

1 2016 ročník 16

Vysoká škola báňská -Technická univerzita Ostrava

SBORNÍK

vědeckých prací Vysoké školy báňské -Technické univerzity Ostrava *Řada stavební*

> TRANSACTIONS of the VŠB - Technical University of Ostrava *Civil Engineering Series*

ISSN 1213-1962

AMEIR Omar VYUŽITÍ OPTIMALIZAČNÍHO NÁSTROJE TEORIE OMEZENÍ PŘI PLÁNOVÁNÍ A ŘÍZENÍ VÝSTAVBY
JENDŽELOVSKÝ Norbert, BALÁŽ Ľubomír MODELOVANIE DYNAMICKÉHO ZAŤAŽENIA VALCOVÝCH NÁDRŽÍ13
JUZWA Anna, BZÓWKA Joanna NUMERICAL SIMULATIONS OF SETTLEMENT OF JET GROUTING COLUMNS
KIKAVA Temuri R. THE ANALYSIS OF THE TUNNEL WITH THE MIDDLE SOIL-BASED WALL
KOTRASOVÁ Kamila SEISMIC RESPONSE OF LIQUID STORAGE GROUND SUPPORTED TANKS FOR DIFFERENT SLENDERNESS RATIO
KREJSA Jan, SÝKORA Miroslav UPDATING MATERIAL FACTORS FOR ASSESSMENT OF HISTORIC REINFORCED CONCRETE BRIDGE
LABUDKOVÁ Jana, ČAJKA Radim NUMERICKÁ ANALÝZA INTERAKCE ŽELEZOBETONOVÉHO ZÁKLADU S PODLOŽÍM
LOSABERIDZE Marine, VAZAGASVILI Mamuka, TUTBERIDZE Mikheil DETERMINATION OF THE STRESS FIELD OF THE BRITTLE ROCK CAUSED BY QUASI-STATIC LOAD
ROKITOWSKI Przemysław, GRYGIEREK Marcin INFLUENCE OF HIGH WATER CONTENTS ON PAVEMENT LAYERS STIFFNESS CAUSED BY FLOODING
ŠEDO Ondrej, KNÁPEK Radka BARBARIAN ARCHITECTURE IN MORAVIA DURING THE FIRST CENTURIES AD - BUILDING MATERIALS, CONSTRUCTIONS AND GROUNDPLAN LAYOUT

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava

řada stavební, ročník 16, číslo 1, rok 2016

článek č. 1

Omar Ameir¹

VYUŽITÍ OPTIMALIZAČNÍHO NÁSTROJE TEORIE OMEZENÍ PŘI PLÁNOVÁNÍ A ŘÍZENÍ VÝSTAVBY

UTILISATION OF OPTIMIZATION TOOL OF THEORY OF CONSTRAINTS BY PLANNING AND MANAGEMENT OF CONSTRUCTION

Abstrakt

Příspěvek se zabývá plánováním a řízením výstavby. Konkrétně častým nedokončováním realizace výstavby ve stanoveném termínu v sektoru veřejných stavebních investic. Důvodem, proč byla tato problematika rozpracována, je její aktuálnost.

Výše uvedený problém je v příspěvku řešen pomocí modifikovaného optimalizačního nástroje Teorie omezení. K ověření funkčnosti a aplikovatelnosti optimalizačního nástroje bude použita Metoda kritické cesty. Pro účely hodnocení ekonomických přínosů řešení pro stavební firmu dojde ke stanovení účelové funkce. Poté, na základě ověřovací části příspěvku a použití účelové funkce, může být určena časová a finanční úspora výstavby.

Principy tohoto řešení budou mít přínos pro oblast plánování a řízení stavebního projektu.

Klíčová slova

Plánování a řízení výstavby, řízení stavebního projektu, Teorie omezení, nejužší místo, kritická cesta.

Abstract

The article deals with planning and management of building. Tangibly deals with finalize of realization of building on public sector construction investment in the late deadlines. The reason for this article is the topicality of this issue.

The above mentioned matter is solved in this article by using a modified optimization tool of Theory of Constraints. For verified the functionality and applicability of optimization tool will be used critical path method. To the purpose of assessment the economic benefits of a solution for the construction company will formulate the objective function. Then, based on the verification of the article and the application of the objective function, will establish time and financial saving of building.

The principles of this solution will benefit for the management of the civil engineering contract.

Keywords

Planning and Management of Building, Management of Civil Engineering Contract, Theory of Constraints, Weakest Link, Critical Path.

¹ Ing. Omar Ameir, student kombinované formy doktorského studia oboru Systémové inženýrství a informatika na Ekonomické fakultě, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 986, e-mail: omar.ameir@vsb.cz.

1 ÚVOD

Výchozím bodem tohoto příspěvku je časté nedokončování realizace stavebních projektů veřejného sektoru ve stanovených termínech. Ve veřejném sektoru jsou posuny stanovených termínů dokončení výstavby významným problémem. K těmto posunům termínu dochází i přes skutečnost, že jsou časové rezervy přiřazovány na mnoho míst. Dochází tedy ve velké míře k neefektivní tvorbě časových rezerv a k neefektivnímu přiřazování časových rezerv, tedy k jejich plýtvání. Toto plýtvání je omezením, neboli úzkým místem firem [6].

Důvodů tohoto neefektivního přiřazování časových rezerv je více. Jedná se například o špatnou koordinaci zdrojů, multitasking, Studentský syndrom nebo Parkinsonův zákon.

Odborné publikace [4, 5, 9] i zkušenosti z praxe nabízí pro eliminaci těchto důvodů neefektivního přiřazování časových rezerv různé nástroje a metody. Tato opatření mají často psychologické aspekty, jako správnou motivaci pracovníků, nesdělení skutečné délky rezerv atd. S velice zajímavým opatřením přichází Teorie omezení, dále jen TOC. Jde o princip změny způsobu přiřazování časových plánů projektu, tedy o vyjímání rezerv jednotlivým činnostem a jejich vkládání na konec soustavy činností jako jednoho velkého nárazníku.

Je třeba poznamenat, že jsou v současné praxi nástroje TOC aplikovány především při řízení projektů výrobních firem. Ve firmách stavebních tento přístup není aplikován prakticky vůbec. Tato skutečnost vyplývá z rešerše odborné literatury [1, 2, 3, 6], výsledků průzkumu² [10], který se zabýval systematičností řízení rizik ve středně velkých stavebních firmách v České republice a ze zkušeností stavebních inženýrů.

Z důvodu tohoto malého povědomí o nástroji TOC a aktuálnosti problému se možnost aplikace tohoto nástroje při časovém plánování výstavby jeví jako vhodná.

Otázka tedy zní, je-li nástroj TOC pro řízení časových plánů projektu, při jeho modifikaci pro potřeby plánování a řízení projektu stavebního, aplikovatelný při realizaci výstavby.

Cílem příspěvku je tedy modifikace optimalizačního nástroje TOC pro potřeby plánování a řízení stavebního projektu a následné ověření možnosti jeho aplikace pro zvýšení pravděpodobnosti dokončení stavební zakázky ve stanoveném termínu a dosažení tak časové a finanční úspory výstavby.

Ověřování aplikovatelnosti nástroje bude probíhat pomocí Metody kritické cesty, tedy jedné z metod síťové analýzy.

2 PRINCIP OPTIMALIZAČNÍHO NÁSTROJE TEORIE OMEZENÍ

Princip navrhovaného nástroje pro optimalizaci časových plánů stavebního projektu spočívá ve změnách délek časových plánů činností projektu, tedy stavební zakázky. Konkrétně jde o vyjímání rezerv jednotlivým činnostem projektu a jejich následné vkládání na konec soustavy činností jako jedné velké rezervy neboli jednoho velkého nárazníku. Na základě zjištění z rešerše [1, 2, 3, 6] je doporučený poměr krácení časových plánů jednotlivých činností ke vkládání do nárazníku na závěr soustavy činností takový, při kterém se odebírá každé činnosti polovina jejího časového plánu a na konec soustavy činností se přidává polovina součtu odebraného času. Z toho vyplývá, že úspora je vždy minimálně čtvrtina původního času trvání projektu.

Při projektovém řízení stavebního projektu je proto zapotřebí:

 zjistit hodnotu A, která je rovna součtu všech hodnot, které budou jednotlivým činnostem odebírány, viz rovnice (1);

$$A = OP_1 + OP_2 + OP_3 + \dots + OP_n \Leftrightarrow A = O(P_1 + P_2 + P_3 + \dots + P_n) \Leftrightarrow A = O \cdot Q \quad (1)$$

² Průzkum se v roce 2014 zabýval systematičností řízení rizik ve středně velkých stavebních firmách v České republice. Hodnocení stupně systematičnosti řízení rizik probíhalo na základě několika kritérií. Jedním z nich byla aplikace optimalizačního nástroje TOC. Výsledky průzkumu byly publikovány v článku [10], který byl součástí sborníku konference CER - International Scientific Conference for Ph.D. students of EU countries.

 odečíst každé činnosti 50% časového plánu, tedy odebrat zjištěnou hodnotu A od součtu časových plánů všech činností projektu, viz matematický zápis (2);

$$T_{j}^{(0)} = P_{1} - OP_{1}; P_{2} - OP_{2}; P_{3} - OP_{3}; ...; P_{n} - OP_{n} \Leftrightarrow T_{j}^{(0)} = Q - A$$
(2)

• přičíst hodnotu $\frac{1}{4}$ Q na konec soustavy činností, viz matematický zápis (3).

$$T_{j}^{(1)} = P_{1} - OP_{1}; P_{2} - OP_{2}; P_{3} - OP_{3}; ...; P_{n} - OP_{n} + RQ \iff T_{j}^{(1)} = T_{j}^{(0)} + RQ$$
(3)

kde

 $T_i^{(0)}$ – je nový nejdříve možný termín aktivace koncového uzlu projektu,

- $T_i^{(1)}$ nový nejpozději přípustný termín aktivace koncového uzlu projektu,
- P činnost řetězce s daným časovým plánem,
- P_n činnost řetězce projektového grafu,
- A součet hodnot odebraného času všech činností,
- 0 zlomek, který určuje poměr hodnoty P, který se činnosti P odebírá (na základě doporučení TOC se jedná o hodnotu $\frac{1}{2}$),
- Q součet časových plánů všech činností projektu ($Q = P_1 + P_2 + P_3 + \dots + P_n$),
- R zlomek, který určuje poměr hodnoty Q přiřazené na konec projektu, (na základě doporučení TOC se jedná o hodnotu $\frac{1}{4}$).

V úvodní kapitole příspěvku bylo uvedeno, že je nutné nástroj TOC pro řízení časových plánů projektu modifikovat tak, aby byl aplikovatelný při řízení stavebního projektu. Jeho modifikace spočívá především v těchto třech bodech:

- zjištění dvou forem aplikace optimalizačního nástroje TOC a jejich následné ověření,
- stanovení účelové funkce pro určování ekonomického dopadu nástroje TOC,
- vymezení podmínek jeho aplikace souvisejících s realizací výstavby.

Pro potřeby příspěvku budou popsány pouze první dva z výše uvedených bodů. Při aplikaci optimalizačního nástroje bude ověřována pouze ta forma, která vyjde pro řešení konkrétního příkladu jako vhodná.

3 DVĚ FORMY APLIKACE OPTIMALIZAČNÍHO NÁSTROJE TEORIE OMEZENÍ

V této části příspěvku dojde k vysvětlení dvou navržených forem, neboli způsobů, jak aplikovat nástroj pro optimalizaci časových plánů projektu. Při ověřování funkčnosti modelu totiž došlo ke zjištění, že jej lze skutečně aplikovat dvěma formami. První je založena na principu, kdy jsou časové plány o polovinu sníženy pouze těm činnostem, které jsou součástí kritické cesty projektu. Druhá spočívá v tom, že jsou časové plány o polovinu sníženy všem činnostem projektu.

Rozdílem těchto dvou forem aplikace nástroje pro optimalizaci časových plánů projektu je tedy skutečnost, že první z nich méně zasahuje do zadání projektu, nicméně více zmenšuje hodnoty celkových rezerv činností ležících na nekritické cestě. K tomuto zmenšení dochází vždy, protože na jejich úkor vznikají celkové rezervy u činností ležících na kritické cestě, a tedy k odkritičnění kritické cesty. Důležitým momentem ovšem je, jak moc k tomuto zmenšení hodnot celkových rezerv nekritických činností dojde.

Obecně řečeno, dojde-li k takovému snížení, že se z původně nekritických činností nestávají činnosti kritické, může se považovat tato situace za únosnou, a optimalizační nástroj může být tedy aplikován první formou. Pokud se ovšem hodnoty celkových časových rezerv sníží natolik, že se z nekritických činností stanou činnosti kritické, bude zapotřebí aplikovat nástroj pro optimalizaci časových plánů projektu pomocí druhé formy.

Jestliže je požadován co nejmenší zásah do zadávací tabulky projektu, je třeba poznamenat, že je tato snaha hlavním důvodem, proč vznikla první forma aplikace nástroje. Tím, že odebírá polovinu hodnot časového plánu pouze činnostem ležícím na kritické cestě a ostatním činnostem ne, představuje nutnost menších změn.

Pokud by docházelo k aplikaci optimalizačního nástroje pouze druhou formou, byl by celý postup snadnější, protože by se zamezilo kroku, při kterém se zjišťuje, jestli má první formu aplikace nástroje smysl realizovat. Nicméně by docházelo k větším změnám v zadání projektů pokaždé, i když by to nebylo nezbytně nutné.

To, zdali se při odebrání poloviny hodnot časových plánů pouze u činností ležících na kritické cestě projeví tak, že se celkové rezervy ostatních činností změní na nulové, je dáno mnoha okolnostmi souvisejícími s průběhem činností stavebního projektu. Vysvětlení těchto faktorů a jejich souvislostí nemůže být z kapacitních důvodů předmětem tohoto příspěvku.

Tato situace, tedy zda nekritickým činnostem po odebrání poloviny časových plánů již hrozí zkritičnění, je dána konkrétním momentem, hodnotou, neboli jakýmsi "bodem zvratu". Při aplikaci tohoto optimalizačního nástroje pro efektivní přiřazování časových plánů projektu je proto vždy nutné nalézt hodnotu tohoto "bodu zvratu".

Takto vymezenou hodnotu můžeme interpretovat jako neznámou X, přičemž výpočet hodnoty neznámé X je uveden ve vzorci (4), viz níže.

$$X = C - (A - D) \tag{4}$$

kde:

C – je hodnota nejmenší nenulové celkové rezervy v grafu (klíčová hodnota),

A – hodnota odebraných časových plánů činností kritické cesty (50% původního časového plánu každé činnosti),

D – je hodnota odebraných časových plánů činností, které jsou pro obě cesty, tedy pro kritickou cestu i cestu nekritickou, na níž se vyskytuje nejmenší nenulová celková rezerva, společné.

Jestliže je hodnota neznámé X kladné číslo, znamená to, že je možné aplikovat optimalizační nástroj první formou. Pokud není hodnota neznámé X kladné číslo, neznamená to automaticky, že je optimalizační nástroj nutno aplikovat druhou formou, ale může k této skutečnosti dojít. Takový případ, tedy nekladný výsledek neznámé X, totiž vznikl proto, že nejmenší nenulová celková rezerva nebyla natolik velká, aby zabránila tomu, že cesta, na níž činnosti s touto nejmenší celkovou rezervou leží, neměli hodnotu nejdříve možného termínu konce pozdější, než kritická cesta, jejímž činnostem byla odebrána polovina časových plánů, a byla tím tedy odkritičněna.

Pokud k výše uvedené situaci dojde (neznámá X není kladným číslem), je nutné nalézt hodnotu, která udává, jestli je hodnota nejmenší celkové rezervy natolik malá, že nejdříve možné termíny konců činností, které tuto nejmenší celkovou rezervu mají, jsou větší, než hodnota nejpozději přípustného termínu konce projektu³. Takto definovanou hodnotu interpretujeme jako neznámou Y, přičemž její výpočet je popsán níže ve vzorci (5).

$$Y = X + RQ + B \tag{5}$$

kde:

R – je zlomek, který určuje poměr hodnoty Q přiřazené na konec projektu, přesněji řečeno hodnotu přidanou k času nejpozději přípustného termínu konce projektu jako nárazník (na základě doporučení TOC, ve vztahu ke Q, se jedná o hodnotu $\frac{1}{7}$),

³ Pokud by k této situaci došlo, bylo by skutečně nutné aplikovat optimalizační nástroj druhou formou.

B – hodnota odebraných předchozích společných časových plánů, tedy čas, který byl odebrán, než se kritická cesta a cesta s nejmenší nenulovou hodnotou celkové časové rezervy oddělily.

Matematicky lze tedy postup zjištění, zdali je možné aplikovat optimalizační nástroj první formou, nebo je nutné jej aplikovat formou druhou, popsat takto:

$$\mathbf{X} = \mathbf{C} - (\mathbf{A} - \mathbf{D}) \tag{6}$$

aplikace první formou $\Leftrightarrow X>0$ (7)

$$Y = X + RA + B \iff X \le 0 \tag{8}$$

aplikace první formou
$$\Leftrightarrow$$
 Y>0 (9)

aplikace druhou formou
$$\Leftrightarrow Y \le 0$$
 (10)

Na závěr kapitoly je třeba poznamenat, že veškeré rovnice v ní uvedené jsou původní, tedy vlastní tvorbou autora.

4 STANOVENÍ ÚČELOVÉ FUNKCE

Jádrem účelové funkce, tedy ekonomického zhodnocení přínosů, bude ocenění nákladových faktorů stavebního projektu. Nejprve bude nutné tyto nákladové faktory definovat. Důvodem, proč pro ekonomické zhodnocení nestačí kalkulovat pouze s náklady jednotlivých činností, ale je zapotřebí vyspecifikovat vybrané průřezové nákladové faktory, je samotný princip nástroje pro optimalizaci časových plánů. Ten je totiž schopen zrealizovat časovou úsporu projektu jako celku, tedy ne jednotlivých činností⁴. Přesněji řečeno je založen na zkracování nikoli jednotlivých činností, ale jejich časových plánů. Jestli se daná činnost skutečně zkrátí, není jisté. Činnost být zkrácena aplikací optimalizačního nástroje může, a nemusí. Před samotnou realizací stavebního projektu ale není vždy v silách managementu odhadnout, které činnosti se zkrátí, a které ne. Navíc je důležité poznamenat, že neexistuje přímá úměrnost mezi zkrácením dané činnosti a snížením nákladů na její realizaci. Náklady na realizaci činnosti, jejíž časový průběh se zkrátil, se mohou snížit, zůstať steiné. nebo naopak dokonce zvýšit. Navíc, pokud se skutečně zkrátí, tak pokaždé v jiném poměru. Z těchto výše popsaných důvodů není možné při ekonomickém hodnocení optimalizačního opatření vycházet z nákladových položek vázaných na jednotlivé činnosti stavebního projektu, ale je nutné vyspecifikovat průřezové nákladové faktory, které nebudou spjaty pouze s jednotlivými konkrétními činnostmi.

Při samotné specifikaci stavebních projektových nákladů, které byly při ekonomickém hodnocení přínosů optimalizačního nástroje brány v potaz, bylo třeba respektovat základní podmínku, nebo spíše omezení, kterým byla skutečnost, že směrodatné byly pouze ty náklady, které byly ovlivnitelné posunem času.

Takové omezení pro výběr nákladových faktorů se týká skutečnosti, že některých nákladových položek se změna termínu konce projektu nedotkne, čili jsou vůči této změně rezistentní.

Příkladem může být množství cementu potřebného pro výstavbu budovy. Jestli bude samotná výstavba trvat 100 dní, nebo pouze 85 dní, bude jej na vytvoření základů a betonové obalové konstrukce budovy zapotřebí stejné množství. Takovéto nákladové položky nemůžou být při hodnocení ekonomických přínosů nástroje brány v potaz.

Nákladové faktory stavebních faktorů lze rozdělit následovně [8]:

• projektové náklady řádné (přímé a nepřímé),

⁴ Celý koncept nástroje pro optimalizaci časových plánů projektu je založen na myšlence, že původní rozdělení časových rezerv činnostem není odpovídající a především, že v případě, že je rezerva vyšší, než je potřeba, stejně ji pracovníci využijí bezezbytku. Využitý čas těchto nadbytečných rezerv tvoří časovou úsporu projektu. Proto platí, že časové průběhy těch činností, které měly časové rezervy menší, než bylo zapotřebí, se reálně nezkrátí. Časové průběhy těch činností, jejichž původní hodnoty časových rezerv byly větší, než bylo potřeba, se zkrátit budou muset.

• projektové náklady mimořádné neboli claimové náklady (dodatečně požadované platby za posunutí termínu konce projektu).

Pro potřeby vymezení nákladových faktorů ovlivnitelných nástrojem pro optimalizaci časových plánů projektu jsou důležité především řádné projektové náklady přímé. Nepřímé náklady nejsou ze své podstaty, kdy se jedná o společné náklady všech projektů jedné organizace, a nelze je tedy přiřadit jednomu konkrétnímu projektu, pro potřeby ekonomického zhodnocení přínosů optimalizačního nástroje směrodatné. Mimořádné, někdy se taktéž užívá termín claimové, náklady jsou naopak s optimalizačním nástrojem spjaty výrazně, protože se jedná o náklady, které jsou po organizaci požadovány za dodatečně odvedenou práci, která nebyla v původní smlouvě dohodnuta, respektive za dodatečnou práci způsobenou prodloužením doby realizace projektu.

Na základě rešerše [7, 8] s přihlédnutím k výše uvedeným omezujícím podmínkám, může být sestaven seznam nákladových faktorů stavebních projektů ovlivnitelných nástrojem pro optimalizaci časových plánů projektu⁵, které jsou proto vhodné pro ekonomické zhodnocení přínosů tohoto nástroje. Jsou jimi náklady na:

- pracovníky, především osobní náklady (mzdy, zdravotní a sociální zabezpečení),
- cestovné pracovníků (jízdné zůstává stejné⁶, snižují se ale náklady na stravné, ubytování atd.),
- zařízení staveniště,
- pronájem služeb, které jsou potřebné pro celou dobu realizace projektu,
- pronájem hmotného majetku, který je potřebný pro celou dobu realizace projektu,
- pronájem nehmotného majetku, který je potřebný pro celou dobu realizace projektu.

Obecně lze finanční úsporu (FÚ) dosaženou pomocí aplikace nástroje pro optimalizaci časových plánů projektu popsat pomocí vzorce (11):

$$F\dot{U} = U(E - 0.1E)$$
 (11)

kde:

U - je časová úspora (vzhledem k předpokladu úplného vyčerpání nárazníku, bude očekávaná hodnota této úspory 25%, tedy $\frac{1}{4}$), kterou je možno popsat pomocí vzorce (12):

$$U = \frac{\frac{Q - T_j^{(1)}}{Q}}{\frac{Q}{100}}$$
(12)

E - množina nákladových položek, které jsou ovlivnitelné časovým posunem termínu dokončení projektu, a které odpovídají danému projektu.

Od vymezených nákladových faktorů je třeba odečíst nepřímé, režijní náklady, jejichž hodnota bývá v průměru rovna přibližně 10 % [9]. Celou výslednou hodnotu je zapotřebí vynásobit časovou úsporou U, tedy 25% neboli hodnotou 0,25, což je teoreticky stanovená, pesimistická, ale nejvíce pravděpodobná hodnota časové úspory realizace projektu při aplikaci nástroje pro optimalizaci časových plánů projektu.

Výše uvedený matematický zápis finanční úspory představuje účelovou funkci nástroje pro optimalizaci časových plánů projektu.

Na závěr kapitoly je opět vhodné uvést, že veškeré v ní popsané rovnice jsou původní, tedy vlastní tvorbou autora.

⁵ Nákladové faktory ovlivnitelné optimalizačním nástrojem jsou tímto automaticky ovlivnitelné časovým posunem termínu dokončení projektu.

⁶ Případné zkrácení doby realizace projektu neznamená, že by se musel nutně snížit počet služebních a pracovních cest.

5 APLIKACE OPTIMALIZAČNÍHO NÁSTROJE TEORIE OMEZENÍ

Ověření funkčnosti nástroje pro optimalizaci časových plánů projektu bude probíhat pomocí metody síťové analýzy. Konkrétně bude použita metoda CPM, tedy metoda kritické cesty.

5.1 Zadání příkladu

Řešeným stavebním projektem bude výstavba rodinného domu v přibližné ceně 3 500 000 Kč. Projekt je dán zadávací tabulkou, viz níže tabulka 1.

Označení činnosti	Název činnosti	Bezprostřední následovník	Časové nároky (den)
А	Rozhodnutí o výstavbě	B, C, E, F	10
В	Administrativní úkony	D	20
С	Výroba střešní krytiny	L	20
D	Základy	I, N	4
Е	Zajištění vodovodních a energetických inženýrských sítí	М	5
F	Příprava materiálu na obvodové a nosné zdivo	G	30
G	Hydroizolace spodní stavby, zásypy, izolační přizdívka	Н	20
Н	Dokončení spodní stavby	Q	30
Ι	Obvodové a nosné zdivo 1PP	J	70
J	Strop 1PP + věnce	K	40
K	Obvodové a nosné zdivo 1NP	L	20
L	Strop 1NP + věnce (včetně dokončení zastřešení)	Q	30
М	Elektroinstalace a vodoinstalace	Q	30
N	Osazování oken a zárubní + klempířské práce	0	10
0	Vnitřní omítky	Р	10
Р	Vnější omítky	-	5
Q	Úklidové a dokončovací práce	-	10

Tab. 1: Zadávací tabulka řeš	šeného příkladu
------------------------------	-----------------

5.2 Řešení klasickým přístupem

Určení časové náročnosti projektu, tedy zjištění nejdříve možných a nejpozději přípustných termínů projektu, proběhlo na základě dosazení časových nároků, viz tabulka 1, do síťového grafu a následnými výpočty aplikovanými pomocí metody CPM.

Na základě aplikace metody CPM byly tedy určeny nejdříve možné a nejpozději přípustné dílčí termíny výstavby. Ty pro potřeby tohoto příspěvku nejsou důležité, a proto zde nebudou uvedeny. Významný je nejdříve možný termín ukončení celé výstavby, který je roven hodnotě 204 dnů.

5.3 Zjištění formy aplikace optimalizačního nástroje

V této fázi ověřování aplikovatelnosti navrženého optimalizačního nástroje dojde nejprve k aplikaci rovnic (1), (2) a (3). Dle doporučení TOC bude $0 = \frac{1}{2}$ a $R = \frac{1}{4}$. Jak bylo uvedeno v předchozím odstavci, jako nejdříve možný termín ukončení celé výstavby bude do rovnic dosazena hodnota 204.

Hodnota $T_j^{(0)}$, tedy nový nejdříve možný termín konce projektu, je rovna 102 dní. Hodnota $T_i^{(1)}$, tedy nový nejpozději přípustný termín konce projektu, je rovna 153 dní.

Vzhledem ke skutečnosti, že hodnota $T_j^{(0)}$ je menší, než hodnota $T_j^{(1)}$, je evidentní, že druhou formu aplikace optimalizačního nástroje nebude zapotřebí použít, čili že první forma aplikace je realizovatelná.

Pro praktické využití je výpočet hodnot X a Y nepotřebný. Pro vysvětlení principu navrhovaného optimalizačního nástroje a odůvodnění volby první formy jeho aplikace však hodnoty X a Y vypočítány budou.

Než k tomu dojde, bude dobré připomenout si dvě tvrzení, která byla v souvislosti s podmínkami hodnot X a Y vyřčena. Jsou jimi vztahy (7) a (9).

Vzhledem ke skutečnosti, že v ověřovacím stavebním projektu vyšla podmínka $T_j^{(1)} > T_j^{(0)}$ je evidentní, že může být optimalizační nástroj aplikován první formou. Z výše uvedených podmínek tedy vyplývá, že hodnoty neznámých X i Y musí vyjít >0. Při výpočtu hodnot X a Y, bude postupováno tak, jak bylo uvedeno v kapitole 3. Prvním krokem je tedy určení neznámé X, která se vypočítá dle rovnice (6),

kde:

C – nejmenší nenulová hodnota celkové rezervy v grafu, je rovna 104;

A – hodnota odebraných časových plánů činností kritické cesty, je rovna 102 (stejně jako $T_j^{(0)}$, což je potvrzení principu uvedeného v kapitole 3);

D – hodnota odebraných časových plánů činností, které jsou pro obě cesty, tedy pro kritickou cestu i pro cestu nekritickou s nejmenší nenulovou celkovou rezervou, společné, je rovna 10. Po dosazení do rovnice (6):

$$X = 104 - (102 - 10)$$
$$X = 104 - 92$$
$$X = 12 \text{ dn}$$

Protože je X>0, nemusí dojít na druhou formu aplikace optimalizačního nástroje.

Pro další ověřovací záměry bude ovšem vypočítána i hodnota Y. Použit bude dříve uvedený vzorec pro výpočet této neznámé, viz (5). B, tedy hodnota odebraných předchozích společných časových plánů, tedy odebraný čas, než se kritická cesta a cesta s nejmenší nenulovou celkovou časovou rezervou oddělily, je rovno 5 (odebraná hodnota činnosti A). Po dosazení do výše uvedeného vzorec (5):

 $Y = 12 + \frac{1}{2} 102 + 5$ Y = 12 + 51 + 5Y = 68 dni (Y>0)

Dochází tedy k potvrzení všech výše vyřčených tvrzení.

5.4 Realizace pomocí zjištěné formy aplikace optimalizačního nástroje

Na základě skutečnosti, že jsou hodnoty X i Y kladné je možné stanovit, že bude řešení probíhat na základě první formy. Časové plány budou tedy o polovinu sníženy pouze těm činnostem, které jsou součástí kritické cesty projektu. Připomenutí dvou nejdůležitějších výsledků:

- hodnota $T_i^{(0)}$: 102 dní;
- hodnota T_i⁽¹⁾: 153 dní.

5.5 Kalkulace ekonomických přínosů

Zjištění finanční úspory má pouze předběžný charakter, protože se jedná o hodnocení před zahájením realizace projektu.

Pro určení hodnoty proměnné E je zapotřebí vybrané nákladové faktory přibližně ocenit. Toto ocenění je vidět níže, viz tabulka 2.

Tab. 2: Oceněné nákladové faktory, které jsou ovlivnitelné časovým posunem

Název nákladového faktoru	Přibližná hodnota nákladového faktoru (v tis. Kč)
Pracovní síla	900
Zařízení staveniště	200
Pronájem hmotného majetku	400
Pronájem nehmotného majetku	100
Celkem	1 600

Po dosazení do výše uvedeného vzorce (11) pro výpočet finanční úspory (FÚ) dosažené pomocí aplikace nástroje pro optimalizaci časových plánů projektu dostaneme následující rovnici:

$$F\acute{U} = \frac{1}{4} (1\ 600\ 000\ -160\ 000)$$
$$F\acute{U} = 360\ 000\ Kč$$

Pokud by teoreticky nedošlo k vyčerpání ani jednoho dne z nárazníku, mohla by být časová úspora 50%. Potom by rovnice (11) vypadala následovně:

$$F\dot{U} = \frac{1}{2} (E - 0.1E)$$
$$F\dot{U} = \frac{1}{2} (1 \ 600 \ 000 \ -160 \ 000)$$
$$F\dot{U} = 720 \ 000 \ K\check{c}$$

Nicméně je úspora 50%, tedy situace, že by nebyl vyčerpán ani jeden den z nárazníku, velmi málo pravděpodobná. Lze proto na základě subjektivní pravděpodobnosti konstatovat, že je aplikací nástroje pro optimalizaci časových plánů projektu dosaženo finanční úspory v přibližné hodnotě 360 000 Kč.

Pro ilustraci bude přibližná finanční úspora srovnána s přibližnou hodnotou celé výstavby rodinného domu. Pro stanovení hodnoty celé výstavby bude zapotřebí ocenit všechny činnosti, které byly definovány v zadávací tabulce projektu. Toto ocenění je zobrazeno níže, viz tabulka 3.

Označení činnosti	Název činnosti	Přibližná cena (tis. Kč) ⁷
А	Rozhodnutí o výstavbě	100
В	Administrativní úkony	40
С	Výroba střešní krytiny	120
D	Základy	750
Е	Zajištění vodovodních a energetických inženýrských sítí	70
F	Příprava materiálu na obvodové a nosné zdivo	40
G	Hydroizolace spodní stavby, zásypy, izolační přizdívka	80
Н	Dokončení spodní stavby	40
Ι	Obvodové a nosné zdivo 1PP	630
J	Strop 1PP + věnce	270
K	Obvodové a nosné zdivo 1NP	650
L	Strop 1NP + věnce (včetně dokončení zastřešení)	380
М	Elektroinstalace a vodoinstalace	90
Ν	Osazování oken a zárubní + klempířské práce	110
0	Vnitřní omítky	40
Р	Vnější omítky	70
Q	Úklidové a dokončovací práce	30
	Přibližná celková cena	3510

Tab. 3: Oceněné činnosti řešeného stavebního projektu

Přibližná hodnota celé výstavby rodinného domu je 3 510 000 Kč. Finanční úspora, která byla aplikací navrhovaného nástroje pro optimalizaci časových plánů projektu dosažena, tedy 360 000 Kč, je proto rovna cca 10,26% celkové hodnoty výstavby.

6 SROVNÁNÍ VÝSLEDKŮ

Přehledné srovnání výsledků na základě exaktně hodnotitelných kritérií je uvedeno níže, viz tabulka 4.

Řešení	Nejdříve možné a nejpozději přípustné ukončení projektu [dpv]	Úspora časová [%]	Finanční náklady [tis. Kčl	Úspora finanční [tis.	
Klasické	204; 204	0	3 510	0	
Alternativní	102; 153	25 - 50	3 150 - 2 790	360 - 720	

Tab. 4: Srovnání výsledků klasického a alternativního řešení

⁷ Cenový odhad každé položky zahrnuje jednak cenu jejího materiálu, jednak náklady vynaložené na její realizaci.

Jak již bylo naznačeno, každá časová úspora může být aplikací optimalizačního nástroje dosažena s jinou pravděpodobností. Pro ilustraci pravděpodobnosti jednotlivým úsporám přiřazeny byly. Proces přiřazování pravděpodobností byl realizován pomocí jedné z metod skupinového rozhodování spadající do kategorie expertních odhadů. Konkrétně šlo o metodu Delphi⁸.

Níže je uveden graf, který zobrazuje rozdělení pravděpodobnosti výsledků vzešlých z alternativního řešení, viz obrázek 1.



Obr. 1: Rozdělení pravděpodobnosti výsledků vzešlých z alternativního řešení

Na obrázku 1 je vidět, že rozdělení pravděpodobnosti výsledků vzešlých z alternativního řešení má tvar exponenciálního rozdělení. Toto rozdělení pravděpodobnosti odpovídá hodnotám, které vzešly z expertního odhadování. Jedná se o hodnoty pravděpodobností přiřazené jednotlivým úsporám dosaženým pomocí alternativního řešení, viz tabulka 5.

Dosažená časová úspora [%]	Dosažená finanční úspora [tis. Kč]	Přiřazená pravděpodobnost realizace
25	360	0,76
37,5	540	0,21
50	720	0,03

Tab. 5: Pravděpodobnosti přiřazené jednotlivým úsporám dosaženým alternativním řešením

Je zapotřebí poznamenat, že hodnota finanční úspory odpovídající střední variantě úspory časové, tedy 37,5 %, byla dosažena opět dosazením do rovnice (11).

Z výsledků vyplývá, že je výsledná finanční úspora závislá na předpokládané úspoře časové. Hodnota časové úspory U, tedy koeficient, na kterém je hodnota finanční úspory závislá, se bude vždy pohybovat v intervalu [R, O]. Při standartním zvolení hodnot O a R, dle doporučení TOC, se jedná o interval $[\frac{1}{4}, \frac{1}{2}]$. Vzhledem k pravděpodobnosti časového průběhu realizace stavebního projektu lze očekávat, že bude hodnota úspory U vždy směřovat k hodnotě $\frac{1}{4}$.

⁸ Z kapacitního důvodu článku nemůže být proces přiřazování pravděpodobností jednotlivým úsporám, který byl realizován expertními odhady, popsán podrobněji.

7 ZÁVĚR

Cílem příspěvku bylo ověření možnosti aplikace modifikovaného optimalizačního nástroje TOC pro zvýšení pravděpodobnosti dokončení stavební zakázky ve stanoveném termínu a dosažení tak časové a finanční úspory výstavby. Hlavní výsledky a výstupy, které jsou v příspěvku uvedeny, korespondují se stanoveným cílem. Základním výstupem a přínosem příspěvku je tedy modifikace optimalizačního nástroje TOC pro potřeby plánování a řízení stavebního projektu a následné ověření jeho aplikovatelnosti. Byly stanoveny tři základní body modifikace nástroje. Jsou jimi:

- zjištění a popsání dvou forem aplikace nástroje,
- stanovení účelové funkce pro určování ekonomického dopadu nástroje,
- vymezení podmínek jeho aplikace souvisejících s realizací výstavby.

V příspěvku byly posléze první dva body rozpracovány. Byly tedy popsány dvě objevené formy aplikace nástroje a stanovena účelová funkce. Nově uvedené souvislosti byly ověřeny při aplikaci optimalizačního nástroje TOC na konkrétním příkladu.

Význam příspěvku v kontextu budoucího vývoje spočívá především ve vytvoření výchozí pozice pro další zkoumání aplikovatelnosti nástroje TOC pro optimalizaci časových plánů při řízení stavebního projektu, a jeho následné ověřování v praxi.

LITERATURA

- [1] ASHLAG, Y. TOC Thinking: Removing Constraints for Business Growth. 1st ed. United States of America : North River Press Publishing Corporation, 2014. 118 pp. ISBN 978-0-88427-270-0.
- [2] BASL, J. & MAJER P. & ŠMÍRA M. Teorie omezení v podnikové praxi: Zvyšování výkonnosti podniku nástroji TOC. 1st ed. Praha: Grada Publishing, 2003. 216 pp. ISBN 80-247-0613-X.
- [3] COX, J. F. & SPENCER M. S. *The Constraints Management Handbook*. 1st ed. Boca Raton: St. Lucie Press, 2000. 318 pp. ISBN 1-57444-060-8.
- [4] CROUCHY, M. & GALAI D. & MARK R. *The Essential of Risk Management*. 1st ed. United States of America: McGraw-Hill Education, 2014. 618 pp. ISBN 978-0-07-182115-5.
- [5] FIALA, P. *Řízení projektů*. 3rd ed. Praha : Oeconomia, 2014. 186 pp. ISBN 978-80-245-2061 2.
- [6] GOLDRATT, E. M. Kritický řetěz. 1st ed. Praha: InterQuality, 1999. 199 pp. ISBN 80-902770-0-4.
- [7] MENCL, V. & NOVÁK J. *Řízení jakosti ve stavebnictví*. 1st ed. Praha: ŠEL, 2002. 156 pp. ISBN 80-86426-12-2.
- [8] OLERÍNY, M. *Řízení Stavebních projektů. Claimový management.* 1st ed. Praha: C. H. Beck, 2005. 204 pp. ISBN 80-7179-888-6.
- [9] PRITCHARD, C. L. *Risk Management: Concepts and Guidance*. 5th ed. United States of America: CRC Press, 2014. 474 pp. ISBN 978-14-8225-845-5.
- [10] AMEIR, O. Systemic way of risk management in construction companies in the Czech Republic. In CER - International Scientific Conference for Ph.D. students of EU countries. London: CER Comparative European Research, 2014, pp. 68-71. ISBN 978-0-9928772-0-0.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava

řada stavební, ročník 16, číslo 1, rok 2016

článek č. 2

Norbert JENDŽELOVSKÝ¹, Ľubomír BALÁŽ²

MODELOVANIE DYNAMICKÉHO ZAŤAŽENIA VALCOVÝCH NÁDRŽÍ

MODELING OF THE DYNAMIC LOAD OF CYLINDRICAL TANKS

Abstrakt

Tento príspevok sa zaoberá výpočtom vnútorných síl a deformácií valcovej nádrže od účinkov dynamického namáhania, ktoré je reprezentované seizmickým zaťažením. Zaťaženie bolo modelované dvomi metódami a to pomocou spektra odozvy - model M1 a v druhom prípade podľa normy STN EN 1998-4 -model M2.

Kľúčové slová

valcová nádrž, seizmické zaťaženie, metóda konečných prvkov, vnútorné sily, deformácie

Abstract

In this paper two types of calculating methods of internal forces and deformations of cylindrical tank due to seismic load are presented. The loading was modelled by two different methods: either by means the seismic response spectrum (Model M1), or according to the standard STN EN 1998-4 (Model M2).

Keywords

Cylindrical tank, seismic load, finite element method, internal forces, deformation.

1 SEIZMICKÉ ZAŤAŽENIE

Seizmické účinky na stavebné konštrukcie sú vyvolané kmitaním podložia a tým aj základov danej konštrukcie. Dynamickým zaťažením, resp. seizmickým zaťažením kruhových nádrží sa zaoberajú vo svojich prácach viacerí autori: [1, 3, 4, 6, 7].

2 ZÁKLADNÉ A NÁVRHOVÉ SEIZMICKÉ ZRÝCHLENIE

Jednou z prvoradých charakteristík, ktorou je definované seizmické zaťaženie je hodnota tzv. základného seizmického zrýchlenia a_{gR} , čo je zrýchlenie na povrchu skalného podložia, ktoré zodpovedá zemetraseniu s periódou návratnosti 475 rokov so súčiniteľom dôležitosti objektu $\gamma = 1,0$. Základné seizmické zrýchlenie je určené pre konštrukcie s priemernou dobou životnosti 50 rokov.

¹ Prof. Ing. Norbert Jendželovský, PhD., Slovenská technická univerzita, Stavebná fakulta, Katedra stavebnej mechaniky, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, Slovenská republika, e-mail: norbert.jendzelovsky@stuba.sk

² Ing. Ľubomír Baláž, Slovenská technická univerzita, Stavebná fakulta, Katedra stavebnej mechaniky, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, Slovenská republika, e-mail: lubomir.balaz@stuba.sk.

Pravdepodobnosť jeho prekročenia za 50 rokov je 10%. Toto seizmické zrýchlenie je dané v mape oblastí seizmického rizika pre územie Slovenska, ktorá je uvedená v národnej prílohe seizmickej normy [10]. Hodnoty zrýchlenia pre územie Slovenska sú dane pre 4 územné oblasti hodnotami 0.40, 0.65, 0.80, 1.10 ms⁻².

V práci prezentujeme valcovú nádrž, ktorej náplňou bola voda s mernou tiažou $\gamma = 10$ kNm⁻³. Podobne sme analyzovali aj valcové nádrže na výrobu bioplynu, kde sa biomasa uvažovala s mernou tiažou $\gamma = 8.5$ až 9.0 kNm⁻³.

Tú istú nádrž sme analyzovali v dvoch výpočtových modeloch. Tieto dva modely sa odlišovali spôsobom zaťaženia pri seizmickom výpočte. Prvý model (M1) mal hmotu náplne rovnomerne rozdelenú do hmotných bodov konštrukcie. Celková hmota náplne bola rozdelená rovnomerne do 264 bodov na stene nádrže. Druhý model (M2) riešil úlohu pomocou kvázi statického zaťaženia. Zaťažovacie obrazce hydrodynamických tlakov boli vypočítané na základe vzťahov uvedených v norme [11]. Boli použité vzťahy pre impulznú časť kmitajúcej hmoty.

Samotná konštrukcia valcovej nádrže bola pre oba modely zhodná. Konštrukcia bola modelovaná pomocou metódy konečných prvkov. Spodná kruhová doska nádrže bola riešená ako 24 uholník. Typ konečného prvku bol taký istý ako pre steny nádrže. Konečný prvok pre valcové steny nádrže bol štvoruzlový škrupinový prvok so šiestimi stupňami voľnosti v jednotlivých uzloch.

3 VÝPOČTOVÝ MODEL VALCOVEJ NÁDRŽE

Ako podklad pre výpočtový model bola použitá reálna valcová nádrž s vnútorným priemerom 8,23m. Hrúbka steny je konštantná po výške t= 400 mm. Celková výška steny 6,0 m. Kruhové dno nádrže s konštantnou hrúbkou h = 400 mm (obr. 2). Materiál nádrže bol uvažovaný betón C25/30, čomu odpovedali materiálové vlastnosti betónu zadané do výpočtového modelu. Okrajové podmienky uloženia dna nádrže boli dvojaké: pevné podopretie alebo pružné podopretie - modelované Winklerovskými pružinami. V príspevku sú uvedené výsledky pre pevné podopretie dna nádrže. Výpočtový model konštrukcie bol urobený pomocou MKP vo výpočtovom prostredí Ansys.



Obr.1: Model valcovej nádrže

3.1 Model M1

V tomto modeli išlo o hmotu náplne rozdelenú do steny nádrže. Postupovali sme klasickou metódou. Najprv modálna analýza, kde bola použitá Lanczos-ova metóda na výpočet vlastných tvarov a vlastných frekvencií. Následne bola použitá spektrálna analýza.

V spektrálnej analýze bola valcová nádrž zaťažená pomocou spektra odozvy (obr.2). Metóda seizmického výpočtu zo spektra odozvy je jedna z možných metód výpočtu.

Spektrum použité vo výpočte je definované pre návrhové zrýchlenie $a_g = 1,0 \text{ m/s}^2$ a kategóriu podložia B. Podrobný popis zadefinovania spektra odozvy je uvedený v literatúre [10].



Obr.2: Použité návrhové spektrum odozvy

3.2 Model M2

Pohyb kvapalnej náplne v tuhom valci možno vyjadriť ako súčet dvoch oddelených príspevkov – "**tuhého impulzu**" a "**konvekcie**". Pre výpočet kvázi statického zaťaženia od zaťaženia kvapalinou pri určitom zrýchlení sa pre nádrže valcového tvaru používa cylindrický súradnicový systém r, z, θ so začiatkom v strede dna nádrže a vertikálnou osou z. Výška nádrže po voľný povrch kvapaliny je označená ako H, polomer nádrže je R, ρ je objemová hmotnosť kvapaliny a $\xi = r /R$, $\zeta = z /H$ sú bezrozmerné súradnice.

Pre model M2 bolo hydrodynamické zaťaženie vypočítané podľa postupu, ktorý je bližšie uvedený v norme STN EN 1998-4, príloha A – Postupy seizmického výpočtu nádrží [11].

Samotný výpočet bol jednoduchý a rýchly. Išlo o statické riešenie konštrukcie od zaťaženia popíseného vyššie.

3.3 Výsledky výpočtu deformácií a vnútorných síl

Z množstva výsledkov, ktoré sme získali, uvádzeme na nasledujúcich obrázkoch deformácie a napätia, resp. ich prepočet na vnútorné sily. Jednotlivé riešenia pre model M1 a M2 sú vykreslené vedľa seba pre ich vzájomné lepšie porovnanie.

Na obr.3 je porovnaná deformácia konštrukcie. Ide o posunutia v smere osi X. Hodnoty sú 0,02mm pre model M1 a 0,039mm pre model M2. V prípade M2 došlo k väčšiemu pretvoreniu

pôvodného kruhu pri hornom povrchu na užšiu elipsu ako pri modeli M1. Tým aj porovnávané maximálne vodorovné posunutia sú skoro dvojnásobné.



Obr. 3: Deformácia (m) steny valcovej nádrže - model M1 vľavo a model M2 vpravo



Obr. 4: Obvodové ťahy v stene valcovej nádrže - model M1 vľavo a model M2 vpravo

Na obr. 4 sú graficky vyhodnotené obvodové ťahy. V modeli M1 je maximum pri hornom okraji s hodnotou 34,5 kN/bm a v modeli M2 dochádza k maximálnym ťahom v strednej časti s hodnotou 22,8 kN/bm.

Na obr. 5 a 6 sú postupne vykreslené merné ohybové momenty po výške steny nádrže a nasledovne merné priečne sily po výške steny nádrže.

Pri porovnaní výsledkov nám dáva väčšie hodnoty porovnávaných veličín model M2, ktorý je jednoduchší, menej náročný na výpočet a s vyššími hodnotami skúmaných veličín je aj na strane bezpečnej.



Obr. 5: Ohybové momenty (kNm/bm) v stene nádrže – model M1 vľavo a model M2 vpravo



Obr. 6: Priečne sily (kN/bm) v stene nádrže - model M1 vľavo a model M2 vpravo

4 ZÁVER

Pri porovnávaní výsledkov je potrebné si uvedomiť, že skúmané zaťaženie nie je osovo symetrické a preto aj výsledky nie sú osovo symetrické ako pri statickom riešení kruhovej nádrže. Z predložených výsledkov môžeme usúdiť, že minimálne a maximálne hodnoty vnútorných síl a deformácii sú celkom vyrovnané. Model M2 je konzervativnější, preto sú aj hodnoty vnútorných síl väčšie oproti modelu M1.

POĎAKOVANIE

Tento príspevok vznikol za finančnej podpory grantovej agentúry MŠ SR ako projekt VEGA 01/0544/15. Prepojenie vedeckého výskumu a stavebnej praxe umožnila spoločnosť Bioplyn Budča spol. s.r.o., Elektrárenská 1, 831 04 Bratislava. Zodpovedný: Ing. Viliam Bendel, Šípová 3/A, Bratislava, tel.č. +421 903900654, e-mail: bendel@europea.sk_

LITERATÚRA

- BALENDRA, T., ANG, K.K., PARAMASIVAM, P., LEE, S.L.: Seismic design of flexible cylindrical liquid storage tanks. (1982) Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 10 (3), pp. 477-496.
- [2] FUJITA, K., SAITO, A.: Free vibration and seizmic response analysis of a liquid storage thin cylindrical shell with unaxisymmetric atached mass and stiffness. (2003) American Society of Mechanical Engineers, Pressure Vessels and Piping Division (Publication) PVP, 466, pp. 243-252.
- [3] KOTRASOVÁ, K., KORMANÍKOVÁ, E.: *Frequency analysis of fluid in rectangular ground- supported tank*, 12th International Multidisciplinary Scientific GeoConference and EXPO, SGEM 2012; Varna; Bulgaria; Volume 3, 2012, Pages 693-698, 17 June 2012.
- [4] KOTRASOVÁ, K., KORMANÍKOVÁ, E.: Frequency analysis of the base plate on Winkler model subsoil model, Pozemné komunikácie a dráhy 1-2/2010 roč. 6, ISSN 1336-7501. (in Slovak)
- [5] MISTRÍKOVÁ, Z., JENDŽELOVSKÝ, N.: Effect of subsoil models for deformation and tension of the base plate, Civil and Environmental Engineering, 2007, No.2, pp. 139-148, ISSN 1336-5835. (in Slovak)
- [6] MOSLEMI, M., KIANOUSH, M. R.: *Parametric study on dynamic behavior of cylindrical ground-supported tanks* Engineering Structures, Volume 42, September 2012, Pages 214-230.
- [7] MRÓZEK, M., NEVAŘIL, A., ČADA, Z., BRAŤKA, M.: Contemporary approaches to seismic analysis of tank with fluid, In: Engineering mechanics 2009: National conference with international participation. Svratka, ČR, 11.-14.5.2009. Praha, Czech Republic, 2009. pp. 186-187. ISBN 978-80-86246-35-2.
- [8] SALAJKA, V. The response of a liquid reservoir to seismic excitation. In Technické listy 2007. 1. Brno, Czech Republic: 2007. s. 1-2. ISBN: 978-80-01-04176- 5. (in Czech)
- [9] SUMEC, J., JENDŽELOVSKÝ, N.: Seismic analysis of reinforced concrete water tank, In Proceedings of the 4th International Conference on Dynamics of Civil Engineering and Transport structures and Wind Engineering DIN-WIND 2008.
- [10] STN EN 1998 1, *Navrhovanie konštrukcií na seizmickú odolnosť*, časť 1: Všeobecné pravidlá, seizmické zaťaženia a pravidlá pre budovy. Bratislava, SÚTN, 2005.
- [11] STN EN 1998 4, Navrhovanie konštrukcií na seizmickú odolnosť, časť 4: Silá, nádrže a potrubia. Bratislava, SÚTN, 2010.

Civil Engineering Series, Vol. 16, No. 1, 2016

paper #3

Anna JUZWA¹, Joanna BZÓWKA²

NUMERICAL SIMULATIONS OF SETTLEMENT OF JET GROUTING COLUMNS

Abstract

The paper presents the comparison of results of numerical analyses of interaction between group of jet grouting columns and subsoil. The analyses were conducted for single column and groups of three, seven and nine columns. The simulations are based on experimental research in real scale which were carried out by authors. The final goal for the research is an estimation of an influence of interaction between columns working in a group.

Keywords

Geoengineering, foundation columns, jet grouting method, jet grouting columns, numerical analysis in geotechnics

1 RESEARCH CHARACTERISTICS

The jet grouting method is one of the most popular technique for strengthening weak subsoil. Jet grouting columns allow for transferring substantial loads through the strengthened subsoil and reduce the structure's settlement [4]. The performance of jet grouting columns consists of a high-pressure injection of a cement grout stream into the subsoil, which cuts and disintegrates the soil massif, after that mixes with the soil particles and finally after cement binding forms cement-soil solid structure. In real condition columns always strength the subsoil interacting within the group [6], so authors carried out the comparative studies for single jet grouting column and groups of columns.

The wide spectrum of experimental tests and numerical analyses were carried out in order to explain and estimate the real conditions of the interaction between jet grouting columns and subsoil. At the site, the trial load tests - in the real scale - of a single column and group of three jet grouting columns were carried out [2]. All works were conducted by PPI Chrobok S.A. – the leading Geoengineering Company in Poland. The results of the research were also presented at the International Conferences in Ostrava [2, 5]

The main idea of the research is preparation of computational models, built on the base of the in situ load tests, which can be useful for engineering practice. Due to different material's parameters and a large number of variables factors, it was necessary to apply sophisticated numerical methods to describe the interaction between columns and subsoil.

The numerical analyses were carried out with the use of the finite element method (FEM) and ZSoil.PC computational program. For all numerical simulations the elastic–perfectly plastic material model with Coulomb–Mohr boundary condition and non–associated flow rule was used. The three-dimensional numerical model was built to solve the problem. The rectangular block was cut from the

¹ PhD., CEng. Anna Juzwa, PPI CHROBOK S.A., Kowola 11, 43-220 Bojszowy Nowe, Poland, phone: (+48) 32 218 9888, e-mail: anna.juzwa@chrobok.com.pl.

² DSc., PhD., CEng., Associate Prof. Joanna BZÓWKA, The Silesian University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Department of Geotechnics and Roads, Akademicka 5, 44-100 Gliwice, Poland, phone: (+48) 32 237 2873, e-mail: joanna.bzowka@polsl.pl.

half-space of soil massif. It contained cylindrical elements, that reflected jet grouting columns. The boundary conditions were as follows:

- on the side surfaces: support hinged-sliding, allowing vertical displacement,
- on the basis: prop shafts without possibility of movements in all directions.

The applied finite elements were 8-node cuboid elements, each node assumed 3 degrees of freedom - displacement in the x, y and z directions.

The model was divided into three zones which represent: soil massif, columns material and contact layer. A very important issue was the selection of appropriate values of the geometrical and material parameters for zones. The soil parameters were introduced based on the laboratory and *in situ* geological tests (like data from boreholes, CPTU tests etc.). The layers were as follows:

- fine & medium sand $I_D=0.44$,
- clay with organic particles $I_C=0.62$,
- coarse sand $I_D=0.78$.

For the jet grouting material – acc. to [3] – an analogy to the soil – constitutive model was applied. The columns material parameters were determined based on the results of uniaxial and triaxial compressive tests, checked on the samples taken from the core of jet grouting columns. The jet grouting columns have a large non-uniformity shape and variable diameters. The shaft surface of the column can be more or less expanded and can have different shapes. In order to determine the geometry of the column the real diameters were measured at various depths at excavation site.

The contact layer was introduced between columns and soil massif to reflect the interaction with soil around shaft surfaces. This zone – acc. to Bzówka research [1] – was also described by constitutive model, the same as for the subsoil. Parameters selection for the contact zone was part of the model calibration.

The calibration of the numerical model was made based on the results of the load tests. The columns were loaded by applying a vertical surface load to the column caps. Load was applied in steps equal 1/10 of the maximum force, applied to the column during in situ tests. The maximum load was equal to 1800 kN. Columns diameters, thickness of contact layer and material parameters of contact layer were changed during the numerical analyses.

The calibration of the numerical model allowed to construct theoretical curves of relation "load – settlement" which highly correspond to the values obtained during *in situ* load test. The parameters used in these numerical simulations were introduced to further numerical analyses for larger group of jet grouting columns.

2 COMPARISON OF RESULTS OF NUMERICAL ANALYSES

To describe the interaction of jet grouting columns with subsoil the following models were built:

- the single jet grouting column (Fig. 1a) model creates a rectangular block with dimensions of 9.0 x 9.0 x 10.0 m; built with 39 520 finite elements,
- the group of 3 jet grouting columns (Fig. 1b) model creates a rectangular block with dimensions of 11.0 x 10.75 x 10.0 m; built with 55 784 finite elements,
- the group of 7 jet grouting columns (Fig. 1c) model creates a rectangular block with dimensions of 12.0 x 12.0 x 10.0 m; built with 98 040 finite elements,
- the group of 9 jet grouting columns (Fig. 1d) model creates a rectangular block with dimensions of 12.0 x 12.0 x 10.0 m; built with 116 280 finite elements.

The analyzed columns have variable diameters equal to 0.6 m and 0.8 m, length equals to 6.0 m – according to the shape of the real columns formed at the experimental plot. The homogeneous materials of columns and soil layers, are divided by contact zone. The contact layer has thickness

t = 10 cm and the material parameters are constant for the length and equal to 1/3 of the parameters of jet grouting material.

Table 1 contains results of settlements of central columns under some values of vertical loads. The maps of vertical displacements are shown in the Fig. 2, when the values increase, displacements of group of jet grouting columns are higher than displacements for a single column. There are some similarities to piles behaviour.



Fig. 1: The analyzed numerical models of jet grouting columns: a) single column, b) group of 3 columns, c) group of 7 columns, b) group of 9 columns

land on antimer	column's settlement [mm]							
[kN]	single column	column from group of 3	column from group of 7	column from group of 9				
900	5.99	8.79	12.21	13.08				
1 440	13.35	17.47	21.87	23.02				
1 800	18.86	23.67	28.53	29.84				



Fig. 2: The settlements [m] of jet grouting columns under the maximum load equal to 1800 kN acc. to numerical models of: a) single column, b) group of 3 columns, c) group of 7 columns, b) group of 9 columns [5]

The calibration of the numerical model was made based on the comparison between shape of a theoretical curve of relation "load – settlement" and results of the load tests. The parameters of contact layer which best corresponded to real curves were applied to numerical analyses. The comparison of *in situ* and theoretical relations "load – settlement" are shown in the Fig. 3.

The curves of relation "load – settlement" obtained as the results of numerical analyses are shown in the Fig. 4. There are some higher values of displacement for columns which are in the center of a group.

3 SUMMARY

The main idea of the presented part of the research was preparation of computational models which describe an interaction of jet grouting columns with subsoil in real conditions. Presented model will reflect the essence of jet grouting technology, because it is based on *in situ* tests.



Fig. 3: Comparison between real and theoretical curves of relation "load - settlement"



Fig. 4: Comparison of numerical curves of relation "load - settlement" [5]

The presented results show that the highest displacement characterised columns from the centre of group and if the group are larger (more columns in the group) than the values of settlements are increasing. It can be assumed that this phenomenon – similar to co-worked foundations piles - is related to an influence of an interaction between columns and increased settlement of upper layers of subsoil due to greater load values applied to the top of columns.

Authors are going to conduct *in situ* load tests of groups of jet grouting columns with another diameters and spacing between columns and for different subsoil condition. The numerical simulations, carried out in the future, based on the *in situ* results will help to build the model of jet grouting columns interacted with subsoil. The results of such experimental and computational analyses will allow to introduce numerical techniques into engineering practice. The application of the numerical techniques will help to optimize engineering methods for jet grouting columns dimensioning.

LITERATURE

- [1] BZÓWKA J.: "Interaction of jet grouting columns with subsoil". Monograph. Gliwice 2009, Poland (in Polish)
- [2] BZÓWKA J., JUZWA A., ŻYREK T.: "Selected aspects of loading tests of jet grouting columns" in: Proceedings of International Conference "Zpevňování, těsnění a kotvení horninového masivu a stavebních konstrukcí" (Reinforcement, sealing and anchoring of rock massif and building structures), 27÷28.02.2014, Ostrava, Czech Republic.
- [3] CROCE, P, FLORA A. & MODONI G.: "Jet Grouting. Technology, design and control", CRC Press, Boca Raton 2014, USA.
- [4] JUZWA A.: "Analysis of interaction between group of jet grouting columns and subsoil", PhD thesis. Gliwice 2015, Poland (in Polish).
- [5] JUZWA A., BZÓWKA J.: "Numerical analyses of interaction between group of jet grouting columns and subsoil" in: Proceedings of International Conference "Zpevňování, těsnění a kotvení horninového masivu a stavebních konstrukcí" (Reinforcement, sealing and anchoring of rock massif and building structures), 18÷19.02.2015, Ostrava, Czech Republic.
- [6] MODONI G., BZÓWKA J.: "Analysis of foundations reinforced with jet grouting" in: ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 138/ No 12, December 2012, p. 1442÷1454.

Civil Engineering Series, Vol. 16, No. 1, 2016

paper #4

Temuri R. KIKAVA¹

THE ANALYSIS OF THE TUNNEL WITH THE MIDDLE SOIL-BASED WALL

Abstract

The methods for analysis of the ferroconcrete construction for a particular case are proposed in the present work. The underground construction is considered and analyzed as a double-drift frame situated on linearly-deformed basis. The formulas of analysis are given herein.

Keywords

Frame, ground pressure, underground structure, reinforced concrete, linearly-deformed basis.

1 INTRODUCTION

The underground constructions like tunnels are commonly used in construction practice. They may be intended for different types of transport as well as for laying gas, petrol and water pipelines. Many of these constructions serve the purposes of the frame constructions while vary sufficiently in outline and complexity. The purpose of this paper is to consider joint action of the frame's lower girder and the soil basis, the analysis of a beam separately on the basis of the linearly-deformed basis (lower girder) and the frame regardless of this and thereafter the consideration of joint deformation of the lower girder and the frame's upper part.

Let us first consider the transverse section of a double-drift tunnel in the form of a ferroconcrete frame (Figure 1a).

Let us analyze mentioned frame in two versions (Figure 1b). The analysis shall be made per unit of the tunnel's length, i.e. b = 1 m.

The tunnel is affected by equally distributed over ground load and the soil's specific weight from above and by soil's pressure from the side surfaces.

2 THE FIRST VERSION OF THE ANALYSIS

We divide the frame (tunnel) cutout per unit of the frame (tunnel)'s length in separate parts and consider each of them separately (Figure 1).

From conditions of statics, in the result of symmetry and load of the construction:

$$|M_{c}| = |M_{D}| \quad Y_{c} = Y_{D} = 0.5(q^{(cp)} \cdot L - Y_{E})$$
(1)

¹ Temuri T. Kikava, Professor, MSc, PhD., Engineering and Construction Department, Faculty of Technologies, Batumi Shota Rustaveli State University, 35 Ninoshvili, 6010 Batumi, Georgia, phone: +995 (422) 271 780, e-mail: temurikikava@yahoo.com.



Figure 1

By using universal formula of the beam's elastic curve we find turning angle $\phi_c^{(CD)}$ of the upper girder CD in C node point:

$$\varphi_{\rm C}^{\rm (CD)} = \frac{M_{\rm c} \cdot L}{2E_2 \cdot I_2} + \frac{L^2}{8E_2 \cdot I_2} \cdot \left(\frac{Y_{\rm E}}{2} - \frac{q^{\rm (CD)} \cdot L}{3}\right),\tag{2}$$

where Y_E - independent longitutional force in the middle wall EF;

 $q^{(CD)}$ _ equally distributed load on the upper girder (own mass of land and over ground load).

We find turning angles $\phi_C^{(AC)}$ and $\phi_A^{(AC)}$ of the left hand column being under action of the land's side pressure.

We receive the side pressure of the land in the form of trapezium (Figure 1) and by using the universal formula of the beam's elastic curve we receive:

$$\left. \begin{array}{l} \varphi_{A}^{(AC)} = \frac{1}{E_{1} \cdot I_{1}} \left[\frac{h}{6} (2M'_{A} + M'_{C}) - \frac{h^{3}}{360} (8q_{2a} + 7q_{1a}) \right] \\ \\ \varphi_{C}^{(AC)} = \frac{1}{E_{1} \cdot I_{1}} \left[-\frac{h}{6} (M'_{A} + 2M'_{C}) + \frac{h^{3}}{360} (7q_{2a} + 8q_{1a}) \right]. \end{array} \right\}$$

$$(3)$$

By using the universal formula of the beam's elastic curve we find bilge of the upper girder CD in point E:

$$f_{E}^{(CD)} = \frac{L^{2}}{_{384 \cdot E_{2} \cdot I_{2}}} \left(48M_{c} + 8Y_{E} \cdot L - 5q^{(CD)} \cdot L^{2} \right).$$
(4)

We find turning curve of the lower girder AB:

$$\begin{split} \phi_{A}^{(AB)} &= \frac{1}{\pi E_{0} b L^{2}} \Big\{ -\overline{\phi}_{2A}^{(A)} \cdot M_{A} + \overline{\phi}_{2B}^{(A)} \cdot M_{B} + L \Big[\overline{\phi}_{3A}^{(A)} \cdot Y_{A} + \overline{\phi}_{3F}^{(A)} \cdot Y_{F} + \overline{\phi}_{3(B)}^{(A)} \cdot Y_{B} + \\ &+ \sum \overline{\phi}_{3i}^{(A)} \cdot P_{i} \Big] \Big\} \;. \end{split}$$
(5)

It is supposed that the forces $P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = P$ and they are placed symmetrically on the lower girder.

We find deflection $f_F^{(AB)}$ in the middle of the lower girder:

$$f_{F}^{(AB)} = \frac{1}{\pi \cdot E_{0} \cdot b \cdot L} \left\{ -\bar{y}_{2A}^{(F)} \cdot M_{A} + \bar{y}_{2B}^{(F)} \cdot M_{B} + L \begin{bmatrix} \bar{y}_{3A}^{(F)} \cdot Y_{A} + \bar{y}_{3F}^{(F)} \cdot Y_{F} + \bar{y}_{3B}^{(F)} \cdot Y_{B} + \\ + \sum \bar{y}_{3i}^{(F)} \cdot P_{i} \end{bmatrix} \right\}.$$
(6)

For the case under review:

$$|M_{c}| = |M_{D}|; |M_{A}| = |M_{B}|; Y_{A} = Y_{B}; Y_{E} = Y_{F}; Y_{C} = Y_{D};$$

$$X'_{A} = \frac{M'_{A} - M'_{C}}{h} + \frac{h}{6}(q_{1a} + 2q_{2a})$$

$$X'_{C} = \frac{M'_{A} - M'_{C}}{h} + \frac{h}{6}(2q_{1a} + q_{2a})$$
(7)

From conditions $\phi_C^{(CD)} = \phi_C^{(AC)}$; $\phi_A^{(AC)} = \phi_A^{(AB)}$ and $f_E^{(CD)} = f_F^{(AB)}$ we receive equation for defining the unknown quantities M_A , M_c , Y_A and Y_F :

$$\frac{M_{C} \cdot L}{2E_{2} \cdot I_{2}} + \frac{L^{2}}{48E_{2} \cdot I_{2}} \left(3Y_{E} - 2q^{(CD)} \cdot L \right) = \frac{1}{E_{1}I_{1}} \left[-\frac{h}{6} (M_{A} + 2M_{C}) + \frac{h^{3}}{360} (7q_{2A} + 8q_{1A}) \right]$$
(8)

$$-\frac{1}{\pi \cdot E_{0} \cdot b \cdot L^{2}} \left\{ -\overline{\phi}_{2A}^{(A)} M_{A} + \overline{\phi}_{2B}^{(A)} M_{B} + L \left(\overline{\phi}_{3A}^{(A)} \cdot Y_{A} + \overline{\phi}_{3F}^{(A)} \cdot Y_{F} + \overline{\phi}_{3B}^{(A)} \cdot Y_{B} + \sum \overline{\phi}_{3i}^{(A)} \cdot P_{i} \right) \right\} = \frac{1}{E_{1} \cdot I_{1}} \left[\frac{h}{6} \left(2M_{A} + M_{C} \right) - \frac{h^{3}}{360} \left(8q_{2A} + 7q_{1A} \right) \right]$$
(9)

$$\frac{L^2}{_{384E_2 \cdot I_2}} \left(48M_C + 8Y_E \cdot L - 5Q^{(CD)} \cdot L^2 \right) = \frac{1}{\Pi \cdot E_0 \cdot BL} \left\{ -\overline{Y}_{2A}^{(F)} \cdot M_A + \overline{Y}_{2B}^{(F)} \cdot M_B + L \left[\overline{Y}_{3A}^{(F)} \cdot Y_A + \overline{Y}_{3F}^{(F)} \cdot Y_F + \overline{Y}_{3B}^{(F)} Y_B + \sum \overline{Y}_{3I}^{(F)} \cdot P_I \right] \right\}$$
(10)

We solve these equations together with the equations of statics, find unknown M_A , M_C , Y_A and Y_F . After defining the unknown quantities for the given frame according to table (3) it shall be possible to construct the epures of reactive pressure of soil p, intersecting forces Q and bending moments, M.

3 THE SECOND VERSION OF THE ANALYSIS

Let us consider the closed frame allocated to transverse direction (Figure 1b) and the same frame divided into separate elements (Figure 1d).

Formulas (2) and (4) are true for defining the turning angle of the upper girder $\phi_C^{(CD)}$ in node point C and deflection $f_E^{(CD)}$ in the middle of the upper girder CD in section E.

By accepting approximately module of soil's deformation by depth as constant, we consider the side walls AC and BD as the beams on the linearly-deformed basis relied on the rigid bearers at the same time (wall AC relies on the points A and C and wall BD – on the points B and D) (Kikava, T. 2007.)

We use the following formulas for defining the turning angles $\phi_C^{(AC)}$ and $\;\phi_A^{(AC)}:$

$$\varphi_{C}^{(AC)} = \frac{1}{\pi \cdot E_{0}bh^{2}} \left\{ -\overline{\varphi}_{2C}^{(C)} \cdot M_{C} + \varphi_{2A}^{(C)} \cdot M_{A} + h \left[\overline{\varphi}_{3C}^{(C)} \cdot X_{C} + \overline{\varphi}_{3A}^{(C)} \cdot X_{A} \right] \right\}$$
(11)

$$\varphi_{A}^{(AC)} = \frac{1}{\pi \cdot E_{0}bh^{2}} \left\{ -\overline{\varphi}_{2C}^{(A)} \cdot M_{C} + \varphi_{2A}^{(A)} \cdot M_{A} + h \left[\overline{\varphi}_{3C}^{(A)} \cdot X_{C} + \overline{\varphi}_{3A}^{(A)} \cdot X_{A} \right] \right\}$$
(12)

The lower girder works as a beam on the linearly-deformed basis (Simvulidi, I. Kikava, T. Bulatov, V. 1986.) and formulas (5) and (6) are true for defining the turning angle $\varphi_A^{(AB)}$ and deflection $f_r^{(AB)}$.

Therefore, by using conditions:

$$\varphi_{C}^{(CD)} = \varphi_{C}^{(AC)}; \ \varphi_{A}^{(AC)} = \varphi_{A}^{(AB)}; \ f_{E}^{(CD)} = f_{F}^{(AB)}$$

as well the conditions of statics (1) and by solving the received equations related to the unknown quantities M_A , M_C , Y_A and Y_F jointly, we receive possibility to construct the epures p, Q and M for the whole frame (Simvulidi, I. 1987).

Let us consider concrete example for the beam calculation (lower cross bar) on the linearlydeformed basis loaded with the concentrated forces (Fig. 2).

It is required to determinate values of curving moments M and reaction pressures of the ground ρ , if : P₁=P₂=P₃=P₄=100kN; P_F=200kN; M_A=14kNm; the width b=2m; the index of flexibility α =200 the module of deformation E₀=320·10²kN/m².



Figure 2

Solution. According to the condition of the problem:

$$\beta_{1} = \frac{l_{31}}{L} = 0.17;$$

$$\beta_{2} = \frac{l_{32}}{L} = 0.33;$$

$$\beta_{F} = \frac{l_{F_{3}}}{L} = 0.5;$$

$$\beta_{3} = \frac{l_{33}}{L} = 0.67;$$

$$\beta_{4} = \frac{l_{43}}{L} = 0.83;$$

According to conditions of symmetry $|M_A| = |M_B|$ According to conditions of statics: $Y_A = Y_B = Y_C = Y_D = 0$ For the determination of ordinate ρ_1 ; ρ_2 ; ρ_F ; ρ_3 ; ρ_4 ; from force P₁; P₂; P_F; P₃ and P₄; we use the values of $\bar{\rho}_1$; $\bar{\rho}_2$; $\bar{\rho}_1$; $\bar{\rho}_F$; $\bar{\rho}_3$; $\bar{\rho}_4$; corresponding α =200 and $\beta_1 = 0.17$; $\beta_2 = 0.33$; $\beta_F = 0.5$; $\beta_{13} = 0.67$; $\beta_4 = 0.83$; for all values $\bar{\rho}_1$; $\bar{\rho}_2$; $\bar{\rho}_1$; $\bar{\rho}_F$; $\bar{\rho}_3$; and $\bar{\rho}_4$; from ξ =0 till ξ =1, where ξ is considered cross-section (Simvulidi, I.1987). Having multiplied each ordinate according to the formula:

$$\rho = \overline{\rho} \cdot P/b \cdot L$$

where $P/bL = 100/2 \cdot 12 = 4.2 \text{ kN/m}^2$ $P_F/bL = 200/2 4 = 8.4 \text{ kN/m}^2$ we'll get values ρ in various points.

(13)

Then we'll get values $\bar{\rho}_{M_A}$ and $\bar{\rho}_{M_B}$ for α =200; $\beta_{21} = 0$ and $\beta_{22} = 1.0$ multiplied each ordinate to $M_A/bL^2 = 14/2 \cdot 12^2 = 0.05 \text{ kN/m}^2$ and $M_B/bL^2 = 0.05 \text{ kN/m}^2$

Table 1:

ξ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$\bar{\rho}_1$	3.845	2.793	1.988	1.388	0.956	0.648	0.424	0.246	0.068	-0.145	-0.437
ρ_1	16.149	11.731	8.35	5.83	4.02	2.72	1.781	1.033	0.29	-0.61	-1.84
$\bar{\rho}_2$	2.386	2.05	1.736	1.434	1.157	0.901	0.669	0.464	0.28	0.132	0.01
ρ ₂	10.02	8.61	7.29	6.023	4.86	3.784	2.81	1.95	1.18	0.55	0.04
$\overline{\rho}_F$	0.666	0.846	0.987	1.087	1.147	1.167	1.147	1.087	0.987	0.846	0.666
$ ho_{\rm F}$	5.594	7.106	8.29	9.13	9.64	9.802	9.64	9.13	8.29	7.106	5.594
$\overline{\rho}_3$	0.01	0.132	0.28	0.464	0.669	0.901	1.157	1.434	1.736	2.05	2.386
ρ ₃	0.04	0.55	1.18	1.95	2.81	3.784	4.86	6.023	7.29	8.61	10.02
$\bar{\rho}_4$	-0.437	-0.145	0.068	0.246	0.424	0.648	0.956	1.388	1.988	2.793	3.845
ρ4	-1.84	-0.61	0.29	1.033	1.781	2.723	4.02	5.83	8.35	11.731	16.149
$\overline{\rho}_{M_A}$	15.323	7.758	2.572	-0.655	-2.343	-2.911	-2.781	-2.373	-2.106	-2.402	-3.679
$\overline{\rho}_{M_B}$	-3.679	-2.402	-2.106	-2.373	-2.781	-2.911	-2.343	-0.655	-2.572	-7.758	-15.323
$ \bar{\rho}_{M_A} \\ + \bar{\rho}_{M_B} $	11.644	5.356	0.466	-3.028	-5.124	-5.822	-5.124	-3.028	0.466	5.356	11.644
ρ_{M_A} + ρ_{M_B}	0.582	0.268	0.023	-0.151	-0.256	-0.291	-0.256	-0.151	0.023	0.268	0.582
ρ	30.545	27.655	25.423	23.815	22.355	22.519	22.355	23.815	25.423	27.655	30.545

The values ρ give in kN/m²; M-kN·m. Using the independence principle of force activity for getting values ρ we take algebraic sum: $\rho = \rho_1 + \rho_{2+} \rho_{F+} \rho_{3+} \rho_{4+} \rho_{MA+} \rho_{MB}$

For the determination of ordinates curving moment M from the forces P₁; P₂; P₅; P₃; P₄; and from moments M_A and M_B, we use the values of \overline{M}_1 ; \overline{M}_2 ; \overline{M}_F ; \overline{M}_3 ; \overline{M}_4 ; \overline{M}_{M_A} and \overline{M}_{M_B} for α =200 and $\beta_1 = 0.17$; $\beta_2 = 0.33$; $\beta_F = 0.5$; $\beta_3 = 0.67$; $\beta_4 = 0.83$; $\beta_{M_A} = 0$ and $\beta_{M_B} = 1.0$ for all values \overline{M} from ξ =0 till ξ =1 (Simvulidi, I.1987). Having multiplied each ordinate to:

$$M_P = \overline{M}_P \cdot P \cdot L \tag{14}$$

$$M_{M_A} = \overline{M}_{M_A} \cdot M_A$$

$$M_{M_B} = \overline{M}_{M_B} \cdot M_B$$
(15)

where $P \cdot L=100 \cdot 12=1200 \text{ kN} \cdot m$; $P_F \cdot L=200 \cdot 112=2400 \text{ kN} \cdot m$

Using the independence principle of force activity for getting values M we take algebraic sum:

 $M = M_{P_1} + M_{P_2} + M_{P_F} + M_{P_3} + M_{P_4} + M_A + M_B$

Table 2:

بح	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
\overline{M}_{P_1}	0	0.018	0.063	0.029	0.008	-0.003	-0.007	-0.007	-0.005	-0.001	0
M_{P_1}	0	21.6	75.6	34.8	9.6	-3.6	-8.4	-8.4	-6	-1.2	0
\overline{M}_{P_2}	0	0.012	0.044	0.093	0.057	0.032	0.016	0.007	0.003	0.001	0
<i>M</i> _{<i>P</i>₂}	0	14.4	52.8	111.6	68.4	38.4	19.2	8.4	3.6	1.2	0
\overline{M}_{P_F}	0	0.004	0.015	0.037	0.07	0.114	0.07	0.037	0.015	0.004	0
M_{P_F}	0	9.6	36	88.8	168	273.6	168	88.8	36	9.6	0
\overline{M}_{P_3}	0	0.001	0.003	0.007	0.016	0.032	0.057	0.093	0.044	0.012	0
M_{P_3}	0	1.2	3.6	8.4	19.2	38.4	68.4	111.6	52.8	14.4	0
\overline{M}_{P_4}	0	-0.001	-0.005	-0.007	-0.007	-0.003	0.008	0.029	0.063	0.018	0
M_{P_4}	0	1.2	-6	-8.4	-8.4	3.6	9.6	34.8	75.6	21.6	0
\overline{M}_A	-1	-0.937	-0.796	-0.625	-0.460	-0.318	-0.204	-0.119	-0.054	-0.015	0
\overline{M}_B	0	-0.015	-0.054	-0.119	-0.204	-0.318	-0.460	-0.625	-0.796	-0.937	-1
$ \begin{array}{c} \bar{M}_{M_A} \\ + \bar{M}_{M_B} \end{array} $	-1	-0.952	-0.85	-0.744	-0.664	-0.636	-0.664	-0.744	-0.85	-0.952	-1
$ \begin{array}{c} \overline{M_{M_A}} \\ + M_{M_B} \end{array} $	-14	-13.33	-11.9	-10.42	-9.3	-8.9	-9.3	-10.42	-11.9	-13.33	-14
М	-14	-34.67	-150.1	224.8	247.5	341.5	247.5	224.8	-150.1	-34.67	-14

4 CONCLUSIONS

The methods for analysis of the ferroconcrete construction for a particular case are proposed in the present work. The underground construction is considered and analyzed as a double-drift frame situated on linearly-deformed basis. The formulas of analysis are given herein. Example of calculation is given.

REFERENCES

- [1] SIMVULIDI, I. KIKAVA, T. BULATOV, V. 1986. Approximate method for analysis of a beam on elastic foundation. Moscow., VINITI 2341-86. p.1-7.
- [2] SIMVULIDI, I. 1987. Analysis of the engineering constructions on elastic foundation. Moscow., Higher school. p.79-99.
- [3] KIKAVA, T. 2007. The analysis of the rectangular closed rigid frame supported by trestle bents. Tbilisi., Gournal"Energy" №1. p. 109-111.
Civil Engineering Series, Vol. 16, No. 1, 2016

paper #5

Kamila KOTRASOVÁ¹

SEISMIC RESPONSE OF LIQUID STORAGE GROUND SUPPORTED TANKS FOR DIFFERENT SLENDERNESS RATIO

Abstract

Ground-supported cylindrical tanks are used to store a variety of liquids. This paper provides the theoretical background for takes into account impulsive and convective (sloshing) actions of the fluid in concrete containers fixed to rigid foundations; it has been adopted in Eurocode 8. Seismic responses – base shears, the bending and overturning moments – are calculated by using the response spectra of the earthquake in Loma Prieta, California (18.10.1989). As the examples is analyzed the ground supported cylindrical concrete tanks, fluid filling is H = 2 m and R are depended from tank slenderness ratio $\gamma = H/R$. For considered tank slenderness ratios $\gamma = 0.3$, 0.5, 0.7, 1, 2, 3 R are given 6.667 m, 4 m, 2.857 m, 2 m, 1 m and 0.667 m.

Keywords

Fluid, earthquake, tank.

1 INTRODUCTION

Ground-supported cylindrical tanks are strategically very important structures, since they have vital uses in industries, nuclear power plants and are connected to public life. Liquid storage tanks are used to store a variety of liquids, e.g. water for drinking and fire fighting, petroleum, oil, liquefied natural gas, chemical fluids, chemical and radioactive wastes. Seismic safely of liquid tanks is of considerable importance [1-8]. Water storage tanks should remain functional in the post earthquake period to ensure potable water supply to earthquake-affected regions and to cater the need for fighting demand. Industrial liquid tanks containing highly toxic and inflammable liquids and these tanks should not lose their contents during the earthquake. Satisfactory performance of tanks during strong ground shaking is crucial for their modern facilities. The seismic behavior of liquid storage tanks is highly complex problem due to liquid-structure interaction. Tanks that were inadequately designed or detailed have suffered extensive damage during past earthquakes [9–12].

2 MECHANICAL MODEL

The dynamic analysis of a liquid-filled tank may be carried out using the concept of generalized single-degree-of freedom (SDOF) systems representing the impulsive and convective modes of vibration of the tank-liquid system (Fig. 1). The impulsive mass of liquid m_i (near the base of the tank moves with the tank wall) is rigidly attached to tank wall at height h_i or h_i^* . Similarly convective masses m_{cn} (near the top experiences free-surface sloshing motion) are attached to the tank wall at height h_{cn} or h_{cn}^* by a spring of stiffness k_{cn} . The impulsive mass m_i and the convective masses m_c are of fraction of the total liquid mass m. For practical applications, only the first convective mode of vibration needs to be considered in the analysis of mechanical model. The natural period of vibration of the impulsive mass is from 0.1 s to 0.3 s and that of the convective mass from 2 s to 6 s.

¹ doc. Ing. Kamila Kotrasová, Ph.D., Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering, Technical University of Košice, Vysokoškolská 4, 042 00 Košice, Slovac Republic, phone: (+421) 559 602 4294, e-mail: kamila.kotrasova@tuke.sk.

The mass, height and natural period of each SDOF system are obtained by the methods described in Eurocode 8 [11].



Fig. 1: liquid-filled tank modeled by generalized single degree of freedom systems

Values m_i , h_i , h_i^* , m_{cn} , h_{cn} and h_{cn}^* for rigid vertical circular tanks on ground, fixed to the foundation in Eurocode 8 - 4 [13] are shown in Fig. 2 – 4.



Fig. 2: Ratios m_i / m , h_i / H and h_i^* / H as functions of the tank slendersness

$$\begin{split} m_{i} &= m 2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_{1}(\nu_{n}/\gamma)}{\nu_{n}^{3} I_{1}^{'}(\nu_{n}/\gamma)}, \\ h_{i} &= H \frac{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^{n} I_{1}(\nu_{n}/\gamma)}{\nu_{n}^{4} I_{1}^{'}(\nu_{n}/\gamma)} \left(\nu_{n}(-1)^{n} - 1\right)}{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_{1}(\nu_{n}/\gamma)}{\nu_{n}^{3} I_{1}^{'}(\nu_{n}/\gamma)}}, \end{split}$$
(1)
$$h_{i}^{*} &= H \frac{\frac{1}{2} + 2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{\nu_{n} + 2(-1)^{n+1} I_{1}(\nu_{n}/\gamma)}{\nu_{n}^{4} I_{1}^{'}(\nu_{n}/\gamma)}}{2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_{1}(\nu_{n}/\gamma)}{\nu_{n}^{3} I_{1}^{'}(\nu_{n}/\gamma)}}. \end{split}$$



Fig. 3: Ratios m_{ci}/m as functions of the tank slenderness



Fig. 4: Ratios h_{ci}/H and h_{ci}^*/H as functions of the tank slenderness ratio

$$m_{cn} = m \frac{2 \tanh(\lambda_n H/R)}{(\lambda_n H/R)(\lambda_n^2 - 1)},$$

$$h_{cn} = H \left(1 + \frac{1 - \cosh(\lambda_n \cdot H/R)}{(\lambda_n \cdot H/R) \cdot \sinh(\lambda_n \cdot H/R)} \right),$$

$$h_{cn}^* = H \left(1 + \frac{2 - \cosh(\lambda_n H/R)}{(\lambda_n H/R) \cdot \sinh(\lambda_n H/R)} \right),$$
(2)

where λ_n are the Bessel function of first order, $\lambda_1=1.8412$; $\lambda_2=5.3314$; $\lambda_3=8.5363$, $\lambda_4=11.71$, $\lambda_5=14.66$ and $\lambda_{5+i} = \lambda_5+5$ i (i=1,2,...); *H* is the height of fluid filling; h_{cn} and h_{cn}^* are the level where the oscillators of convective masses; h_i and h_i^* are the heights of impulsive mass; *R* is the inner radius of cylindrical container; *m* is the total mass of the fluid. For practical applications, only the first few modes of vibration need to be considered in the analysis, (*n* = 1). Tank's slenderness ratio is given by the relation $\gamma = H/R$.

3 NUMERICAL RESULTS

In this study is analyzed fluids filling of ground supported cylindrical rigid tank. The characteristics of fluid filling for H = 2 m, where R - inner radiuses of cylindrical tanks are depended from tank slenderness ratios $\gamma = H/R$. For tank slenderness ratio $\gamma = 0.3$, the inner radius of tank R is given 6.667 m, for $\gamma = 0.5 \Rightarrow R$ is 4 m, for $\gamma = 0.7 \Rightarrow R = 2.857$ m, for $\gamma = 1 \Rightarrow R = 2$ m, for $\gamma = 2 \Rightarrow R = 1$ m, and for $\gamma = 3$, R is given 0.667 m. The material characteristics of fluid filling (H₂O) are: bulk modulus $B = 2.1 \cdot 10^9$ N/m², density $\rho_w = 1\ 000$ kg/m³. As the excitation input we consider horizontal earthquake load given by the accelerogram of the earthquake in Loma Prieta, California (18.10.1989), Fig. 5a. Seismic responses of tanks are calculated by using the response spectrums for the Loma Prieta accelerogram, California (18.10.1989), Fig. 5b.



Figure 5a: Accelerogram Loma Prieta, California



Figure 5b: Response spectrums for the Loma Prieta accelerogram from Figure 5a

The elastic response spectrums of the Loma Prieta accelerogram (Figure 5b) were used for simulation of earthquake. The impulsive spectral accelerations are obtained from a 5% damped elastic response spectrum (for concrete tanks) and the convective spectral accelerations are obtained from a 0.5% damped elastic response spectrum.



Fig. 6: Impulsive and convective masses in [t] as fractions of the total liquid mass in the tank



Fig. 7: Impulsive and convective heights in [m], as fractions of the height of the liquid in the tank

The Fig. 6 and 7 are shown the values m, m_i , m_c , h_i , h_i^* , h_c and h_c^* , as functions of the tank slenderness ratios, The Fig. 6 m, m_i , m_c , and Fig. 7 h_i , h_i^* , h_c . Comparison of the total base shears V, the bending moments M and overturning moments M^* of fluid as functions of the tank slenderness ratios for diameters D = 2R are shown in Tab. 1.

	γ=0.3	γ=0.5	γ=0.7	γ=1	<i>γ</i> =2	γ=3
D [m]	13.333	8	5.7142	4	2	1.333
V[kN]	7643.55	7751.87	2153.03	1744.58	179.517	46.86
<i>M</i> [kNm]	7780.72	8284.86	2349.75	2065.91	224.97	50.42
M [*] [kNm]	51013.9	23463.3	4352.12	2711.89	235.39	51.79

Tab.1: Comparison of the total base shears, the bending and overturning moments of fluid as functions of the tank slenderness ratios

4 CONCLUSIONS

The ground supported cylindrical tank was excited by ground motion of Loma Prieta in California. Basic responses of the interest were: the total base shears, the bending and overturning moments of fluid as functions of the tank slenderness pressure in the fluid.

ACKNOWLEDGMENT

This work was supported by the Scientific Grant Agency of the Ministry of Education of Slovak Republic and the Slovak Academy of Sciences the project VEGA 1/0477/15 "Numerical analysis and modeling of interactive problems in multilayered composite structural members".

REFERENCES

- [1] G. W. HOUSNER, *Earthquake pressures on fluid containers*, California institute of technology, Pasadena, California, 1954
- [2] N. JENDŽELOVSKÝ, N., L. BALÁŽ, *Modeling of a gravel base under the cylindrical tank*. In: Advanced Material Research Vol. 969, 2014, p. 249-252 ISSN: 1022-6680.
- [3] N. JENDŽELOVSKÝ, J. ČEREŠNÍK, Výpočet seizmického zaťaženia valcových nádrží. In: Príprava, navrhovanie a realizácia inžinierskych stavieb: medzinárodná vedecká konferencia CONECO 2011: Bratislava, 2011 S. 1-8 ISBN: 978-80-277-3469-1.
- [4] J. KRÁLIK, Dynamic analysis of soil-fluid-tank interaction due to earthquake even. In: Dynamika tuhých a deformovatelných těles 2012: sborník přednášek z 10. mezinárodní konference: 10. - 12. října 2012, Ústí n. L., Česká republika. ISBN: 978-80-7414-500-0.
- [5] K. KRÁLIK, J. KRÁLIK jr., *Probability assessment of analysis of high-rise buildings seismic resistance*, Advanced Materials Research, Volume 712-715, 2013, pp. 929-936.
- [6] K. KOTRASOVÁ, I. GRAJCIAR, E. KORMANIKOVÁ, Dynamic Time-History Response of cylindrical tank considering fluid - structure interaction due to earthquake. In: Applied Mechanics and Materials. No. 617 (2014), pp. 66-69, ISSN 1660-9336.
- [7] K. KOTRASOVÁ, I. GRAJCIAR, E. KORMANIKOVÁ, A Case Study on the Seismic Behavior of Tanks Considering Soil-Structure-Fluid Interaction. In: Journal of Vibration Engineering & Technologies, 2015, Vol 3, ISSN 2321-3558.
- [8] J. MELCER, *Dynamic Response of a Bridge Due to Moving Loads*, In: Journal of Vibration Engineering & Technologies, 2015, Vol 3(2), p. 199-209. ISSN 2321-3558.
- [9] V. MICHALCOVA, S. KUZNETSOV, S. POSPISIL, Numerical and experimental study of the load of an object due to the effects of a flow field in the atmospheric boundary layer. In: International Journal of Mathematics and Computers in Simulation, Volume 8, Issue 1, 2014, Pages 135-140, ISSN: 19980159.
- [10] B. TARABA, Z MICHALEC, V. MICHALCOVÁ, T. BLEJCHAR, M BOJKO, M KOZUBKOVA, CFD simulations of the effect of wind on the spontaneous heating of coal stockpiles. Fuel. 2014, vol. 118, pp. 107-112, ISSN 0016-2361, DOI: 10.1016/j.fuel.2013.10.064.
- [11] K. TVRDÁ, J. DICKÝ, Topological Optimization of Girders. In: Journal of Civil Engineering ISSN: 1336-9024.
- [12] M. ŽMINDÁK, I. GRAJCIAR, Simulation of the aquaplane problem. Computers and Structures. Vol. 64, Issue 5-6, September 1997, pp. 1155-1164.
- [13] EN 1998-4: 2006 Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance, Part 4: Silos, Tanks and Pipelines, CEN, Brussels, 2006.

Civil Engineering Series, Vol. 16, No. 1, 2016

paper #6

Jan KREJSA¹, Miroslav SYKORA²

UPDATING MATERIAL FACTORS FOR ASSESSMENT OF HISTORIC REINFORCED CONCRETE BRIDGE

Abstract

This paper is focused on the reliability analysis of an existing reinforced concrete bridge from 1908. The load bearing capacity is assessed in accordance with valid standards using updated partial factors and the partial factors for structural design. Load bearing capacities obtained by these methods are critically compared. The application of the updated partial factors leads to 15 % higher load bearing capacity than the ordinary partial factor method used for structural design.

Keywords

Concrete bridge, load bearing capacity, partial factors and target reliability.

1 INTRODUCTION

More than 50 % of investments in construction are related to existing structures. This ratio is even greater in bridge engineering due to continuous degradation, ever increasing traffic intensities and general lack of financial resources for rehabilitations of bridges. That is why effective assessment of the load bearing capacity of existing bridges is becoming a crucial issue. In regard to this the present study is aimed at the assessment of historic reinforced concrete bridge and at the comparison results obtained by the partial factor method used for structural design and updated partial factor method.

Final report COST Action [1] estimates that more than million bridges exist in the 27 European countries and it represents approximately 400 billion Euros of replacement costs. Therefore, even small improvements in the methodology of assessment could lead to substantial savings. The qualified decisions about replacement or upgrade of bridges should be based on the available information and actual state of the bridge, unfavourable effects of environment and potential consequences due to malfunction of the bridge.

The case study is focused on the bridge built in 1908. The bridge is chosen on the basis of complexity of available information about geometry and material properties. A simple structural system - the reinforced concrete girder bridge with a single span –makes it possible to show clearly application and critical comparison of load bearing capacities obtained by applied methods.

The assessment is based on verification of bending moments as information concerning shear reinforcement is missing. However, the benefit of using updated partial factors is foreseen to be similar as in the case of bending moments.

¹ Ing. Jan Krejsa, Department of Structural Reliability, Klokner Institute, CTU in Prague, Solinova 7, Prague 6, 166 08, Czech Republic, phone: (+420) 224 353 504, e-mail: jan.krejsa@cvut.cz

² Assoc. Prof. Ing. Miroslav Sykora, Ph.D., Department of Structural Reliability, Klokner Institute, CTU in Prague, Solinova 7, Prague 6, 166 08, Czech Republic, phone: (+420) 224 353 850, e-mail: miroslav.sykora@cvut.cz

2 ASSESSMENT OF EXISTING BRIDGES

At present existing bridges are mostly assessed by the partial factor method for structural design that can hardly reflect bridge-specific conditions in reliability analysis. Assessments of existing bridges are then often conservative and lead to expensive costs for reconstruction. The assessment of existing road bridge in the Czech Republic is based on determining load bearing capacity V_i (the greatest actual weight of each vehicle given by conditions of crossing) in accordance with ČSN 73 6222 [2].

ČSN 73 6222 [2] assumes three different conditions of crossing for the assessment of load bearing capacities V_i :

- V_1 is determined for the crossing of a defined two-axle vehicle with a uniform loading representing normal traffic,
- V_2 is determined for the crossing of a single three-axle or six-axle vehicle with restricted access of other vehicles. Vehicle with more unfavourable effect is taken into account and
- V_3 is determined for the crossing of a nine-axle vehicle with controlled position on a bridge and described speed.

The most unfavourable transversal position of the vehicles for V_1 and V_2 and of the uniform load for V_1 is taken into account.

3 PARTIAL FACTOR METHOD

Partial factor method generally accounts for uncertainties in material and geometry properties and action effects; load bearing capacity V_i is estimated as follows:

$$W_i = k_i M_{Qi} \min[(M_{Rd} - \gamma_{G, \sup} M_{Gk}) / (\delta_x \psi_{0,Q} \gamma_Q); (M_{Rd} - \xi \gamma_{G, \sup} M_{Gk}) / (\delta_x \gamma_Q)]$$
(1)

where:

- k_i is a coefficient dependent on the type of load bearing capacity V_i derived from ČSN 73 6222 [2],
- M_{Qi} bending moment from vehicle and uniform loading defined for the different conditions of crossing (V_1 to V_3) according to ČSN 73 6222 [2],
- M_{Rd} design value of flexural resistance in accordance to EN 1992-2 [3], using partial factor for γ_{C} for concrete and γ_{S} for reinforcing steel,

 $\gamma_{G, sup} = 1.35 - partial factor for permanent actions,$

 M_{Gk} – characteristic bending moment given by permanent actions,

 δ_i – dynamic factor in accordance with ČSN 73 6222 [2],

 $\psi_{0,Q} = 0.75$ – combination factor for traffic load,

 $\gamma_0 = 1.35 - \text{partial factor for traffic load and}$

 $\xi = 0.85 - reduction factor.$

3.1 Partial factors for structural design

Application of partial factors for structural design is great disadvantage of this method. Conservative values of these factors have been intentionally proposed to cover most situations in design when information about real material properties or structural geometry is unavailable. Therefore, they may be inappropriate, often overly conservative for assessing a specific existing bridge. Partial factors of material properties for structural design are $\gamma_{\rm C} = 1.5$ for concrete compressive strength and $\gamma_{\rm S} = 1.15$ for yield strength of reinforcement.

3.2 Updating of partial factors

Partial factors can be updated in accordance with EN 1990 [4], ISO 2394 [5], ČSN 73 0038 [6] and with scientific publications [7, 8]. Fully probabilistic approach to reliability analysis of existing bridges is then described in [9, 10]. These prescriptive documents allow for updating partial

factors for material properties γ_M and for action effects γ_G and γ_Q due to wind, snow, thermal or traffic actions. However this study is focused only on updating of partial factors for material properties:

$$\gamma_{\rm M} = f_{\rm k} / f_{\rm d} = \exp(-k_n \, V_X + \alpha_R \, \beta \, V_R) \tag{2}$$

where:

 f_k – is the characteristic value,

 $f_{\rm d}$ – design value,

 k_n – coefficient of 5% lower fractile provided in EN 1990 [4] for *n* experimental results and known or unknown coefficient of variation V_X (Tab. 1),

 V_X – coefficient of variation for the material strength,

 α_R – sensitivity factor according to EN 1990 [4] a ISO 13 822 [11],

 β – reliability index [4] and

 V_R – coefficient of variation for resistance.

Tab.1: Values of k_n for 5% lower fractile of material property in accordance with EN 1990 [4].

п	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V _X known	2.31	2.01	1.89	1.83	1.80	1.77	1.74	1.72	1.68	1.67	1.64
V _X unknown	-	-	3.37	2.63	2.33	2.18	2.00	1.92	1.76	1.73	1.64

Sensitivity factor α_R indicating effect of the variable on reliability can be estimated by FORM (First Order Reliability Method). Approximate values of α_R are provided in Tab. 2.

Tab.2: Reliability factors α in accordance ISO 13 822 [11].

Basic variable	Sensitivity factor α
Dominant resistance parameter	0.8
Non-dominant resistance parameter	$0.4 \times 0.8 = 0.32$
Leading actions	-0.7
Accompanying actions	$-0.4 \times 0.7 = -0.28$

Index β is an indicator of structural reliability derived from failure probability P_f (Tab. 3). EN 1990 [4] differentiates target reliability with respect to consequence classes CC1, CC2, CC3 for small, middle and great failure consequences (Tab. 4). ISO 13 822 [11] provides a similar, somewhat more detailed reliability differentiation (Tab. 4).

Tab.3: Corresponding reliability indices and failure probabilities.

P_{f}	10-1	10-2	10-3	10-4	10-5	10-6	10-7
β	1.28	2.32	3.09	3.72	4.27	4.75	5.20

Tab.4: Target reliability indices for different failure consequences and reference period of 50 years.

	Failure consequences							
Standard	Very small	Small	Middle	Great				
EN 1990	-	3.3	3.8	4.3				
ISO 13 822	2.3	3.1	3.8	4.3				

Coefficient of variation for resistance V_R is estimated on the basis of coefficients of variation of material strength, geometrical properties and model uncertainty (V_X , V_{geo} and V_{θ} , respectively):

$$V_R = \sqrt{[V_X^2 + V_{geo}^2 + V_{\theta}^2]}$$
(3)

Tab. 5 indicates informative coefficients of variation according to ČSN 73 0038 [6].

Material	V_X	$V_{\rm geo}$	V_{θ}
Concrete	0.15	0.05	0.05
Reinforcement	0.05	0.05	0.05

Tab.5: Informative values of coefficients of variation according to ČSN 73 0038 [6].

4 INFORMATION ABOUT THE BRIDGE

4.1 Load bearing structure

The single span bridge consists of four main longitudinal reinforced concrete girders stiffened by several transversal beams, reinforced concrete slab and stone masonry abutment. Scheme of the structural system is shown in Fig. 1.



Fig.1: Schematic longitudinal section and cross section in the mid-span of the bridge (dimensions in mm)

4.2 Inspection outcomes

Inspection of the bridge revealed:

- Concrete degradation at the bottom part of both outer longitudinal girders caused by deicing salts and chloride ingress,
- Insignificant corrosion of longitudinal and shear reinforcement and
- Damage of road pavement at about 20 % of the total area, mainly in the area of bridge expansion joints.

No visible degradation and damage was observed at remaining parts of the bridge.

4.3 Load effects and structural model

In addition to the traffic loads described above, the bridge is exposed to permanent actions including layers of the road pavement and self-weight of the structural model. According to ČSN 73 6222 [2] thermal and wind effects are neglected.

Load effects (internal forces) are estimated using a slab-wall model developed in Scia Engineer 2012, considering the following simplifications:

- The slab is not inclined,
- The transversal beams are replaced by increasing slab depth by 1 cm,
- Reinforcement of concrete and the effect of a vehicle restraint system are neglected and
- Influence of cracks on stiffness is not considered.

4.4 Results of tests and measurements

18 measurements of yield strength of reinforcement f_y include three destructive tests and fifteen non-destructive tests by hardness tester. Eight measurements of concrete compressive strength f_c include two destructive tests and six non-destructive tests by Schmidt hammer. Concrete cover *c* was measured at 59 locations. Statistical characteristics of f_y , f_c , and *c* obtained from the measurements are provided in Tab. 6.

Variable	Units	Mean	Coefficient of variation	Characteristic value
Yield strength of reinforcement	MPa	269	0.025	257
Concrete compressive strength	MPa	26.9	0.1	21.6
Concrete cover	mm	47	0.45	47

Tab.6: Characteristics obtained from measurements.

5 ASSESSMENT OF LOAD BEARING CAPACITIES V_i

5.1 Basic variables and partial factors

Values of basic variables and partial factors applied in the assessment are given in Tab. 7 and Tab. 8. In addition dynamic factor δ dependent on the type of load bearing capacity V_i and first natural frequency is considered according to ČSN 73 6222 [2]. In this study the following values of dynamic factor are accepted: $\delta(V_1) = 1.35$, $\delta(V_2) = 1.35$ and $\delta(V_3) = 1.05$.

Tab.7: Basic variables.

Variable	Symbol	Value
Longitudinal reinforcement	$A_{\rm s}$	12214 mm ²
Yield strength	f_{y}	257 MPa
Height of the beam	h	dependent on distance x from support: 1 m for $x = 0$; 1.3 m for $x = 11.75$ m
Concrete cover	С	47 mm
Width of the beam	b	350 mm
Depth of the slab	d	150 mm
Axial distance of beams	а	1.35 m
Length of the beam	L	23.5 m
Concrete compressive strength	f_{c}	21.6 MPa

Tab.8: Applied partial factors.

Doutial factors	Symbol	Ean nous structures	Updated partial factors				
Partial factors	Symbol	For new structures	$\beta = 2.3$	$\beta = 3.1$	$\beta = 3.8$	$\beta = 4.3$	
For permanent actions	$\gamma_{G, \sup}$	1.35	-	-	-	-	
For traffic load	γQ	1.35	-	-	-	-	
For concrete strength	γc	1.5	1.01	1.09	1.17	1.23	
For yield strength of reinforcement	γs	1.15	1.06	1.10	1.13	1.16	

The updated partial factors in Tab. 8 are assessed by approach in section 3.2. The coefficients of variation V_X are obtained from Tab. 6. In the assessment the informative values of V_{geo} and V_{θ} are considered (Tab. 5).

5.2 Assessment and comparison of the load bearing capacities

Load bearing capacities V_i are estimated for all cross sections of each longitudinal girder. Due to the symmetry of the bridge load bearing capacities V_i are same for the pairs of the inner and outer girders. The inner girders have smaller load bearing capacities V_i and consequently load bearing capacities of the inner girders are discussed hereafter only.

Self-weight of the load bearing structure is estimated on the basis cross-section characteristics and concrete volume density of 24 kNm⁻³. Other permanent actions are described by a uniform loading with the characteristic value of 0.65 kNm⁻². Vehicles are defined by crossing of axle loads with respect to the considered crossing conditions described in above.



Fig.2: Variability of load bearing capacity V_1 with the distance from supports for partial factors for structural design

Fig. 2 (partial factors for structural design) and Fig. 3 (updated partial factors) show the variability of load bearing capacity V_1 given in tons with the distance from support. In addition the figures illustrate identification of the critical cross section where V_1 is minimised. Similar trends are observed for the load bearing capacities V_2 and V_3 . Moreover Fig. 3 provides results of V_1 for different target reliability levels.

Load bearing capacities V_i are different in each cross section, since load bearing capacity of the bridge is the smallest value in critical cross section. Critical cross section is not in the mid-span due to crossing of axle loads and geometry of the girders. Load bearing capacity V_1 is the smallest while V_3 attains the highest values.



Fig.3: Variability of load bearing capacity V_1 with the distance from supports for updated partial factors and different target reliability levels

Tab. 9 gives load bearing capacities V_i assessed by the considered methods and the distance of a critical cross section from the support. The location of the critical cross section depends on a type of crossing. Load bearing capacities V_i assessed by updated partial factors are about 15 % higher for the most common target reliability index $\beta = 3.8$.

Tab.9: Load bearing capacities *Vi* obtained by the considered methods and the distance of a critical cross section from the support.

		Load bearing capacity [t]							
	Critical cross section [m]	Partial factors for	Updated partial factors						
		structural design	$\beta = 2.3$	$\beta = 3.1$	$\beta = 3.8$	$\beta = 4.3$			
V_1	10	40	51	48	45	43			
V_2	10	56	72	68	64	61			
V_3	9.5	106	136	128	121	115			



Fig.4: Comparison of load bearing capacities V1 assessed by different partial factors

Tab. 9 and Fig. 4 indicate that the target reliability index is not reflected in the assessment by partial factors for structural design. For updated partial factors, the reliability index β significantly influences the load bearing capacities V_i that decrease with increasing β .

Note that the presented study is focused on the Ultimate limit state related to bending moment failure mode. With respect to other common failure modes, it is foreseen that the benefit of using updated partial factors would be similar as in the case of bending moments.

6 CONCLUSIONS

Numerical study indicates that:

- Partial factors for structural design are unnecessarily conservative,
- Updated partial factors can readily incorporate a required target reliability level and can better reflect real structural conditions AND
- Load bearing capacities V_i assessed by updated partial factors are about 15 % higher for the most common target reliability index $\beta = 3.8$.

ACKNOWLEDGMENT

The study is a part of the research project NAKI DF12P01OVV040 supported by the Ministry of Culture of the Czech Republic.

LITERATURE

- [1] COST 345: *Procedures Required for the Assessment of Highway Structures*. Final Report, Reports of Working Groups 1-6, COST 345, 2004.
- [2] ČSN 73 6222: Load bearing capacity of road bridges, Praha: ÚNMZ, 2013.
- [3] EN 1992-2: Design of concrete structures Part 2: Concrete bridges Design and detailing rules, Praha: ÚNMZ, 2007.
- [4] EN 1990: Eurocode: Basis of structural design, 2. ed., Praha: ÚNMZ, 2011.
- [5] ISO 2394: General principles on reliability for structures, 2. ed., Praha: ÚNMZ, 2003.
- [6] ČSN 73 0038: Assessment and verification of existing structures, Praha: ÚNMZ, 2014.
- [7] CASPEELE, R. & SYKORA, M. & ALLAIX, D. & STEENBERGEN, R. The Design Value Method and Adjusted Partial Factor Approach for Existing Structures; *In: Structural Engineering International 2013*, pp. 386-393.
- [8] SYKORA, M. & HOLICKY, M. & MARKOVA, J. Verification of Existing Reinforced Concrete Bridges using a Semi-Probabilistic Approach; In: *Engineering Structures 56*. November 2013, pp. 1419-1426.
- [9] O'CONNOR, A. & ENEVOLDSEN, I. Probability-based bridge assessment (2007), *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Bridge Engineering*, (2007), pp. 129-137.
- [10] WISNIEWSKI, D. & CASAS, J. & HENRIQUES, A. & CRUZ, P. Probability based assessment of existing concrete bridges stochastic resistance models and applications. Struct Eng Int 2009; pp. 203–210.
- [11] ISO 13 822: Bases for design of structures Assessment of existing structures, Praha: ÚNMZ, 2005.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava

řada stavební, ročník 16, číslo 1, rok 2016

článek č. 7

Jana LABUDKOVÁ¹, Radim ČAJKA²

NUMERICKÁ ANALÝZA INTERAKCE ŽELEZOBETONOVÉHO ZÁKLADU S PODLOŽÍM

NUMERICAL ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE FOUNDATION WITH SUBSOIL

Abstrakt

Výstižnost řešení interakce základových konstrukcí s podložím je značně ovlivněna fyzikálněnelineárním chováním konstrukce, spolupůsobením horní stavby se základovou konstrukcí i volbou interakčního modelu. Pro získání spolehlivých výsledků je optimální využití kombinace experimentálního měření, laboratorních zkoušek i zkoušek in-situ a modelování numerickými metodami. S využitím metody konečných prvků byla provedena analýza vzájemné interakce podloží a železobetonové desky, která byla zatěžována během experimentu. Zemina je látka nestejnorodá. Pro analýzu byl využit nehomogenní poloprostor, ve kterém je koncentrace svislého napětí jiná než v homogenním poloprostoru, což umožňuje lepší vystižení napěťově-deformačních vztahů zatěžované zeminy. Výsledky analýz jsou rovněž srovnány s hodnotami naměřenými během experimentální

Klíčová slova

3D konečné prvky MKP, interakční modely, interakce základ-podloží, základové konstrukce.

Abstract

The influence of the physically-nonlinear behavior of the structure and interaction between the upper structure and foundation are the aspects which influence the results of the subsoil-structure interaction analysis. The aim of the application of computational model is to determine the most apposite distribution of stress and deformation due the contact stress in the footing bottom. This contact stress is especially dependent to the load. It also depends on the subsoil stiffness, upper structure stiffness and foundation stiffness too. Numerical analyses of contact task were made with FEM. The test sample for the task was a reinforced concrete foundation slab model loaded during experimental loading test. The subsoil is heterogeneous. Its properties are different from the idealized behavior of the linear elastic isotropic homogeneous material. Application of inhomogeneous half-space allows better capture the subsoil behavior because of increasing modulus of deformability with increasing depth of subsoil model. Results of FEM analyses were also confronted with the values measured during the experiment.

Keywords

3D finite elements FEM, soil - structure interaction, interaction models, foundation structure.

1 ÚVOD

V minulosti i současnosti je v souvislosti s interakcí základových konstrukcí a podloží věnována pozornost vývoji interakčních modelů a jejich aplikaci. Řada odborníků navrhla několik

¹ Ing. Jana Labudková, Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 925, e-mail: jana.labudkova@vsb.cz.

² prof. Ing. Radim Čajka, CSc., Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 344, e-mail: radim.cajka@vsb.cz.

různých výpočetních postupů, teoretických i numerických modelů a výpočetních systémů, které se zdokonalují tak, aby se získané výsledky blížily skutečným hodnotám sedání základů [8, 10, 12]. Zmíněné problematice se věnují celé týmy pracovníků z pracovišť základního i aplikovaného výzkumu a vysokých škol. Výsledky a závěry dlouhodobých výzkumů jsou publikovány autory z celého světa, např. Ruska, Ukrajiny, Číny [13], Velké Británie [1, 2], Kanady, České republiky [3, 4, 7, 9], Polska, Německa a Jihoafrické republiky.

2 EXPERIMENTÁLNÍ ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY

Za účelem zpřesňování výpočetních postupů se dodnes provádí experimentální měření zaměřená na sedání základové půdy pod stavbami, deformace základových desek a závislost napětí v těchto deskách na charakteristikách podloží. Vzájemnou interakcí základových konstrukcí s podložím se již řadu let zabývají na univerzitě v Greenwich ve Velké Británii. V roce 2012 uveřejnili prof. Alani a Aboutalebi článek [1] o pozorování vlivu tuhosti nosného podkladu na mechanické chování základových desek. Zmíněná analýza probíhala na modelu desky o rozměrech 3,0 x 3,0 x 0,2 m. Další experimentální měření jsou popsána v [3, 4, 7, 9]. V roce 2010 byla v areálu Fakulty stavební VŠB-TU Ostrava provedena výstavba zkušebního zařízení, tzv. standu [15]. Testovací zařízení umožňuje provádět experimentální měření přetvoření i napjatosti. Při vzájemné interakci základových konstrukcí s podložím lze sledovat napěťově-deformační vztahy. Na zkušebním zařízení probíhají zatěžovací zkoušky různých typů základový desek, které se liší například použitou směsí betonu, vyztužením, rozměry, velikostí zatěžované plochy atd.

2.1 Experimentální zatěžovací zkouška železobetonové desky

V rámci jednoho z experimentů byla zatěžována železobetonová deska uložená na podloží. Horní vrstva podloží je tvořená sprašovými hlínami s konzistencí třídy F4 a její mocnost je cca 5 m. Zemina byla popsána těmito vlastnostmi - objemová tíha $\gamma = 18,5$ kN.m⁻³, Poissonův součinitel v = 0,35. Před zatěžovací zkouškou železobetonové desky bylo odebráno 10 cm původní zeminy. Základová spára byla zasypána štěrkem frakce 0 - 4 mm po okraj okolního terénu. Štěrkové lože bylo rovnoměrně zhutněno vibrační deskou. Železobetonová deska měla rozměry 2000 x 2000 x 120 mm. Třída pevnosti betonu byla výrobcem garantována jako C 16/20. Pro ověření pevnosti betonu byla provedena destruktivní tlaková zkouška na vzorku tří krychlí 150 x 150 x 150 mm, aby bylo možné lépe stanovit pevnost betonu. Pevnostní třída betonu byla na základě laboratorního měření stanovena C 25/30, tzn. vyšší než deklarovaná výrobcem. Z 38 ocelových prutů délky 1,9 m a průměru 8 mm byla svázána síť o velikosti ok 100x100 mm. Pomocí betonových distančníků bylo dosaženo krytí 20 mm u spodních prutů (Obr. 1).



Obr. 1: Betonáž a zatěžovací zkouška železobetonové desky

Betonová deska byla centricky zatěžována svislou silou na ploše 200 x 200 mm (Obr. 1). Síla byla v pravidelných intervalech zvětšována. Po předchozích zkušenostech byla deska přitěžována v půlhodinových intervalech a to o svislou sílu 50 kN. Při zvětšování zatěžování, nebyl zohledněn pokles napětí, vždy tedy bylo zatěžováno po 50 kN - tj. 50, 100, 150... atd. až do porušení vzorku. Na Obr. 1 je zachyceno vyztužení desky, betonáž desky a její zatěžování. Deska se při tomto způsobu zatěžování porušila při zatížení 350 kN. Deska se porušila protlačením, podobně jako je popsáno v [11]. Na Obr. 2 jsou zobrazeny trhliny na dolním povrchu porušené desky po jejím nadzdvižení.



Obr. 2: Trhliny na dolním povrchu desky po porušení desky

3 MKP ANALÝZA

Pro analýzu interakční úlohy modelu základové železobetonové desky s podložím byla použita metoda konečných prvků (MKP). Numerický model této interakční úlohy byl vytvořen v systému ANSYS 15. Pro vytvoření numerického modelu desky i modelu podloží byly využity 3D konečné prvky. Velikost prvků sítě byla odlišná pro řešenou oblast podloží a desky, u které je použita hustší síť. Velikost prvků konečnoprvkové sítě desky byla 0,10 x 0,10 m (půdorysný rozměr prostorových prvků). Jednalo se o šestistěnné prostorové prvky, jejichž třetí rozměr se lišil v souvislosti s tloušťkou jednotlivých vrstev popsaných v kap. 3.3. Prostorový model podloží tvořily šestistěnné konečné prvky o velikosti 0,20 x 0,20 x 0,20 m

3D numerický model podloží byl vytvořen jako pružný poloprostor, který byl modelovaný jako kontinuum. V tomto článku je sledován vliv homogenity poloprostoru na výsledné deformace. Poloprostor byl tedy modelován ve dvou variantách. V první variantě bylo podloží modelováno jako lineární izotropní homogenní pružný poloprostor. Ve druhé variantě bylo podloží modelováno jako lineární izotropní nehomogenní pružný poloprostor. V MKP analýze byly rovněž zohledněny nelinearity – konstrukční nelinearita a fyzikální nelinearita. Konstrukční nelinearita je způsobená kontaktní úlohou, resp. jednostrannou vazbou, jež působí pouze v tlaku. Kontakt mezi modelem desky a modelem podloží byl zprostředkován kontaktním párem konečných prvků typu TARGE 170 – CONTA 173. Vliv tření na kontaktu desky a podloží byl zanedbán, součinitel tření byl tedy nulový. Fyzikální nelinearita je spojena s vlastnostmi materiálů. Nelineární materiálový model je v numerické analýze proveden s využitím modelu Drucker - Prager, díky kterému je možné lépe vystihnout chování zeminy. Model Drucker – Prager používaný pro soudržné materiály s vnitřním třením je odvozen z podmínky plasticity dle von Misese. Drucker - Pragerova podmínka se svou povahou blíží Mohr – Coulombově podmínce plasticity, protože je možné s jeho využitím popsat rozdíl mezi tahovou a tlakovou pevností. Na rozdíl od Mohr - Coulombovy podmínky je Drucker - Pragerova plocha plasticity hladká, což je z numerického hlediska výhodnější.

3.1 Izotropní homogenní pružný poloprostor

Podloží je tvořeno pružným nekonečně velkým tělesem ohraničeným shora rovinou. Nejjednodušší idealizací poloprostoru je pružné, homogenní a izotropní těleso tvořené látkou, pro kterou platí Hookův zákon a je závislá na dvou materiálových parametrech. Těmi jsou modul pružnosti a Poissonův součinitel. Při tvorbě prostorového modelu s využitím 3D prvků je ovšem problematické zejména správně stanovit velikosti modelované oblasti představující podloží, zvolit okrajové podmínky a velikost sítě konečných prvků. Vzhledem k tomu, že zemina je látka nestejnorodá a její vlastnosti se liší od idealizace lineárně pružné, izotropní a homogenní látky, vypočtené hodnoty sedání nekorespondují s hodnotami skutečnými, naměřenými u konkrétních staveb, nebo během experimentů. Bylo vytvořeno několik různých numerických modelů, které se lišily okrajovými podmínkami, velikostí řešené oblasti a velikostí konečno-prvkové sítě, což jsou parametry, které mají významný vliv na výslednou deformaci, vnitřní síly i kontaktní napětí. Pro vyhodnocení závislosti deformací na zmíněných parametrech byla provedena parametrická studie [5, 6], která dokázala převládající vliv hloubky modelu podloží na výsledné deformace. Pro lineární homogenní izotropní kontinuum platí, že zvětšuje-li se hloubka namodelovaného podloží, zvětšují se i deformace. Čím je větší hloubka modelu podloží, tím je větší rozdíl mezi deformacemi vypočtenými pro jednotlivé varianty okrajových podmínek. S rostoucí hloubkou se tedy stává volba okrajových podmínek rozhodujícím kritériem ovlivňujícím výsledné svislé deformace [5, 6]. V takovýchto modelech však není zohledněna strukturní pevnost zeminy.



Obr. 3: Izotropní homogenní a nehomogenní pružný poloprostor

3.2 Izotropní nehomogenní pružný poloprostor

Aplikace nehomogenního poloprostoru umožňuje výstižnější popis chování nehomogenních materiálů (jako je zemina) než je tomu při aplikaci homogenního poloprostoru. V nehomogenním poloprostoru je jiná koncentrace svislého napětí v ose základu než v poloprostoru homogenním. Modul přetvárnosti se mění plynule s hloubkou. Nehomogenní poloprostor byl využit i pro MKP analýzu interakční úlohy modelu základové železobetonové desky s podložím. Podloží bylo modelováno s využitím prostorového prvku SOLID 45. Vlastnosti numerického modelu podloží byly definovány prostřednictvím modulu pružnosti *E* a Poissonova součinitele μ . Při řešení úlohy byla zanedbávána vlastní tíha zemního masivu i železobetonové desky. Model podloží byla rozdělen do 30 vrstev s různými materiálovými vlastnostmi dle rovnic (1), (2). Nehomogenita modelu podloží byla zohledněna uplatněním zvyšujícího se modulu přetvárnosti $E_{def,2}$. Modul přetvárnosti začíná hodnotou $E_{def,2} = 33,1$ MPa na povrchu modelu podloží. Výpočet vertikální složky napětí byl odvozen pro poloprostor zatížený na povrchu silou (Boussinesqova úloha). Modul přetvárnosti roste s hloubkou podle vzorců (1), (2) detailněji popsaných v [14]:

$$E_{def,2} = E_0 z^m \tag{1}$$

$$m = \frac{1}{\mu} - 2 \tag{2}$$

kde

- E_0 modul přetvárnosti na povrchu modelu podloží,
- z z-ová souřadnice (hloubka),
- *m* koeficient závislý na Poissonově součiniteli μ.

Pro MKP analýzu interakce základu s podložím byly vytvořeny a použity tři varianty okrajových podmínek zobrazených na obr. 4. Okrajovými podmínkami varianty A bylo bráněno vertikálním i horizontálním posunům v dolní podstavě modelu podloží (na obr. 4 označeno č. 6). Žádnými okrajovými podmínkami nebylo bráněno posunům uzlů obvodových stěn modelu podloží (na obr. 4 jsou tyto stěny označeny č. 2, 3, 4, 5) ani posunům uzlů v úrovni horní podstavy modelu podloží, která reprezentovala terén (na obr. 4 označeno č. 1). Okrajovými podmínkami varianty B bylo bráněno horizontálním posunům uzlů v nějších stěn modelu podloží (na obr. 4 označeno č. 2, 3, 4, 5) a vertikálním posunům uzlů v dolní podstavě modelu podloží (na obr. 4 označeno č. 2, 3, 4, 5) a vertikálním posunům uzlů v dolní podstavě modelu podloží (na obr. 4 označeno č. 6). Žádnými okrajovými podmínkami nebylo bráněno posunům uzlů v úrovni horní podstavy modelu podloží, která reprezentovala terén (na obr. 4 označeno č. 1). Okrajovými podmínkami varianty C bylo bráněno horizontálním i vertikálním posunům uzlů vnějších stěn modelu podloží dolní podstavy modelu podloží (na obr. 4 označeno č. 2, 3, 4, 5, 6). Žádnými okrajovými podmínkami nebylo bráněno posunům uzlů vnějších stěn modelu podloží dolní podstavy modelu podloží (na obr. 4 označeno č. 2, 3, 4, 5, 6). Žádnými okrajovými podmínkami nebylo bráněno posunům uzlů vnějších stěn modelu podloží dolní podstavy modelu podloží (na obr. 4 označeno č. 2, 3, 4, 5, 6). Žádnými okrajovými podmínkami nebylo bráněno posunům uzlů vnějších stěn modelu podloží dolní podstavy modelu podloží (na obr. 4 označeno č. 2, 3, 4, 5, 6). Žádnými okrajovými podmínkami nebylo bráněno posunům uzlů v úrovni horní podstavy modelu podloží (na obr. 4 označeno č. 2, 3, 4, 5, 6). Žádnými okrajovými podmínkami nebylo bráněno posunům uzlů v úrovni horní podstavy modelu podloží, která reprezentovala terén (na obr. 4 označeno č. 1).



Obr. 4: Varianty okrajových podmínek

3.3 3D numerický model

Výpočtový model byl vytvořen jako prostorový model s využitím 3D konečných prvků. Model železobetonové desky i model podloží byl tvořen konečnými prvky SOLID 45. V prostorovém modelu železobetonové desky byla zohledněna také výztuž. Model desky byl rozdělen na 4 vrstvy (obr. 5).



Obr. 5: 3D numerický model železobetonové desky

Nejnižší vrstva reprezentovala prostý beton a její tloušťka je rovna krytí výztuže. Nad touto spodní vrstvou je vrstva odlišných materiálových vlastností, která reprezentuje betonářskou výztuž. Modul pružnosti oceli byl $E_s = 210$ GPa, a Poissonův součinitel $\mu=0,3$. Tloušťka vrstvy výztuže byla stanovena tak, aby byla plocha této vrstvy reprezentující výztuž, shodná se skutečnou plochou výztuže ocelových tyčí použitých při betonáži modelu desky. Pro numerický model železobetonové desky byly vytvořeny dvě varianty, které byly vzájemně porovnány. V první variantě byl model desky neporušen trhlinami. Modul pružnosti betonu ve všech třech vrstvách reprezentujících beton neporušený trhlinami byl $E_c = 27,5$ GPa, a Poissonův součinitel $\mu=0,2$. Ve druhé variantě byl model desky narušený trhlinami, přičemž byl sledován vliv oslabení průřezu trhlinami na celkové deformace. Modul pružnosti betonu porušeného trhlinami byl použit v nižších vrstvách, resp. v tažené části průřezu (tj. nejnižší vrstva reprezentující krytí výztuže a část betonu porušeného trhlinami nad výztuží). Zmíněné dolní vrstvy představují část betonu s trhlinami. Poissonův součinitel v těchto vrstvách je $\mu = 0$ dle [16].

Pro variantu průřezu s trhlinami byla vypočítána část průřezu neporušeného trhlinami, x:

$$0.5.b.x^{2} + \alpha_{e}A_{s1}x - \alpha_{e}(A_{s1}.d) = 0$$
(3)

kde

b – šířka průřezu,

 α_e – poměr modulů pružnosti betonářské výztuže a betonu: E_s/E_{cm} ,

A_{s1} – průřezová plocha betonářské výztuže u taženého okraje průřezu,

d – účinná výška průřezu.

Po vyřešení kvadratické rovnice (3) byla získána hodnota x = 0,04 m. Poté byla využitím rovnice (4) vypočítána ideální plocha průřezu s trhlinami:

$$A_i^I = A_c^I + \alpha_e A_{s1} \tag{4}$$

kde

 A_c – plocha části betonového průřezu neporušeného trhlinami.

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu s trhlinami od tlačeného okraje a_{gi} (pro výšku průřezu neporušeného trhlinami, *x*) byla stanovena využitím rovnice (5), $a_{gi} = 0,04$ m.

$$a_{gi} = \frac{A_c a_c + \alpha_e (A_{s1}.d)}{A_i} \tag{5}$$

kde

 a_c – těžiště části betonového průřezu neporušeného trhlinami.

Po výpočtu těžiště průřezu porušeného trhlinami a_{gi} , byl dle rovnice (6) vypočítán moment setrvačnosti ideálního průřezu I_i^{II} zohledňující kromě vlivu výztuže také vliv trhlin:

$$I_{i}^{II} = I_{c}^{II} + A_{c}^{I} (a_{gi} - a_{c})^{2} + \alpha_{e} A_{s1} (a_{gi} - d)$$
(6)

kde

 I_c^{II} – moment setrvačnosti části betonového průřezu neporušeného trhlinami.

Dle Eurokódu 2 [16] lze prvky, u nichž se neočekává zatížení, které by vyvodilo v prvku napětí překračující v kterémkoliv průřezu pevnost betonu v tahu, považovat za prvky bez trhlin. Chování prvků, u nichž se očekávají trhliny, ale nedojde k jejich plnému rozvoji, odpovídá dle Eurokódu 2 [16] mezilehlému stavu mezi stavem bez trhlin a stavem s plně rozvinutými trhlinami.

Ohybová tuhost desky se po vzniku trhlin snižuje. Výpočet byl proveden na základě výpočtu ohybové tuhosti průřezu bez trhlin C_I a ohybové tuhosti průřezu s trhlinami C_{II} . Ohybová tuhost průřezu bez trhlin C_I byla vypočtena pomocí rovnice (7):

$$C_I = \frac{1}{E_{c,eff} I_i^I} \tag{7}$$

Ohybová tuhost průřezu s trhlinami C_{II} byla vypočtena pomocí rovnice (8):

$$C_{II} = \frac{1}{E_{c,eff} I_i^{II}} \tag{8}$$

kde

E_{c,eff} – účinný modul pružnosti betonu,

(Pro výpočet deformace při krátkodobě působícím zatížení $E_{c,eff} = E_{cm}$. Během experimentální zatěžovací zkoušky je zatížení uvažováno jako krátkodobé, tzn. $E_{c,eff} = E_{cm}$.)

 I_i^I – moment setrvačnosti průřezu neporušeného trhlinami pro $\alpha_e = E_s / E_{c,eff}$,

 I_i^{II} – moment setrvačnosti průřezu porušeného trhlinami pro $\alpha_e = E_s / E_{c,eff}$.

Pro prvky namáhané převážně ohybem je odpovídající předpoklad chování mezilehlého stavu mezi stavem bez trhlin a stavem s plně rozvinutými trhlinami vyjádřen vztahem (9) - aplikací rozdělovacího součinitele, kterým se umožňuje zohlednit tahové zpevnění průřezu:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M}\right) \tag{9}$$

kde

- β součinitel, kterým se zohledňuje vliv doby trvání nebo opakování zatížení na průměrnou hodnotu poměrného přetvoření. $\beta = 1,0$ při jednorázovém krátkodobě působícím zatížení. Během experimentální zatěžovací zkoušky je zatížení uvažováno jako krátkodobé, tzn. $\beta = 1,0$.
- M ohybový moment vypočítaný numerickou analýzou pro variantu modelu desky bez trhlin, M = 22,06 kNm/m',
- M_{cr} ohybový moment vypočtený pro průřez s trhlinami při zatížení způsobujícím vznik prvních trhlin dle rovnice (10):

$$\frac{M_{cr}}{I_c^I} \cdot (h - a_{gi}) \le f_{ctm} \quad \rightarrow \quad M_{cr} = 6.22 \quad kNm \ / \ m' \tag{10}$$

kde

h – výška průřezu neporušená trhlinami,

- I_c^I moment setrvačnosti části průřezu neporušené trhlinami,
- a_{gi} těžiště části průřezu neporušené trhlinami,
- f_{ctm} průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu.

Výše uvedené rovnice a výpočty sloužily ke stanovení křivosti $(1/r_m)$ od přímého zatížení způsobujícího ohybový moment *M*. Křivost byla vypočtena s využitím rovnice (11).

$$\frac{1}{r_m} = M \cdot \left[\left(1 - \zeta \right) \cdot C_I + \zeta \cdot C_{II} \right]$$
⁽¹¹⁾

Z následující rovnice (12) je tedy možné pro řešený případ vyjádřit modul pružnosti betonu s trhlinami E_c^{II} .

$$\frac{M}{E_{c}^{II}I^{I}} = \frac{1}{r_{m}}$$
(12)

Modul pružnosti betonu s trhlinami $E_c^{I I} = 7,3$ GPa byl použit v nižších vrstvách, resp. v tažené části průřezu (tj. nejnižší vrstva reprezentující krytí výztuže a část betonu porušeného trhlinami nad výztuží). Zmíněné dolní vrstvy představují část betonu s trhlinami.

4 SROVNÁNÍ HOMOGENNÍHO A NEHOMOGENNÍHO POLOPROSTORU

Parametrické studie popsané v [5, 6] přinesly několik závěrů, které byly ověřeny také pro případ interakce železobetonové desky s podložím analyzované v tomto článku. Parametrické studie popsané v [5, 6] dokázaly převládající vliv hloubky modelu podloží na výsledné deformace. Jako hlavní měnící se parametr nové parametrické studie zaměřené na sledování vlivu velikosti nehomogenního modelu podloží na celkové svislé deformace byla zvolena hloubka modelu podloží, která byla parametrickou studií homogenního modelu podloží vyhodnocena jako parametr nejvýznamněji ovlivňující velikost svislých deformací. V parametrické studii bylo vytvořeno devět 3D numerických modelů homogenního poloprostoru a devět 3D numerických modelů nehomogenního poloprostoru. Nová parametrická studie potvrdila všechny závěry pramenící z předchozích parametrických studií uvedených v [5, 6], včetně toho, že hloubka modelu podloží je parametr nejvýznamněji ovlivňující velikost svislých deformací.



Obr. 6: Srovnání homogenního a nehomogenního poloprostoru

Na obr. 6 je znázorněna závislost deformací desky na proměnné hloubce namodelovaného homogenního podloží (světlé křivky a nehomogenní podloží (tmavé křivky) pro různé varianty okrajových podmínek a při zachování stejné půdorysné plochy podloží.

Rozdíl mezi nejmenší a největší výslednou svislou deformací ve středu desky na homogenním modelu podloží je 1,971 mm, zatímco na nehomogenním modelu podloží je mezi maximální a minimální svislou deformací rozdíl pouze 0,604 mm, což je o 326% menší rozdíl hodnot geometricky shodných modelů lišících se pouze v homogenitě resp. nehomogenitě podloží.

Deformace železobetonové desky získané numerickou analýzou jsou vykresleny v příčném řezu vedeném středem desky pro variantu okrajových podmínek B. Na následujícím grafu (Obr. 7) je provedeno srovnání deformací vypočítaných 3D numerickým modelem železobetonové desky s trhlinami (tmavé křivky) a bez trhlin (světlé křivky). Tečkovanými křivkami jsou vykresleny deformace modelu podloží s hloubkou 2,0 m. Čárkovanými křivkami jsou vykresleny deformace modelu podloží s hloubkou 4,0 m a plnými křivkami jsou vykresleny deformace modelu podloží s s hloubkou 6,0 m. Černou plnou čárou jsou vykresleny deformace naměřené během experimentu. Vlivem trhlin dohází ke snížení tuhosti a zároveň nárůstu deformací. To je zřejmé i v grafu na obr. 7, ve kterém jsou deformace modelu desky s trhlinami téměř dvojnásobné ve srovnání s deformacemi modelu desky bez trhlin. Z grafu je rovněž zřejmý větší rozdíl mezi deformacemi na okraji desky porušené trhlinami a v jejím středu, než je tomu u trhlinami neporušené desky.



Obr. 7: Srovnání deformací desky porušené trhlinami a neporušené trhlinami, experiment

5 ZÁVĚR

Z grafu na obr. 7 je zřejmé, že model nehomogenního kontinua poskytuje menší svislé deformace než model homogenního kontinua. To je důsledkem rostoucího modulu přetvárnosti s hloubkou. Z grafu je také patrné, že ve srovnání s modelem homogenního kontinua není model nehomogenního kontinua tak silně závislý na náhodně volených geometrických parametrech modelu podloží, kterým byla pro tento případ rostoucí hloubka. Jako hlavní měnící se parametr parametrické studie zaměřené na sledování vlivu velikosti nehomogenního modelu podloží na celkové svislé deformace byla zvolena hloubka modelu podloží, která byla parametrickou studií homogenního modelu podloží vyhodnocena jako parametr nejvýznamněji ovlivňující velikost svislých deformací. V 3D numerické analýze interakce železobetonové desky s podložím byl zohledněn také vliv betonářské výztuže a vliv trhlin v tažených částech betonového průřezu. Pro zohlednění vlivu trhlin v tažených částech betonového průřezu byl v článku odvozen modul pružnosti betonu s trhlinami. V důsledku aplikace modulu pružnosti betonu s trhlinami mohl být v grafech článku sledován vliv trhlin v betonovém průřezu na celkové deformace desky. Grafy vycházející z výsledků numerické analýzy potvrdily počáteční predikce snížení ohybové tuhosti betonu po vzniku trhlin a závislost zvětšujících se deformací se snižující se ohybovou pevností betonu. Vypočítané deformace desky porušené trhlinami byly téměř dvakrát větší než vypočítané deformace desky neporušené trhlinami. Také rozdíl mezi deformacemi na okraji desky a v jejím středu byl větší u desky porušené trhlinami než u desky neporušené trhlinami. Vypočítané deformace ve středu desky neporušené trhlinami byly téměř třikrát větší než deformace na okraji desky. Vypočítané deformace ve středu desky porušené trhlinami byly téměř osmkrát větší než deformace na okraji desky. Důvodem zmíněného rozdílu je právě pokles ohybové tuhosti po vzniku trhlin v betonu.

PODĚKOVÁNÍ

Práce potřebné k vytvořením článku byly podporovány z prostředků Studentské grantové soutěže VŠB-TUO. Registrační číslo projektu je SP2016/140.

LITERATURA

- ABOUTALEBI, M. & ALANI, A. & RIZZUTO, J. & BECKETT, D. Structural behaviour and deformation patterns in loaded plain concrete ground-supported slabs, *Structural Concrete*. Vol .15, No.1, 2014, pp.81-93.
- [2] ALANI, A, & ABOUTALEBI, M. Analysis of the subgrade stiffness effect on the behaviour of ground-supported concrete slabs, *Structural Concrete*, Vol. 13, No. 2, 2012, pp. 102-108.
- [3] CAJKA, R. & BURKOVIC, K. & BUCHTA, V. & FOJTIK, R. Experimental Soil Concrete Plate Interaction Test and Numerical Models, *Key Engineering Materials*, Vols. 577-578, 2014, pp 33-36 Trans Tech Publications, Switzerland.
- [4] CAJKA, R. & BURKOVIC, K. & BUCHTA, V. Foundation Slab in Interaction with Subsoil, Advanced Materials Research, Vols. 838-841, 2014, pp 375-380, Trans Tech Publications, Switzerland.
- [5] LABUDKOVA, J. & CAJKA, R. Comparison of Measured Deformation of the Plate in Interaction with the Subsoil and the Results of 3D Numerical Model, *Advanced Materials Research*, Vol. 1020, 2014, pp 204-209, Trans Tech Publications, Switzerland.
- [6] CAJKA, R. & LABUDKOVA, J. Fibre Concrete Foundation Slab Experiment and FEM Analysis, *Key Engineering Materials*, Vols. 627, 2015, pp 441-444, TTP, Switzerland.
- [7] BUCHTA, V. & MYNARCIK, P. Experimental testing of fiberconcrete foundation slab model, *Applied Mechanics and Materials*, Vol. 501 504, 2014, pp. 291-294, Trans Tech Publications, Switzerland.
- [8] FRYDRYSEK, K. & JANCO, F. & GONDEK, H. Solutions of Beams, Frames and 3D Structures on Elastic Foundation Using FEM, *International Journal of Mechanics*, Issue 4, Vol. 7, 2013, pp. 362-369.
- [9] JANULIKOVA, M. & STARA, M. Reducing the Shear Stress in the Footing Bottom of Concrete and Masonry Structures, *Proceedia Engineering*, Vol. 65, 2013, pp. 284-289.
- [10] KRALIK, J. Optimal design of NPP containment protection against fuel container drop, Advanced Materials Research, Vol. 688, 2013, pp. 213-221, Trans Tech Publications, Switzerland.
- [11] HALVONIK, J. & FILLO, L. The Maximum Punching Shear Resistance of Flat Slabs, *Procedia Engineering*, Vol. 65, 2013, pp. 376-381.
- [12] JANDA, T. & SEJNOHA, M. & SEJNOHA, J. Modeling of soil structure interaction during tunnel excavation: An engineering approach, *Advances in Engineering* Software, pp. 51-60.
- [13] HUANG, X. & LIANG, X. & LIANG, M. & DENG, M. & ZHU, A. & XU, Y. & WANG, X. & LI, Experimental and theoretical studies on interaction of beam and slab for cast-in-situ reinforced concrete floor structure, *Journal of Building Structures / Jianzhu Jiegou Xuebao*, Vol. 34, 2013, No. 5, pp. 63-71.
- [14] FEDA, J. State of stress in the subsoil and methods of computation of final settlement, *Academia*, 152 p, 1974. (in Czech)
- [15] CAJKA, R. & KRIVY, V. & SEKANINA, D. Design and Development of a Testing Device for Experimental Measurements of Foundation Slabs on the Subsoil, *Transactions of the VSB -Technical University of Ostrava, Civil Engineering Series*, Volume XI, Number 1/2011, VSB
 TU Ostrava, Pages 1–5, ISSN (Online) 1804-4824, ISSN (Print) 1213-1962.
- [16] EN 1992-1-2: *Eurocode 2*: Design of concrete structures Part 1-2: General rules Structural fire design, 2004.

Civil Engineering Series, Vol. 16, No. 1, 2016

paper #8

Marine LOSABERIDZE¹, Mamuka VAZAGASVILI² and Mikheil TUTBERIDZE³

DETERMINATION OF THE STRESS FIELD OF THE BRITTLE ROCK CAUSED BY QUASI-STATIC LOAD

Abstract

In the paper the mathematical model has been proposed according of which the rock is considered as an orthotropic half-plane. On the boundary of this half-plane the loads, moving at a constant velocity, exert a pressure. The problem was solved by means of the theory of analytical functions.

Keywords

The rock, tensor, mechanical fracture.

1 INTRODUCTION

The rock failure is a highly complex problem, accompanied by its sides, which among the mechanical destruction is one of the most important problem. Solution of fracture mechanics problems often enables to explain many phenomena and predict failure of bodies of various shapes.

2 THE MAIN PART

The type of distribution of the load, acting on the surface, is of great importance in the course of the research of the processes of mechanical failure of the rocks. We will study the elastic-stressed state of petrean rocks whereas the load, moving by constant velocity C and disturbed by definite regularity $q_i(x)$, (i = 1, 2, ..., n), acts on the boundary.

Taking into the consideration the fact that the failure of petrean rock proceeds at relatively small deformations, then we can use the methods of classical theory of elasticity. Also the fact should be taken into account that the effect of acting load on the rock surface is gradually reduced with increase of the rock thickness (z) and in the long run completely disappears. For reasonably large z the weight of upper layers of the rock effects on the stress field. So that the attack of the load, acting on the rock surface, is considerable for the layer of small thickness (in comparison with other dimensions). Hence it may be thought to a definite approximation that the rock presents the orthotropic half-plane. The directions of its principal axes are coincident with the directions of the coordinate axes. From all above-mentioned the given problem may be formulated in the following manner: the orthotropic half-plane is given (i = 0) in the segment (a_i, b_i); on its boundary OX the loads, disturbed by regularity $q_i(x)$ (i = 1, 2, ..., n), move by constant velocity C is on Fig. 1.

¹ Ing. Marine Losaberidze, Ph.D., Faculty of Civil Engineering, Georgian Technical University, M. Kopstava str. 77, Tbilisi, 0175, Georgia. e-mail: marinalosaberidze@rambler.ru.

² Prof. Mamuka Vazagashvili, Ph.D, Faculty of Civil Engineering, Georgian Technical University, M. Kopstava str. 77, Tbilisi, 0175, Georgia. e-mail: mamuka vazagashvili@mail.ru.

³ Assoc. Prof. Ing. Mikheil Tutberidze, Ph.D., Faculty of Natural Sciences and Engineering Illia State University, Kakutsa Cholokashvili Ave 3/5, Tbilisi 0162, Georgia, phone: (+420) 597 321 313, e-mail: mikheil.tutberidze@iliauni.edu.ge.



Fig.1. The loads moving by constant velocity C on the segment (a_i, b_i) of the boundary OX of orthotropic half-plane

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = \rho \frac{\partial^2 U}{\partial t^2}, \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = \rho \frac{\partial^2 V}{\partial t^2}. \end{cases}$$
(1)

The condition of consistency:

$$\frac{1}{E_2} \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} - \sigma_2 \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) \sigma_y + \frac{1}{E_1} \left(\frac{\partial^2}{\partial y^2} - \sigma_1 \frac{\partial^2}{\partial x^2} \right) \sigma_x = \frac{2}{\mu} \frac{\partial^2 \tau_{xy}}{\partial x \partial y}$$
(2)

As well as zero initial conditions and the following boundary ones:

$$(\sigma_x)_{y=0} = 0 \text{ at free surface of the boundary}$$

$$(\tau_{xy})_{y=0} = 0, -\infty < x < \infty$$

$$(\sigma_y)_{y=0} = q_i(x), x \in (a_i; b_i), i = 1, 2, ..., n.$$

$$(3)$$

where:

 $E_{\rm 1}~{\rm and}~E_{\rm 2}~$ - are Young's modulus in principal directions,

 σ_1 and σ_2 - Poisson's ratios, μ - shear modulus,

U and V - the components of displacement vector which are connected which the complement of the stress tensors by the following relationship:

$$\begin{cases} \frac{\partial U}{\partial x} = \frac{1}{E_1} (\sigma_x - \sigma_1 \sigma_y), \\ \frac{\partial V}{\partial y} = \frac{1}{E_2} (\sigma_y - \sigma_2 \sigma_x), \\ \frac{1}{2} \left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \right) = \frac{1}{\mu} \tau_{xy}. \end{cases}$$
(4)

As it well-known there are the following concepts for the components of the stress tensor:

$$\sigma_{x} = -2m \operatorname{Re}[(\beta_{1} + m)F_{1}(z_{1}) + (\beta_{2} + m)F_{2}(z_{2})],$$

$$\sigma_{y} = 2n \operatorname{Re}[F_{1}(z_{1}) + F_{2}(z_{2})],$$

$$\tau_{y} = J_{m}[aF_{1}(z_{1}) + bF_{2}(z_{2})],$$
(5)

where:

 $F_1(z_1)$ and $F_2(z_2)$ - are the analytic functions in lower half-plane, (y < 0), moreover $z_1 = \xi + i\beta_1\eta$, $z_2 = \xi + i\beta_2\eta$,

$$\xi = x - ct, \ \eta = y, \ \beta_1 = \left(1 - \frac{c^2}{c_1^2}\right)^{\frac{1}{2}}, \ \beta_2 = \left(1 - \frac{c^2}{c_2^2}\right)^{\frac{1}{2}}$$

 c_1 and c_2 - are the velocities of the propagation of longitudinal and cross transverse waves; m, n, a, b - are the constants characterizing an orthotropy.

Considering the relationship (3) in (5) one can obtain:

$$J_{m}[aF_{1}''(\xi) + bF_{2}''(\xi)] = 0, \ -\infty < \xi < \infty$$
(6)

(6) will be satisfied if we can consider that

$$F_2''(z) = -\frac{a}{b}F_1''(z)$$
⁽⁷⁾

This latter allows to express the stress components by means of one analytic function. Moreover $\operatorname{Re} F_1''(\xi) = 0$ and $\operatorname{Re} F_1''(\xi) = \frac{b}{2n(b-a)} \cdot q_i(\xi)$, $\xi \in [a_i b_i]$, $i = 1, 2, \dots, n$ at the free segment

of the boundary.

From the last expression it is evident that the set problem is the Dirichlet's one. It may be solved by means of Schwartz's integral

$$F_{1}''(z) = \frac{b}{2n(b-a)} \cdot \frac{1}{2\pi i} \left[\int_{a_{1}}^{b_{1}} \frac{q_{1}(\xi)d\xi}{z-\xi} + \dots + \int_{a_{n}}^{b_{n}} \frac{q_{n}(\xi)d\xi}{z-\xi} \right]$$
(8)

From the type of the loads $q_i(x)$, x = 1,..,n we can establish the law of stress distribution in the body by formulae (5 – 8). In Fig.2 the graphs of normal and tangent stresses are presented in the case of the various loads.



Fig.2. Dependence normal and tangent stresses on the various loads

3 CONCLUSIONS

On the basis of analysis of obtained results we may drawn the following conclusions:

- Boundary problem for the orthotropic body as well as for isotropic one is reduced to the search of two analytic functions with the boundary conditions of mixed type. The difference lies in the characteristic coefficients of anisotropy.
- Derived formulae allow to determine those sectors were the stresses attain the maximum values. Exactly these sectors are the weakest places from the viewpoint of the strength.
- Individually and in combination, normal stresses attenuate the separate sectors of the rock and in the long run together with the tangent stresses create the beneficial conditions for failure. In the course of this process the tangent stresses play a crucial role since the cracks appear at the maximum points of the tangent stresses.

LITERATURE

- SNEDDON, I., N., BERRY, D., S.. *Elasticity and Plasticity*. Vol. 3/6. Berlin : Springer Berlin Heidelberg, 1958, pp. 1-126. ISBN 978-3-642-45889-7.
- [2] MUSKHELISVILI, N., I.. Some basic problems of mathematical theory of elasticity. Springer Netherlands, 1977, 681 pp. ISBN 978-94-017-3034-1.
- [3] SAVIN, G.. Mechanics of deformable bodies. "Naukova Dumka", Kiev, 1979.
- [4] SEIMOV, B.. Dynamic contact problems. "Naukova Dumka", Kiev, 1976.
- [5] IAMANIDZE, T., LOSABERIDZE, M. Impact of Two Moving Stamps on the Stressed State of an Elastic Half-Plane. *Bulletin of the Georgian National Academy of Sciences*", 2007 vol. 175, Nr. 4, pp: 55-57.
- [6] IAMANIDZE, T., LOSABERIDZE, M. On dynamic effect caused by moving punches on elastic half-plane with the account of friction force. Bulletin of Georgian National Academy of Sciences, 2010, pp. 39-43, vol. 4, no. 3.

Transactions of the VŠB – Technical University of Ostrava

Civil Engineering Series, Vol. 16, No. 1, 2016

paper #9

Przemysław ROKITOWSKI¹, Marcin GRYGIEREK²

INFLUENCE OF HIGH WATER CONTENTS ON PAVEMENT LAYERS STIFFNESS CAUSED BY FLOODING

Abstract

Moisture inside the construction of road pavements is the problem for road engineers all around the world. This issue is mentioned in many European or the US papers and studies, but still it needs to be developed. From the road engineers' point of view, very important for solving above problems are the studies on the influence of water and moisture inside the construction of road pavement during deflection measurements using Falling Weight Deflectometer (FWD). The paper raises this issue by showing a short review of Polish and foreign literature and presenting the first step of research work at the test site on Voivodeship Road 933 in Poland.

Keywords

Falling Weight Deflectometer (FWD), non-destructive testing, water, moisture, deflection, pavement, road construction.

1 INTRODUCTION

One of the main objectives at the design stage as well as at the execution stage is not lead up to the occurrence of excess water in a pavement structure. Frequently the movement of water into pavement construction is observed. Presence of excessive moisture in pavements is primarily due to melting of ice lenses during spring thaw, capillary actions and infiltration through pavement surface, shoulders and various kinds of existing damages. Following numerously investigations on the behaviour of pavement structure it is proved that excess water accelerates the deterioration of the structure causing i.e. frost heave, rutting or reduction of unbound aggregate courses strength and stiffness. Particularly sensitive to impact of water is silty or clayey subgrade as well as subbase and base with high content of fine particles or dense-graded unbound aggregate layers. High sensitivity of mentioned granular and unbound materials is due to reduction of mutual reaction among each particles and increase of pore water pressure. It is especially shown in decrease of the resilient modulus value which is greatly affected by moisture.

In recent years many research on water impact on performance of flexible pavements were carried out using Falling Weight Deflectometer. In this purpose FWD tests help to investigate variations in moisture content and changes in resilient modulus value. In this paper introductory experiences with FWD tests at the test site in Poland on Voivodeship Road 933 near Jastrzębie-Zdrój and Pawłowice were carried out with reference to similar observations reported in the literature.

¹ CEng. Przemysław Rokitowski, MSc., Department of Geotechnics and Roads, Faculty of Civil Engineering, Silesian University of Technology Gliwice, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice, Poland, e-mail: przemyslaw.rokitowski@polsl.pl

² CEng. Marcin Grygierek, Ph.D., Department of Geotechnics and Roads, Faculty of Civil Engineering, Silesian University of Technology Gliwice, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice, Poland, e-mail: marcin.grygierek@polsl.pl

2 PAVEMENT DIAGNOSIS METHODS

Examinations of road pavement structure damages can be made using numerous methods with different specialized equipment. Pavement diagnosis methods can be divided into three groups:

- destructive methods,
- semi-destructive methods,
- non-destructive methods.

In research aimed at water impact on performance of pavement structures by far the most examinations are executed using non-destructive testing such as deflection measurements, radartechnique examinations or surface parameters rating. In this group of methods deflection measurements using Falling Weight Deflectometer are primarily used.

2.1 Falling Weight Deflectometer (FWD)

Principle of operation of Falling Weight Deflectometer is similar to Light Weight Deflectometer, but allows to apply higher values of impact to imitate actual conditions of traffic load. FWD device measures vertical deflection of road pavement structure caused by falling of a fixed mass load from set height. Mass falls naturally and hits the damping arrangement which transfers impulse to plate bearing device. Vertical deflection induced by the plate is registered by group of geophones which are placed in different distance from the load axis. The load impulse value ranges from 7 to even 300 kN depending on the type of pavement structure. In FWD measurements on road pavements an impact load equal to 50 - 57.5 kN is mainly used [1]. FWD test operation scheme is shown in the Figure 1.



Fig.1: Falling Weight Deflectometer operation scheme [1]

3 FWD TESTS WITH PRESENCE OF EXCESS WATER – INTERNATIONAL EXPERIENCES

Many studies have been carried out to analyze the impact of excess water on pavement structure using Falling Weight Deflectometer tests. Great majority underlines the problem of excess water during the spring thaw because of seasonal variation of unbound layers stiffness. For subgrade, base and subbase decrease of stiffness can occur during winter short thawing periods and spring thaw. Winter fall of stiffness is usually less noticeable and is a short-term variation, while decrease of stiffness during spring thaw is more evident. After the spring thaw period is over, unbound pavement layers regain bearing capacity relatively quickly. However if the subgrade is fine-graded, recovery might last definitely longer [2]. The characteristic of unbound layers stiffness variation is shown in Figure 2.



Fig.2: Schematic diagram of seasonal variation of unbound layers stiffness [2]

Freeze thaw phenomena, frost heave, high moisture content and decrease of stiffness and bearing capacity are problems which concern susceptible soils in cold climates. Canadian field studies carried out in Quebec raised this issue. In a full-scale experiment on an existing road deflection and water content measurements were performed. The pavement structure consisted of 18 cm of bituminous layers, 40 cm granular base and a 40 cm thick sand frost-protection layer over a silty subgrade. Large moisture content variation was caused by deep frost penetration (up to 1.5 meters) and greatly affected pavement deflections (Figure 3). The period of decreased pavement structure stiffness lasts about 2 months – generally between February and April [2].



Fig.3: Deflections as a function of time during tests in Quebec. Gray – thawing periods [2]

Accelerated deterioration of pavement construction impacted by excess water was also the subject of Saevarsdottir and Erlingsson studies (2005, 2009) [3]. At the VTI full-scale indoor pavement test facility two road pavement structures (2005 - SE10, 2009 - SE11) were constructed in a 3.0 m deep, 5.0 m wide and 15.0 m long test pit. Both constructions were very similar and consisted of hot-mix asphalt (~3 cm), bituminous road base (7-8 cm), granular base course (7-9 cm), granular

subbase (44-46 cm) and fine-graded sandy subgrade. Both road pavement constructions were equipped with:

- εMU coils (vertical strain measurements),
- Soil pressure cells (vertical stress measurements),
- Linear variable differential transducers (vertical deflection measurements),
- Asphalt strain gauges (horizontal strain),
- Moisture content sensors (volumetric water content measurements).

The pavement structure and instrumentation mounted on different depth is shown in Figure 4.



Fig.4: Cross-section of pavement structures SE10 and SE11 with mounted measuring equipment [3]

Tests performed on shown pavement structures using Heavy Vehicles Simulator were divided into three phases:

- Pre-loading phase (20 000 load repetitions),
- Response phase (20 000 100 000 load repetitions, various loadings),
- Main phase accelerated loading test (around 1 million load cycles).

The first phase was performed with a 30 kN single-wheel load with a tire pressure of 700 kPa. In this step main objective was to achieve even compaction in the wheel path. In second phase the response of pavements structure was tested using single-wheel and dual-wheel configuration and different tyre pressures and axle loads. In the main phase development of permanent deformations was monitored using a dual-wheel with 120 kN axle load and 800 kPa tyre pressure. After about 487 000 repetitions test was stopped, water was pumped into the pavement construction pit until it stabilized at level of 30 cm below the top of subgrade layer and then tests were continued. After about 1.2 million repetitions tests were ended.

Erlingsson and Saevarsdottir concluded that raised water level had a great effect on pavement structure. When water was pumped into the construction more vertical strain and less vertical stress were observed in unbound layers and more tensile strain at bottom of the bituminous base was recorded. Water in pavement structure caused a reduced value of resilient stiffness in unbound layers as well as increased permanent deformation were obtained.

4 INTRODUCTORY EXPERIENCES – FIELD TEST ON VOIVODESHIP ROAD 933 (POLAND)

Present investigation objective carried out the response of road pavement construction to an applied variable load in FWD test in different moisture conditions. Research was based on FWD data registered in June 2010 on Voivodeship Road 933 near Jastrzębie-Zdrój in Upper Silesia region. The road has one carriageway with two traffic lanes – each lane in one direction (width of 3.5 m), hard shoulders (width of 1.5 m) and trapezoidal ditches on both sides. Road pavement structure consists of 25 cm AC layers and 35 cm dolomite base course with subgrade classified as silt. Testing site was located in mining activity area of coal mine KWK Pniówek. During the FWD test part of the road surface was permanently deluged, excess water occurred on the road surface, in ditches and on the adjacent area (Figure 5).



Fig.5: Deluged pavement surface of Voivodeship Road 933 in June 2010

The basic measurements performed at the site were FWD tests placed in fifteen reference points on the outer wheel path – seven on lane in direction to Pawłowice (right lane) and eight in direction to Jastrzębie-Zdrój (left lane). Reference points on right lane were located on 155.10 m long section as the points on left lane were arranged on 3.0 m long section. Only five out of fifteen reference points were situated on deluged area, as remaining ten FWD tests were performed on dry road surface (Figure 6). Deflection of pavement surface was registered by nine geophones placed with increasing distance from the centre of bearing plate. Loading plate was a circular disc with a radius of 15 cm. On the right lane in each reference point an impact load of 50 kN was executed, whereas on the left lane a variable impact loads were dropped. The impact load values in particular points are shown in the Table 1.



Fig.6: Reference points location on test site

Tab.1: FWD impact load values in particular reference points

	Right lane	(Pawłowice	Left lane (Jastrzębie-Zdrój direction)				
Reference point no.	1P; 2P; 3P	5P; 6P	7P; 8P	1J	2J; 3J	4J; 5J	6J; 7J; 8J
Load value [kN]	50	50	50	50	50; 57; 71; 81	50; 57; 71; 81	50; 57; 71; 81

In the article [4] authors divided back calculation methods into three groups (static, adaptive, dynamic) and then distinguished different approaches (i.e. empirical), behaviour of materials (linear, nonlinear) and different optimization procedures (i.e. genetic algorithm). The back calculation procedure was based on the overview of back calculation methods which is shown in Figure 7. FWD data registered on test site were back calculated using path: back calculation methods - static - conventional - linear - parameter identification. Moduli values were obtained using iterative optimization procedures unless the variation of approximation between measured and theoretical vertical deflections was acceptably low. Acceptable value of variation of approximation was described by functions [5]:

$$\Delta = \frac{\sqrt{F/k}}{\frac{\sum_{j=1}^{k} w_j}{k}} \tag{1}$$

In which:

$$F = \sum_{j=1}^{k} (w_j - u_j)^2$$
(2)

where:

- w_j . displacement calculated in the model; $w = f(E_i, v_i, h_i, n, a, q, r_j, z_j)$ [mm]
- u_j displacement measured at the surface of pavement at the distance r_j from the load [mm],
- *k* number of points on deflection bowl [-],
- n number of layers, $k \ge n$,
- E_i moduli value of each pavement layer [MPa],
- v_i Poisson's ratio of each pavement layer [-],
- h_i thickness of each pavement layer [mm].

Registered FWD data were used in a back calculation procedure to obtain layer moduli values. Back calculation analysis was made using Bisar 3.0. In pavement modelling an multilayered elastic half-space model was used corresponding to a non-linear behaviour of subgrade.

Pavement surface model was divided into four model layers:

- Bituminous layer (consists of all bituminous courses),
- Base course,
- Subgrade,
- Elastic half-space (infinite thickness).

As results, decreasing tendency for backcalculated values of subgrade moduli in the surfacedeluged direction was obtained. Similar results were observed for unbound dolomite base course (Figure 8 & 9).



Fig. 7: Overview of back calculation methods [4]



Fig.8: Backcalculated moduli value of subgrade on right lane (direction: Pawłowice)



Fig.9: Value of backcalculated moduli subgrade on left lane (Jastrzębie-Zdrój direction)
Furthermore a comparison of field test and backcalculated deflection values based on deflection bowls was carried out. Average dissimilarity was compared using the coefficient of variation. Value of the coefficient alternates between 0.5% to 1.9% what is an acceptable result.

Finally the influence of variable load applied to a pavement structure was considered. This issue was analyzed only on the left lane (Jastrzębie-Zdrój direction) in seven reference points where various loads were applied. Three different parameters were taken into consideration: moduli value, average moduli value and standardized deflection value. Obtained values of moduli reached maximum when load equal to 71 kN was used (subgrade and AC layers) and for unbound base course using impact equal to 50 kN. Similar conclusions were made after analysis of average moduli. The greatest values of average moduli for subgrade and AC layers acquired applying load equal to 71 kN (Figure 10). Maximum value for dolomite base course was observed when the impact equal to 81 kN was applied. Considering standardized deflection values (standardization equal to 50 kN) conclusions were obvious – the highest values were obtained for the applied load equal to 81 kN.



Average moduli E value of subgrade Direction: Jastrzębie-Zdrój, various impact load values

Fig.10: Average moduli E of subgrade obtained on left lane with various load impact values

5 CONCLUSIONS

To sum up, a different response of pavement structure was observed when variable value of load in FWD test was applied. Load value influenced the deflection measurements and hence standardized deflection, and as a result – the moduli value of particular pavement layers. Moreover, the backcalculated moduli values of subgrade show decreasing tendency in permanently deluged road surface direction. Introductory experiences underlined in this paper will be the groundwork for further research.

LITERATURE

- [1] KRAWCZYK, B., Identyfikacja parametrów modeli nawierzchni drogowych na podstawie impulsowych testów dynamicznych, PhD thesis, Wrocław, 2012.
- [2] CHARLIER, R. et al, Water influence on bearing capacity and pavement performance: field observations, *Geotechnical, Geological and earthquake engineering Vol. 5: Water in road structures. Movement, drainage & effects.* 2008, pp. 175-192. ISBN 978-1-4020-8561-1.
- [3] SAEVARSDOTTIR, Th. & ERLINGSSON, S., Water impact on the behaviour of flexible pavement structures in an accelerated test, *Road Materials and Pavement Design.* 2013, DOI: 10.1080/14680629.2013.779308.
- [4] GOKTEPE BURAK, A. et al, Advances in backcalculating the mechanical properties of flexible pavements, *Advances in engineering Software* 37. 2006, pp. 421-431, DOI: 10.1016/j.advengsoft.2005.10.001.
- [5] SYBILSKI, D. et al, *Katalog wzmocnień i remontów nawierzchni podatnych i półsztywnych 2012*, IBDiM, Warszawa, 2012.
- [6] SZYDŁO, A., *Statyczna identyfikacja parametrów modelu nawierzchni lotniskowych*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 1995, ISSN 0324-9727.
- [7] SIDDHARTHA, R. et al, Drainage and flexible pavement performance, *International Journal* of Engineering Science and Technology Vol. 4, 2012, pp. 1308-1311, ISSN: 0975-5462
- [8] SAAD, B., Analysis of excess water impact on the structural performance of flexible pavements, *International Journal of Pavement Engineering*, 2014, pp. 409-426, DOI: 10.1080/10298436.2013.790546.
- [9] SALOUR, F. & ERLINGSSON, S., Pavement structural behaviour during spring thaw. Interpretation of FWD measurements by monitoring environmental data from county road 126 at Torpsbruk, *VTI rapport 738A*, 2012, ISSN: 0347-6030.
- [10] ZHOU, H., Comparison of backcalculated and laboratory measured moduli on AC and granular base layer materials, in: *Tayabji SD, Lukanen EO, editors. NDT of pavements and backcalculation of moduli, 3. Special technical publication, STP 1375 vo. 3-37, 2000, pp. 161-172.*
- [11] MERA, R. F., Dynamic nondestructive testing of pavements, PhD thesis, Austin, 1995.

Civil Engineering Series, Vol. 16, No. 1, 2016

paper #10

Ondrej ŠEDO¹, Radka KNÁPEK²

BARBARIAN ARCHITECTURE IN MORAVIA DURING THE FIRST CENTURIES AD -BUILDING MATERIALS, CONSTRUCTIONS AND GROUNDPLAN LAYOUT

ARCHITEKTURA BARBARŮ NA MORAVĚ V PRVNÍCH STALETÍCH NAŠEHO LETOPOČTU - STAVEBNÍ MATERIÁLY, KONSTRUKCE A PŮDORYSNÉ DISPOZICE

Abstract

The article presents buildings representing architecture of the barbarian populations, which during the 1st-3rd century AD inhabited area of Moravia (Czech Republic) lying north of the Roman border on the Middle Danube. During archaeological excavations there were documented structures founded at the ground level, with pillars digged into the ground. There were used wooden structures with supporting elements in the form of stakes staffed in the ground, the walls were built using wicker and clay. There are known forms of large dimensions, but also small utility constructions. The surprising finding is fact, that when assessing the seemingly primitive recessed structures there were implemented measuring procedures requiring good knowledge of geometry and abillity to stake of right angles can be expected.

Keywords

Moravia, Roman period, Barbarians structures, building foundations, geometry

1 INTRODUCTION

The architecture of the first century AD is represented by buildings that were built on the territories controlled by Rome. The world of barbarians living on the northern borders of the Roman Empire in ancient times is considered quite primitive, and the creators of the reliefs on the column of Marcus Aurelius (Fig. 1), in the framework of depictions illustrating recent fightings of Marcomannic wars, not looking for details about the realities of the countries located on the north of the Danube used the shelters of shepherds from the mountain areas of the Apennine peninsula as a model for demonstrating the homes of local residents, see e.g. [19].

The architecture of barbarians inhabiting the territory of Western and Central Europe beyond the Roman borders is based on the older, prehistoric traditions and did not know the walling on mortar. As basic building materials wood and clay were used. The terrain archaeological excavations only on a small scale provide information about technological and construction aspects of buildings of that time. There are preserved only small remnants of those buildings in terrain. In the framework of archaeological research an interest is usually reduced to solving problems of typology relevant to time classifing features, or the details are studied which can provide support for the determination of the former functions.

¹ Mgr. Ondrej Šedo, PhD., Archaeological Prospecting Department, Institute of Archeology of the Czech Academy of Science, Brno, Čechyňská 363/19, 602 00 Brno, phone: (+420) 515 911 131, E-mail: ondrej.sedo@post.cz.

² Mgr. Radka Knápek, Archaeological Prospecting Department, Institute of Archeology of the Czech Academy of Science, Brno, Čechyňská 363/19, 602 00 Brno, phone.: (+420) 605 801 276, E-mail: radka.knapek@gmail.com.



Fig. 1: The building destroyed by Roman soldiers attack against a barbarian village during the Marcomannic wars. The scene from a column of Marcus Aurelius on Piazza Colonna in Rome [13].

Knowledge about settlements and settlement complexes can be used in the analysis of contemporary social structures, the intensity of settlement in the context of the natural conditions of the period is usually also monitored. Attempts on reconstruction, either mass or drawing, are often prepared as an illustration approaching the appearance of creations of studied time period, generally only with intuitive consideration of technical problems. There are rarely observed aspects of building structures usually in situations where there is significant theoretical training important for construction works at the archaeological parks (for Roman period e.g. Elsarn in Austria [10]. Technical details of construction or statics issues are solved only in exceptional cases [8], [15].

2 DATA ACQUIRED DURING THE FIELDWORKS

The crucial part of the settlement features from the Roman period researched in Moravia belongs to a period that includes the period of the second half of the 1st century AD, the 2nd century AD and also the beginning of the 3rd century. Then there were used mainly areas situated in the Moravian ravines, with a concentration of population along major rivers Morava and Thaya. Settlements were situated explicitly in places with good microclimate, preference was given to southfacing slopes. At first river terraces during archaeological surveys can identify traces of human settlements in areas in a distance of only 2 - 6 km. Also valleys of minor rivers and exceptionally headwater basin were used; to the hills and uplands within the border mountains settlement did not arrive. Our area of interest at that time constituted an integral part of an extensive ecumene including lowland areas in the Česká kotlina, Danube part of Lower Austria and southwestern Slovakia; according to historical reports it can be expected that the local population belonged to Germanic tribes of Markomanni and Quadi.

In the sites of settlements on the loess or gravel-sand subgrade, during archaeological fieldworks there are traces revealed of building activities in the form of countersinks, other manifestations of construction are postholes. They are an indication of the former above-ground wooden structures. The wooden posts, usually from carpenter unworked logs (with diameters of about 15 cm) were placed within slightly larger cylindrical pits, the free space around the foot of the wooden element was then tamped by clay.

Leaving aside the technical facilities and more often closer indefinable features (for example, storage pits, food ovens, pottery ovens, various settlement pits, clay pits or iron devices) clumps and whole systems of postholes appear in the researched areas. They indicate the points where the so called aboveground constructions with floors at the level of the former field were found. The entire

plans can be watched only in exceptional cases, and usually there are not any signs available of internal division or equipment in the form of fire pits, also missing even the so called cultural layers - clay horizons and runoff mingled with waste materials produced during the people's stay in the settled areas.

The part of the housing consists of sunken features, mostly represented by the so-called huts (see below). Even in these buildings, we can watch the layout of vertical support elements according to the layout of the postholes. Positive evidence of exterior walls or partitions *in situ* is available only very rarely. In the places where there were wooden constructions destroyed byr fire, ash, embers and burned clay appear, lumps of daub are frequent and clay blocks of erasures with bold imprints wooden elements, too.

The arrangement of settlements is not sufficiently known, except for an unsystematic layout of features creating free parallel rows with a watercourse, traces of the existence of smaller clusters appear. Good defensible positions were not used and we miss clear traces of the fence. Small units, such as courts, can be expected only in younger Roman period, according to the situations known in other regions [4]. We have no information available that would allow us to distinguish the residence of members of the nobility. Grave findings demonstrate that in the areas used by them products made from precious metals, sumptuous gifts received during diplomatic efforts with representatives of the Bornan Empire, or features used at social events organized by representatives of the barbarian communities, e.g. services of bronze boilers, iron tripods or large trestles intended to cook large pieces of meat were stored often probably even for several generations [12].

3 ABOVEGROUND BUILDINGS

Sufficiently readable plans of aboveground structures in Moravia are preserved only in exceptional cases, and only rarely we are able to watch their relations to other types of features in the populated area. Only during the research in Vyškov (1989-1991, head PhDr. Martin Geisler) it could be managed to watch an important part of a large complex - there was an investigated slope with settlements forming a band with a length of 500 m, and only the rest of the area 300 m long remains unknown. Therefore, to characterize Barbarian architecture in the role of *pars pro toto* we will primarily use examples from this site. Research actions in other parts of the Moravian territory (e.g. Blučina, Komořany, Křepice, Mušov, Rajhrad [3] [17]; allow to study relatively small snippets of the settled areas. In the western part of the barbarian Europe the aboveground structures are extremely numerous. The condition noted in Moravia corresponds to the situation in the southwestern Slovakia and in Bohemia (primarily [4], [6], [20].

In Vyškov we have a significant part of the the ground plan of a big construction available which is additionally interesting because it had its shorter side adjusted to an apse (Fig. 2: 2). The part of the built-up area has not been maintained, because we lack the data needed for comparison to features from areas where numerous potential analogies are available. The most significant exhibit houses (ie. "Wohnstallhauses"), which were key buildings in settlements, are situated along the banks of the North Sea. The common roof covered the living area equipped with a fireplace, in the middle there was a space for the storage of things and operation of production activities, the rest was used to house animals - there was found a special space for each cattle. The freestanding farm buildings were also usually of a large size. Similar structures are known from throughout the western barbaricum [2], [5], [18], [22].

When constructing the building with an apse from Vyškov it was necessary to cover the space with a span of about 6 m, while the roof truss was supported evidently by the inner row of stakes; they took place near the outer rows, and so we cannot label the known torso as the rest of the aisled disposition. Total length is unknown, in case of missing one third or even one half the longitudinal dimension could be 17 or maybe 22 m. It can be surmised that during the construction of this building challenging construction techniques were used, including carpentry of structural joints (eg. linkage of pins, plateful); they are supported by findings of treated wood fetched from humid environment at the site Feddersen Wierde in northern Germany [9].



Fig. 2: Aboveground constructions from Vyškov. 1. Granary (feature 209) with 3 pairs of vertical supports. 2. Building with an apse. 3. Rectangular ground plan (complex near feature 219) with shallow postholes. 4. Plan of the building (feature 124) characterized by deep postholes.

For the determination of the former function of the building we observed in Vyškov we have no supports, putting into the space of recessed huts could possibly allow to consider that the interior was used for dwelling, the economic function which is not precisely known cannot be excluded as well. Rounding of the shorter side, this time in the form of a segmented closure is documented for the building investigated in the Austrian Bernhadsthal. Building area there could be watched in its entirety, there were dimensions $10,70 \times 5,80$ m identified. Considered is the possibility that one part was used for housing and in other parts there was a space found for stabling of cattle – it could probably belong to the category of "Wohnstallhaus" [10].

Other groups of postholes (feature 209) illustrated the existence of a granary in Vyškov (Fig. 2: 1). An area with dimensions of 380 x 320 cm is defined by three pairs of postholes which are on one of the short sides doubled. Granaries with floor plans (usually) of small dimensions in the western part of the territory inhabited by Germanic tribes existed in the local Iron Age. The popularity was given by natural conditions with a high state of groundwater in inhabited landscape - the elevated floors allowed to keep stocks dry. Numerous examples of these buildings were reported at other locations in Moravia, in Vlčnov - Dolní Němčí or in a late Roman period settlement Zlechov [3], [21].

The system of postholes (complex near feature 219) allows to reconstruct ground plan of another aboveground feature that had a rectangular shape (Fig. 2: 3), with dimensions of 720 x 340 cm. Lines formed by postholes are not arranged in alignment, it seems that the top of stakes have not linked a single wall plate with a direct course. The stake in the middle of one of the parties could keep the end of the ridge purlin of the gabled roof. Doubling of some vertical elements allows the considerations that they were incorporated during the construction of the walls, during their establishment wooden poles and clay were used, but we miss more detailed evidence for such a proposal.

Another structure (feature 124) with dimensions of 640 x 340 cm is characterized by the fact that in both long sides and partly at one shorter side postholes arranged in pairs appeared (Fig. 2: 4). They intervened to great depths (some up to 60 cm above the level of detection). Similar distribution of postholes was not already repeated in Vyskov and at the settlements north of the middle Danube it appears exceptionally; doubling of stakes is observed in the building from Bernhardsthal (see above).

Both these elongated buildings from Vyškov (Fig. 2: 3, 4) are showing signs according to which for measuring of their long and short walls there was used knowledge necessary for the determination of right angles. Deliberate layout of the right angle was clearly documented for Celtic architecture during detailed analyzes of buildings from oppidum Manching in southern Germany; there was also used a local furlong (foot). The side lengths of underground structures were also projected in standardized ratios in this area (1: 2, 3: 4, 3: 6, 4: 6, 7: 8, 7: 12, etc.) [14]. We can expect predetermined intention of the builders from the Roman period in our monitored cases. Despite the fact that the presented plans show different ways of establishing the supporting elements, for both is true that a built-up area created a rectangle with aspect ratios of 2: 1.

3.1 Daub

In the case of our analyzed aboveground structures from Vyškov we have not evidence for the reconstruction of the former appearance of the exterior walls. We can only expect in a general level that the techniques of clay deletion applied to the mesh from bars and twigs were utilized; The armature from such materials could also firm up a strong clay wall, which sometimes was built of a material mixed with organic filler material (probably straw, chaff or hay). Daub fragments analysis from the sites which were destroyed by fire, demonstrate such procedures, in some cases (Slatinice in the Central Moravia) with the connection of the analyzed burned fragments to the concrete construction [6]. In the form of imprints also different ways of adjustments of wooden support and construction elements are recorded. Round timber of various diameters was used, burning and stinging of trunks or carpentry processing into prisms is also documented.

For building with a pair of postholes around the perimeter of the ground plan (feature 124; Fig. 2: 4) there is an obvious effort of builders to perform a solid foundation of the feet of the stakes

in the ground - they encroached up to depths approximately 60 cm from the level of detection. It is possible to assume that the construction was chosen in order to be able to carry a higher load. An interest to place the pairs of stakes in a line of longer walls at regular intervals is obvious. So their tops could be linked with the aid of horizontal beams running across the feature. One can assume that these beams created a grid allowing to make ceiling of the inside. In the case that the wooden supporting elements were overlaid by deletion or by a layer of clay, they could create a barrier increasing heat insulation properties of such a construction and at the same time the interior of the building would have been better protected against the effects of fire in case of fire.

4 COUNTERSINK HUTS

For Moravia and the adjacent area (southwest Slovakia, Danubian part of Lower Austria, Bohemia) countersink huts with quadratic ground plans are characteristic for the Roman period, with stakes distributed at the vertices of a hexagon. Other types of buildings with floors under the ground level are represented in insignificant numbers. There has not been possible still to decide whether they were intended for habitation or for the performance of economic activities. There was no installation of any fireplace or other heating equipment in them. The question is also why the scheme with six stakes, without supporting elements mounted in the corners was used; this solution has not any analogy in the prehistoric times and remains totally unique. In the specialist literature typology is monitored and details observed during fieldworks are documented circumstantially [3], [7].

The adequate feature are usually shallowly recessed or their floors are lying in depths about 60 cm above the level of detection. The entry is often characterized by a special niche for which the so called the input dent is usually found in the floor. As a representative example we can mention basic information for the sunken hut from Vyškov, feature no. 50 (Fig. 3) [16].



Fig. 3: Ground plan showing the scheme, which was used for the measurement of the positions for individual postholes at the beginning of construction works. Vyškov, sunken hut, feature no. 50.

The recessed part occupied an area with dimensions $340 \times 410 \text{ cm}$ (Fig. 3), the floor was found at a depth of 40 cm. One of the postholes located in the middle of the short northeast side reached up to 70 cm depth, we expect that together with the shaft in the opposite wall it carried the ridge pole. The interior with a flat, hard (apparently trampled) floor was accessible through an entrance alcove with a slightly increased floor, a shallow dimple was found near. In one of the

corners a "shallow cellar" was modelled. The total area reached 14 m², while on the settlement also a hut is noted with an area of just 10 m², the largest acreage reaches up to 30 m².

There are certain indications for monitoring of digging the hut. In Miroslav narrow strips were detected created probably by a hoe with a flat blade, from Vyškov we know traces of clay extracting with a tool, which can be reconstructed as a stake with its forehead truncated into a narrow strip with a blade in the form of a widely flared wedge. Loose clay then was carried away in baskets. The tool in the form of a stake was suitable for digging of relatively narrow postholes.

The quantity of mass fetched from the space of the building 50 in Vyškov reached about 5,5 m^3 , due to the fact that during the fieldworks overburders of higher levels occurred it could have been slightly more of excavated material. Ditched clay (loess) was probably used for the construction of a massive exterior wall. Such an assumption is supported by the situation documented in the area of another hut from Vyškov (feature 217). Around the countersink proper a strip of small postholes was conducted in places 60 cm wide; the rods in the holes created an outline for a weave, which featured a support for a clay wall.

The material obtained by mining in the area of the hut (feature 50) could have been sufficient for the construction of a wall with a height about 120 cm, and with a thickness at least 35 cm. The reason for the construction of such mighty walls can be found in the fact that the part of weight of the roof structure consisted on the wall. The wall, as well as the countersink below ground level were important for reducing of heat losses in winter. This was achieved also for better accumulation of heat in the interior. Conversely, thermal inertia in the summer, together with the evaporation of soil moisture caused that there was no excessive heating.

Recurring elements in ground plans led the authors of this text to try to verify whether a unified plan was applied during the construction of huts. In the first instance, on the example of the feature 50 from Vyškov (Fig. 3) it was found that all the six postholes were located quite accurately on a circle with the center on the axis of the feature, between the postholes in the short sides. Places for the stakes are located at intersections formed during dividing the circle into six equal parts (Mistakes can be explained by the fact that during the excavation of the specific posthole a deviation of the shaft from the vertical direction occurred; in addition, surveying was carried out in the uneven terrain on the slope.). We can also say that an abscissa defined by centers of postholes in the shorter walls can be divided into 12 parts. Measuring of points in the terrain hypothetically was carried out so that the builders used a rope marked with multiples or parts of some standard line measure. Then in individual steps they measured points in a predetermined scheme with its help.

It is not clear why they created so complicated ground plan. All the appropriate steps could have been important for planning of individual working procedures - with high probability it was possible to predict other measures of the intended construction, including lengths of wooden structural elements. Extraction of adequate trees had yet to take place out of the growing season, in the winter, and therefore, before the time suitable to the digging. Statics and strength of structures, did not constitute a problem. We think that according to ancient ideas it was not enough to work only within the economically determined limits, just reflecting the will of the implementer, randomly, depending on the instantaneous decision.

The real motivation of the builders has to be looked for elsewhere. The newly established feature had the importance for the another life, perhaps of one generation of users, it was therefore necessary to proceed so that all the steps, including the determination of dimensions, were executed in accordance with the rules applicable in the microworld of people at that time. The area layout using geometric measurements had a special meaning – to ensure compatibility of the new work with objectively existing, higher order valid in the natural world, which had been encoded in geometric patterns. The interest in the "ritual treatment" of the beginning of construction is demonstrated by building sacrifices, and the Moravian environment also has provided evidences of specific acts accompanying the end of the function of features [11]. One can assume that buildings, (or better to say their existence) occupied in the understanding of those people the same status as a person,

animals, plants, or selected movable properties. Therefore, the beginning and the end of their existence was accompanied by similar, improfan steps dictated by former rituals.

The existence of intentional use of measurements was in order to avoid of randomness verified on the example from another locality. The hut XIV uncovered during the research in Křepice [3] is characterized by an elongated ground plan and in this case a previously prepared scheme was successfully identified (Fig. 4). Preliminary analyzes performed on other ground plans of huts showed, that (except in situations for now without success) usage of various apparently distinct concepts can be identified. The huts with application of alternative processes occur more frequently than those where there was an application of the rules known to us. Generally shared principle was obviously varied by location, time, and with respect to yet unknown circumstances.



Fig. 4: The scheme used during stakeout points for the placement of postholes. Hut Křepice XIV.

In regions where people's lives continued genetically connected with the Germanic environment, there were documented building foundations where measurements were used - the houses at the settlement of Merovingian time in Bavarian Kirchheim (dated to the 7th century AD), had the lengths of the walls measured in feet with approximately rectangular crossing lines of vertical support stakes [1].

5 CONCLUSION

Material and spiritual culture of barbarians who were the creators of architecture studied by us, persisted farther during the Roman period. Its signs, however, are being lost at the beginning of the Migration period; so we cannot expect continuity of the former architecture. It could seem that from the perspective of the present the former architecture is meaningless. Application of such materials as wood or clay is not even today fully anachronic. We can also say that the countersink of some interiors to greater depths was important in terms of energy savings and allowed to achieve a comfortable microclimate, especially the optimum humidity and temperature, whether by us referred huts served as the residential buildings or in them there were found the economic areas intended e.g. for storage of selected foods (eg. milk, dairy products, grain, the products modified from cereals through the fermentation process, or from vegetables with using the fermentation – e.g. fermented cabbage).

Nowadays in ensuring the appropriate parameters of buildings usually other materials are applied and in order to create good usable properties, architects prefer advanced technologies. This trend is ideologically conformist with approaches of architecture operated under the ancient and Roman world. The degree of complexity of local communities was significantly greater as compared to the situation which existed in barbaricum, in the Mediterranean region, except for technical and technological aspects, rational approach for planning and implementation of the construction work dominated. Thanks to the wide application of stone walling and bricks and due to the use of burnt roof covering significantly increased life expectancy of structures - it greatly exceeded the timeframe for the use of barbarian creations. Local, barbarian populations, however, they had another advantage - they were established with low technical, technological, material and energetical costs.

What is new is the discovery that with foundation of buildings of the barbarians in Moravia a particular importance had acts using quite complicated geometrical measurements. We can finally say, that people of that time had interest in quality working of projected buildings, chose appropriate venues for them, so that they served well to users, ensured the appropriate heat insulation and used the thermal inertia of building structures, in order to ensure a favourable climate in the interiors, and also applied the materials belonging to the category of renewable sources. The achievement of these goals is certainly not indifferent in the planning and implementation of structures in modern times.

REFERENCES

- [1] DANNHEIMER, H. Baumasse einiger frühmittelalterlicher Gebäude aus Bayern. *Archäologisches Korrespondenzblatt.* 1985, 15, pp. 515-523. ISSN 0342-734X.
- [2] DONAT, P. Langhäuser im östlichen Germanien. Überlegungen zu einem Forschongsproblem. *Slovenská archeológia*. 2001, 49, pp. 103-118. ISSN 1335-0102.
- [3] DROBERJAR, E. Studien zu den germanischen Siedlungen der älteren römischen Kaiserzeit in Mähren. Praha : Národní muzeum - Fontes Archaeologici Pragenses 21, 1997. 378 pp. ISBN 80-7036-039-9.
- [4] DROBERJAR, E. & PROSTŘEDNÍK, J. Turnov Maštalkovy zahrady germánský dvorec z 3. století. *Památky archeologické*. 2004, 95, pp. 31-106. ISSN 0031-0506.
- [5] HAARNAGEL, W. Die Grabung Feddersen Wierde. Methode, Hausbau-, Siedlungs- und Wirtsachaftform sowie Socialstruktur. Wiesbaden : Steiner, 1979. 364 pp. ISBN 3-515-02511-1.
- [6] KAŠPÁREK, F. Germánské sídliště z doby římské ve Slatinicích na Olomoucku. In Barbarská sídliště: Chronologické, ekonomické a historické aspekty jejich vývoje ve světle nových archeologických výzkumů (Archeologie barbarů 2007). Brno : Archeologický ústav AV ČR Brno, v. v. i., 2008, pp. 177-200. ISBN 80-86023-89-3.
- [7] KOLNÍK, T. Haus und Hof im quadischen Limesvorland. In *Haus und Hof im östlichen Germanien*. Bonn : Habelt, 1998, pp. 144-159. ISBN 3-7749-2795-2.
- [8] KOMBER, J. O rekonstrukci pravěkých halových domů z technického pohledu. Živá archeologie: (*Re*)konstrukce a experiment v archeologii. 2008, 9, pp. 58-62. ISSN 1213-1628.
- [9] KOSSACK, G. & BEHRE, K. E. & SCHMIDT, P. (Hrsg). Archäologische und naturwissenschaftliche Untersuchungen an ländlichen und frühstädtischen Siedlungen in deutchen Küstengebiet vom 5. Jahrhundert v. Chr. Bis zum 11. Jahrhundert n. Chr. 1st ed. Weinheim : Acta humaniora, 1984. 447 pp. ISBN 3-527-17005-7.
- [10] LOBISSER, W. & STUPPNER, A. Zur Rekonstruction eines kaiserzeitlichen Wohnstallgebäudes in Elsarn im Strassenthal. Archaeologie Österreichs. 1998, 9/1, pp. 71-80. ISSN 1018-1857.

- [11] NÝVLTOVÁ FIŠÁKOVÁ, M. & ŠEDO, O. Kostra kočky domácí v sídlištním objektu z doby římské v trati Žleby u Vyškova na Moravě. Archeologické rozhledy. 2003, 55, pp. 517-538. ISSN 0323-1267.
- [12] PEŠKA, J. & TEJRAL, J. Das germanische Königsgrab von Mušov in Mähren. Mainz : Verlag des Römisch-Germanischen Zentralmuseums, 2002. 310 pp. ISBN 978-3-88467-076-7.
- [13] PETERSEN, E. & VON DOMASZEWSKI, A. & CALDERINI, G. *Die Marcus-Säule auf der Piazza Colonna in Rom.* München : Bruckmann A. G., 1896. Tafeln I-LXIV. Bez ISBN.
- [14] SCHUBERT, F. Zur Maß- und Entwurfslehre keltischer Holzbauten im oppidum Manching. Untersuchungen zu Grundrißtypen, Bauten und Baustrukturen. *Germania*. 1994, 72, pp. 133-192. ISSN 0016-8874.
- [15] SKLENÁŘOVÁ, Z. Možnosti a problémy rekonstrukce pravěkých obytných staveb. Živá archeologie: (Re)konstrukce a experiment v archeologii. 2003, 4, pp. 11-39. ISSN: 1213-1628
- [16] ŠEDO, O. Příspěvek k poznání germánských sídlišť doby římské na Moravě. In Královská hrobka z Mušova. Barbaři a Římané nad středním Dunajem v prvních dvou stoletích nového letopočtu. Mikulov : Regionální muzeum, 1991, pp. 22-28. ISBN 80-900-359-2-2.
- [17] TEJRAL, J. Die Besonderheiten der germanischen Siedlungsentwicklung während der Kaiserzeit und frühen Völkerwanderungszeit in Mähren und ihr Niederschlag im archäologischen Befund. In *Haus und Hof im östlichen Germanien*. Bonn : Habelt, 1998, pp. 181-207. ISBN 3-7749-2795-2.
- [18] TRIER, B. Das Haus im Nordwesten der Germania libera. Münster Westfalen : Aschendorff, 1969. 188 pp. ISBN 978-3402058428.
- [19] TURČAN, V. Germánske sídliskové objekty na stĺpe Marca Aurelia. Zborník Slovenského národného múzea – Archeológia, 2014, Supplementum 8 - Stĺp Marca Aurelia a stredné Podunajsko, pp. 169-177. ISBN 978-80-8060-335-9.
- [20] VARSIK, V. Germánske osídlenie na východnom predpolí Bratislavy. Sídliská z doby rímskej v Bratislave-Trnávke a v okolí. Nitra : Archeologický ústav SAV - Archaologia Slovaca Monographiae Fontes 18, 2011. 404 pp. ISBN 978-80-89315-34-5.
- [21] ZEMAN, T. 1999: *Jihovýchodní Morava v době římské I-II*. Brno : Ústav archeologie a muzeologie filozofické fakulty Masarykovy univerzity, 1999. Diplomová práce, Masarykova univerzita, Filozofická fakulta, Ústav archeologie a muzeologie.
- [22] ZIMMERNANN, W. H. Die Siedlung des 1. bis 6. Jahrhunderts nach Christus von Flögeln-Eekhölten, Niedersachsen: Die Bauformen und ihre Funktionen. Probleme der Küstenforschung im südlichen Nordseegebiet 19. Hildesheim : Verlag August Lax, 1992, 360 pp. ISSN 0343-7965. ISBN 3-7848-1319-4.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava řada stavební, ročník 16, číslo 1, rok 2016

Transactions of the VŠB – Technical University of Ostrava

Civil Engineering Series, Vol. 16, No. 1, 2016

Redakční rada / Editorial board: Šéfredaktor / Editor in chief: doc. Ing. Martin Krejsa, Ph.D., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební Zástupce šéfredaktora / Deputy editor: doc. RNDr. Eva Hrubešová, Ph.D., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební Členové redakční rady / Members of the editorial board: prof. Pierre-Claude Aïtcin, Université de Sherbrooke, Kanada prof. Michael Beer, University of Liverpool, Spojené království a Leibniz University Hannover, Německo doc. Ing. Jiří Brožovský, Ph.D., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební prof. Ing. Radim Čajka, CSc., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební Dr. Peter Dusicka, Ph.D., P.E., Portland State University, USA prof. Gagik Galstvan, Doctor of Technical Sciences, National University of Architecture and Construction of Armenia, Arménie Pratanu Ghosh, Ph.D., Assistant Professor, California State University, Fullerton, USA Dr. Muhammad N.S. Hadi, Assoc. Prof., University of Wollongong, Austrálie prof. Dr. Ing. Peer Haller, Technische Universität Dresden. Německo prof. David Hui, University of New Orleans, USA prof. Chih Chen Chang, Ph.D., FHKIE, Hong Kong University of Science and Technology, Hong Kong prof. Qi Chengzhi, Beijing University of Civil Engineering and Architecture, Čína doc. Ing. arch. Ján Ilkovič, CSc., Fakulta architektúry STU v Bratislave, Slovensko prof. Gela Kipiani, Georgian Technical University, Tbilisi, Gruzie Prof. dr. sc. Hrvoje Kozmar, University of Zagreb, Chorvatsko prof. Ing. Alois Materna, CSc., MBA, VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební prof. Ing. Jozef Melcer, DrSc., Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Slovensko prof. Suren Mkhitaryan, Doctor of Sciences, Corresponding Member of the National Academy of Sciences, Arménie doc. Ing. Jaroslav Navrátil, CSc., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební Ing. arch. Hana Paclová, Ph.D., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební prof. Luis Jose Andrade Pais, Universidade da Beira Interior, Portugalsko Assoc. Prof. Doncho Partov, PhD. Eng., Higher School of Civil Engineering "Lyuben Karavelov", Sofie, Bulharsko Ing. Jindřich Pater, ČKAIT, oblastní kancelář Ostrava prof. Dr. hab. inž. Jaroslav Rajczyk, Fakulta stavební, Polytechnika Czestochowa, Polsko doc. Ing. Miloslav Řezáč, Ph.D., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební doc. Ing. Vlastislav Salajka, CSc., Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební prof. Evgeny Borisovich Smirnov, D.Sc., Saint-Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (SPSUACE), Rusko doc. Ing. Jaroslav Solař, Ph.D., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební doc. Ing. Richard Šňupárek, CSc., Ústav geoniky AV ČR Prof. Dr. Isik Yilmaz, Cumhuriyet University, Turecko prof. dr hab. inż. Jerzy Wyrwal, Fakulta stavební, Polytechnika Opole, Polsko prof. Alphose Zingoni, PrEng, CEng, PhD, FSAAE, FIABSE, FIStructE, University of Cape Town, Jihoafrická republika

Technický redaktor:

Ing. Pavel Vlček, Ph.D., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava řada stavební, ročník 16, číslo 1, rok 2016 Transactions of the VŠB – Technical University of Ostrava Civil Engineering Series, Vol. 16, No. 1, 2016

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava, řada stavební, je členem Seznamu recenzovaných neimpaktovaných periodik vydávaných v České republice. (seznam zřizuje Rada pro výzkum, vývoj a inovace, poradní orgán vlády České republiky)

> Publikované články jsou recenzovány. Za jazykovou správnost odpovídá autor.

Adresa redakce:

Ludvíka Podéště 1875/17 708 33 Ostrava - Poruba Česká republika

Webové stránky časopisu:

http://www.fast.vsb.cz/transactions

© V roce 2016 vydala Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava Tisk a vazba: Ediční středisko Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava

Náklad: 100 ks

Neprodejné

ISSN 1213-1962