

Fakulta stavební
České vysoké učení technické v Praze

DIPLOMOVÁ PRÁCE

David Kučera

Posouzení geotechnické konstrukce na seismické zatížení

Katedra mechaniky

Vedoucí práce: Ing. Tomáš Janda, Ph.D.

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Praha 2017

Prohlašuji, že jsem tuto diplomovou práci vypracoval samostatně za odborného vedení vedoucího práce Ing. Tomáše Jandy Ph.D. a výhradně s použitím informačních zdrojů uvedených v seznamu literatury a v souladu s metodickým pokynem o dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

V dne

Podpis autora:

Název práce: Posouzení geotechnické konstrukce na seismické zatížení

Autor: David Kučera

Katedra: Katedra mechaniky

Vedoucí práce: Ing. Tomáš Janda, Ph.D., katedra mechaniky

Abstrakt:

Tato diplomová práce se zabývá výpočtem dynamických účinků zatížení od zemětřesení na geotechnické konstrukce pomocí metody konečných prvků. Nedílnou součástí práce je stručný přehled současných možností normových postupů a ukázka možného analytického řešení. Důležitá část práce se zabývá vlivem vstupních parametrů na výsledky výpočtu. Mezi tyto parametry patří například velikost konečného prvku, časová diskretizace nebo poměrný útlum. Optimalizovaný 1D výpočet a výstupy z něj jsou následně použity při řešení jednoduché 2D úlohy. Na příkladu je ukázáno jak lze výstupy z numerického výpočtu využít a následně jsou verifikovány s analytickým řešením.

Klíčová slova: Metoda konečných prvků, zemětřesení, 1D analýza, dynamika, geomechanika

Title: Using finite element method in practical design of geotechnical structure under seismic loading

Author: David Kučera

Department: Department of Mechanics

Supervisor: Ing. Tomáš Janda, Ph.D., department of mechanics

Abstract:

This diploma thesis deals with the calculation of load effects from dynamic effects of earthquakes in geotechnics using finite element method. An integral part of the thesis is a brief overview of the current standard procedures and an example of available analytical solutions. An important part of the thesis deals with the influence of calculation parameters of finite element 1D free field model. These parameters include for example the size of the finite element, time discretization or boundary conditions. The optimized calculation and its outputs are then used for a simple geotechnical example of circular tunnel. The example shows how outputs from the numerical calculation can be used and then compared with the analytical solution.

Keywords: FEM Analysis, earthquake, 1D analysis, dynamics, geomechanics

Na tomto místě bych chtěl poděkovat Ing. Tomáši Jandovi Ph.D. a Prof., Ing. Michalu Šejnohovi, Ph.D., DSc. za odborné vedení této práce a jejich čas při konzultacích. Dále děkuji svým blízkým za korektury práce a podporu při studiu.

Obsah

Úvod	3
1 Dynamické úlohy v geotechnice	4
1.1 Zdroje seismicity	5
1.2 Typy vln a jejich šíření	6
1.2.1 Tlakové vlny – P-vlny	6
1.2.2 Smykové vlny – S-vlny	7
1.2.3 Šíření vln na rozhraní dvou prostředí	7
1.3 Určení zatížení	9
1.3.1 Spektrum pružné odezvy	9
1.3.2 Další možnosti vyjádření zatížení	12
1.4 Způsoby řešení	12
1.4.1 Pseudostatický výpočet	12
1.4.2 Plně dynamický výpočet metodou konečných prvků	14
2 Řešení 1D free field úlohy metodou konečných prvků	17
2.1 Formulace řídicí vlnové rovnice	17
2.2 Okrajové podmínky	18
2.2.1 Pevná okrajová podmínka	18
2.2.2 Radiační okrajová podmínka	19
2.3 Diskretizace metodou konečných prvků	21
3 Parametrická studie účinků zemětřesení	23
3.1 Vliv okrajových podmínek	23
3.2 Optimální délka konečného prvku	25
3.3 Vliv délky konečného prvku	26
3.3.1 Výpočtový model	26
3.3.2 Zvětšení délky prvku	27

3.3.3	Zmenšování délky prvku	29
3.4	Vliv časového kroku	31
3.5	Vliv tlumení	32
4	Aplikace výsledků free field 1D analýzy na reálnou 2D úlohu	39
4.1	Zvolený model	39
4.2	Free field analýza zvoleného příkladu	39
4.3	Způsob zavedení výsledků z 1D free field do rovinné úlohy v MKP	41
4.4	Výpočet tunelového ostění	47
4.4.1	Analytická metoda	48
4.5	Verifikace MKP analytickou metodou	51
	Závěr	53
	Seznam použité literatury	58
	Seznam obrázků	59
	Seznam tabulek	61
	Seznam použitých zkratk	62

Úvod

Posouzení konstrukcí zatížených účinky zemětřesení je v mnoha případech řešen zjednodušenými metodami, které mohou být méně přesné nebo značně konzervativní. V případě, že jsou k dispozici seismická data z konkrétních zemětřesných oblastí, lze přímo s jejich pomocí počítat účinky na konstrukce. Tato data lze dále zpracovávat do různých forem jako vstupy do výpočtů konstrukcí na účinky zemětřesení.

Pro posouzení konstrukcí na zemětřesení lze využít pseudostatických metod, zmíněných v kapitole 1.4.1 nebo plně dynamického numerického výpočtu, viz kapitola 1.4.2. Pseudostatické metody jsou zjednodušené a využívají tedy takové zatížení, které je určené pro odpovídající oblast a na základě tabelovaných veličin. Výrazného zpřesnění lze docílit řešením tzv. 1D free field úlohy. Těžiště této práce spočívá ve formulaci, implementaci a ověření 1D free field analýzy, pomocí které lze určit jak deformační zatížení pro pseudostatický výpočet, tak i okrajové podmínky pro rovinnou úlohu v plně dynamickém výpočtu. Definice a řešení této 1D free field úlohy je součástí kapitoly 2.

V rámci ověření implementace 1D free field úlohy bude v této práci posouzeno, jakým způsobem jednotlivé parametry úlohy ovlivňují konečné výstupy. K těmto parametrům se například řadí konečně prvková diskretizace nebo druh okrajových podmínek. Zvláštní pozornost je též věnována materiálovému tlumení.

Kromě parametrické studie jsou výstupy z řešení 1D free field úlohy použity jako vstup pro 2D MKP model kruhového tunelu zatíženého v příčném směru. Příprava zatížení pro takovouto úlohu se definuje v části 4.3. Na příkladu počítaném pomocí numerické metody konečných prvků se určí výsledné namáhání konstrukce umístěné v terénu a následně se porovná v kapitole 4.4 s dostupným analytickým řešením teoreticky popsáním v kapitole 1.4.1.

1. Dynamické úlohy v geotechnice

Jak pro návrh, tak i posouzení stavebních konstrukcí na účinky dynamického zatížení nabízí literatura celou řadu postupů. V řadě případů se lze omezit pouze na zjednodušené postupy popsané v normách [1, 2, 3], kdy dynamické účinky zatížení jsou převáděny na náhradní statické zatížení. V případě podzemních konstrukcí budovaných ve složitých geotechnických poměrech mohou však být tyto postupy nedostatečné a spolehlivý návrh vyžaduje plně dynamický výpočet zohledňující nejen časově proměnné zatížení, ale i nelineární chování posuzované konstrukce, okolního prostředí a zejména pak jejich vzájemnou interakci [4].

Obdobným způsobem lze přistupovat i ke stanovení náhradního statického zatížení. V případě, kdy časový záznam zatížení není k dispozici vycházíme často pouze z předpokládaného návrhového zrychlení, geologických poměrů a umístění stavby [5]. Další otázkou je pak vlastní aplikace tohoto zatížení na konstrukci, kdy ve většině případech předpokládáme homogenní prostředí, jednoduchý tvar konstrukce a velmi zjednodušený přístup zohledňující jejich vzájemnou interakci. Lze tedy očekávat, že sofistikovanější postupy kombinující statické výpočty metodou konečných prvků a plně dynamickou analýzu pro stanovení příslušného náhradního statického zatížení umožní zvýšení spolehlivosti a bezpečnosti navrhované anebo posuzované konstrukce. Této úloze je také věnována předložená diplomová práce.

Jak je patrné z této úvodní kapitoly, omezíme se pouze na řešení podzemních liniových staveb. V mnoha případech je pak předpoklad chování konstrukce v souladu s podmínkami rovinné deformace přijatelným zjednodušením. Pro případy, přesahující rámec této práce, lze čtenáře odkázat na [4, 5, 6]. V případě naší úlohy jsou pak nejdůležitější vstupní informace stručně popsány v následujících odstavcích. Části 1.3 je věnována způsobu určení zatížení z naměřených dat, popřípadě jak lze postupovat pokud konkrétní data nemáme k dispozici. S tím souvisí i popis šíření mechanického vlnění v podloží popsany v části 1.2. Jakým způsobem lze příslušné informace zohlednit při vlastním návrhu či posouzení dané konstrukce je předmětem části 4.

1.1 Zdroje seismicity

Pohyby v zeminovém prostředí mají různé příčiny. Seismicita vzniká buď přirozeně nebo lidskou činností. Přírodní zemětřesení má nejčastěji původ v tektonických pohybech podloží. Tento typ zdroje je v celé problematice majoritní a má také potenciálně největší riziko pro konstrukce. Z běžných technických zdrojů seismicity zmiňme dopravu nebo důlní činnost. Přirozené zdroje mají většinou krátkou dobu trvání. U zdrojů technických se naopak velmi často jedná o pravidelný fenomén s jistou možností předpovědi intenzity pohybů.

Podle dlouhodobého monitorování přírodní seismicity rozlišujeme zemětřesné oblasti, ve kterých je dána normová hodnota seismického zatížení. Ačkoliv na území střední Evropy nedochází k větším otřesům, můžeme se i zde se seismicitou setkat. Nejintenzivnější pohyby na českém území zaznamenáváme v oblasti západních Čech a severní Moravy, viz obrázek 1.1.



Obrázek 1.1: Mapa seismických oblastí v ČR [2]

Měření seismické činnosti probíhá neustále na velkém množství seismografů po celém světě, ve kterých se zpracovávají signály v podobě akcelerogramů. Tyto záznamy již mohou sloužit jako podklad pro výpočet seismických účinků na konstrukci. Měření probíhá převážně na povrchu, v menší míře pak pod zemským povrchem uvnitř vrtů. Pro aplikaci seismického zatížení je údaj o hloubce měření akcelerogramů naprosto zásadní.

1.2 Typy vln a jejich šíření

Od zdroje šíření zemětřesení se šíří deformace pomocí seismických vln. Seismické vlny rozdělujeme na několik typů podle místa a způsobu šíření. V případě vln šířících se zemním tělesem hovoříme o objemových vlnách, které dále dělíme na vlny smykové (S – vlny) a na vlny tlakové (P – vlny). Podle směru uvolnění energie v podloží jsou tyto dvě složky vlnění v různém poměru. V nehomogenním prostředí podléhají tyto vlny na rozhraní dvou materiálů reflexi a refrakci. O tom, kolik energie se odráží a kolik prochází, rozhoduje poměr tuhostí materiálů na tomto přechodu.

Na povrchu tělesa se šíří vlny povrchové a to zejména v případech mělkého zemětřesení. Vlny povrchové vznikají opět dvojího druhu. Podle charakteru pohybu rozlišujeme vlny Rayleighovy a vlny Loveovy. Rayleighovy vlny se šíří pomaleji a částice na povrchu se pohybují po vertikálních elipsách. Podle hodnoty Poissonova čísla se rychlost šíření této vlny pohybuje okolo hodnot $0,9 V_S$, kde V_S je rychlost smykových vln v témže prostředí, viz odst. 1.2.2. Loveovy vlny se oproti Rayleighovým šíří rychleji a částice na povrchu se pohybují ve vodorovném směru kolmém na směr šíření. Typicky vznikají v prostředí, kde se na povrchu souvrství vyskytuje velmi měkká zemina.

1.2.1 Tlakové vlny – P-vlny

Princip šíření tlakových, neboli vln podélných, je založen na stlačování a natahování prostředí, ve kterém se vlna šíří. Tato vlna se šíří nejrychleji a na seizmografech ji zaznamenáváme mnohem dříve než ostatní typy vln. Z tohoto důvodu je tato vlna označována také jako vlna primární. Rychlost šíření této vlny závisí na elastickém modulu E , Poissonově čísle ν hustotě materiálu ρ a je dána výrazem

$$c_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}} = \sqrt{\frac{E_{oed}}{\rho}}. \quad (1.1)$$

Pro nestlačitelný materiál se tedy rychlost tlakové vlny blíží teoreticky k nekonečnu. Pro nižší hodnoty Poissonova čísla dostáváme rychlosti nižší v řádu tisíců m/s pro pevné neporušené horniny, až po jednotky m/s u velmi měkkých zemin.

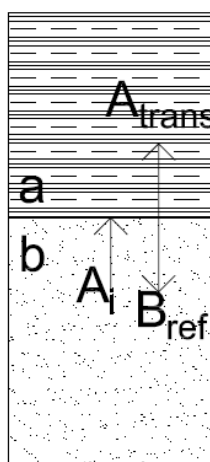
1.2.2 Smykové vlny – S-vlny

Z hlediska popisu účinků zemětřesení na konstrukce mají smykové vlny zásadní vliv. Deformace vyvolané touto vlnou jsou výrazně vyšší a pro posuzovanou konstrukci zpravidla méně příznivé než v případě vln tlakových. Rychlost šíření smykové vlny, označovaná též jako vlna sekundární, je nižší než u tlakových vln při stejných parametrech podloží. Rychlost této vlny je tedy závislá pouze na smykovém modulu G a hustotě materiálu ρ

$$c_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}. \quad (1.2)$$

1.2.3 Šíření vln na rozhraní dvou prostředí

V případech, kde se ve zkoumané oblasti nevyskytuje homogenní geologické prostředí, je třeba postihnout ve výpočtech jevy vznikající na rozhraní dvou prostředí. Seismická vlna, která dorazí na rozhraní dvou materiálů, obecně část své energie předá vrstvě následující a část je odražena zpět do této vrstvy. Za předpokladu elastického chování musí být součet průchozí a odražené energie stejný jako energie vlny příchozí.



Obrázek 1.2: Příchozí – A_i , průchozí – A_{trans} a odražená vlna – B_{ref} [4]

Z deformačních podmínek platí, že součet amplitud odražených a procházejících musí být roven amplitudě příchozí $A_i = A_{trans} + B_{ref}$.

Na základě poměru mezi parametry geologických vrstev na rozhraní definujeme

poměrnou impedanci vrstev R

$$R = \frac{\rho_a V_{sa}}{\rho_b V_{sb}},$$

pomocí kterého můžeme vyjádřit rozdíl průchozí a odražené vlny jako

$$RA_i = A_{trans} - B_{ref}.$$

Poměr průchozí, resp. odražené vlny vůči příchozí amplitudě můžeme potom vyjádřit pomocí následujících výrazů, podle [4].

$$\frac{A_{trans}}{A_i} = \frac{R}{1+R}, \text{ resp. } \frac{B_{ref}}{A_i} = \frac{1-R}{1+R}$$

Obdobným principem vyjádříme také poměr odražené a průchozí energie. Pro jednu vlnovou délku platí výraz pro energii: $E_{en} = \omega\pi(\rho V_S A^2)$, kde ω označuje úhlovou rychlost. Energie je tedy přímo úměrná výrazu $\rho V_S A^2$.

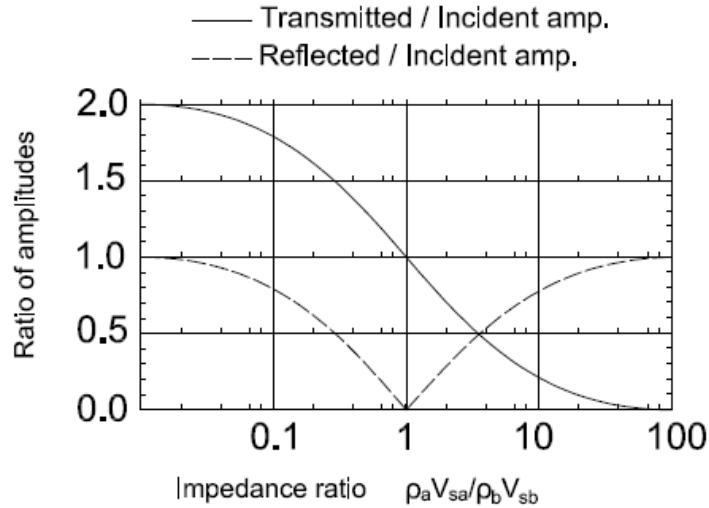
Poměr energií průchozí, resp. odražené vlny můžeme proto vyjádřit opět pomocí R takto [4]:

$$\frac{\rho_a V_{sa} A_{trans}^2}{\rho_b V_{sb} A_i^2} = \frac{4R}{(1+R)^2} \text{ resp. } \frac{\rho_b V_{sa} B_{ref}^2}{\rho_b V_{sb} A_i^2} = \left(\frac{1-R}{1+R}\right)^2$$

Jakým způsobem se amplituda a energie dělí na rozhraní dvou prostředí je názorně zobrazeno na obrázcích 1.3 a 1.4. Levá část grafů znázorňuje vždy běžnější případ přechodu z tužší do měkčí vrstvy. Pro extrémní případy s výrazně odlišnými tuhostmi vidíme, že výrazně tuhá vrstva bude mít na rozhraní dvojnásobnou amplitudu obdobně jako na volném povrchu. Na opačné straně grafu vidíme, že se prakticky veškerá energie odrazí zpět do měkké vrstvy.

Rozhraní se vzduchem

Z obrázku 1.3 vyplývá, že pokud vlna dorazí na rozhraní tuhého tělesa a řádově měkkého materiálu, bude amplituda na tomto rozhraní přibližně dvojnásobná oproti amplitudě vlny uvnitř tělesa. Limitním případem je volný okraj, který lze chápat jako rozhraní končeně tuhého a nekonečně poddajného materiálu. V tomto případě je na hranici amplituda právě dvojnásobná, a vlna se do tělesa s původní amplitudou zpět do tělesa.



Obrázek 1.3: Poměr amplitud průchozí a odražené vlny v závislosti na odporu materiálu ρ/V_S (převzato z [4])

1.3 Určení zatížení

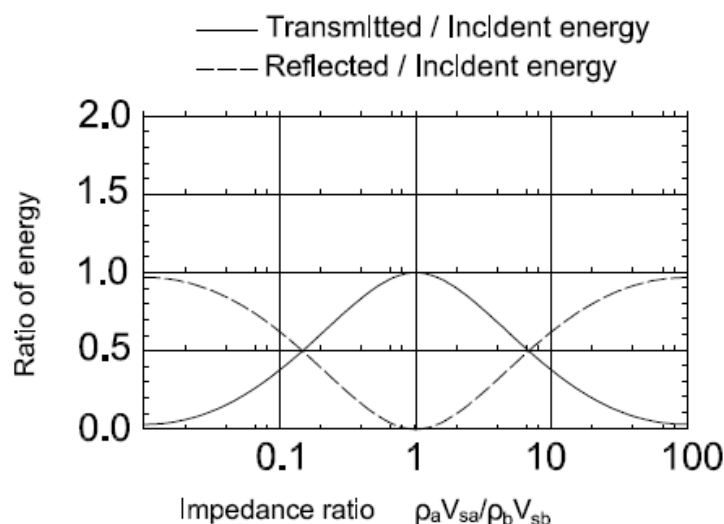
Zatížení konstrukce od zemětřesení má dynamický charakter. Pro definici zatížení konstrukcí od zemětřesení a jejich účinků se používá jako základní veličina zrychlení podloží. Tuto veličinu můžeme vyjádřit ve formě časového průběhu, který označujeme jako akcelerogram. Ten lze využít již jako přímý vstup do výpočtu metodou konečných prvků.

Jako příklad uvádíme časový záznam zrychlení pro zemětřesení z roku 2016 v Itálii, viz obrázek 1.5, které bylo klasifikováno na Richterově stupnici hodnotou 6,2.

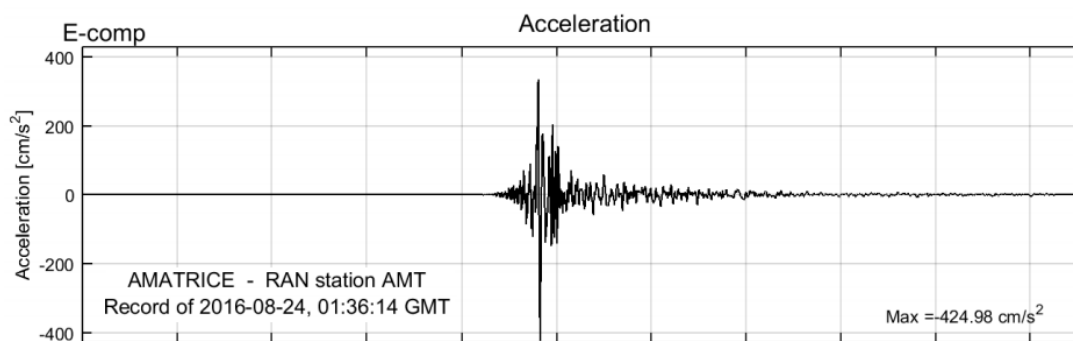
1.3.1 Spektrum pružné odezvy

Návrh konstrukcí na účinky zemětřesení je často založen na aplikaci normového spektra pružné odezvy, viz [2]. Při plně dynamickém výpočtu lze v některých případech zatížit zemní těleso uměle vytvořenými akcelerogramy kompatibilními s příslušným spektrem pružné odezvy.

Pro normový přístup k výpočtu se používá hodnota referenčního špičkového zrychlení a_{gr} , definovaná pro jednotlivé zemětřesné oblasti a pro referenční dobu návratu T_{ncr} . Pro další aplikaci se použije hodnota návrhového zrychlení – a_g , kterou dostaneme přenásobením referenčního zrychlení součinitelem významu γ_I , určeným na základě referenční doby návratu. Pro určení pohybu na povrchu se



Obrázek 1.4: Poměr energií průchozí a odražené vlny v závislosti na odporu materiálu ρ/V_S (převzato z [4])



Obrázek 1.5: Akcelerogram zemětřesení v Itálii z 24.8.2016 [7]

využívá tzv. spektrum pružné odezvy. Toto spektrum je závislé mimo hodnoty návrhového zrychlení na typu základové půdy. Z typu základové půdy určujeme další parametry popisující tvar pružné odezvy T_B, T_C, T_D a S . Ty jsou určeny pro typy podloží A, B, C, D a E^1 . Tvar pružné odezvy se liší pro vodorovnou a svislou složku a rozeznáváme tak vodorovné a svislé spektrum pružné odezvy. Další odstavce se týkají vodorovné pružné odezvy, v případě složky svislé je postup obdobný.

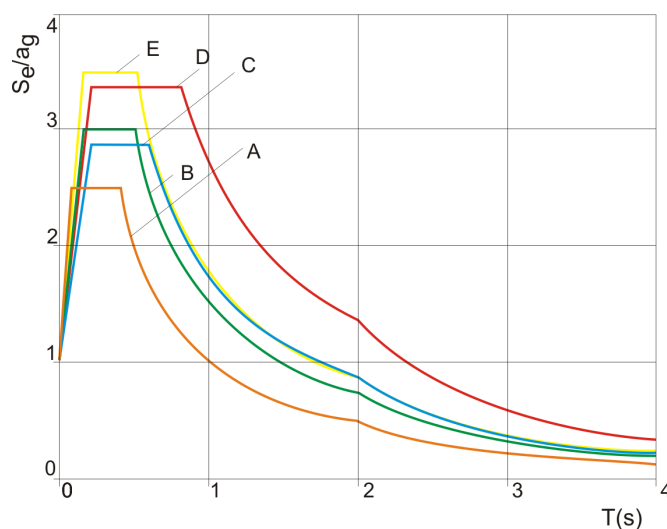
Pro další dva typy podloží S_1 a S_2 tyto parametry nejsou normou určeny a musí být případně určeny zvláštní studií. Tabulka 1.1 uvádí příklad popisu typů podloží z tabulky 3.1 v ČSN EN 1998-1 [2].

¹ T_B, T_C – nejmenší, resp. největší perioda kmitů, které přísluší konstantní hodnota spektra pružného zrychlení; T_D – doba kmitů, při níž se již uvažuje konstantní hodnota spektra pružného posunu; S – součinitel podloží

Typ	Popis stratigrafického profilu
S_1	Sedimenty sestávající z jílu nebo siltů s číslem plasticity $P_l > 40$ s velkým obsahem vody, nebo sedimenty, obsahující uvedené zeminy, o mocnosti nejméně 10 m.
S_2	Sedimenty ze zemín náchylných ke ztekucení v ostatních typech podloží
...	...

Tabulka 1.1: Normová definice typu podloží podle zeminového souvrství [2]

Parametry tvaru spektra pružné odezvy mohou být dále definovány v národní příloze. V případě České republiky se používají tvary spektra pružné odezvy typu 1 a typu 2. Typ 1 je uveden jako vhodný pro výpočet seismického zatížení ve východní části našeho území, typ 2 je určen pro stavby na území Čech. Příklad spektra pružné odezvy typu 1 je vykreslen na obrázku 1.6 pro typ podloží A až E s 5% tlumením.



Obrázek 1.6: Spektrum pružné odezvy [2]

Spektrum odezvy uvedené na obrázku 1.6 je dáno normovými vztahy.

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (1.3)$$

$$0 \leq T_B \leq T_C : S_e(T) = a_g S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (1.4)$$

$$0 \leq T_C \leq T_D : S_e(T) = a_g S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (1.5)$$

$$0 \leq T_D \leq 4s : S_e(T) = a_g S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (1.6)$$

kde a_g je návrhové zrychlení podloží typu A, S součinitel podloží a η korekční

součinitel útlumu ($\eta = 1$ pro 5% útlum).

1.3.2 Další možnosti vyjádření zatížení

Již na začátku kapitoly bylo zmíněno, že alternativou k zjednodušeným metodám je přímé použití časového průběhu veličin popisujících zemětřesení (zrychlení, rychlosti, posuny). V případě, že máme k dispozici data měřená v oblasti výstavby, používáme tyto hodnoty. V případech ostatních můžeme využít uměle generovaných nebo simulovaných akcelerogramů.

Umělé akcelerogramy

Podle normových požadavků [2] musí být umělé akcelerogramy vytvářeny tak, aby odpovídaly spektrům pružné odezvy dané oblasti. Stejně tak musí odpovídat dalším vlastnostem zemětřesení, na jejichž základě bylo určeno návrhové zrychlení a_g . Podle normy musí takovéto akcelerogramy splnit další 3 zásady:

- Musí se použít minimálně 3 akcelerogramy
- Průměr z hodnot spektra odezvy zrychlení odpovídající nulové periodě nemá být menší než $a_g \cdot D$ v daném místě.
- V rozmezí 0,2 – 2 násobku vlastní periody kmitů nemá být žádná z hodnot pružného spektra menší než 90% z hodnoty spektra pružné odezvy při útlumu 5 %

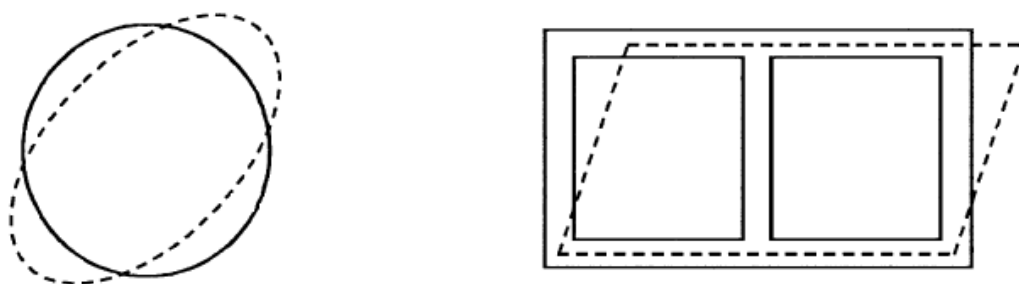
1.4 Způsoby řešení

Dynamické úlohy se z důvodu komplikovanosti plně dynamického numerického výpočtu a složitých okrajových podmínek často zjednodušují. V této kapitole bude uveden jeden ze způsobů definice takovéto metody pro podzemní konstrukce, popsany v článku [5].

1.4.1 Pseudostatický výpočet

Zjednodušení, která jsou žádaným benefitem využití pseudostatických metod, přináší téměř vždy nějaká omezení. V tomto případě jsou omezení poměrně značná. Úlohu definujeme pouze pro homogenní podloží. Jakým způsobem by mohla

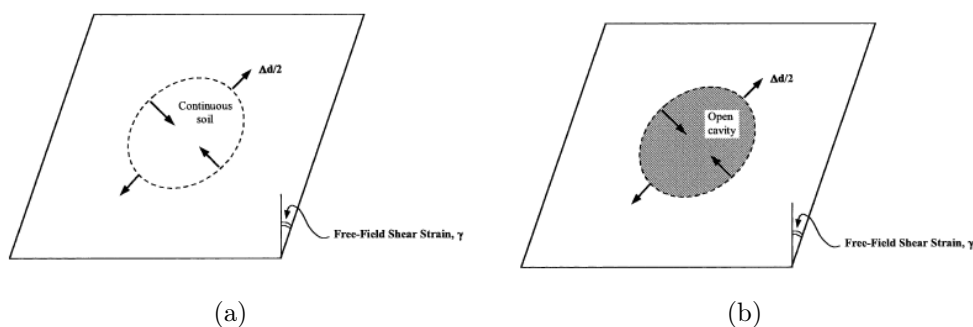
být úloha rozšířena pro heterogenní prostředí je uvedeno v části práce 4.3. Z pohledu konstrukce se metody uvedené v [5] zabývají pouze kruhovým průřezem a obdélníkovou rámovou konstrukcí, viz obrázek 1.7. Maximální zoválnění kruhové tunelové konstrukce nebo zkosení rámové konstrukce v důsledku průchodu smykové vlny, resp. tomu odpovídající deformace v konstrukci, jsou základem pro výpočet napjatosti uvnitř konstrukce.



Obrázek 1.7: Dva typy úloh řešených pseudostatickou metodou [5]

Podzemní konstrukce reagují především na deformace okolního podloží, čímž se jejich řešení zásadně liší od nadzemních konstrukcí, které jsou typicky zatížené především setrvačnými silami. I proto se v tomto případě zabýváme deformacemi v neporušeném zemním tělese, označovaném jako free field přetvoření, viz kapitola 2. Tyto deformace jsou předepisovány přímo podzemní konstrukci v rámci rovinné 2D úlohy. Interakce konstrukce se zeminou je pak vyjádřena pouze pomocí poměru tuhostí zeminy a řešeného ostění.

Pro deformaci tunelového ostění určujeme free field deformaci, viz obrázek 1.8(a), na základě které můžeme dopočítat vnitřní síly v ostění. Horní limitní případ deformací odpovídá případu bez ostění, viz obrázek 1.8(b), které by mělo teoreticky ostění se zanedbatelnou tuhostí.



Obrázek 1.8: (a) free field přetvoření, (b) přetvoření výrubu bez ostění [5]

Vstupy do výpočtu

Určení vstupních parametrů do výpočtu je oproti plně dynamickým úlohám také značně zjednodušené. Ve výpočtech se uvažuje maximální zrychlení zjištěné na povrchu redukované k hloubce tunelové konstrukce. Pomocí tohoto zrychlení se z tabulek podle typu materiálu v podloží určí maximální vodorovná rychlost materiálového bodu V_s . Z rychlosti šíření vlnění C_s a rychlosti V_s nakonec určíme smykové přetvoření γ ze vztahu

$$\gamma = \frac{V_s}{C_s},$$

kterým se zatěžuje řešená konstrukce. Přetvoření využijeme k určení deformací na konstrukci, ze kterých jsme již schopni určit vnitřní síly a napětí v ostění.

Omezení, která tato metoda přináší jsou značná, proto je třeba v některých případech řešit seismicky namáhané konstrukce plně dynamickými výpočty, které nabízejí větší variabilitu konstrukcí a lze s nimi řešit heterogenní prostředí. Jakým způsobem dynamickou úlohu řešíme je obsahem následující kapitoly.

1.4.2 Plně dynamický výpočet metodou konečných prvků

Numerické řešení konstrukcí zatížených dynamickými účinky metodou konečných prvků vychází z D'Alembertova variačního principu. Aplikace tohoto principu vede na soustavu pohybových diferenciálních rovnic ve tvaru

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{F}(t), \quad (1.7)$$

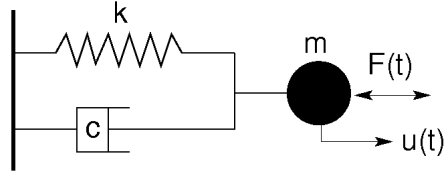
kde člen $\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t)$ vyjadřuje vektor setrvačných sil, $\mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t)$ vektor tlumících sil, $\mathbf{K}\mathbf{u}(t)$ vektor pružných sil v systému a $\mathbf{F}(t)$ vektor uzlového zatížení.

Pokud řešíme vlastní netlumené kmitání soustavy pro dynamické úlohy s homogenními okrajovými podmínkami, přejde rovnice (1.7) na tvar

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{0}. \quad (1.8)$$

V praxi nás často zajímá několik prvních vlastních tvarů a frekvencí. K jejich určení lze například použít metodu iterace podprostoru, viz [8], s využitím Jacobiho metody rotací nebo Gram-Schmidtovi ortogonalizace.

Účinek tlumení při řešení skutečných úloh však nelze zanedbat. Sestavení ma-



Obrázek 1.9: Systém s jedním stupněm volnosti

tice tlumení \mathbf{C} je však značně komplikovaná úloha. V praxi se ujala hypotéza Rayleighova útlumu, kdy matici \mathbf{C} vyjadřujeme jako lineární kombinaci matice hmotnosti a matice tuhosti

$$\mathbf{C} = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K}. \quad (1.9)$$

Parametry α a β se pak nejčastěji vyjadřují pomocí součinitele poměrného útlumu ξ . Pokud se omezíme na systém s jedním stupněm volnosti, obrázek 1.9, přejde rovnice (1.7) na tvar

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = F. \quad (1.10)$$

Po její úpravě dostaneme

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_0\dot{u} + \omega^2 u = \frac{F}{m}, \quad (1.11)$$

kde

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2\sqrt{km}}. \quad (1.12)$$

Vlastní frekvence ω_0 je dána výrazem

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}. \quad (1.13)$$

Pro reálné systémy s velkým počtem stupňů volnosti je stanovení parametrů α a β často založeno na předpokladu, že je nejméně tlumený první vlastní tvar. Vyjdeme-li z rozkladu rovnice (1.7) do vlastních tvarů kmitání, dostaneme pro jednotlivé vlastní frekvence vztah

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta\omega_i \right). \quad (1.14)$$

Za předpokladu nejméně tlumeného prvního vlastního tvaru platí podmínka minima

$$\frac{d\xi_1}{d\omega_1} = \frac{1}{2} \left(-\frac{\alpha}{\omega_1^2} + \beta \right) = 0, \quad (1.15)$$

z čehož dostaneme

$$\alpha = \omega_1^2 \beta. \quad (1.16)$$

Po dosazení výrazu (1.16) do (1.14) získáme vztah pro parametr β , viz [8],

$$\beta = \frac{\xi_1}{\omega_1}. \quad (1.17)$$

2. Řešení 1D free field úlohy metodou konečných prvků

Tato kapitola se omezuje na řešení tzv. free field úlohy, tedy případu, kdy se geometrie ani materiálové parametry geologického profilu nemění v horizontálním směru. V těchto podmínkách lze svislé šíření jak tlakových tak smykových vln modelovat jako časově závislou 1D úlohu, kdy veškeré proměnné jsou funkcí pouze svislé souřadnice y a času t . V našem případě zavádíme osu y směřující nahoru s počátkem v úrovni spodního okraje modelu. Formulaci a řešení úlohy provedeme pro jednoduchost pouze pro smykové vlny. Odvození řešení pro tlakové vlny je analogické. Nejprve odvodíme řídicí diferenciální rovnici platnou v každém bodě řešeného modelu, kterou následně doplníme dvěma typy okrajových podmínek. Nakonec je zapsáno řešení úlohy metodou konečných prvků.

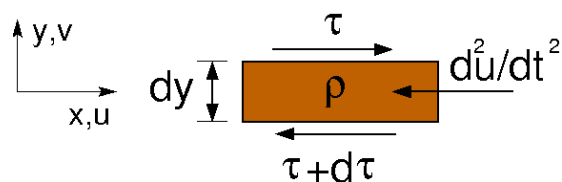
2.1 Formulace řídicí vlnové rovnice

Odvození provedeme na referenčním nehomogenním sloupu vyňatém z geologického souvrství. Protože se omezujeme na šíření smykových vln, všechny body tohoto sloupu se mohou pohybovat pouze vodorovně. Hledáme tedy časově a polohově závislé pole vodorovných posunů $u(y,t)$.

Na elementárním kvádru limitně malé tloušťky dy , viz obrázek 2.1, odvodíme při zahrnutí setrvačných sil Cauchyho diferenciální podmínku rovnováhy ve vodorovném směru

$$\frac{\partial \tau(y,t)}{\partial y} - \rho \frac{\partial^2 u(y,t)}{\partial t^2} = 0, \quad (2.1)$$

kde τ označuje smykové napětí a ρ značí hustotu materiálu. Za předpokladu



Obrázek 2.1: Schéma podmínek rovnováhy na elementárním kvádru

lineárně pružného materiálu platí Hookeův zákon ve tvaru

$$\tau(y,t) = G\gamma(y,t) = G \frac{\partial u(y,t)}{\partial y}. \quad (2.2)$$

Dosazením rovnice (2.2) do rovnice (2.1) dostaneme tzv. vlnovou rovnici

$$c_s^2 \frac{\partial^2 u(y,t)}{\partial y^2} - \frac{\partial^2 u(y,t)}{\partial t^2} = 0, \quad (2.3)$$

kde $c_s = \sqrt{G/\rho}$ značí rychlost šíření smykové vlny. Obecné řešení vlnové rovnice v 1D je nazýváno d'Alambertovo řešení a lze jej zapsat ve formě

$$u(y,t) = u_I(y,t) + u_O(y,t), \quad (2.4)$$

kde u_I představuje vlnu šířící se směrem vzhůru a u_O vlnu putující směrem dolů. Rovnici (2.3) splňují takové funkce u_I a u_O , které můžeme zapsat ve tvaru

$$u_I(y,t) = f(y - c_s t), \quad (2.5)$$

$$u_O(y,t) = g(y + c_s t), \quad (2.6)$$

kde f a g jsou libovolné funkce jedné proměnné. Řešením jsou tedy dvě protiběžné vlny libovolného, v čase neměnného, tvaru šířící se rychlostí c_s . Toto obecné řešení však platí pouze pro homogenní úlohy, tedy kde je rychlost šíření vlny prostorově nezávislá, $c_s(y) = c_s$.

2.2 Okrajové podmínky

U modelu geologického podloží připadají na spodní hranici modelu v úvahu dva typy okrajových podmínek. Pevné okrajové podmínky slouží k popisu chování poddajného zeminového prostředí uloženého na relativně tuhém skaním podloží. Radiační podmínky naopak umožňují zohlednit teoreticky nekonečně hlubokou vrstvu poddajného podloží.

2.2.1 Pevná okrajová podmínka

Pevně podepřená hranice modelu odpovídá případu, kdy je souvrství poddajných zemin uloženo na teoreticky nekonečně tuhém skalním podloží. V tomto případě se výpočtu účastní pouze souvrství poddajných zemin, zatímco skalní

podloží tvoří pouze okrajové podmínky úlohy. Při řešení metodou konečných prvků není rozdělení hledaného časově závislého pole $u(y,t)$ podle rovnice (2.4) na vlny putující nahoru a dolů praktické, protože obě funkce jsou polohově závislé. Standardně se proto používá rozdělení na polohově nezávislý časový průběh posunutí spodní hranice modelu $u_0(t)$ a prostorově i časově závislé pole relativního posunutí $u_R(y,t)$. Celkové pole posunutí tedy zapíšeme ve tvaru

$$u(y,t) = u_0(t) + u_R(y,t). \quad (2.7)$$

Vyjádřením polohových a časových derivací rovnice (2.7) a jejich dosazením do vlnové rovnice (2.3) získáme řídicí rovnici šíření smykových vln zapsanou pro neznámé pole relativního posunutí $u_R(y,t)$ ve tvaru

$$c_s^2 \frac{\partial^2 u_R(y,t)}{\partial y^2} - \frac{\partial^2 u_R(y,t)}{\partial t^2} = \frac{\partial^2 u_0(y,t)}{\partial t^2}, \quad (2.8)$$

Na spodní hranici modelu platí $u(y = 0,t) = u_0(t)$. Z této podmínky a rovnice (2.7) zapíšeme kinematickou podmínku pro hledané pole $u_R(y = 0,t) = 0$.

2.2.2 Radiační okrajová podmínka

Na rozdíl od pevné okrajové podmínky není radiační okrajová podmínka vázána na přítomnost tuhého skalního podloží a můžeme ji zapsat v libovolné úrovni modelu. V místě zavedení radiační okrajové podmínky, tedy na spodní hraně modelu, a v nekonečném poloprostoru pod touto úrovní předpokládáme elastické a homogenní prostředí. Radiační okrajová podmínka dovoluje předepsat vlnu vstupující do modelu z podloží (putující směrem nahoru), zatímco vlny vystupující z modelu (putující směrem dolů) propouští.

Připomeňme rozdělení hledaného časově závislého pole $u(y,t)$ na protiběžné vlny definované rovnicí (2.4). Pro rovnici (2.5) platí, viz Apendix A,

$$\frac{\partial u_I(y,t)}{\partial y} = -\frac{1}{c_s} \frac{\partial u_I(y,t)}{\partial t}, \quad (2.9)$$

a pro rovnici (2.6) analogicky

$$\frac{\partial u_O(y,t)}{\partial y} = \frac{1}{c_s} \frac{\partial u_O(y,t)}{\partial t}, \quad (2.10)$$

Pro řešení free field úlohy metodou konečných prvků však použijeme odlišné roz-

dělení hledaného pole $u(y,t)$ v porovnání s tím, jak je definované v rovnici (2.4). Za prvé zavedeme časově závislý průběh vlny vstupující do modelu na spodní hranici $u_{I0}(t)$, která představuje seismické zatížení a je tedy známá, a za druhé relativní posunutí $u_R(y,t)$. Celkové časově závislé pole je jejich součtem

$$u(y,t) = u_{I0}(t) + u_R(y,t). \quad (2.11)$$

Na spodní hranici modelu (pro $y = 0$) platí

$$u_I(y = 0, t) = u_{I0}(t), \quad (2.12)$$

$$u_O(y = 0, t) = u_R(y = 0, t), \quad (2.13)$$

Derivováním rovnic (2.12) a (2.13) podle času získáme

$$\left. \frac{\partial u_I(y,t)}{\partial t} \right|_{y=0} = \frac{du_{I0}(t)}{dt}, \quad (2.14)$$

$$\left. \frac{\partial u_O(y,t)}{\partial t} \right|_{y=0} = \left. \frac{\partial u_R(y,t)}{\partial t} \right|_{y=0}, \quad (2.15)$$

Dále dosazením rovnice (2.14) do rovnice (2.9) obdržíme

$$\left. \frac{\partial u_I(y,t)}{\partial y} \right|_{y=0} = -\frac{1}{c_s} \frac{du_{I0}(t)}{dt}, \quad (2.16)$$

a analogicky dosazením rovnice (2.15) do rovnice (2.10) získáme

$$\left. \frac{\partial u_O(y,t)}{\partial y} \right|_{y=0} = \frac{1}{c_s} \left. \frac{\partial u_R(y,t)}{\partial t} \right|_{y=0}. \quad (2.17)$$

S přihlédnutím ke skutečnosti, že $u_{I0}(t)$ není polohově závislé lze z rovnosti pravic stran rovnic (2.4) a (2.11) zapsat vztah pro jejich prostorové derivace ve tvaru

$$\frac{\partial u_I(y,t)}{\partial y} + \frac{\partial u_O(y,t)}{\partial y} = \frac{\partial u_R(y,t)}{\partial y}. \quad (2.18)$$

Prostorové derivace připravené v rovnici (2.16) a v rovnici (2.17) dosadíme do rovnice (2.18), čímž konečně získáme výraz platný na spodní hranici modelu zapsaný pouze ve smyslu hledané funkce $u_R(y,t)$ a známé předepsané vlny vstupující do modelu $u_{I0}(t)$

$$\left. \frac{\partial u_R(y,t)}{\partial y} \right|_{y=0} = \frac{1}{c_s} \left. \frac{\partial u_R(y,t)}{\partial t} \right|_{y=0} - \frac{1}{c_s} \frac{du_{I0}(t)}{dt}. \quad (2.19)$$

Alternativně lze tento vztah zapsat ve tvaru silové okrajové podmínky

$$\tau(y=0,t) = G \frac{\partial u_R(y,t)}{\partial y} \Big|_{y=0} = c_s \rho \left(\frac{\partial u_R(y,t)}{\partial t} \Big|_{y=0} - \frac{\partial u_{I0}(t)}{\partial t} \right). \quad (2.20)$$

2.3 Diskretizace metodou konečných prvků

Na rozdíl od okrajových podmínek, které jsme odvodili pro smykové vlny za předpokladu pouze vodorovného posunutí, formulaci konečných prvků provedeme pro vodorovné a svislé posunutí společně. Pole posunutí zapíšeme do vektoru

$$\mathbf{u}(y) = \{u(y), v(y)\}^T, \quad (2.21)$$

Za předpokladu rovinné deformace zapíšeme prvky tenzoru napětí a deformace do sloupcového vektoru

$$\boldsymbol{\sigma} = \{\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}, \sigma_z\}^T, \quad \boldsymbol{\varepsilon} = \{\varepsilon_x = 0, \varepsilon_y, \gamma_{xy}, \varepsilon_z = 0\}^T. \quad (2.22)$$

Příslušnou materiálovou matici tuhosti pak zapíšeme ve tvaru

$$\mathbf{D} = \frac{E}{1-\nu^2} = \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 & \nu \\ \nu & 1 & 0 & \nu \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} & \nu \\ \nu & \nu & 0 & 1 \end{bmatrix}. \quad (2.23)$$

V souladu s rovnicí (2.20) zapíšeme matici tlumení související s radiační okrajovou podmínkou ve tvaru

$$\mathbf{C}_d = \begin{bmatrix} \rho c_s & 0 \\ 0 & \rho c_p \end{bmatrix}. \quad (2.24)$$

Pro jednoduchost dále uvažujeme dvojuzlový tyčový prvek. Diskretizaci pole posunutí v oblasti jednoho prvku pak zapíšeme jako součin matice bázových funkcí $\mathbf{N}(y)$ a vektoru prostorově nezávislých uzlových posunů \mathbf{r} . Při současném zavedení lokální souřadnice η na prvku získáme, viz [9]

$$\mathbf{u}(\eta) = \begin{Bmatrix} u(\eta) \\ v(\eta) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1(\eta) & 0 & N_2(\eta) & 0 \\ 0 & N_1(\eta) & 0 & N_2(\eta) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u^1 \\ v^1 \\ u^2 \\ v^2 \end{Bmatrix} = \mathbf{N}(\eta) \mathbf{r}, \quad (2.25)$$

kde $N_1(\eta)$ a $N_2(\eta)$ jsou lineární bázové funkce lokální souřadnice $\eta \in (0,1)$

$$N_1 = 1 - \eta, \quad N_2 = \eta. \quad (2.26)$$

Aproximaci pole přetvoření zapíšeme pomocí matice derivací bázových funkcí $\mathbf{B}(\eta)$ ve tvaru

$$\mathbf{u}'(\eta) = \begin{Bmatrix} 0 \\ u' \\ v' \\ 0 \end{Bmatrix} = \frac{1}{J} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 1 \\ -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u^1 \\ v^1 \\ u^2 \\ v^2 \end{Bmatrix} = \mathbf{B}(\eta)\mathbf{r}, \quad (2.27)$$

kde J značí Jacobian transformace lokálního a globálního souřadného systému a odpovídá délce konečného prvku, tedy rozdílu souřadnic příslušných uzlů $J = y_2 - y_1$.

Při formulaci jednotlivých matic hmotnosti, tuhosti a tlumení vyjdeme z principu virtuálních prací s uvážením setrvačných sil. Při zanedbání materiálového tlumení zapíšeme princip virtuálních prací ve tvaru

$$\int_V ((\delta\mathbf{u}'_R)^T \mathbf{D}\mathbf{u}'_R + \delta\mathbf{u}'_R{}^T \rho \ddot{\mathbf{u}}_R + \delta\mathbf{u}'_R{}^T \rho \ddot{\mathbf{u}}_{I0}) dV + \delta\mathbf{u}'_R{}^T \mathbf{C}_d (\dot{\mathbf{u}}_R - \dot{\mathbf{u}}_{I0}) \Big|_{y=0} = 0. \quad (2.28)$$

S pomocí výše uvedených diskretizací rovnic (2.28) zapíšeme ve tvaru

$$\delta\mathbf{r}_R{}^T \mathbf{K}\mathbf{r}_R + \delta\mathbf{r}_R{}^T \mathbf{M}\ddot{\mathbf{r}}_R + \delta\mathbf{r}_R{}^T \mathbf{M}\ddot{\mathbf{r}}_{I0} + \delta\mathbf{r}_R{}^T \mathbf{C}_p (\dot{\mathbf{u}}_R - \dot{\mathbf{u}}_{I0}) \Big|_{y=0} = 0, \quad (2.29)$$

kde matice tuhosti konstrukce \mathbf{K} a matice hmotnosti konstrukce \mathbf{M} vznikají sestavením z příslušných matic vyčíslených na konečných prvcích. Formálně je zapíšeme jako

$$\mathbf{K} = A_e \langle \mathbf{K}_e \rangle = A_e \left\langle \int_0^1 \mathbf{B}_e^T \mathbf{D}_e \mathbf{B}_e J d\eta \right\rangle, \quad (2.30)$$

$$\mathbf{M} = A_e \langle \mathbf{M}_e \rangle = A_e \left\langle \int_0^1 \mathbf{N}_e^T \rho^e \mathbf{N}_e J d\eta \right\rangle, \quad (2.31)$$

kde operátor $A_e \langle \bullet \rangle$ označuje proces lokalizace. V případě materiálového útlumu obdržíme navíc matici tlumení \mathbf{C}_e zapsanou v souladu s rovnicí (1.9) ve tvaru

$$\mathbf{C}_e = \alpha_e \mathbf{M}_e + \beta_e \mathbf{K}_e. \quad (2.32)$$

3. Parametrická studie účinků zemětřesení

Tato kapitola ilustruje řešení úlohy vrstevnatého podloží, zatíženého účinkem zemětřesení. Pozornost je záměrně věnována pouze jednoduchému 1D konečně prvkovému modelu šíření smykové vlny, který umožňuje sledovat vliv všech důležitých parametrů ovlivňujících řešení. Níže je ilustrován vliv typu okrajových podmínek, vliv délky prvku a časového kroku, vliv tlumení atd.

3.1 Vliv okrajových podmínek

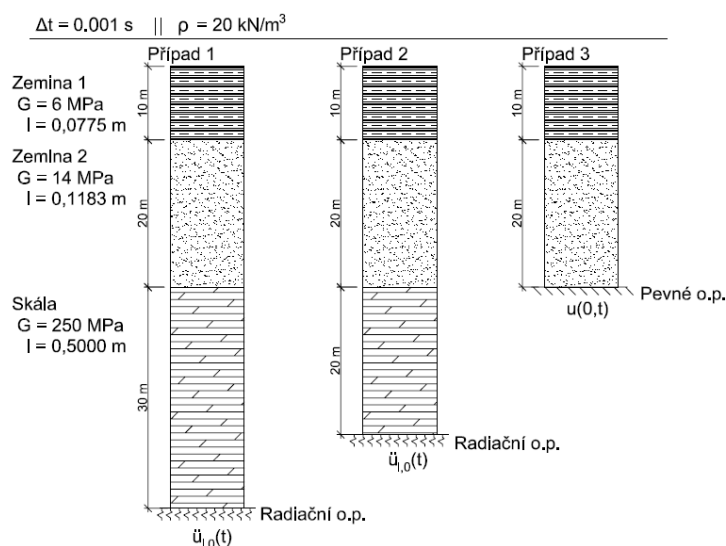
Jak bylo uvedeno v předchozí kapitole, lze na spodní hranici modelu uvažovat dva typy okrajových podmínek. Pevné okrajové podmínky odráží vlny putující směrem dolů zpět nahoru do modelu, což v praxi odpovídá případu, kdy je souvrství relativně poddajných zemin uloženo na řádově tužším skalním podloží. Radiační okrajové podmínky naopak všechny vlny pohltí. Jinými slovy, modelují stav, kdy vlny putující směrem dolů hranicí sledované oblasti prochází. V tomto případě je spodní hranice modelu umístěna uprostřed zvolené homogenní vrstvy a neodpovídá konkrétnímu geologickému rozhraní.

Vliv okrajových podmínek je ilustrován na geologickém profilu tvořeném dvěma vrstvami zemin o mocnostech $h_1 = 10\text{m}$ a $h_2 = 20\text{m}$ uložených na nekonečně hlubokém skalním podloží. Hodnoty dynamického Youngova modulu zemin jsou $E_1 = 12\text{MPa}$ a $E_2 = 28\text{MPa}$. Dynamický modul pružnosti skalního podloží je $E_3 = 500\text{MPa}$. Pro všechny materiály bylo použito stejné Poissonovo číslo $\nu = 0$ a objemová tíha $\rho = 2000\text{kg/m}^3$. Předpokládáme lineárně elastický materiál bez tlumení.

Šíření smykové vlny tímto geologickým profilem bylo analyzováno na třech geometrických modelech. V prvních dvou případech byly na spodním okraji použity radiační okrajové podmínky umístěné ve skalním podloží¹, a to ve dvou různých hloubkách. V třetím případě byly použity pevné okrajové podmínky umístěné na rozhraní mezi skalním podložím a přilehlou vrstvou zemin. Případy ilustruje obrázek 3.1.

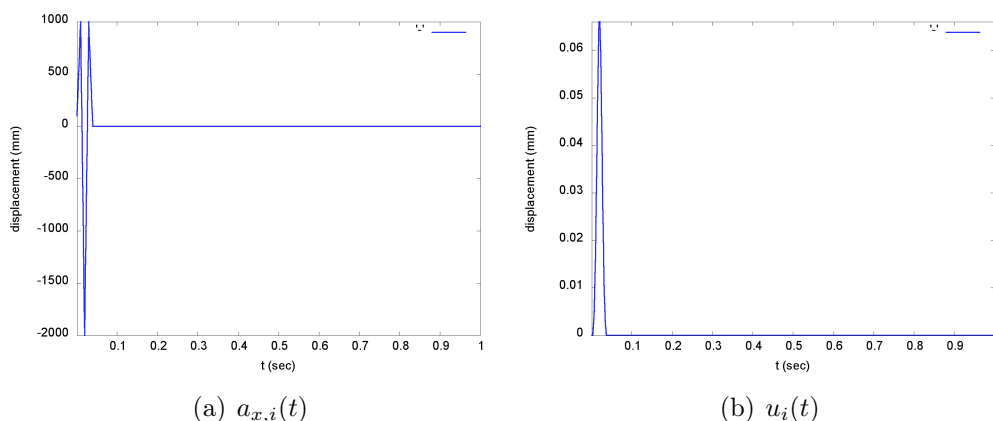
Všechny tři modely byly zatíženy shodným dynamickým impulzem přicháze-

¹Skalní vrstva se předpokládá nekonečně hluboká



Obrázek 3.1: Schéma modelu pro demonstraci různých okrajových podmínek na spodním okraji

jícím skalním podložím směrem nahoru. Průběh zrychlení $a_{x,i}(t)$ předepsaného impulsu je spolu s odpovídajícím průběhem posunu $u_i(t)$ zobrazen na obrázku 3.2.

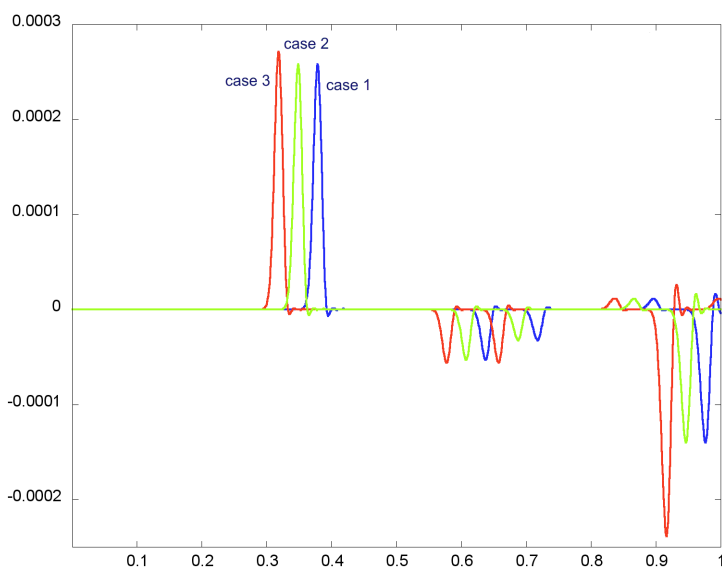


Obrázek 3.2: Předepsaný časový průběh zrychlení dynamického impulsu přicházejícího z podloží a odpovídající průběh vodorovného posunu

V případech s radiálními okrajovými podmínkami byl tento impuls přímo předepsán celé oblasti modelu, připomeňme rovnici (2.11). V případě pevných okrajových podmínek je potřeba předepsat impuls, který odpovídá celkovému posunu na rozhraní skalního prostředí a zeminy, viz rovnice (2.7), tedy nikoli přímo impuls, který se šíří skalním podložím. V případě velkého poměru mezi tuhostí skalního podloží a zeminového nadloží je amplituda vstupního impulsu přibližně dvojnásobná, jak bylo napsáno v kapitole 1.2.3.

Výsledky uvedených tří variant modelu jsou porovnány na obrázku 3.3. Zde je

znázorněn časový průběh vodorovného posunutí terénu. Z výsledků je patrný časový posun mezi průběhy, který je způsoben předepsáním dynamického impulsu v různých hloubkách modelu.



Obrázek 3.3: Porovnání časového průběhu vodorovného posunu na terénu pro testované varianty modelu

3.2 Optimální délka konečného prvku

Pro posouzení vlivu různých parametrů bude použit příklad s optimalizovanými délkami prvků pro daný časový krok. Optimální délka prvku je pro určitý materiál taková, když právě za jeden časový krok urazí vlna vzdálenost odpovídající délce příslušného prvku. Na základě tohoto předpokladu si můžeme určit pro každý materiál a daný časový krok optimální délku prvku následujícím způsobem.

Pro rychlost smykové vlny platí, že

$$c_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}},$$

kde G je smykový modul pružnosti a ρ je hustota daného materiálu. Pro rychlost c_s má prvek délku danou výrazem

$$l_{elem} = c_s \Delta t.$$

Potom pro optimální délku kroku platí, že

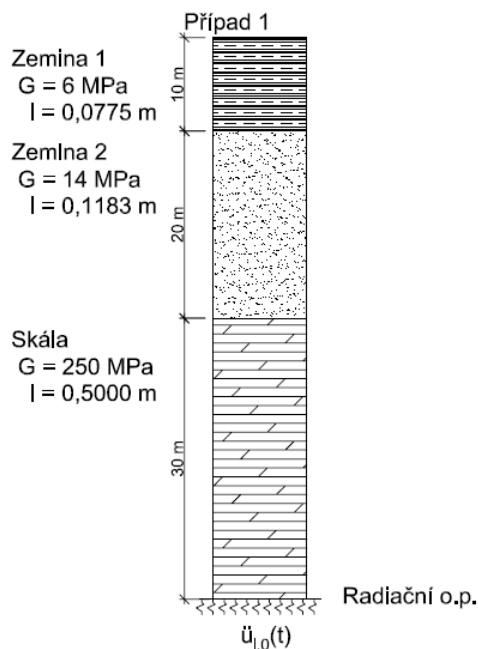
$$l_{elem,opt} = c_s \Delta t = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \Delta t. \quad (3.1)$$

3.3 Vliv délky konečného prvku

Jedním z parametrů pro výpočty metodou konečných prvků je jejich velikost. Jakým způsobem ovlivňuje velikost prvku výsledky 1D analýzy šíření vln je obsahem následujících odstavců. Zvláště bude řešeno zvětšení a zvláště zmenšení délky konečného prvku.

3.3.1 Výpočtový model

Posuzovaný parametr výpočtu je sledován na následující skladbě podloží, obrázek 3.4. Zvolené parametry vrstev odpovídají dvěma relativně měkkým zeminám uložených na pevném skalním podloží s několikanásobně větší tuhostí. Zatěžované spodní rozhraní se nachází uvnitř skalního podkladu, proto volíme radiační okrajové podmínky.



Obrázek 3.4: Schéma referenčního modelu pro posouzení vlivu parametrů

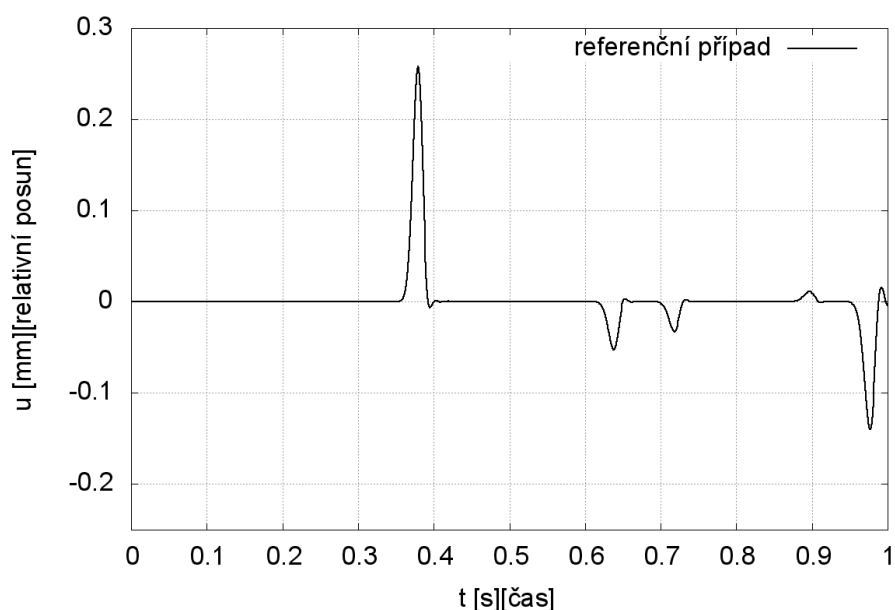
3.3.2 Zvětšení délky prvku

Tabulka 3.1 uvádí délky prvků zvolené pro jednotlivé vrstvy podloží. V tomto případě jsou délky prvků postupně zvětšovány na dvoj-, čtyř- a osmi-násobek délky referenčního (optimálního) prvku. Časový krok je zde u všech případů stejný jako v případě referenčním.

Případ	Délky prvků [m](počet prvků[-])		
Vrstvy:	Zemina 1	Zemina 2	Skála
Referenční	0,0775(129)	0,1183(169)	0,5(60)
1	0,1563(64)	0,2353(85)	1(30)
2	0,3126(32)	0,4651(43)	2(15)
3	0,625(16)	0,9524(21)	3,75(8)

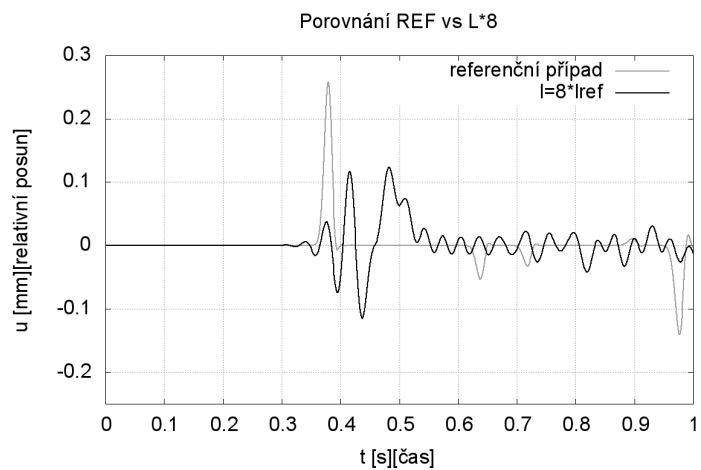
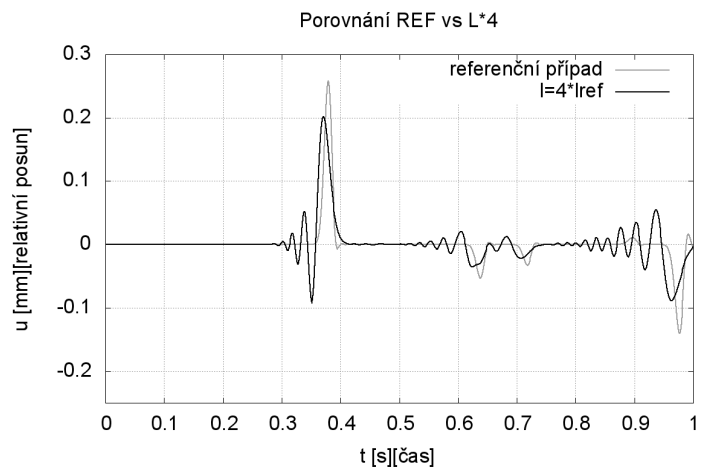
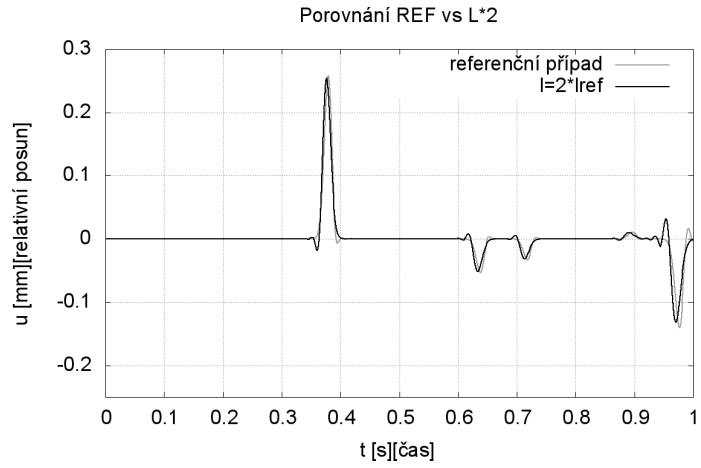
Tabulka 3.1: Zvolené délky prvků

Odezva konstrukce pro jednotlivé úrovně diskretizace je patrná z obrázku 3.6, znázorňující časový průběh vodorovného posunu terénu. Pro přehlednost a lepší orientaci je uveden na obrázku 3.5 časový průběh tohoto posunu pro referenční případ. To umožňuje snadné posouzení vlivu zvolené délky prvku na predikci odezvy řešené oblasti.



Obrázek 3.5: Referenční příklad

V případě dvojnásobné délky prvku, obrázek 3.6(a), je vidět, že se případy navzájem liší jen drobnými detaily vždy na počátku a konci procházejícího impulsu. Maximální amplituda je však téměř shodná a můžeme tedy tvrdit, že dvojnásobná hodnota délky prvku nevyvolává žádné podstatné změny ve vypočtených hodnotách.



Obrázek 3.6: Porovnání případů s různými délkami prvků: (a) - dvojnásobná; (b) - čtyřnásobná; (c) - osminásobná

Pokud zvýšíme délku prvku na čtyřnásobek, obrázek 3.6(b), začnou se projevovat výpočetní numerické chyby. Tyto chyby se projevují rozkmitem před samotnou vlnou a také snížením velikosti amplitudy vlny. Jako limitní největší možnou délku tak můžeme považovat dvojnásobek délky referenční.

Pro dokreslení toho, že dále již zvětšovat prvky není možné, je na posledním ze serie grafů 3.6(c) znázorněn pohyb při osminásobné délce prvku, kde již výpočetní chyby dominují.

3.3.3 Zmenšování délky prvku

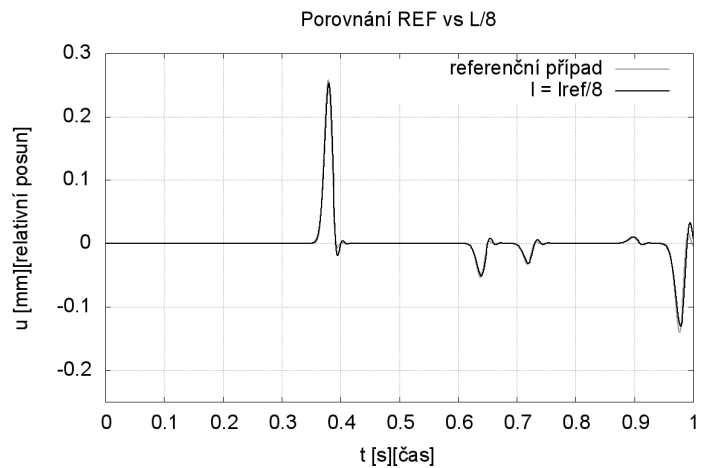
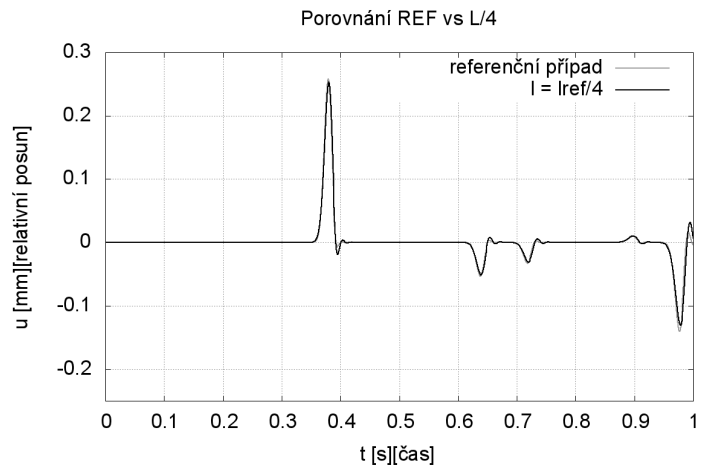
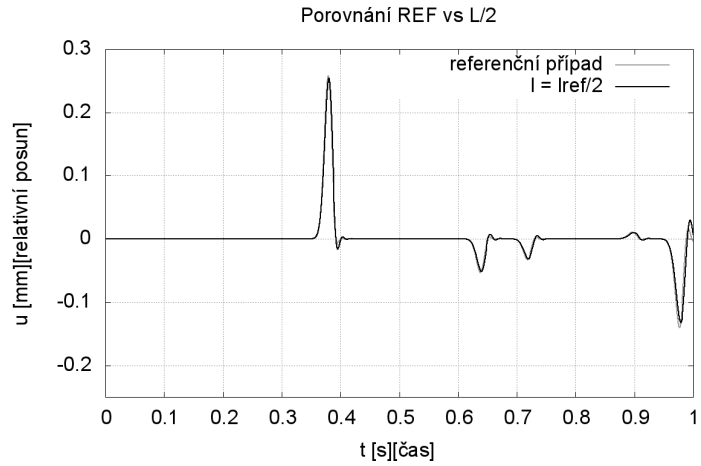
Posuzovaný parametr výpočtu je zkoumán na stejném příkladu jako předchozí výpočet, viz obrázek 3.4, včetně počátečního impulsu.

Tabulka 3.2 uvádí parametry sítě konečných prvků posuzované v této podkapitole. V tomto případě se jedná o zmenšení délky kroku na polovinu až osminu délky prvku referenčního.

Případ	Délky prvků [m](počet prvků[-])		
	Zemina 1	Zemina 2	Skála
Referenční	0,0775(129)	0,1183(169)	0,5(60)
1	0,0388(258)	0,0592(338)	0,25(120)
2	0,0194(515)	0,00296(676)	0,125(240)
3	0,0097(1031)	0,00148(1351)	0,0625(480)

Tabulka 3.2: Přehled zvolených délek prvků

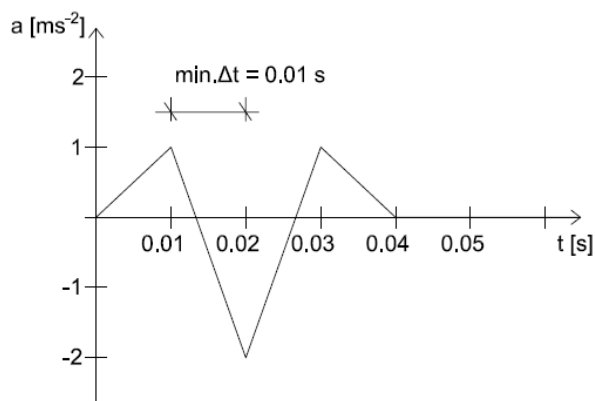
Z obrázku 3.7 je patrné, že k výrazným změnám jako v předchozím případě nedochází. Další zjemňování sítě konečných prvků tedy nepřináší žádný zásadní přínos z hlediska přesnosti výpočtu. Je to dáno tím, že časový krok je fixní a v jednom časovém kroku vlna projde více prvky najednou.



Obrázek 3.7: Případy s různými délkami prvků - snížení délky kroku. (a) - poloviční délka; (b) - čtvrtinová; (c) - osminová

3.4 Vliv časového kroku

Předpokládejme časový záznam zrychlení v digitální formě, viz obrázek 3.8. Nejmenší časový krok tohoto záznamu tak určuje maximální časový krok řešení.



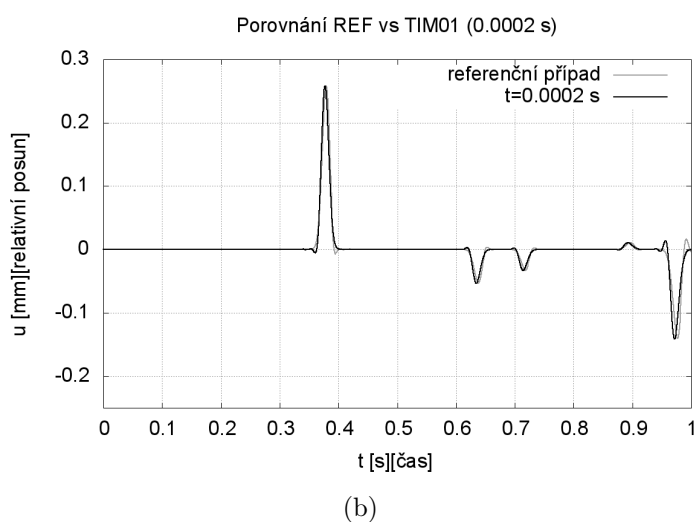
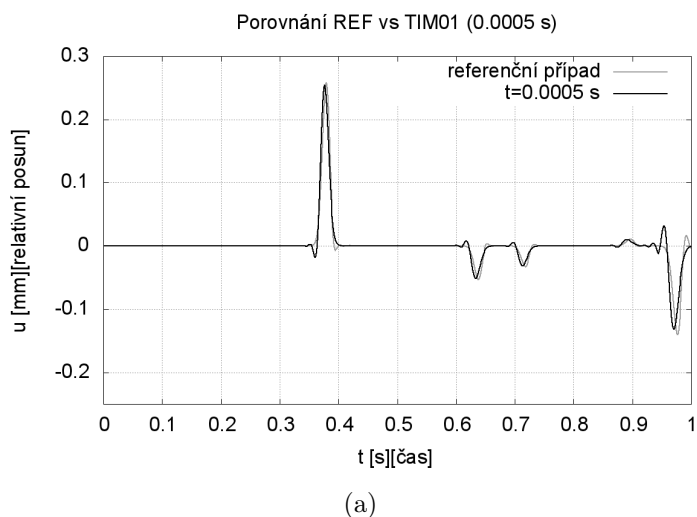
Obrázek 3.8: Největší možný časový krok v závislosti na zadaném zatížení

Posuzovaný parametr výpočtu je opět sledován na příkladu z kapitoly 3.3 s velikostí prvků odpovídající referenčnímu časovému kroku $\Delta t = 0.001$ s. Časový krok byl postupně snížen na $1/2$ a $1/5$ této referenční hodnoty.

Případ	Hodnoty časového kroku
Referenční	$\Delta t = 0,001$
1	$\Delta t = 0,0005$
2	$\Delta t = 0,0002$

Tabulka 3.3: Zvolené velikosti časového kroku

Následující grafy na obrázku 3.9 s posuny na povrchu ukazují minimální odchylky v případě snížení časového kroku. U nejmenší hodnoty $\Delta t = 0,0002$ s došlo k mírnému vyhlazení vlny, výpočet je tedy přesnější. Pro získávání účinků od zemitřesení je však rozhodující maximální amplituda, která se již tímto zpřesněním prakticky nemění.



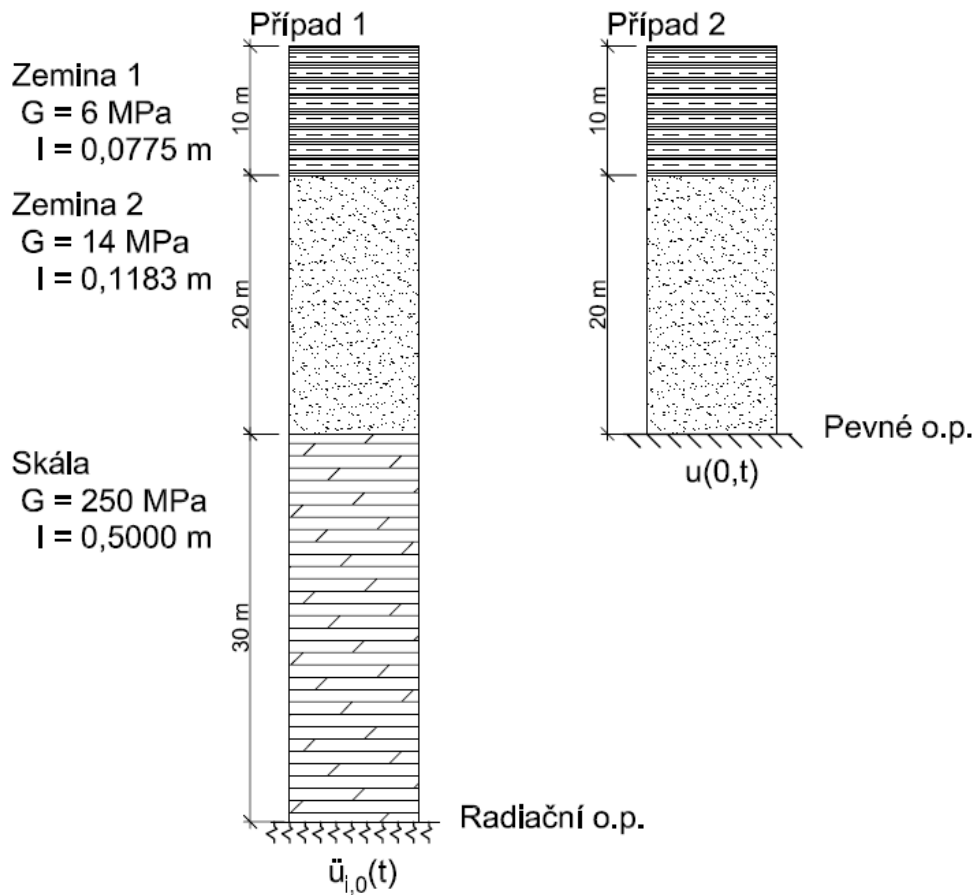
Obrázek 3.9: Případy s různými časovým krokem. (a) - poloviční časový krok; (b) - pětinový časový krok

3.5 Vliv tlumení

Cílem studie je posoudit účinek velikosti poměrného útlumu ξ na chování dynamického systému. Aby byly postiženy oba typy okrajových podmínek, provedeme výpočet na dvou modelech z kapitoly 3.1. Oba modely, jak s radiačními, tak i s pevnými okrajovými podmínkami, jsou pro přehlednost uvedeny na obrázku 3.10.

Pro každý z případů byla nejprve zjištěna hodnota první vlastní frekvence. Dále byly pomocí parametru ξ a vlastní frekvence ω_1 dopočítány hodnoty α a β , a to na základě postupu z kap.1.4.2. V případě radiačních okrajových podmínek má první vlastní frekvence hodnotu $\omega_{11} = 5,3s^{-1}$. V případě pevných okrajových

$$\Delta t = 0.001 \text{ s} \quad || \quad \rho = 20 \text{ kN/m}^3$$



Obrázek 3.10: Dva modely pro posouzení vlivu tlumení na systém

podmínek je první vlastní frekvence rovna hodnotě $\omega_{12} = 4,211 \text{ s}^{-1}$. Příslušné hodnoty parametrů α a β pro zvolené hodnoty poměrného útlumu ξ jsou uvedeny v tabulkách 3.4 a 3.5

V případě druhém pro pevné okrajové podmínky na spodní části podloží složeného ze dvou vrstev, z obrázku 3.10, bylo vypočteno, že první vlastní frekvence má hodnotu $\omega_{12} = 4,211 \text{ s}^{-1}$.

1. Radiační okrajové podmínky

Účinek tlumení pro zvolené hodnoty parametru ξ shrnují obrázky 3.11 a 3.12. Pro danou úlohu lze pozorovat výrazný útlum již při volbě $\xi = 0.2\%$. V případě $\xi = 15\%$ klesne výchylka na povrchu na $1/30$ původní výchylky již při prvním průchodu vlny.

Případ	Hodnoty dílčích parametrů α a β (radiační okrajové podmínky)		
Parametry	ξ	α	β (pro hodnoty $\omega_{11} = 5,3s^{-1}$)
Referenční	0,0	0,0	0,0
1	0,002	0,0106	0.00038
2	0,005	0,0265	0.00094
3	0,01	0,0530	0.00189
4	0,05	0,265	0.00943
5	0,10	0,530	0.01887
6	0,15	0.795	0.02830

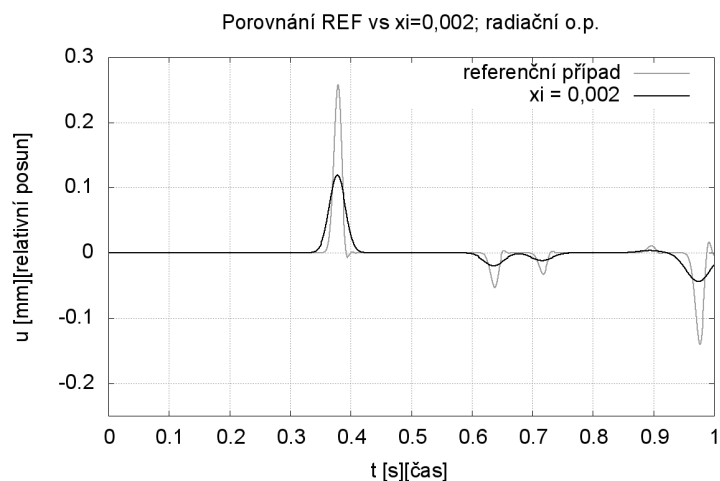
Tabulka 3.4: Vstupní hodnoty do výpočtu při sledování vlivu tlumení - radiační podmínky podepření

Případ	Hodnoty dílčích parametrů α a β (pevné okrajové podmínky)		
Parametry	ξ	α	β (pro hodnoty $\omega_{12} = 4,211s^{-1}$)
Referenční	0,0	0,0	0,0
1	0,002	0,00840	0.000475
2	0,005	0,02106	0.00119
3	0,01	0,04211	0.00237
4	0,05	0,2106	0.01187
5	0,10	0,4211	0.02375
6	0,15	0.6317	0.03562

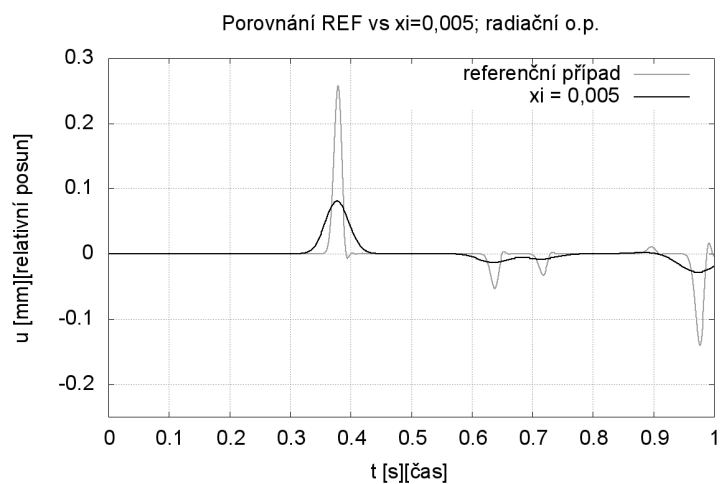
Tabulka 3.5: Vstupní hodnoty do výpočtu při sledování vlivu tlumení - pevné podmínky podepření

2. Pevné okrajové podmínky

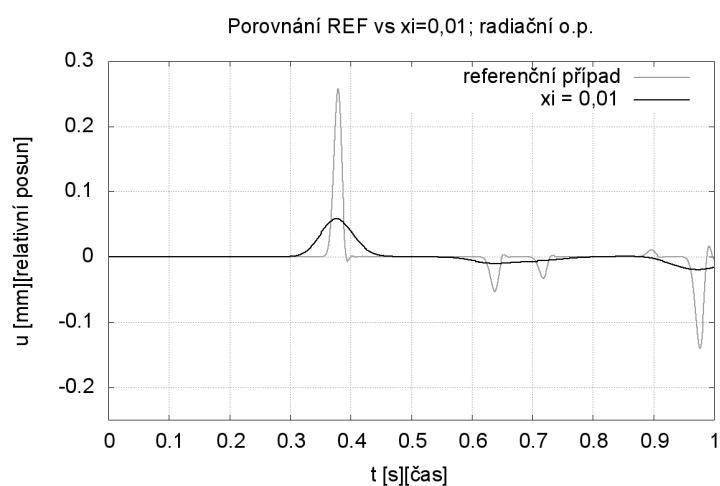
Účinek tlumení shrnují obrázky 3.13 a 3.14 z pohledu velikosti útlumu jsou výsledky srovnatelné s předchozím modelem.



(a)

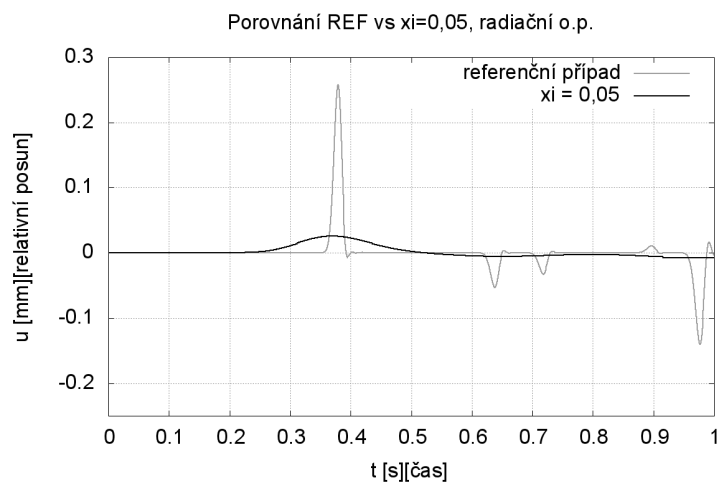


(b)

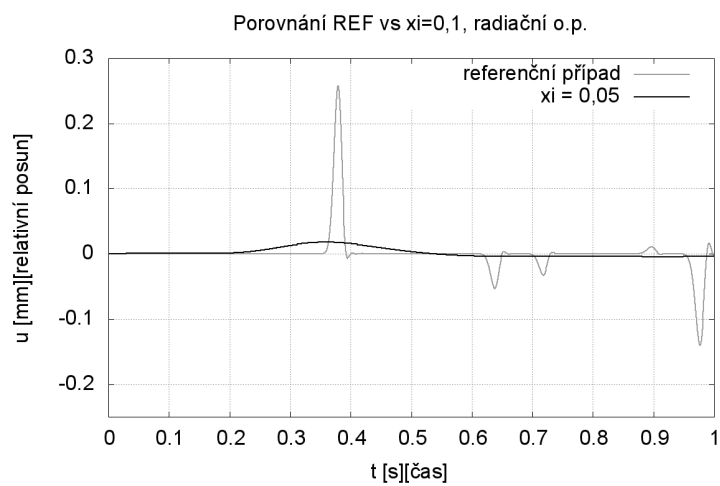


(c)

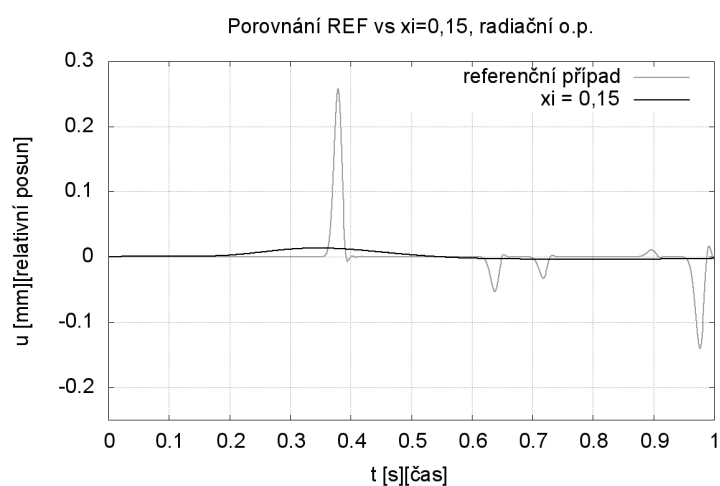
Obrázek 3.11: Radiační podmínky - hodnoty koeficientu útlumu $\xi =$ (a) - 0,002; (b) - 0,005; (c) - 0,01



(a)

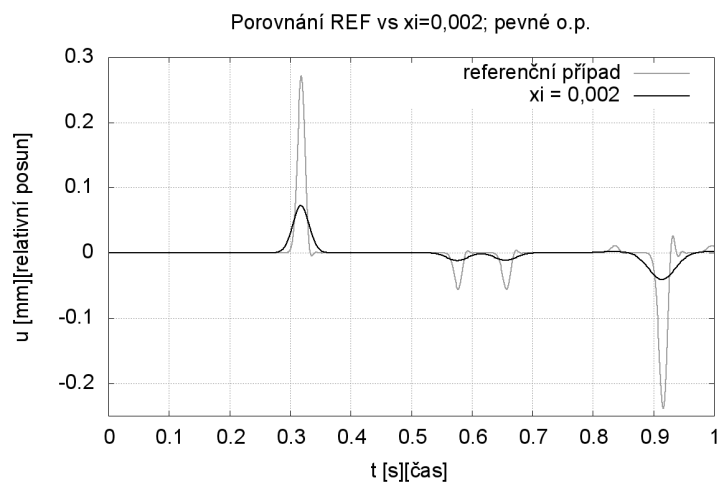


(b)

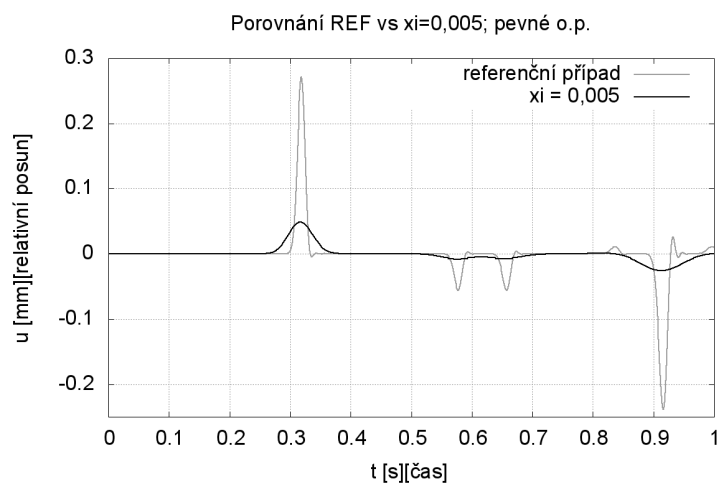


(c)

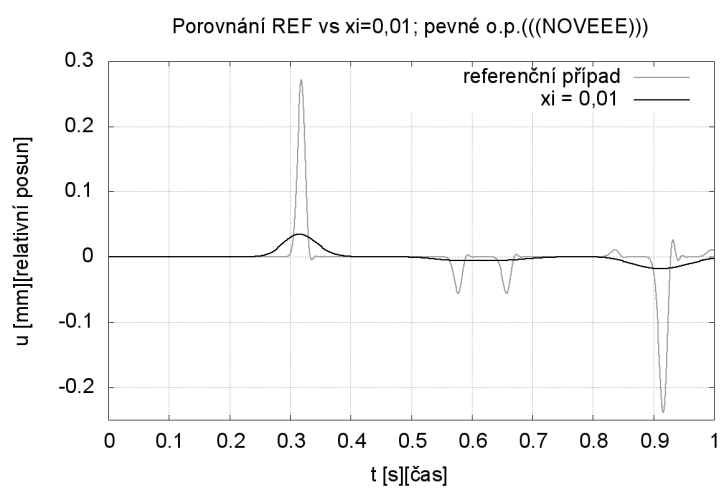
Obrázek 3.12: Radiační podmínky - hodnoty koeficientu útlumu $\xi =$ (a) - 0,05; (b) - 0,1; (c) - 0,15



(a)

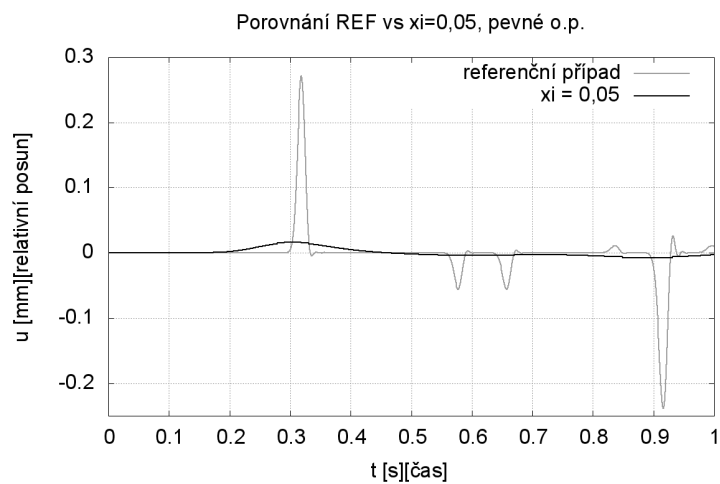


(b)

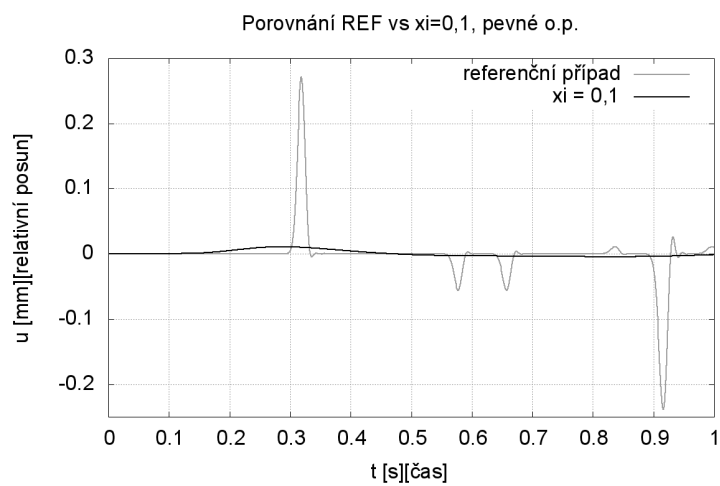


(c)

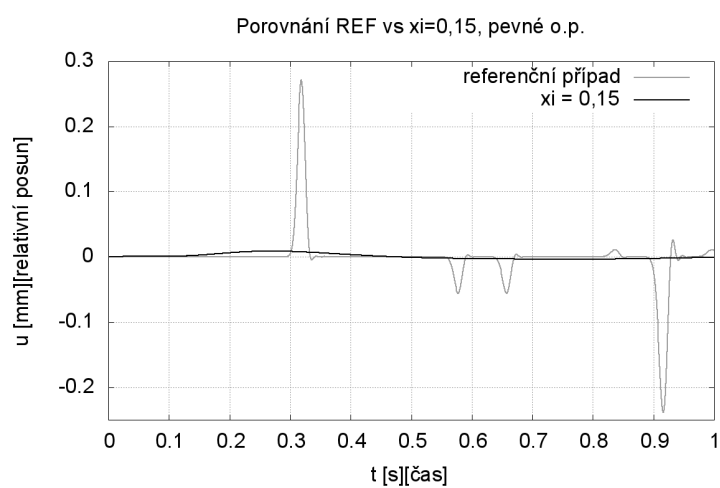
Obrázek 3.13: Pevné podmínky - hodnoty koeficientu útlumu $\xi =$ (a) - 0,002; (b) - 0,005; (c) - 0,01



(a)



(b)



(c)

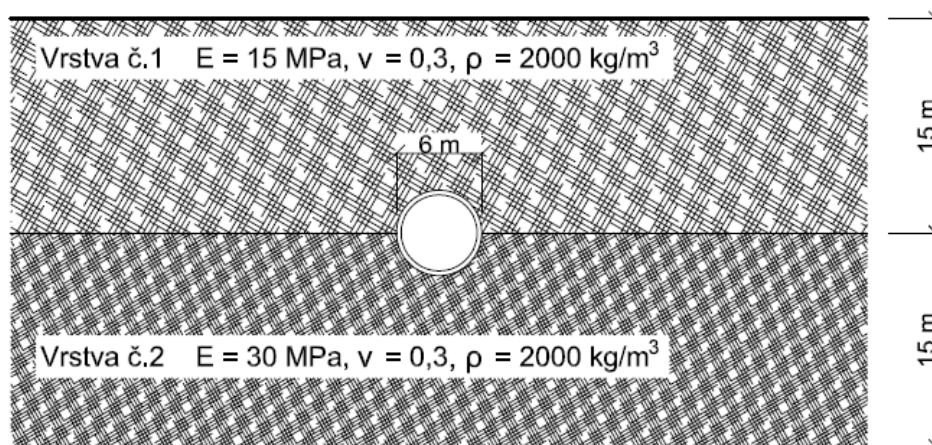
Obrázek 3.14: Pevné podmínky - hodnoty koeficientu útlumu $\xi =$ (a) - 0,05; (b) - 0,1; (c) - 0,15

4. Aplikace výsledků free field 1D analýzy na reálnou 2D úlohu

Jak bylo zmíněno v předcházející kapitole, výsledky z free field analýzy jsou využitelné pro pseudostatické metody výpočtu seismických účinků zemětřesení. Jakým způsobem lze výsledky aplikovat do statické úlohy v MKP je obsahem této kapitoly. Veškeré výpočty byly provedeny programem Geo5 Tunel [10].

4.1 Zvolený model

Pro jednoduchost se omezíme na souvrství dvou materiálů s rozdílnou tuhostí, do kterého bude umístěna tunelová konstrukce kruhového průřezu. Schéma modelu je zobrazeno na obrázku 4.1.



Obrázek 4.1: Schéma modelového příkladu

4.2 Free field analýza zvoleného příkladu

Časový vývoj deformací v uvedeném profilu bez přítomnosti tunelové trouby je nejprve vyřešen pomocí free field 1D analýzy. Pro tento případ byly zvoleny radiační okrajové podmínky, viz kap.2.2. Diskretizace oblasti na konečné prvky byla vytvořena pro zadané parametry zemin následovně. Pro vrstvu č.1 z obrázku 4.1 byla zavedena délka prvku $l_1 = 0,05 \text{ m}$ a pro vrstvu č.2 $l_2 = 0,075 \text{ m}$.

V tabulce 4.1 je uveden kompletní výčet veličin vstupujících do dynamického výpočtu.

Vrstva	E [MPa]	G [MPa]	ν [-]	Δt [s]	l_{elem} [m]	ρ [kg/m ³]
1	15	5,77	0,3	0,001	0,05	2000
2	30	11,53	0,3	0,001	0,075	2000

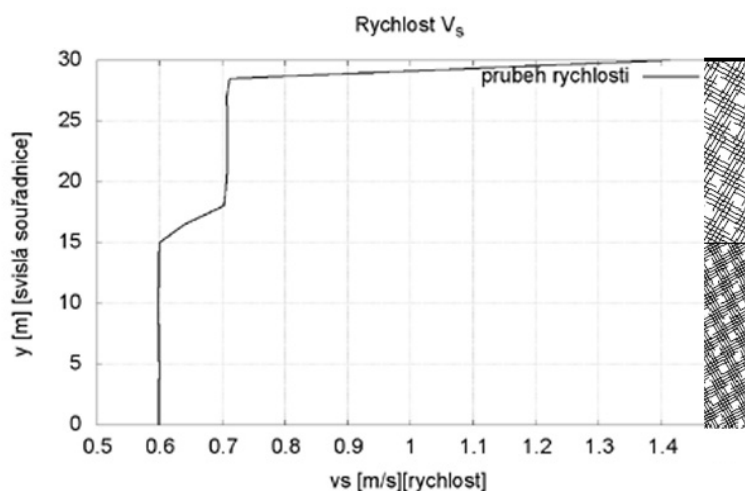
Tabulka 4.1: Vstupní veličiny dynamického výpočtu

Analyzovaná oblast byla zatížena vlnou odpovídající časovým průběhem posunutí parametrické analýze v kapitole 3. Amplituda zrychlení tohoto impulzu byla zvolena desetinásobná. Smyková přetvoření jsou pak obdobná uvedeným hodnotám v [5]. Pro parametry uvedené v tabulce 4.1 lze vypočítat rychlost šíření vlny C_s pomocí smykového modulu G a objemové tíhy ρ . Pro zvolený příklad jsou nyní vypočteny hodnoty rychlostí

$$C_{s1} = \sqrt{\frac{G_1}{\rho_1}} = \sqrt{\frac{5,77}{2000}} = 53,7 \text{ m/s} ,$$

$$C_{s2} = \sqrt{\frac{G_2}{\rho_2}} = \sqrt{\frac{11,53}{2000}} = 75,9 \text{ m/s} .$$

Z free field analýzy je získán průběh posunů, rychlosti a zrychlení v každém bodě a čase. Pro určení smykové deformace zjistíme v každém bodu maximální rychlost V_s , která se v průběhu času vyskytne. Pokud vykreslíme tyto rychlosti po výšce, získáme průběh odpovídající grafu na obrázku 4.2.



Obrázek 4.2: Průběh maximální rychlosti po výšce

Z grafu na obrázku 3.2 určíme střední hodnotu rychlosti pro každou vrstvu, viz

1.4.1. Pomocí maximální vodorovné rychlosti pohybu materiálu a rychlosti šíření smykové vlny určíme maximální hodnoty smykové deformace

$$\gamma_1 = \frac{V_{s1}}{C_{s1}} = 0.013108,$$

$$\gamma_2 = \frac{V_{s2}}{C_{s2}} = 0.007873.$$

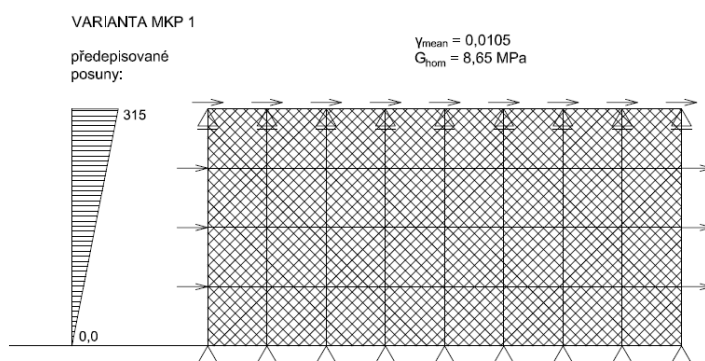
Do numerického 2D výpočtu metodou konečných prvků pak tyto hodnoty vstupují jako náhradní statické zatížení.

4.3 Způsob zavedení výsledků z 1D free field do rovinné úlohy v MKP

Než přistoupíme k samotné 2D analýze, je třeba určit, jakým způsobem do heterogenního modelu vypočtené smykové přetvoření předepsat. Smykové přetvoření budeme zavádět předepsanými posuny na hranicích řešené oblasti. Cílem je, aby v případě 2D úlohy bez uvažování tunelového ostění odpovídalo přetvoření v každém bodě hodnotám získaným 1D free field analýzou.

V této kapitole představíme různé varianty modelování stejného problému. Studie bude provedena na hrubé obdélníkové síti, kde snadno předepíšeme posuny v uzlech na okrajích řešené oblasti. Přehled testovaných modelů je k dispozici v tabulce 4.2.

V první variantě uvažujeme homogenní prostředí, viz obrázek 4.3, s předpokládaným efektivním smykovým modulem G_{hom} zatížené průměrnou hodnotou smykového přetvoření γ_{mean} .



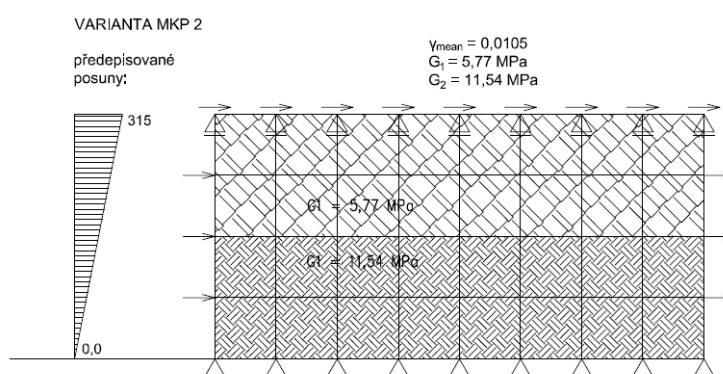
Obrázek 4.3: Homogenizované prostředí a konstantní smykové přetvoření

S uvážením Voigtova předpokladu konstantní deformace v každém bodě tělesa, získáme efektivní smykový modul G_{hom} jako vážený průměr modulů jednotlivých vrstev

$$G_{hom}^V = \frac{h_1}{h}G_1 + \frac{h_2}{h}G_2. \quad (4.1)$$

Průměrnou hodnotu smykového přetvoření získáme analogickým způsobem výpočtem váženého průměru hodnot pro jednotlivé vrstvy.

V druhé variantě posoudíme chování vrstevnatého systému na obrázku 4.4. Předepsané posuny na hranicích necháme shodné s předchozí variantou.



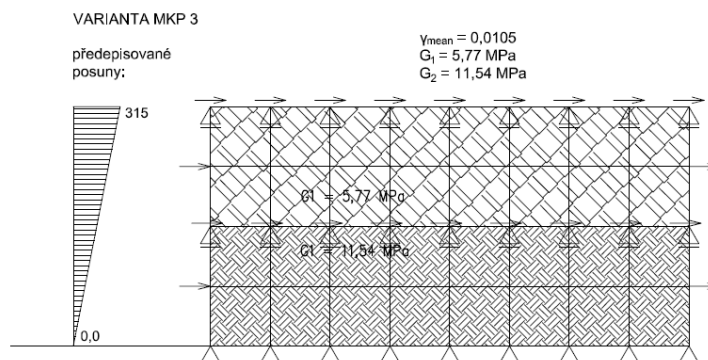
Obrázek 4.4: Vrstevnaté podloží a konstantní smykové přetvoření

Numerický výpočet uvedený níže ukazuje, že řešení této úlohy nespĺňuje předcházející předpoklad konstantní deformace v celém systému. V případě heterogenního systému s předepsanými posuny odpovídající konstantnímu přetvoření lze konstantních hodnot deformace v oblasti dosáhnout pouze zavedením umělých deformačních podmínek na rozhraní obou materiálů. Tato varianta modelu je znázorněna na obrázku 4.5. Výpočet je tedy řešen jako dvě nezávislé úlohy s homogenním materiálem.

Předepsáním této okrajové podmínky však vznikají v podporách fyzikálně nepřijatelné reakce, které zajišťují rovnováhu smykových napětí na rozhraní dvou materiálů. Je zřejmé, že v případě elastického výpočtu odebráním těchto reakcí získáme výsledky shodné s variantou 2.

Správným způsobem, jak lze respektovat řešení získané free field analýzou, je tak zavedení po částech konstantní deformace, jako v případě poslední varianty modelu na obrázku 4.6.

Výsledky variant modelů 1-4 jsou graficky znázorněny na obrázku 4.8. V případě předepsání jedné hodnoty smykového přetvoření po celé výšce modelu splňujeme



Obrázek 4.5: Vrstevnaté podloží, konstantní smykové přetvoření, předepsané deformační podmínky na rozhraní mezi vrstvami

předpoklad konstantního přetvoření pouze v první (homogenní) variantě. Řešením varianty číslo 2 je nekonztantní přetvoření. Ve variantě č. 3 naopak dostáváme skok v napětí, který je pro model nepřislušný. Reálné řešení, viz obrázky 4.8(i) a 4.8(j), tak dostáváme pouze s variantou číslo 4.

Pokud by měl být splněn předpoklad po částech konstantní deformace v jednotlivých vrstvách, měly by být hodnoty předepsaných deformací v poměru tuhostí jednotlivých materiálů tak, aby byla zajištěna spojitost napětí na rozhraní vrstev. Tento stav vede na Reussův odhad smykové tuhosti jako vážený průměr poddajností. Pro zajímavost je uvedeno porovnání Voigtova, viz rovnice (4.1) a Reussova odhadu efektivního modulu G_{hom}

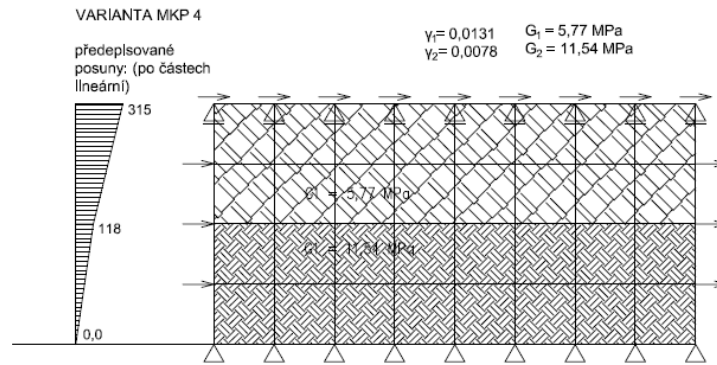
$$G_{hom}^V = \frac{15}{30} 5,77 + \frac{15}{30} 11,54 = 8,655 \text{ MPa}$$

$$G_{hom}^R = \left(\frac{h_1}{h} \frac{1}{G_1} + \frac{h_2}{h} \frac{1}{G_2} \right)^{-1} = \left(\frac{15}{30} \frac{1}{5,77} + \frac{15}{30} \frac{1}{11,54} \right)^{-1} = 7,693 \text{ MPa}$$

Hodnoty získané z těchto dvou metod se liší jen minimálně. Hodnoty vnitřních sil vypočítané z těchto homogenizovaných modulů by se tak lišily podobnou mírou.

Na závěr poznamenejme, že hodnoty po částech konstantních smykových přetvoření získaných z průběhu rychlostí, viz kapitola 4.2, předpokládanému poměru ne zcela odpovídají, ale jsou si velmi blízké

$$\frac{\gamma_1}{\gamma_2} = \frac{0,013108}{0,007873} = 1,67 \approx \frac{G_2}{G_1} = \frac{11,44}{5,77} = 2.$$



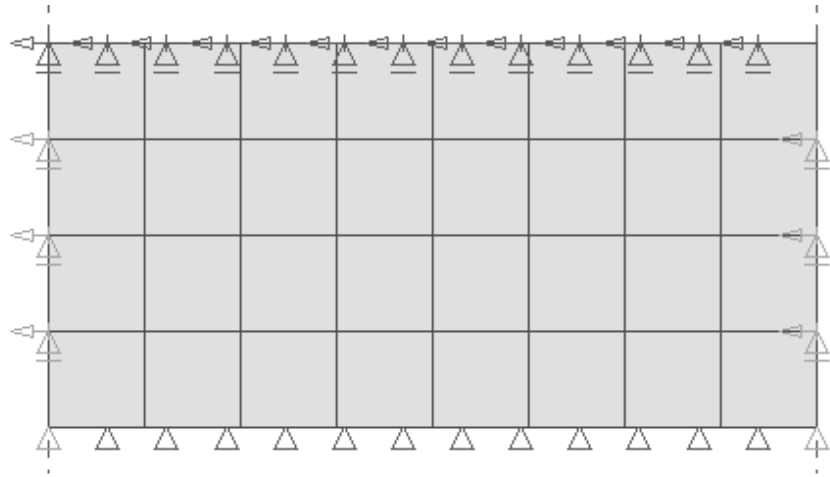
Obrázek 4.6: Vrstevnaté podloží, různé hodnoty γ pro vrstvy, odpovídající posunutí na svislých hranicích

Souhrn změn v jednotlivých variantách modelu je možno vidět přehledně v tabulce 4.2. Pro každou variantu je následně vykresleno smykové přetvoření a smykové napětí, viz obrázek 4.8. V případě třetí varianty jsou tyto grafy znázorněné pro dvě fáze, kde 2. fáze představuje odebrání nepřístupných reakcí. Výsledkem je pak stav napětí a deformace shodný s variantou číslo 2. Srovnej obrázky 4.8(c),4.8(d) a 4.8(g),4.8(h).

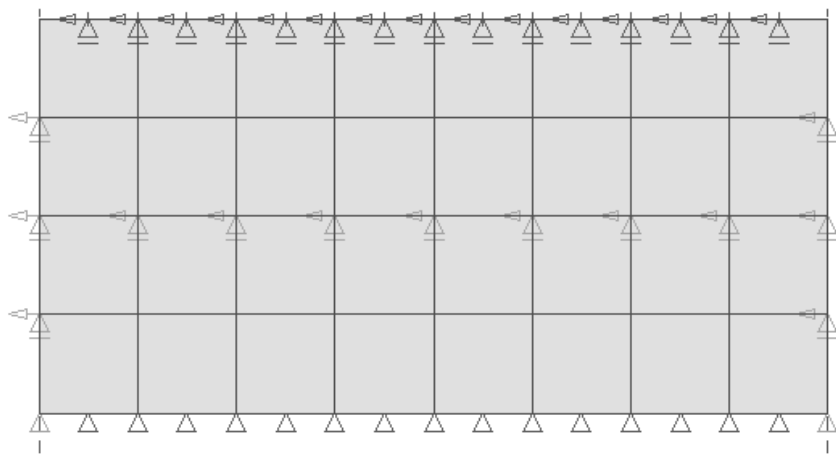
Varianta	G	γ	rozhraní
1	G_{mean}	γ_{mean}	-
2	G_1, G_2	γ_{mean}	-
3	G_1, G_2	γ_{mean}	předeps. vod. deformace + reakce
4	G_1, G_2	γ_1, γ_2	-

Tabulka 4.2: Varianty modelů

Celá studie možností aplikace výsledků z free field metody byla provedena na jednoduchém modelu znázorněném na obrázku 4.7, kde vidíme zvolenou síť a místa, kde se předepisují posuny na základě vypočtené smykové deformace, obrázek 4.7(a) pro varianty 1,2 a 4, obrázek 4.7(b) pro variantu číslo 3.

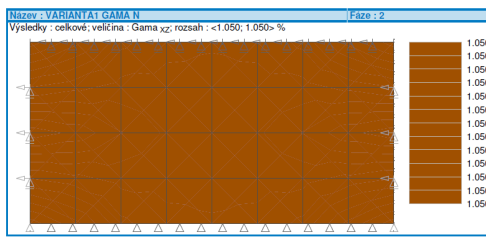
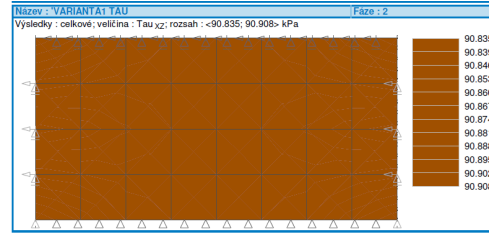
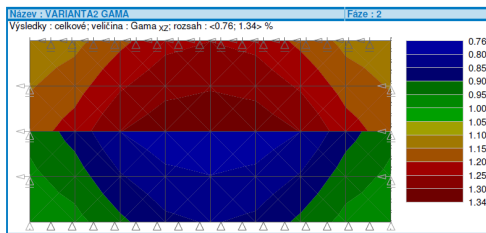
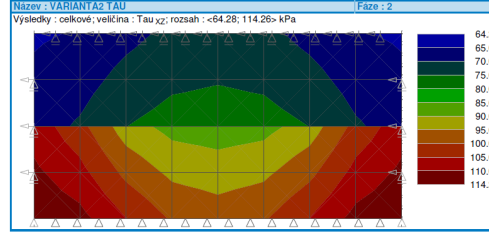
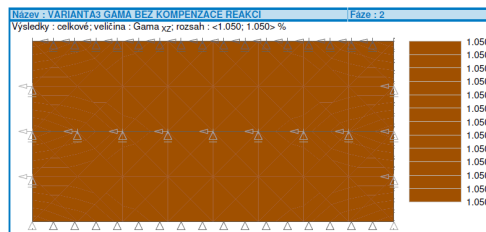
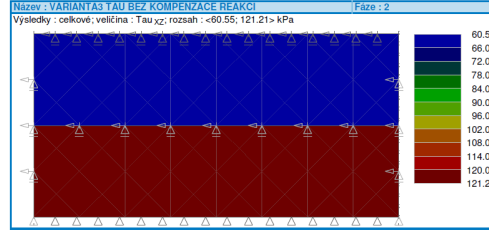
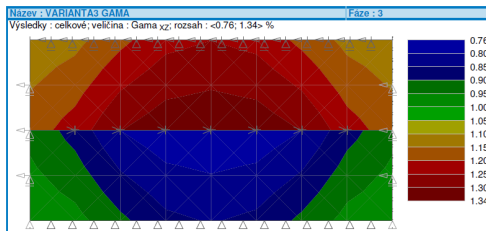
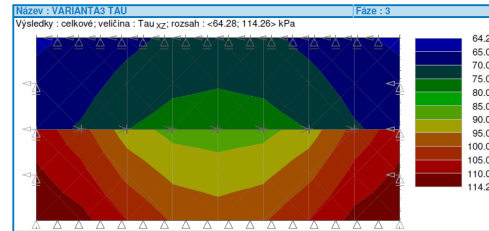
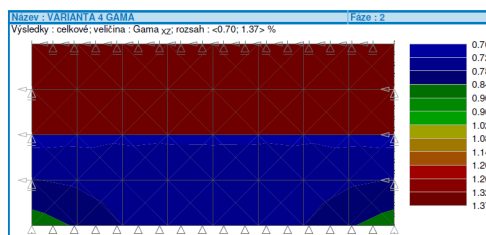
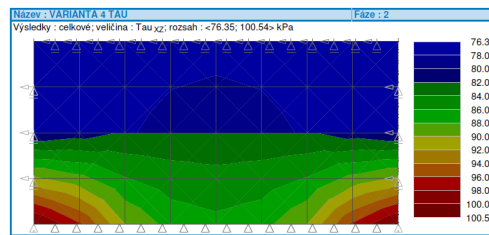


(a)



(b)

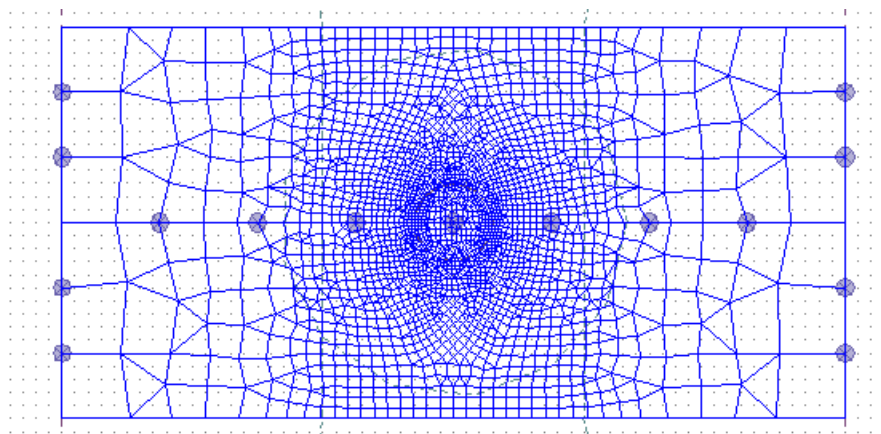
Obrázek 4.7: Síť konečných prvků a schéma předepsaných posunů na hranici použité pro studii aplikace free field výsledků, případ (b) s předepsanými deformačními podmínkami

(a) γ (b) τ (c) γ (d) τ (e) γ (f) τ (g) γ (h) τ (i) γ (j) τ

Obrázek 4.8: Porovnání smykového přetvoření a smykového napětí v jednotlivých variantách. Varianta 1 (a),(b); Varianta 2 (c),(d); Varianta 3 s reakcemi na rozhraní vrstev (e),(f) - tau; Varianta 3 s uvolněnými reakcemi (g),(h); Varianta 4 (i),(j)

4.4 Výpočet tunelového ostění

Tato sekce je věnována posouzení účinků seismického zatížení na tunelový výrub zajištěný primárním ostěním. Sledovanými veličinami jsou deformace a vnitřní síly v tunelovém ostění. Model je vytvořen ve dvou variantách. V první variantě uvažujeme homogenní materiál a předepisujeme konstantní smykové přetvoření. V druhé variantě uvažujeme vrstevnaté prostředí a různé hodnoty předepsaného smykového přetvoření. Geometrie modelu a síť konečných prvků je patrná z obrázku 4.9. Síť prvků byla zhuštěna kolem řešeného tunelového ostění na hodnotu 0,25 m. Naopak u okrajů, kde předepisujeme hodnoty posunů v jednotlivých uzlech, byla síť zředěna. Předepsané posuny na okrajích oblasti jsou opět kompatibilní s předpokládanou smykovou deformací určenou 1D free field analýzou.

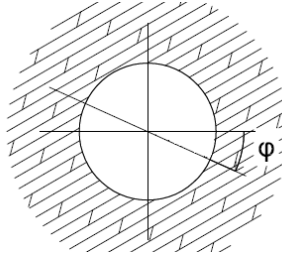


Obrázek 4.9: Síť KP generovaná pro výpočet účinků na tunelovém ostění

Výsledné vnitřní síly se pro obě varianty liší jen zanedbatelnou měrou, viz 4.11. V kapitole následující hodnoty těchto vnitřních sil porovnáme s metodou čistě analytickou. Pro porovnání s analytickou metodou využijeme vnitřní síly získané v případě homogenního prostředí, dále také hodnoty deformací Δd_{ff} , Δd_{perf} , Δd_{lin} , které mají význam změny průměru kruhového ostění v důsledku jeho deformace do eliptického tvaru. Hodnota Δd_{ff} odpovídá free field podmínkám, Δd_{perf} pro model s vykopanou jámou bez ostění a Δd_{lin} deformace s tunelovým ostěním. Hodnoty vnitřních sil jsou

$$M_{hom} \left(\varphi = \frac{\pi}{4} \right) = 367,6,3 \text{ kNm}, N_{tlak,hom} \left(\varphi = \frac{\pi}{4} \right) = 380,8 \text{ kN},$$

$$M_{heter} \left(\varphi = \frac{\pi}{4} \right) = 364,2 \text{ kNm}, N_{tlak,heter} \left(\varphi = \frac{\pi}{4} \right) = 372,0 \text{ kN}.$$



Obrázek 4.10: Kladný směr a orientace polární souřadnice φ

kde φ je úhel určující polohu průřezu, viz obrázek 4.10.

Z obrázku 4.11 je patrné, že pro případ takto umístěného tunelu na rozhraní dvou vrstev jsou průběhy vnitřních sil ve výpočtu s heterogenním modelem podloží prakticky stejné jako ve výpočtu v prostředí homogenním. Hodnoty deformací získané pomocí homogenního modelu jsou

$$\Delta d_{ff}^{hom} = 0,0313 \text{ m}, \quad \Delta d_{perf}^{hom} = 0,0801 \text{ m}, \quad \Delta d_{lin}^{hom} = 0,0310 \text{ m}.$$

V sekci 4.5 budou tyto hodnoty porovnány s analytickým řešením.

4.4.1 Analytická metoda

Podle článku [5] lze určit vnitřní síly na kruhovém tunelovém ostění na základě materiálových a geometrických poměrů podloží a tunelové konstrukce ostění. Využijeme tedy tuto možnost k jednoduchému ověření průběhu vnitřních sil na ostění tunelu vypočtených v předchozí kapitole.

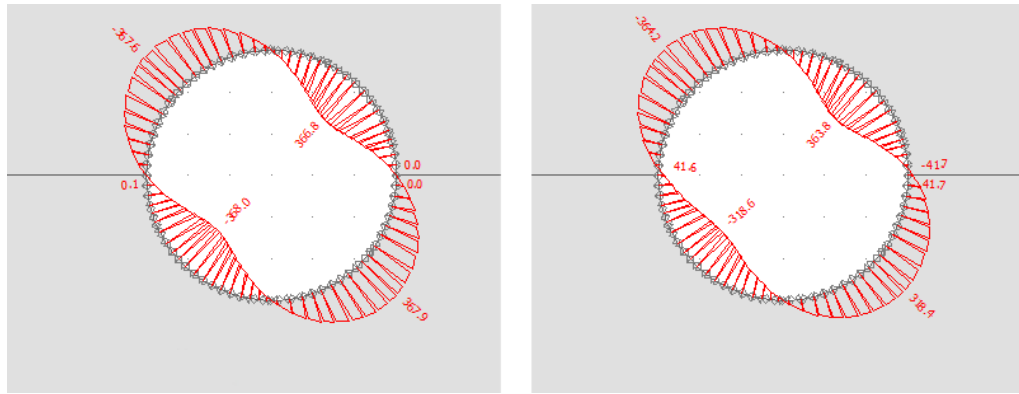
Vydeme z metody popsané v kapitole 1.4.1. Na rozdíl od této metody však budeme při výpočtu vycházet z průměrné smykové deformace určené řešením free field úlohy, nikoliv z tabulkových hodnot, viz například [5].

Přehled vstupních parametrů ve výpočtech analytickou metodou je uveden v tabulce 4.3. Geometrie ostění je daná jeho průměrem d a tloušťkou h .

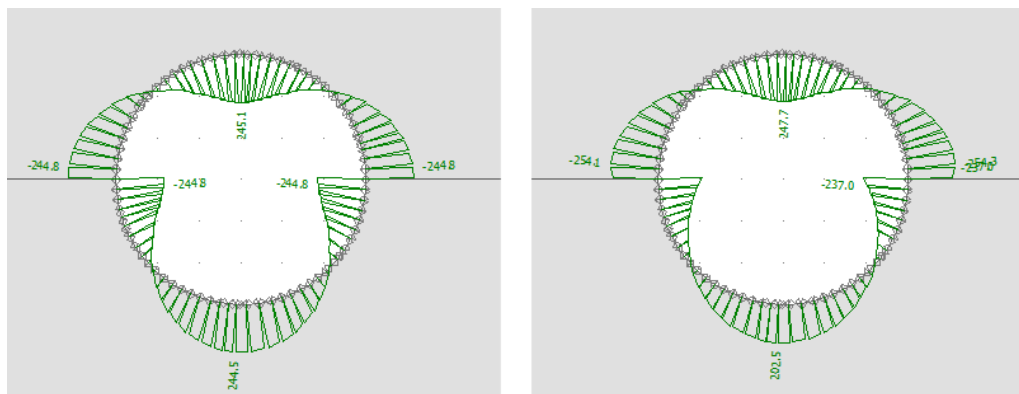
Hodnoty deformací a ohybových momentů jsou počítány v závislosti na deformačním poměru mezi ostěním a přilehlou zeminou R^n , který vyjadřujeme jako

$$R^n = \frac{4(1 - \nu_m)}{\alpha^n + 1}, \quad (4.2)$$

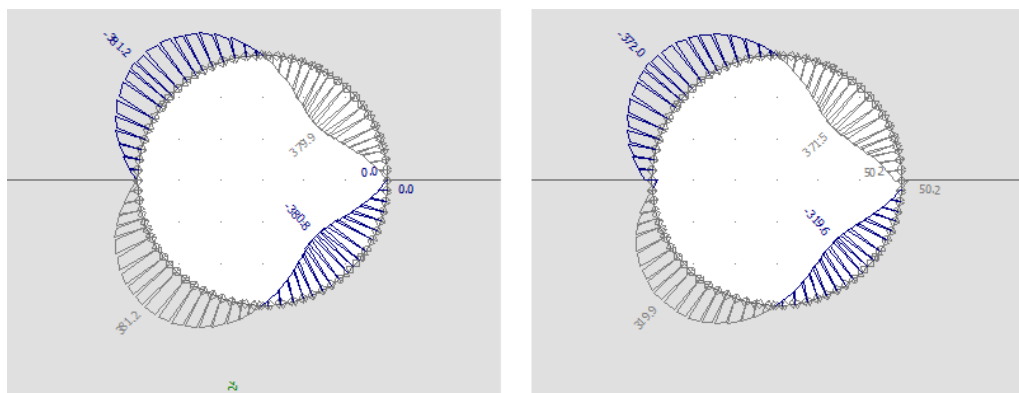
kde α^n vyjadřuje poměr tuhostí materiálu ostění a přilehlé zeminy podle vztahu



(a) M (kNm) homogenní/heterogenní podloží



(b) V (kN) homogenní/heterogenní podloží



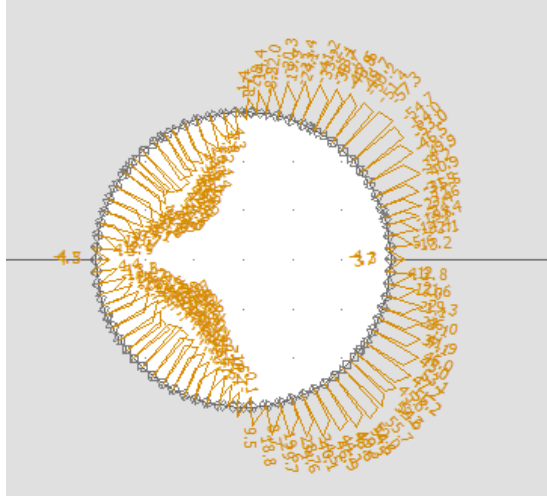
(c) N (kN) homogenní/heterogenní podloží

Obrázek 4.11: Průběhy momentů¹, posouvajících a normálových sil na ostění

$$\alpha^n = \frac{12E_l I(5 - 6\nu_m)}{d^3 G_m(1 - \nu_l^2)}. \quad (4.3)$$

Poměr R^n se dále využije pro výpočet deformace na ostění Δd_{lin} pomocí hodnoty deformace na původním tělese Δd_{ff} vyjádřené vztahem

¹Vykreslení průběhu vnitřních sil je nestandardní oproti běžnému z důvodu specifické definice lokálního souřadného systému na prvcích v použitém výpočetním programu.



Obrázek 4.12: Průběhy kontaktních normálových napětí

Zatížení	γ_{mean}	= 0,0105
Zemní těleso	G_{hom}	= 8,65 MPa
	ν_m	= 0,3
	ρ_m	= 2000 kg/m ³
Ostění	E_l	= 30 GPa
	ν_l	= 0,2
	G_l	= 12,5 GPa
	d	= 6 m
	h	= 0,3 m
	I	= 0,00225 m ⁴

Tabulka 4.3: Hodnoty vstupních parametrů analytické metody pro stanovení průběhu vnitřních sil na kruhovém ostění

$$\Delta d_{lin} = R^n \Delta d_{ff} = R^n \frac{\gamma_{max} d}{2}. \quad (4.4)$$

Nakonec se vypočte ohybový moment na metrovém úseku ostění v důsledku smykové vlny vyjádřené smykovým přetvořením v závislosti na polární souřadnici φ

$$M(\varphi) = \frac{6E_l I \Delta d_{lin}}{d^2(1 - \nu_l^2)} \cos\left(2\left(\varphi + \frac{\pi}{4}\right)\right). \quad (4.5)$$

Extrémní hodnoty ohybového momentu na kruhovém průřezu získáme v bodě $\varphi = \frac{\pi}{4}$. Celý postup výpočtu včetně vyčíslení extrémních hodnot vnitřních sil je uveden v Apendixu B.

4.5 Verifikace MKP analytickou metodou

Cílem této sekce je verifikovat MKP výpočet analytickou metodou uvedenou v [5]. Při verifikaci se zaměříme na celkovou deformaci tunelového ostění a průběhy vnitřních sil.

č.	Veličina	Anal.řeš.[m]	MKP řeš.[m]	diff. [%]
1	Δd_{ff}	0,0315	0,0313	0,63
2	Δd_{perf}	0,0882	0,0801	9,18
3	Δd_{lin}	0,0361	0,0310	14,13

Tabulka 4.4: Porovnání deformací ve třech charakteristických případech: Δd_{ff} – free field deformace; Δd_{perf} – výrub bez ostění; Δd_{lin} – výrub s ostěním

č.	tl.ostění [m]	$E_l I$ [MNm ²]	Δd_{lin} [m]		diff [%]
			AN.ř.	MKP.ř.	
1	0,1	2,5	0,0837	0,0799	4,54
2	0,2	20	0,0617	0,0508	17,66
3	0,3	67,5	0,0361	0,0310	14,13
4	0,4	160	0,0199	0,0181	9,04
5	0,5	312,5	0,0115	0,0110	4,35

Tabulka 4.5: Porovnání deformace ostění získané MKP a analytickým řešením pro různé tloušťky ostění

č.	tl.ostění [m]	$E_l I$ [MNm ²]	M_{hom} [kNm]		diff [%]
			AN.ř.	MKP.ř.	
1	0,1	2,5	36,3	29,6	18,5
2	0,2	20	214	179	16,35
3	0,3	67,5	422	369	12,55
4	0,4	160	554	493	11,01
5	0,5	312,5	622	574	7,71

Tabulka 4.6: Porovnání ohybového momentu získaného MKP a analytickým řešením pro různé tloušťky ostění

Výsledky parametrické studie uvedené v tabulkách 4.5 a 4.6 ukazují, že MKP výpočet a analytická metoda dávají srovnatelné výsledky pro široký rozsah ohybové tuhosti ostění.

Dále porovnáváme všechny vnitřní síly pro zvolený referenční model s tloušťkou tunelového ostění 0,3 m. Hodnoty deformací a extrémy vnitřních sil vypočtené metodou konečných prvků a analytickým řešením jsou uvedeny v tabulce 4.7. Detailní výpočet těchto hodnot je uveden v Apendixu B. Dvě různé varianty analytického řešení se liší uvažováním kontaktního normálového napětí a jejich formulace je uvedena též v Apendixu B. Normálové kontaktní napětí jsme získali

Veličina	MKP řeš.	Anal.řeš.(V1)	Anal.řeš.(V2)
Δd_{lin} [m]	0,0310	0,0361	-
M [kNm]	-367,6	-422,83	-
V [kN]	244,5	281,0	-
N [kN]	-380,8	-562	-390,1

Tabulka 4.7: Porovnání vnitřních sil vypočtených v MKP a analytickou metodou, ve variantě 1 viz rovnice (4.19), ve variantě 2 viz rovnice (4.20)

MKP výpočtem prostřednictvím kontaktních prvků na vnější straně tunelového ostění. Toto napětí se uvažuje pouze ve variantě číslo 2. Ze srovnání analytického řešení variant číslo 1 a 2 v tabulce 4.7 je zřejmé, že zanedbání kontaktního normálového napětí – tedy formulace [5, 6] – vede k nepřesnému stanovení normálových sil na ostění.

Závěrem poznamenejme, že v té této sekci byla analytickou metodou a metodou konečných prvků řešena totožná úloha tunelu umístěného v homogenním prostředí a vystrojeného kruhovým ostěním. Na této úloze dávají obě metody srovnatelné výsledky. Z pohledu využití má MKP v kombinaci se zatížením získaným 1D free field analýzou jasné výhody. První je možnost odvodit zatížení pro libovolný časový průběh zemětřesení ať již změřený nebo synteticky generovaný. Druhou výhodou MKP oproti analytickým metodám, které se omezují pouze jednoduché geometrické tvary průřezů, je možnost analyzovat libovolné tvary ostění.

Závěr

Cílem práce bylo především otestovat zde popsanou implementaci řešení 1D úlohy šíření mechanického vlnění ve vrstevnatém prostředí (free field úlohy), charakterizovat praktické rozdíly ve výsledcích s použitím pevné a radiační okrajové podmínky a studovat vliv časové a prostorové diskretizace úlohy, včetně účinků tlumení. Ze sledovaných parametrů má největší vliv na řešení úlohy volba okrajové podmínky na spodní hranici modelu a dále pak diskretizace úlohy v závislosti na zvolené velikosti časového integračního kroku.

Řešení free field úlohy metodou konečných prvků formulované v této práci má hlavní využití ve dvou oblastech geotechnického modelování. Prvním případem je určení smykové a normálové deformace od libovolného časového průběhu seismického zatížení. Maximální hodnoty této deformace jsou označovány jako free field deformace a využívají se při zjednodušených výpočtech vycházejících ze statického řešení konstrukce zatížené předepsanou deformací. Druhá oblast použití 1D free field řešení souvisí s definicí okrajových podmínek na svislých hranicích 2D MKP modelu. Pro formulaci těchto okrajových podmínek schopných propouštět vodorovné a šikmé vlny je nutné předem určit právě průběh free field deformace [11].

Praktické využití výsledků je ukázáno na jednoduchém 2D modelu konstrukce tunelového ostění řešeného metodou konečných prvků, kde byly přímo využity hodnoty smykového přetvoření z 1D free field analýzy. Tento model byl verifikován analytickým řešením obdobné úlohy. Rozdíl v obou variantách byl minimální pro deformace, průběh momentů a posouvajících sil. Uvažováním kontaktních napětí na ostění byla zajištěna lepší shoda průběhu normálových sil v porovnání s analytickou metodou uvedenou v [5, 6]. Na základě verifikace lze výpočet v MKP s předepsaným smykovým přetvořením považovat za prakticky aplikovatelný. Výhodou tohoto výpočtu pomocí MKP oproti analytickým metodám je možnost modelovat heterogenní prostředí s po vrstvách předepsaným proměnným smykovým přetvořením, uvažovat libovolné časové průběhy zemětřesení a analyzovat libovolné tvary ostění.

Apendix

Apendix A

Vztah mezi parciálními derivacemi podle času a podle polohy funkce $u_I(y,t)$ splňující tvar

$$u_I(y,t) = f(y - c_s t), \quad (4.6)$$

odvodíme tak, že rovnici přepíšeme formálně do tvaru

$$u_I(y,t) = f(\xi(y,t)), \quad (4.7)$$

kde $\xi(y,t) = y - c_s t$. Použitím pravidla o derivaci složené funkce získáme

$$\frac{\partial u_I(y,t)}{\partial y} = \frac{df(\xi)}{d\xi} \frac{\partial \xi(y,t)}{\partial y} = \frac{df(\xi)}{d\xi}, \quad (4.8)$$

$$\frac{\partial u_I(y,t)}{\partial t} = \frac{df(\xi)}{d\xi} \frac{\partial \xi(y,t)}{\partial t} = \frac{df(\xi)}{d\xi} (-c_s). \quad (4.9)$$

Vyjádřením $df(\xi)/d\xi$ z obou rovnic (4.8) a (4.9) a zapsáním rovnosti mezi získanými výrazy dostaneme

$$\frac{\partial u_I(y,t)}{\partial y} = -\frac{1}{c_s} \frac{\partial u_I(y,t)}{\partial t}. \quad (4.10)$$

Apendix B

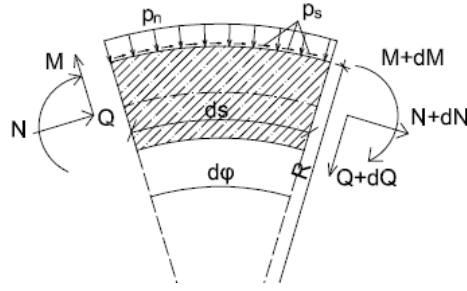
V následujících odstavcích odvodíme analytické vyjádření průběhu vnitřních sil na ostění. V případě zakřiveného nosníku musí vnitřní síly splňovat následující podmínky rovnováhy

1. Podmínky rovnováhy v tečném směru

$$\frac{1}{R} \frac{dN}{d\varphi} + p_s = 0 \quad (4.11)$$

2. Podmínka rovnováhy v příčném směru

$$-\frac{1}{R} \frac{dQ}{d\varphi} + p_n - \frac{N}{R} = 0 \quad (4.12)$$



Obrázek 4.13: Podmínky rovnováhy určené na části zakřiveného nosníku

3. Momentová podmínka rovnováhy

$$\frac{1}{R} \frac{dM}{d\varphi} = Q \quad (4.13)$$

$$\frac{1}{R^2} \frac{dM^2}{d\varphi^2} = \frac{1}{R} \frac{dQ}{d\varphi} = -\frac{N}{R} + p_n \quad (4.14)$$

$$N = -\frac{1}{R} \frac{dM^2}{d\varphi^2} + p_n R \quad (4.15)$$

kde R vyjadřuje v našem případě poloměr kruhového ostění, p_n je normálová složka napětí a p_s je tečná složka napětí, viz obrázek 4.13.

Moment v rovnici (4.15) vyjádříme z Eulerovi diferenciální rovnice ve tvaru

$$M(\varphi) = -\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{1}{\rho(\varphi)} - \frac{1}{R} \right), \quad (4.16)$$

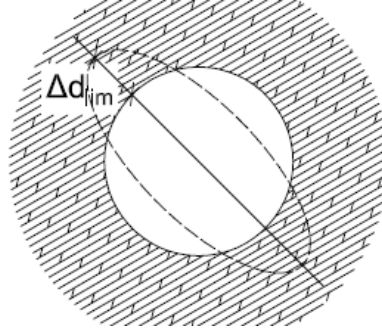
kde $1/\rho(\varphi)$ vyjadřuje křivost deformovaného ostění.

V případě eliptické deformace ostění, konzistentní s předepsaným konstantním smykovým přetvořením, lze průběh momentů vyjádřit pomocí známe křivosti ve tvaru, viz například[5, 6]

$$M(\varphi) = -\frac{3E_l I \Delta d_{lin}}{2R^2(1-\nu_l^2)} \cos \left(2 \left(\varphi + \frac{\pi}{4} \right) \right), \quad (4.17)$$

kde ν_l je Poissonovo číslo ostění, E_l modul pružnosti ostění, $I = h^3/12$ moment setrvačnosti průřezu, h výška průřezu a Δd_{lin} je protažení kruhového ostění, viz obrázek 4.14

Průběhy posouvající a normálové síly za předpokladu nulových kontaktních napětí, viz [5, 6] odvodíme z výrazu (4.17), s využitím vztahů (4.13) a (4.15), ve formě



Obrázek 4.14: Znázornění deformace tunelového ostění Δd_{lin}

$$V(\varphi) = \frac{3E_l I \Delta d_{lin}}{R^3(1 - \nu_l^2)} \sin\left(2\left(\varphi + \frac{\pi}{4}\right)\right), \quad (4.18)$$

$$N(\varphi) = -\frac{6E_l I \Delta d_{lin}}{R^3(1 - \nu_l^2)} \cos\left(2\left(\varphi + \frac{\pi}{4}\right)\right). \quad (4.19)$$

V reálném případě však jsou tečná a normálová kontaktní napětí nenulová, což vnáší do vztahu pro normálové síly nezanedbatelnou chybu. Zahrnutím kontaktního napětí do normálové síly získáme

$$N(\varphi) = \frac{6E_l I \Delta d_{lin}}{R^3(1 - \nu_l^2)} \cos\left(2\left(\varphi + \frac{\pi}{4}\right)\right) + Rp_n. \quad (4.20)$$

Výpočet extrémních hodnot vnitřních sil

Prvním krokem je určení Δd_{lin} podle [5]. Nejprve vypočteme poměr koeficient α^n

$$\alpha^n = \frac{12E_l I(5 - 6\nu_m)}{d^3 G_m(1 - \nu_l^2)} = \frac{12 \times 30000000000 \times 0,0025(5 - 6 \times 0,3)}{6^3 8650000(1 - 0,2^2)} = 1,4444.$$

Dále vypočteme deformační poměr R^n

$$R^n = \frac{4(1 - \nu_m)}{\alpha^n + 1} = \frac{4(1 - 0,3)}{1,44 + 1} = 1,1454.$$

Předchozí dvě hodnoty nyní dosadíme do vzorce pro deformaci ostění Δd_{lin}

$$\Delta d_{lin} = R^n \Delta d_{ff} = R^n \frac{\gamma_{max} d}{2} = 1,1454 \frac{0,0105 \times 6}{2} = 0,0361 \text{ m.}$$

Na závěr určíme extrémní hodnoty vnitřních sil podle rovnic (4.17)-(4.20).

1. Moment

$$\begin{aligned}M\left(\varphi = \frac{\pi}{4}\right) &= -\frac{3E_l I \Delta d_{lin}}{2R^2(1-\nu_l^2)} \cos\left(2\left(\varphi + \frac{\pi}{4}\right)\right) = \\&= -\frac{3 \times 30000000000 \times 0,00225 \times -0,0361}{2 \times 3^2(1-0,2^2)} \cos\left(2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\pi}{4}\right)\right) \\&= -422,83 \text{ kNm}\end{aligned}$$

2. Posouvající síla

$$\begin{aligned}V\left(\varphi = \frac{\pi}{2}\right) &= \frac{3E_l I \Delta d_{lin}}{R^3(1-\nu_l^2)} \sin\left(2\left(\varphi + \frac{\pi}{4}\right)\right) = \\&= \frac{3 \times 30000000000 \times 0,00225 \times -0,0361}{3^3(1-0,2^2)} \sin\left(2\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\pi}{4}\right)\right) \\&= 281 \text{ kN}\end{aligned}$$

3. Normálová síla

$$\begin{aligned}N\left(\varphi = \frac{\pi}{4}\right) &= -\frac{6E_l I \Delta d_{lin}}{R^3(1-\nu_l^2)} \cos\left(2\left(\varphi + \frac{\pi}{4}\right)\right) = \\&= -\frac{6 \times 30000000000 \times 0,00225 \times -0,0361}{3^3(1-0,2^2)} \cos\left(2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\pi}{4}\right)\right) \\&= -562 \text{ kN}\end{aligned}$$

4. Normálová síla se započítáním kontaktních napětí

$$\begin{aligned}N\left(\varphi = \frac{\pi}{4}\right) &= -\frac{6E_l I \Delta d_{lin}}{R^3(1-\nu_l^2)} \cos\left(2\left(\varphi + \frac{\pi}{4}\right)\right) + Rp_n = \\&= -\frac{6 \times 30000000000 \times 0,00225 \times -0,0361}{3^3(1-0,2^2)} \\&\quad \times \cos\left(2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\pi}{4}\right)\right) + 3 \times 57,3 \\&= -390,1 \text{ kN}\end{aligned}$$

Seznam použité literatury

- [1] Zásady navrhování konstrukcí. ČSN EN 1990, Český normalizační institut, 2003.
- [2] Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení. ČSN EN 1998, Český normalizační institut, 2006.
- [3] Navrhování geotechnických konstrukcí. ČSN EN 1997, Český normalizační institut, 2006.
- [4] I. TOWHATA. *Geotechnical Earthquake Engineering (Springer Series in Geomechanics and Geoengineering)*. Springer Berlin Heidelberg, 2008.
- [5] Y.M.A. HASHASH. Seismic design and analysis of underground structures. *Tunneling and undergrounding Space Technology*, 2001.
- [6] J. PENZIEN. Seismically induced racking of tunnel linings. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 2000.
- [7] Center for engineering strong motion data, 08 2016. [online]: <http://strongmotioncenter.org/NCESMD/data/>.
- [8] Z. BITTNAR; P. ŘEŘIČHA. *Metoda konečných prvků v dynamice konstrukcí*. Nakladatelství technické literatury, 1981.
- [9] Z. BITTNAR; J. ŠEJNOHA. *Numerical methods in structural engineering*. ASCE Press, 1996.
- [10] Fine spol. s r.o. Geo 5 - stavební software. [online]: www.fine.cz.
- [11] O.C.ZIENKIEWICZ; N. BICANIC; F.W.SHEN. *Generalized Smith boundary - a transmitting boundary for dynamic computations*. INNME Swansea, 1986.

Seznam obrázků

1.1	Mapa seismických oblastí v ČR [2]	5
1.2	Příchozí – A_i , průchozí - A_{trans} a odražená vlna - B_{ref} [4]	7
1.3	Poměr amplitud průchozí a odražené vlny v závislosti na odporu materiálu ρ/V_S (převzato z [4])	9
1.4	Poměr energií průchozí a odražené vlny v závislosti na odporu materiálu ρ/V_S (převzato z [4])	10
1.5	Akcelerogram zemětřesení v Itálii z 24.8.2016 [7]	10
1.6	Spektrum pružné odezvy [2]	11
1.7	Dva typy úloh řešených pseudostatickou metodou [5]	13
1.8	(a) free field přetvoření, (b) přetvoření výrubu bez ostění [5] . . .	13
1.9	Systém s jedním stupněm volnosti	15
2.1	Schéma podmínek rovnováhy na elementárním kvádru	17
3.1	Schéma modelu pro demonstraci různých okrajových podmínek na spodním okraji	24
3.2	Předepsaný časový průběh zrychlení dynamického impulsu přicházejícího z podloží a odpovídající průběh vodorovného posunu . . .	24
3.3	Porovnání časového průběhu vodorovného posunu na terénu pro testované varianty modelu	25
3.4	Schéma referenčního modelu pro posouzení vlivu parametrů . . .	26
3.5	Refereční příklad	27
3.6	Porovnání případů s různými délkami prvků: (a) - dvojnásobná; (b) - čtyřnásobná; (c) - osminásobná	28
3.7	Případy s různými délkami prvků - snížení délky kroku.(a) - poloviční délka; (b) - čtvrtinová; (c) - osminová	30
3.8	Největší možný časový krok v závislosti na zadaném zatížení . . .	31
3.9	Případy s různými časovým krokem. (a) - poloviční časový krok; (b) - pětinnový časový krok	32

3.10	Dva modely pro posouzení vlivu tlumení na systém	33
3.11	Radiační podmínky - hodnoty koeficientu útlumu $\xi =$ (a) - 0,002; (b) - 0,005; (c) - 0,01	35
3.12	Radiační podmínky - hodnoty koeficientu útlumu $\xi =$ (a) - 0,05; (b) - 0,1; (c) - 0,15	36
3.13	Pevné podmínky - hodnoty koeficientu útlumu $\xi =$ (a) - 0,002; (b) - 0,005; (c) - 0,01	37
3.14	Pevné podmínky - hodnoty koeficientu útlumu $\xi =$ (a) - 0,05; (b) - 0,1; (c) - 0,15	38
4.1	Schéma modelového příkladu	39
4.2	Průběh maximální rychlosti po výšce	40
4.3	Homogenizované prostředí a konstantní smykové přetvoření	41
4.4	Vrstevnaté podloží a konstantní smykové přetvoření	42
4.5	Vrstevnaté podloží, konstantní smykové přetvoření, předepsané de- formační podmínky na rozhraní mezi vrstvami	43
4.6	Vrstevnaté podloží, různé hodnoty γ pro vrstvy, odpovídající po- sunutí na svislých hranicích	44
4.7	Síť konečných prvků a schéma předepsaných posunů na hranici použité pro studii aplikace free field výsledků, případ (b) s přede- psanými deformačními podmínkami	45
4.8	Porovnání smykového přetvoření a smykového napětí v jednotli- vých variantách. Varianta 1 (a),(b); Varianta 2 (c),(d); Varianta 3 s reakcemi na rozhraní vrstev (e),(f) - tau; Varianta 3 s uvolněnými reakcemi (g),(h); Varianta 4 (i),(j)	46
4.9	Síť KP generovaná pro výpočet účinků na tunelovém ostění	47
4.10	Kladný směr a orientace polární souřadnice φ	48
4.11	Průběhy momentů ² , posouvajících a normálových sil na ostění . .	49
4.12	Průběhy kontaktních normálových napětí	50
4.13	Podmínky rovnováhy určené na části zakřiveného nosníku	55
4.14	Znázornění deformace tunelového ostění Δd_{lin}	56

Seznam tabulek

1.1	Normová definice typu podloží podle zeminového souvrství [2] . . .	11
3.1	Zvolené délky prvků	27
3.2	Přehled zvolených délek prvků	29
3.3	Zvolené velikosti časového kroku	31
3.4	Vstupní hodnoty do výpočtu při sledování vlivu tlumení - radiační podmínky podepření	34
3.5	Vstupní hodnoty do výpočtu při sledování vlivu tlumení - pevné podmínky podepření	34
4.1	Vstupní veličiny dynamického výpočtu	40
4.2	Varianty modelů	44
4.3	Hodnoty vstupních parametrů analytické metody pro stanovení průběhu vnitřních sil na kruhovém ostění	50
4.4	Porovnání deformací ve třech charakteristických případech: Δd_{ff} – free field deformace; Δd_{perf} – výrub bez ostění; Δd_{lin} – výrub s ostěním	51
4.5	Porovnání deformace ostění získané MKP a analytickým řešením pro různé tloušťky ostění	51
4.6	Porovnání ohybového momentu získaného MKP a analytickým řešením pro různé tloušťky ostění	51
4.7	Porovnání vnitřních sil vypočtených v MKP a analytickou metodou, ve variantě 1 viz rovnice (4.19), ve variantě 2 viz rovnice (4.20)	52

Seznam použitých zkratek

MKP	metoda konečných prvků
FEM	finite element method
ČSN EN	české státní normy - evropské normy
FF	Free field
PERF	Zemní těleso s výrubem
HOM	Homogenní podloží



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Tháškurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Kučera	Jméno: David	Osobní číslo: _____
Zadávací katedra: K132 - Katedra mechaniky		
Studijní program: Stavební inženýrství		
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Posouzení geotechnické konstrukce na seismické zatížení metodou konečných prvků

Název diplomové práce anglicky: Using Finite element method in practical design of geotechnical structure under seismic loading

Pokyny pro vypracování:

- Rešerše přístupu k řešení dynamických úloh v geotechnice - empirické, numerické; možné způsoby určení seismického zatížení

- Stanovení zatížení numerickým výpočtem v závislosti na podloží metodou dekonvoluce - zjednodušený přístup založený na lineárním řešení bez uvažování účinků tlumení

- Posouzení účinků seismického zatížení v závislosti na zvolených okrajových podmínkách, způsobu integrace pohybové rovnice a discretizaci geometrického modelu - free field conditions

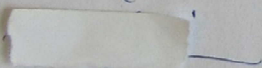
- Praktická aplikace - numerická simulace vybrané 2D geotechnické úlohy MKP

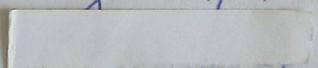
Seznam doporučené literatury:

Metoda konečných prvků v Geotechnice (M. Šejnoha), Geotechnical Earthquake engineering (I. Towhata)

Jméno vedoucího diplomové práce: Prof. Ing. Michal Šejnoha Ph.D., DSc.

Datum zadání diplomové práce: 28.2.2017 Termín odevzdání diplomové práce: 21.5.2017
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

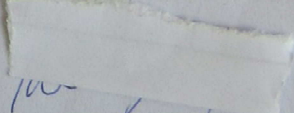

Podpis vedoucího práce


Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

28/5/2017
Datum převzetí zadání


Podpis studenta(ky)

Jméno David Kučera

Ročník 6.

Den, měsíc, rok narození 6.8.1991.

Stud. program Stavební inženýrství

Rodné číslo 910806/2744

bakalářský/magisterský

Adresa Na Bídě 566, Liberec IV

Stud. obor SI - C

E-mail/telefon david.kucera@fsv.cvut.cz

Stud. skupina

ŽÁDOST

Změna vedoucího práce.

Odůvodnění žádosti:

Žádám o změnu vedoucího práce na základě dohody.

Stávající vedoucí práce: Prof. Ing. Michal Šejnoha, Ph.D., DSc.

Nový vedoucí práce: Ing. Tomáš Janda, Ph.D

Vyjádření stávajícího vedoucího diplomové práce:

Se změnou vedoucího práce souhlasím.

Michal Šejnoha

18-05-2017

Vyjádření nového vedoucího diplomové práce:

S výměnou vedoucího práce souhlasím.

Tomáš Janda

10.5.2017

datum

podpis studenta

Vyjádření katedry: