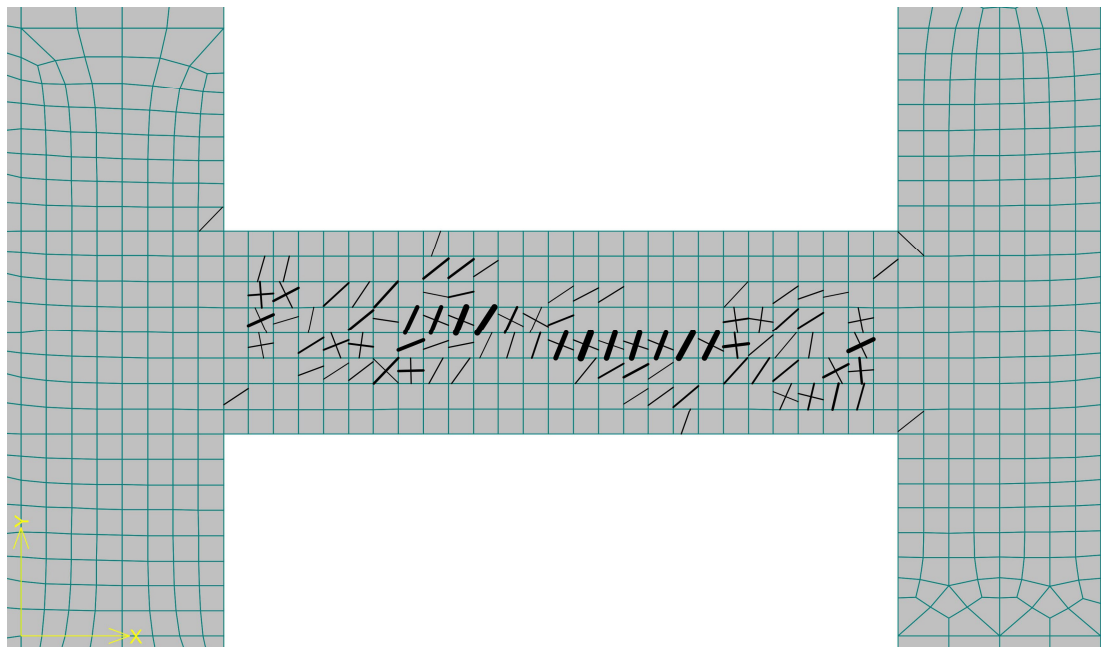
OBR. P 3.106: „250+“ – šířky trhlin na mezi návrhové únosnosti



OBR. P 3.107: „250-“ – šířky trhlin na mezi návrhové únosnosti



OBR. P 3.108: „250+“ – rozvoj trhlin při maximálním poškození



OBR. P 3.109: „250-“ – rozvoj trhlin při maximálním poškození



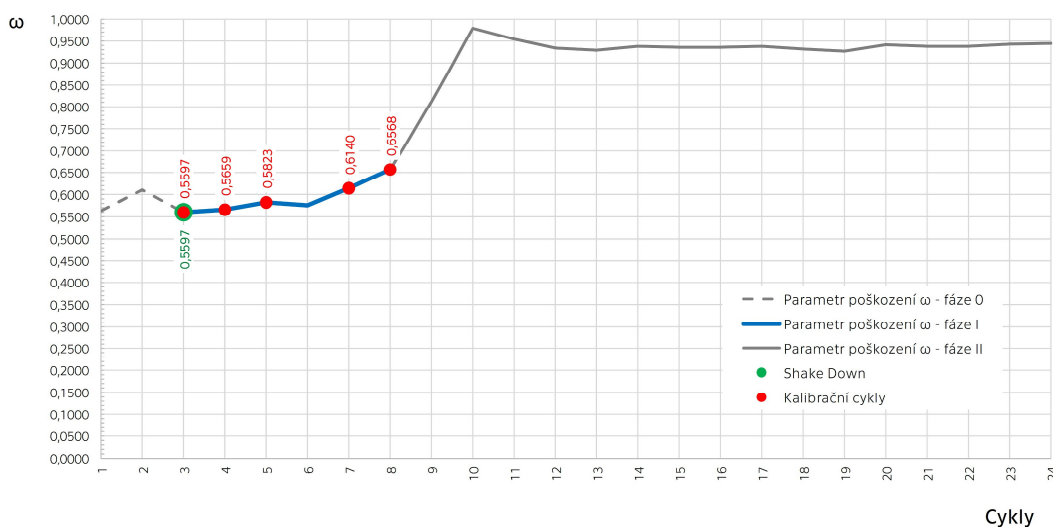
Kalibrace Kačanovova modelu

Kalibrační modely byly pomocí metody nejmenších čtverců vypočteny následující kalibrační parametry pro fázi I:

Kladné zatěžování

$$C = 2,80 \times 10^{-4}$$

$$v = 0,49$$

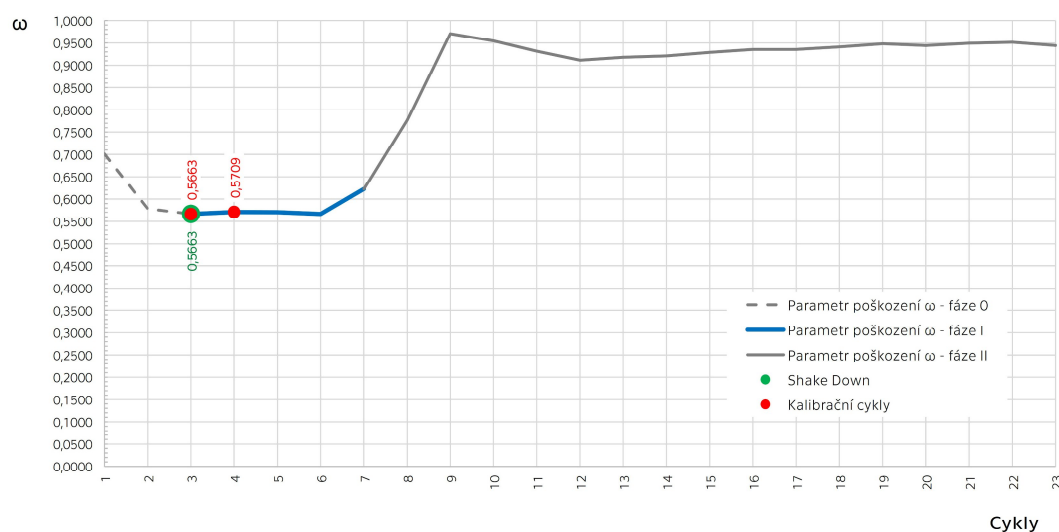


OBR. P 3.110: „250+“ – kalibrace fáze I

Záporné zatěžování

$$C = 4,50 \times 10^{-3}$$

$$v = -1,67$$



OBR. P 3.111: „250-“ – kalibrace fáze I

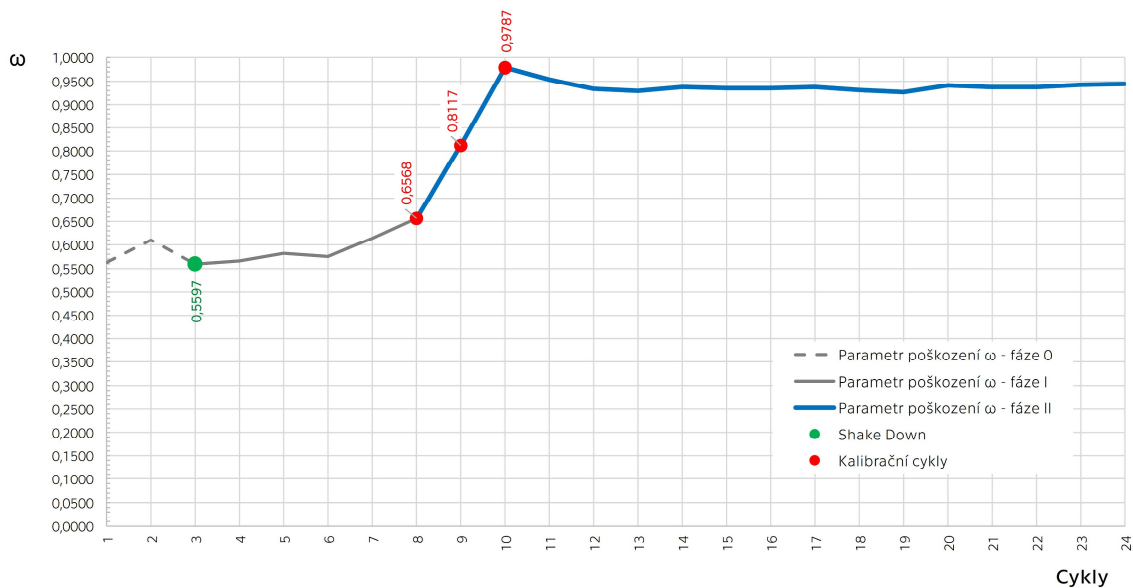


Stejně tak byly vypočteny kalibrační parametry pro fázi II:

Kladné zatěžování

$$C = 6,4 \times 10^{-2}$$

$$v = 0,10$$

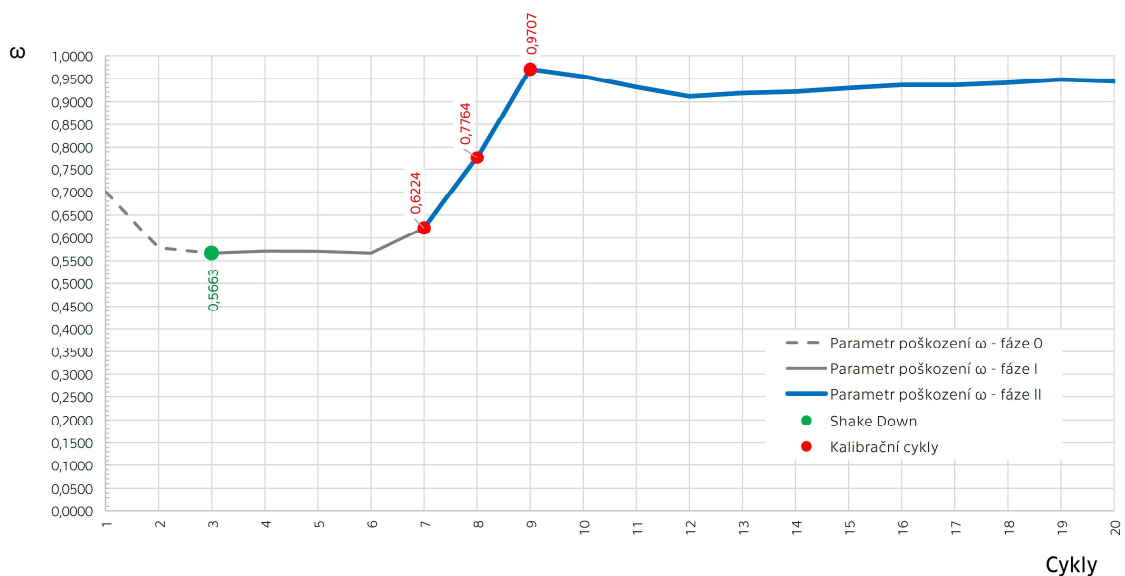


OBR. P 3.112: „250+“ – kalibrace fáze II

Záporné zatěžování

$$C = -5,10 \times 10^5$$

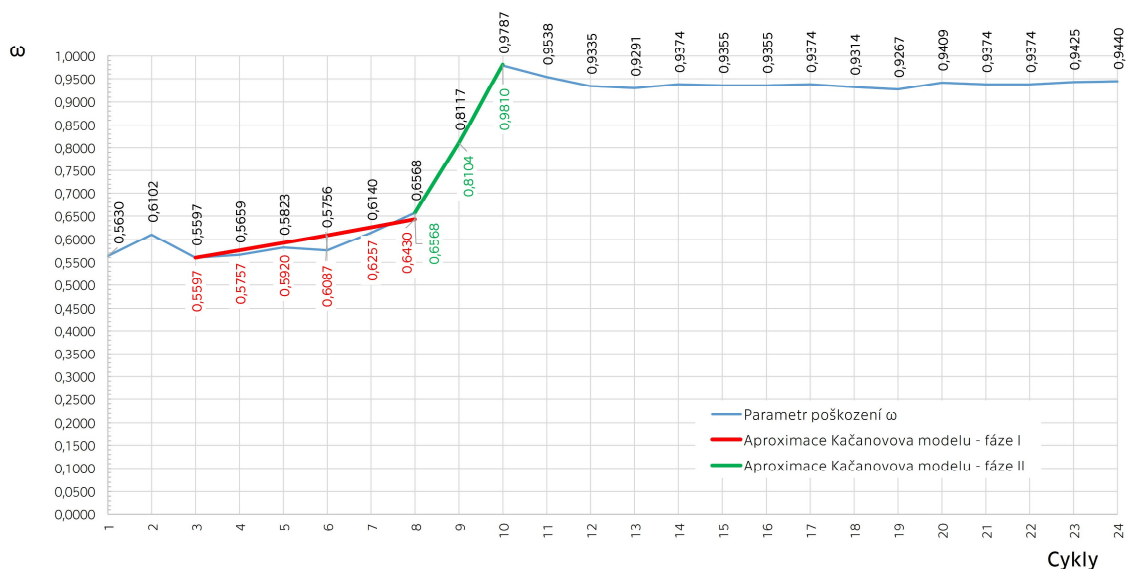
$$v = -1,50$$



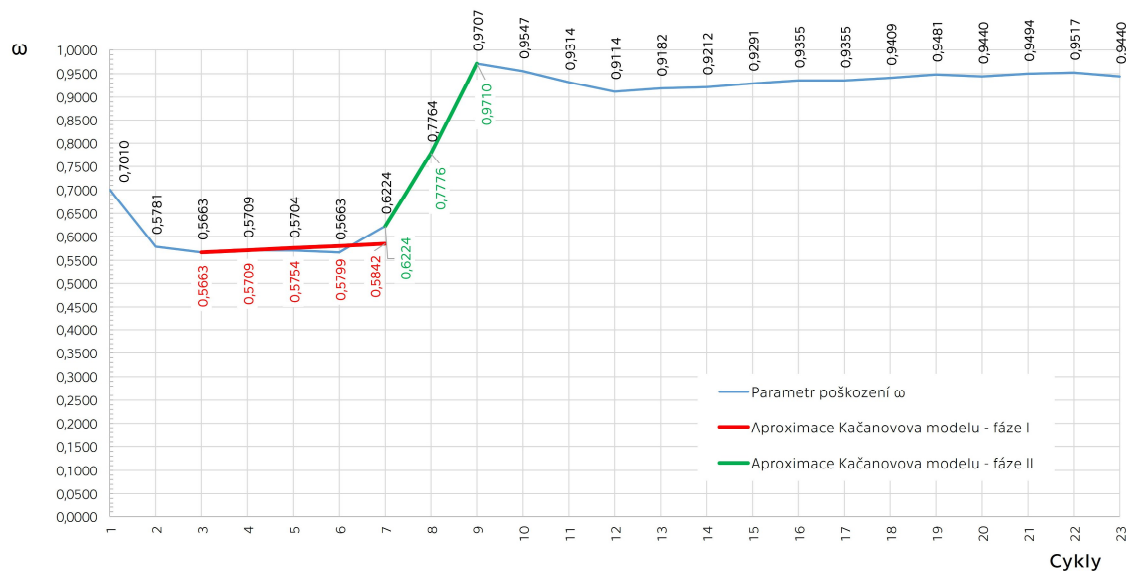
OBR. P 3.113: „250-“ – kalibrace fáze II



Na základě vypočtených kalibračních parametrů je možné graficky znázornit aproximované průběhy parametru poškození a porovnat je s vypočtenými:



OBR. P 3.114: „250+“ – aproximace Kačanovova modelu

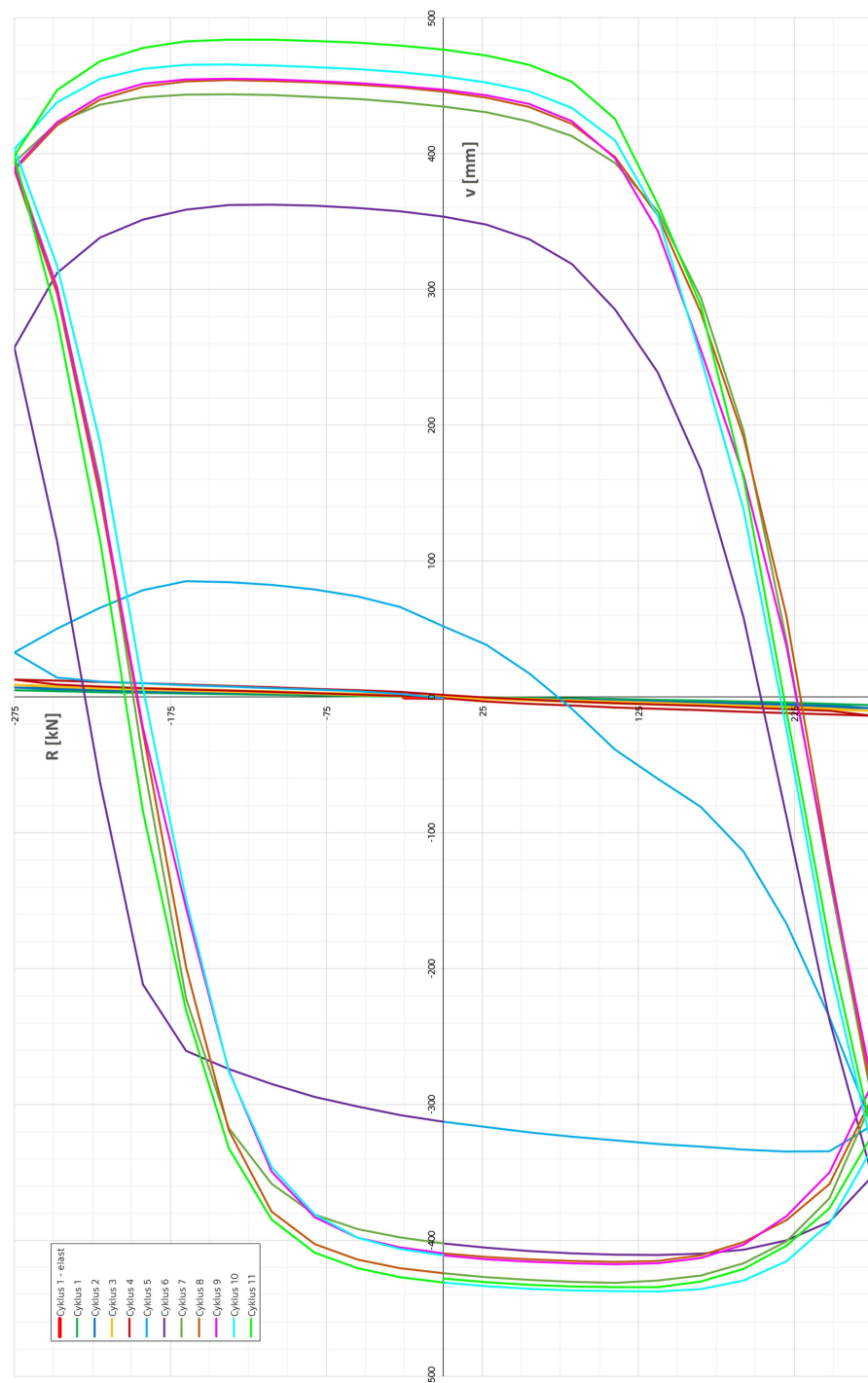


OBR. P 3.115: „250-“ – aproximace Kačanovova modelu



P 3.2.7 Zatěžovací úroveň „275 kN“

V případě předposlední zatěžovací úrovně o síle 275 kN bylo možné provést cyklů ještě méně, konkrétně 11. I v tomto případě to je pro destrukci konstrukce dostačující. Zatěžování probíhalo v přírůstcích po 27,5 kN. Zatížení dosahuje 89 % statické únosnosti nosníku.

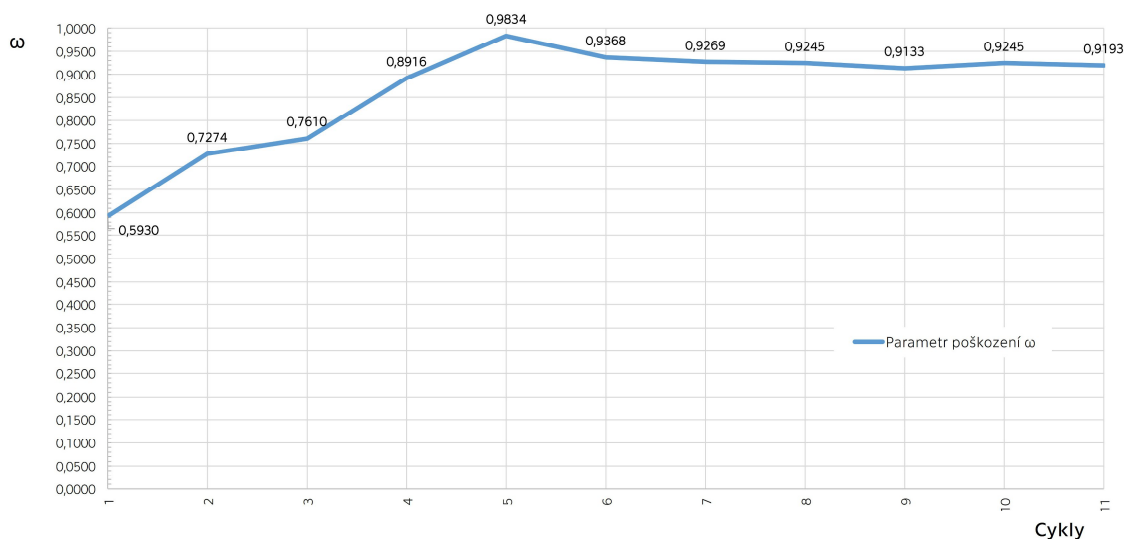


OBR. P 3.116: „275“ – Hysterezní křivky

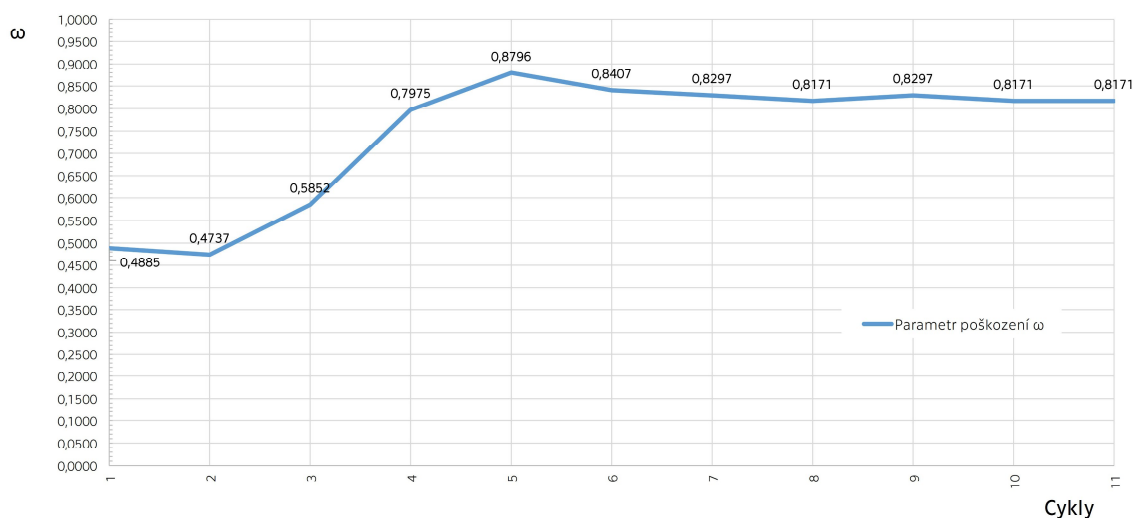


Vývoj parametru poškození ω

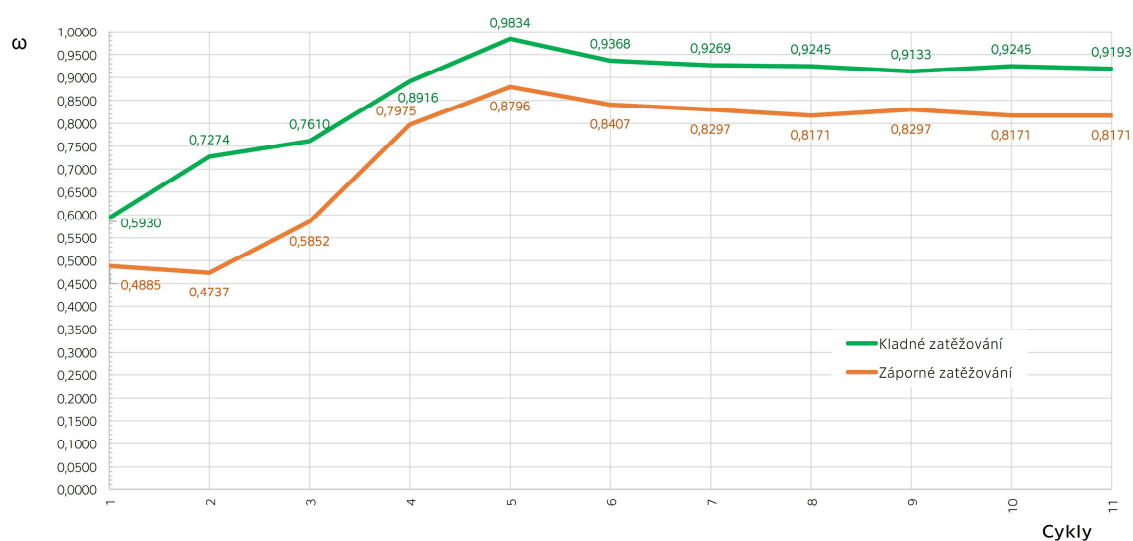
Od této zatěžovací úrovně lze na grafech OBR. P 3.117 a OBR. P 3.118 zřetelně vidět, že první dvě fáze, tedy jak fáze „0“, tak i „I“, zcela odpadají a konstrukce je charakteristická rychlým nárůstem poškození. Zde již není možné uvést, který cyklus představuje mez návrhové únosnosti pouze na základě vývoje parametru poškození. Je nutné se orientovat podle vývoje přetvoření a rozvoje trhlin.



OBR. P 3.117: „275+“ – vývoj parametru poškození ω

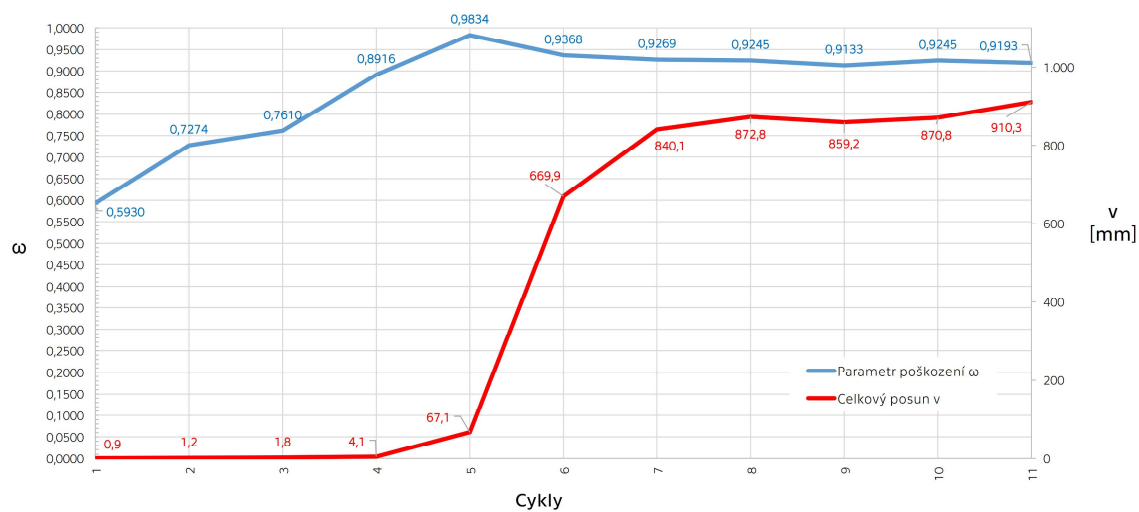


OBR. P 3.118: „275-“ – vývoj parametru poškození ω

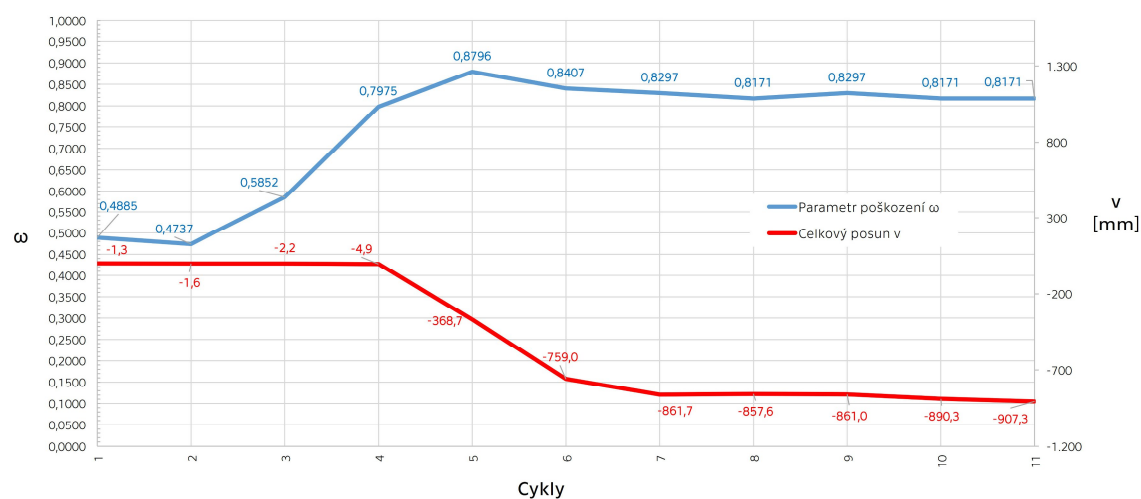


OBR. P 3.119: „275“ – porovnání vývoje parametru poškození ω

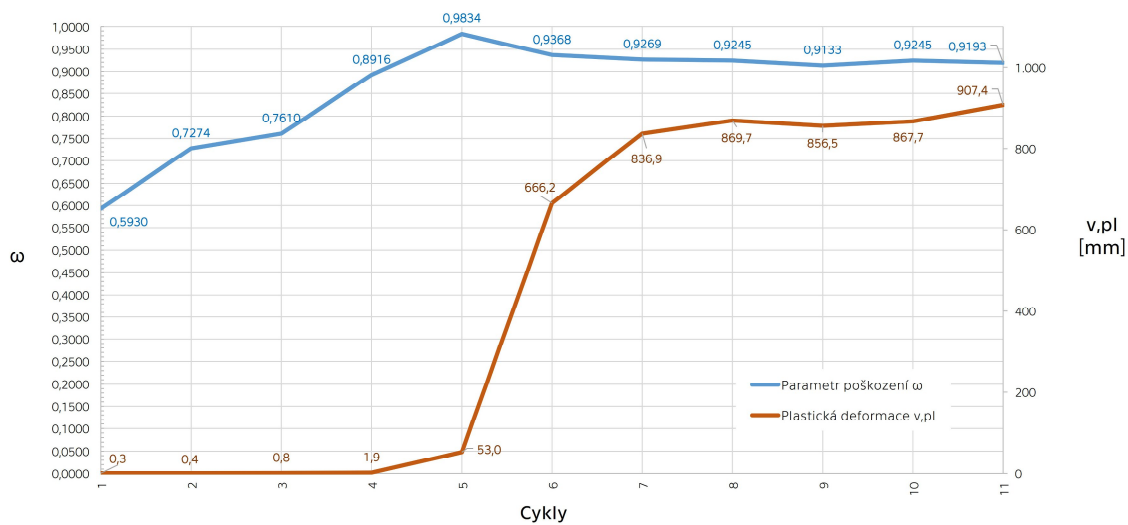
Jelikož u konstrukce dochází v každém cyklu ke značnému poškození, a také proto, že chybí první fáze, lze mez únosnosti odvodit z deformací. Za tuto lze považovat čtvrtý cyklus, jelikož od pátého cyklu plastická deformace enormně narůstá, a to až o dva řády. Do první poloviny zkoušky má převahu poškození, poté se přidává i plasticita. Nicméně i tak platí, že již tato zatěžovací úroveň cyklického namáhání není pro daný nosník vhodná.



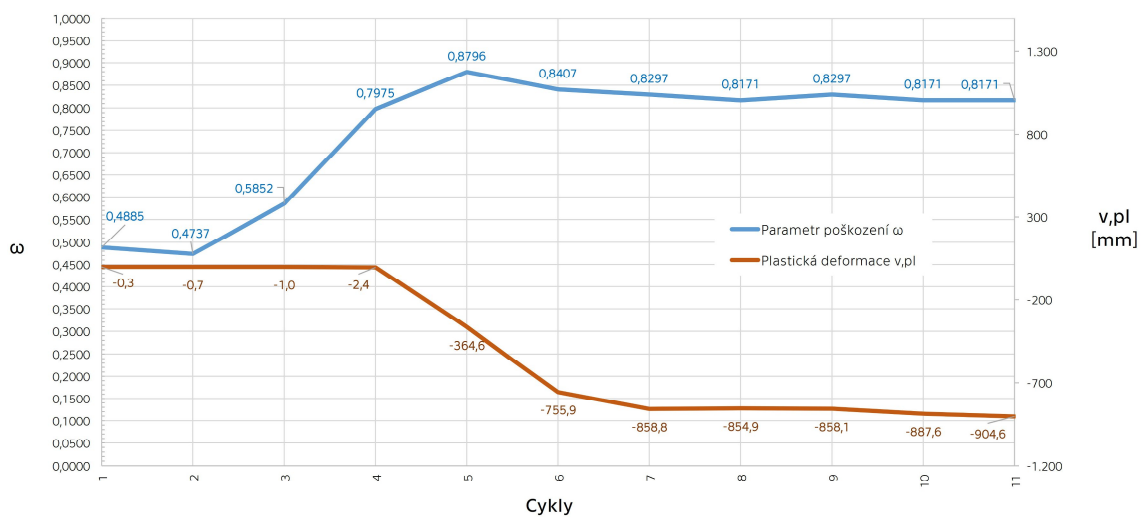
OBR. P 3.120: „275+“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω



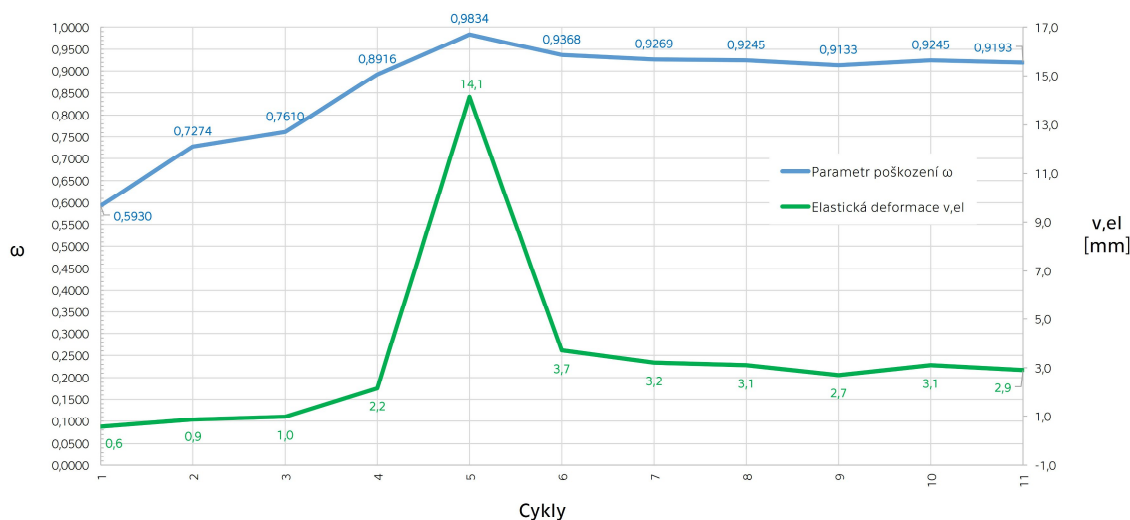
OBR. P 3.121: „275-“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω



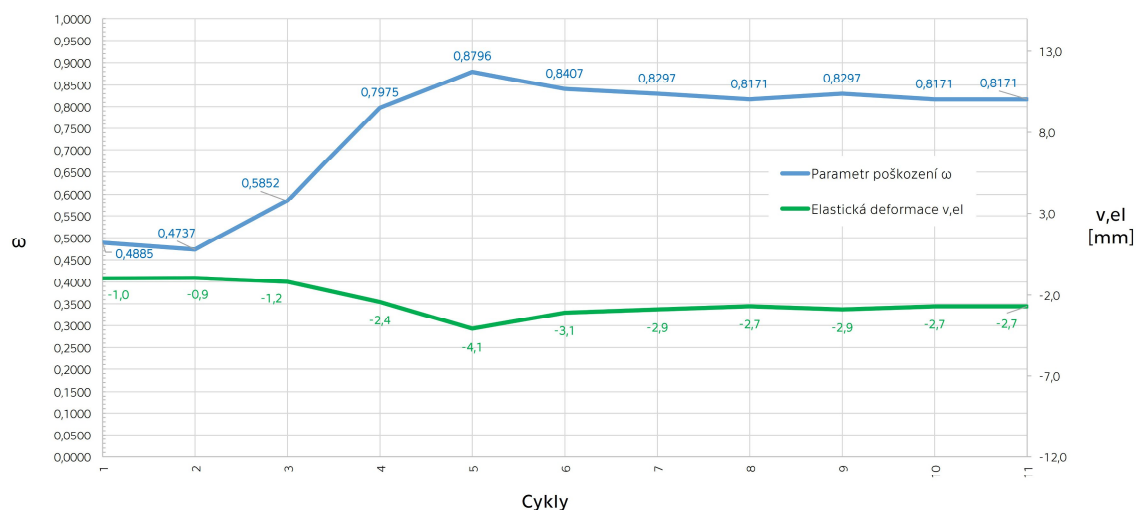
OBR. P 3.122: „275+“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω



OBR. P 3.123: „275-“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω



OBR. P 3.124: „275+“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω



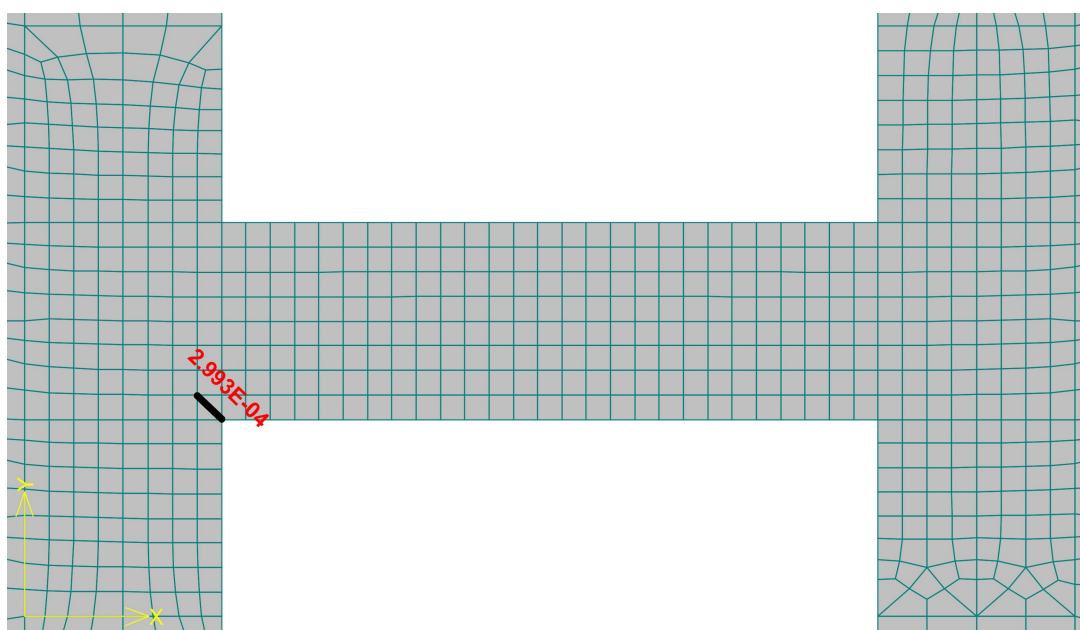
OBR. P 3.125: „275-“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω

Rozvoj trhlin

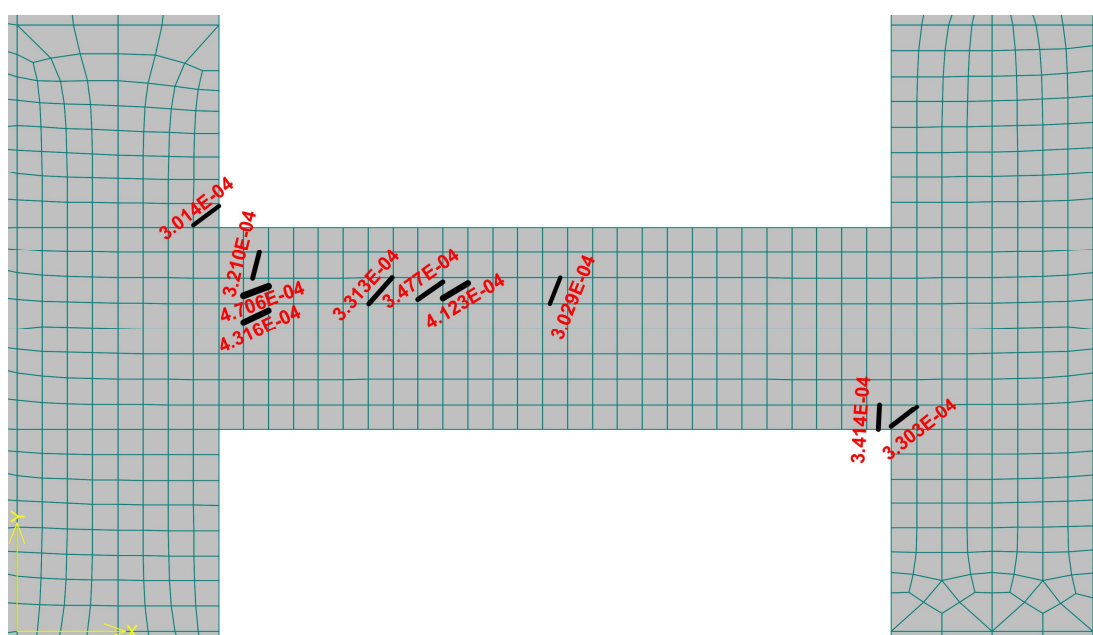
Při prvním cyklu v kladném směru a při nejnižším poškození nevznikají žádné trhliny širší než 0,3 mm. V záporném směru nastává nejmenší poškození v druhém cyklu během Shake Down a zde lze již pár trhlin lehce překračujících 0,4 mm nalézt (OBR. P 3.127). Pátý cyklus, během něhož dochází k největšímu poškození, způsobuje rozevření trhlin mezi 6 mm (kladný směr, OBR. P 3.128) a 15 mm (záporný směr, OBR. P 3.129).



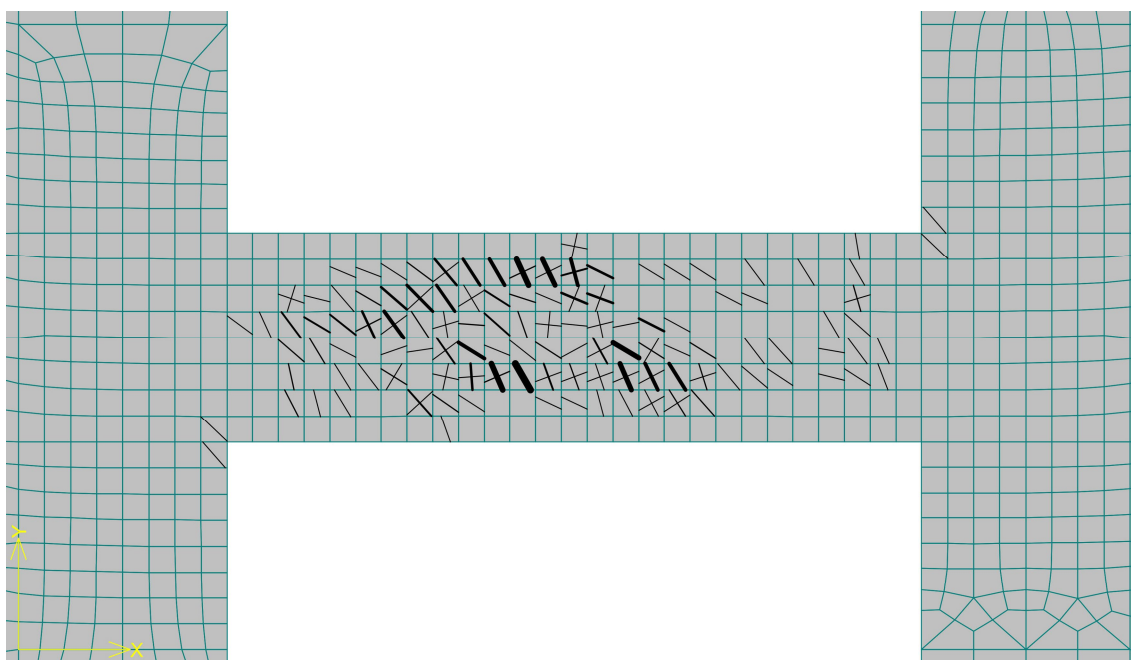
Z OBR. P 3.122 a OBR. P 3.123 je evidentní, že do 4. cyklu se plastická deformace výrazně nemění, zatímco od 5. skokově roste. Rozvoj trhlin v 1. až 4. cyklu však narůstá dynamičtěji a pohybuje se kolem 1,5 mm, což by již meznímu stavu použitelnosti nevyhovělo. I z toho je nutné vyvodit fakt, že nadpraží není naprosto vhodné použít pro cyklická zatížení o této a větší velikosti.



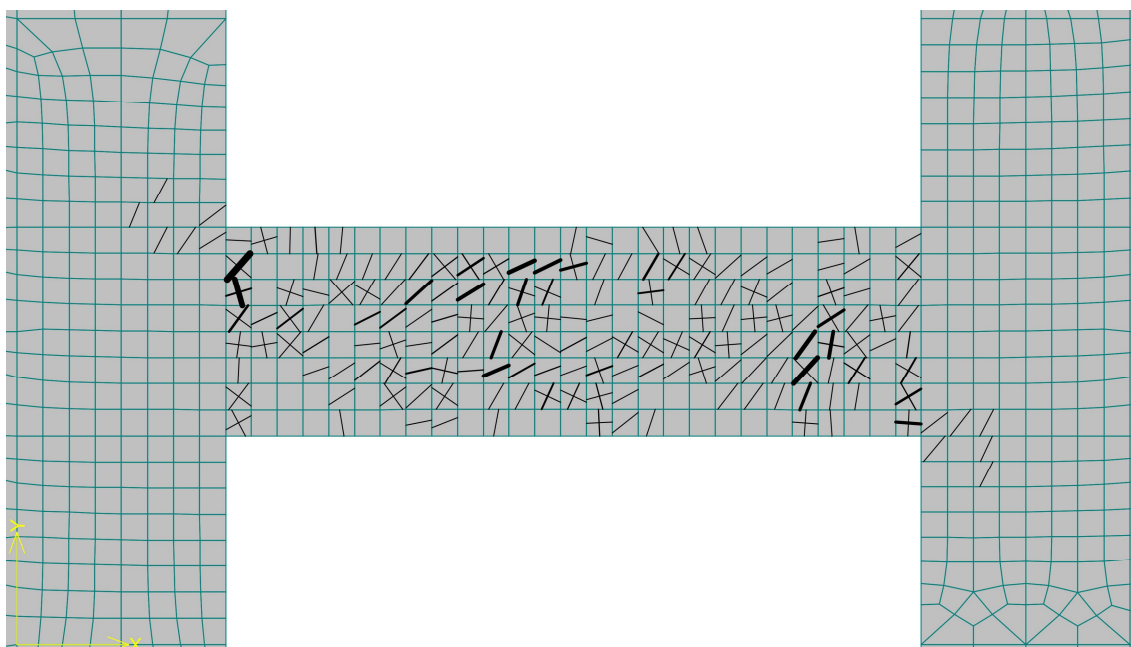
OBR. P 3.126: „275+“ – šířky trhlin během Shake Down



OBR. P 3.127: „275-“ – šířky trhlin během Shake Down



OBR. P 3.128: „275+“ – rozvoj trhlin při maximálním poškození



OBR. P 3.129: „275-“ – rozvoj trhlin při maximálním poškození



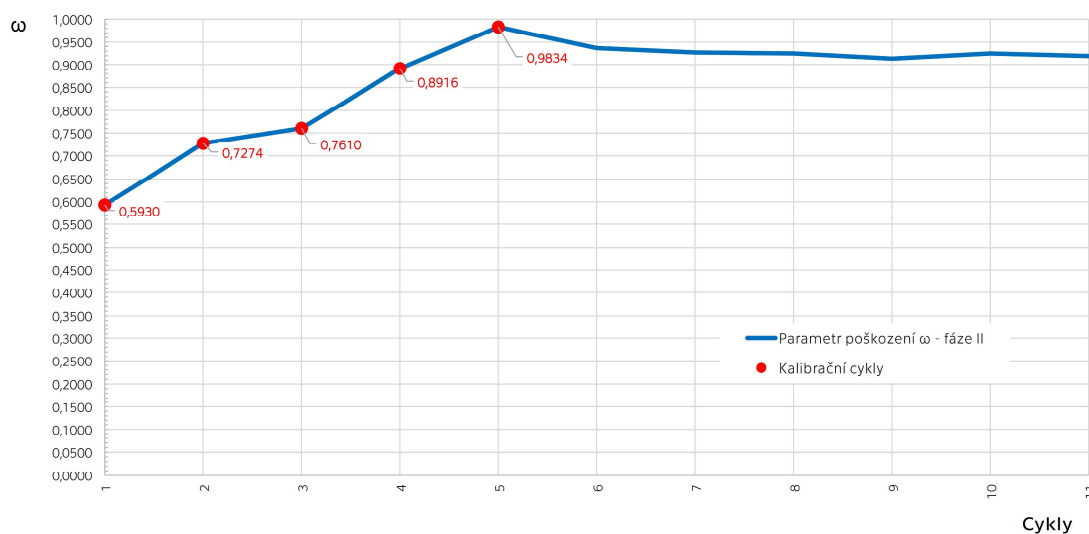
Kalibrace Kačanovova modelu

Kalibrací modelu byly pomocí metody nejmenších čtverců vypočteny následující kalibrační parametry pro fázi II:

Kladné zatěžování

$$C = 9,80 \times 10^{-2}$$

$$v = 0,00$$

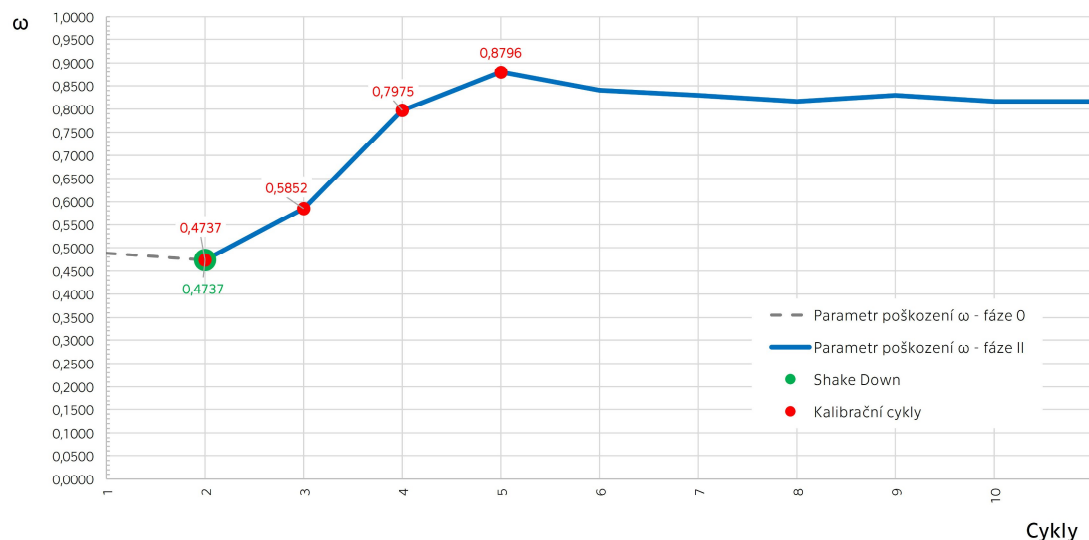


OBR. P 3.130: „275+“ – kalibrace fáze II

Záporné zatěžování

$$C = 0,25$$

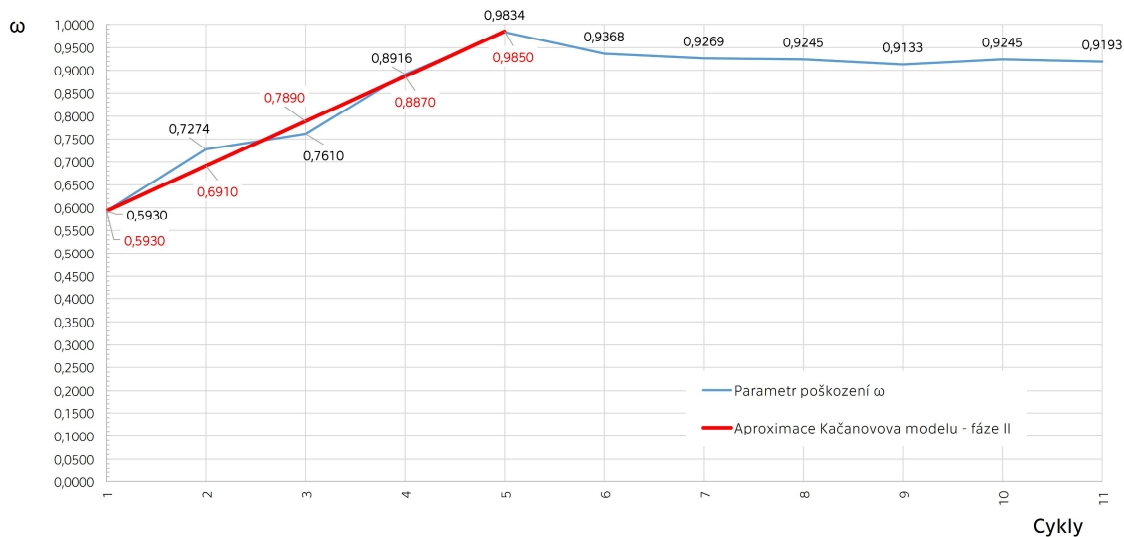
$$v = -0,14$$



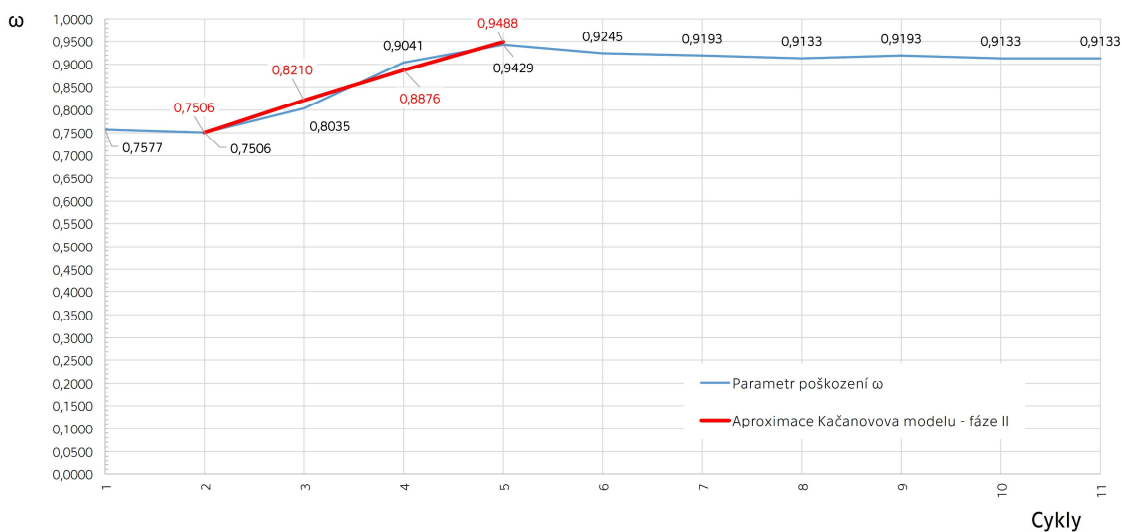
OBR. P 3.131: „275-“ – kalibrace fáze II



Na níže uvedených grafech je zakreslen aproximovaný průběh parametru poškození s užitím vypočtených kalibračních parametrů:



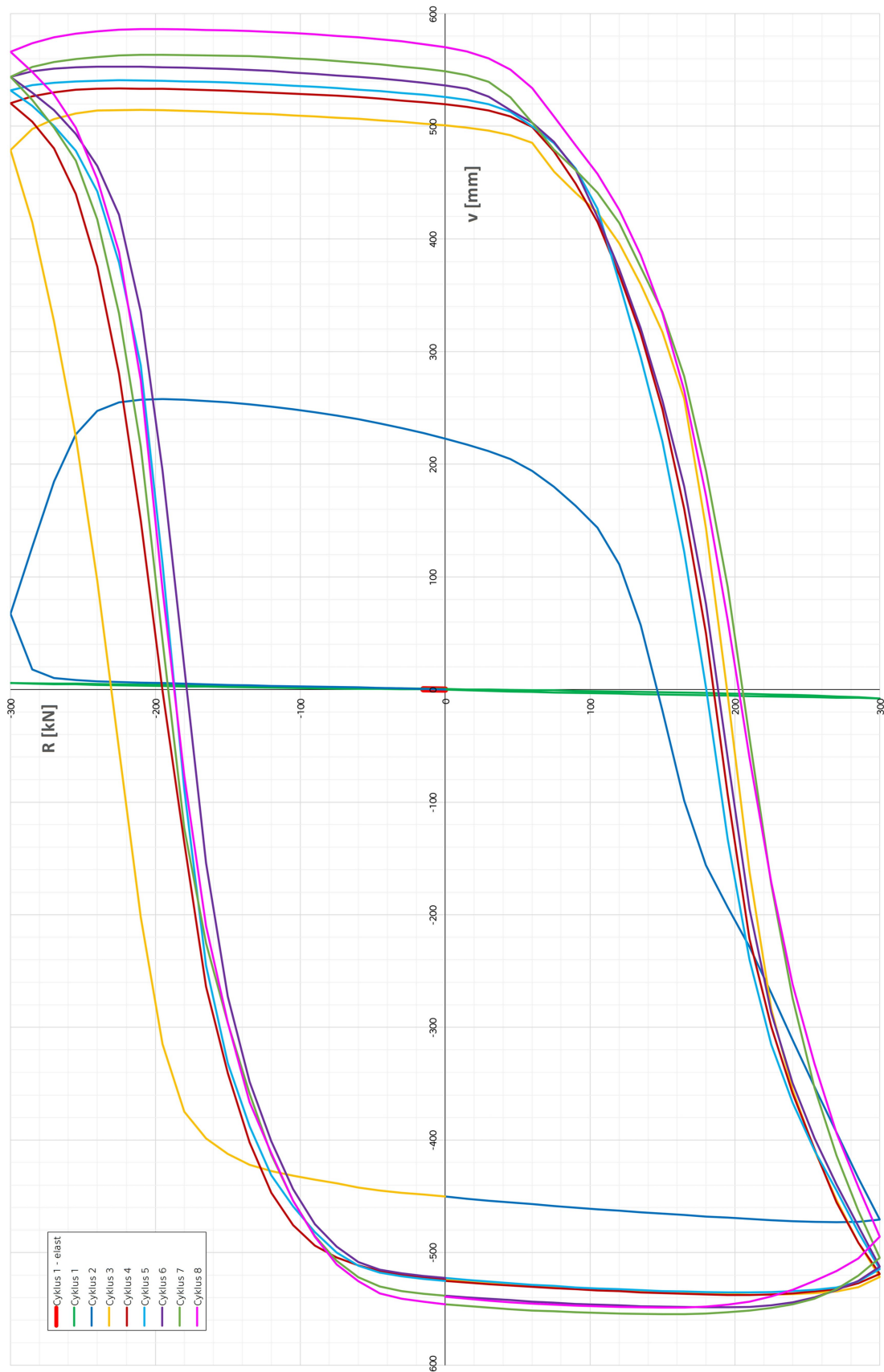
OBR. P 3.132: „275+“ – aproximace Kačanovova modelu



OBR. P 3.133: „275-“ – aproximace Kačanovova modelu

P 3.2.8 Zatěžovací úroveň „300 kN“

Jak z logiky věci vyplývá, při zatěžovací úrovni 300 kN bylo možné provést cyklů nejméně, konkrétně 11. Zatěžování probíhalo v přírůstcích po 15 kN, což zpřesnilo výsledky. Testem bylo dosaženo destrukce konstrukce. Statická únosnost nosníku je jen o 3 % vyšší než zvolená zatěžovací úroveň.

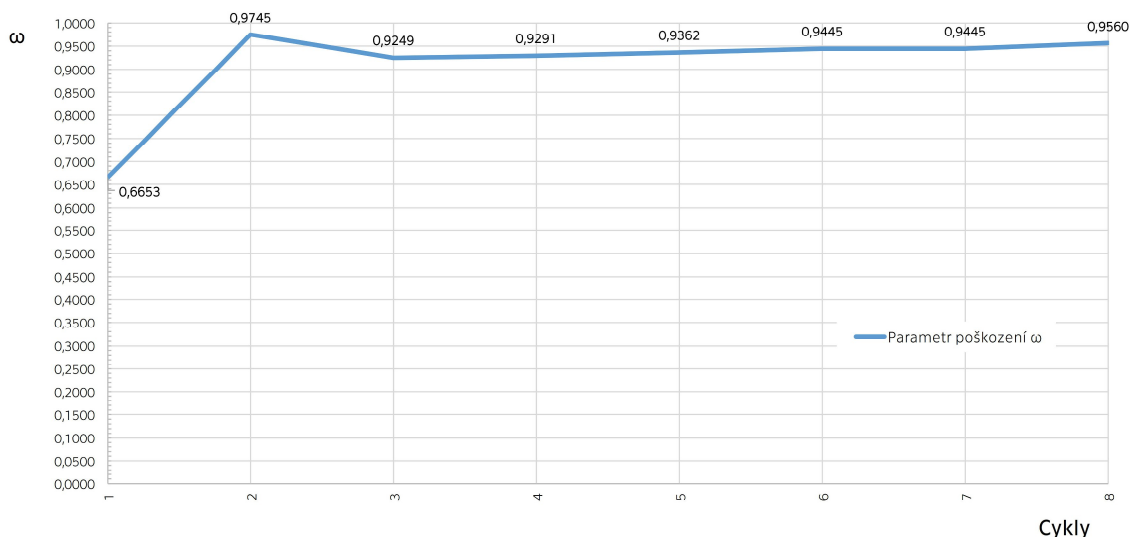


OBR. P 3.134: „300“ – Hysterezní křivky

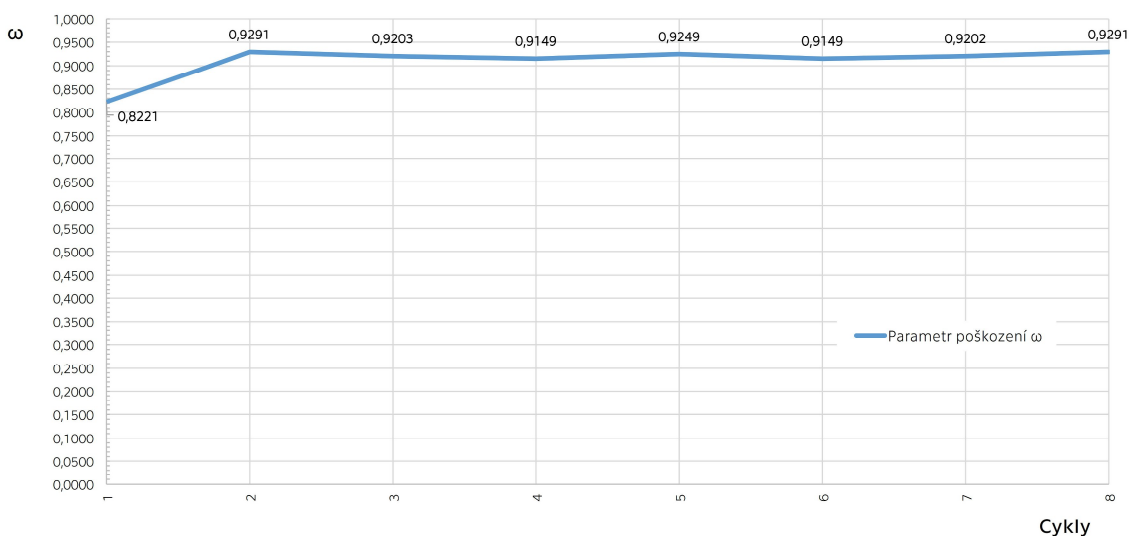


Vývoj parametru poškození ω

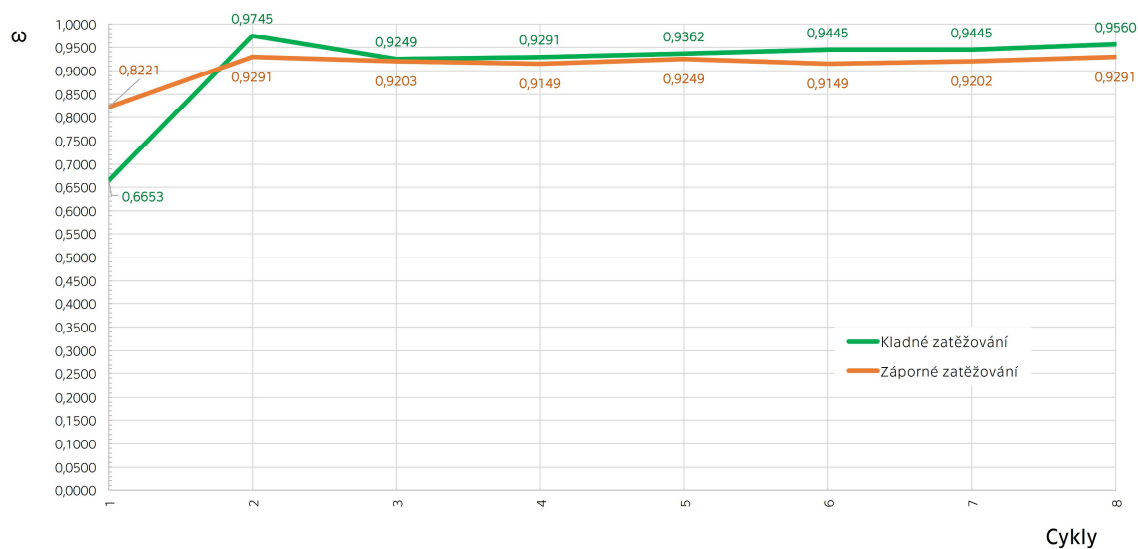
Stejně tak lze pro nejvyšší zatěžovací úroveň na grafech OBR. P 3.135 a OBR. P 3.136 vidět, že i zde první dvě fáze zcela odpadají a na konstrukci se rychle projevuje velké poškození, které je charakterizováno II. fází. Proto i zde není možné uvést, který cyklus představuje mez návrhové únosnosti pouze na základě vývoje parametru poškození. Vývoj přetvoření, které kopíruje vývoj parametru poškození, však jasně říká, že dochází okamžitě k obrovskému nárůstu deformace a konstrukce tedy cyklické zatěžování nesnese vůbec.



OBR. P 3.135: „300+“ – vývoj parametru poškození ω

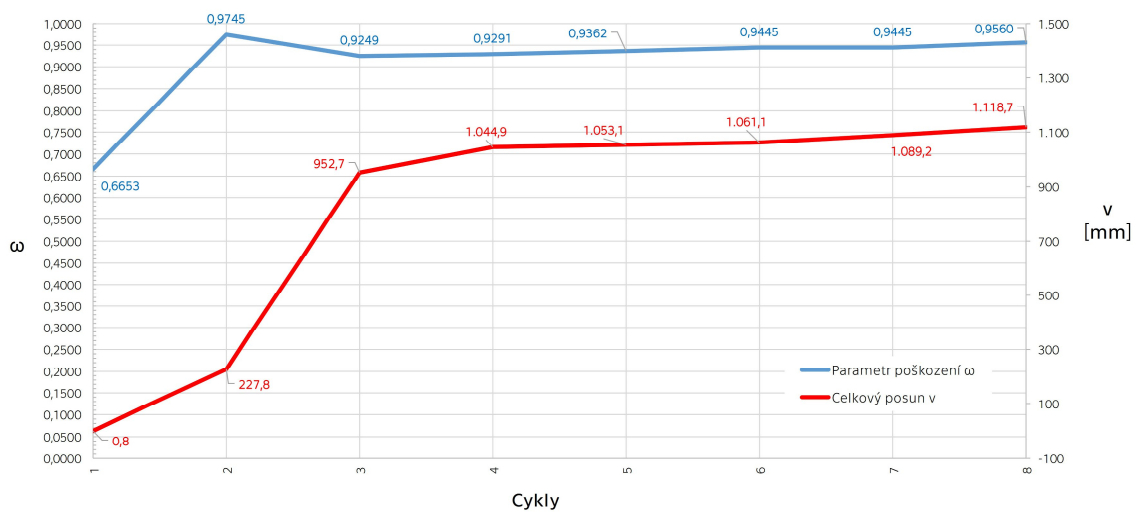


OBR. P 3.136: „300-“ – vývoj parametru poškození ω

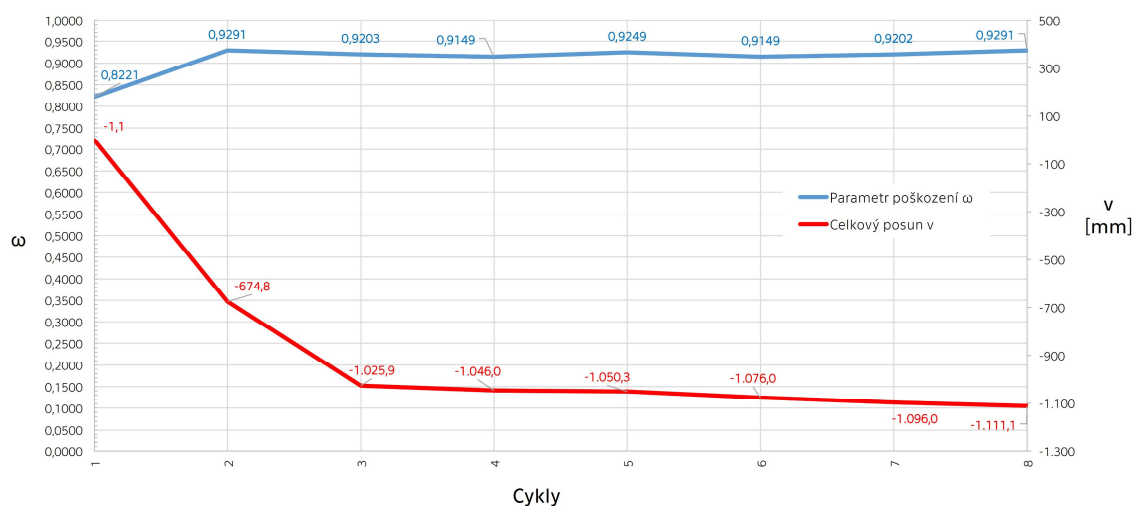


OBR. P 3.137: „300“ – porovnání vývoje parametru poškození ω

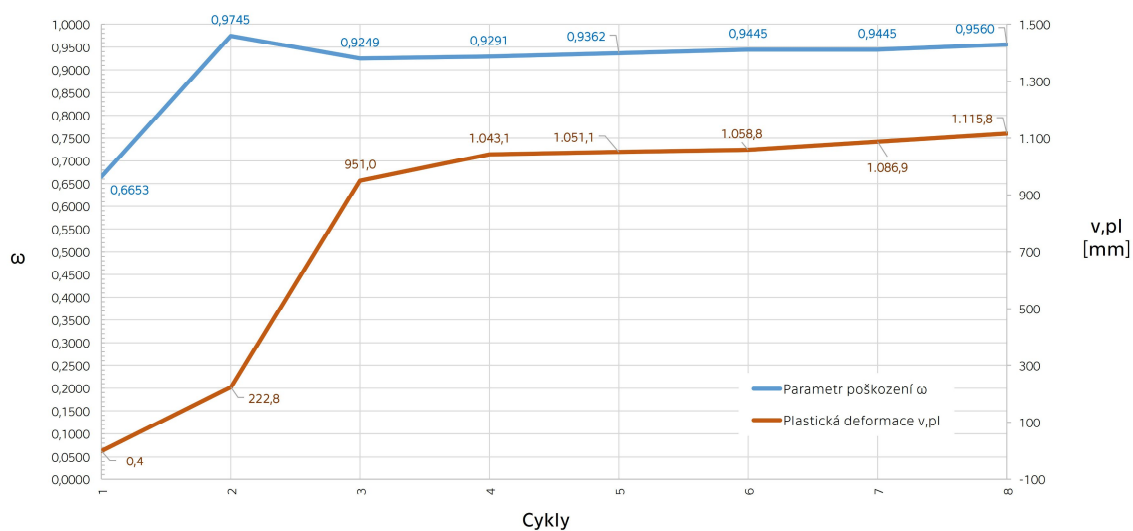
Jak lze na následujících grafech vidět, plastická deformace již od druhého cyklu dramaticky roste, přičemž se konstrukce výrazně poškozuje. Celková deformace již při třetím cyklu atakuje hranici 1 m, což je v běžné konstrukci naprosto nepřijatelné.



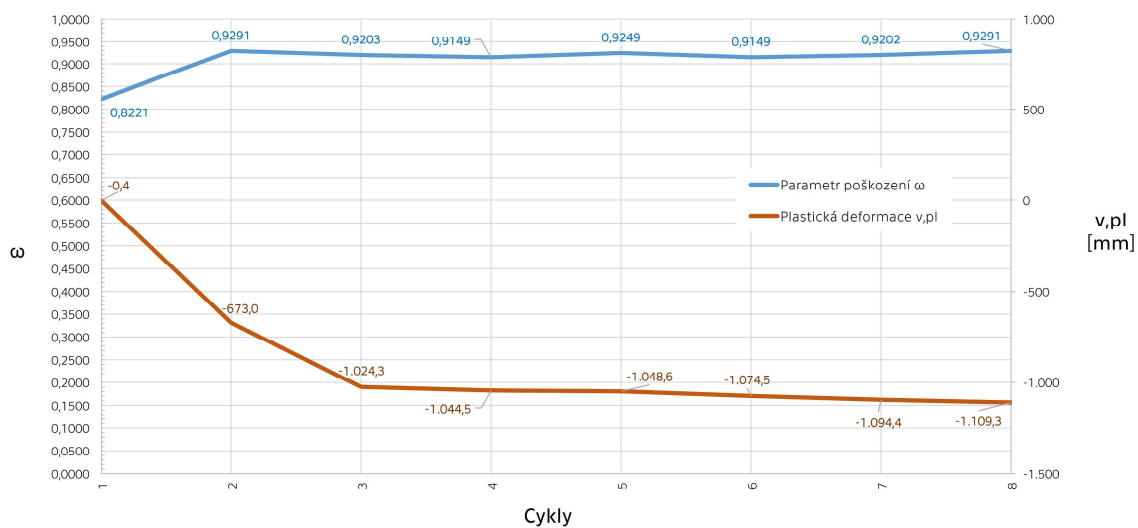
OBR. P 3.138: „300+“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω



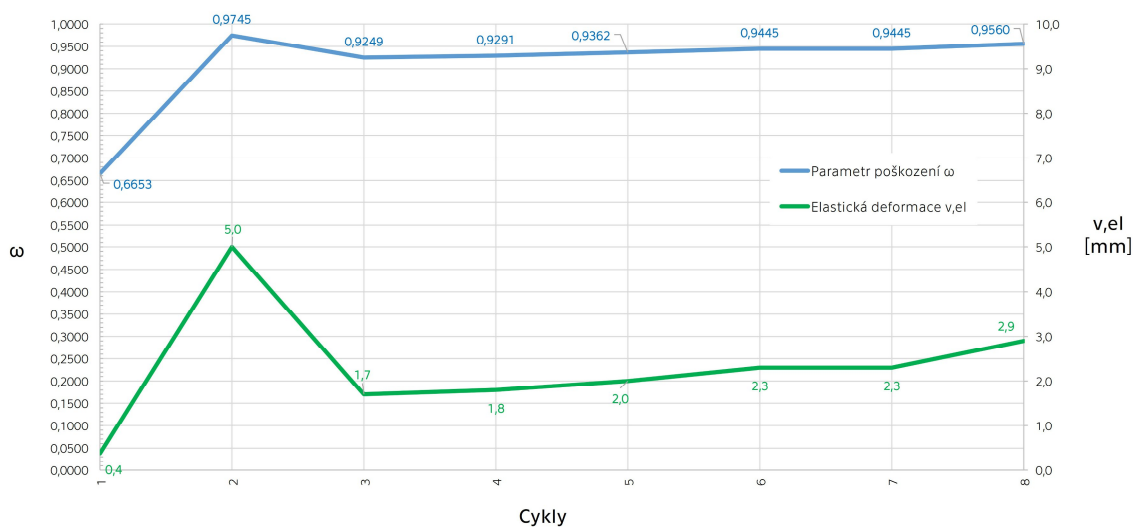
OBR. P 3.139: „300-“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω



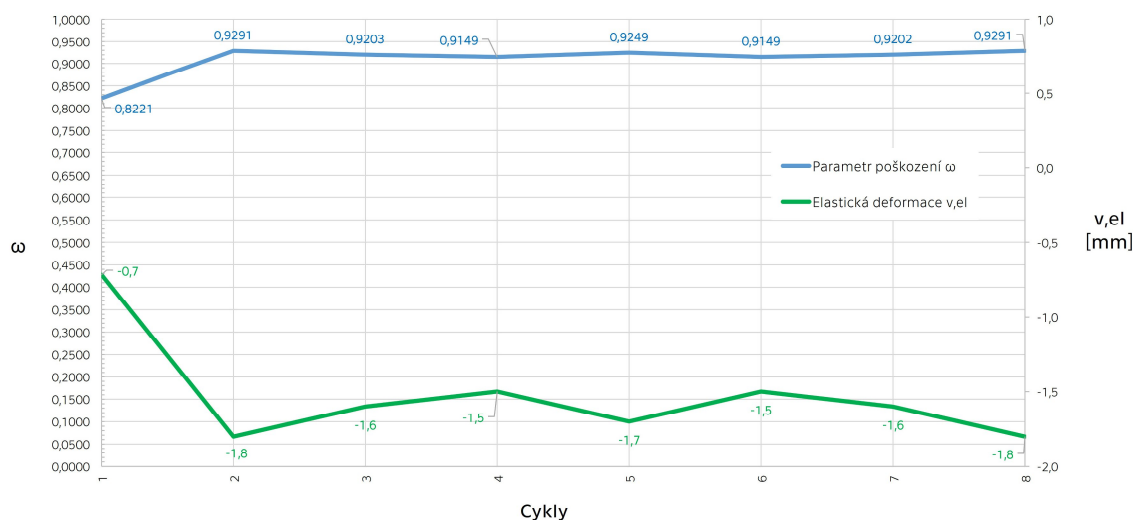
OBR. P 3.140: „300+“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω



OBR. P 3.141: „300-“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω



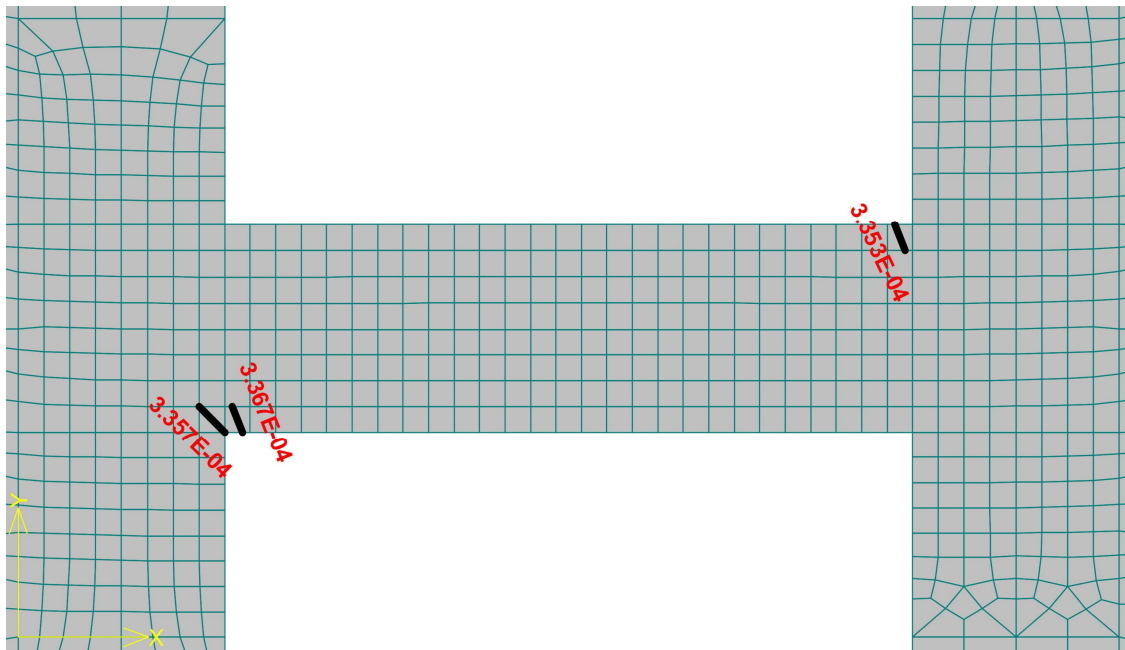
OBR. P 3.142: „300+“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω



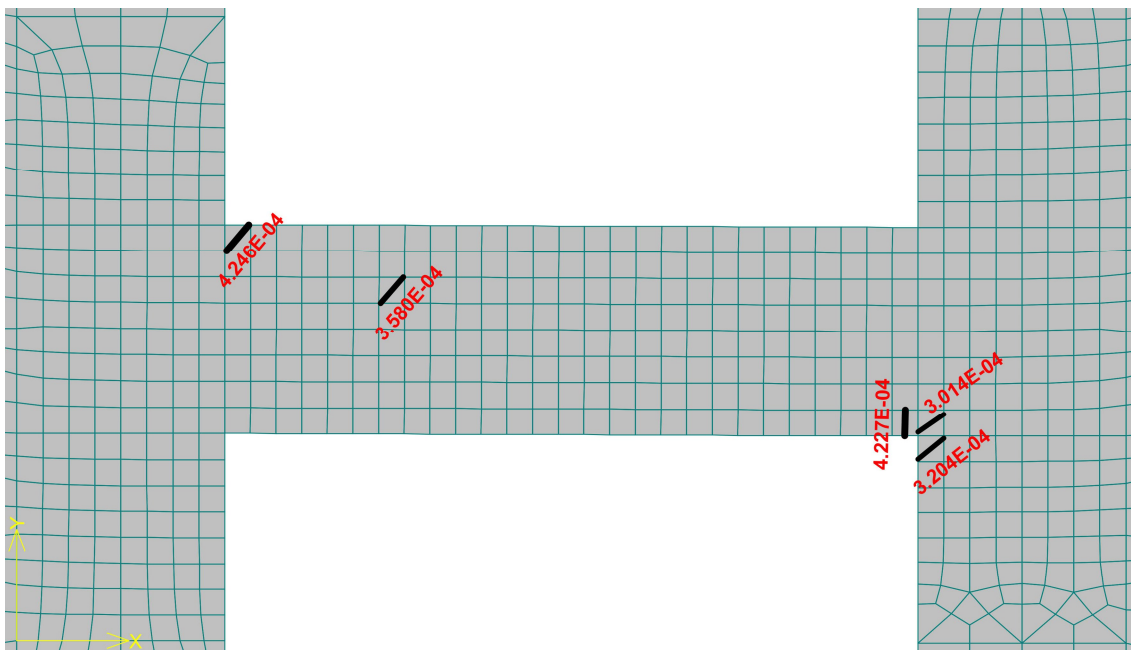
OBR. P 3.143: „300-“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω

Rozvoj trhlin

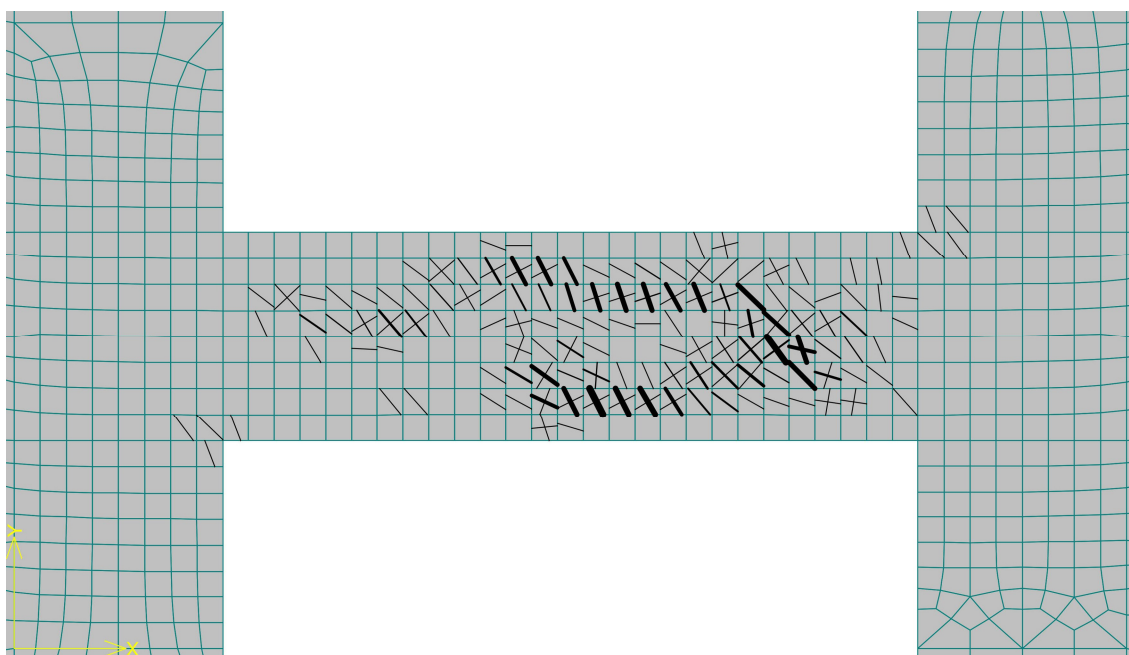
Budeme-li i zde sledovat trhliny širší než 0,3 mm, najdeme v prvním cyklu pouze malé množství trhlin, které však nepřekračují šířku 0,5 mm. V případě druhého cyklu, který je zároveň charakteristický největším poškozením, se situace značně mění. V kladném směru je nadpraží potrháno z více než poloviny a trhliny dosahují šířky 12 mm (OBR. P 3.146). V záporném směru se trhliny rozevírají až 24 mm (OBR. P 3.147) a deformace nosníku je již extrémní.



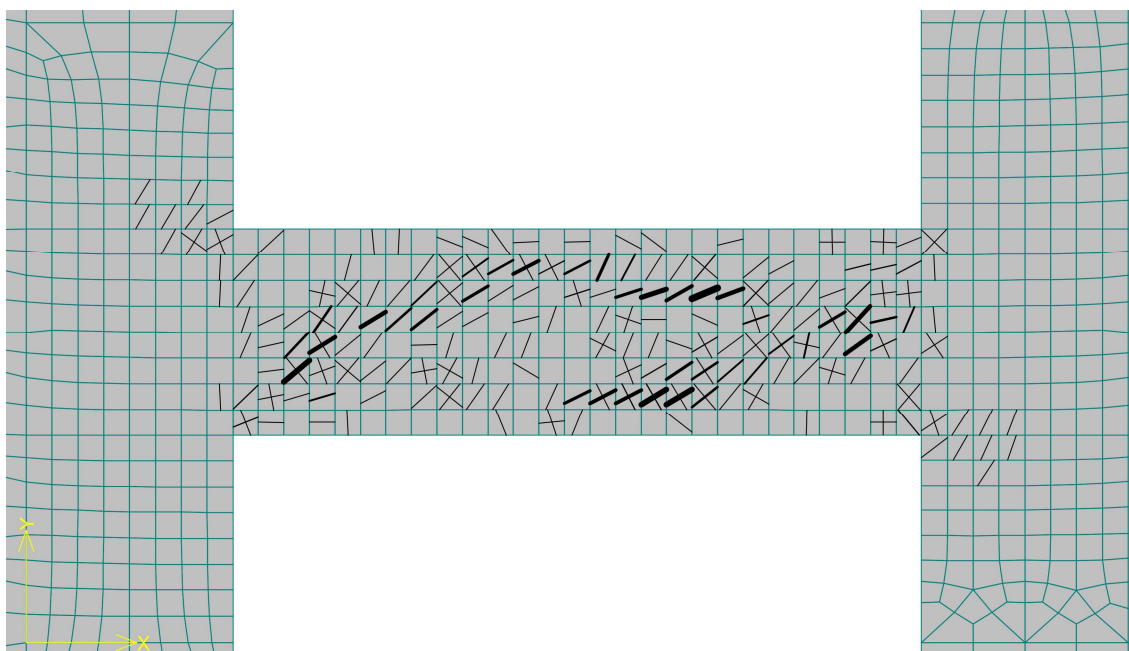
OBR. P 3.144: „300+“ – šířky trhlin v 1. cyklu



OBR. P 3.145: „300-“ – šířky trhlin v 1. cyklu



OBR. P 3.146: „300+“ – rozvoj trhlin při maximálním poškození



OBR. P 3.147: „300-“ – rozvoj trhlin při maximálním poškození



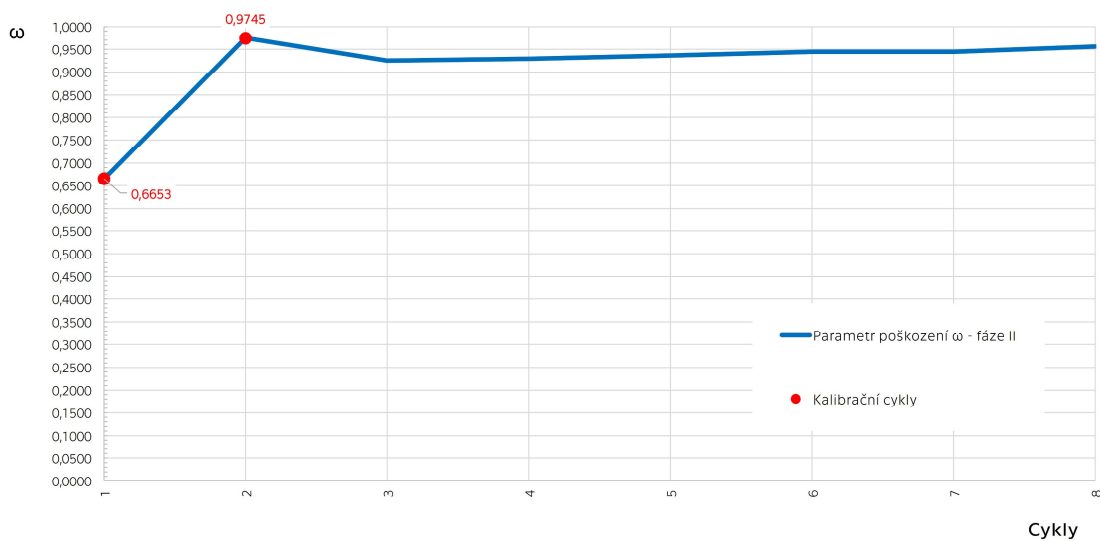
Kalibrace Kačanovova modelu

Kalibrací modelu byly pomocí metody nejmenších čtverců vypočteny následující kalibrační parametry pro fázi II:

Kladné zatěžování

$$C = 19,0$$

$$v = -0,43$$

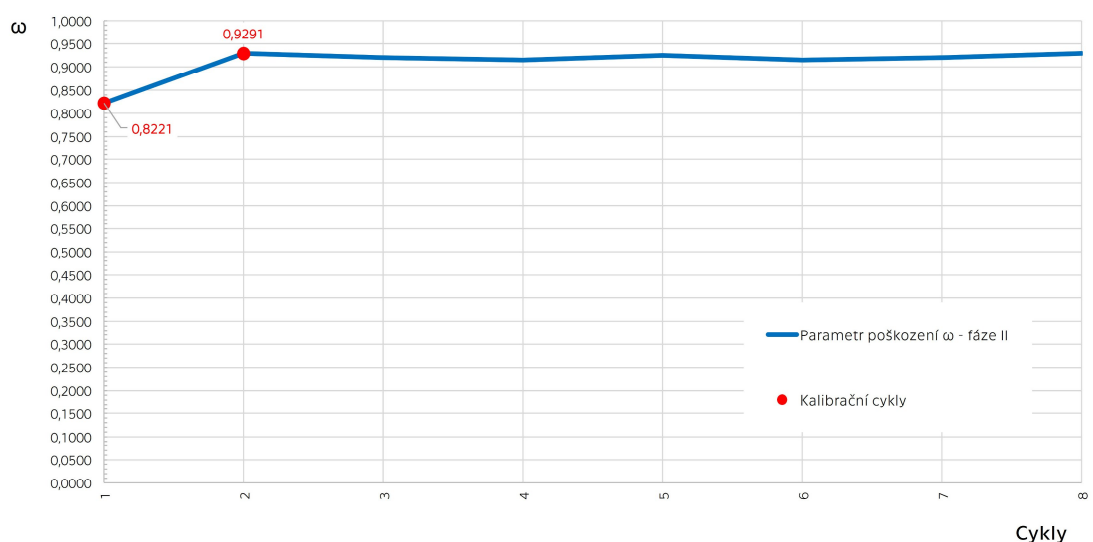


OBR. P 3.148: „300+“ – kalibrace fáze II

Záporné zatěžování

$$C = 3,10 \times 10^{10}$$

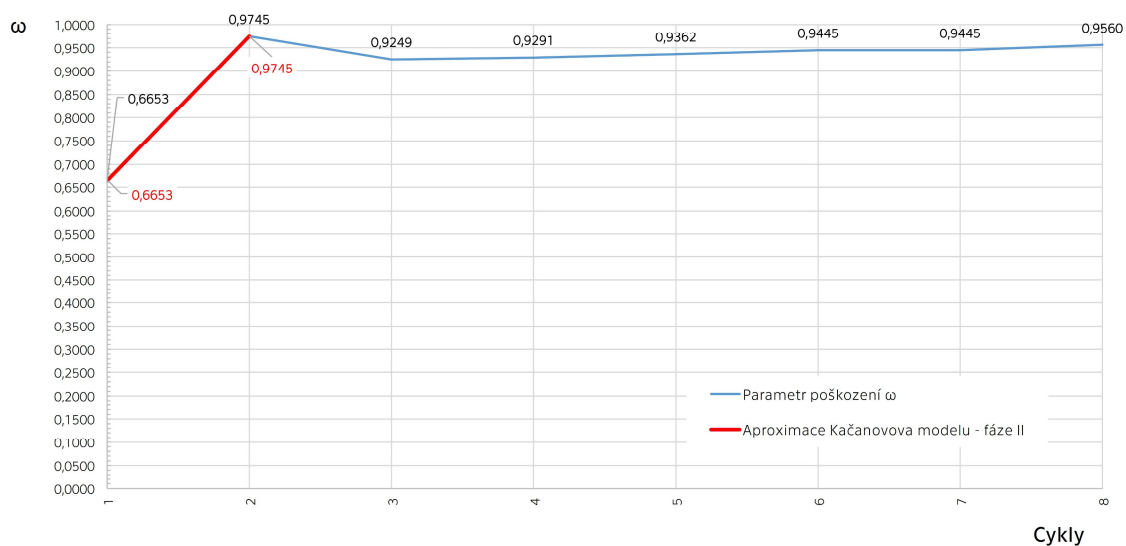
$$v = -2,69$$



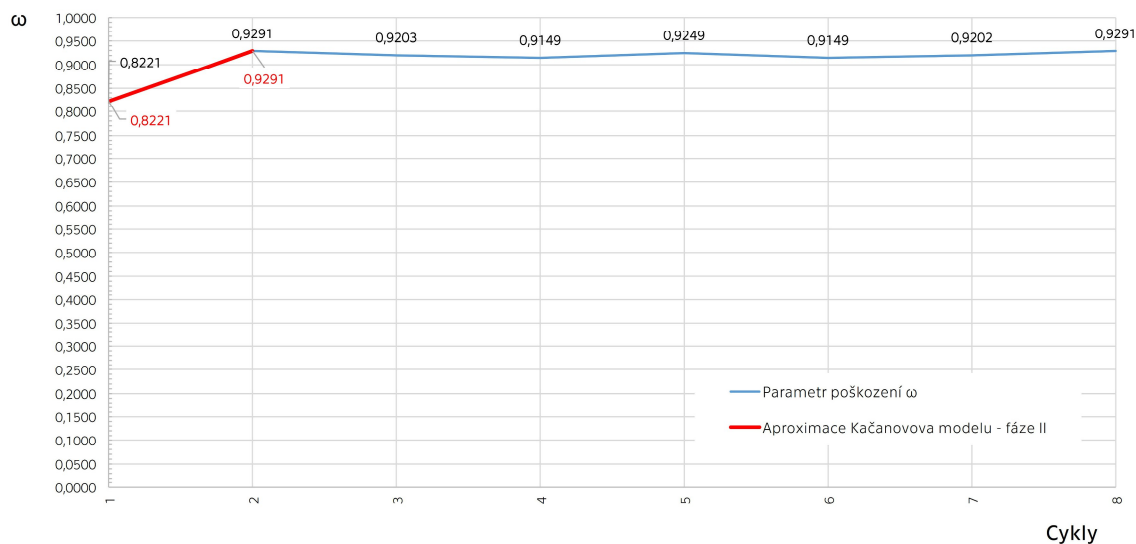
OBR. P 3.149: „300-“ – kalibrace fáze II



Na níže uvedených grafech je zakreslen aproximovaný průběh parametru poškození s užitím vypočtených kalibračních parametrů:



OBR. P 3.150: „300+“ – aproximace Kačanovova modelu



OBR. P 3.151: „300-“ – aproximace Kačanovova modelu



P 3.2.9 Shrnutí výsledků

Vypočtené kalibrační parametry jsou přehledně uvedeny v TAB. P 3.1. Hodnoty, které nebylo možné, za daných podmínek, určit, jsou označeny symbolem „N/A“. Jedná se o kalibrační parametry při nízkých úrovních zatížení, které by vyžadovaly výpočet s řádově větším počtem cyklů. Pomlčka „-“ symbolizuje ty fáze (I a II), které se při dané úrovni zatížení neprojeví.

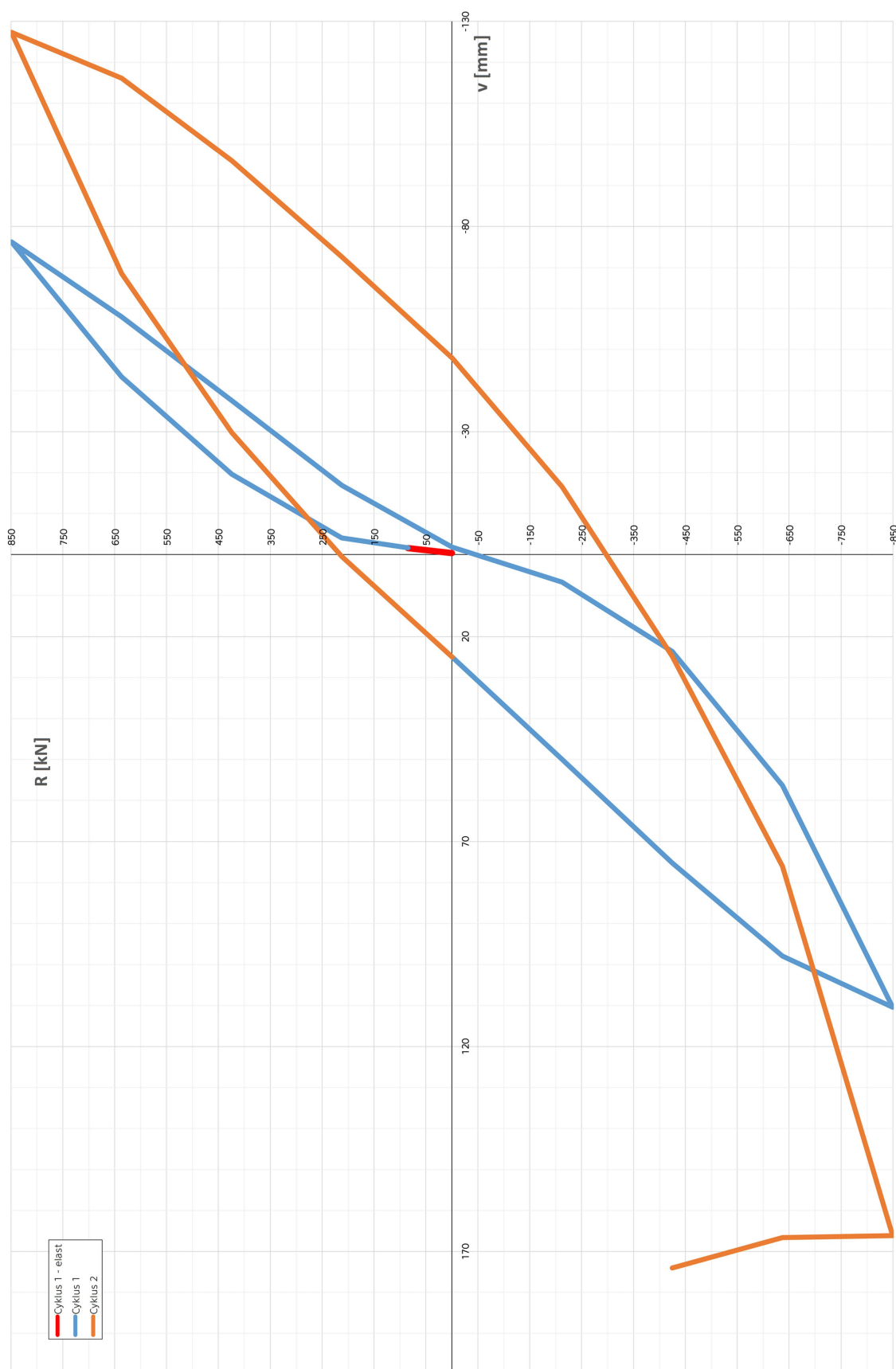
TAB. P 3.1: Porovnání kalibračních parametrů

Úroveň zatížení	Úroveň statické únosnosti	Kladný cyklus				Záporný cyklus			
		I. fáze		II. fáze		I. fáze		II. fáze	
		C	v	C	v	C	v	C	v
100	32 %	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
150	49 %	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
175	57 %	$(1,00 \times 10^{138})$	(-44)	N/A	N/A	$(1,00 \times 10^{138})$	(-44)	N/A	N/A
200	65 %	$1,90 \times 10^{38}$	- 12,09	4,70	-0,50	$1,90 \times 10^{38}$	- 12,09	$3,30 \times 10^3$	-1,19
225	73 %	$9,80 \times 10^4$	-1,90	$9,50 \times 10^6$	-1,95	$1,60 \times 10^{-10}$	2,34	$9,70 \times 10^{11}$	-3,15
250	81 %	$2,80 \times 10^{-4}$	0,49	$6,40 \times 10^{-2}$	0,10	$4,50 \times 10^3$	-1,67	- $5,10 \times 10^5$	-1,50
275	89 %	-	-	$9,80 \times 10^{-2}$	0,00	-	-	$2,50 \times 10^{-1}$	-0,14
300	97 %	-	-	19	-0,43	-	-	$3,10 \times 10^{10}$	-2,69

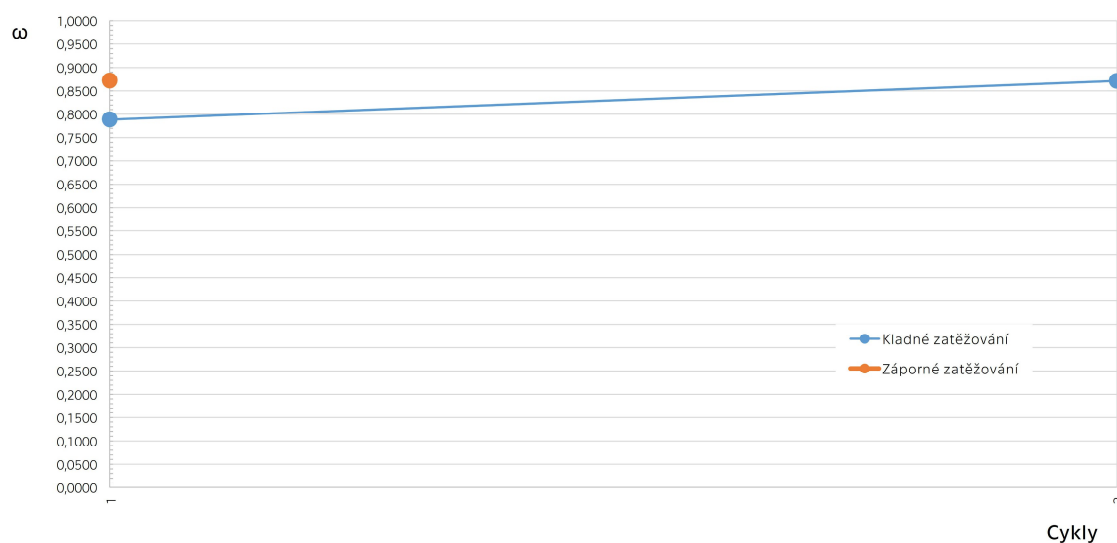
P 3.3 Vývoj parametru poškození celé stěny

Pro porovnání byl proveden výpočet cyklického zatěžování celé stěny (OBR. P 2.1 a OBR. P 2.2), která byla definována v kapitole P 2.1.1 včetně materiálových parametrů. Jako zatížení však bylo zvoleno původní příčné zatížení, které se zakládalo na metodě příčných sil z kapitoly P 1.6. Svislé zatížení odpovídá stejnému konceptu a je uvedeno v kapitole P 1.3.1.

Přítěžování vodorovnými silami probíhalo po čtvrtinových krocích. Maximální vodorovná síla je rovna 849 kN, oproti 1032 kN účinkujících při metodě postupného přítěžování. Výpočtem bylo dosaženo kolapsu konstrukce vyčerpáním únosnosti nadpraží nad 3.NP již při druhém cyklu.

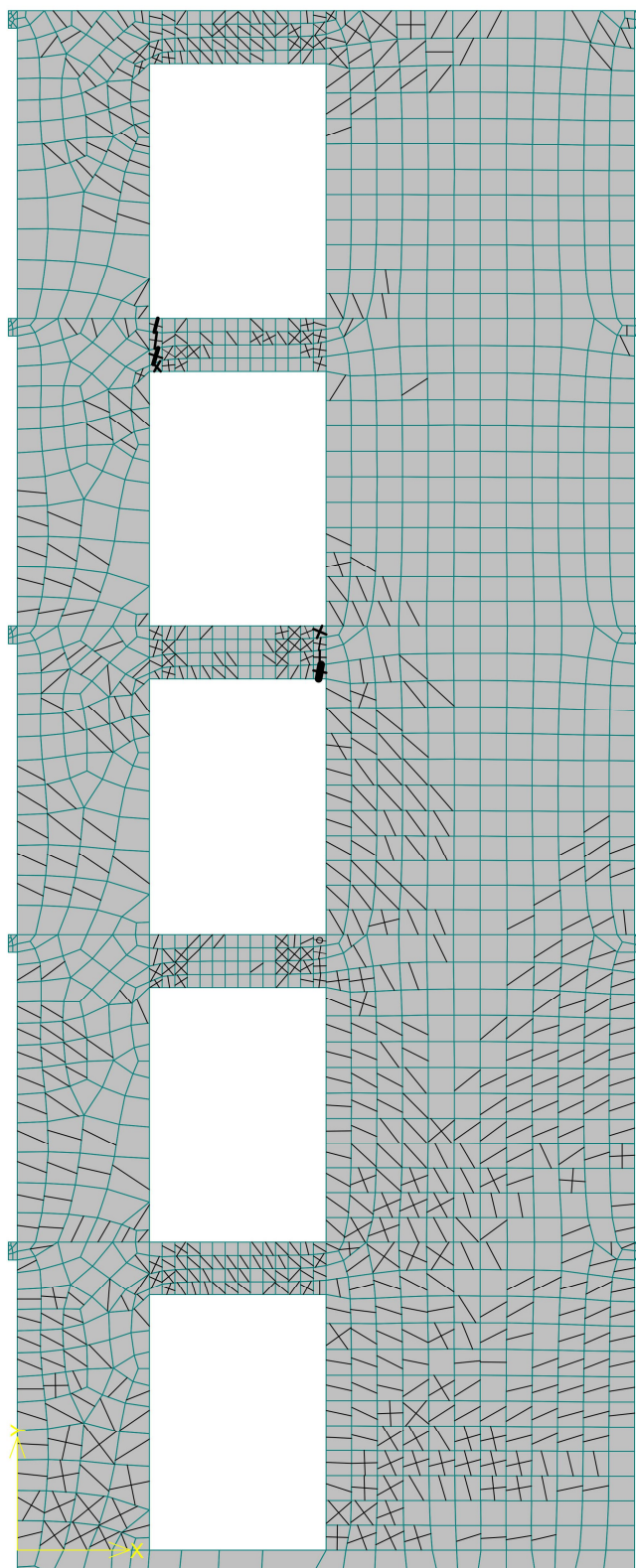


OBR. P 3.152: Stěna – Hysterezní křivky



OBR. P 3.153: Stěna – vývoj parametru poškození ω

Na OBR. P 3.154 jsou zobrazeny trhliny na konstrukci, s šířkou rozevření přes 0,3 mm, při působení maximální vodorovné síly před kolapsem. Je patrné, že konstrukce je již zcela potrhána a trhliny dosahují šířky přes 80 mm.



OBR. P 3.154: Stěna – trhliny před kolapsem



P 4 Seznam obrázků příloh

OBR. P 1.1: Půdorys objektu	118
OBR. P 1.2: Pohled na štítovou stěnu objektu	119
OBR. P 1.3: Uvažované zatížení stěny od vlastní tíhy přilehlé desky $g_{0,k}$, skladby podlahy $g_{1,k}$ a užitečného zatížení p_k (zleva doprava)	122
OBR. P 1.4: Spektrum zrychlení	124
OBR. P 1.5: Globální 3D model konstrukce	125
OBR. P 1.6: Výřez jednoho podlaží 3D modelu	126
OBR. P 1.7: 2D model s průvlakem z 1D prutu.....	127
OBR. P 1.8: 2D model s průvlakem z plošného elementu.....	127
OBR. P 1.9: Vodorovné síly od seizmického zatížení definované metodou příčných sil.....	131
OBR. P 1.10: Průběhy minimálních/maximálních ohybových momentů na 1D prvku.....	132
OBR. P 1.11: Průběhy minimálních/maximálních smykových sil na 1D prvku	132
OBR. P 1.12: Spodní výztuž na 1D prvku (plocha výztuže v cm^2).....	133
OBR. P 1.13: Horní výztuž na 1D prvku (plocha výztuže v cm^2)	134
OBR. P 1.14: Smyková výztuž na 1D prvku (plocha výztuže v cm^2/m).....	135
OBR. P 1.15: Spodní výztuž na jedné straně 2D plochy (plocha výztuže v cm^2/m).....	137
OBR. P 1.16: Horní výztuž na jedné straně 2D plochy (plocha výztuže v cm^2/m)	138
OBR. P 1.17: Zvolené vyztužení nadpraží.....	139
OBR. P 1.18: Posouzení návrhové ohybové únosnosti softwarem INCA2.....	140
OBR. P 1.19: Posouzení charakteristické ohybové únosnosti softwarem INCA2	141
OBR. P 1.20: Schéma vyztužení železobetonové stěny	149
OBR. P 2.1: Výpočetní model.....	151
OBR. P 2.2: Výpočetní síť a vyztužení modelu	152
OBR. P 2.3: Nastavení materiálu betonu	153



OBR. P 2.4: Nastavení materiálu betonářské výztuže	153
OBR. P 2.5: Nastavení materiálu rozptýlené smykové výztuže nosníku	154
OBR. P 2.6: Nastavení materiálu rozptýlené základní svislé výztuže Ø8/15....	155
OBR. P 2.7: Nastavení materiálu rozptýlené základní vodorovné výztuže Ø8/15	156
OBR. P 2.8: Nastavení materiálu rozptýlené základní svislé výztuže Ø10/15.	156
OBR. P 2.9: Nastavení materiálu rozptýlené základní vodorovné výztuže Ø10/15.....	157
OBR. P 2.10: Nastavení materiálu rozptýlené základní svislé výztuže Ø12/12,5	157
OBR. P 2.11: Nastavení materiálu základového bloku.....	158
OBR. P 2.12: Vodorovné deformace od 1. vlastního tvaru ze 3D a 2D výpočtu	159
OBR. P 2.13: Znormované posuny 1. vlastního tvaru.....	160
OBR. P 2.14: Křivka kapacity	161
OBR. P 2.15: Deformovaná konstrukce před kolapsem	162
OBR. P 2.16: Matematický popis křivky kapacity	164
OBR. P 2.17: Stanovení idealizované závislosti pružnoplastické síly F^* na posunu d^*	166
OBR. P 3.1: Výpočetní model	171
OBR. P 3.2: Výpočetní síť.....	173
OBR. P 3.3: Vyztužení modelu	173
OBR. P 3.4: Nastavení materiálu betonu.....	174
OBR. P 3.5: Nastavení materiálu betonářské výztuže	174
OBR. P 3.6: Nastavení materiálu rozptýlené smykové výztuže nosníku	175
OBR. P 3.7: Nastavení materiálu rozptýlené základní svislé výztuže Ø8/15....	176
OBR. P 3.8: Nastavení materiálu rozptýlené základní vodorovné výztuže Ø8/15	177
OBR. P 3.9: Nastavení materiálu podporového rámu	177
OBR. P 3.10: Nastavení metody řešení podle Newton-Raphson	178
OBR. P 3.11: Metoda nejmenších čtverců pro hrubou kalibraci	180



OBR. P 3.12: Příklady ploch metody nejmenších čtverců pro jemnou kalibraci	180
OBR. P 3.13: „100“ – Hysterezní křivky	182
OBR. P 3.14: „100+“ – vývoj parametru ω	183
OBR. P 3.15: „100-“ – vývoj parametru ω	183
OBR. P 3.16: „100+“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω	184
OBR. P 3.17: „100-“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω	184
OBR. P 3.18: „100+“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω	185
OBR. P 3.19: „100-“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω	185
OBR. P 3.20: „100+“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω	186
OBR. P 3.21: „100-“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω	186
OBR. P 3.22: „100“ – šířky trhlin	187
OBR. P 3.23: „150“ – Hysterezní křivky	188
OBR. P 3.24: „150+“ – vývoj parametru ω	189
OBR. P 3.25: „150-“ – vývoj parametru ω	189
OBR. P 3.26: „150+“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω	190
OBR. P 3.27: „150-“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω	190
OBR. P 3.28: „150+“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω	191
OBR. P 3.29: „150-“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω	191
OBR. P 3.30: „150+“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω	192
OBR. P 3.31: „150-“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω	192
OBR. P 3.32: „150+“ – rozvoj trhlin při maximálním vypočteném cyklu	193
OBR. P 3.33: „150-“ – rozvoj trhlin při maximálním vypočteném cyklu	193
OBR. P 3.34: „175“ – Hysterezní křivky	195
OBR. P 3.35: „175+“ – vývoj parametru poškození ω	196
OBR. P 3.36: „175-“ – vývoj parametru poškození ω	196
OBR. P 3.37: „175+“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω	197
OBR. P 3.38: „175-“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω	197
OBR. P 3.39: „175+“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω	198
OBR. P 3.40: „175-“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω	198
OBR. P 3.41: „175+“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω	199



OBR. P 3.42: „175-“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω	199
OBR. P 3.43: „175+“ – rozvoj trhlin při maximálním vypočteném cyklu.....	200
OBR. P 3.44: „175-“ – rozvoj trhlin při maximálním vypočteném cyklu.....	200
OBR. P 3.45: „175“ – aproximace Kačanovova modelu – odhad fáze I.....	201
OBR. P 3.46: „200“ – Hysterezní křivky	202
OBR. P 3.47: „200“ – Hysterezní křivky ve fázi I.....	203
OBR. P 3.48: „200+“ – vývoj parametru poškození ω	204
OBR. P 3.49: „200+“ – vývoj parametru poškození ω – počáteční fáze.....	204
OBR. P 3.50: „200-“ – vývoj parametru poškození ω	205
OBR. P 3.51: „200-“ – vývoj parametru poškození ω – počáteční fáze.....	205
OBR. P 3.52: „200+“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω	206
OBR. P 3.53: „200-“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω	206
OBR. P 3.54: „200+“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω	207
OBR. P 3.55: „200-“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω	207
OBR. P 3.56: „200+“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω	208
OBR. P 3.57: „200-“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω	208
OBR. P 3.58: „200+“ – šířky trhlin na mezi návrhové únosnosti.....	209
OBR. P 3.59: „200-“ – šířky trhlin na mezi návrhové únosnosti.....	209
OBR. P 3.60: „200+“ – rozvoj trhlin při maximálním poškození.....	210
OBR. P 3.61: „200-“ – rozvoj trhlin při maximálním poškození.....	210
OBR. P 3.62: „200+“ – kalibrace fáze I	211
OBR. P 3.63: „200-“ – kalibrace fáze I	211
OBR. P 3.64: „200+“ – kalibrace fáze II	212
OBR. P 3.65: „200-“ – kalibrace fáze II	212
OBR. P 3.66: „200+“ – aproximace Kačanovova modelu – fáze I.....	213
OBR. P 3.67: „200+“ – aproximace Kačanovova modelu – fáze II.....	213
OBR. P 3.68: „200-“ – aproximace Kačanovova modelu – fáze I.....	214
OBR. P 3.69: „200-“ – aproximace Kačanovova modelu – fáze II.....	214
OBR. P 3.70: „225“ – Hysterezní křivky	215
OBR. P 3.71: „225“ – Hysterezní křivky cyklů 1 – 11	216
OBR. P 3.72: „225+“ – vývoj parametru poškození ω	217



OBR. P 3.73: „225-“ – vývoj parametru poškození ω	217
OBR. P 3.74: „225“ – porovnání vývoje parametru poškození ω	218
OBR. P 3.75: „225+“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω	219
OBR. P 3.76: „225-“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω	219
OBR. P 3.77: „225+“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω	220
OBR. P 3.78: „225-“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω	220
OBR. P 3.79: „225+“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω	221
OBR. P 3.80: „225-“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω	221
OBR. P 3.81: „225+“ – šířky trhlin při Shake Down	222
OBR. P 3.82: „225-“ – šířky trhlin při Shake Down	222
OBR. P 3.83: „225+“ – šířky trhlin na mezi návrhové únosnosti	223
OBR. P 3.84: „225-“ – šířky trhlin na mezi návrhové únosnosti	223
OBR. P 3.85: „225+“ – rozvoj trhlin při maximálním poškození	224
OBR. P 3.86: „225-“ – rozvoj trhlin při maximálním poškození	224
OBR. P 3.87: „225+“ – kalibrace fáze I.....	225
OBR. P 3.88: „225-“ – kalibrace fáze I.....	225
OBR. P 3.89: „225+“ – kalibrace fáze II.....	226
OBR. P 3.90: „225-“ – kalibrace fáze II.....	226
OBR. P 3.91: „225+“ – aproximace Kačanovova modelu.....	227
OBR. P 3.92: „225-“ – aproximace Kačanovova modelu.....	227
OBR. P 3.93: „250“ – Hysterezní křivky	229
OBR. P 3.94: „250“ – Hysterezní křivky cyklů 1 – 9	230
OBR. P 3.95: „250+“ – vývoj parametru poškození ω	231
OBR. P 3.96: „250-“ – vývoj parametru poškození ω	231
OBR. P 3.97: „250“ – porovnání vývoje parametru poškození ω	232
OBR. P 3.98: „250+“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω	233
OBR. P 3.99: „250-“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω	233
OBR. P 3.100: „250+“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω	234
OBR. P 3.101: „250-“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω	234
OBR. P 3.102: „250+“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω	235
OBR. P 3.103: „250-“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω	235



OBR. P 3.104: „250+“ – šířky trhlin při Shake Down	236
OBR. P 3.105: „250-“ – šířky trhlin při Shake Down	236
OBR. P 3.106: „250+“ – šířky trhlin na mezi návrhové únosnosti	237
OBR. P 3.107: „250-“ – šířky trhlin na mezi návrhové únosnosti	237
OBR. P 3.108: „250+“ – rozvoj trhlin při maximálním poškození	238
OBR. P 3.109: „250-“ – rozvoj trhlin při maximálním poškození	238
OBR. P 3.110: „250+“ – kalibrace fáze I.....	239
OBR. P 3.111: „250-“ – kalibrace fáze I.....	239
OBR. P 3.112: „250+“ – kalibrace fáze II.....	240
OBR. P 3.113: „250-“ – kalibrace fáze II.....	240
OBR. P 3.114: „250+“ – aproximace Kačanovova modelu.....	241
OBR. P 3.115: „250-“ – aproximace Kačanovova modelu.....	241
OBR. P 3.116: „275“ – Hysterezní křivky	242
OBR. P 3.117: „275+“ – vývoj parametru poškození ω	243
OBR. P 3.118: „275-“ – vývoj parametru poškození ω	243
OBR. P 3.119: „275“ – porovnání vývoje parametru poškození ω	244
OBR. P 3.120: „275+“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω	245
OBR. P 3.121: „275-“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω	245
OBR. P 3.122: „275+“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω	246
OBR. P 3.123: „275-“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω	246
OBR. P 3.124: „275+“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω	247
OBR. P 3.125: „275-“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω	247
OBR. P 3.126: „275+“ – šířky trhlin během Shake Down	248
OBR. P 3.127: „275-“ – šířky trhlin během Shake Down	248
OBR. P 3.128: „275+“ – rozvoj trhlin při maximálním poškození	249
OBR. P 3.129: „275-“ – rozvoj trhlin při maximálním poškození	249
OBR. P 3.130: „275+“ – kalibrace fáze II.....	250
OBR. P 3.131: „275-“ – kalibrace fáze II.....	250
OBR. P 3.132: „275+“ – aproximace Kačanovova modelu.....	251
OBR. P 3.133: „275-“ – aproximace Kačanovova modelu.....	251
OBR. P 3.134: „300“ – Hysterezní křivky	252



OBR. P 3.135: „300+“ – vývoj parametru poškození ω	253
OBR. P 3.136: „300-“ – vývoj parametru poškození ω	253
OBR. P 3.137: „300“ – porovnání vývoje parametru poškození ω	254
OBR. P 3.138: „300+“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω	255
OBR. P 3.139: „300-“ – vývoj celkové deformace v návaznosti na ω	255
OBR. P 3.140: „300+“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω	256
OBR. P 3.141: „300-“ – vývoj plastické deformace v návaznosti na ω	256
OBR. P 3.142: „300+“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω	257
OBR. P 3.143: „300-“ – vývoj pružné deformace v návaznosti na ω	257
OBR. P 3.144: „300+“ – šířky trhlin v 1. cyklu.....	258
OBR. P 3.145: „300-“ – šířky trhlin v 1. cyklu.....	258
OBR. P 3.146: „300+“ – rozvoj trhlin při maximálním poškození.....	259
OBR. P 3.147: „300-“ – rozvoj trhlin při maximálním poškození.....	259
OBR. P 3.148: „300+“ – kalibrace fáze II.....	260
OBR. P 3.149: „300-“ – kalibrace fáze II.....	260
OBR. P 3.150: „300+“ – aproximace Kačanovova modelu.....	261
OBR. P 3.151: „300-“ – aproximace Kačanovova modelu.....	261
OBR. P 3.152: Stěna – Hysterezní křivky.....	263
OBR. P 3.153: Stěna – vývoj parametru poškození ω	264
OBR. P 3.154: Stěna – trhliny před kolapsem.....	265



P 5 Seznam tabulek příloh

TAB. P 1.1: Zvolené vstupní hodnoty spektra odezvy	123
TAB. P 1.2: Výsledky modální analýzy.....	128
TAB. P 1.3: Výpočet hmot v jednotlivých podlažích.....	129
TAB. P 1.4: Výpočet zatížení od seizmicity metodou příčných sil	130
TAB. P 1.5: Posouzení smykové únosnosti nadpraží na seizmické zatížení.....	142
TAB. P 1.6: Posouzení ohybové a smykové únosnosti nadpraží na MSÚ.....	144
TAB. P 1.7: Posouzení stability stěny	146
TAB. P 1.8: Posouzení užší stěny na smykovou únosnost v 1.NP	147
TAB. P 1.9: Posouzení širší stěny na smykovou únosnost v 1.NP	148
TAB. P 3.1: Porovnání kalibračních parametrů.....	262