

Posouzení podzemních konstrukcí na seizmické zatížení

Evaluation of underground structures subjected to seismic loads

David Kučera¹, Michal Šejnoha², Tomáš Janda³, Jan Pruška⁴

Abstrakt

Příspěvek je zaměřen na posouzení dynamických účinků zatížení na podzemní konstrukce vyvolaných zemětřesením pomocí metody konečných prvků. Řešení této úlohy se zde opírá o vhodnou kombinaci inženýry preferovaného pseudostatického výpočtu a plně dynamického řešení tzv. free-field úlohy. Ukazuje se, že v případě významně heterogenního podloží je spolehlivost statického výpočtu do značné míry ovlivněna implementací výsledků free-field analýzy. Je prokázáno, že v tomto ohledu často používané analytické metody je nutno nahradit metodou konečných, která umožňuje zohlednit nejen nelineární odezvu vrstevnatého podloží, tuhost a tvar tunelového ostění, ale i vzájemné spolupůsobení obou materiálových systémů. Přitom zanedbání účinků interakce systému ostění-zemina může výrazným způsobem ovlivnit predikci jak výsledných deformací, tak i vnitřních sil přenášených ostěním. Tento závěr je v příspěvku dokumentován řešením jednoduchého dvouvrstvého podloží oslabeného kruhovým výrubem zatíženého předepsaným dynamickým impulzem.

Klíčová slova

Metoda konečných prvků, zemětřesení, 1D free-field analýza, dynamika, pseudostatika

Abstract

The present contribution is concerned with the description of the effect of dynamic loading caused by earthquake on the response of underground structures using the finite element method. The solution of this task effectively combines the pseudostatic analysis, popular mainly among professional engineers, with a fully dynamic free-field analysis. In this regard, the implementation of results of free-field analysis plays a crucial role in arriving at reliable predictions provided by the pseudostatic analysis. It is confirmed that in this case the typically adopted analytical methods must be replaced by the finite element analysis, which not only allows us to account for a nonlinear response of subsoil, stiffness and shape of lining, but also for a mutual interaction of both material systems. In particular, disregarding the effects of interaction of the lining-subsoil system may substantially influence the prediction of resulting displacements and internal forces developed in the lining. This statement is supported here by the solution of a simple two-layer subsoil weakened by a circular lining and loaded by the prescribed dynamic impulse.

Key words

Finite Element Method, Earthquake, 1D Free Field Analysis, Dynamics, Pseudostatic

¹ Habena spol. s.r.o., Korunní 60, Praha 2 120 00, Česká republika, d.kucera@habena.cz

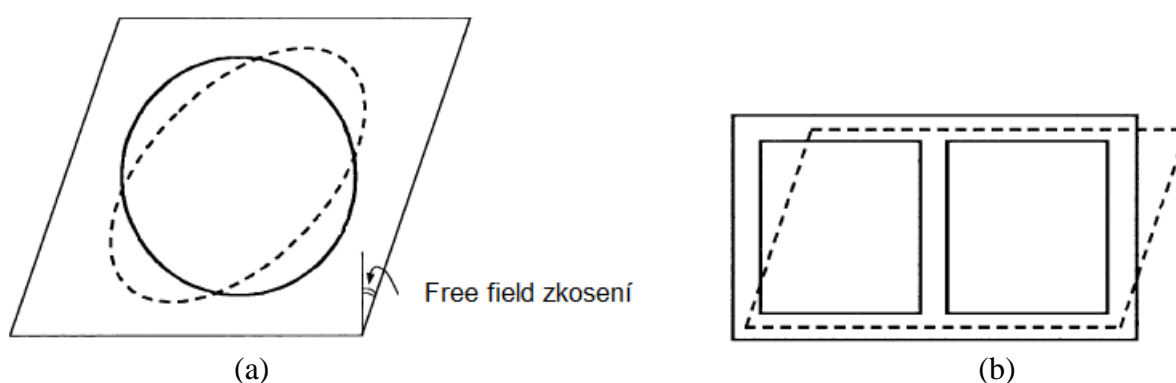
² ČVUT v Praze, Fakulta stavební, katedra mechaniky, Thákurova 7, Praha 6 166 29, Česká republika, sejnom@fsv.cvut.cz

³ ČVUT v Praze, Fakulta stavební, katedra mechaniky, Thákurova 7, Praha 6 166 29, Česká republika, tomas.janda@fsv.cvut.cz

⁴ ČVUT v Praze, Fakulta stavební, katedra geotechniky, Thákurova 7, Praha 6 166 29, Česká republika, pruska@fsv.cvut.cz

1 Úvod

Posouzení podzemních konstrukcí zatížených účinky zemětřesení je v mnoha případech řešeno analyticky s využitím pseudostatických metod, což má často za následek méně přesné nebo značně konzervativní výsledky. Užití zjednodušených analytických postupů sebou navíc přináší řadu omezení, jakými jsou např. v případě materiálů předpoklad homogenního lineárně pružného podloží a v případě vlastní podzemní konstrukce předpoklad kruhového výrubu, případně obdélníkové rámové konstrukce. V takovém případě lze s výhodou aplikovat postupy popsané v [4,6]. Účinek zemětřesení se zde redukuje na hodnotu zkosení stanovenou na základě znalosti rychlosti prostupující smykové vlny a jí odpovídající maximální rychlosti kmitání zrn zeminy. Výsledné maximální zoválnění kruhové tunelové konstrukce nebo zkosení rámové konstrukce v důsledku průchodu smykové vlny, viz obr. 1, jsou základem pro výpočet napjatosti uvnitř konstrukce.



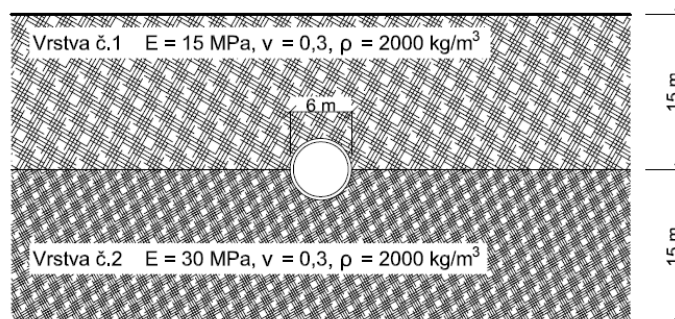
Obr. 1 a) Zoválnění kruhové konstrukce, b) zkosení rámové konstrukce
Fig. 1 a) Ovaling deformations of the circular structure b) Racking deformation of a box structure

Pokud se omezíme pouze na kruhový výrub lze zoválnění ostění vyjádřit změnou křivosti, ze které pak následně vyjádříme rozložení ohybového momentu a z podmínek rovnováhy příslušné hodnoty posouvající a normálové síly. Výpočet popsaný např. v [4] umožňuje sice zohlednit do jisté míry tuhost ostění a okolního prostředí, zcela však ignoruje jejich vzájemnou interakci zanedbáním normálového kontaktního napětí při výpočtu vnitřních [5]. V případě dimenzování příslušného průřezu to pak může vést k významnému přecenění účinku normálové síly.

Veškerá předchozí omezení lze úspěšně eliminovat použitím metody konečných prvků (MKP) [1,2], kde zohlednění heterogenity a nelineární odezvy zemního tělesa a skutečné geometrie podzemní konstrukce včetně vzájemného spolupůsobení není překážkou. Otázkou pouze zůstává přesnost a časová náročnost řešení dané úlohy. Z pohledu spolehlivosti posouzení navržené konstrukce na účinky zemětřesení stojí na prvním místě plně dynamický výpočet. Tento přístup však většinou trpí nedostatkem vstupních parametrů, jakými je např. časový záznam zrychlení představující zdroj zatížení. Nezanedbatelná může být i časová náročnost řešení dané úlohy. Alternativou zde může být již zmíněný pseudostatický výpočet, avšak metodou konečných prvků, kdy zatížení stanovíme na základě obecných doporučení [4]. V případě dostupnosti spolehlivých seizmických dat se pak jako optimální z pohledu přesnosti i časové náročnosti jeví kombinace pseudostatického výpočtu MKP a plně dynamické analýzy free-field úlohy. Tento postup bude představen v následujících podkapitolách.

Vzhledem k tomu, že hlavním cílem příspěvku je navrhnout a posoudit správný způsob aplikace výsledků free-field analýzy při analýze podzemní konstrukce a posoudit spolehlivost běžně používané analytické metody [4, 6], omezíme se na geometricky velmi jednoduchý

příklad kruhového výrubu vsazeného do dvouvrstevnatého podloží, viz obr. 2. Takto zvolenou liniovou stavbu lze s výhodou řešit ve dvoudimenzionálním prostoru (2D) za podmínek rovinné deformace [1]. Řešení příslušné jednodimenzionální (1D) free-field úlohy bude ve stručnosti popsáno v kapitole 2. Vlastní pseudostatický 2D výpočet je předmětem kapitoly 3. Dosažené výstupy a podstatné závěry jsou prezentovány v kapitole 4.



Obr. 2 Schéma modelového příkladu
Fig. 2 Scheme of model example

2 Plně dynamický výpočet free-field úlohy MKP

Numerické řešení konstrukcí zatížených dynamickými účinky pomocí metody konečných prvků vychází z principu virtuálních posunutí, kde vnější objemové zatížení je doplněno o účinky setrvačných sil a vede na soustavu pohybových diferenciálních rovnic ve tvaru

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (1)$$

kde $\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t)$ představuje vektor setrvačných sil, $\mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t)$ vektor tlumících sil, $\mathbf{K}\mathbf{u}(t)$ vektor pružných sil a konečně $\mathbf{F}(t)$ vektor uzlového zatížení. Sestavení matice tuhosti \mathbf{C} je většinou značně komplikovaná úloha, a tak se v praxi používá pro její vyjádření hypotéza Rayleighova útlumu, kdy matice \mathbf{C} je dána lineární kombinací matice hmotnosti \mathbf{M} a matice tuhosti \mathbf{K} :

$$\mathbf{C} = \alpha\mathbf{M} + \beta\mathbf{K} \quad (2)$$

kde $\alpha\mathbf{M}$ je útlum úměrný rychlosti posunutí a $\beta\mathbf{K}$ je útlum úměrný rychlosti deformace. Parametry α a β se nejčastěji vyjadřují pomocí součinitele poměrného útlumu ξ . Pro reálné systémy s velkým počtem stupňů volnosti je stanovení parametrů α a β často založeno na předpokladu, že nejméně tlumený je obvykle první vlastní tvar [2]. Vyjdeme-li z rozkladu rovnice (1) do vlastních tvarů kmitání, dostaneme pro jednotlivé vlastní frekvence vztah

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta\omega_i \right) \quad (3)$$

kde ω_i je i -tá vlastní frekvence. Aby byl parametr ξ minimální pro $\omega = \omega_1$ musí platit

$$\frac{d\xi}{d\omega} = \frac{1}{2} \left(-\frac{\alpha}{\omega^2} + \beta \right) = 0 \quad (4)$$

Po dosazení do rovnice (4) $\omega = \omega_1$ dostaneme

$$\alpha = \omega_1^2 \beta \quad (5)$$

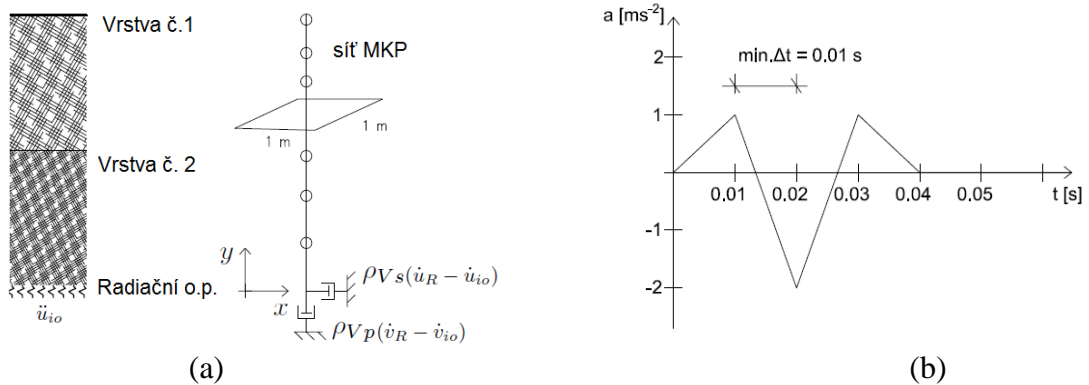
a následně z rovnice (4)

$$\beta = \frac{\xi_1}{\omega_1} \quad (6)$$

V běžné praxi řešíme rovnici (1) přímou integrací užitím Newmarkovy integrační metody [1, 2]. Poznamenejme, že diskrétní forma rovnice (1) v sobě již zahrnuje vliv okrajových podmínek a účinek zatížený ve formě předepsaného zrychlení posunů na spodní hranici. Podrobný popis typů okrajových podmínek předepisovaných na spodním okraji numerického modelu lze nalézt v [5]. Zde se omezíme pouze na takzvané radiační podmínky, viz obr. 3, které aplikujeme v případě, že spodní hranice se nachází uvnitř poddajné vrstvy. Tato podmínka umožní volný průchod příchozí vlny dále do podloží a tím zabráni odrazu vlny, který by nastal v případě, kdy se spodní hranice nachází na rozhraní poddajné zeminy a pevné horniny. V případě zemětřesení pak předpokládáme, že celkové zrychlení v libovolném bodě řešené oblasti a v libovolném čase můžeme vyjádřit jako součet zrychlení $\ddot{u}_{IO}(t)$, příslušný vlně vstupující do modelu, a relativního zrychlení $\ddot{u}_R(y, t)$, viz obr. 3(a),

$$\ddot{u}(y, t) = \ddot{u}_{IO}(t) + \ddot{u}_R(y, t) \quad (7)$$

Uplatnění této dekompozice při řešení diferenciální pohybové rovnice vede k formulaci radiačních okrajových podmínek na spodní hranici modelu mající charakter viskosního tlumiče [7, 5], viz obr. 3(a), který příchozí vlnu utlumí a tím zabráni jejímu odrazení zpět do modelu. Poznamenejme, že v_s a v_p na obr. 3(a) představují rychlost šíření smykkové a podélné vlny a ρ je hustota materiálu ve vrstvě 2.



Obr. 3 a) Schéma úlohy: 1D síť konečných prvků, okrajové podmínky, b) Předepsaný impuls
Fig. 3 a) Task scheme: 1D finite element mesh, boundary conditions b) specified pulse

Analýza free-field úlohy představuje v našem případě řešení 1D úlohy, jejíž výsledek lze aplikovat na původní, výrubem neoslabený, masiv, přičemž $x \in (0, \infty)$. Předepsaný impuls, omezený pouze na šíření smykkové vlny, jsme předpokládali ve tvaru vynesném na obr. 3(b), kde $a = \ddot{u}_{IO}$. V každé vrstvě byla volena ekvidistantní síť konečných prvků s tím, že optimální délka prvku l_{elem} byla volena dle vztahu

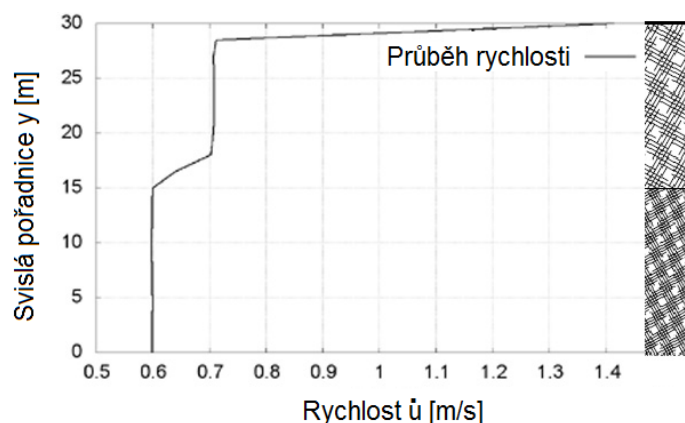
$$l_{elem} = v_s \Delta t = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \Delta t \quad (8)$$

kde Δt představuje zvolenou délku časového kroku a G, ρ jsou smykový modul a hustota materiálu příslušné vrstvy.

Řešením free-field úlohy je časový průběh zrychlení \ddot{u} , rychlosti \dot{u} a posunů u v každém bodě modelu. Připomeňme, že základní složkou zatížení v pseudostatickém výpočtu je zkosení, tedy smyková deformace γ , řešené 2D domény, viz obr. 1. Obecně lze smykovou deformaci $\gamma(y, t)$ vyjádřit ve tvaru [7, 5]

$$\gamma(y, t) = \frac{\dot{u}(y, t)}{v_s(y)} \quad (9)$$

Pro stanovení příslušných zkosení $\bar{\gamma}_1, \bar{\gamma}_2$ ve vrstvách 1 a 2 jsme postupovali tak, že jsme v prvním kroku vynesli v každém uzlu sítě maximální hodnotu rychlosti \dot{u} stanovenou pro celou dobu trvání impulsu. Výsledné maximální rychlosti po výšce modelu jsou patrné z obr. 4.



Obr. 4 Průběh maximální rychlosti $\dot{u}_{max}(y)$ po výšce modelu
 Fig. 4 Maximum velocity distribution $\dot{u}_{max}(y)$ at the height of the model

V druhém kroku byly rychlosti zprůměrovány po výšce vrstvy s vyloučením rychlosti na terénu a dosazeny do rovnice (9). Výsledkem tak byly hodnoty zkosení

$$\bar{\gamma}_1 = 0,0131 \text{ a } \bar{\gamma}_2 = 0,0079 \quad (10)$$

3 Pseudostatický výpočet

Obsahem této kapitoly je v první řadě popis zavedení výsledků free-field analýzy (zkosení $\bar{\gamma}_1, \bar{\gamma}_2$ vrstev 1 a 2) do výpočtu statické úlohy MKP a následně pak porovnání výsledků MKP analýzy s výsledky obdržené aplikací analytické metody. Veškeré výpočty byly provedeny programem Geo5 Tunel [3].

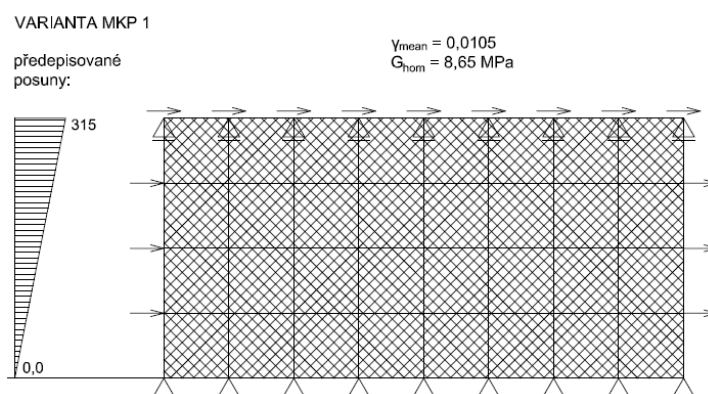
3.1 Zavedení výsledků z 1D free-field do rovinné úlohy v MKP

V této kapitole postupně posoudíme 4 způsoby zavedení vypočteného smykového přetvoření do heterogenního podloží. Splnění free-field podmínek přitom vyžaduje, aby v případě 2D úlohy bez uvažování tunelového ostění odpovídalo smykové přetvoření v každém bodě hodnotám získaným 1D free-field analýzou. Ve všech případech bude free-field zkosení aplikováno předepsanými posuny na hranicích řešené oblasti. Studie bude pro jednoduchost provedena na hrubé obdélníkové síti, viz např. obr. 5. Přehled jednotlivých variant je uveden v tabulce 1.

Tab. 1 Varianty modelů
Tab. 1 Model variants

Varianta	Smykový modul G	Zkosení $\bar{\gamma}$	Rozhraní
1	$G^{hom} = G_V^{hom}$	γ_{mean}	-
2	G_1, G_2	γ_{mean}	-
3	G_1, G_2	γ_{mean}	Předepsané vodorovné deformace + reakce
4	G_1, G_2	$\bar{\gamma}_1, \bar{\gamma}_2$	-

V první variantě uvažujeme homogenní prostředí, viz obr. 5, s předpokládaným efektivním smykovým modulem G^{hom} . Model zatížíme průměrnou hodnotu smykového přetvoření γ_{mean} , viz obr. 5. Je zřejmé, že tímto způsobem splníme požadavek konstantní deformace v celém profilu rovné předepsané hodnotě γ_{mean} , viz obr. 9(a).



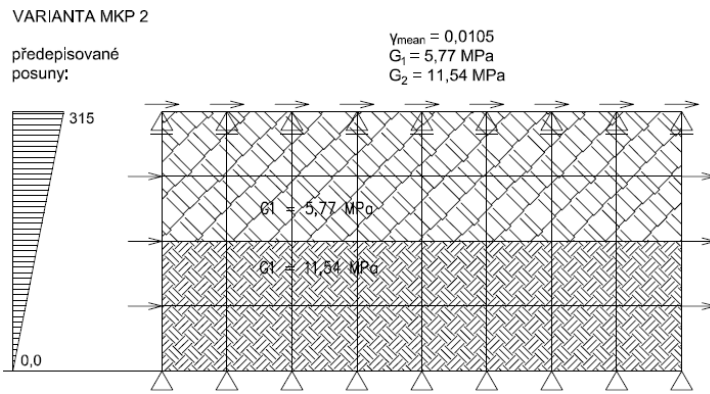
Obr. 5 Homogenizované prostředí a konstantní smykové přetvoření
Fig. 5 Homogenized mass and constant shear strain

S uvážením Voigtova předpokladu konstantní deformace v každém bodě tělesa, získáme efektivní smykový modul G_V^{hom} a průměrnou smykovou deformaci modelu jako vážený průměr příslušných veličin jednotlivých vrstev

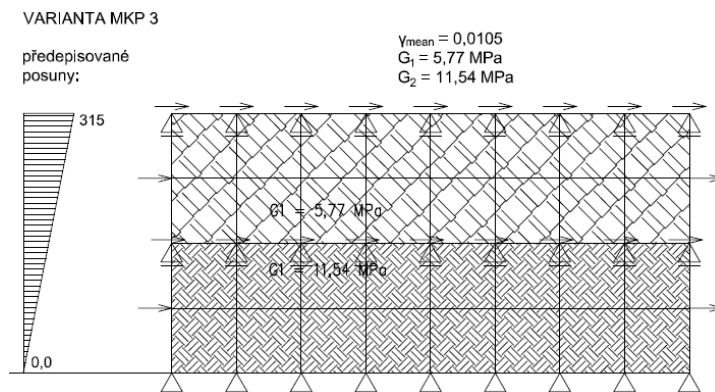
$$G_V^{hom} = \frac{h_1}{h} G_1 + \frac{h_2}{h} G_2, \quad \gamma_{mean} = \frac{h_1}{h} \bar{\gamma}_1 + \frac{h_2}{h} \bar{\gamma}_2 \quad (11)$$

V druhé variantě posoudíme chování již vrstevnatého systému na obr. 6. Předepsané posuny na hranicích necháme shodné s předchozí variantou.

Jak je patrné z obr. 9(b), řešení této úlohy nesplňuje 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 obr. 7. Výpočet je tedy řešen jako dvě nezávislé úlohy s homogenním materiálem.



Obr. 6 Vrstevnaté podloží a konstantní smykové přetvoření
 Fig. 6 Layered mass and constant shear strain

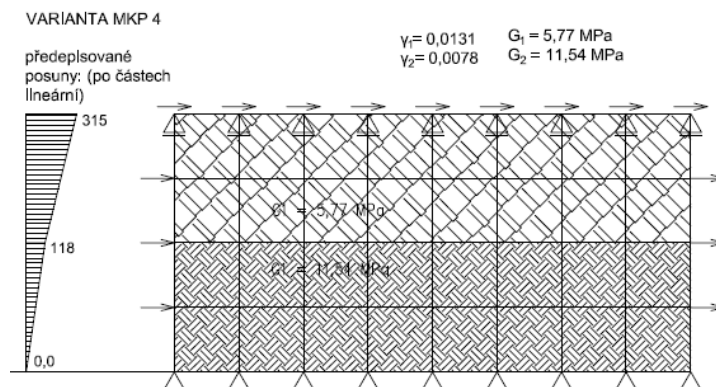


Obr. 7 Vrstevnaté podloží, konstantní smykové přetvoření, předepsané deformační podmínky na rozhraní mezi vrstvami

Fig. 7 Layered mass, constant shear strain, described boundary conditions at layer interface

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 obr. 8.



Obr. 8 Vrstevnaté podloží, různé hodnoty $\bar{\gamma}$ pro vrstvy 1 a 2 a jim odpovídající příslušná posunutí na svislých hranicích

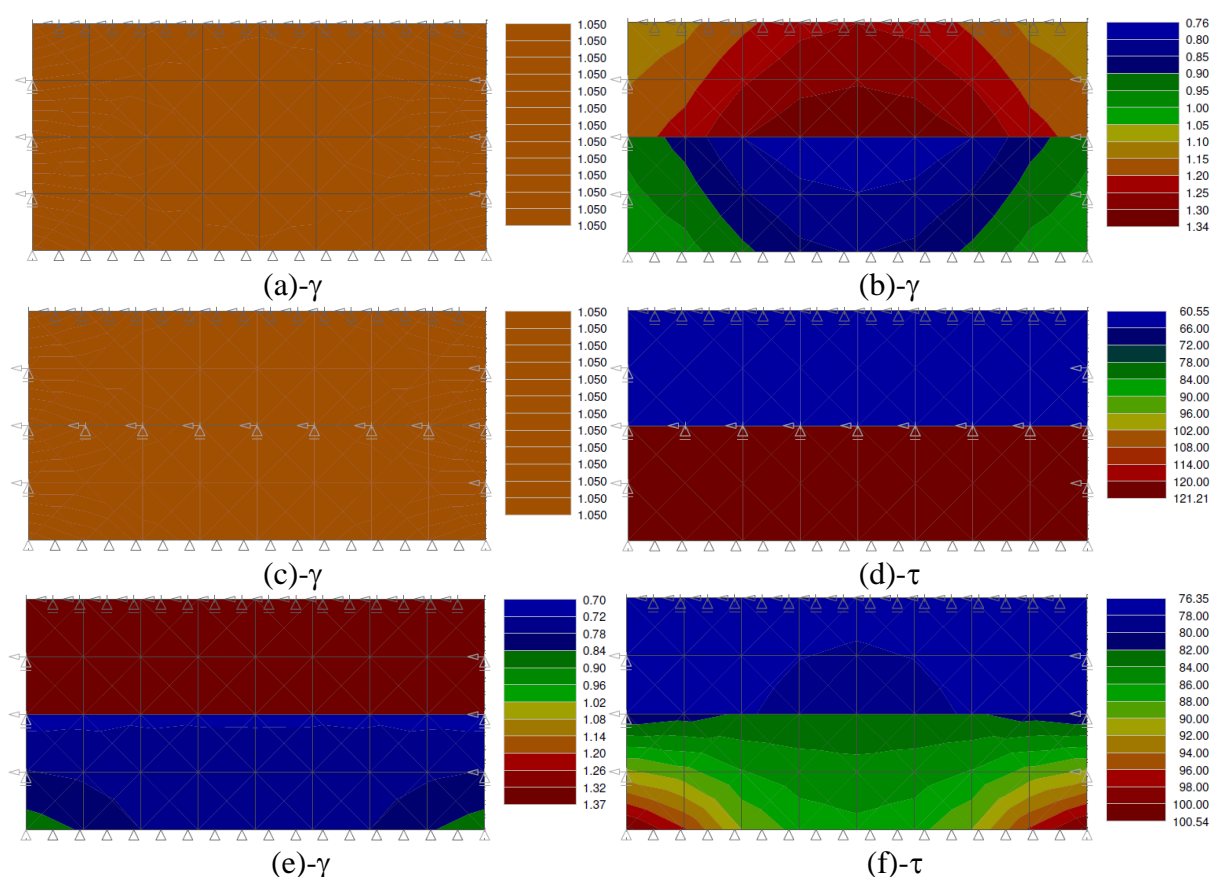
Fig. 8 Layered mass, different values $\bar{\gamma}$ at layers 1 and 2 and corresponding movements at vertical boundaries

Výsledky variant modelů 1-4 jsou graficky znázorněny na obr. 9. V případě předepsání jedné hodnoty smykového přetvoření po celé výšce modelu splňujeme předpoklad konstantního přetvoření pouze v první (homogenní) variantě. Řešením druhé varianty je nehomogenní přetvoření. Ve třetí variantě naopak dostáváme skok v napětí, obr. 9(d), který je pro model nepřislušný. Reálné řešení, viz obrázky 9(e) a 9(f), tak dostáváme pouze pro čtvrtou variantu.

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 G_R^{hom} jako vážený průměr poddajností. Pro zajímavost je uvedeno porovnání Voigtova, viz rovnice (11), a Reussova odhadu efektivního modulu

$$G_V^{hom} = \frac{15}{30} 5,77 + \frac{15}{30} 11,54 = 8,6 \text{ MPa} \quad (12)$$

$$G_R^{hom} = \left(\frac{15}{30} \frac{1}{5,77} + \frac{15}{30} \frac{1}{11,54} \right)^{-1} = 7,7 \text{ MPa} \quad (13)$$



Obr. 9 Porovnání smykového přetvoření v [%] a smykového napětí v [kPa] v jednotlivých variantách: a) smykové přetvoření varianta 1, b) smykové přetvoření varianta 2, c) smykové přetvoření varianta 3, d) smykové napětí varianta 3, e) smykové přetvoření varianta 4, f) smykové napětí varianta 4

Fig. 9 Comparison of shear strain [%] and shear stress [kPa] in individual variants: a) shear strain at variant 1, b) shear strain at variant 2, c) shear strain at variant 3, d) shear stress at variant 3, e) shear strain at variant 4, f) shear stress at variant 4

Je zřejmé, že hodnoty získané z těchto dvou metod se v našem případě 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

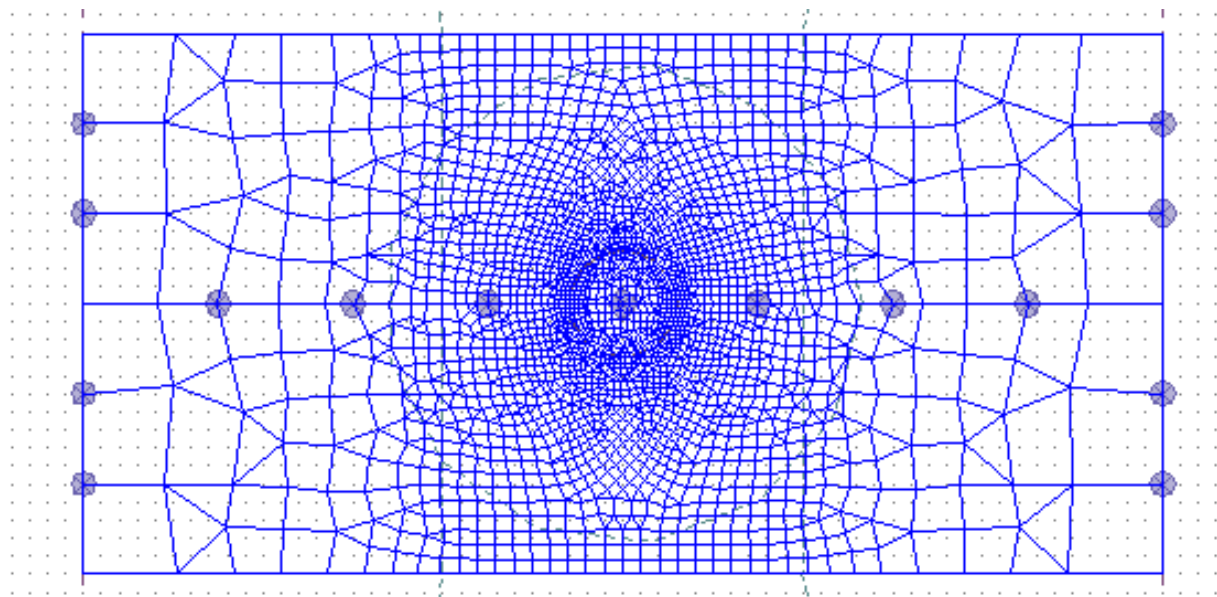
získaných z průběhu rychlostí, předpokládanému poměru ne zcela odpovídají, ale jsou si velmi blízké

$$\frac{\bar{\gamma}_1}{\bar{\gamma}_2} = \frac{0,0131}{0,0079} = 1,67 \approx \frac{G_2}{G_1} = \frac{11,44}{5,77} = 2 \quad (14)$$

Nehomogenitu smykového přetvoření a nespojitost smykových napětí na rozhraní mezi vrstvami tak lze přisoudit relativně hrubé síti konečných prvků. Dostatečným zjemněním sítě by tak bylo možné příslušné artefakty eliminovat.

3.2 Porovnání výsledků MKP analýzy s analytickým výpočtem

V této kapitole se zaměříme na posouzení účinků seismického zatížení na tunelový výrub zajištěný primárním ostěním. Výsledky výpočtu MKP budou porovnány s výsledky analytického výpočtu podle [4]. Sledovanými veličinami jsou deformace a vnitřní síly v tunelovém ostění. Geometrie modelu a síť konečných prvků je patrná z obr. (10). 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 γ_{mean} určenou 1D free-field analýzou s využitím rovnice (11).



Obr. 10 Síť konečných prvků
Fig. 10 Finite element mesh

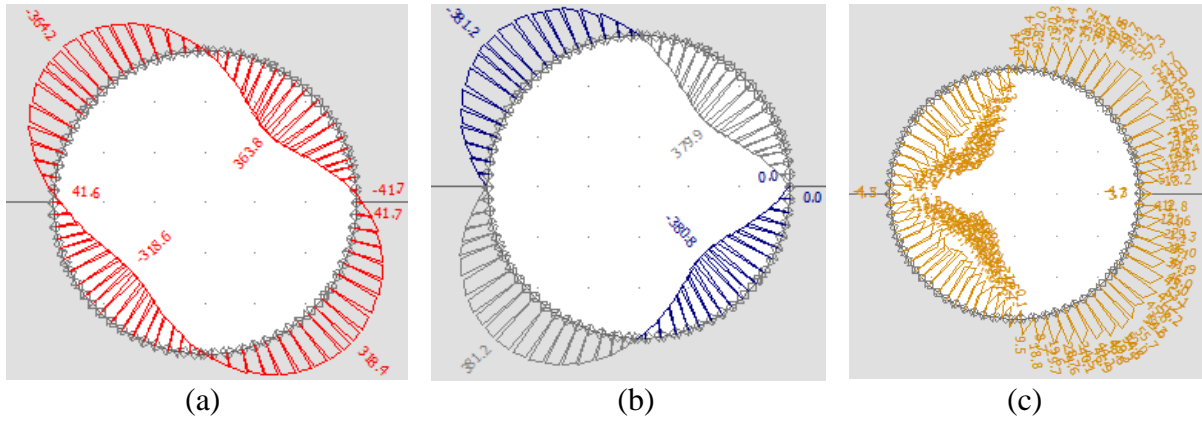
Parametry podloží (index m) a ostění výrubu (index l) uvádí tabulka 2, kde d, h, I vyjadřují průměr výrubu a tloušťku a moment setrvačnosti průřezu ostění.

Pro porovnání s analytickou metodou, viz podkapitola 3.2.2, nás budou zajímat hodnoty deformace Δd_{lin} , která vyjadřuje změnu průměru kruhového ostění (protažení) v důsledku jeho deformace do eliptického tvaru a dále Δd_{ff} , která odpovídá free field podmínkám, tedy zoválnění kruhu v místě ostění bez výrubu, viz obr. 12(a). Pro daný případ dostáváme $\Delta d_{lin} = 31,0$ mm a $\Delta d_{ff} = 31,3$ mm.

Tab. 2 Vstupní parametry výpočetního modelu
 Tab. 2 Input parameters of the numerical model

Zatížení	$\gamma_{mean} = 0,0105$ [-]
Zemina	$G_m = G^{hom} = 8,65$ [MPa] $\nu_m = 0,3$ [-] $\rho_m = 2000$ [kg/m ³]
Ostění	$E_l = 30$ [GPa] $\nu_l = 0,3$ [-] $G_l = 12,5$ [GPa] $d = 6$ [m] $h = 0,3$ [m] $I = 0,00225$ [m ⁴]

Pro ilustraci také uvádíme na obr. 11 výsledné průběhy vnitřních sil a normálového kontaktního napětí mezi zeminou a ostěním.



Obr. 11 a) Moment, b) Normálová síla, c) Normálové kontaktní napětí
 Fig. 11 a) Moment b) Normal force c) Normal contact stress

3.2.1 Analytická metoda

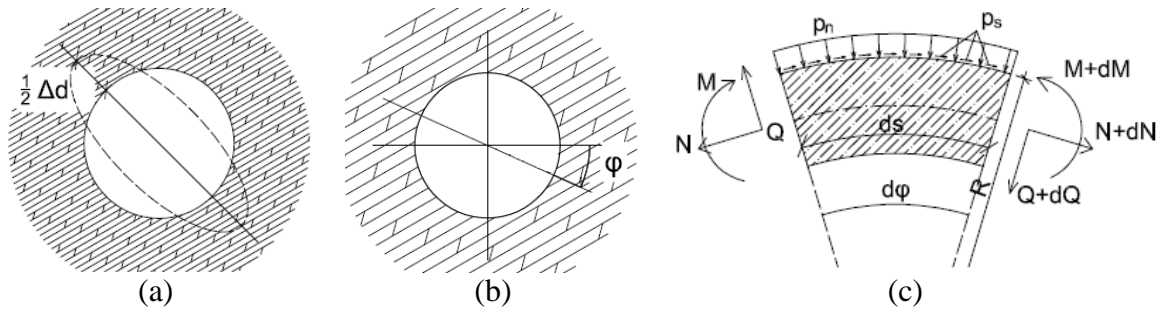
V případě kruhového výrubu v homogenním prostředí lze pro výpočet vnitřních sil v ostěni využít analytická řešení, popsaná v [4]. Základním stavebním kamenem je předpoklad transformace kruhu na elipsu v důsledku předepsaného zkosení γ_{mean} . Pro parametry Δd_{ff} , Δd_{lin} pak dostáváme

$$\Delta d_{ff} = \gamma_{mean} \frac{d}{2}, \quad \Delta d_{lin} = R^n \Delta d_{ff}, \quad R^n = \frac{4(1-\nu_m)}{\alpha^{n+1}}, \quad \alpha^n = \frac{12E_l(5-6\nu_m)}{d^3 G_m(1-\nu_l^2)} \quad (15)$$

Materiálové a geometrické parametry ve výrazech R^n a α^n v rovnici (15) jsou uvedeny v tabulce 2.

Je zřejmé, že parametry R^n a α^n zohledňují tuhost systému podloží-ostění. Vyjádříme-li křivost eliptického výrubu v závislosti Δd_{lin} , lze pak moment přenášený ostěním zapsat v závislosti na polární souřadnici φ , viz obr. 12(b), ve tvaru

$$M(\varphi) = \frac{6E_l I \Delta d_{lin}}{d^2(1-\nu_l^2)} \cos\left(2\left(\varphi + \frac{\pi}{4}\right)\right) \quad (16)$$



Obr. 12 a) Parametr Δd (Δd_{ff} , Δd_{lin}), b) Orientace polární souřadnice φ , c) Vnitřní síly a kontaktní napětí na diferenciálním elementu

Fig. 12 a) Parameter Δd (Δd_{ff} , Δd_{lin}), b) Orientation of polar coordinates φ , c) Internal forces and contact stress on the differential element

S přihlédnutím k obr. 12(c) lze normálovou sílu na zakřiveném elementu vyjádřit ve tvaru

$$N(\varphi) = -\frac{1}{R} \frac{dM^2}{d\varphi} + p_n R \quad (17)$$

kde R je poloměr kruhového výrubu. Po dosazení z rovnice (11) do rovnice (12)

$$N(\varphi) = -\frac{48E_l l \Delta d_{lin}}{d^3(1-\nu_l^2)} \cos\left(2\left(\varphi + \frac{\pi}{4}\right)\right) + R p_n \quad (18)$$

Další podrobnosti lze nalézt v [5]. Výraz pro normálovou sílu uvádíme zejména proto, že v případě výpočtu dle [4] nelze zohlednit vliv interakce mezi ostěním a okolní zeminou reprezentovaný kontaktním normálovým napětím p_n , připomeňme obr. 11(c). Význam tohoto členu bude blíže posouzen v následující podkapitole.

3.2.2 Porovnání výpočtů MKP a analytickou metodou

V této podkapitole se zaměříme na porovnání výsledků získaných analyticky, viz podkapitola 3.2.1, a metodou konečných prvků. Pro přehlednost se omezíme pouze na extrémní hodnoty získané pro $\varphi = \frac{\pi}{4}$. Hodnoty vybraných veličin jsou uvedeny v tabulce 3.

Tab. 3 Vstupní parametry výpočetního modelu

Tab. 3 Input parameters of the numerical model

Veličina	MKP	AŘ	Rozdíl v [%]
Δd_{ff} [mm]	31,3	31,5	0,6
Δd_{lin} [mm]	31,0	36,1	14,1
M [kNm/m]	-367,6	-422,8	13,1
V [kN/m]	244,5	281,0	13,0
N [kN/m]	-380,8	-562,0/-390,1*	32,2/2,4*

(*) – Ve výpočtu byl zohledněn vliv kontaktních normálových napětí

Vzájemně lze posoudit oba přístupy z hlediska absolutní hodnoty procentuálního rozdílu uvedené v posledním sloupci tabulky 3. Je zřejmé, že v případě homogenního prostředí a kruhového výrubu dávají obě metody srovnatelné výsledky. Výjimkou je pouze hodnota normálové síly pro případ, kdy neuvažujeme interakci mezi ostěním a okolní zeminou, tedy účinek kontaktního napětí v rovnici (18). Pokud v rovnici (18) hodnotu kontaktního napětí zohledníme, jsou výsledné hodnoty normálové síly pro obě metody téměř totožné. Pro

zajímavost uvádíme porovnání Δd_{ff} a Δd_{lin} z MKP výpočtu, z kterého lze usoudit, že tuhost zeminy a ostění je v tomto příkladu přibližně stejná.

Z pohledu praktického využití má však 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 na jednoduché geometrické tvary průřezů, je možnost analyzovat libovolné tvary ostění a zohlednit potenciálně nelineární odezvu podloží. Další nespornou výhodou je zohlednění vzájemné interakce mezi zeminou a ostěním, jejíž zanedbání v případě analytické metody může vést k výraznému nadhodnocení tlakové normálové síly a následně pak k nižšímu stupni vyztužení průřezu na účinky ohybového momentu.

4 Závěr

Príspevek byl zaměřen na posouzení účinků zemětřesení na tunelové ostění kombinací plně dynamické free-field analýzy a pseudostatického výpočtu MKP. Tento přístup umožňuje stanovit free-field zkosení pro reálné či normově generované akcelerogramy v závislosti na „skutečných“ materiálových parametrech potenciálně vrstevnatého prostředí. Předepsáním příslušné hodnoty zkosení dané vrstvě navíc umožňuje zajistit, na rozdíl od analytické metody, free-field podmínky i v případě statické 2D analýzy, připomeňme obr. 9(e). Důležitým aspektem MKP v porovnání s analytickou metodou je možnost zohlednění interakce systému podloží ostění.

Poděkování

Príspevek vznikl za podpory programu Centra kompetence Technologické agentury České republiky (TAČR), číslo projektu TE01020168

Literatura

- [1] BITTNAR, Z., ŘEŘIČHA, P. Metoda konečných prvků v dynamice konstrukcí. *Nakladatelství technické literatury*, 1981.
- [2] BITTNAR, Z., ŠEJNOHA, J. Numerical methods in structural engineering. *ASCE Press*, 1996.
- [3] FINE spol. s r.o. Geo 5 - stavební software. [online]: www.fine.cz.
- [4] HASHASH, Y.M.A. Seismic design and analysis of underground structures. *Tunneling and undergrounding Space Technology*, 2001.
- [5] KUČERA, D. Posouzení geotechnické konstrukce na seismické zatížení. *Diplomová práce, ČVUT v Praze, Fakulta stavební*, 2017.
- [6] PENZIEN, J. Seismically induced racking of tunnel linings. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 2000.
- [7] ZIENKIEWICZ, O.C., BICANIC, N., SHEN, F.W. Generalized Smith boundary - a transmitting boundary for dynamic computations. *INNME, Swansea*, 1986.