



1 2006
ročník VI

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



1 2006
ročník VI

**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

ISBN 80-248-1248-7

ISSN 1213-1962

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava

číslo 1, rok 2006, ročník VI, řada stavební

Transactions of the VŠB – Technical University of Ostrava

No. 1, 2006, Vol. VI, Civil Engineering Series

Karel KUBEČKA, Antonín LOKAJ, Kristýna VAVRUŠOVÁ, David JONOV OVĚŘENÍ KVALITY POUŽITÉHO ŘEZIVA.....	1
Karel KUBEČKA, Antonín LOKAJ, Darja KUBEČKOVÁ HAVÁRIE DŘEVĚNÉ KONSTRUKCE ZASTŘEŠENÍ PRODEJNY V OSTRAVĚ	9
David JONOV, Karel KUBEČKA RIZIKA STAVEB Z HLEDISKA ZAKLÁDÁNÍ.....	21
Barbara VOJVODÍKOVÁ, Jana PLETNICKÁ NĚKOLIK PŘÍKLADŮ REGENERACE BROWNFIELDS V ZAHRANIČÍ	25
Renata ZDAŘILOVÁ PROMĚNY BYDLENÍ V PRŮBĚHU 20.STOLETÍ.....	31
Jana PLETNICKÁ, Barbara VOJVODÍKOVÁ PROJEKT CELOŽIVOTNÍHO VZDĚLÁVÁNÍ V OBLASTI BROWNFIELDS	43
Eva HRUBEŠOVÁ, Josef ALDORF VYUŽITÍ VÝSLEDKŮ MATEMATICKÉHO MODELOVÁNÍ K OPTIMALIZACI MONITORINGU NAPĚŤO- DEFORMAČNÍ A STABILITNÍ ODEZVY SVAHOVÉHO TĚLESA NA DEŠŤOVÉ SRÁŽKY	49
Josef ALDORF, Eva HRUBEŠOVÁ, Pavel ŠÍPEK OPTIMAL STABILIZATION SOLUTION OF THE PIT SITUATED NEAR THE IMPERIAL HOTEL	57
Eva HRUBEŠOVÁ, Barbara LUŇÁČKOVÁ MODELOVÁNÍ DYNAMICKÝCH VLIVŮ ODSŤŘELU NA NAPĚŤO-DEFORMAČNÍ STAV SVAHOVÉHO TĚLESA	65
Eva HRUBEŠOVÁ MOŽNOSTI VYUŽITÍ STOCHASTICKÉHO MODELOVÁNÍ PŘI ŘEŠENÍ ÚLOH GEOTECHNICKÉHO A PODZEMNÍHO STAVITELSTVÍ.....	73
Hynek LAHUTA PŘÍSPĚVEK K VYUŽITÍ STATICKÉ PENETRACE PRO STANOVENÍ SMYKOVÉ PEVNOSTI ZEMIN.....	83
Karel VOJTASÍK, Josef ALDORF POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI KOMPOZITNÍ PLASTO-BETONOVÉ STĚNOVÉ KONSTRUKCE U ZASYPÁVANÝCH NÁDRŽÍ A JÍMEK	95
Eva HRUBEŠOVÁ, Zdeněk KALÁB, Karel VOJTASÍK MODELOVÁNÍ VLIVU PODZEMNÍ VODY NA VELIKOST SEIZMICKÝCH PROJEVŮ NA POVRCHU	103
Stanislaw DUŽY STABILITY ASSESSMENT OF CONCRETE SHAFT LINING IN PROBABILITY APPROACH	109
Jan MAREČEK KONDENZAČNÍ KOMÍNY	117
Filip ČMIEL, Zdeněk PEŘINA VADY ZPŮSOBENÉ NEODBORNOSTÍ PŘI VÝSTAVBĚ RODINNÉHO DOMKU	129

Zdeněk PEŘINA, Filip ČMIEL	
TERMOGRAFIE A JEJÍ MOŽNOSTI VYUŽITÍ PRO DIAGNOSTIKU PORUCH	137
Leopold HUDEČEK, Ivana MAHDALOVÁ	
NÁVRH METODY PRO OBJEKTIVNÍ HODNOCENÍ MOSTŮ JAKO SOUČÁSTI POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ. STANOVENÍ KRITERIÍ PRO DETAILNĚJŠÍ ROZDĚLENÍ POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ S OHLEDEM NA RIZIKA SPOJENÁ S DOČASNÝM PŘERUŠENÍM DOPRAVY	143
Marián KRAJČOVIČ, Miloslav ŘEZÁČ	
KŘIVOLAKOST TRASY SILNIČNÍ KOMUNIKACE	159
Vladimíra MICHALCOVÁ	
MOŽNOSTI NUMERICKÉHO ŘEŠENÍ ZATÍŽENÍ KONSTRUKCÍ VĚTREM.....	169
Petr JANAS, Martin KREJSA, Vlastimil KREJSA	
SOUČASNÉ MOŽNOSTI PŘÍMÉHO DETERMINOVANÉHO PRAVDĚPODODOBNOSTNÍHO VÝPOČTU PŘI POSUZOVÁNÍ SPOLEHLIVOSTI KONSTRUKCÍ.....	181
Alois MATERNA, Jiří BROŽOVSKÝ, Petr KONEČNÝ	
PŘÍSPĚVEK K ANALÝZE STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ S UVÁŽENÍM NÁHODNÉHO CHARAKTERU VYBRANÝCH VSTUPNÍCH VELIČIN	193
Petr KONEČNÝ, Pavel MAREK	
APLIKACE METODY SBRA V RÁMCI UNIVERZÁLNÍHO MKP SOFTWARE.....	199
Iveta SKOTNICOVÁ	
ZMĚNY VE VÝPOČTOVÝCH METODÁCH TEPELNĚ TECHNICKÝCH NOREM	205
Irena SVATOŠOVÁ	
ZMĚNY PŘI NAVRHOVÁNÍ VYTÁPĚNÍ.....	213
Petra TYMOVÁ	
ZMĚNY ČSN PRO VNITŘNÍ VODOVODY	225
Jana MANFRINOVÁ, Marian MARSCHALKO, Luděk KOVÁŘ	
ENGINEERING GEOLOGICAL TYPOLOGY OF NEOGENE SEDIMENTS OSTRAVA BASIN CHARACTER FOR FOUNDATION ENGINEERING PURPOSE.....	233
Marian MARSCHALKO, Konstantin RACLAVSKÝ, Vojtech DIRNER	
HODNOCENÍ ZMĚN ZÁSTAVBY A DALŠÍCH KRAJINNÝCH PRVKŮ VE VYBRANÉ OBLASTI OSTRAVA JIH, POLANKA NAD ODROU, SVINOV, STARÁ BĚLÁ, HRABOVÁ A VÍTKOVICE	251

Karel KUBEČKA¹, Antonín LOKAJ², Kristýna VAVRUŠOVÁ³, David JONOV⁴

OVĚŘENÍ KVALITY POUŽITÉHO ŘEZIVA

Abstrakt

Příspěvek seznámí s postupem laboratorního zjišťování vlastností dřeva potřebných k provedení kontrolního statického výpočtu havarované konstrukce zastřešení prodejny Lidl v Ostravě. U této konstrukce došlo dne 3. ledna 2006 k havárii. Zkoumání vlastností dřeva a prokázání jeho kvality bylo součástí znaleckého posudku podaném znaleckým ústavem FAST VŠB TU Ostrava.

ÚVOD

Jako jedna z možných variant poruchy nosné konstrukce zastřešení a následného zřícení střechy prodejny LIDL v Ostravě bylo porušení některého z prvků vazníku zastřešení z důvodů špatné kvality dřeva, ze kterého byla konstrukce střešních vazníků zhotovena, následně přivezena na stavbu a na místě stavby smontována a realizována.

Pro potvrzení nebo vyvrácení této domněnky bylo nutno provést měření [1] na základě kterých pak po vyhodnocení [2], [3], [4] lze stanovit charakteristiky použitého materiálu, tedy dřeva. Pro uskutečnění tohoto měření – laboratorního měření bylo nutno provést odebrání vzorků z neporušených částí zborcené konstrukce. V místě kde došlo k prvotnímu kolapsu konstrukce nebylo možné určit, který z prvků byl porušen případným přetížením, nebo zda byl porušen následně při pádu konstrukce z výšky, kdy padající střešní krytina polámala vše co ještě jí stálo v cestě.

LABORATORNÍ ZKOUŠKY DŘEVA

Pro ověření kvality, jakosti a třídy dřeva, tedy geometrických a mechanicko fyzikálních vlastností použitého řeziva byl proveden odběr vzorků dřeva z části konstrukce, kde došlo k jejímu zřícení - z porušených konstrukcí střešních vazníků. Úkolem vlastního laboratorního zkoumání je potvrdit nebo vyvrátit vztah mezi použitým řezivem z hlediska kvality dřeva v návaznosti na zařazení do třídy řeziva ve vztahu na mechanicko fyzikální hodnoty použitého materiálu a v návaznosti na hodnoty použité ve statickém výpočtu konstrukce. Odběr vzorků byl proveden ve spolupráci s pracovníky integrovaného záchranného systému – Hasičského sboru města Ostravy v průběhu prohlídky konstrukce dne 4.1.2006. Množství odebraných vzorků vylo volena tak, aby je bylo možno odvézt dvěma osobními vozy (znalec + odborný konzultant). Bylo odebráno 54 ks vzorků délky přibližně 1050 mm. Výška průřezu byla u všech vzorků přibližně stejná a to 50 mm. Podle šířky průřezu byly vzorky rozděleny do čtyř skupin:

- A - šířka průřezu cca 160 mm,
- B - šířka průřezu cca 135 mm,

¹ Ing., Ph.D., VŠB – Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební, Katedra konstrukcí, Ludvíka Podéště 1875, 708 33 Ostrava-Poruba, tel: +420 596 991 343, e-mail: karel.kubecka@vsb.cz

² Ing., Ph.D., VŠB – Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební, Katedra konstrukcí, Ludvíka Podéště 1875, 708 33 Ostrava-Poruba, tel: +420 596 991 302, e-mail: antonin.lokaj@vsb.cz

³ Ing., VŠB – Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební, Katedra konstrukcí, Ludvíka Podéště 1875, 708 33 Ostrava-Poruba, tel: +420 596 991 375, e-mail: kristyna.vavrusova@vsb.cz

⁴ Ing., VŠB – Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební, Katedra stavební mechaniky, Ludvíka Podéště 1875, 708 33 Ostrava-Poruba, tel: +420 596 991 322, e-mail: david.jonov@vsb.cz

C - šířka průřezu cca 115 mm

D - šířka průřezu cca 75 mm.

Jednotlivé zkoušky, jejich průběh a metodika provedení zkoušek jsou v souladu s příslušnými normami [1], [2], [3], [4]. Na odebraných vzorcích byly provedeny tyto zkoušky:

1. vizuální zařazení podle pevnosti
2. ověření rozměrů a vlhkosti
3. hustota
4. nedestruktivní měření tvrdosti přístrojem Pilodyn
5. čtyřbodová ohybová zkouška

Následně bylo provedeno celkové vyhodnocení laboratorního měření

Vizuální zařazení podle pevnosti

Posouzení je prováděno na základě ustanovení normy ČSN 49 1531-1 Dřevo na stavební konstrukce – Část 1: Vizuální třídění podle pevnosti. Měření bylo prováděno na 54 vzorcích odebraných ze zkolabované konstrukce střešních vazníků dne 4. ledna 2006. Zkoušení dřeva probíhalo v laboratořích při teplotě 26,3 °C a vlhkosti vzduchu 26,5%. Charakteristika tříd deskového a hraněného řeziva vizuálním tříděním se provádí dle následujících kritérií:

1. Suky
2. Odklon vláken
3. Průměrná šířka letokruhů
4. Trhliny výsušné a dřevné
5. Obliny
6. Zakřivení
7. Zbarvení dřeva
8. Hniloba dřeva
9. Poškození hmyzem
10. Poškození cizopasnými rostlinami
11. Tlakové dřevo (křemenitost)
12. Dřev
13. Zárostky a smolníky

Všechny posuzované vzorky splňují požadavky 2), 5) až 13) a na základě těchto kritérií splňují požadavky třídy S0 a proto již v dalším nebudou zmiňovány.



Obr.1 Měření rozměrů suku

ad 1) U hraněného řeziva se posuzují jednotlivé suky. Měří se nejmenší průměr, popř. nejmenší rozměr obrysu suku. Poměrný rozměr suku je dán podílem rozměru suku a příslušného rozměru strany průřezu. Kriteria pro zatřídění uvádí norma ČSN 49 1531-1.

ad 3) Měří se na čele řeziva jako průměrná šířka deseti sousedních letokruhů na úseku procházejícím středem průřezu, vzdáleném však nejméně 25 mm od dřeně. Posuzuje se průměrná šířka letokruhu.



Obr.2 Měření šířky letokruhů



Obr.3 Měření délky trhlín

ad 4) Trhliny se kontrolují na čelech a na povrchu řeziva a omezují se jejich délkou. Přitom se rozlišují nepronikající a pronikající trhliny.



Obr.4 Pronikající trhlina

Ověření rozměrů a vlhkosti prvků

Délkové rozměry prvku byly měřeny pomocí délkového měřidla s přesností $\pm 0,5$ mm. Šířka a výška průřezu vzorku byly měřeny pomocí elektrického měřidla s přesností $\pm 0,01$ mm. Každý z rozměrů vzorku byl změřen 3 krát a to na začátku, uprostřed a na konci profilu.

Vlhkost vzorků byla měřena pomocí dotkových vlhkoměrů WNT 650 - chyba měření $\pm 1\%$ do 25%, $\pm 2,5\%$ nad 25% a WHT 860 - chyba měření max. $\pm 1\%$ na rozsahu I (bylo užito při měření).

Byla provedena čtyři měření vlhkosti na každém vzorku.



Obr.5 Vlhkoměry



Obr.6 Vážení vzorků

Hustota

Hustota byla stanovena podle vzorce: $\rho = \frac{m}{V}$ [kg.m⁻³] kde:

m je hmotnost vzorku

V je objem vzorku

Tato hustota byla dále upravena dle požadavků normy ČSN EN 384 na 12 % vlhkost dřeva a to dle pravidla:

- ☐ pro vlhkost dřeva větší než 12% se hustota redukuje o 0,5 % pro každé procento poklesu vlhkosti dřeva,
- ☐ pro vlhkost dřeva menší než 12 % se hustota dřeva zvětší o 0,5 % pro každé procento poklesu vlhkosti dřeva.

Nedestruktivní ověřování hustoty přístrojem Pilodyn

Pro ověření hustoty v různých místech vzorků byl použit přístroj Pilodyn, který měří hustotu dřeva na základě hloubky průniku trnu. Trn (ocelový razník) je průměru 2,5 mm a je do dřeva vrážen konstantní silou 6 joulů. Hloubka vniku trnu se odečítá ze stupnice na přístroji. Zjišťuje se, zda-li se hustota vzorku v jeho jednotlivých částech příliš neliší. Na každém vzorku bylo v různých částech provedeno 8 měření.



Obr.7 Měření hustoty - Pilodyn

OHYB

Pro zjištění pevnosti v ohybu byl použit lis EU 40. Vzorek zkoušený na ohyb byl zatěžován symetricky dvěma břemeny při rozpětí rovnajícím se 18 násobku výšky. Břemena byla umístěna ve třetinách rozpětí (viz schéma).

Vzorek byl zatěžován stálou rychlostí, kdy rychlost zatěžovací hlavy nebyla větší než 0,003h mm/s a to tak, že bylo dosaženo maximálního zatížení v průběhu 300 ± 120 s. Vzorky, u kterých tento požadavek nebyl splněn, se při vyhodnocování ohybové pevnosti vzorků neuvažovaly.

Pevnost v ohybu je dána vztahem:

$$f_m = \frac{a \cdot F_{\max}}{2 \cdot W} \quad [\text{N} \cdot \text{mm}^{-2}] \quad \text{kde:}$$

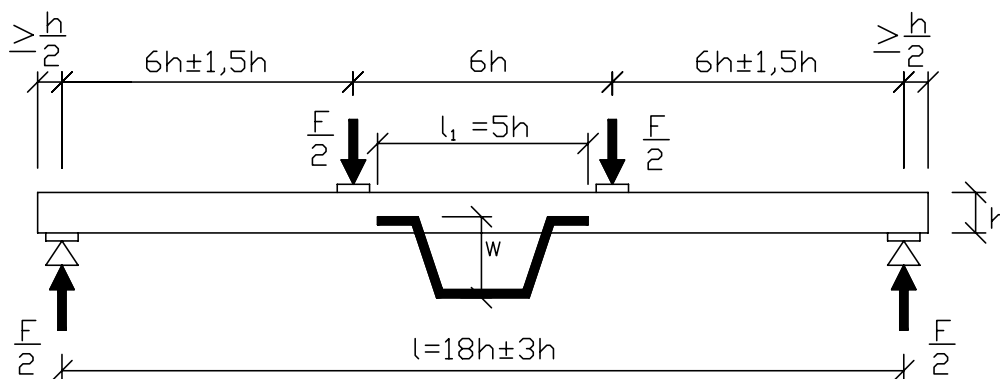
$F_{\max}$ je lomová síla [N]

W modul průřezu vzorku [mm^3]

a vzdálenost zatěžovacího břemene od bližší podpěry [mm]



Obr.8 Zkouška - ohyb



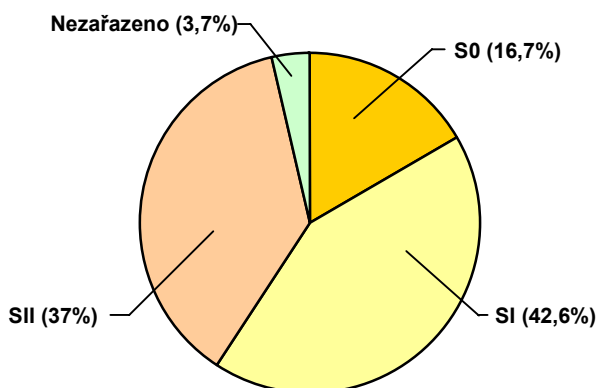
Obr.9 Schéma zatěžování vzorků při ohybové zkoušce

VYHODNOCENÍ

Na základě provedených zkoušek bylo provedeno vyhodnocení provedených zkoušek s tímto výsledkem:

počet vzorků zařazených do třídy S0	9	(16,7%)
počet vzorků zařazených do třídy SI	23	(42,6%)
počet vzorků zařazených do třídy SII	20	(37,0%)
počet nezařazených vzorků	2	(3,7%)
celkový počet vzorků:	54	(100%)

Vzorky byly zaříděny podle kritérií uvedených v ČSN 49 1531-1. Na zařídění vzorků do vyšších tříd (SI a SII) měly největší vliv rozměry suků, které ve dvou případech znehodnocovaly vzorky natolik, že je nebylo možno umístit ani do třídy SII.



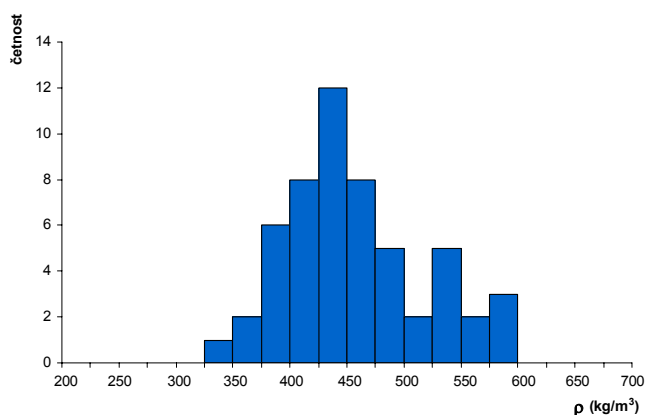
Obr.10 Zařídění vzorků

Vlhkost

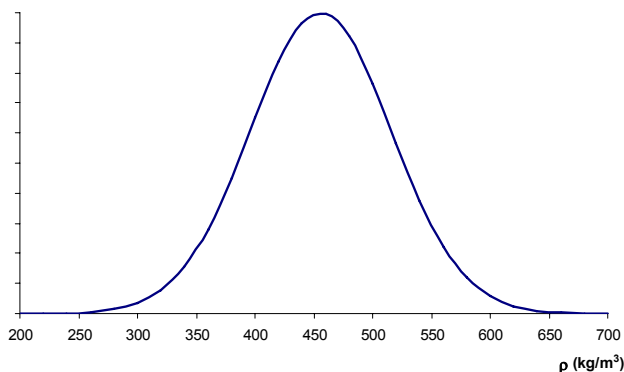
Vlhkost vzorků se pohybovala přibližně v rozmezí 5 až 12%. Výsledky měření se použily pro přepočet hustoty měřených vzorků na hustotu při 12% vlhkosti.

Hustota

Z objemu a hmotnosti jednotlivých vzorků byla vypočtena jejich hustota a ta byla dále přepočtena na hustotu dřeva při 12% vlhkosti. Výsledky se pohybovaly přibližně v rozmezí (viz graf) $\rho = 350$ až 550 kg/m^3 . Následující grafy zobrazují četnost pro jednotlivé intervaly hustoty (velikost intervalu je 25 kg/m^3) a Gaussovo rozdělení hustoty vypočtené z naměřených hodnot (střední hodnota $\mu = 455,8$ a směrodatná odchylka $\sigma = 60,094$).



Obr.11 Hustota ρ – četnost v intervalech $I = 25 \text{ kg/m}^3$

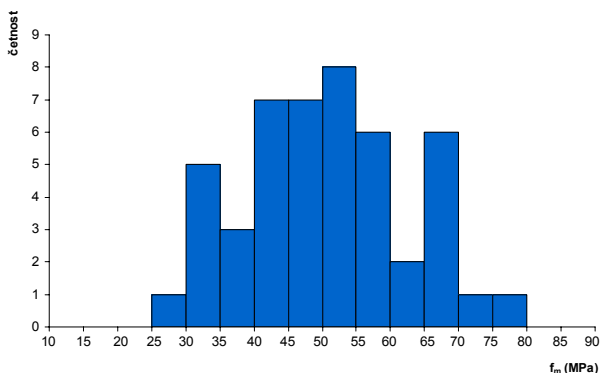


Obr.12 Gaussovo rozdělení hustoty ($\mu = 455,8$, $\sigma = 60,094$)

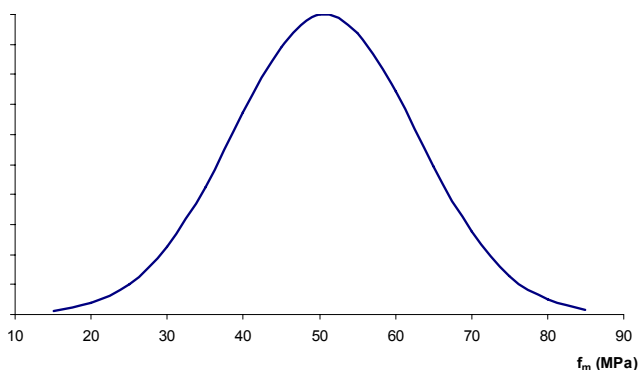
Pevnost vzorků v ohybu

Na lisu EU 40 byly měřeny velikosti zatížení při porušení vzorku a z nich byly vypočteny pevnosti vzorků v ohybu f_m . Výsledky se pohybovaly přibližně v rozmezí 30 až 75 MPa.

Následující grafy zobrazují četnost pro jednotlivé intervaly pevnosti (velikost intervalu je 5 MPa) a Gaussovo rozdělení pevnosti vypočtené z naměřených hodnot (střední hodnota $\mu = 50,7$ a směrodatná odchylka $\sigma = 12,018$).



Obr.13 Pevnost v ohybu f_m – četnost v intervalech $I = 5$ MPa



Obr.14 Gaussovo rozdělení pevnosti v ohybu ($\mu=50,7$, $\sigma=12,018$)

ZÁVĚR

Na základě laboratorního měření je možno stanovit tento závěr:

ČSN 49 1531-1 Dřevo na stavební konstrukce – Část 1: Vizuální třídění podle pevnosti (98/02) stanoví mj. charakteristické hodnoty pevnosti v ohybu: $f_{m,k} = 22$ MPa a hustoty ($k = 370$ kg/m³ pro jehličnaté řezivo třídy pevnosti SI, tj. řezivo na nosné prvky dřevěných konstrukcí. Jedná se o 5-ti procentní kvantily z rozdělení pravděpodobnosti těchto hodnot ze souborů získaných laboratorním měřením na vzorcích konstrukčních rozměrů. Tato norma platila v době návrhu a realizace střešní konstrukce prodejny LIDL. V současnosti platí pro určování mechanických vlastností vizuálně tříděného řeziva norma ČSN 73 2824-1 Třídění dřeva podle pevnosti – Část 1: Jehličnaté řezivo (od 10/01/2004). Hodnoty pevností a hustoty pro nynější třídu S10 (dříve SI) se však nemění.

Z výše uvedených histogramů sestavených na základě laboratorních testů řeziva střešní konstrukce LIDL vyplývá, že hodnoty naměřené na těchto vzorcích potvrzují použití řeziva třídy pevnosti SI (pevnost v ohybu: $f_{m,05} = 31$ MPa, hustota: ($k = 371$ kg/m³) na vyšetřovaných vaznicích střešní konstrukce prodejny LIDL.

This outcome has been achieved with the financial support of the Ministry of Education, Youth and Sport, project No.1M680470001, within activities of the CIDEAS research centre.

LITERATURA

- [1] KUBEČKA K: Znalecký posudek ZP-260/2006 - Stanovení příčin havárie konstrukce střechy supermarketu Lidl v Ostravě
- [2] ČSN 49 1531-1 Dřevo na stavební konstrukce – Část 1: Vizualní třídění podle pevnosti,
- [3] ČSN EN 384 Konstrukční dřevo – Zjišťování charakteristických hodnot mechanických vlastností a hustoty
- [4] ČSN EN 408 Dřevěné konstrukce – Konstrukční dřevo a lepené lamelové dřevo – Zjišťování některých fyzikálních a mechanických vlastností
- [5] KUBEČKA K., KREJSA M., JONOV D.: Rizika modelování nosných konstrukcí střech. Mezinárodní konference Modelování v mechanice, VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební, Katedra stavební mechaniky 1.-2. února 2006, ISBN 80-248-1035-2, strana 41.

Reviewer: Ing. Ivan Holinka, IDEA s.r.o.

Karel KUBEČKA¹, Antonín LOKAJ², Darja KUBEČKOVÁ³

HAVÁRIE DŘEVĚNÉ KONSTRUKCE ZASTŘEŠENÍ PRODEJNY V OSTRAVĚ

Abstrakt

Příspěvek zahrnuje skutečnosti spojené s havárií dřevěné vazníkové střešní konstrukce ostravské prodejny Lidl, ke které došlo 3. ledna 2006 ve večerních hodinách. Havárie byla zprvu přisouzena nadměrnému zatížení sněhovou pokrývkou, ale jak bylo v průběhu dokazování zjištěno, zatížení sněhem pouze havárii iniciovalo, ale nebylo její hlavní příčinou, neboť nepřesáhlo normou stanovené zatížení. Konstrukce zastřešení byla podrobena podrobné analýze včetně laboratorního zjišťování vlastností dřeva potřebných k provedení kontrolního statického výpočtu havarované konstrukce zastřešení. Rozbor chování konstrukce a stanovení příčin havárie včetně bylo součástí znaleckého posudku.

ÚVOD

Dne 3. ledna 2006 večer došlo v Ostravě ke zborcení části střechy (*Obrázek 1*) prodejny LIDL (*Obrázek 2*). Tento článek si dává za úkol přiblížit okolnosti, které vedly k destrukci nosné konstrukce a současně vyvrátit některé dohady, které o této nehodě kolují z pohledu příčin havárie. Současně také může být upozorněním na možné nedostatky, které by neměly zůstat bez povšimnutí. Naštěstí se tato havárie obešla bez ztráty na lidských životech.

Konstrukce střechy byla na tomto objektu atypická, tedy nikoli shodná s ostatními stavbami tohoto obchodního řetězce. Rozdílnost konstrukce této střechy byla ve výšce podstřešního prostoru, kdy na přání Útvaru hlavního architekta města Ostravy byla konstrukce provedena vyšší ve srovnání s ostatními stavbami. Materiálově bylo řešení shodné – použitá krytina byla Bramac® při použití tašek „Moravská taška plus“. Vlastní nosná konstrukce byla dřevěná, vazníková.

Prohlídka konstrukcí bezprostředně po havárii

První prohlídku na místě samém jsem vykonal v rozmezí 22³⁰ ÷ 01⁰⁰ hodin a v omezeném rozsahu pořídil první část fotodokumentace havarované konstrukce. Současně byl proveden vyšetřovací pokus [1] – odběr vzorku sněhu ze známé plochy a jeho následné zvážení pro určení množství sněhu na dané střeše, neboť všeobecně panovala domněnka, že havárie střechy byla zapříčiněna nadměrným množstvím sněhu na střešním plášti. Pro tento odběr byla zvolena část střešní roviny v blízkosti vstupu, tedy relativně bezpečná část (oblast) střechy a současně místo odpovídající adekvátně místu kde došlo k destrukci. Odběr



Obr.1 Prostor prodejny po destrukci střechy

¹ Ing., Ph.D. - P.S.-service, projekční, odborně posudková a znalecká kancelář, Alšova 579/4, 708 00 Ostrava-Poruba, tel: +420 602 778 967, e-mail: psservice@seznam.cz

² Ing., Ph.D., VŠB – Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební, Katedra konstrukcí, Ludvíka Poděště 1875, 708 33 Ostrava-Poruba, tel: +420 596 991 302, e-mail: antonin.lokaj@vsb.cz

³ Doc.Ing., Ph.D., VŠB – Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební, Katedra pozemního stavitelství, Ludvíka Poděště 1875, 708 33 Ostrava-Poruba, tel: +420 596 991 306, e-mail: darja.kubeckova@vsb.cz

a následné zvážení bylo provedeno ve spolupráci s ostravským integrovaným záchranným systémem.

Po prošetření, zda pod troskami spadlé střechy nezůstali lidé, byl poskytnut souhlas pracovníkům provádějící záchranné práce se vstupem do prostoru (*Obrázek 1*) kde došlo k destrukci konstrukce za účelem jejího zajištění a rozřezání části nosníků, které by mohly ohrozit záchranné práce další samovolnou destrukcí.

Podrobná prohlídka konstrukce byla určena na následující ráno 4. ledna 2006. Při prohlídce byla pořízena fotodokumentace, která je součástí znaleckého posudku [1] a za pomoci hasičů byl proveden odběr vzorků dřeva pro laboratorní ověření jeho vlastností.



Obr.2 Pohled na zřícenou část střechy prodejny

Možné příčiny a směr šetření

Na základě prohlídky havarované konstrukce a následnému vyhodnocení fotodokumentace, videozáznamu, laboratorních zkoušek použitého dřeva a prostudování a kompletním přepočtu statické části projektové dokumentace a dokladů z průběhu provádění stavby (zejména stavebního deníku) byly posouzeny jednotlivé možné příčiny této havárie. Tedy podrobně byly vzata v úvahu veškerá rizika stavby od předprojektové přípravy stavby po její užívání [4], [8], [9]. V tomto daném případě to tedy jsou:

1. Koncepční řešení konstrukce jako zdroj vysoké pravděpodobnosti vzniku vady a následné poruchy.
2. Chybné statické řešení nosné konstrukce ve stádiu projektové přípravy stavby
3. Chybná interpretace technických norem, nebo použití nepřislušejících ustanovení norem.
4. Chyby v normách nebo neaktuální údaje
5. Výroba konstrukce
6. Montáž konstrukce
7. Pochybení stavebního a technického dozoru jako kontrolního prvku
8. Zanedbání údržby stavby v průběhu jejího užívání.

V průběhu šetření byly veškeré tyto varianty podrobně prošetřeny různými dostupnými prostředky. Na základě tohoto šetření byl učiněn závěr, který byl zpracován do odpovědi na otázky položené vyšetřovatelem PČR. Znalecký posudek tedy učinil závěry, ve kterých označuje příčinu havárie a vysvětluje veškeré technické aspekty s tímto problémem související.

KONCEPČNÍ ŘEŠENÍ STAVBY

Jak bylo v úvodu uvedeno, stavba ostravské prodejny Lidl poblíž sídliště Fifejdy byla do jisté míry atypická a to v tom smyslu, že bylo požadováno realizovat stavbu vyšší než je obvyklé (v porovnání s „typovými“ stavbami jak je známe z jiných míst v ČR, nebo na Slovensku). Požadavek výšky hřebene pravděpodobně pramení z charakteru okolí ve kterém se stavba nachází. Tento požadavek byl projektantem respektován a konstrukce byla staticky i konstrukčně vyřešena v souladu s požadavky na její výšku a současně také v souladu s požadavky norem pro zatížení i dimenzování.

Po prostudování dostupných podkladů bylo zřejmé, že předmětná část stavby – střešní konstrukce byla později zcela přepracována a že tedy stavba nebyla prováděna podle projektové dokumentace zpracované a signované generálním projektantem, tedy podle původního statického a konstrukčního řešení, které bylo součástí projektu pro stavební povolení.

Projekt pro stavební povolení který nabízel nerealizované řešení byl shledán zcela bezchybným, a proto se dá s určitostí konstatovat, že chyba není v prvotním koncepčním řešení stavby projektovaném ve stupni projektu pro stavební povolení.

CHYBA V PRVOTNÍM STATICKÉM ŘEŠENÍ

Vzhledem ke skutečnosti, že stavba nebyla realizována podle tohoto statického výpočtu (z projektu pro stavební povolení), bylo při šetření havárie bezpředmětné se posouzením PD v této oblasti dále zabývat. Nicméně kontrolou statického výpočtu došel znalec k závěru, že tento je proveden technicky zcela v pořádku a bez chyb, zatížení je stanoveno správně a na stranu bezpečnou konstrukce (z důvodu použití nově zaváděné normy – viz [7]), neboť projektant použil vyšší hodnotu ($s_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$) zatížení sněhem než mu ukládá platná norma [3] – viz [5], [6]. Navrhované dimenze konstrukce byly nepatrně vyšší. S tím souvisí spotřeba materiálu a také cena konstrukce.

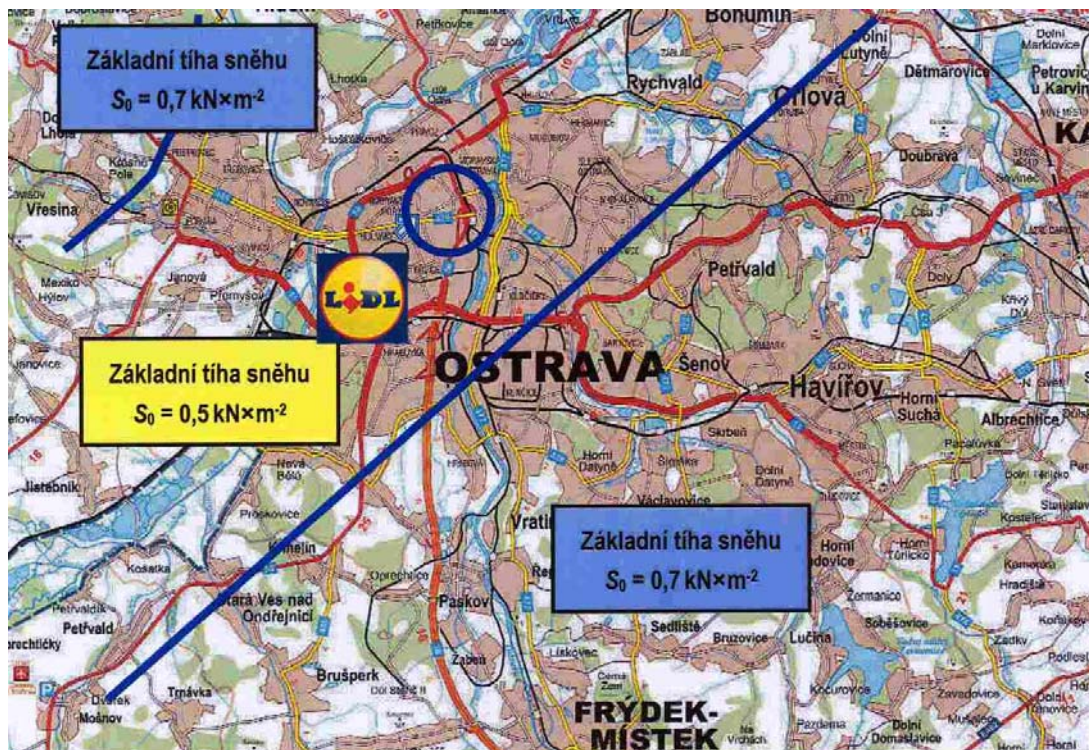
CHYBNÁ INTERPRETACE TECHNICKÝCH NOREM

Návrh stavební konstrukce ve vztahu k zatížení v dnešní domě můžeme provádět jak podle našich norem [5] známých pod názvem ČSN [3], nebo podle nových evropských norem, tzv. eurokódů [7]. Které z těchto norem, zda dosavadních ČSN, nebo nových EC použije projektant pro návrh bezpečné konstrukce je v dnešní době na smlouvě mezi projektantem a objednavatelem projektových prací. Z tohoto důvodu byla prověřena projektová dokumentace, podle které byla výstavba realizována. Autor projektu postupoval v souladu s platnými normami [3], interpretace jednotlivých článků normy přenesená do výsledného zatížení konstrukce, zejména zatížení konstrukce diskutovanou sněhovou pokrývkou byla zcela správná. Po této stránce nelze statickému výpočtu nic vyčíst.

Za sporné nelze považovat ani skutečnost, že se stavba nachází v blízkosti hranice II. sněhové oblasti, neboť při podrobnějším zkoumání lze určit polohu stavby prodejna jako jednoznačně ležící v místech, kterému norma [3] přisuzuje zatížení sněhem odpovídající I. sněhové oblasti (*Obrázek 3*). O této skutečnosti již pojednával předcházející příspěvek [5]. Z tohoto pohledu je nové (v projektu pro realizaci) realizované řešení shledáno jako bezchybné, provedené v souladu s normovými požadavky, tedy technicky správné.

CHYBY V NORMÁCH

Začátkem roku 2006 došlo k několika haváriím střech staveb jak v České republice, tak v zahraničí, v oblastech, kde napadlo větší množství sněhu než tomu bylo v předcházejících letech. V souvislosti s touto skutečností se mezi odbornou veřejností diskutovalo o tom, zda skutečné zatížení odpovídá normovým předpokladům a zda by nemělo dojít k přehodnocení těchto norem co do velikosti zatížení. Laicky tedy se zdá toto hodnocení jako hodnocení chyby v normě. Nikoli. Nejedná se o chybu normy i když je otázkou zda se změnou klimatických podmínek není nutno jednotlivé sněhové oblasti částečně přehodnotit a v některých oblastech (blízko hranic sněhových oblastí) zvýšit toto klimatické zatížení. Je třeba si uvědomit, že základní tíhy sněhu vycházejí ze statisticky vyhodnoceného zatížení sněhem zjištěného na základě dlouhodobých pozorování. Na základě těchto údajů je pak území rozděleno do oblastí jak bylo uvedeno [5]. Je pak už jen otázkou s jakou „mírou bezpečnosti“ nebo „stupněm bezpečnosti“ nebo také „mírou či velikostí rizika“ nám norma poskytuje informaci o možném maximálním zatížení, které po dobu životnosti stavby může nastat.



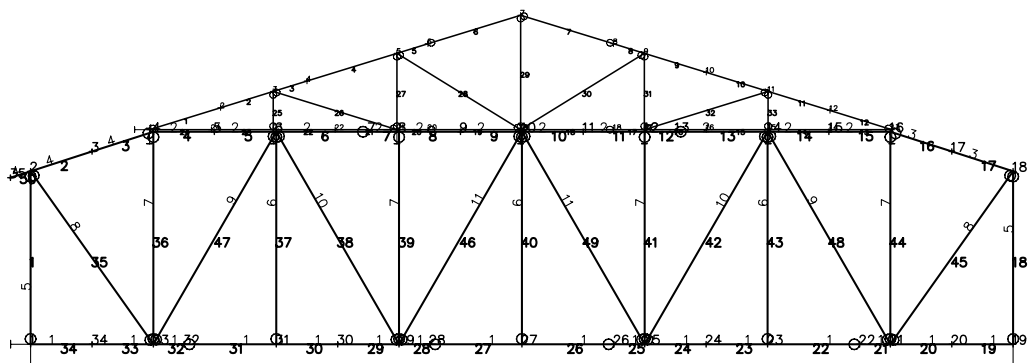
Obr.3 Přibližné hranice sněhových oblastí ve vztahu k předmětnému objektu

Na tomto místě je nutno se zmínit o velmi cenném příspěvku autorů Prof. Štěpánek-Prof. Teplý ve Stavebních listech 7-8/2006 pojednávajícím o spolehlivosti střešních konstrukcí [2]. Na skutečnosti, že ani v jednom případě nemá havárii střechy na svědomí pouze a jen sníh se shodují všichni odborníci [2].

Norma v tomto ohledu není samospasitelná a nemůže na plných 100 % zaručit, že stanovené zatížení nebude „nikdy“ dosaženo nebo překročeno. Na tomto místě je nutné se zmínit o Stavebním zákonu [12]. Je naprosto v pořádku a v souladu s předpisy [12], že v případě napadení nadměrného množství sněhu dojde k odstranění sněhové pokrývky ze střechy, neboť její hmotnost právě dosáhla projektovanou úroveň [6] (byly naplněny předpoklady normy) a její další navýšení by mohlo znamenat nebezpečí pro stavbu, okolí stavby a její provoz. Povinnost provádění udržovacích a zabezpečovacích prací vychází z platného předpisu ([12] §86, odst. 1) a je povinností vlastníka stavby.

VÝROBA KONSTRUKCE

Nosná konstrukce střechy byla zhotovena z dřevěných příhradových vazníků se spojníky BOVA, se zatěžovací šířkou 1200 mm a s rozpětím teoretických podpor 19,5 m (s navazujícím úzkým podélným traktem). Konstrukce byla vyrobena ze dvou dílů (Obrázek 4), neboť nebylo technicky možné konstrukci jako jeden kus vyrobit a následně převést na místo montáže pro její nadměrné rozměry. Krajní prut nad podporou byl výšky 3,5 m, v hřebeni pak byla celková výška vazníku 6,6 m.



Obr.4 Celkové statické schéma hlavní části konstrukce

Při výrobě hrají roli dva faktory. Jednak je to materiál, ze kterého je konstrukce vyrobena a následně realizována a pak geometrická přesnost (rozměrová přesnost) konstrukce.

Co se týká materiálu, tedy použitého řeziva, ze kterého je konstrukce vyrobena, tak toto bylo vystaveno velmi podrobnému laboratornímu zkoumání. Tato problematika je popsána v odborném článku [10]. Podstatná je skutečnost, že laboratorními zkouškami bylo prokázáno [1], že kvalita vzorků dřeva odebraných z havarované konstrukce spadá do třídy SI, tedy třídy pro řezivo na nosné prvky dřevěných konstrukcí, což je plně v souladu s předpokladem projektanta uplatněném ve statickém výpočtu konstrukce. Co do pevnosti v ohybu je tato ověřená pevnost nezanedbatelně vyšší než požaduje norma.

Kvalita dřeva je tedy z globálního pohledu vyhovující, což vyvrací podezření z kolapsu konstrukce zapříčiněné použitím nekvalitního řeziva (materiálu).



Obr.5 Část zachovalé konstrukce – krajní stojka na kterou navazoval vedlejší trakt

Druhým hlediskem je přesnost či nepřesnost výroby. Zejména u této konstrukce (Obrázek 5), kdy vazník byl složen ze dvou částí – horní trojúhelníkové a dolní lichoběžníkové, může se geometrie konstrukce projevit negativně zejména v navázání střešní roviny.



Obr.6 Vzájemné posunutí stojek horní a dolní části

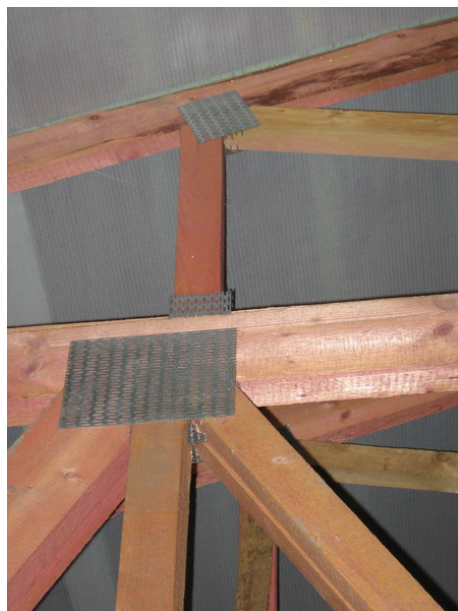
Při prohlídce bylo zjištěno, že dolní vazník není zatížen horní částí přesně ve styčnicích (Obrázek 6) a tímto mimostředním zatížením je část konstrukce namáhána ohybovými momenty.

Nicméně obdobného efektu je dosaženo od mimostýčnickového zatížení vyvozeného polohou laťování na horním pásu. Podrobnou statickou analýzou bylo dokázáno, že tato nepřesnost není nijak staticky významná – není z hlediska namáhání konstrukce vazníku dominantní.

Nutno dodat, že veškeré porušené prvky byly porušením ve dřevě, ani v jediném případě nebylo pozorováno porušení konstrukce ve styčnicku.

Nicméně přesto je autor názoru, že naše stavby si zaslouží preciznější provedení.

Ani v této oblasti nebyly shledány takové vady, které by vedly k havárii konstrukce nebo byly její příčinou.



Obr.7 Vzájemné posunutí stojek horní a dolní části

MONTÁŽ KONSTRUKCE

Provádění staveb je často označováno jako „bolavé místo“ našeho stavebnictví. Do této kategorie patří i montáž dřevěných vazníků. V tomto případě je však nutno přiznat, že provedení konstrukce bylo až na dva případy plně v souladu s projektovou dokumentací. Odhalené odchylky ani v tomto případě nebyly staticky natolik dominantní, aby zapříčinily a nebo iniciovaly havárii konstrukce střechy.

Prvním nevhodným řešením je napojení dvojice krokví zastřešení bočního podélného traktu na krajní stojku vyšetřovaného vazníku. Pravá krokve (*Obrázek 8*) vykazuje takový průhyb, že veškeré zatížení od střešní krytiny přenášené laťováním se přenáší pouze jednou z dvojice, tedy levou krokví. Reakce krokve na stojce vazníku vyvoluje ohybový moment této stojky působící kolmo k rovině vazníku. Stojka je takto namáhána nejnepříznivějším způsobem. Toto nevhodné provedení bylo pozorováno v jednom jediném případě. U kontralatí přibíjených z boční strany vazníku (*Obrázek 5*) je situace obdobná mimostředně zatížené způsobuje ohyb horního pásu kolmo na rovinu vazníku.

Druhým nevhodným řešením je provedení podpor vazníků střechy.



Obr.8 Průhyb jedné z krokví



Obr.9 Uložení vazníku na „střední“ zdi v západní oblasti objektu (u pokladen)

Z obrázku 9 - uložení lichoběžníkového vazníku na střední stěně vyplývá, že toto uložení není možno považovat za neposuvné v horizontálním směru, narozdíl od několika málo uložení ve zřícené části (Obrázek 10). Pokud bychom však připustili možnost neposuvného uložení oproti projektu na obou podporách (v projektu bylo uvažováno posuvné uložení), došlo by k výraznější změně normálových sil vazníku, ale pouze v krajních prutech dolního pásu vazníku a to na tlakovou sílu o velikosti cca 20 kN.

Na tuto sílu prut nebyl nadimenzován a patrně by došlo k jeho porušení vybočením a zlomením přibližně v polovině jeho délky mezi styčníky. Z fotografií (pořízených při místním šetření) styčníku dolního pásu, první a druhé diagonály a svislice je zřejmé, že došlo k vytržení krajní svislice tahovou silou (ne tedy tlakovou), k čemuž zřejmě došlo po porušení krajní - nejvíce přetížené a stabilně nezajištěné svislice, jak je popsáno dále.

Je však také nutno doplnit, že projektová dokumentace nijak způsob podepření neřešila, tedy provedení po technické stránce bylo ponecháno na dodavatelské firmě bez toho, aby byly projektem specifikovány podmínky provedení (vetknutí-kloub-posuvné podepření).

Tedy ani provádění a provedení konstrukce není v negativním slova smyslu natolik dominantní, aby poskytlo staticky významný důvod k porušení konstrukce.

POCHYBENÍ STAVEBNÍHO A TECHNICKÉHO DOZORU JAKO KONTROLNÍHO PRVKU

Jedním z kontrolních prvků stavby v průběhu provádění stavebních prací, tedy při realizaci stavby je dozor. Dozor (dozor ve výstavbě) je pojem pro označení dozorové činnosti osobou oprávněnou nebo pověřenou k této činnosti. Samo označení dozor nevypovídá zcela přesně o povaze, předmětu a formě této činnosti a není rozhodující. S tímto pojmem lze ve výstavbě takřka shodně ztotožnit i úzce související obecně známé a užívané pojmy dohled nebo kontrola.

Je tedy otázkou, zda nedošlo k selhání tohoto kontrolního prvku v době výstavby. Nejdříve však k rozlišení jednotlivých pojmů. Pro specifikaci náplně dozoru je nutno sáhnout do doporučených standardů ČKAIT, metodická řada, DOS M 05.01, 2003.

Dozor stavební je dříve používaný pojem (stavební dozor), který je v současné době nahrazen pojmem dozor technický (technický dozor).

Dozor technický (technický dozor) je obecně dozorčí a kontrolní činnost, vztahující se k technické stránce předmětu, jeho jakosti a k souladu s technickými pravidly a požadavky. V oblasti výstavby má tento výraz úzké vymezení směrem k budované stavbě a to zejména při realizaci. Stavebník ve vlastním zájmu obvykle tuto činnost zabezpečuje vlastními pracovníky nebo smluvními osobami majícími k těmto činnostem oprávnění, aby tak realizoval stavbu v potřebné jakosti, a ekonomičnosti, dostál všem požadavkům a předpisům vztahujícím se k výstavbě a podmínkám stanoveným ve správních řízeních a zabezpečil při výstavbě i bezpečnost, hygienu, ochranu zdraví osob, životního prostředí a ostatních veřejných zájmů. Dozor obvykle prověřuje dodržování podmínek stanovených v územním rozhodnutí a stavebním povolení, soulad realizace i postupu výstavby se všemi stupni dokumentace stavby, její umístění a prostorovou polohu, soulad s legislativou, obecnými technickými požadavky na výstavbu i technickými požadavky na výrobky, dodržování bezpečnosti při práci, při instalaci zařízení a při vybavení stavby. Účastní se předávání



Obr.10 Uložení na střední nosné zdi ve zborcené části

staveniště účastníkům výstavby, předání a převzetí předmětu plnění, prověřuje části dodávek před zakrýváním prací, účastní se zkoušek před a v průběhu uvádění do provozu. K významným povinnostem patří sledování, vyjadřování se a zaujímání stanovisek k zápisům a záznamům ve stavebním deníku.

Současný český právní řád používá pojem technický dozor nad realizací stavby jako oprávnění k vybrané činnosti, bez bližšího vymezení, v zákoně pro stanovení působnosti autorizovaných osob činných ve výstavbě a ve Stavebním zákoně v souvislosti se státním stavebním dohledem. Pojem „Dozor technický“ lze také použít obecně a přiměřeně pro výkon oprávnění objednatele kontrolovat postup u zhotovitele podle Obchodního zákoníku.

Technickým dozorem se tedy ve výstavbě obvykle označuje kontrolní (dozorová) činnost fyzické osoby pověřené stavebníkem, popř. osobou, která je se stavebníkem ve smluvním vztahu nebo se účastní výstavby na staveništi, nad vedením stavby nebo její části. Cestou technického dozoru sleduje objednatel, zda zhotovitel stavby, nebo její příslušné části) realizuje stavbu (její příslušnou část) v souladu s právními předpisy a v souladu se závazky, vyplývajícími pro něho z příslušné smlouvy.

Občasný technický dozor (nebo občasný stavební dozor) - je dnes stále používaný pojem pro výkon dozoru prováděného „občas“, náhodně, například 1× týdně. S tímto pojmem pracovala dřívější předpisy (kromě trvalého – stálého dozoru). Provádění takového dozoru (občasný dozor) se dá považovat za stav obvyklý ve stavební praxi a zpravidla jako takový je nutno jej potvrdit smlouvou mezi oběma smluvními stranami. Výkon dozoru jako „občasný“ není proti stávajícím předpisům.

Dozor autorský je obecné označení dozorčí činnosti autora návrhu nad uskutečněním (realizací) díla. V oblasti výstavby se tak označuje obvykle činnost zpracovatele dokumentace souborného řešení projektu (dokumentace Basic Design). V ČR je autorský dozor často vztahován, zejména pro rozsahem menší, nebo méně složité stavby, pouze k dokumentaci stavby pro získání stavebního povolení. Cestou autorského dozoru se ověřuje soulad prováděné stavby nebo její změny s touto dokumentací v průběhu výstavby. Zjištěné nedostatky a návrh na způsob i postup jejich odstranění jsou obvykle předmětem zápisu do stavebního deníku, popř. zpracování související dokumentace.

Z výše uvedeného textu vyplývá, že úkolem dozoru je dohlížet nad souladem provádění stavby s řešením uvedeným v projektové dokumentaci a dále nad dodržováním dalších (obecně závazných) předpisů (bezpečnost práce, dodržování ustanovení stavebního povolení a podobně). Stavební, technický, autorský... dozor není odpovědný za technickou stránku stavby, pokud tato je v souladu s projektovaným řešením – za řešení uvedené v projektu je odpovědný projektant v plné míře s tím, že odpovědnost je přenesena na autorizovanou osobu = odpovědnou osobu.

Navíc osoba konající dozor nemá podklady a ani není oprávněna kontrolovat či například odhalovat chyby ve vlastní projektové dokumentaci. Znamená to tedy, že osoba vykonávající technický dozor na stavbě nad jejím prováděním není schopna odhalit statické a konstrukční chyby, pokud se nejedná o chyby zcela zjevné.

ZANEDBÁNÍ ÚDRŽBY STAVBY V PRŮBĚHU JEJÍHO UŽÍVÁNÍ

K otázce údržby je nutno nahlédnout do Stavebního zákona. Povinnost provádění udržovacích a zabezpečovacích prací vychází z tohoto platného předpisu (§86, odst. 1) a je povinností vlastníka stavby. Odklizení sněhu ze střechy patří k těmto povinnostem obdobně jako udržování chodníků v zimním období. Nicméně tato činnost není právě obvyklou činností, neboť v minulých obdobích jsme byli zvyklí spíše na „suché“ zimy bezu sněhu a pak, očekává se, že střechy „běžný sníh“ bez problému unesou. Letošní zima (leden-únor 2006) nám však ukázala, že dovede využít normová předpoklady beze zbytku a tím prověřila mnohé stavební konstrukce. Vydržely jen ty, které byly správně nadimenzované a realizované.

Pokud prohlásíme, že povinnost provádění udržovacích a zabezpečovacích prací je povinností vlastníka stavby, pak také musíme přiznat, že způsob jakým má vlastník k problému přistupovat, není co do zatížení sněhem nikde specifikován, popsán, určen. Je tedy na majiteli objektu aby si sám takovýto kontrolní mechanismus určil – musí zjistit kdy došlo k takovému zatížení které naplňuje předpoklady dané normou, musí tedy vědět, na jaké zatížení je konstrukce dimenzována. Na základě těchto údajů pak majitel objektu provede odklizení sněhu ze střechy. Ovšem i tato činnost se musí provádět systematicky tak, aby nedošlo k poškození konstrukce. Tím není myšleno poškození krytiny, ale provádění odklízecích prací v takovém rozsahu a při takovém postupu které nevyvolá negativní působení na vlastní konstrukci. K základním požadavkům pak patří provádění odklizení symetricky ze střechy – většina konstrukcí je velmi citlivá na nesymetrická zatížení a zpravidla na takovoto nesymetrické zatížení ani není dimenzována, neboť běžně bez lidského zásahu toto zatížení nikdy nenastane.

Ideálního stavu lze dosáhnout, pokud veškeré podklady k této činnosti zpracuje pro majitele objektu projektant.

Příčina havárie

Co tedy bylo nejpravděpodobnější příčinou havárie střechy prodejny Lidl v Ostravě? Není ojedinělý případ, že před vlastní stavbou dochází k úpravám projektové dokumentace. Vlastní realizační (případně dodavatelská) dokumentace je před vlastní realizací oproti projektu pro stavební povolení mnohdy provedena odlišně a to v závislosti na zvolené technologii provádění dané dodavatelem pověřeným dodávkou konstrukce na stavbu. Dále jsou hledány cesty jak stavbu podstatně urychlit a případně i zlevnit.

Obdobná situace byly také na stavbě zmíněné prodejny, kdy dodavatel stavby vybral pro realizaci střechy subdodavatelskou firmu, kterou pověřil dodávkou a montáží střešních vazníků. Tato subdodavatelská firma stavbu krovu (montáž vazníků) prováděla podle vlastní realizační dokumentace. Technický dozor dohlížel na souladem provedených prací a dodanou (a generálním dodavatelem schválenou) dodavatelskou dokumentací. Prohlídkou na místě samém [1] bylo potvrzeno, že montáž byla provedena podle této dokumentace i když s drobnými nedostatky (Obrázek 6 a obrázek 7), které nejsou pro konstrukci staticky významné.

Orientačním posouzením prvků vazníku však bylo zjištěno, že některé prvky jsou hluboce poddimenzovány. Proto byla dodavatelská projektová dokumentace podrobena důkladnému rozboru. Bylo zjištěno, že veškeré zatížení působící na konstrukci bylo stanoveno v souladu s požadavky



Obr.11 Krajní prut střešního vazníku měl být zajištěn po 60 cm proti vybočení



Obr.12 Spojení dolního taženého pásu horní části vazníku s dolním tlačným pásem dolní části vazníku

normy a že bylo sestaveno správně. Kontrolním přepočtem téže konstrukce bylo dosaženo shodných výsledků jak je uvedeno ve statickém výpočtu k dodavatelské dokumentaci. Byl tedy hledán rozdíl mezi statickým výpočtem (provedeným zcela správně) a výkresem, podle kterého byla realizace prováděna.

Na základě tohoto statického výpočtu bylo provedeno posouzení únosnosti jednotlivých prvků střešní konstrukce a jejich vlivu na únosnost a prostorovou tuhost konstrukce střechy. Horní trojúhelníkový vazník (*Obrázek 4*), který je podporován dolním lichoběžníkovým vazníkem (*Obrázek 4*), byl navržen korektně a jeho nosné prvky a spoje byly navrženy dostatečně, vzhledem k uvažovanému zatížení.

Průřezy nosných prutů spodního – lichoběžníkového vazníku byly rovněž navrženy korektně, pouze u tlačенého horního pasu a u krajní diagonály nad střední nosnou stěnou (*Obrázek 11*) nebyla zajištěna prostorová tuhost v příčném směru (tj. ve směru kolmo na rovinu vazníku) po 600 mm, jak to bylo předpokládáno ve statickém výpočtu projektu. Tyto předpoklady nebyly promítnuty ani do montážního výkresu střechy. Chybějící příčné ztužení horního pasu z roviny vazníku (dolní tažený pas horního trojúhelníkového vazníku spojený s horním tlačенým pasem lichoběžníkového vazníku pomocí několika hřebíků (*Obrázek 12*) nemůže tento tlačенý pas dostatečně stabilizovat proti vybočení v příčném směru!) vedou k nadměrné štihlosti horního tlačенého pasu a k prudkému poklesu jeho únosnosti. Obdobná situace je i u krajní svislice nad střední stěnou. Krajní svislice nad podélnou protilehlou obvodovou stěnou byla dostatečně stabilizována dřevěným obkladem.

Toto chybějící příčné ztužení tlačенých prvků horního pasu a krajní svislice vazníku se jeví jako rozhodující faktor havárie střešní konstrukce.

Lze tedy konstatovat, že v projektové dokumentaci nebyly obsaženy a tím stavbě předepsány všechny náležitosti týkající se výstavby tohoto typu a druhu konstrukce.

Ve zprávě poskytnuté ČHMÚ dne 13. 1. 2006 bylo konstatováno, že hodnota celkové sněhové pokrývky činila na území Ostravy dne 4. 1. 2006 průměrně $73,6 \text{ l/m}^2$, tj $0,74 \text{ kN/m}^2$. Ze zprávy ČHMÚ rovněž vyplývá, že hodnota rychlosti větru v době havárie se v Ostravě pohybovala okolo 4 m/s , což je z hlediska zatížení střechy tlakem, resp. sáním větru hodnota nevýznamně malá. Z uvedených údajů je možné vyvodit závěr, že zatížení sněhem ani větrem nepřekročilo hodnoty předpokládané projektem a tedy ani hodnoty stanovené normou.



Obr.13 Zajištění proti vybočení na opačné straně bylo zajištěno rovinou dřevěného bednění

Naskýtá se otázka zda a ve které fázi bylo možno chybu odhalit a tak předejít této havárii. Havárii bylo možno předejít běžnými kontrolními prostředky v průběhu projektové přípravy stavby (kontrolou projektu – dodavatelské projektové dokumentace v průběhu její autorizace).

Následně v průběhu předvýrobní a výrobní přípravy nebylo s největší pravděpodobností možno havárii předejít odhalením případných nedostatků běžnými kontrolními mechanismy (výkon stavebního a technického dozoru), neboť výkon dozoru spočívá v kontrole souladu projektové dokumentace a skutečného provedení. Jelikož projekt (výkres podle kterého byla stavba realizována) nespecifikoval zajištění stability po 600 mm, jak to bylo předpokládáno ve statickém výpočtu projektu (dle statického výpočtu realizace není možná – jedná se o specializovaný a tedy nečitelný dokument pro pracovníky na stavbě), neobjevilo se toto zajištění v realizované konstrukci.



Obr.14 Ztužidlo v rovině střechy

Při kolaudaci nebo uvedení do užívání rovněž nebylo možno nedostatek odhalit.

Je pravda, že při prohlídce havarované střechy byly konstatovány další konstrukční nedostatky, které mohly do určité míry přispět k nedostatečné únosnosti střechy a v konečné fázi i k jejímu zřícení. Jedná se zejména o:

1. štíhlé Ondřejovy kříže příčného ztužení vazníků; úhel křížení byl zvolen příliš ostrý, chybí svislice u ztužení, dimenze ztužidlových prken vykazují značné rozdíly
2. lisovaná ztužidla ve střešní rovině (co cca 10. pole) nejsou ve vrcholu spojena
3. uložení vazníku na vnitřní stěně nebylo provedeno posuvně, což může mít za následek odlišné rozdělení sil a napětí oproti předpokladům z návrhu.
4. střešní latě byly napojeny (nastaveny) nad jedním vazníkem – tedy ne vystřídáně:
5. krokve (dvojice fošen 50/200 mm) a od nich následně i vazníky byly od střešního pláště zatěžovány nesymetricky, protože kontralať byla uložena pouze na jedné fošně z uvedené dvojice:
6. Příčné ztužení tlačných diagonál pomocí prken nebylo provedeno přes min. 2 pole, ale pouze z vazníku na vazník
7. Horní trojúhelníkový vazník nevyvozuje přesně styčnicková zatížení na vazník dolní

Tyto konstrukční nedostatky mají sice negativní vliv na únosnost konstrukce, nicméně je možno o nich prohlásit, že ve srovnání s nedostatečnou únosností krajní stojky (pouze 20% požadované únosnosti) vlivem absence ztužení jsou staticky nevýznamné.

Přímou příčinou zřícení konstrukce střechy je nutno spatřovat v absenci ztužení konstrukce tlačných prutů. V důsledku chybějícího ztužení došlo k selhání tlačných prutů konstrukce dolní části vazníku a to ztrátou stability a následným vybočením nezajištěné konstrukce tlačného prvu.

This outcome has been achieved with the financial support of the Ministry of Education, Youth and Sport, project No.1M680470001, within activities of the CIDEAS research centre.

LITERATURA

- [1] KUBEČKA K: Znalecký posudek ZP-260/2006 - Stanovení příčin havárie konstrukce střechy supermarketu Lidl v Ostravě
- [2] ŠTĚPÁNEK P., TEPLÝ B.: Spolehlivost střešních konstrukcí a jejich havárie-poučení pro projektanty, prováděcí firmy i majitele objektů. Stavební listy 7-8/2006, ISSN 1211-4790, strana 32-33
- [3] ČSN 73 0035a Zatížení stavebních konstrukcí
- [4] KUBEČKA K., KREJSA M., JONOV D.: Rizika modelování nosných konstrukcí střech. Mezinárodní konference Modelování v mechanice, VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební, Katedra stavební mechaniky 1.-2. února 2006, ISBN 80-248-1035-2, strana 41.
- [5] KUBEČKA K: Aktuální problém – zatížení sněhem. Časopis Střechy, fasády, izolace II/2006, ISSN:1212-0111, strana 10-11.
- [6] KUBEČKA K: Skutečné zatížení střešních konstrukcí sněhovou pokrývkou. Časopis Střechy, fasády, izolace III/2006, ISSN:1212-0111, strana 58-61.
- [7] KUBEČKA K: Zatížení střech sněhem podle ČSN EN 1991-2-3 (73 0035). Časopis Střechy, fasády, izolace III/2006, ISSN:1212-0111, strana 64-65.
- [8] KUBEČKA K: Rizika staveb, Sympozjum Trwałość Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, Kamień Śląski 20-22.06.2006 ROCZNIKI INŻYNIERII BUDOWLANEJ – ZESZYT 6/2006, Komisja Inżynierii Budowlanej Oddział Polskiej Akademii Nauk w Katowicach
- [9] KUBEČKA K: Risks of Residential Buildings, Mezinárodní konference ENHR, Ljubljana, Slovinsko, VII/2006.
- [10] KUBEČKA K, LOKAJ A., VAVRUŠOVÁ K., JONOV D.: Zjištění kvality dřeva nosné konstrukce střechy prodejny Lidl v Ostravě. Časopis Střechy, fasády, izolace IX/2006, ISSN:1212-0111, strana 36-38.
- [11] KUBEČKA K: Příčiny havárie střechy prodejny Lidl v Ostravě. Časopis Střechy, fasády, izolace IX/2006, ISSN:1212-0111, strana 82-86.
- [12] Zákon číslo 50/1976 Sb o územním plánování a stavebním řádu (stavební zákon) ve znění zákona č. 103/1990 Sb. České národní rady, 425/1990 Sb., zákona č. 262/1992 Sb., zákona č. 43/1994 Sb., zákona č. 19/1997 Sb., a zákona č. 83/1998 Sb. ČKAIT Praha 1998.

Reviewer: Ing. Ivan Holínka, IDEA s.r.o.

David JONOV¹, Karel KUBEČKA²

RIZIKA STAVEB Z HLEDISKA ZAKLÁDÁNÍ

Abstrakt

Príspevek se zabývá problematikou rizik staveb v oblasti zakládání stavebních konstrukcí a to především rizik geotechnických, která jsou pro tento stavební obor specifická. Popisuje možné nepříznivé události ke kterým může dojít a jejich důsledky, přípustnost rizik a metody jejich snižování.

ÚVOD

Pojem riziko je ve stavebnictví používán stále častěji. Tam, kde by vyloučení nejistot objevujících se ve stavebních procesech znamenalo obrovské zvýšení nákladů, nebo tam, kde tyto nejistoty nelze vyloučit vůbec je nutno do přípravného a realizačního procesu staveb zahrnout kromě obvyklých inženýrských kritérií také analýzu rizik a případně přijmout určitá opatření vedoucí k jejich snížení pod přijatelnou mez.

RIZIKA STAVEB

Rizikem stavby v převážné míře rozumíme rizika technického charakteru. Toto riziko vnímáme jako míru nebezpečí úrazu, vzniku škody nebo poruchy různě, podle oboru lidské činnosti. V současnosti se ve stavebnictví pravděpodobnost vzniku škody na stavebních konstrukcích redukuje případně eliminuje použitím empirického nebo deterministického přístupu, prostřednictvím normových ustanovení. Jejich dodržování zajišťuje snížení pravděpodobných rizik na společensky a ekonomicky přijatelnou úroveň, nebo je při dodržení ustanovení norem eliminuje zcela (např. u dimenzování nosných konstrukcí staveb).

Pojem technické riziko je ve stavitelství definován jako souběh pravděpodobnosti vzniku nepříznivé události a jejích důsledků a dá se vyjádřit jako součin:

$$R = C \cdot P_f$$

kde C je míra očekávané škody a

P_f je pravděpodobnost jejího výskytu, tedy skutečnosti, že nepříznivá událost nastane.

Pokud se na celkovém riziku podílí více dílčích činitelů, jak tomu v praxi ve většině případů je, lze výsledné riziko obecně zapsat jako součet jednotlivých dílčích rizik:

$$R = \sum_{i=1}^n (C_i \cdot P_{fi})$$

Nepříznivá událost ve stavebnictví je vznik stavu, který projektem nebyl předpokládán a má nepříznivé důsledky, které lze v konečném výsledku vyjádřit finančně, buď přímo částkou jako vzniklé škody, nebo jako náklady nutné na odstranění následků nepříznivé události. Pravděpodobnost vzniku nepříznivé události lze ocenit například použitím pravděpodobnostních metod, hodnotou

¹ Ing., FAST VŠB – TU Ostrava, Katedra stavební mechaniky, Ludvíka Podéště 1875, 708 33 Ostrava, tel.: 59 732 1322, fax: 59 732 1358, e-mail: david.jonov.fast@vsb.cz

² Ing., Ph.D., FAST VŠB – TU Ostrava, Katedra konstrukcí, Ludvíka Podéště 1875, 708 33 Ostrava, tel.: 59 732 1343, fax: 59 732 1358, e-mail: karel.kubecka@vsb.cz

v intervalu 0 až 1. Nula zde znamená, že k nepříznivé události dojít nemůže, hodnota jedna, že nepříznivá událost nastane vždy.

Úkolem je stanovit výskyt možných rizik, určit pravděpodobnost s kterou nastanou, jejich důsledky a případně vhodnými opatřeními zajistit snížení či eliminaci škod.

RIZIKA STAVEB Z HLEDISKA ZAKLÁDÁNÍ

Rizika která mohou nastat při zakládání staveb lze rozdělit na rizika konstrukční, neboli rizika spojená s návrhem, realizací a údržbou základových konstrukcí, případně s užíváním objektu, a na rizika geotechnická, která souvisí například s geotechnickým průzkumem staveniště [1]. Oblast konstrukčních rizik je víceméně společná pro všechny konstrukční části objektu, ale rizika staveb z hlediska zakládání jsou specifická právě možností vzniku rizik geotechnických a dále se tedy budeme zabývat právě touto skupinou.

PŘÍKLADY NEPŘÍZNIVÝCH UDÁLOSTÍ

v přípravné fázi projektu opominuty. Následující tabulka uvádí nejběžnější z nich.

Nepříznivá událost	Možné důsledky
Geologické poměry jsou jiné, než bylo předpokládáno průzkumem, nebo na základě archivních studií (např. větší hloubka skalního podloží, vyšší úroveň hladiny podzemní vody, nepředpokládané geologické poruchy v základové spáře, atd.)	Zvýšení finančních požadavků na práce, nutnost dodatečných úprav projektu, změny technologií, potřeba dalších dodatečných průzkumů, možnost vzniku havárií při výstavbě nebo v době užívání stavby, atd.
Mechanické vlastnosti hornin se liší od vlastností stanovených geotechnickým průzkumem	Špatně stanovené výpočtové parametry, z toho vyplývající nutnost dodatečných úprav projektu
Zatopení základových jam vlivem neobvyklého množství srážek	Pozdržení stavebních prací, zvýšené náklady vlivem nutnosti odčerpání vody, znehodnocení výkopů, atd.
Deformační a napěťové odezvy na stavební zásah do horninového masivu jsou odlišné od projektových předpokladů	Nerovnoměrná sednutí základů, příliš velké tlaky na pažení výkopů, případně suterénní zdi a vznik trhlin. Z toho vyplývá nutnost dodatečných statických řešení a úprav projektů či technologických postupů
Geodynamické procesy, zvětvávání hornin, stárnutí stavebních materiálů nebo reologické procesy byly zanedbány či podceněny	Nadměrné přetváření podloží, suterénních i nadzemních konstrukcí a tím havárie objektů
Úniky škodlivin, průmyslových odpadů, zničení nebo zmenšení zdrojů podzemní vody	Narušení či poškození životního prostředí. Většinou se jedná o škody, jejichž náprava je finančně velice nákladná a pro viníka znamenají zpravidla vysokou finanční pokutu

Další skupina nepříznivých událostí má původ v nevyhovující technologii a technických řešeních, případně v lidských chybách při provádění správně navrženého projektu (viz [2] a [3]). Ani tyto události nelze vyloučit a proto při určování možných rizik je třeba s nimi počítat. Patří mezi ně například nevhodně provedená injektáž, která může mít v důsledku nadměrných tlaků za následek zvednutí podlah sklepů sousedních objektů nebo porušení inženýrských sítí, porušení základové spáry nedodržením technologických předpisů pro jejich ošetřování, či příliš vysokými seismickými účinky od trhacích nebo hutnicích prací, příliš rychlé snížení hladiny podzemní vody, které může způsobit dodatečně nerovnoměrné sednutí mělce založených sousedních objektů, atd.

KONTROLA RIZIK

Při kontrole geotechnických rizik se jedná o složitý proces. Jde o skupinu rozhodnutí, do kterých se zapojují všichni účastníci výstavby, neboť každý z nich je nositelem určitého rizika. Proces kontroly rizik zahrnuje:

- ☐ **rizikovou analýzu**, při níž se zjišťují možné nepříznivé události, pravděpodobnosti jejich vzniku, určují se možné škody způsobené těmito událostmi a oceňují se rizika,

- ☐ **vlastní kontrolu rizik**, tedy průběžné zjišťování možností vzniku nepříznivých událostí, jejich případnou eliminaci přijímáním různých technologických opatření, nebo změn,
- ☐ **zajišťování rizik**, neboli výběr způsobu snížení rizik účastníky výstavby tak, aby případná rizika byli schopni unést.

PRÁVDĚPODOBNOST VÝSKYTU NEPŘÍZNIVÝCH UDÁLOSTÍ

Po zjištění možných nepříznivých událostí, které mohou vzniknout je nutno určit pravděpodobnost se kterou k nim může dojít. Pro to je třeba zjistit všechny činitele, kteří jsou rozhodující pro vznik dané nepříznivé události a pokusit se stanovit pravděpodobnost jejich výskytu. To je otázkou vhodně zvoleného rozsahu geotechnického průzkumu pro získání co nejvýstižnějšího geomechanického modelu horninového masivu a předpokladů jeho přetváření. Tyto pravděpodobnosti je možno určit empiricky, subjektivně, nebo analyticky.

Empirický přístup se volí, pokud je dostatek informací k přímému určení pravděpodobnosti.

Subjektivní přístup zvolíme tam, kde je poznatků o podloží nedostatek a je založen na odhadech a doporučeních znalců. Pravděpodobnost se určuje kvalitativně, tedy v rozmezí 0 až 1 a to ve třech variantách:

- ☐ pesimistický odhad,
- ☐ optimistický odhad,
- ☐ nejpravděpodobnější hodnota.

Analytický přístup použijeme tam, kde podmínky dovolí užít spolehlivé vztahy pro spolupůsobení stavby s podložím. Pravděpodobnost výskytu jednotlivých činitelů nutných pro vznik nepříznivé události bývá určena kvantitativně a pravděpodobnost této události se zjišťuje nejčastěji simulačními metodami.

PŘÍPUSTNÁ RIZIKA

V další fázi je třeba rozhodnout, jaký stupeň rizika je ještě přípustný a porovnat ho s existujícím rizikem vzniku dané nepříznivé události. Existujícím rizikem v tomto případě rozumíme pravděpodobnost, s jakou při daném projektovém řešení nastane v posuzovaných podmínkách nežádoucí jev s určitými ekonomickými důsledky [4]. Míra přípustného rizika závisí na dohodě účastníků výstavby, tedy nositelů rizik a na jejich ochotě a schopnosti tato rizika podstoupit. Existující riziko se poté různými opatřeními sníží pod úroveň přípustného rizika. Nositelé rizik podstupují riziko z důvodů, že si ho neuvědomují (k čemuž by nemělo docházet), nebo je tak malé, že je zanedbáváno. Další možností je, že se jedná o riziko nevyhnutelné a tudíž je nutné jej podstoupit, nebo o riziko sledované a udržované pod úrovní přípustného rizika.

Stanovení přípustného rizika je vždy problematické. Nulového rizika dosáhnout nelze a dosažení nízké úrovně rizika je možné většinou jen s obrovskými náklady a používá se tedy u významných staveb nebo tam, kde by při případných haváriích mohlo dojít k obětem na životech.

Míru rizika je nutno v průběhu výstavby sledovat, čímž se snižují nejistoty které byly zahrnuty v procesu zjišťování pravděpodobnosti výskytu nepříznivých událostí a rizik jimi vyvolaných. V rámci průběhu sledování se stanovují varovné stavy pro přijetí určitých opatření, nutných k udržení míry rizika pod dohodnutou úrovní přijatelného rizika.

SNÍŽOVÁNÍ RIZIK

V podstatě je možné riziko stavby snižovat dvěma způsoby:

- ☐ snižování pravděpodobností vzniku nepříznivých událostí,
- ☐ snižování škod plynoucích z důsledků nepříznivých událostí.

Nejčastěji se volí kombinace obou těchto postupů. Při snižování pravděpodobnosti vzniku nepříznivých událostí provádíme parametrickou studii, při níž hledáme v daných geologických poměrech takový způsob založení stavby, při kterém je pravděpodobnost výskytu nepříznivých událostí nejmenší. Posuzujeme technické možnosti řešení projektu, technologické postupy, umístění a nasměrování objektu, rychlost výstavby, atd.

Základem pro snižování škod plynoucích z důsledků vzniku nepříznivých událostí je jejich přesná předpověď, kterou je možné získat kontrolním sledováním v průběhu výstavby. Při včasném zjištění vzniku nepříznivé události je možno do jisté míry omezit škody jí způsobené, např. vyloučení časových ztrát, pohotovost havarijních čet, včasná příprava obměn technických řešení, atd.

Technicko ekonomickou optimalizací se pak dosáhne nejvhodnější kombinace opatření snižujících stavební rizika pod úroveň přijatelných rizik. V závislosti na důležitosti stavby se přijímají při snižování rizik dvě strategie – maximalistická a optimalizační. Maximalistická strategie se volí tehdy, pokud při vzniku nepříznivých událostí jsou ohroženy lidské životy, nebo škody způsobené v důsledku těchto událostí jsou nevyčíslitelné. Usiluje se o dosažení co nejnižší míry rizik, bez ohledu na finanční prostředky na to vynaložené. Naopak optimalizační strategie je používána tehdy, pokud jde o technicko-ekonomický problém řešitelný optimalizací mezi náklady vynaloženými na snížení rizik a přínosy z toho plynoucími. Jde tedy o snížení rizika v přijatelném rozsahu, tak aby bylo dosaženo s co nejmenšími náklady.

Příspěvek byl vypracován za finančního přispění MŠMT, projekt IM680770001, v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS.

LITERATURA

- [1] BAŽANT, Z. : Zakládání staveb, SNTL Praha 1981
- [2] BRADÁČ, J.: Účinky poddolování a ochrana objektů, díl I. A II., Ostrava 1996
- [3] MACEKOVÁ, V., VLČEK, M.: Zakládání staveb, Brno 2004
- [4] ROZSYPAL, A.: Kontrolní sledování a rizika v geotechnice, Bratislava 2001

Reviewer: Ing. Ivan Holinka, IDEA s.r.o.

Barbara VOJVODÍKOVÁ¹, Jana PLETNICKÁ²

NĚKOLIK PŘÍKLADŮ REGENERACE BROWNFIELDS V ZAHRANIČÍ

Abstract

Brownfield regeneration became one of the significant aims of the regional development. This article tries to describe three regenerated areas from the Ruhrgebiet. These areas were regenerated using different approach, they have various ownership issues and different financial schema. We can utilize experiences taken from these cases on analogous areas in Czech Republic.

ÚVOD

Tento příspěvek obsahuje tři příklady regenerace průmyslových areálů ve Spolkové republice Německo konkrétně v Severním Porýní - Vestfálsku. Účelem není detailně popsat zcela neznámou lokalitu (většinou se jedná o území odborné veřejnosti známé), ale spíše porovnat známé příklady a to z hlediska postupů a způsobu financování a vyvodit z toho doporučení použitelná v České republice. Proto byly vybrány úspěšně zregenerované lokality, které již několik let díky dobře zvolené strategii vykazují funkčnost daného postupu a které se nacházejí v jedné spolkové zemi, protože řešení problematiky regenerací brownfields a jejich financování se ve Spolkové republice Německo pro jednotlivé spolkové země liší.

Vše zastřešují federální zákony. Jsou jimi Federální stavební zákoník a Zákon o ochraně půdy. Federální stavební zákoník Baugesetzbuch – BauGB schválený v roce 1997 kromě jiného nařizuje, že půda musí být využívána šetrně a s uvažováním a rozsah použití pro nové investice musí být minimální. V sekci 164b povoluje, že Federace může poskytovat grantovou finanční pomoc federálním státům na podporu hlavních investic, obcí a jejich organizací. Tyto investice musí směřovat k využití opuštěných průmyslových ploch, opuštěných vojenských objektů nebo železnice poblíž centra a to za účelem výstavby bydlení, komerčních objektů, občanské vybavenosti. Přitom se musí jednat o stavby nízkonákladové s využitím alternativních přírodních zdrojů.

Dalším federálním zákonem je Zákon o ochraně půdy (Bodenschutzgesetz – BbodSchG), kdy první část je zaměřena na ochranu proti škodlivým změnám půdy a na rehabilitaci kontaminovaných ploch. Vlastní zodpovědnost za rozvoj leží na úrovni jednotlivých zemí.

Vybrané příklady reprezentují lokality situované v Porúří. Celá oblast je historicky postižena těžbou uhlí a lokalizací těžkého průmyslu. Jedná se o jednu z největších konurbací v Evropě s 5,4 miliony obyvatel, která obsahuje jedenáct velkých měst. Hospodářská krize let 1974 a 1975 vedla k masivní redukci až likvidaci mnoha podniků těžkého průmyslu. Krize přinesla množství nezaměstnaných, kteří začali region postupně opouštět.

Uvedené případy regenerace bývalých průmyslových areálů se nacházejí ve městech Essen (jedno u nejbohatších měst Porúří) a Gelsenkirchen. Gelsenkirchen v této oblasti patří k městům, které jsou nezaměstnaností postižené nejvíce. [1]

¹ Doc., Ing., PhD. katedra stavebních hmot a hornického stavitelství, Fakulta stavební, VŠB- TU Ostrava, L. Poděště 1875, Ostrava – Poruba, 708 33 , barbara.vojvodikova@vsb.cz

² Ing. arch. PhD. katedra městského inženýrství, Fakulta stavební, VŠB- TU Ostrava, L. Poděště 1875, Ostrava – Poruba, 708 33, jana.pletnicka@vsb.cz

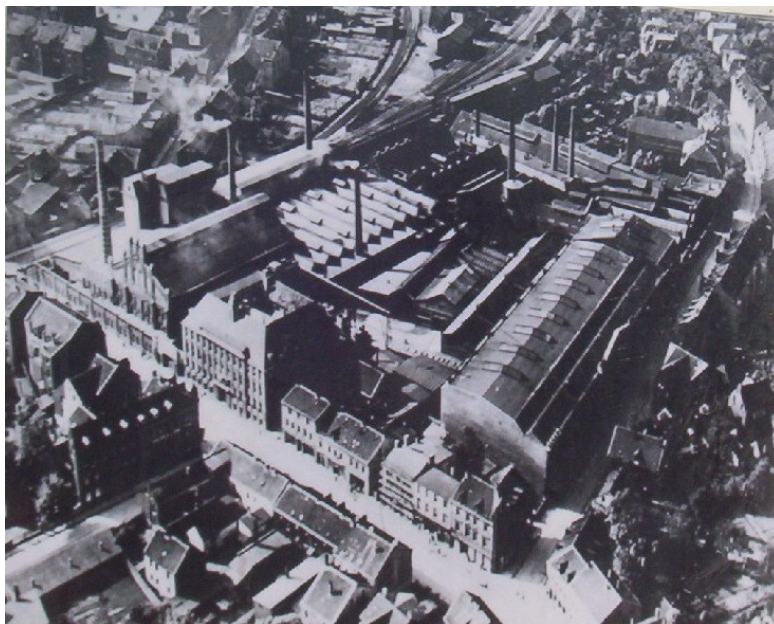
VĚDECKO TECHNOLOGICKÝ PARK – WISSENSCHAFTSPARK - GELSENKIRCHEN

Prvním krokem směřujícím ke zlepšení situace v Severním Porúří – Vestfálsku, kam spadá oblast Porúří, bylo v roce 1982 založení Fondu nemovitostí, který municipalitám umožnil realizovat především obchodní a vědeckotechnologické parky.

Dalším významným impulsem byla Mezinárodní stavební výstava IBA (Internationale Bauausstellung - IBA) Emscher Park. Tato výstava byla zaměřena na restrukturalizaci celého regionu. Podporovala rozvoj nové kulturní krajiny a probíhala v období 1990-1999. V letech 2000-2010 se přesunula do oblasti Braniborska, kde je zaměřena na rekonstrukci krajiny po těžbě lignitu.

Jedním z úspěšně realizovaných projektů vybudovaných v rámci této výstavy v Porúří je právě Vědeckotechnologický park v Gelsenkirchen, který je také nazýván „místem, kde se v Porúří rodí solární energie“.

Jedná se o areál staré koksovny a železářny. (viz. obr. 1) Provozy byly v činnosti až do roku 1984, poté byl celý areál 5 let opuštěný.



Obr.1 Wissenschaftspark Gelsenkirchen stav území před rokem 1984
Zdroj: Informační tabule Wissenschaftspark Gelsenkirchen

V roce 1989 v souvislosti s přípravou IBA, bylo zahájeno zpracování projektu na revitalizaci území, který zahrnoval výstavbu vědeckotechnologického parku a parkové úpravy. Parková úprava se nachází na přibližně jedné polovině území a je oblastí klidu pro obyvatele sousedící obytné zóny. Jedinou budovou, která zůstala z původního provozu zachována je administrativní budova železářny, která od roku 1993 slouží pro potřeby soudu. Vlastní vědeckotechnologický park i s okolím byl otevřen v roce 1995 a nabízí společnostem zabývajícím se inovacemi a využitím alternativních zdrojů ideální prostředí pro rozvoj. (viz obr.2). V roce 1996 byla uvedena do provozu střešní solární elektrárna, která patří k jedněm z největších na světě. [2, 3]



Obr.2 Wissenschaftspark Gelsenkirchen stav území v roce 2003.
Foto B. Vojvodíková

BISMARCK - GELSENKIRCHEN

Lokalita Bismarck leží také na území Gelsenkirchen. Patří k příkladům, kdy soukromý vlastník připravil z vlastních zdrojů oblast k dalšímu využití. Jedná se o areál bývalého dolu a koksovny. Tyto provozy byly uzavřeny do roku 1997. Celková rozloha lokality je 26,5 ha, fakticky je k využití pro novou zástavbu 10,5 ha. Regenerace plochy byla provedena na popud municipality, kdy pro vlastníka bylo finančně zajímavější provést regeneraci z vlastních zdrojů a následně plochu rozprodat, než platit sankce za znečištění a nevyužívání území. Vlastníkem je MGG - Montan-Grundstücksgesellschaft. Území bylo připraveno pro novou výstavbu do konce roku 2003. Celková investice byla cca 5,6 mil EUR. Schváleným územním plánem je více než jedna třetina plochy určena pro parkové úpravy a zalesnění. Část je navržena pro sportovní využití. Zbývající část je řešena jednak jako jádrové území města (například kulturní zařízení), dále pak zahrnuje bydlení, lehký průmysl, řemeslo a obchod. [4]



Obr.3 Lokalita Bismarck léto 2003
Foto: B. Vojvodíková

Významné objekty dolu (např. těžní věž) byly zachovány a tvoří dominanty celého území. Na obr. 3 je vidět budova, která je dnes využívána jako divadlo.

Část volných ploch je již dnes prodána a zastavěna (viz. obr. 4) (prodejní cena je mezi 65- 80 EUR za m²)



Obr.4 Lokalita Bismarck léto 2004
Foto: G. Pahlen

ZECHE ZOLLVEREIN V ESSENU

Asi nejznámější lokalitou je důl Zollverein v Essenu. Jedná se o komplex bývalého dolu a koksovny. Důl byl uzavřen v roce 1986 a koksovna v roce 1993.

Tento důl byl posledním činným dolem na území města Essen. Po svém uzavření a následné likvidaci důlního díla byl otevřen veřejnosti hlavně rodinám horníků, aby mohli nahlédnout na místa, kde jejich otcové pracovali. Zachování celého areálu byl odstartován městem Essen a firmou LEG. Bylo založeno sdružení Bauhütte Zeche Zollverein Schacht XII, které v roce 1998 areál předalo Nadaci Zollverein. Začalo restaurováním staveb, byly pořádány různé kulturní a společenské akce. Areál se postupně zaplňoval různými firmami.[5]

V roce 2001 se areál dolu a koksovny stal součástí světového kulturního dědictví UNESCO. Dnes se v budovách nachází muzea, restaurace, kasino, designérská škola a podobná zařízení

Budova prádla slouží jako vyhlídková terasa na areál a okolí.



Obr.5 Lokalita Zeche Zollverein
Foto: J. Pletnická

ZÁVĚR

Uváděné příklady byly záměrně vybrány z oblasti, která neprošla pokřivením kontinuity vlastnictví (znárodněním) a zároveň je tradičně zařazována mezi ekonomicky vyspělé regiony. Také se jedná o oblast, která prošla z hlediska konverze průmyslu podobným osudem jako například Ostravsko a to se všemi negativními jevy. Je zřejmé, že v procesu regenerace bývalých průmyslových ploch sehrává město, region nebo stát významnou roli. Je zde předvedeno, že neviditelná ruka trhu nedokáže uspokojivě z hlediska rozvoje celého regionu vyřešit situaci těchto ploch, které již ztratily svůj původní význam. Role municipalit mohou být rozličné. Mohou působit jako dohlížitelé, nebo usměrňovatelé jak tomu bylo v lokalitě Bismarck, kdy město tlačilo na vlastníka, který pak ve svém vlastním – finančním - zájmu plochu uvedl do použitelného stavu. Nebo mohou působit jako iniciátoři zachování významného průmyslového komplexu, který by se jinak stal zchátralou ruinou, jak je zřejmé z příkladu Zollverin.

Nadregionální finanční dotace, pokud jsou vhodně vkládány, mohou přinést potřebný impuls pro regeneraci ploch, pro výstavbu nových investic po transformaci průmyslové krajiny, což je vidět na příkladu IBA.

V České republice jsou některé příklady zdánlivě nepoužitelné pro porušení kontinuity vlastnictví, to se však týká především starých průmyslových areálů. Co je však nutné si uvědomit pro budoucí zachování rozvojových potenciálů regionu, je potřeba dát do rukou municipalit nebo regionů vhodné a účinné nástroje na zamezení vzniku tak zvaných novodobých brownfields, u kterých je vlastník známý a identifikovatelný. Dále je možné si z těchto příkladů vzít poučení o nezbytnosti vstupu veřejného sektoru na pozici iniciátora, případně investora změn. Tuto skutečnost si dnes již všechny regiony uvědomují a nezbývá než doufat, že se tato nutnost objeví i ve strategických dokumentech, operačních programech a podobně.

LITERATURA

- [1] The Ruhrgebiet – Facts and figures, Kommunalverband Ruhrgebiet 2002
- [2] internetová stránka: DER RVR Regionalverband Ruhr http://www.rvr-online.de/freizeit/sehenswuerdigkeiten/g_wissenschaftspark.shtml
- [3] internetová stránka: <http://stadt.gelsenkirchen.de/Wirtschaft/Immobilien/wissenschaftspark.asp>
- [4] internetová stránka: MGG http://www.mgg.de/016/referenzen_sq_consolidation.html
- [5] internetová stránka: Zollverein <http://www.zollverein.de/>

Reviewer: Doc. Ing. Ivan Jáč, CSc., katedra podnikové ekonomiky, Hospodářská fakulta, Technická univerzita v Liberci.

Renata ZDARILOVÁ¹

PROMĚNY BYDLENÍ V PRŮBĚHU 20.STOLETÍ

Abstrakt

S vývojem lidské společnosti se vyvíjí i požadavky a nároky na bydlení a vlastní dispoziční uspořádání bytu. Lidské obydlí a jeho různorodost v sobě odráží rozdílné postavení lidí ve společnosti a nutné funkční požadavky na bydlení samotné. Mezi základní funkce obydlí, které přetrvávají až do současných požadavků, patří ochrana před klimatickými vlivy, ochrana majetku rodiny a zajištění soukromí rodinného života. Další funkce a požadavky na bydlení se měnily v souvislosti s rozvojem společnosti, sociálního a pracovního zařazení členů rodiny, životního stylu v daném časovém období a individuálních požadavků. Proměny bydlení ve 20.stoletím jsou odrazem celého historického vývoje, zejména od počátku 19.století a nastupujícího klasicismu, kdy se začíná definovat základ soudobého bydlení.

ÚVOD

Proměny bydlení ve 20.stoletím jsou odrazem celého historického vývoje, zejména od počátku 19.století a nastupujícího klasicismu, kdy se začíná definovat základ soudobého bydlení. Pokud mapujeme vývoj objektů pro bydlení s jejich měnícím se dispozičním uspořádáním s přímým důsledkem pro bydlení 20.století, musíme pro poznání souvislostí brát v úvahu vývojovou etapu 19.století, v kterém se již definuje základ soudobého bydlení po stránce dispoziční s uvedením několika základních faktů jednotlivých slohových epoch, jež bezprostředně navazují na vývoj bydlení a bytové dispozice 20.století. Z tohoto důvodu lze hovořit o následujících časových úsecích:

- ☐ I. etapa období let 1900 - 1918 s důsledky předchozího vývoje v 19. stol. na bydlení v počátku tohoto období;
- ☐ II. etapa období let 1918 - 1945, tj. období ČSR včetně protektorátu;
- ☐ III. etapa období let 1945 -1989, s mezi etapou v letech 1945 – 1950 (pokračování prvků tržního prostředí), plánované hospodářství, hromadná bytová výstavba
- ☐ IV. etapa období let 1989 - 1999.

I. ETAPA – OBDOBÍ LET 1900 - 1918

období 19.století

Na počátku 19.století v *období klasicismu* převládá v bydlení jednoúčelová funkce místnosti. Je definován základ bydlení – byty ovládá jednoduchost, místnosti dostávají přesně vymezené jednoúčelové zaměření, které se zachovalo dodnes. Byt se skládá z hlavní obytné místnosti, ložnice a kuchyně. S rozvojem řemeslné výroby došlo k oddělení bydliště od pracoviště a s přílivem obyvatel do měst počíná převládat účelně řešený nájemný dům – činžák. Proti dosavadním domům je moderní, světlý a vzdušný se všemi místnostmi osvětlenými z ulice nebo pavlače, z níž se vstupuje do jednotlivých bytů. Pokoje nájemných domů byly relativně velmi malé se střídým zařízením a vytápěním kovovými kamny.

¹ Ing., Katedra městského inženýrství, Fakulta stavební, Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava, L.Poděště 1875, 708 33 Ostrava – Poruba, tel. (+420) 59 732 1937, e-mail renata.zdarilova@vsb.cz

V následujícím *období empiru* převládají stavby pavlačových domů a koncem empiru se objevuje také dům schodišťový. Vlastním uspořádání bytového domu přináší změny vlivem nastávajícího rozvoje vodárenství a první kanalizace.

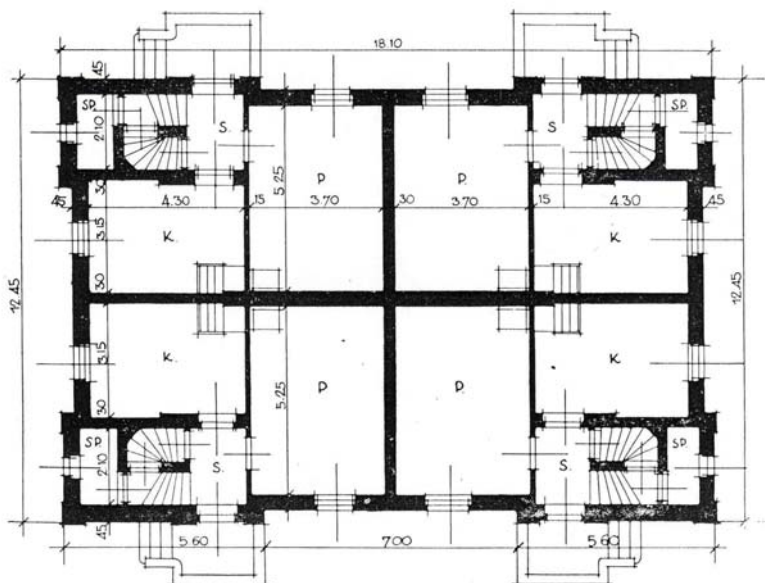
Bydlení obyvatelstva měst je na počátku 19.století výrazně ovlivněno přílivem vesnického obyvatelstva, jehož nároky na samotné bydlení jsou malé a povětšinou se omezují na používání jedné, maximálně dvou místností jednou rodinou. Toto obyvatelstvo je vázáno na kolonie dělnických domků, jejichž civilizační hodnota byla z hlediska hygieny a komfortu velmi malá. V tomto období nastupuje nový styl *biedermeieru*, pro jehož tvorbu má rozhodující vliv střední vrstva obyvatel, která užívá nájemné pavlačové domy. Schodišťové domy jsou rozvinuty podle uliční čáry, zastavují pozemek předním schodišťovým objektem a k němu přiléhajícím kolmým pavlačovým křídlem. Dům je orientován bez zřetele na světové strany a oslunění. Podmínkou bylo umístění jednoho většího bytu, zpravidla majitele domu, v prvním patře a směřování do ulice. Byty jsou kategorizovány podle společenského postavení jejich uživatelů výši nájmu a zároveň jejich orientací. Lepší byty byly obráceny do ulice, byly vícepokojové s kuchyní a komorou. Z hlavního a největšího pokoje byl vstup na balkon. V případě kombinování schodišťového a pavlačového typu domu, je schodiště komunikačním prvkem pro byty hlavního traktu domu a pro přístup na pavlač, kde převládají jednopokojové byty osvětlené z pavlače. Čistě pavlačové domy měly pokoj a kuchyň nebo dva pokoje s přístupem z pavlače přes kuchyň bez předsíně. Kuchyň byla místem, kde se odehrával provoz – celodenní režim a jídlo rodiny. Pokoj byl vyhrazen především pro spaní. Komfortem v této době byly skladovací prostory jako komory, spiže nebo sklepy v suterénu. Voda byla přístupná ve veřejném vodovodu nebo pumpě ve dvoře. Záchody byly suché, umístěny na konci pavlače. Splašky se nosily na dvůr do odpadního kanálu. Následně přibýlo i plynové, elektrické osvětlení, rozvod vody na pavlače a splachovací záchody.

Pro bydlení na venkově do 19.století se na většině našeho území používaly dřevěné, roubené, hrázděné konstrukce stěn, nepálené cihly, šindelová a došková krytina střech. Vlivem přísnějších protipožárních předpisů se začínají prosazovat zděné stavby s nespalnou krytinou. Postupné prosazování protipožárních opatření vyústilo v roce 1816 v dekret zakazující stavbu dřevěných domů pod hrozbou vysokých peněžních trestů a případných demolic – počátky řádných stavebních plánů pro vesnické objekty. Nové zděné objekty citlivě navázaly na místní vesnické zvyky. Objekty nadále respektovaly podélný půdorys charakteristický pro vesnický dům. Období zákazu dřevěných staveb netrvalo dlouho a ve druhé polovině 19.století se setkáváme s prvními projekty a realizacemi těchto domů. Veřejné povědomí bylo již natolik ovlivněno, že dřevěná výstavba postupně mizí a je považována i na venkově za společensky podřadnou. Výjimku tvořilo Valašsko, Slovensko a horské oblasti, kde se roubená stavba udržela do 20.století.

Činžovní domy *období romantismu* stavěné do poloviny 80 let 19.století v Čechách a na Moravě mají ještě přístup z pavlače a průchozí místnosti bytů bez předsíně. Záchody jsou odděleny od bytů a situovány poblíž schodiště, kde je umístěna i vodovodní výlevka. Od poloviny 80. let do počátku 20.století je pro nové domy charakteristická vnitřní předsíň bytu a samostatné příslušenství – záchod, spiž, komora a někdy i koupelna, která je podmíněna rozvojem vodárenství. Šířka předsíně se obvykle pohybuje mezi 1,5-2,0 m, u nákladnějších domů 3,0-4,0 m a mění se v halu. Příslušenství se soustřeďuje kolem světlíků. Nejpokrokovější domy mají tři až pět pokojové byty s předsíňkou oddělující záchod, lázeň a pokoj služebné od ostatních prostor bytu. Pokrok se projevuje i v dělnických koloniích stavěných v bezprostřední blízkosti pracoviště. Tyto kolonie jsou již vícepodlažní s kuchyní a pokojem, později s předsíní a záchodem, na přelomu století také s koupelnou. Vedle těchto typů nejběžnějšího způsobu bydlení se objevuje ve druhé polovině 19.století rodinný dům obklopen sadem, nazývaný vila. Zpočátku má vila spíše funkci reprezentativní a obytnou, prostory jsou rozloženy podle anglického vzoru kolem monumentálního schodiště a vestibulu. Rozvoj bydlení od 2.poloviny 19.století byl pozoruhodný a podmíněný rozvojem sanitárního zařízení a vlastním provozním členěním bytové dispozice.

větší množství obytných kolonií. Okolo roku 1900 už byly obytné dělnické a úřednické kolonie charakteristickým urbanistickým prvkem krajiny v celém Ostravsko-karvinského revíru.

Typické dvojdomky a čtyřdomky se stavěly až do 20. let 20. století, v pozdější době výhradně vícepodlažní obytné domy. Na konci 40. let 20. století vznikaly jako provizorní řešení tzv. finské domky. Jednalo se o typizovaný projekt dřevěného jednopodlažního dvojdomku obklopeného zahradou, který byl v Ostravsko-karvinském revíru značně rozšířen.



Obr.2 Půdorys dělnického pro 4 rodiny v „Nové Halfarově osadě“

počátek 20.století

Bytové nájemní domy z období secese zvětšují hloubku středního traktu, počet podlaží se zvětšuje na šest, objevuje se první výtah a ústřední vytápění bytů. Vybavenost bytu je v podobě lázně (koupelny), pokojíku pro služebnou se samostatným přívodem vody a odpadu. Součástí velkých a vysokých bytů (až 3-4 m) jsou prostorné kuchyně s přílehlými jídelnami a pokoje se vstupem na balkon. Luxusní byty mají obvykle pět pokojů, ložnici, kuchyni, koupelnu, pokoj pro služku s přívodem vody, častá je komora nebo šatna a vestavěné skříně. Balkóny jsou již ve všech podlaží. Do bytů je zaváděna voda, je budována kanalizace, zaváděn plyn a elektřina. Celý byt je prosvětlován velkými okny.

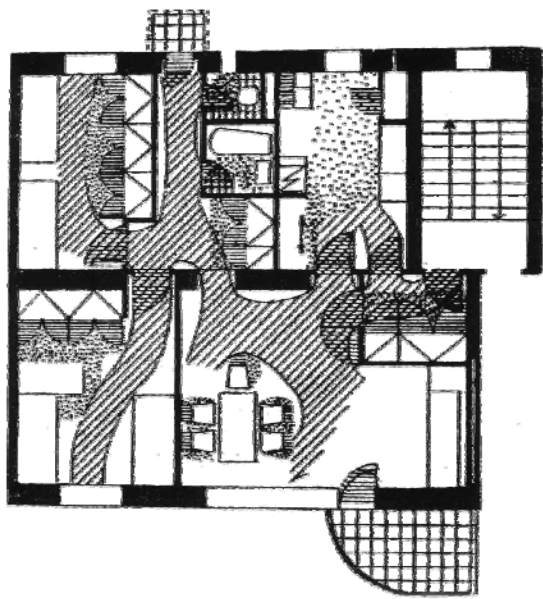
Ze secese na počátku 20.století vychází česká moderna a v časovém období první poloviny tohoto století dochází k výraznému posunu v kvalitě a architektonické úrovni obytných staveb na území České republiky. V dějinách architektury je to období, kdy končí vytváření staveb v historizujícím tvarosloví a utváří se dispozice domu, odpovídající novému způsobu života. Významným architektem a zakladatelem moderního umění v našich zemích v té době byl Jan Kotěra, předchůdce českého konstruktivismu a funkcionalismu. Ve své tvorbě vychází z vnitřní funkce budovy a ze způsobu vnitřního uspořádání pro účel, jemuž má sloužit. Ve vlastním interiéru bytu se důsledně uplatňuje světlo, vzdušnost a jednoduchost. Individuální moderna vzhledem ke krátkosti svého trvání nemění způsob bydlení a měšťanské byty si zachovávají jídelnu jako obřadný reprezentační prostor, rozpačitý salon a ložnici. Pokrok v tomto období se projevuje u kuchyňského zařízení, který byl podmíněn rozvojem plynárenství a technickými předměty vybavy kuchyně.

II. ETAPA – OBDOBÍ LET 1918 - 1945

První světová válka a následující hospodářská stagnace omezily bytovou výstavbu, jejichž důsledkem byl nedostatek bytů. Z tohoto důvodu se zpočátku podnikatelská výstavba zaměřuje na výstavbu malých bytů, které nezřídka tvořil jeden pokoj s kuchyní a skoro výhradním typem domu tohoto období byl světlíkový dům v uzavřeném meziuličném bloku. Teprve sociální, politický tlak a revoluční vlna poválečných let si u nás vynucuje stavební činnost státu, obcí, i družstev, kterou podpořil zákon o stavebním ruchu z roku 1921. Tímto zákonem byl vymezen pojem „malého bytu“ do 80 m² plochy, na jehož výstavbu garantoval stát zápůjčky ve výši 50-70 % nákladů. Taková plocha již umožňovala byt o čtyřech místnostech – tedy i pokojík pro služku a příslušenství. Tímto zákonem motivovaná vypukla exploze stavebních akcí a velká výstavba celých zahradních čtvrtí v okolí velkých měst – např. na okraji Prahy – Ořechovka (Jaroslav Vondrák, Jan Šenkýř). Již v roce 1920 byl zastavovací plán naplněn rodinnými domy a vzniklo velmi malebné obytné prostředí, jehož nesporné kvality jsou patrné dodnes. V samotném dispozičním řešení bylo zřejmé hledání nového utváření prostorů, jejich nová gradace, nové návaznosti, odpovídající logice provozu bytu. Výsledné řešení nebylo ale žádným krokem vpřed, domy jsou tradiční a výhradně se sedlovými střechami. Po realizaci Ořechovky poměrně rychle následují zahradní kolonie na Smíchově, v Břevnově, na Vinohradech a ve Strašnicích. Změna chápání funkcí a názorů na kvalitu prostorů se v dispozičním uspořádání těchto rodinných domů projevila soustředěním servisních funkcí kuchyně, WC, koupelny k severní nebo uliční fasádě. Obytné prostory jsou otevřeny do zahrady, na jih. Přitom všechny tyto čtvrtě (či skupiny rodinných domů) představovaly bydlení pro střední vrstvu, některé spíše i pro nižší střední vrstvu společnosti – rodinný dům v té době nebyl symbolem luxusního bydlení, byl typem bydlení podle vlastní volby a velmi dobře dostupný. Kromě nových čtvrtí rodinných domů se od počátku 20. let postavilo také velké množství nájemních domů, které tvoří souhrnné domovní bloky s vnitřními zelenými dvory. Šlo o nájemní domy pro nejrůznější vrstvy obyvatel – v architektuře té doby platí, že i domy pro sociálně slabší vrstvy musí mít úroveň odpovídající městskému prostředí a toto pravidlo se udrželo i přes celá 30. léta. V tomto období začíná ovládat stavění v celé zemi funkcionalistický styl, který se nevyčerpává pouze vnějším výrazem fasády domu, ale prostupuje do utváření vnitřních prostorů.

Funkcionalismu

Ústřední otázkou funkcionalismu je problematika bydlení se základní filozofickou myšlenkou naplnění hygienických požadavků ve stavební architektuře a urbanismu. Hygienické požadavky na inženýrské síti spolu se silnou argumentací lékařů o zdravém životním prostředí spolu s japonskými inspiracemi přivádějí architekty k novým řešením domů i k novým urbanistickým studiím. Hlavní důraz je kladen na hygienické a sociální zásady, nové materiály a technologie, zásady standardizace, ekonomie a zevšeobecnění způsobů a forem bydlení. Tyto zásady jsou deklarovány v Athénské chartě z roku 1933. Hlavní těžiště funkcionalismu nespočívá v projektech výstavných vil zámožných jednotlivců, ale důraz se klade na rodinné domky a na bydlení v nájemních domech (u nichž k městské a státní výstavbě přistupuje také výstavba družstevní), významné soutěže mají přinést řešení bytů pro existenční minimum, "nejmenšího bytu" a bytů nouzových. Objevuje se myšlenka pavlačového domu, ovšem oproti empirii a třetí čtvrtině 19. století na úrovni komfortu přiměřeného době a s proklamováním zásady, že se nemají stavět neosvětlené a přímo nevětratelné místnosti. Obytná architektura je chápána jako reforma všech složek, které s bydlením souvisejí, a proto se na základě průzkumů a nejrůznějších dat sestavují požadavky, které znamenají základ vědy o bydlení. Cílem je řešit byt nikoli pouze jako skupinu prostorových jednotek, ale jako domov. V této oblasti jedním z prvních českých architektů, který se zabýval otázkou teorie bydlení, funkcí a provozem, byl významný český teoretik architektury Karel Honzík. V tomto období funkcionalismus je zavedena vědecká typologie a provozní analýza, která se zrodila z nauky profesora Ausobského (období první světové války) a která v pozdější době byla zpracovávána na několika tehdejších ústavech (STÚ, VÚVA).

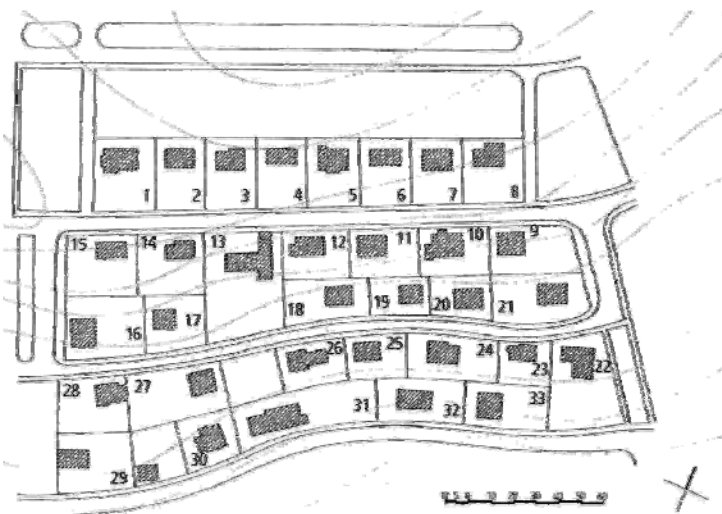


Většina Honzíkových analýz provozu byla publikována až po skončení druhé světové války

Obr.3 Karel Honzík : Studie provozu v bytě, kolem roku 1937

K realizaci tak velkých záměrů bylo třeba přistupovat radikálně, prostřednictvím účelné a hospodárné racionální výstavby. To znamenalo zákonitě formování požadavků hromadné výroby, normalizace a typizace. Hledaly se formy zprůmyslnění výstavby a první pokusy o sériový domek. Výsledkem této snahy byly jednak rodinné domky a vily stavěné individuálně, či celé vilové kolonie podle jednotícího regulačního projektu.

U příležitosti Výstavy soudobé kultury v Brně v roce 1928 jsou představeny ukázkové obytné a rodinné domy a vzniká ojedinělý podnikatelský záměr malé výstavní kolonie „Nový dům“. Na vzniku této kolonie se podíleli přední brněnští architekti. Obytný soubor nabízel k bydlení domy až výhradně funkcionalistické ve standardu odpovídajícímu nižší střední vrstvě obyvatel. Autoři se zde snažili navrhnout funkcionalistické domy s úspornými dispozicemi, časté je využití jednoramenného schodiště a obytné terasy. Hlavním typem domu tohoto obytného souboru byl úsporný řadový dům.



Obr.4 Sídliště Svazu československého díla Baba

V Praze se výstavní osada, jež se měla stát vzorem nového způsobu bydlení a nového způsobu života, připravovala pod záštitou Svazu československého díla od roku 1929. Zastavovací plán na svazích nad Dejvicemi zpracoval Pavel Janák. Podle tohoto plánu mělo být postaveno několik desítek řadových rodinných domů a typových volných domů. Individuální domy měly být výjimkou. Z tohoto záměru sešlo a domy postavené v období 1932-1940 byly navrženy individuálně několika architekty. Přes zdánlivý neúspěch záměru, Baba představuje to nejlepší, co se ve 30. letech ve stavbě rodinných domů v Československu uskutečnilo, ať už jde o urbanistické řešení, kdy domky jsou po svahu v ulicích rozloženy tak, aby všechny měly atraktivní výhled do údolí, či o architekturu jednotlivých domů a jejich dispoziční řešení. Výstavní kolonie nabídla rozmanitou škálu velikostí domů – od bydlení dvoučlennou rodinnou, až po bydlení vícegenerační. To ovšem vycházelo do jisté míry z toho, že domy byly stavěny pro konkrétní stavebníky, tedy pro konkrétní programy.



Autor: Ladislav Žák – poprvé realizoval půdorys obytné jednotky, kterou zamýšlel použít v kolektivních domech. V přízemí byl podélný obytný prostor s krytou terasou, v patře spací kabiny s vestavěnými skříněmi

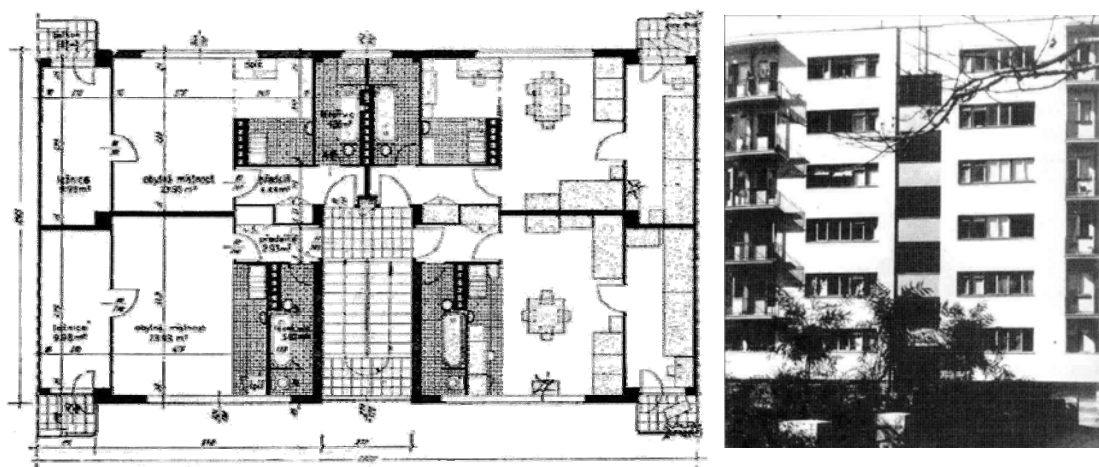
Obr.5 Rodinný dům Zaorálek, Baba

Samostatnou kapitolou v oboru rodinných domů jsou stavby ve Zlíně. Zde šlo o domy, jež patřily firmě, domy typové – domky, dvojdomek, čtyřdomek, domy stavěné s maximální úsporností ekonomickou, materiálovou i výrazovou na šachovnicovém plánu v zeleni. Jejich autory byli známí architekti Jan Kotěra, Vladimír Karlík a další.

Dvacátá a třicátá léta byla na realizaci rodinných domů velmi bohatá. Rodinné domy se staly typem staveb, na němž se vypracoval a do širokého povědomí prosadil funkcionalismus. Stavbě rodinných domů se zcela profesionálně věnovali autoři, kteří v české architektuře znamenali to nejlepší. Na jejich realizacích se uplatnily principy, které znamenaly výrazný posun české architektury k evropskému významu.

U obytných domů byla situace obdobná. Zvláště v období okolo roku 1930 se předmětem zájmu mnoha architektů stalo bydlení především pro sociálně slabé vrstvy obyvatel. V této době bylo vypisováno mnoho veřejných architektonických soutěží, které požadovaly domy s malými, či dokonce minimálními byty. Většinou se jednalo pouze o kuchyň a pokoj se základním hygienickým příslušenstvím a minimálními ekonomickými nároky. Z velkých soutěží organizovaných v letech

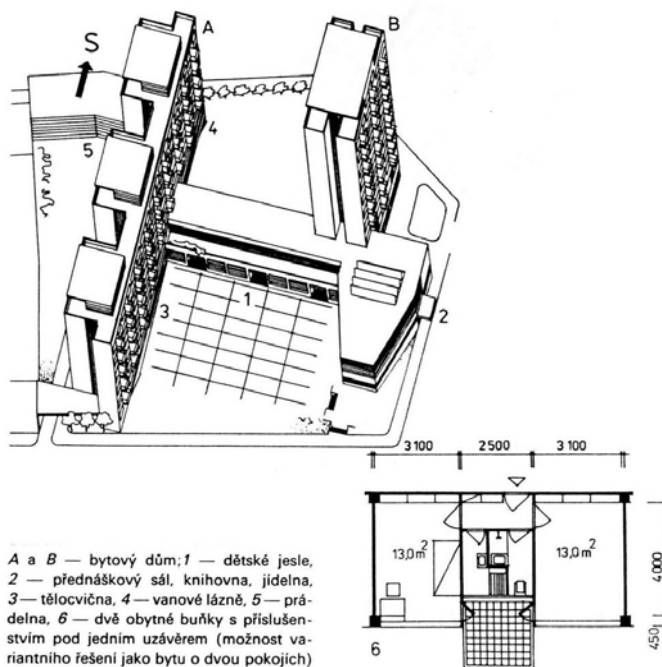
1930-1932 sice vzešlo jen málo skutečně postavených domů, ale i to, co postaveno bylo dokládá, že úspornost nebyla na úkor architektury.



Obr.6 Domy s malými byty, 1936-1938

Pavlačové domy s malými byty postavené na základě soutěže vypsané roku 1936, Praha – Holešovice

Zajímavým produktem těchto soutěží, který se nedočkal v uvedeném období realizace, byly návrhy na kolektivní domy či dokonce okrsky takových domů s bohatým občanským vybavením. S takovým návrhem vstoupili čeští architekti v roce 1930 do diskuse o bydlení pro nejširší vrstvy obyvatel v rámci jednoho kongresu CIAM.

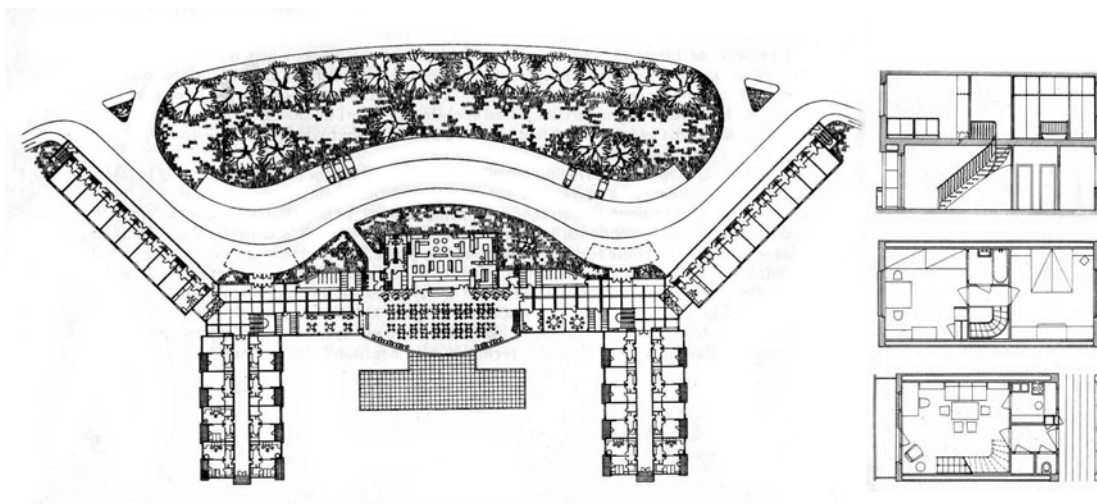


Obr.7 První návrh kolektivního domu z roku 1930
(soutěžní návrh arch. Gillara na malobytové domy v Praze – Vršovicích)

Jak již bylo popsáno, v tomto období mezi dvěma světovými válkami dochází k prudkému vývoji prostoru samotného bytu, definování jeho funkcí, provozní stránky a jednotlivých místností bytu. Tak dochází také k vývoji kuchyně a kuchyňského nábytku, jenž ovlivněn rozvojem bytové techniky, plynofikací a elektrifikací razantně mění svoji sestavu na laboratorní styl. Trend tohoto vývoje byl určován americkým vzorem, který v tomto období zaznamenává překotný rozvoj výroby spotřebního zboží a zejména kuchyňských spotřebičů. Vodovod s dřezem v lince vytlačily stůl s mycí nádobou, elektrické spotřebiče (chladničky, roboty, mlýnky aj.) vytlačily klasické kredencové skříně. U nás se tento americký trend počíná však výrazněji prosazovat až po druhé světové válce. Také nábytek meziválečného období se poprvé stává nástrojem bydlení a neúčelněji se přizpůsobuje svými rozměry daným prostorům. Snížení světlé výšky místností a jeho reprezentativních potřeb navodilo atmosféru intimního prostředí, které je již plně využíváno pro potřeby bydlení. Významným našim teoretikem funkcionalistického interiéru v předválečném období byl Jan Koula, který formuluje filozofii funkcionálního bydlení – skříňový nábytek ustupuje nábytku vestavěnému, který je trvalou součástí bytu a tímto se zvětšuje obytná plocha, vytvářejí se šatny, v nichž jsou skříně sestaveny v celé stěny nebo se řeší podobným systémem stěny v předsíni, hale apod. Myšlenky funkcionalismu přinesly nové pohledy na bydlení a nábytek, ale jejich přísná aplikace vytvářela až sterilní prostředí zbavené emotivních vjemů, důležitých pro psychické klima interiéru. Právě tyto nedostatky funkcionalistických teorií, zejména chybějící rozměr emotivních a sociálních vazeb objevuje až druhá polovina 20. století a podrobí je kritice v chartě Machu Pichu v roce 1977.

III. ETAPA – OBDOBÍ LET 1945 - 1989

Vývoj bydlení druhé poloviny 20. století je poznamenán nezměřitelným zničením Evropy. Druhá světová válka zarazila slibně se vyvíjející výstavbu a nejen obytných domů. V roce 1941 byla na území protektorátu vyhlášena stavební uzávěra a architekti se začali připravovat na období poválečné obnovy. Předpokládali, že potřeba nových bytů bude velická a že nebude možno ji uspokojit tradičními metodami výstavby. Otázky standardizace byly v popředí zájmu již od počátku století (náměty na konkrétní typizované stavební systémy se objevují už od 20. let). Bytová nouze se stala nejen evropským, ale celosvětovým jevem a nutnost zajistit bydlení se stala palčivým požadavkem doby. Potlačila zpočátku tvůrčí práci do pozadí – při výstavbě budov a domů platilo heslo „Čím více, tím lépe“ – komfort musel ustoupit kvalitě a extrémní funkcionální jednoduchost se stala kritériem také obytných staveb.



Obr.8 Václav Hilský, Evžen Linhart, Kolektivní dům v Litvínově
(půdorys přízemí, půdorysy a řez mezonetovým bytem)

V poválečných letech se na nové metody hned nedostalo. Stále jsou zde myšlenky 30.let kolektivních domů. V roce 1946 byl uveřejněn projekt kolektivního domu pro Litvínov (Václav Hlinský, Evžen Linhart), který přinesl nové pojetí kolektivního domu – byty plně vybaveny, bohaté vybavení domu dává nájemníkům volbu využití společné jídelny, prádelny či společenských prostor, V podobném duchu je postaven v roce 1951 kolektivní dům ve Zlíně (Jiří Voženílek). Tímto myšlenka kolektivních domů je definitivně vyčerpána.

V období tzv.*dvouletek* se začala poválečná výstavba obytných domů rozvíjet velkoryse (Praha – Solidarita, Vršovice, Pardubice, Zlín). Domy měly pohodlné, rozlehlé dispozice s dostatečně velkými místnostmi, se zimními zahradami a obytnými terasami. Ekonomická situace si ale vynutila jiný přístup k bytové výstavbě. Ostatně na sklonku 40.let je zpracován typový sborník pro bytovou výstavbu, který se snažil najít minimální rozměry místností a minimální počty místností pro rodiny. Na počátku 50.let, v období tzv.*socialistického realismu*, už byly jednotlivé typy podle tohoto sborníku realizovány v řadě T-domů, u nichž ovšem cihlová konstrukce, často ještě s podélným nosným systémem, dovozovala architektům dostatečné variace při konkrétních stavbách. Toto období si potrpělo na srozumitelnost a zdobnost vnějšího výrazu každé stavby a akcentovalo vytváření skutečně komponovaných obytných souborů s funkčně členěnými prostory se zaměřením se na obytnost prostředí (Ostrava-Poruba, Havířov apod.).

Konec tzv.*socialistického realismu* znamenal konec tohoto pojetí obytných staveb. Potřeba dosahovat stále efektivnějších metod výstavby, stále rychlejšího tempa a snižování ekonomické náročnosti, postupně vedla k prosazení typizace a prefabrikace až na téměř 100% objemu výstavby. O stavění bytů se přestalo mluvit jako o architektonické kategorii, šlo pouze o kvantitativní ukazatele. Na počátku byly technologicky ne zcela vyvinuté a dispozičně vůbec neřešené G-domy s malými rozpory a s minimální variabilitou vnějšího výrazu. Na ně navázala řada domů TOB, která přinesla větší rozpory – 3600 a 6000 mm, příčný nosný systém, který uvolnil možnosti utváření fasády (které z důvodů nutného omezování počtu stavebních prvků využívány) a poskytla relativně velkou volnost v tvarovém komponování objemu stavby. V 70.letech byla vytvořena soustava VVÚ-ETA, která dala větší možnosti utváření dispozic a poskytla větší prostorový standard. Další soustavy měly v podstatě jen omezenou použitelnost a ne větší úspěšnost z hlediska architektonického řešení. Kvalita obytných staveb se postupně omezila na kvalitu urbanistického řešení obytného souboru. Vzhled přestal být chápán jako architektonická kategorie, důležitosti nabyla kompozice a vybavení vnějšího prostředí. Ovšem i v úspěšném obytném souboru byly všechny domy vždy beze změny typové a jejich velikost odpovídala dobovým ekonomickým ukazatelům. Byl to oproti 20. a 30.letům zásadní krok zpět – byt jako takový nebyl předmětem architektonické práce – byl předem dán bez možnosti podstatnější kultivace. Ani domy, které byly stavěny svépomocí družstevně, a které jediné měly možnost překročit závazné standardy a technologická omezení, nedosáhly výrazněji lepších výsledků – ani v dispozičním řešení. Zároveň striktní předpisy o počtu místností a maximálním počtu čtverečních metrů spolu s omezenou materiálovou základnou a nutností stavět téměř výhradně svépomocí vedly k výraznému poklesu kvality rodinných domů.

IV.ETAPA – OBDOBÍ LET 1989 - 1999

Výstavba objektů pro bydlení v období let 1989 až 1999 vzhledem k realitě prvních čtyřiceti let 20. století byla poněkud nešťastná. Bytové domy s nabídkou kvalitního bydlení pro celou rodinu – až na velmi sporadické výjimky – nevznikaly vůbec. Převažovaly domy opět s minimálními prostorovými nároky pro snížení nákladů výstavby. Rodinné domy naopak rostly jako houby po dešti, ale komercializace výstavby, výška úrokových sazeb a cena stavebních pozemků vedla realitní kanceláře zastavět území v co nejkratším čase a nejracionalnějším způsobem – typovými a stále opakovanými domy.

bydlení na venkově

Rodinné domy – v minulé době venkovská zástavba (statky, usedlosti a soubory obytných i hospodářských budov) prošla zásadními změnami. Hospodaření se přesunulo do nových areálů zemědělské výroby, obytné budovy byly představovány, jejich hospodářské části – mnohdy bez

vhodného využití – chátraly nebo byly demolovány. Vzhled domů se měnil nejen vnějšími úpravami, ale i doplňováním, např. garážemi, nástavbami a dostavbami. Zásahy byly mnohdy tak velké, že se v některých obcích postupně původní orientace obytné části ze „štitové“ změnila na „okapovou“, s důsledky pro celou urbanistickou strukturu. Vedle toho se objevovaly stavby nové, které často necitlivě odrážely v období socialismu propagovanou cestu vývoje venkova, tj. přibližování se městu. Tyto novostavby se vymykají venkovu a jeho tradicím formou, velikostí, výškou, orientací, situováním na parcelách, nerespektováním stavební čáry, využitím pozemků, tvarem střech i detaily.

Bytové domy – uspokojení poptávky po bydlení na venkově pomocí nájemních domů a bytů bylo podporováno zejména v období socialismu. Kapacity i rozměry těchto objektů postupně narůstaly, zpočátku pro ně bylo budováno i určité hospodářské zázemí formou pomocných staveb (např. pro chov drobného domácího zvířectva). Typizované bytovky byly často situovány zcela nahodile, kde právě bylo volné místo, bez respektování prostředí a stávající parcelace. V jejich okolí postupně vyrostly různé přístavky a objekty, nahrazující chybějící hospodářské zázemí. Domácí řemeslné aktivity, chov drobného domácího zvířectva, zvýšené nároky na skladovací prostory a jiné patří ke specifickým potřebám venkovského života dodnes. Bydlení v bytových domech nebylo na venkově nikdy oblíbené a každý obyvatel – pokud mu to finanční situace dovoluje – dává přednost bydlení v rodinném domě. Bytové domy se proto na venkově nestaly nikdy typickou zástavbou. Pokud je nezbytné je stavět (např. v příměstských obcích), pak je potřeba citlivě uvážit jejich situování, velikost pozemku a podle jejich účelu (pro mladé rodiny, pro seniory) zajistit nezbytné zázemí.

ZÁVĚR

Z historického vývoje je patrný rozvoj priméru, který byl svázaný s vesnickou sídelní strukturou a rozvoj sekundéru, jenž je svázaný s rozvojem měst. Lze předpokládat, že s rozvojem terciéru dojde adekvátně k iniciaci další proměny sídelní struktury. V současné době výkonnost terciéru a robotizace výroby vytváří situaci, kdy je možné zvyšovat osobní prosperitu i mimo město či venkov za pomoci moderních technologií. Proměna obživy a způsob docilování osobní prosperity je v historii lidstva vždy spojeno s proměnou bydlení a struktury sídelního prostoru. Dojde-li k proměně životního stylu, dojde i k proměně bydlení.

Tento příspěvek vznikl za podpory Grantové agentury České republiky a projektu 103/05/2775 „Výzkum proměn bydlení v České republice“

LITERATURA A PRAMENY

- [1] KITTRICHOVÁ, E. a kol.: Kuchyň, SNTL – Nakladatelství technické literatury, Praha, 1990
- [2] KOULA, J.E., KOŽELKA, K.: Dnešní byt, SNTL – Nakladatelství technické literatury, Praha, 1962
- [3] HONZÍK, K.: Tvorba životního slohu, Horizont, Praha, 1976
- [4] BRUNECKÝ, P.: Dějiny a bydlení, Mendlova zemědělská a lesnická univerzita v Brně, 2003
- [5] HEROUT, J.: Staletí kolem nás, Panorama, Praha, 1981
- [6] HAAS, F.: Architektura 20.století, Státní pedagogické nakladatelství, Praha, 1978
- [7] KONICAR, J.: Obytné a rodinné domy v České republice, SNTL Torus, Praha, 1997
- [8] MYSLIVEC, T.: Bytová péče a jiná blahobytná zařízení Ostravsko-karvinského revíru, Kamenouhelné doly Ostravsko-karvinského revíru IV., Ostrava, 1932
- [9] ZDAŘILOVÁ, R.: Typologie, Výzkum proměn bydlení v České republice – sborník prací dílčí zprávy o řešení projektu GA ČR za rok 2005, Ostrava, 2006

Reviewer: prof. Ing. Jaromír Císař, CSc.

Jana PLETNICKÁ¹, Barbara VOJVODÍKOVÁ²

PROJEKT CELOŽIVOTNÍHO VZDĚLÁVÁNÍ V OBLASTI BROWNFIELDS

ÚVOD

Většina měst střední východní Evropy je díky svému průmyslovému vývoji a současnému přechodu na tržně zaměřenou ekonomiku zatížena velkým břemenem v podobě opuštěných a degradovaných pozemků. Nevyužívané plochy vytvářejí hluchá místa v urbanistické struktuře a tím dochází ke zjevným hospodářským ztrátám, narůstají problémy v oblasti sociální koheze, životního prostředí a je tak narušena celková kvalita života v městském prostředí. Nová výstavba se převážně realizuje na okrajích města, na zemědělské půdě (greenfields – zelené louky) i když by mohla být s výhodou umístěna na revitalizovaných pozemcích uvnitř městské struktury. V delším časovém horizontu pak hrozí pokles celkové hospodářské výkonnosti regionu, omezení jeho konkurenceschopnosti a postupný rozpad jeho základních funkcí.

Dotčené regiony střední a východní Evropy nejsou dosud koncepčně připraveny se tímto problémem vážně zabývat. Pro další vývoj těchto postindustriálních regionů a měst je nezbytné, aby se koncepce řešení regenerací nevyužívaných areálů a ploch (zvaných také brownfields) staly součástí politiky územního rozvoje a zároveň zásadní složkou strategie pro jejich udržitelný rozvoj.

Jednou z hlavních bariér regenerací degradovaných území měst a regionů východní a střední Evropy (jak bylo prokázáno mezinárodními projekty např. CABERNET, RESCUE, WELCOME a pod.) je zřejmý nedostatek zprostředkovaných informací a tím i potřebných znalostí u odborné veřejnosti činné v rozhodující sféře, ale také u developerů a investorů.

Zkušenosti s řešením problematiky brownfields pocházejí převážně z oblasti USA a západní Evropy. V těchto zemích, zejména v důsledku legislativy zaměřené v určitém období na aktuální stav životního prostředí, jsou otázky kvality městského prostředí silně preferovány a programy regenerací jsou významnou součástí veřejného zájmu. Cenné podněty a informace lze získat rozбором dosavadní praxe těchto zemí za posledních 10-15 let, na příkladech úspěšných i méně úspěšných projektů a realizací.

Z hlediska vlastní technické stránky regenerace brownfields se v současné době nedostává nejen veřejnému, ale i soukromému sektoru potřebných znalostí o problému a zároveň chybí jazykové dovednosti nutné pro přístup k aktuálním informacím.

DŮVODY PRO NÁVRH PROJEKTU CELOŽIVOTNÍHO VZDĚLÁVÁNÍ V OBLASTI BROWNFIELDS

Analýzy stavu problematiky brownfields provedené v posledních letech v zemích střední a východní Evropy výrazně prokázaly potřebu informovat a vzdělávat odbornou veřejnost na všech úrovních a to za předpokladu odstranění současných jazykových bariér.

VŠB-TU Ostrava, stavební fakulta, spolupracovala na výzkumu problematiky regenerací brownfields od roku 1998 s The Brownfields Center University Carnegie Mellon v Pittsburghu, PA, v USA. V rámci programu tohoto výzkumu byla vypracována „*Srovnávací studie 4 průmyslových*

¹ Ing. arch, PhD. katedra městského inženýrství, Fakulta stavební, VŠB- TU Ostrava, L. Poděšť 1875, Ostrava – Poruba, 708 33, jana.pletnicka@vsb.cz

² Doc., Ing., PhD. katedra stavebních hmot a hornického stavitelství, Fakulta stavební, VŠB- TU Ostrava, L. Poděšť 1875, Ostrava – Poruba, 708 33, barbara.vojvodikova@vsb.cz

měst zemí Visegradské čtyřky“ se zaměřením na ověřování současného stavu přístupů k regeneracím opuštěných průmyslových ploch. Výsledky této studie a závěry realizovaných workshopů a pracovních seminářů uspořádaných během výzkumného projektu prokázaly alarmující nedostatek informací a vědomostí v oblasti dané problematiky.

Z těchto důvodů byl ve spolupráci s universitami 4 měst zúčastněných na zmíněné srovnávací studii vypracován v roce 2003 materiál nazvaný „*Rámcem vzdělávací kampaně na podporu regenerací ploch brownfields*“. Byla to vůbec první studie vytvořená za účelem vytvoření systému pro šíření informací a specifických forem vzdělávání v podmínkách zemí V4.

Institut pro urbanistický rozvoj sídel (IURS) Praha uspořádal v rámci své činnosti v ČR (během posledních 3 let) řadu seminářů k problematice brownfields na lokální, regionální i národní úrovni. Jako zásadní bariéru vývoje v řešení problematiky regenerací označil naprostý nedostatek informovanosti a znalostí u zainteresovaných stran a ve své činnosti se zaměřuje na osvětovou činnost v této oblasti.

Situaci na poli vzdělávání komplikuje skutečnost, že problematika brownfields je multi-disciplinární a vyžaduje vstup mnoha profesí - jedná se o komplex počínající inventarizací a identifikací pozemků, dekontaminace území, otázky postupů regenerace, komplex sociální, právní, ekonomické a finanční problematiky a další.

Bylo ověřeno, že navzdory potřebě téměř neexistují kurzy, které by v současné době poskytovaly zmíněný typ vzdělávání a to nejen v prostředí středoevropského regionu, ale i v dalších částech EU. Zároveň také chybí soustředěné úsilí vytvořit pro nezbytný přenos informací podmínky. V současné době neexistuje odborný orgán nebo vyšší vzdělávací instituce připravená vyučovat na bázi integrovaných mezi-oblastních a mezi-oborových přístupů. Závažnost situace dokládá skutečnost, že mezioborové informace a vědomosti, které jsou zcela nedostatkové v kontextu střední Evropy, nejsou ani v tradičních zemích EU multi-disciplinárními učebními moduly souvisle pokryty.

PROJEKT CELOŽIVOTNÍHO VZDĚLÁVÁNÍ, JEHO CÍLE A OBSAH

Z této situace vychází pilotní projekt vzdělávacího programu Leonardo da Vinci zaměřený na celoživotní vzdělávání v oblasti brownfields, který byl za podpory Evropské komise zahájen v říjnu 2004. Kontraktorem projektu „Lifelong Educational Project on Brownfields“, s pracovním názvem LEPOB, se stala stavební fakulta VŠB-TU Ostrava, koordinátorem projektu je IURS (Institut pro rozvoj sídel) Praha. Na projektu, který má být dopracován do konce září 2006, je zúčastněno 9 partnerů z pěti zemí.

9 partnerů projektu LEPOB je pracovně vázáno skladbou činností, které naplňují podporované záměry projektu. Dělbá práce vychází z erudice zúčastněných partnerů.

- ❑ 2 partneři, kteří mají zkušenosti v problematice řešení regenerací v zavedených zemích EU - Universita of Nottingham ve Velké Británii a firma Projektgruppe Stadt+Entwicklung v Lipsku, Německo. Tito partneři řídí organizaci a tvorbu výukových materiálů s využitím výsledků dosavadních evropských projektů (CABERNET, RESCUE, EURODEMO) s podobnou problematikou.
- ❑ 3 partneři, kteří zastupují vzdělávací instituce ze středoevropských zemí -Technická universita Bratislava, FA, Politechnika Slaska Gliwice a VŠB-TU Ostrava, FAST mají na starosti organizaci a demonstrace výukových kurzů včetně podílu na jejich odborném obsahu.
- ❑ 3 partneři zastupují profesní komory stavebních inženýrů - ČKAIT Praha, SKI -Slov. komora inženýrů Bratislava, Polská komora staveb. inženýrů Katowice. Profesní komory mají na starosti odborné překlady všech produktů projektu a zajištění jejich akreditace pro celoživotní vzdělávání.
- ❑ funkci koordinátora projektu zastává IURS Praha – má na starosti organizační záležitosti s podílem na odborné části produktů projektu.

Základní cíle projektu LEPOB (Lifelong Educational Project on Brownfields) formovaly náplň řešení do následujících pracovních fází:

1. Vytvoření podkladů pro regionální vzdělávání v oblasti problematiky brownfields včetně referenční internetové stránky. Formace národní jazykové verze internetových stránek, která bude provozována partnery projektu
2. Uspořádání národních seminářů k problematice brownfields na široké institucionální základně, za účelem ověření stavu a míry informovanosti odborné veřejnosti v dané zemi
3. Sestavení obecně využitelného výukového materiálu ve spolupráci s renomovanými odborníky ze zemí EU (nejprve v anglickém jazyce)
4. Ověřování progresivních výukových metod na předváděcích kurzech, organizovaných partnery projektu za účasti přizvané odborné veřejnosti (v anglickém jazyce)
5. Výběr vhodných lektorů z účastníků těchto demonstračních kurzů pro budoucí výuku a uspořádání samostatných kurzů pro lektory (v angličtině)
6. Přenos kurzů do národních podmínek - prostřednictvím lektorů, odborných asociací, kompetentních orgánů (na základě odborných překladů do mateřského jazyka)
7. Šíření výukových materiálů prostřednictvím místních orgánů s využitím programů zaměřených na vzdělávací priority ve strukturovaném financování a tím prodloužit trvání kurzů i po skončení projektu.
8. Výukové materiály umístěny na národních webových stránkách včetně referenční stránky učebních materiálů pro kurzy.
9. Partneři projektu zastupující odborné komory zajistí akreditace kurzů v národních jazykových verzích, aby se pak staly součástí celoživotního odborného vzdělávání.

Projekt je mezinárodní, proto jeho pracovní fáze probíhají v angličtině. Teprve výstupy projektu jsou překládány do mateřského jazyka partnerů.

Mezinárodní význam projektu. Mezinárodní spolupráci na tomto pilotním projektu se předpokládá dosažení několika výsledků:

- ☐ jednotliví partneři projektu získají komplexní podkladový materiál k řešení problematiky z oblasti regenerace ploch brownfields, který mohou dále šířit
- ☐ partneři z tradičních zemích EU získají produkty, které jsou:
 - vhodné pro jejich vlastní použití
 - vhodné k aplikaci pro jiné diseminační projekty
- ☐ obecně použitelné vzdělávací produkty budou přenosné i do dalších evropských zemí (Pobaltí, Balkán) za předpokladu, že budou vytvořeny předpoklady pro vyškolení dalších odborníků a pedagogů, kteří budou vědomosti a výukové materiály v těchto zemích prezentovat.

Produkty vytvářené tímto projektem celoživotního vzdělávání jsou zaměřeny mezioborově a jsou zpracovávány tak, aby vyhovovaly středoevropskému kontextu a místně realizovatelným formám školení. Materiály vytvořené za účelem vzdělávání mají za cíl v první řadě urychlit proces získávání informací u autorizovaných profesí činných na nejrůznějších postech – jako konzultanti, státní zaměstnanci na všech úrovních, zaměstnanci místních samospráv a příslušně kompetentních a politických orgánů atd. Tito odborníci pak budou schopni uplatňovat a využívat získané znalosti přímo ze svých pozic tím pak mohou příznivě ovlivnit a urychlit postupy procesu regenerací brownfields. Účelem projektu je tedy snaha dodat chybějící odbornost co nejrychleji, cíleně a efektivně, aby přenosem odborných znalostí a zkušeností bylo umožněno oboustranně prospěšné řešení problémů regenerací brownfields.

Produkty projektu. Projekt vytváří celkem osm výstupů (produktů) včetně nosných výukových programů. Každý z partnerů má stanoven rozsah prací, kterým se podle své erudice na tvorbě produktů aktivně podílí. V následujícím výčtu jsou jednotlivé produkty blíže popsány.

- ☐ závěrečné zprávy z národních **seminářů** k problematice brownfields konaných za účasti zástupců národních a regionálních orgánů a odborné veřejnosti
- ☐ **odborná příručka** k problematice brownfields (handbook cca 100 stran) jako základní výukový materiál v rozsahu šesti odborných sekcí (modulů):
 - **sekce 1** Úvodní a všeobecná sekce
 - **sekce 2** Plánování a rozvoj
 - **sekce 3** Technická sekce a životní prostředí
 - **sekce 4** Majetek a financování
 - **sekce 5** Právo a odpovědnost
 - **sekce 6** Sociální otázky a participace
- ☐ výukové materiály pro **kurzy** o 6 výukových modulech odpovídajících uspořádání sekcí odborné příručky
- ☐ organizace **školení lektorů** a vytvoření příručky pro lektory kurzů (30-40 str.)
- ☐ vytvoření **webových stránek** projektu
- ☐ propagační **publikace** k výukovým materiálům
- ☐ lokální jazykové verze materiálů kurzu brownfields
- ☐ lokální jazykové verze odborné příručky

Uspořádání **národních seminářů** má za cíl informovat zainteresovanou veřejnost a veřejnou správu o projektu LEPOB a zároveň získat pro projekt informace o současném stavu a současných přístupech k problematice regenerací v příslušných zemích. Závěrečná zpráva je zhodnocením programu, průběhu a odezvy pořádaného semináře (na základě dotazníku a diskuse)

Odborná příručka o brownfields představuje základní rozsah šesti odborných okruhů v problematice regenerací v kontextu využitelném pro samostudium, ale je využitelná také jako podklad pro výuku v kurzech brownfields. Text příručky bude zpřístupněn na webových stránkách.

Kurzy k problematice brownfields budou sloužit dvěma základním účelům:

- ☐ jako kurzy celoživotního vzdělávání v rámci odborných komor s využitím jednotlivých profesních modulů pro doplnění znalostí v dané problematice,
- ☐ jako výukové programy universit, kde mohou být jednotlivé moduly přímo využity v rámci příslušných předmětů korespondujících s danou problematikou.

Kurzy jsou sestaveny v rozsahu 6 výukových hodin pro každý ze šesti odborných modulů; zahrnují čtyři přednáškové hodiny, hodinu interaktivní výuky a hodinu pro specifické diskuse a otázky.

Účelem příručky pro **školení lektorů** je návod pro uspořádání a řízení kurzů. Školení zahrnuje 3denní kurz lektorů a následně 1-2denní soustředění lektorů za účelem předvádění výuky. Vyškolení lektorů v příslušných oborech je podstatnou součástí implementace projektu.

Webové stránky budou sloužit propagaci výukových programů projektu, účelům celoživotního vzdělávání a individuálního vzdělávání. Budou sloužit jako podpora distančního vzdělávání a jako zdroj informací v anglické, české, slovenské a polské verzi.

Obsahem **propagační publikace** je soubor informací o projektu, výukových materiálech, propagace výukových metod a produktů projektu. Účelem je také marketing směrem k odborníkům z praxe, univerzitám, státní správě a místní samosprávě.

Národní verze produktů projektu (odborná příručka, kurzy, publikace) pak slouží k vlastní diseminaci projektu, účelu široké distribuce výukových materiálů prostřednictvím bezplatných národních webových stránek a jako podklady pro kurzy celoživotního vzdělávání. Národní verze produktů odstraní současnou jazykovou bariéru.

Potencionální uživatelé projektu a jeho výsledků:

- ☐ Odborníci, kteří mají jazykové znalosti a mohou se zúčastnit demonstračních kurzů (v angličtině) a získané znalosti tak přímo využít ke zvýšení svého uplatnění v praxi.
- ☐ Odborníci a lektori, kteří budou vyučovat na základě anglických kurzů nebo kurzů transformovaných do národních jazykových verzí. Pokud bude požádáno o financování nových lokálních projektů, mohou využívat výsledky projektu i pro následné kurzy.
- ☐ Odborníci, kteří nemají potřebné jazykové znalosti, ale mají znalosti v příslušném oboru, se mohou profesně podílet na úpravách národních verzí kurzů i příručky brownfields a to na základě zpracovaných překladů produktů projektu.
- ☐ Studenti, kteří se mohou zapsat na univerzitní kurz zaměřený na problematiku brownfields nebo na specializovaný obor.
- ☐ Profesní komory využijí národní verze produktů projektu za účelem zajištění celoživotního vzdělávání svých členů (akreditace kurzů).
- ☐ Odborná veřejnost a místní investoři s možností přímého využití informací z materiálů uveřejněných na webových stránkách projektu LEBOP.

ZÁVĚR

Projekt LEBOP ve svých výstupech předpokládá, že připravený postup šíření požadovaného kritického množství znalostí bude aktivně spolupůsobit v procesu urychlování způsobilosti zúčastněných zemí se s problémy regenerací brownfields koncepčně vypořádat.

Partneři projektu jsou přesvědčeni, že vytvořené všeobecné povědomí je předpokladem pro zahájení potřebných změn strategií, změn právního rámce a vytvoření nových nástrojů k podpoře řešení problematiky brownfields.

V současné době (březen 2006) je koncepčně zpracována odborná příručka o 6 sekcích, uskutečnily se demonstrační výukové kurzy, školení budoucích lektorů je plánováno na červen 2006. Účast na demonstračních kurzech není limitována partnerstvím na projektu, rovněž školení lektorů bude pořádáno i pro další informované zájemce o následnou lektorskou činnost v oblasti problematiky regenerací brownfields.

Tento projekt je zpracováván za podpory Evropské komise. Uvedený text reflektuje hlediska jeho autorů a komise nemůže nést odpovědnost za využívání zde uvedených informací.

LITERATURA

- [1] Webové stránky projektu LEBOP: www.fast.vsb.cz/lepob

Reviewer: Doc.Dagmar Petříková, PhD.

Eva HRUBEŠOVÁ¹, Josef ALDORF²

**VYUŽITÍ VÝSLEDKŮ MATEMATICKÉHO MODELOVÁNÍ K OPTIMALIZACI
MONITORINGU NAPĚŤO-DEFORMAČNÍ A STABILITNÍ ODEZVY SVAHOVÉHO TĚLESA
NA DEŠŤOVÉ SRÁŽKY**

Abstract

The paper deals with the optimization of the geotechnical monitoring of the slope Ujala (in the district Karvina) exposed to the precipitation. The computation system Plaxis and its module PlaxFlow were used for the modelling of the stability situation during the seven days rainfall and for the determination of the optimum monitoring parameters and corresponding warning states.

ÚVOD

Získávání co nejobjektivnějších poznatků o chování horninového prostředí resp. systému „stavba-horninové prostředí“ a jejich kvantitativní i kvalitativní hodnocení je jednou ze základních součástí spojených s vyhodnocením a kvantifikací geotechnického rizika. Ke stanovení objektivnější představy o následné odezvě horninového prostředí na inženýrský zásah přispívají značnou měrou metody geotechnického monitoringu a matematického modelování, včetně metod inverzní analýzy. Aplikace těchto metod umožňuje rovněž stanovit prognózu chování systému „stavba-horninové prostředí“ v budoucnosti a definovat jisté varovné stavy ve vývoji tohoto systému, které vyžadují pro udržení tohoto vývoje v přijatelných mezích přijetí odpovídajících technicko-ekonomických opatření.

Matematické modelování, geotechnický monitoring a inverzní analýza jsou navzájem propojeny vazbami, jejichž míra zohlednění pak ovlivňuje míru objektivitu a spolehlivosti získané představy o procesech, probíhajících v horninovém prostředí. Na jedné straně výsledky geotechnického monitoringu přispívají k větší výstižnosti matematických modelů, na druhé straně výsledky modelování mohou značnou měrou přispět k optimalizaci samotného monitorovacího měření a stanovení parametrů varovných stavů (optimální lokalizace monitorovacích míst, optimální četnost měření apod.).

Jako velmi vhodný se z pohledu využití pro optimalizaci monitorovacích měření ukázal programový systém Plaxis, včetně jeho nadstavbových modulů pro modelování dynamických vlivů a statických i dynamických vlivů podzemní vody (modul PlaxFlow).

CHARAKTERISTIKA ŘEŠENÉ ÚLOHY

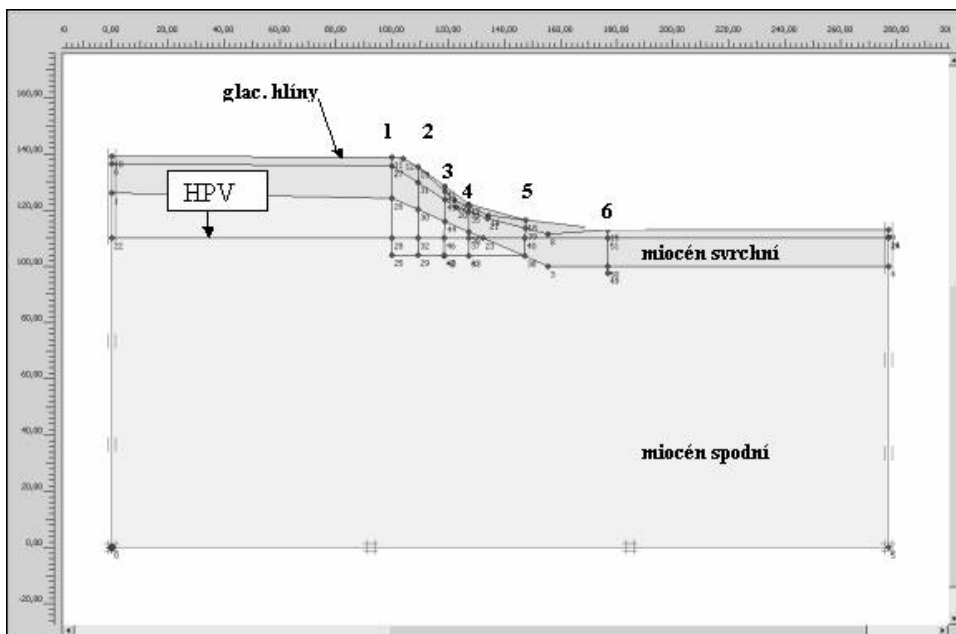
Jedním z významných iniciačních faktorů svahových pohybů jsou dešťové srážky, ovlivňující v důsledku infiltrace do nenasycené zóny napěťo-deformační a stabilitní situaci ve svahovém tělese, mohou vznikat přípovrchové lokální hladiny podzemní vody a jim odpovídající lokálně zvodnělé oblasti nad níže lokalizovanou nasycenou zónou.

Možnosti využití výpočetního systému Plaxis pro získání objektivnější představy o napěťo-deformační a stabilitní situaci ve svahovém tělese, ke zvýšení spolehlivosti a vypovídací schopnosti výsledků monitorovacích měření a k objektivnější definici parametrů varovných stavů jsou ilustrovány v tomto příspěvku na příkladě svahu Ujala (Karvinsko), který je vystaven účinkům

¹ Doc. RNDr. Ph.D., Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební VŠB-TU Ostrava, L. Poděště 1875, Ostrava-Poruba, tel: 596991373, e-mail: eva.hrubesova@vsb.cz

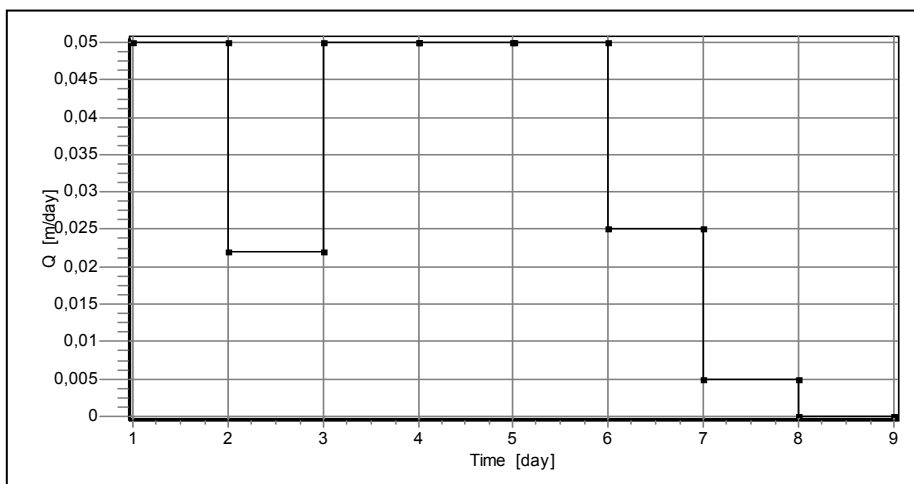
² Prof. Ing. DrSc., Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební VŠB-TU Ostrava, L. Poděště 1875, Ostrava-Poruba, tel: 596991944, e-mail: josef.aldorf@vsb.cz

sedmidenních dešťových srážek. Svah je tvořen třemi vrstvami zemin, povrchová vrstva o mocnosti 3-5 m je tvořena glaciálními hlínami, pod nimi se pak nachází miocenní vrstvy, které jsou dále členěny na svrchní miocenní vrstvu (cca 10-12 m) a spodní miocenní vrstvu (obr. 1) . Ve svahovém tělese je lokalizováno šest svislých řezů 1-6.



Obr.1 Základní geometrie svahu a lokalizace vrstev ve svahovém tělese

V této modelové situaci byl uvažován vliv sedmidenních dešťových srážek. Intenzitu srážek v jednotlivých dnech zobrazuje graf na obr. 2. Vzhledem k tomu, že vliv srážek se obvykle projeví ve svahovém tělese až s určitou časovou prodlevou, byla sledovaná odezva vyhodnocována ještě po dvou dnech po ukončení intenzivnějšího dešťového období.



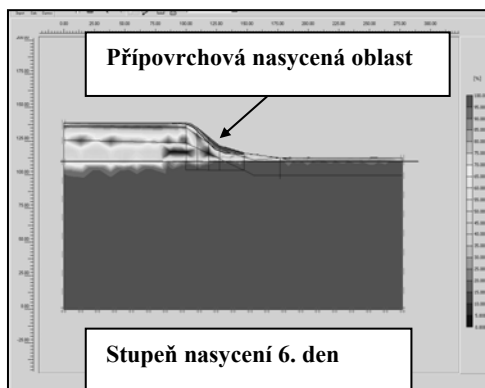
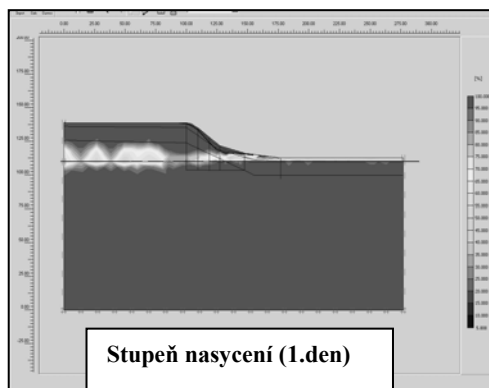
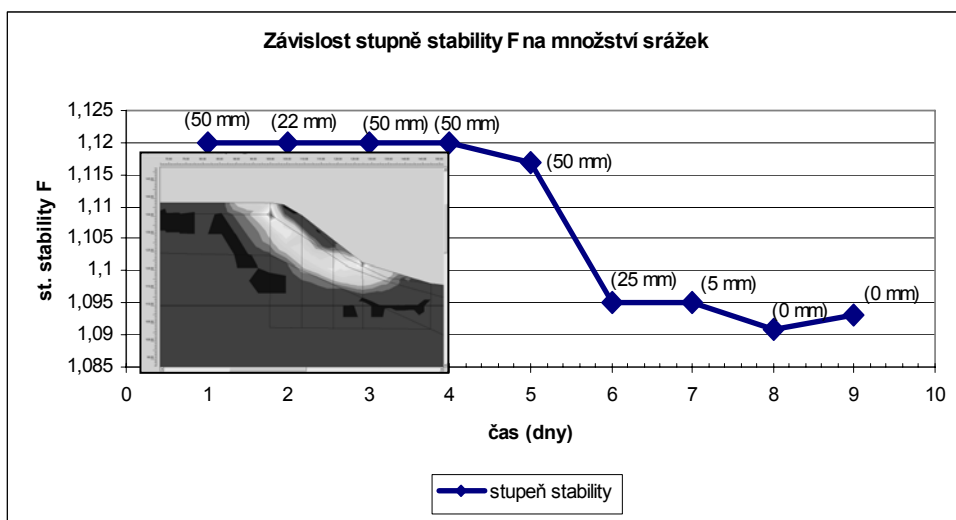
Obr.2 Uvažovaná intenzita srážek v jednotlivých dnech

Parametry charakterizující hydraulické chování zeminového prostředí v saturované i nesaturované zóně (Van Genuchtenovy parametry) lze získat experimentálními zkouškami.

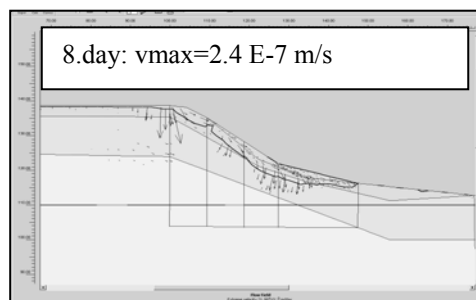
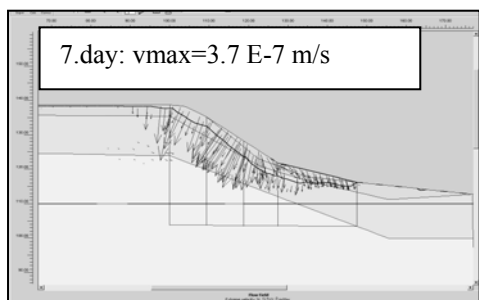
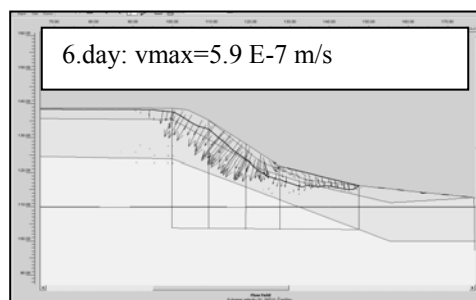
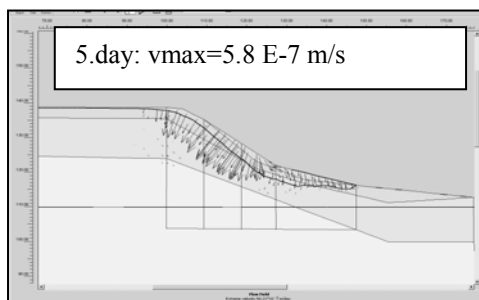
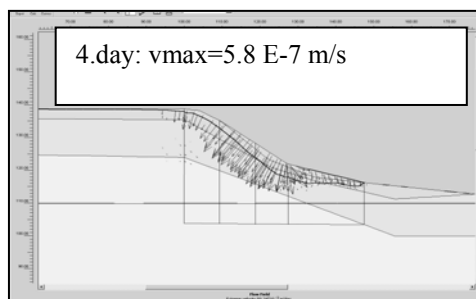
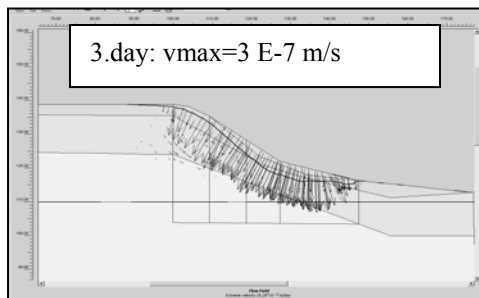
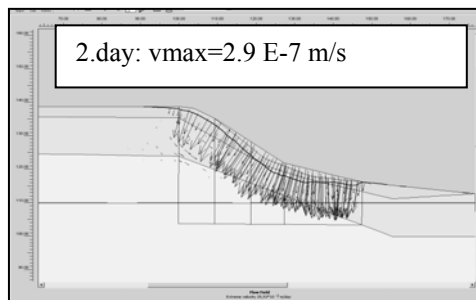
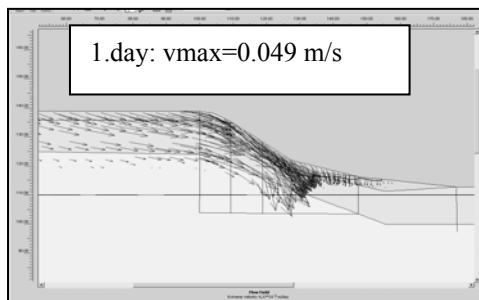
V případě, že tyto zkoušky nemáme k dispozici, umožňuje programový modul PlaxFlow přiřadit tyto parametry na základě zatřídění zeminy. Těto možnosti jsme při modelování této úlohy využili.

VYHODNOCENÍ VÝSLEDKŮ MODELOVÁNÍ A JEJICH VYUŽITÍ PŘI OPTIMALIZACI GEOTECHNICKÉHO MONITORINGU

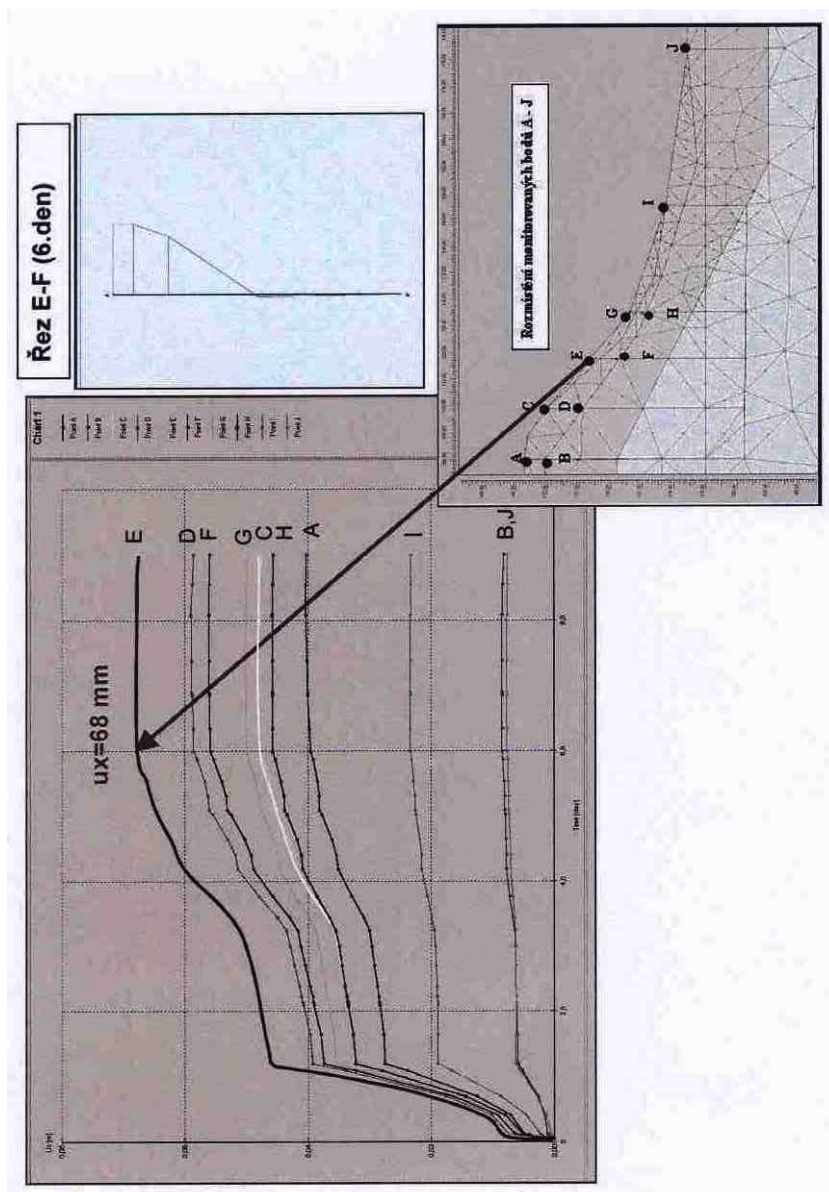
Kvantitativní vývoj stupně stability v jednotlivých dnech při odpovídající intenzitě srážek, vývoj infiltrace a horizontálních posunů a pórových napětí v jednotlivých monitorovaných bodech ilustrují obr. 3, 4, 5, 6. Výsledky modelování ukázaly výraznější pokles stupně stability v 6.dni, což je spojeno s vytvořením lokální přípovrchové nasycené oblasti, která je charakterizována pórovými vztlaky.



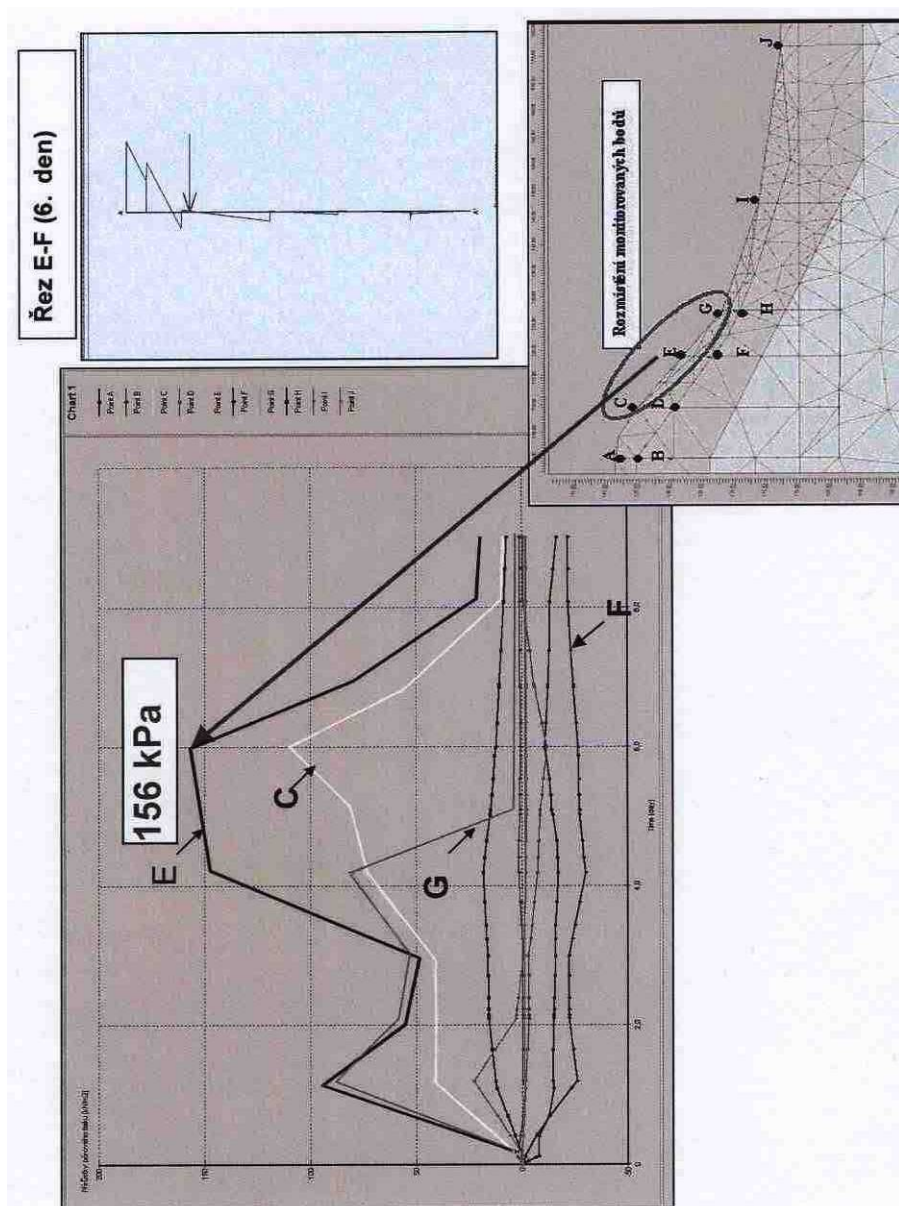
Obr.3 Vývoj stupně stability v závislosti na intenzitě srážek a odpovídající oblasti nasycení



Obr.4 Vývoj směru a velikosti rychlostí infiltrace srážek



Obr.5 Vývoj horizontálních posunů v jednotlivých monitorovaných bodech



Obr.6 Vývoj pórových napětí v jednotlivých monitorovaných bodech

Na základě výsledků modelování lze formulovat následující doporučení pro geotechnický monitoring:

1. Z hlediska monitoringu horizontálních posunů mají největší vypovídací schopnost monitorovací měření v řezech 2 (body C-D), 3 (body E-F) a 4 (G-H), maximálních hodnot horizontálních posunů i globálních rychlostí těchto posunů je pak dosaženo v řezu č.3 v bodě E . Za varovný stav lze z tohoto pohledu považovat hodnotu horizontálního posunu 58 mm v tomto zmíněném bodě, které je dosaženo v 6. dni. Stupeň stability v tomto dni rovněž výrazněji poklesl k hodnotě blížíci se stavu nestability, i když ještě nedosáhl svého minima. Kontrolní sledování v monitorovacích bodech B,I,J nenesou z tohoto diskutovaného hlediska prakticky žádné informace o vývoji stabilitní situace. Hloubka inklinometrických vrtů ve výšce uvedených řezech musí přitom zohledňovat hloubkový dosah vlivu přetvárných smykových změn ve svahu , měla by být tedy větší než cca 20 m.
2. Z hlediska monitoringu vertikálních posunů vykazují největší hodnoty sedání monitorované body odpovídající řezům 2,3 (body C,D,E,F) a bod A v koruně svahu. Největší vypovídací schopnost z hlediska tohoto typu monitoringu mají body v řezu č. 2 (C,D), v nichž dosahuje hodnota sedání 54 mm v 6. dni . Monitorované body I,J v patě svahu vykazují nepříliš výrazné hodnoty zvedání. Hloubka extenzometrických vrtů by dosahovat stejně jako v případě inklinometrických vrtů až do oblasti pod stanovenou smykovou plochu.
3. Monitoring pórových tlaků se doporučuje soustředit do oblasti největších změn pórových napětí (konkrétně pórových vztlaků), tedy do monitorovaných bodů C, E, G ve střední části svahu. V bodě E nabývá v 6. dni pórový vztlak maximální hodnoty 156 kPa, v dalších dnech pak klesá. Vzhledem k možnosti průniku srážkové vody tahovou trhlinou, vznikající v odlučné části svahu, do oblasti smykové plochy, je vhodné rovněž piezometricky monitorovat oblast pod smykovou plochu .
4. V oblasti odlučné plochy v koruně svahu (monitorovaný bod A) je vhodné monitorovat rozevírání tahové trhliny, indukující aktivaci nestabilních projevů ve svahu
5. Součástí geotechnického monitoringu by měl být rovněž monitoring intenzity dešťových srážek

Příspěvek byl zpracován v rámci řešení grantového projektu GAČR 103/03/0870 „Optimalizace metod a systémů geotechnického monitoringu přírodních a umělých svahů“

LITERATURA

- [1] DUNNICLIFF, J. *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance*. New York: Wiley, 1993. s.577. ISBN 0-471-00546-0
- [2] ROZSYPAL, A. *Kontrolní sledování a rizika v geotechnice*. Bratislava: Jaga, 2001. s.191. ISBN 80-88905-44-3

Reviewer: Doc. Ing. Marian Marschalko, Ph.D., HGF VŠB-TU

Josef ALDORF¹, Eva HRUBEŠOVÁ², Pavel ŠÍPEK³

OPTIMAL STABILIZATION SOLUTION OF THE PIT SITUATED NEAR THE IMPERIAL HOTEL

Abstract

This paper deals with the pit construction of the exit facility, which will serve as an escape route from a sewer collector located in front of the Imperial Hotel in the city centre of Ostrava. The design is based on ground stabilization by means of sheeting, nailing, and anchoring. The pit construction was executed within the project „The enlargement of the sewage network of Ostrava – Stage of construction II – City centre sewer collector – SO 024 escape route of the Imperial Hotel “.

INTRODUCTION

The subject matter of this contribution is a summary of the experience from the realization of the construction pit for the establishment of a discharge chamber for an escape route from the collector. The excavation pit is located in front of the Imperial Hotel in the city centre of Ostrava. Spatially it is attached to an existing object that consists of underground garages for the Imperial Hotel, approx. 4,5 m from the actual hotel building. The bottom of the excavation pit is based approx. 6,0 m under the terrain level, approx. 3,0 m under the level of the foundation base of the Imperial Hotel's adjoining exterior wall. The design of the excavation pit lining is based on ground stabilization by means of nailing and anchoring. The excavation pit was executed within the project „The enlargement of the sewage network of Ostrava – Stage of construction II – City centre sewer collector – SO 024 escape route of the Imperial Hotel.“

Construction works were initiated after the realization of the collector tube and of the adjoining chamber K 12 (Zámecká Street); the escape route and discharge chamber are connected to it (Figure 1). Owing to a construction of an adjoining part of the collector and the K12 chamber, decreases of 13,5 mm were observed on the adjoining external wall of the Imperial Hotel. Based on a processed static evaluation, the resulting maximum allowable decrease of the external wall was determined to be max. 25 mm.

TECHNICAL DESCRIPTION – BASIC INFORMATION, CONSTRUCTION OF THE EXCAVATION PIT LINING

The excavation pit was executed in a polygon-like ground-section complying with the section of the construction object of the discharge chamber with a max. ground dimension of approx. 6,5 x 6,0 m. The final construction depth of the excavation pit was approx. 6,0 m under the terrain level.

The lining of the excavation pit was designed and realized by means of nailing (realization of injected nails (anchors) combined with lining by Union bars embedded into horizontal apexes. The horizontal apexes were joined to the injected nail-heads. The technical solution results from a gradual deepening of the excavation pit, level by level and from concurrent realization of reinforcing injected nails anchored over the horizontal apexes from profiled bars U 260 (Figure 2 and 3).

¹ Prof. Ing. DrSc., Department of Geotechnics and Underground Structures, Faculty of Civil Engineering, L. Podestě 1875, Ostrava-Poruba, tel.: 596991944, e-mail: josef.aldorf@z

² Doc. RNDr., Ph.D. Department of Geotechnics and Underground Structures, Faculty of Civil Engineering, L. Podestě 1875, Ostrava-Poruba, tel.: 596991373, e-mail: eva.hrubesova@vsb.cz

³ Ing., Geoengineering, Korunni 32, Ostrava-Mar. Hory, tel.: 596624091, e-mail: pavel.sipek@geoengineering.cz

In each level the anchors were pre-loaded. They were realized from injected anchor rods TITAN 30/11 in construction lengths of 3,5 to 6,0 m with a similar sloping of 15°. Rapid-hardening injecting cement suspension was used for injecting the nails. The nails were pre-loaded 1 day after installation (injection of the base), after hardening of the base (Figure 2).

There was a technologic screen from the injected pipes realized along the perimeter of the excavation pit (between the hotel wall and the excavation pit) prior to deepening; the spacing of the pipes is 0,25 m each. The injection screen is supposed to be protective and safe. Regarding the geological profile at the construction place (cohesion less soil with gravel from the surface – 3,0 m), it was necessary to ensure the breakup stability prior to deepening, to minimize the risk of disemboisement of the soil into the excavation pit area prior to realization of the final lining (formation of overbreaks) and to ease the area around the soil.

To ensure the full activation of the lining, there was a filling plug put into the vacant interspace by a cement mixture Union (or by a thin cement mortar). The purpose was to ensure full contact between the Union bars and the external separating wall.

The stabilization of the excavation pit bottom was executed during a deepening by means of the installation of 2,0 m long vertical injected nails in the entire excavation pit bottom (1 piece/m²). In terms of stability, the optimal solution would be to install nails from the penultimate level of deepening (-5,0 m – 4th stage of deepening) in the entire ground extension of the excavation pit bottom. The technologic procedure regarding the stabilization of the bottom was suited to needs and the technical possibilities of the implementer of the construction. The excavation pit bottom was divided into individual segments and the deepening of the excavation pit bottom into the final depth level was done gradually segment by segment. Stabilization of the bottom was realized afterwards, in deepened segments, from the bottom level.

Needling of the existing wall of the VZT engine room and the downhill ramp leading to the garage area was realized gradually with deepening of the excavation pit bottom by a sprayed concrete, onto a welding grid anchored by injected nails (Titan 30/11, length 2,0 m, 1 piece/m²).

SIMULATION OF TECHNICAL MEASURES IMPACT ON THE MAGNITUDE OF THE IMPERIAL HOTEL FOUNDATION SHIFTING

Proposed technical solution (Figure 1 and 2) was arising from the results of MKP mathematical model that confirmed assumption that reinforcement of the bottom by means of nailing enables it to decrease the magnitude of the vertical settlement by approx. 20% (see Figure 4) and to comply (with some reserve) to tolerance of the additional allowable settlement (max. approx. 10 – 12 mm).

In spite of that, the professional committee had recommended to realize a separating micro pilot wall between the hotel wall and excavation pit (Figure 2) as an additional protective measure. Authors of the contribution therefore realized another mathematical solution that should have confirmed or rejected the assumption regarding the separating wall being a cost effective measure for the limitation of the foundation deformation. Results of the model showed (Figure 5 and 6) that influence of the separating wall is very problematic for the following reasons:

- ☐ shifting can decrease to approx. 16 mm (Figure 6) at horizontal shifting without the bottom nailing
- ☐ the effect of the independent separating wall is very low at vertical shifting because the maximum magnitude of the settlement is almost the same as in case of the unstabilized pit bottom (Figure 4 and 5).

CONCLUSION

The effect of the separating wall is the biggest and it shows only in combination with stabilization of the bottom when calculating vertical shifting decreases to approx. 1 mm (Figure 5).

This synergic impact of the nailing and separating wall effect can be considered as the most substantial experience from the excavation pit realization.

Measurement results (INSET) confirm this conclusion (see Figure 7). The realization of the excavation pit and angular exit tunnel from the collector took course without extraordinary events and the Imperial Hotel did not suffer nearly any damage during the construction.

REFERENCES

- [1] BRAJA, M., Das. Principles of Foundation Engineering. USA: Thomson Brooks/Cole, Pacific Grove. s. 742 . ISBN 0-534-40752-8
- [2] HULLA, J., TURČEK, P. Zakladanie stavieb. Bratislava: Jaga, 1998. 332 s. ISBN 80-88905-05-2.
- [3] HULLA, J., TURČEK, P., BALIAK, F., KLEPSATEL, F. Predpoklady a skutočnosť v geotechnickom inžinierstve. Bratislava: Jaga, 2002. s.254. ISBN 80-88905-42-7

Reviewer: Ing. Jaroslav Ryšávka, Ph.D. - UNIGEO Ostrava

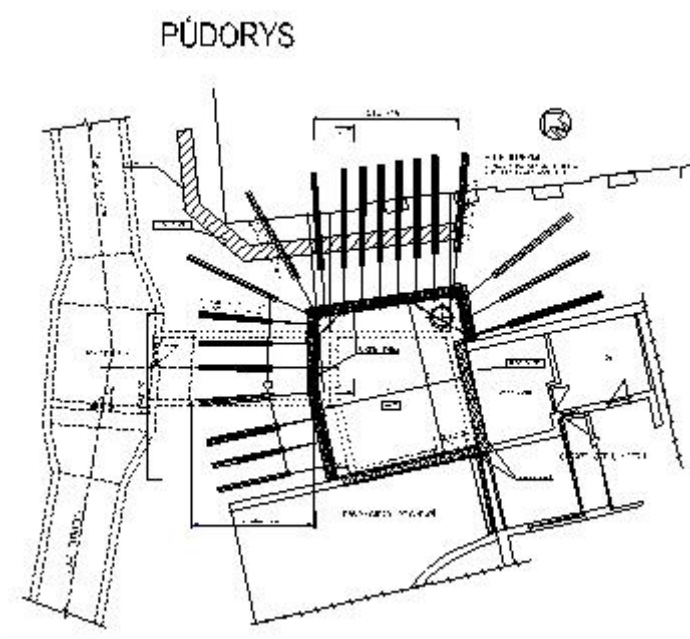


Fig.1 Ground plan of the realized pit and its surroundings



Fig.2 Side view of the pit and its surroundings

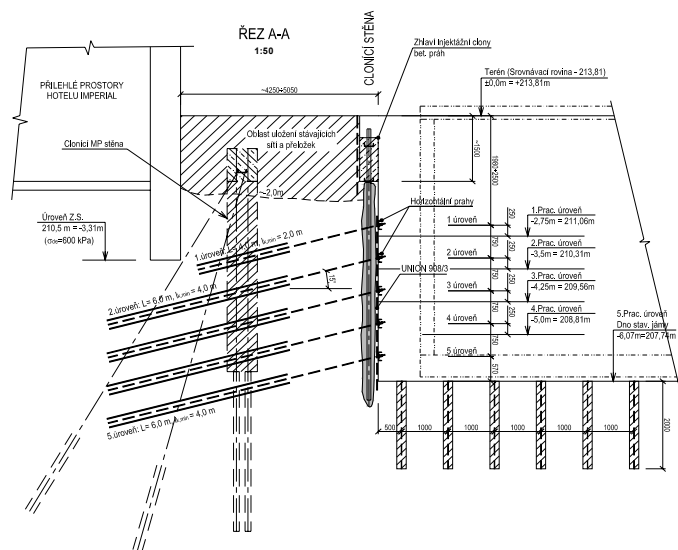


Fig.3 View on the exit of collector opening before the driving

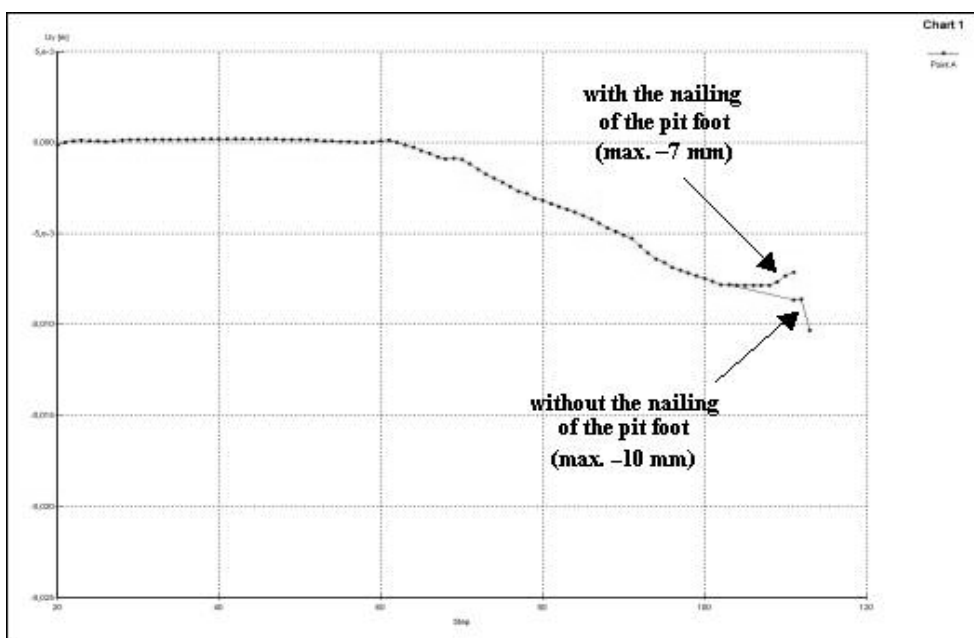


Fig.4 Chart of the vertical displacement in the central point of the Imperial foundation (without the separating wall)

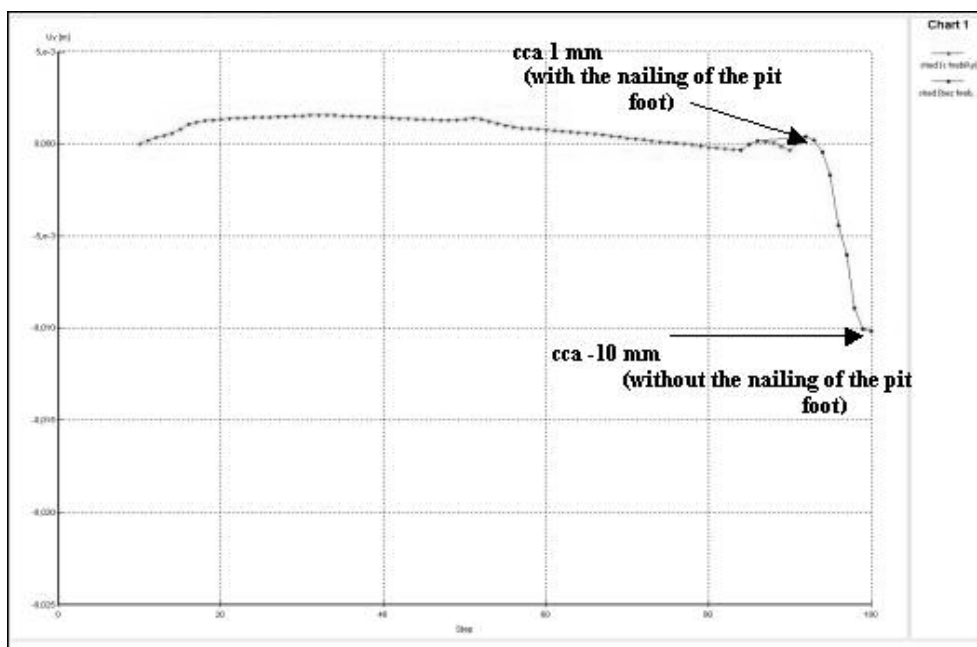


Fig.5 Chart of the vertical displacement in the central point of the Imperial foundation with the influence of the separating wall

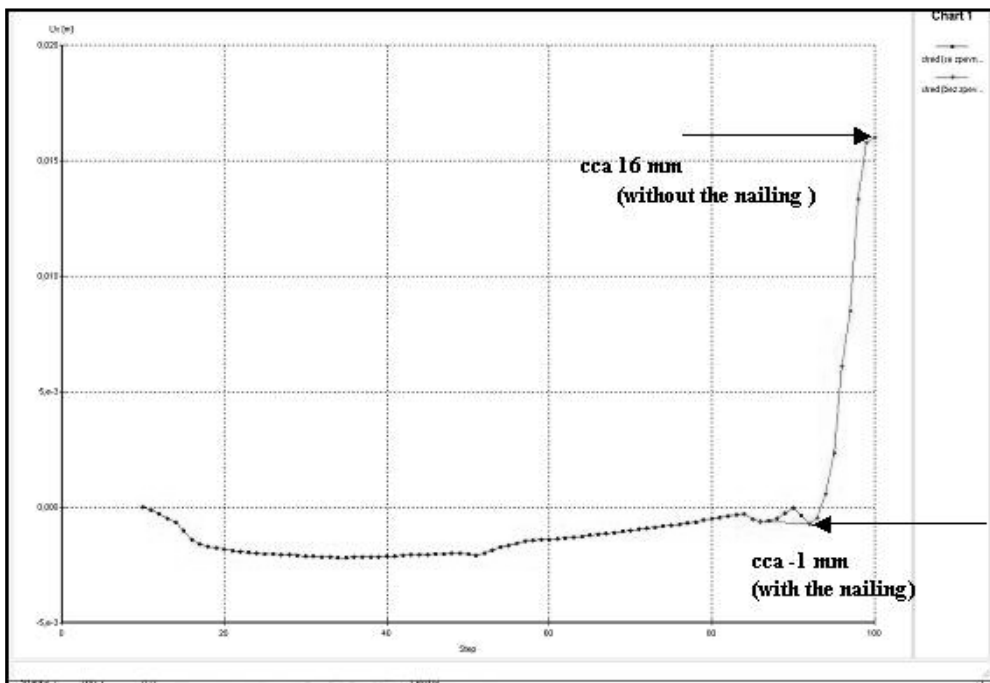


Fig.6 Chart of the horizontal displacement in the central point of the Imperial foundation with the influence of the separating wall

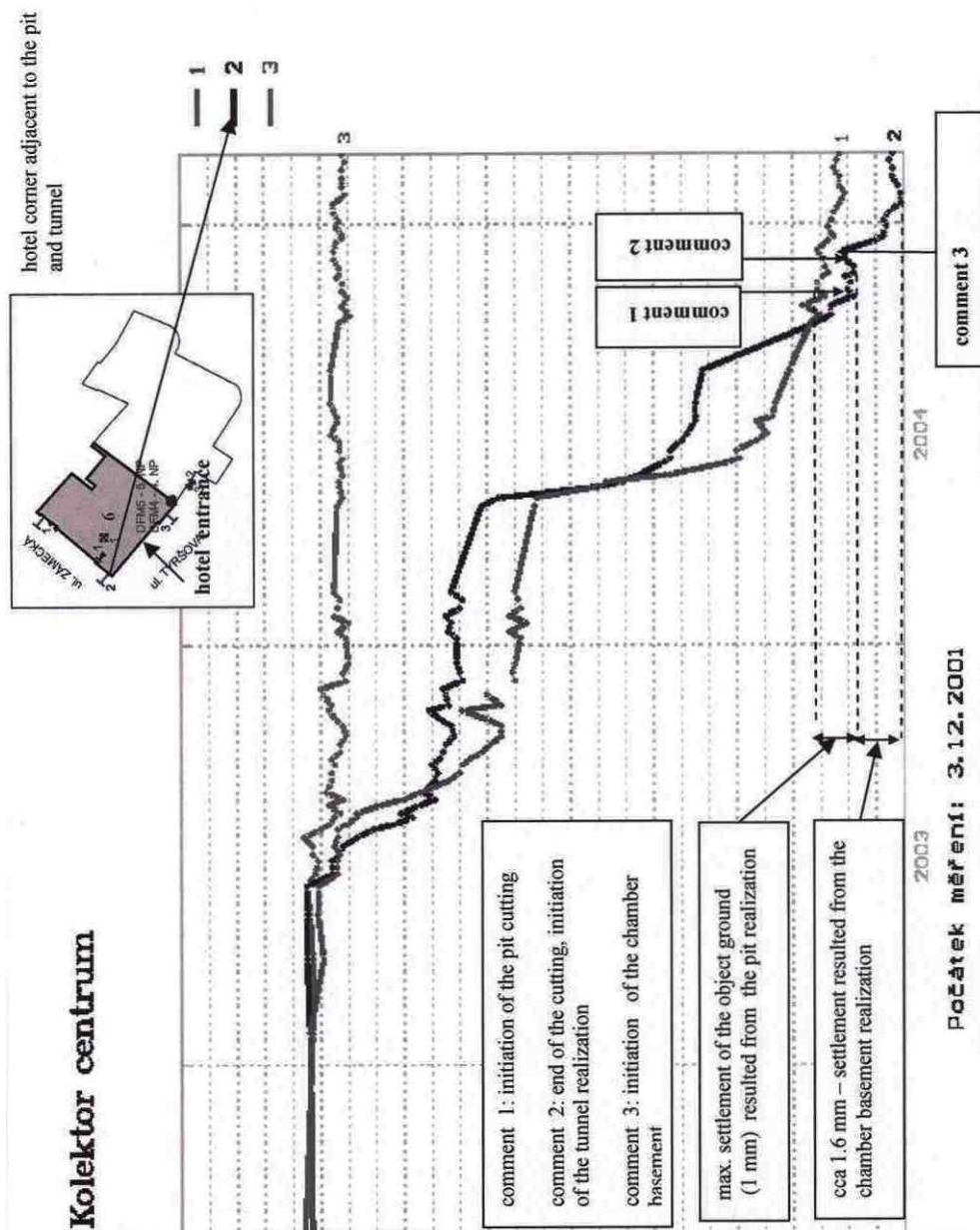


Fig.7 Development of the nivelation measurement during the excavation of the pit

Eva HRUBEŠOVÁ¹, Barbara LUŇÁČKOVÁ²

**MODELOVÁNÍ DYNAMICKÝCH VLIVŮ ODSTŘELU NA NAPĚŤO-DEFORMAČNÍ STAV
SVAHOVÉHO TĚLESA**

Abstract

Software system Plaxis which is possible to be used for creation of computing models of seismic generation will be specified in this article. Principles of dynamic analysis can be divided into two basic types; the source of dynamic load is either one-point source of vibrations or an earthquake.

For an example the influence of quarry blasts (brown coal quarry in Northern Bohemia) was modelled with use of Plaxis system on stability and stress-deformation state of reverse slopes to define correlation with distances between the source of vibration and position of the slope. This problem was solved as an axially symmetric task. Reverse slopes are stable according to the model using dynamic load (coefficient of stability $F=1.4$). Parametric study enables us to evaluate influence of dynamic load depending on distances between the base of slope and the point of blast. In this case we documented that discussed distances do not have principal influence on the degree of slope stability but takes more significant effect on deformation situation in the slope.

Dependence of values of horizontal displacements in a point located 50 meters far from the hill (railway is situated here) on distance of vibration source and the base of slope will be demonstrated. This analysis is performed both with and without material absorption. Differences between finite values of horizontal displacements in these two models are minimal.

ÚVOD

Horninové prostředí a s ním spojené konstrukce bývají vystaveny nejen statickému zatížení, ale i zatížení dynamickému. Pro objektivní posouzení dynamické odezvy je třeba aplikovat výstižný výpočtový model, který by umožňoval kromě parametrů samotného dynamického zatížení zohlednit jak geologické a hydrogeologické poměry v dané oblasti a charakteristiky zeminového prostředí, tak i geometrické a materiálové charakteristiky uvažované konstrukce a její lokalizaci vzhledem ke zdroji dynamického zatížení. Často se úloha pro stanovení odezvy v důsledku dynamického zatížení převádí na situaci, v níž je vliv dynamického zatížení modelován náhradními statickými silami. Objektivněji je však možno dynamickou odezvu modelovat na základě přímé implementace parametrů dynamického zatížení (amplituda a frekvence kmitání, doba působení dynamického zatížení, zrychlení odpovídající dynamickému zatížení).

Dynamickou analýzu lze v zásadě rozdělit do dvou základních typů úloh, kdy zdrojem dynamického zatížení je buď omezený jednobodový zdroj vibrací nebo zemětřesení.

Problematika jednobodového zdroje je zpravidla modelována jako osově symetrická úloha, kde šíření vln probíhá analogicky jako v 3D systému. V takovém modelu dochází s rostoucí vzdáleností k rozptýlení energie vedoucí k utlumení vln (geometrické tlumení) a není tedy nutno zohledňovat materiálové tlumení.

Při modelování zemětřesení se dynamické zatížení zadává zpravidla na spodní část modelu, odkud se pak šíří směrem vzhůru. Tato problematika se řeší za podmínky rovinného přetvoření a v tomto případě je nutné definovat materiálové tlumení pomocí Rayleighových součinitelů.

¹ Doc. RNDr., PhD., VŠB – TU Ostrava, Fakulta stavební, L. Podestě 1875, Ostrava - Poruba, 708 33; eva.hrubesova@vsb.cz

² Ing., VŠB – TU Ostrava, Fakulta stavební, L. Podestě 1875, Ostrava - Poruba, 708 33; barbara.lunackova@vsb.cz

V současné době je k dispozici dostatečný počet programových výpočetních systémů, založených z velké části na metodě konečných prvků (např. PLAXIS, CESAR, ANSYS apod.), které umožňují modelovat dynamickou odezvu. Jednou ze základních problematických otázek modelování je však výstižnost numerického modelu. Mezi jeden z nejvýznamnějších faktorů ovlivňující výstižnost výsledků modelování dynamických vlivů patří spolehlivost a objektivita vstupních charakteristik modelu. Těmito charakteristikami jsou jak materiálové parametry horninového prostředí a konstrukčních prvků, tak i charakteristiky samotného dynamického zatížení. Materiálové charakteristiky konstrukčních prvků jsou obvykle s dostatečnou přesností známy, parametry horninového prostředí a charakteristiky dynamického zatížení však obvykle vykazují určitý náhodný (stochastický) charakter, který vyplývá především z komplikovanosti a proměnlivosti horninového prostředí a z objektivních i subjektivních nepřesností při stanovování parametrů dynamického zatížení. Jednou z možností zohlednění stochastického charakteru zmiňovaných vstupních charakteristik je využití simulačních stochastických metod modelování. Aplikace nejjednodušší simulační metody Monte Carlo však není v případě složitějších numerických modelů vzhledem k nutnosti realizace velkého množství simulačních výpočtů (řádově statisíce) příliš efektivní. S výhodou lze však v těchto numerických modelech využít simulační metodu Latin Hypercube Sampling (LHS), která redukuje počet požadovaných simulačních výpočtů (řádově desítky) při zachování potřebné přesnosti a vypovídací schopnosti simulačních výpočtů.

Podstatou generace touto simulační metodou je rozdělení oboru hodnot distribuční funkce náhodné vstupní veličiny X_j , $j=1, \dots, k$ na N intervalů se stejnou pravděpodobností $1/N$ (číslo N je rovno počtu dále provedených parametrických opakování výpočtů). Dále je proveden náhodný výběr čísla intervalu (výběr bez opakování) a hledaná generovaná realizace náhodné vstupní veličiny je pak rovna hodnotě inverzní distribuční funkce odpovídající středu náhodně vybraného intervalu.

Simulační metoda LHS byla aplikována při stochastickém modelování napětí-o-deformační odezvy svahového tělesa na dynamické zatížení odstřelem v povrchovém lomu. Základním deterministickým modelem byl numerický model založený na metodě konečných prvků vytvořený programovým systémem PLAXIS 2D a jeho nadstavbovým dynamickým modulem.

CHARAKTERISTIKA VÝPOČTOVÉHO MODELU A DYNAMICKÉHO ZATÍŽENÍ

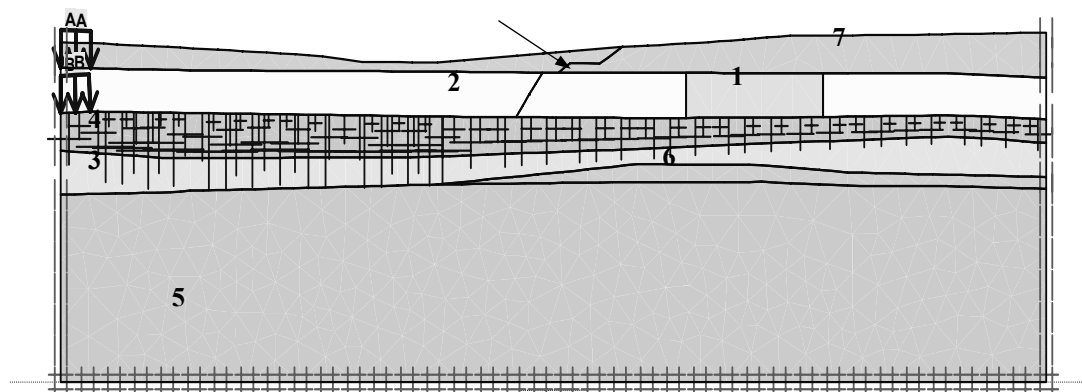
Konkrétním řešeným problémem je vliv plošného odstřelu v povrchovém lomu na napětí-o-deformační a stabilitní situaci závěrných svahů, a to především s ohledem na železnici, která je lokalizovaná ve vzdálenosti 50m od koruny závěrných svahů. Schéma modelu je patrné z obrázku č.1. Popisné, fyzikální a mechanické vlastnosti horninového prostředí jsou uvedeny v tab. č. 1.

V základní modelové studii byla provedena parametrická analýza, v níž byl sledován vývoj stabilitního [2] a napětí-o-deformačního stavu modelu v závislosti na vzdálenosti výbuchu od paty závěrného svahu. Ve výchozí situaci byl odstřel lokalizován 480m od paty svahu, ten se pak v modelu přibližoval (po 50m) směrem k patě svahu.

V modelu byly uvažovány 2 základní výpočtové varianty (etapy):

- ☐ odstřel byl proveden na hlavě sloje po 1. etapě realizace závěrných svahů (pata dílčího závěrného svahu je na úrovni hlavy sloje),
- ☐ odstřel byl proveden na patě sloje po 2. etapě realizace závěrných svahů (pata závěrného svahu je na úrovni paty sloje).

Linie závěrných svahů



Obr.1 Schéma modelu se znázorněním linií závěrných svahů a primárních pórových tlaků

Dynamická analýza v aplikovaném dynamickém modulu programového systému PLAXIS vychází z Newtonova pohybového zákona $F = m \cdot a$, [1]. Základní rovnice pro výpočet časově závislých objemových změn pod vlivem dynamického zatížení je v programu PLAXIS definována pomocí maticového zápisu pro celou uvažovanou oblast takto:

$$M \ddot{e} + C \dot{e} + K e = F, \quad (1)$$

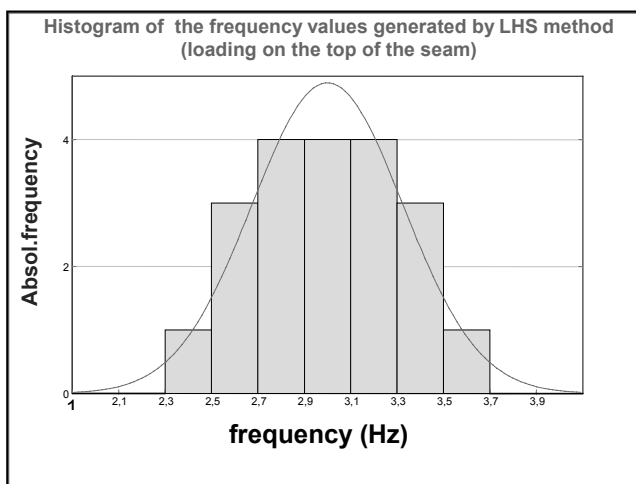
kde M = hmotnostní matice, e = vektor posunů, C = matice tlumení, K = matice tuhosti, F = vektor zatížení. Posuny e , rychlost $\dot{e}$ a zrychlení $\ddot{e}$ jsou časově závislé proměnné. Matice C reprezentuje materiálové tlumení, které je definováno pomocí Rayleighových součinitelů tlumení α_R a β_R .

K modelování této úlohy byl použit osově symetrický model, kde šíření vln probíhá analogicky jako v 3D systému a není tedy nutno zadávat charakteristiky materiálového tlumení. Pro ověření tohoto faktu byla celá situace modelována jak bez uvažování materiálového tlumení (Rayleighovy parametry tlumení byly rovny nule), tak i se zohledněním materiálového tlumení ($\alpha_R = \beta_R = 0,001$). Výsledky tohoto srovnání byly publikovány v [2].

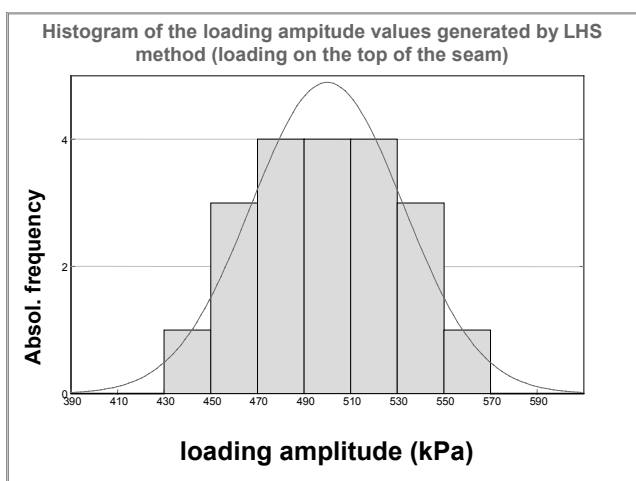
Tab.1 Parametry zemin v analyzovaném závěrném svahu

Mohr-Coulomb,	γ_{unsat} [kNm ⁻³]	γ_{sat} [kNm ⁻³]	k_x [m/den]	k_y [m/den]	ν	E_{ref} [kNm ⁻²]	c_{ref} [kNm ⁻²]	φ [°]
1) Stařiny	8	11,5	8,64E-1	8,64E-1	0,3	5E3	5	26
2) Sloj	11	13,5	8,64	8,64	0,3	5E4	35	25
3) Vulkanogenní horniny	19,5	21,5	8,64E-4	8,64E-4	0,3	1,5E5	70	25
4) Podložní souvrvství	20	22	8,64E-4	8,64E-4	0,3	1,5E5	70	23
5) Rula	20	22	8,64E-5	8,64E-5	0,3	3E6	300	40
6) Rula kaolinická	20	22	8,64E-4	8,64E-4	0,3	1,5E5	70	25
7) Nadloží svrchní	17,5	18,5	8,64E-2	8,64E-2	0,3	5,6E4	20	12

Dynamický modul programového systému Plaxis vyžaduje pro charakterizaci dynamického zatížení zadání amplitudy dynamického zatížení, jeho frekvence, rozsahu oblasti, na níž je uvažované dynamické zatížení primárně aktivováno, a času, po který toto zatížení působí. Rozsah aktivací oblasti dynamického zatížení odpovídal oblasti plošného odstřelu a byl uvažován 60m, doba působení dynamického zatížení byla 2s. Amplituda dynamického zatížení a jeho frekvence byly v modelu považovány za stochastické náhodné veličiny, řídicí se normálním rozdělením pravděpodobnosti. Parametry normálního rozdělení vyplynuly z naměřeného rozsahu frekvencí 2 - 4 Hz (Kaláb, [3]) a z uvažovaného rozsahu amplitud dynamického zatížení (100 - 300 kPa na hlavě sloje, 400 - 600 kPa na patě sloje). Rozdělení pravděpodobnosti hodnot frekvence je charakterizováno normálním rozdělením pravděpodobnosti se střední hodnotou μ a rozptylem σ^2 , tj. $N(\mu, \sigma^2) = N(3, 0.1089)$, amplituda na hlavě sloje pak normálním rozdělením pravděpodobnosti $N(200, 1089)$, amplituda na patě sloje rozdělením $N(500, 1089)$. Metodou LHS bylo pro každý stochastický parametr generováno 20 hodnot, histogramy absolutních četností generovaných hodnot frekvencí a amplitud pro zatížení iniciované na hlavě sloje jsou ilustrovány na obrázcích č. 2 a č. 3.



Obr.2 Histogram frekvencí generovaných metodou LHS pro zatížení iniciované na hlavě sloje

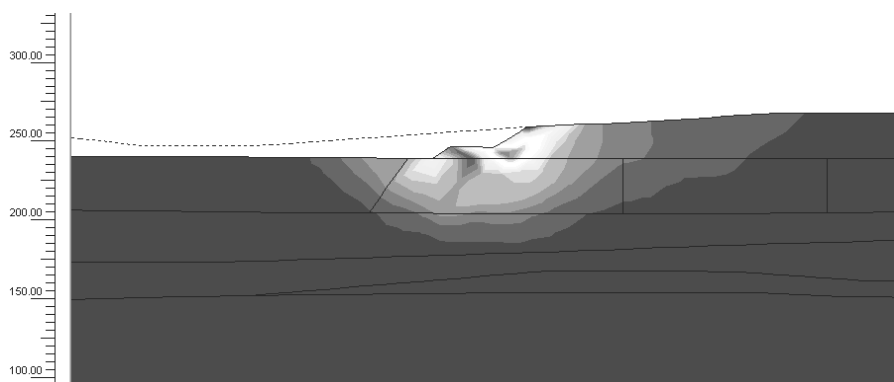


Obr.3 Histogram amplitud generovaných metodou LHS pro zatížení iniciované na hlavě sloje

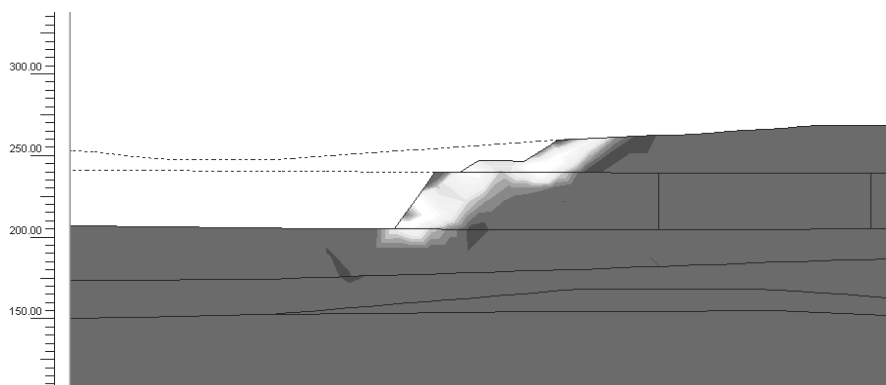
S generovanými hodnotami frekvence a amplitudy zatížení bylo realizováno 20 parametrických výpočtů pro vyhodnocení deformační a stabilitní odezvy uvažovaného svahového tělesa. Následným vyhodnocením základních statistických charakteristik získaných souborů výsledků - středních hodnot, rozptýlů a příslušných kvantilů $\alpha_{0,05}$ a $\alpha_{0,95}$ byly stanoveny grafy, ilustrující v jakém rozmezí se s 90% pravděpodobností pohybují hodnoty odpovídajících horizontálních a vertikálních posunů v místě trati.

VÝSLEDKY MODELOVÉHO ŘEŠENÍ

Výsledky modelových výpočtů neprokázaly výrazný vliv variability charakteristik dynamického zatížení na stabilitu svahového tělesa (rozdíly v řádech setin). Hodnota stupně stability ve výpočtu neklesla pod hodnotu 1,3. Provedením parametrické analýzy vlivu trhacích prací na stabilitní situaci v závislosti na vzdálenosti trhacích prací od paty svahu a na variabilitě stochastických parametrů odstřelu se prokázala jen nepatrná změna v hodnotách stupně stability. Výchozímu stavu, kdy byl výbuch vzdálen od paty svahu 480m, odpovídal stupeň stability $M_{sf} = 1,4$, druhé etapě $M_{sf} = 1,34$. Pro názornost je na obrázcích č. 4 a č. 5 ukázán průběh potenciálních smykových ploch odpovídající výchozí situaci.

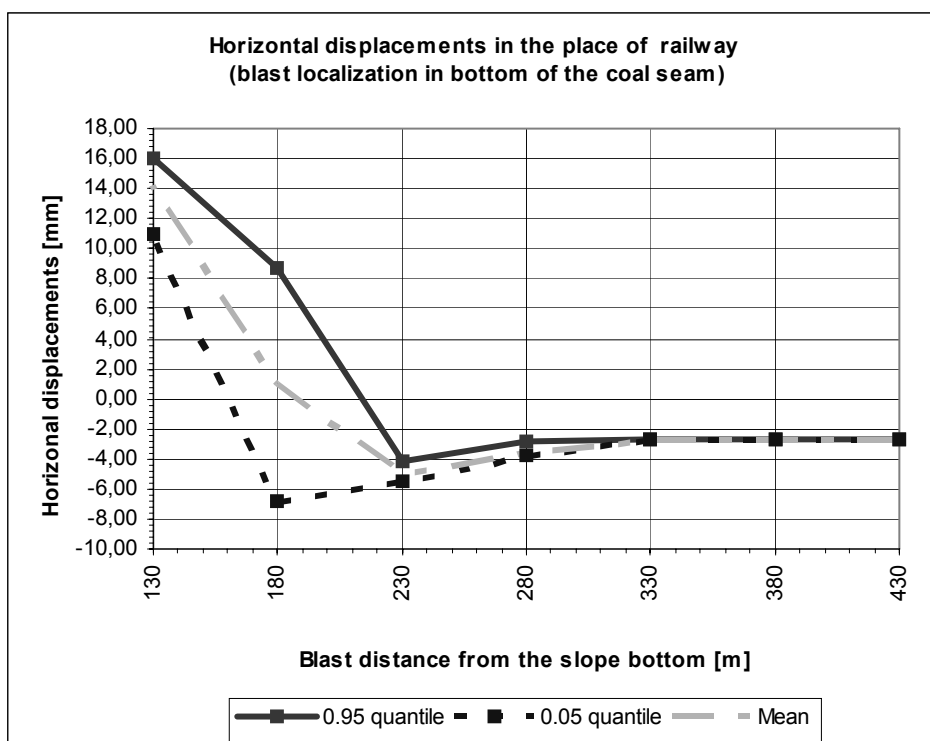


Obr.4 Tvar potenciálních smykových ploch v 1. etapě (výchozí situace)

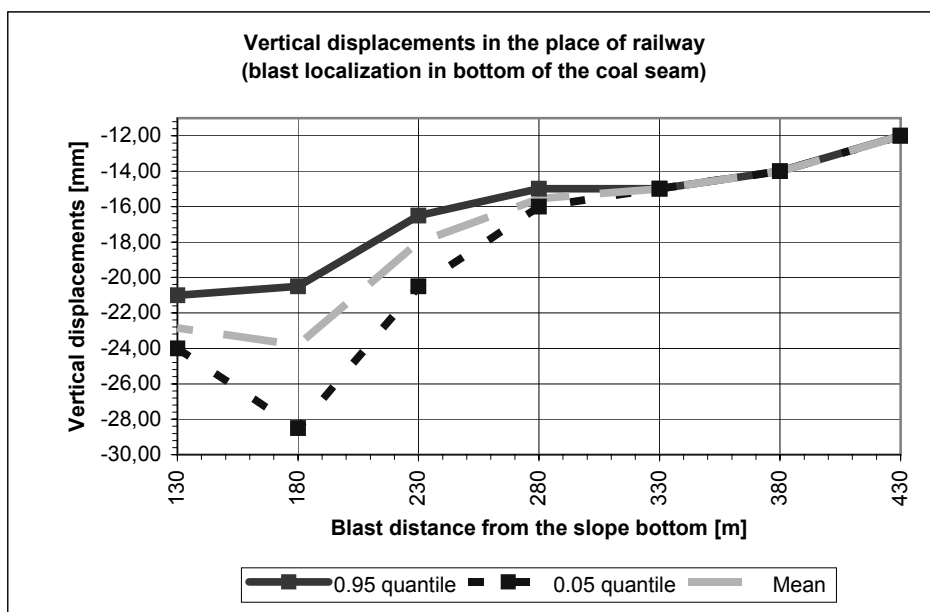


Obr.5 Tvar potenciálních smykových ploch v 2. etapě (výchozí situace)

Výrazněji se vliv trhacích prací projevil na napětí-deformačním stavu závěrného svahu. Výsledky stochastického modelování pro variantu odstřelu v patě sloje jsou ilustrovány na obr. č. 6 a č. 7.



Obr.6 Horizontální posuny v místě železnice odpovídající druhé etapě realizace odstřelu



Obr.7 Vertikální posuny v místě železnice odpovídající druhé etapě realizace odstřelu

ZÁVĚR

Příspěvek ukázal některé možnosti matematického modelování dynamických úloh za předpokladu stochastického charakteru vybraných parametrů dynamického zatížení.

S použitím osově symetrického modelu dynamického modulu programu PLAXIS a s využitím simulační stochastické metody LHS byla řešena otázka vlivu plošného odstřelu povrchového lomu na napěťo-deformační a stabilitní stav závěrného svahu. Modelová parametrická analýza ukázala, že se v daném případě vliv dynamického zatížení projevil na stabilitě závěrného svahu pouze nepatrně. Markantnější projev trhacích prací se prokázal na deformačním stavu závěrného svahu, přičemž větších hodnot posunů bylo dosaženo při trhacích pracích v 2. etapě realizace závěrných svahů. V souladu s předpoklady se hodnoty horizontálních i vertikálních posunů zvyšovaly s klesající vzdáleností místa odstřelu od paty svahu. Ze statistického vyhodnocení středních hodnot a příslušných kvantilů plyne, že do vzdálenosti větší než 280 m od paty sloje se vliv variability charakteristik dynamického zatížení prakticky neprojevuje, s přibližováním se k patě svahu je vliv variability výraznější. Rozsahy vertikálních a horizontálních posunů v místě železnice, které jsou určeny statistickým vyhodnocením příslušných kvantilů za předpokladu stochastického charakteru frekvence a amplitudy dynamického zatížení, udává následující tabulka č. 2.

Tab.2 Rozsahy vertikálních a horizontálních posunů v místě železnice (s 90 % pravděpodobností)

vzdálenost odstřelu od paty záv. svahu (m)	280		230		180		130	
lokalizace odstřelu	hlava sloje	pata sloje	hlava sloje	pata sloje	hlava sloje	pata sloje	hlava sloje	pata sloje
horizontální posun (mm) s 90% pravděpodobností	<2.1,2.2>	<-3.8, -2.8>	<-3.5,-1.9>	<-5.5,-4.1>	<-5,3.8>	<-6.8,8.7>	<4.8,14>	<11,16>
vertikální posun (mm) s 90% pravděpodobností	<-12,-12>	<-16,-15>	<-12.5,-11.5>	<-20.5,-16.5>	<-15.5,-12>	<-28.5,-20.5>	<-18,-13.5>	<-24,-21>

Tento výsledek byl získán za finančního přispění MŠMT ČR, projekt IM6840770001, v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS.

LITERATURA

- [1] Manuál programu PLAXIS 2D – verze 8.
- [2] LUŇÁČKOVÁ, B. Vliv plošného odstřelu na napěťo-deformační a stabilitní stav svahu. In Sborník Juniorstav 2006. Brno : VUT Brno, 2006. vol. 8, s. 121.
- [3] KALÁB, Z. (2003): Seizmické projevy trhacích prací na Chomutovsku. Zkrácená verze habilitační práce. Vědecké publikace fakulty stavební VŠB – Technické univerzity Ostrava, ISSN 1213-7456, ISBN 80-248-0235-X, 38 stran.

Reviewer: Ing. Jaromír Knejzlík, CSc., Ústav geoniky AVČR

Eva HRUBEŠOVÁ¹

**MOŽNOSTI VYUŽITÍ STOCHASTICKÉHO MODELOVÁNÍ PŘI ŘEŠENÍ ÚLOH
GEOTECHNICKÉHO A PODZEMNÍHO STAVITELSTVÍ**

Abstract

This paper deals with the utilization of stochastic modelling in geotechnical engineering. There is discussed one of the fundamental problematical questions of mathematical modelling – the question of the responsibility of input data.

In this contribution the basic principles of simulation stochastic methods (Monte Carlo, Latin Hypercube Sampling, Response Surface Sampling) are presented.

The final part of contribution presents the application of these mentioned simulation stochastic methods by the practical solution of the natural slope stability.

ÚVOD

Při řešení úloh z oblasti geotechnického a podzemního stavitelství se v současné době stále ve větší míře využívají metody matematického modelování, geotechnického monitoringu a inverzní analýzy. Výsledky získané výstižným matematickým modelem, jejich důsledná analýza, porovnání s monitorovanými hodnotami in-situ a případná následná inverzní analýza přispívají k zajištění bezpečnosti geotechnické popř. podzemní stavby a ke snížení její ekonomické náročnosti.

Výstižnost matematického modelu je ovlivněna mnoha objektivními i subjektivními faktory, mezi které patří rovněž spolehlivost a objektivita vstupních parametrů modelu. Geometrické parametry všech základních částí modelu jsou obvykle dostatečně známy, jistá větší či menší míra variability se však projevuje v hodnotách materiálových parametrů horninového prostředí a konstrukčních prvků.

Z tohoto hlediska lze považovat charakteristiky vstupující do matematických modelů za náhodné veličiny, jejichž stochastický charakter je popsán určitým typem rozdělení pravděpodobnosti. Jednou z možností, jak zohlednit tento náhodný charakter vstupních dat modelu, je využití stochastických metod modelování. Mezi nejznámější stochastické simulační metody patří metody Monte Carlo, Latin Hypercube Sampling a metoda Response Sampling.

Zkušenosti z realizace geotechnických a podzemních staveb v České republice i v zahraničí potvrzují aktuálnost této problematiky stochastického modelování, nutnost maximální možné objektivizace výsledků modelování, a to i s ohledem na stochastický charakter vstupních dat modelu. Nerespektování variability vstupních dat modelu může vést ve svém důsledku k nesprávným, neobjektivním a zavádějícím závěrům týkajících se bezpečnosti i ekonomiky celé stavby.

PROBLEMATIKA MATEMATICKÉHO MODELOVÁNÍ GEOTECHNICKÝCH ÚLOH

Při realizaci staveb v horninovém prostředí, jejich optimalizaci (funkční, technické, technologické, ekonomické) a zajištění bezpečnosti při samotném budování stavby i následném provozu, je jedním z nejdůležitějších předpokladů co nejobjektivnější znalost chování základních vzájemně spolupracujících částí systému „horninové prostředí-stavební konstrukce“. V současné době se při získávání co nejobjektivnější přestavy o chování zmíněného systému využívají ve velmi široké míře metody matematického modelování.

¹ Doc. RNDr. Ph.D., Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební VŠB-TU Ostrava, L. Poděšť 1875, Ostrava-Poruba, tel. 596991373, e-mail: eva.hrubesova@vsb.cz

Charakteristiky obou součástí systému „horninové prostředí – konstrukční prvek“, vstupující do matematických geotechnických modelů, vykazují určitou míru variability, neurčitosti a nespolehlivosti. Geotechnický model navíc, na rozdíl např. od stavební mechaniky, nepracuje pouze s explicitně zadaným vnějším zatížením jednotlivých součástí modelu. Zatížení konstrukčních prvků modelu vyplývá až ze vzájemné spolupráce obou zmiňovaných součástí systému, je tedy určováno jejich vlastnostmi a v konečném důsledku se tedy variabilita vlastností jednotlivých součástí modelu více či méně projevuje ve variabilitě zatížení modelu.

Na rozdíl od konstrukčních prvků, jejichž geometrické i materiálové parametry jsou obvykle dostatečně známy, objektivita a spolehlivost vstupních materiálových charakteristik horninového prostředí však není vždy vzhledem ke komplikovanosti a různorodosti horninového prostředí v prostoru a čase zcela jednoznačná. Kromě toho, určování vlastností hornin a zemin, které jsou výsledkem dlouhodobého geologického vývoje, je ve srovnání s určováním vlastností standardních stavebních materiálů (např. beton, ocel) mnohem složitější. Ve stanovených hodnotách těchto materiálových charakteristik horninového prostředí (ať už byly stanoveny laboratorně nebo polními zkouškami) se vždy projevují objektivní i subjektivní chyby a nepřesnosti, vznikající při realizaci a vyhodnocování příslušných zkoušek.

Charakteristiky horninového prostředí lze tedy z tohoto pohledu považovat za náhodné veličiny, řídicí se určitými zákony pravděpodobnosti. Na základě předchozích konstatování lze obecně říci, že stochastický charakter vlastností horninového prostředí vyplývá ze dvou základních faktorů:

- a) variability horninového prostředí
- b) chyb a nepřesností prováděných zkoušek

Jednou z možností, jak zohlednit stochastický charakter prvků vstupujících do matematických geotechnických modelů a z něj vyplývající stochastický charakter výsledků matematického modelování, je využití stochastických metod modelování, využívajících teorii pravděpodobnosti a statistiky.

STOCHASTICKÉ SIMULAČNÍ METODY

Stochastické metody modelování vychází z předpokladu stochastického charakteru vstupních parametrů modelu a lze je v zásadě rozdělit do dvou základních skupin:

- ☐ deterministické modely s využitím náhodných funkcí (simulační stochastické modely)
- ☐ plněpravděpodobnostní modely a metody

Nevýhodou plněpravděpodobnostních metod je nutnost provedení poměrně velkého rozsahu experimentálních prací a měření v předmětné oblasti. Z tohoto hlediska je mnohdy efektivnější využít simulační metody aplikované na deterministické výpočetní modely, jejichž vstupní parametry jsou považovány za náhodné funkce s jistým typem rozdělení pravděpodobnosti. U této skupiny metod se předpokládají rovněž určitá laboratorní a in situ měření, která však slouží pouze k získání představy o parametrech rozložení pravděpodobnosti vstupních náhodných parametrů modelu. Experimentální práce a měření konkrétní vyhodnocované veličiny jsou pak nahrazeny počítačovou simulací hodnot vyhodnocované veličiny dle zvoleného deterministického výpočetního modelu a dle stanovených rozdělení pravděpodobnosti vstupních parametrů.

Simulační stochastické metody tedy vycházejí z určitého deterministického modelu pro stanovení odezvy $Y=h(X_1, X_2, \dots, X_k)$, avšak každý vstupní parametr X_j je považován za náhodnou veličinu s určitým předem známým rozdělením pravděpodobnosti resp. distribuční funkcí, přičemž každý z těchto parametrů může být obecně charakterizován jiným typem rozdělení. Toto rozdělení pravděpodobnosti a jeho základní parametry je možno stanovit na základě statistického vyhodnocení souboru dat získaných z experimentálních měření, v případě, že takové soubory dat nejsou k dispozici nebo nemají dostatečný rozsah zajišťující vypovídací schopnost statistického vyhodnocení, je možno

stanovit tyto parametry rozdělení pravděpodobnosti na základě kvalifikovaného odhadu. Na základě takto definovaných rozdělení pravděpodobnosti je pak v závislosti na zvolené simulační metodě provedena generace konkrétních hodnot vstupních parametrů, s nagenеровanými hodnotami je provedena série opakovaných parametrických výpočtů pro stanovení náhodné odezvy Y , soubor takto získaných výsledků modelu je pak statisticky vyhodnocen, jsou stanoveny základní statistické charakteristiky (střední hodnota, rozptyl, kvantily atd.). Na základě výsledků stochastického modelu lze tedy stanovit rozmezí, v jakém se budou hodnoty odezvy modelu s určitou pravděpodobností pohybovat, je možno stanovit nejčastěji se vyskytující hodnotu odezvy a hodnoty odezvy s velmi malou pravděpodobností.

Aplikace stochastických simulačních metod je formálně relativně jednoduchá a v případě jednoduchých typů použitých modelů pro stanovení odezvy, které nejsou časově příliš náročné, je využití těchto metod velmi efektivní. Avšak v případě časově náročnějších typů modelů, mezi něž patří i různé typy numerických metod modelování (např. metoda konečných prvků, metoda oddělených elementů, metoda konečných diferencí), je vzhledem k nutnosti provádění velkého počtu opakovaných parametrických výpočtů efektivita některých simulačních metod poněkud problematická a faktorem efektivity těchto simulačních metod se v těchto případech stává právě počet opakovaných výpočtů nutných pro zajištění určité přesnosti a vypovídací schopnosti získaných statistických vyhodnocení. Simulační metoda s nejjednodušší generací hodnot vstupních náhodných veličin - metoda Monte Carlo obvykle vyžaduje pro zachování přesnosti velký počet opakovaných parametrických výpočtů (řádově desítky až statisíce). Na základě této metody pak byly vyvinuty modifikované simulační metody, které jsou sice charakterizovány poněkud složitějším způsobem generace hodnot vstupních náhodných veličin, avšak dochází k výraznému snížení počtu požadovaných simulací. Jednou z těchto modifikovaných simulačních metod je metoda LHS (Latin Hypercube Sampling). Další možností, jak eliminovat problém velkého počtu simulací v případě komplikovaných modelů pro stanovení odezvy, je aproximovat komplikovaný model modelem poněkud jednodušším (odezvou plochou) a vyhodnocovat pak hodnoty odezvy na stanovené ploše odezvy. Tento aproximační princip je základem simulační metody Response surface. Mezi zdokonalené simulační metody patří např. i metoda Importance Sampling, v níž generace hodnot náhodných veličin neprobíhá dle zadané distribuční funkce, ale je provedena na základě modifikované distribuční funkce, která umožňuje redukovat rozptyl.

Simulační metoda Monte Carlo

Simulační metoda Monte Carlo patří mezi nejstarší, formálně nejjednodušší a nejznámější simulační metodu, jejíž název symbolizuje analogii s náhodnými herními procesy (generování čísel v ruletě) ve světově známém středisku heren a kasín.

Jedná se o simulační metodu, jejíž podstatou je přímá generace hodnot vstupních parametrů, s nimiž jsou pak dále realizovány série parametrických výpočtů pro získání souborů hodnot odezvy a možnosti následného stanovení statistických charakteristik takto získaného souboru. Generace vstupních parametrů předpokládá znalost distribučních funkcí jednotlivých parametrů, včetně jejich základních určujících charakteristik.

Podstatným, a do značné míry omezujícím faktorem aplikace této metody, je požadavek velkého počtu opakovaných parametrických výpočtů, což poněkud omezuje využití této nejjednodušší simulační metody v časově náročnějších modelech.

Simulační metoda LHS (Latin Hypercube Sampling)

Simulační stochastická metoda LHS umožňuje snížit počet nutných opakovaných parametrických výpočtů (dostačující jsou řádově desítky výpočtů). Tato její nesporná výhoda je však na druhé straně vyvážena poněkud složitější generací vstupních hodnot náhodných veličin vstupujících do modelu.

Obor hodnot distribuční funkce náhodné veličiny X_j , $j=1, \dots, k$ je rozdělen na N intervalů se stejnou pravděpodobností $1/N$. Při volbě počtu intervalů je nutno mít na zřeteli, že počet N je roven

počtu dále provedených parametrických opakování výpočtů. Pokud známe u příslušné vstupní náhodné veličiny minimální a maximální meze jejího skutečného fyzického výskytu, provedeme dělení na N intervalů pouze v oblasti oboru hodnot distribuční funkce .

Dále je proveden náhodný výběr intervalu (výběr bez opakování) , každému intervalu, který se ve výběru vyskytuje právě jednou , je přiřazena hodnota distribuční funkce ve středu tohoto intervalu a této středové hodnotě distribuční funkce pak přísluší odpovídající inverzní hodnota příslušné distribuční funkce (hledaná generovaná hodnota).

Pomocí náhodných permutací čísel intervalů (bez opakování) a stanovení jim odpovídajících generovaných hodnot pro každou vstupní náhodnou veličinu X_j , $j=1,...,k$ dostáváme tabulku náhodných hodnot o n řádcích a k sloupcích , kde sloupec vždy odpovídá příslušné náhodné veličině a řádek pak hodnotám, které vstupují do l - tého parametrického výpočtu ($l=1,..., n$).

Pro generaci vstupních dat stochastických výpočtů metodou LHS byl vytvořen v prostředí jazyka Visual Basic pro aplikace (VBA) pod MS Excelem výpočetní modul, umožňující stanovení generovaných hodnot pod zvoleným typem rozdělení pravděpodobnosti a s využitím programového modulu UNISTAT je pak provedeno statistické zpracování takto generovaných hodnot.

Metoda plochy odezvy (Response Surface Sampling)

Základem uvedené metody je aproximace původního modelu odezvy jednodušším modelem , tzv. plochou odezvy, která by co nejlépe vyjadřovala odezvu systému na zadaná vstupní data. Místo původního složitějšího modelu odezvy jsou pak příslušné opakované parametrické výpočty realizovány s touto vhodně stanovenou plochou odezvy, což podstatně snižuje časovou náročnost simulace .

Aproximační plocha odezvy se stanovuje pomocí tzv.aproximačních bodů, které jsou získávány na základě výpočtů původním modelem odezvy. Čím složitější je tedy vyjádření této plochy odezvy, tím více aproximačních bodů je požadováno a tím více výpočtů původním modelem je nutno realizovat. Je důležité si uvědomit, že v tomto případě se však jedná o výpočty, jejichž výsledky slouží pouze k sestavení plochy odezvy, nejedná se tedy o vlastní simulační výpočty.

Nejčastěji je plocha odezvy popsána polynommickou funkcí 2. řádu:

$$\tilde{Y} = a + \sum_{i=1}^N b_i X_i + \sum_{i=1}^N \sum_{k=1}^N c_{ik} X_i X_k \quad (1)$$

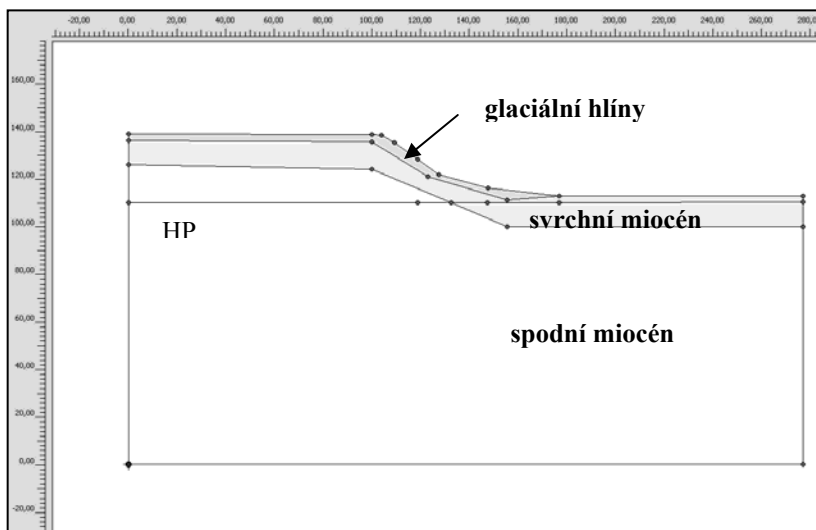
Vyšší stupně polynomu by již příliš zvyšovaly počet výpočtů nutných pro stanovení příslušných aproximačních bodů, a tím snižovaly efektivitu této metody. V mnoha případech lze však považovat určující konstanty c_{ik} , $i,k=1,...,N$ za nulové a definovat tak plochu odezvy 1. řádu.

STOCHASTICKÉ MODELOVÁNÍ SVAHU UJALA

Uvažovaný přírodní svah Ujala (v obci Doubrava na Karvinsku) , jehož geometrie je zobrazena na obr. 1, je tvořen třemi vrstvami zemin. Na povrchu je vrstva glaciálních hlín o mocnosti 3 - 5 m, pod nimi pak miocenní vrstvy, které jsou dále členěny na svrchní miocenní vrstvu (cca 10-12 m) a spodní miocenní vrstvu . Výška svahu je 25.5 m, svahové těleso je členěno na tři dílčí úseky s rozdílným sklonem. Největší úklon má svrchní část svahu $\alpha=35^\circ$, úklon střední části je 16° , úklon spodní části 7° .

Neukloněná horizontální hladina podzemní vody je lokalizována v hloubce cca 2.8 m pod výchozem vrstvy glaciálních hlín v patě svahu.

Cílem stochastického modelování bylo získat představu o pravděpodobnostním rozložení stupně stability uvažovaného svahového tělesa, a to z hlediska vlivu stochastického charakteru pevnostních parametrů horninového prostředí.



Obr.1 Základní geometrie svahu Ujala

Mezi vstupní parametry se stochastickým charakterem byly zařazeny pevnostní parametry:

- ☐ soudržnost materiálu jednotlivých vrstev horninového prostředí
- ☐ úhel vnitřního tření materiálu jednotlivých vrstev horninového prostředí

Ostatní geometrické a imateriálové charakteristiky modelu byly považovány za deterministické.

Toto dělení na deterministické a stochastické vstupní parametry bylo provedeno s ohledem na zaměření této stochastické stabilitní analýzy do oblasti stochastického vlivu variability materiálových pevnostních parametrů. Důvody tohoto zaměření se dají shrnout následovně:

1. primárně je řešena stabilita svahového tělesa, pro níž jsou právě pevnostní parametry rozhodující
2. aplikovaný programový systém Galena, který je dále, jako jedna z alternativ, využit ke statistickému vyhodnocení stupně stability svahového tělesa, zohledňuje ve svém specializovaném stochastickém modulu právě pouze tyto pevnostní parametry

Stochastické pevnostní vstupní parametry této úlohy jsou primárně dány dolními a horními mezemi výskytu daného vstupního parametru v analyzované lokalitě. Tyto meze výskytu daného pevnostního parametru byly převzaty z inženýrsko-geologických podkladů. Vzhledem k tomu, že nebyly k dispozici datové soubory, které by umožňovaly vyhodnotit příslušné distribuční funkce jednotlivých náhodných veličin vstupních parametrů v dané lokalitě, vycházím dále z poznatků uvedených v Interní zprávě grantu 103/99/1494 Statistická analýza mechanických vlastností vybraných hornin OKR (FAST, VŠB-TU Ostrava, 2000). V rámci uvedeného grantového úkolu byly na základě dodaných reálných datových souborů vyhodnoceny ve spolupráci s Ústavem geoniky AV ČR nejvhodnější distribuční funkce popisující rozložení pravděpodobnosti základních fyzikálních charakteristik horninových vrstev karvinské pánve. V souladu s očekáváním výsledek analýzy ukázal, že nejuniverzálnějším typem rozdělení pravděpodobnosti uvedených charakteristik horninového prostředí je rozdělení normální a dále se ukázaly jako velmi vhodná rozdělení lognormální a gamma. Na základě uvedených výsledků zmíněné stochastické analýzy byly při řešení této úlohy rozdělení pravděpodobnosti všech pevnostních náhodných veličin aproximovány normálním rozdělením pravděpodobnosti $N(\mu, \sigma^2)$.

Tab.1 Parametry normálního rozdělení stochastických pevnostních charakteristik horninového prostředí (Ujala)

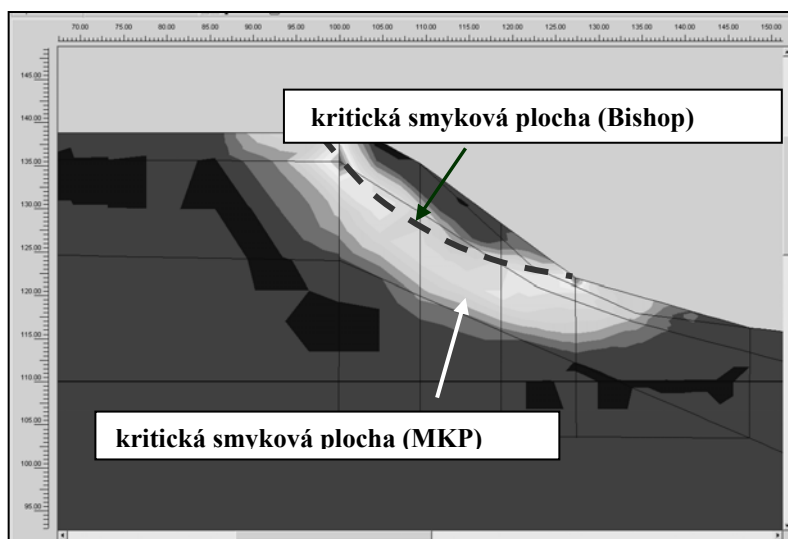
		1 glac. hlíny		2 miocen svrchní		3 miocen spodní	
parametry $N(\mu, \sigma^2)$		μ	σ	μ	σ	μ	σ
c	[kN/m ²]	21	1.7	12	1.3	50	3.3
ϕ	[°]	20	0.7	23	1	26	1

Celkem bylo analyzováno 5 simulačních variant, které se liší způsobem generace vstupních náhodných parametrů a způsobem stanovení příslušných hodnot náhodné veličiny odpovídající stupni stability (tj. způsobem stanovení odezvy). Přehled a charakteristiky jednotlivých variant jsou uvedeny v následující tabulce 2.

Modelové výpočty neprokázaly v tomto případě vliv variability pevnostních charakteristik na lokalizaci kritické smykové plochy, z tohoto hlediska se projevil pouze vliv typu výpočetní metody. Výchozí body smykové plochy jsou při aplikaci jak Bishopovy metody mezní rovnováhy, tak metody konečných prvků analogické, v případě metody konečných prvků je však kritická smyková plocha hlubší a zasahuje do poloviny mocnosti svrchní miocenní vrstvy (obr. 2).

Tab.2 Přehled analyzovaných simulačních variant

Simulační varianta	Typ metody generace (počet generovaných hodnot)	Způsob stanovení odezvy
1	LHS(22)	pgm. GALENA (metoda mezní rovnováhy)
2	LHS(22)	plocha odezvy stanovená pgm. GALENA
3	LHS(22)	pgm. PLAXIS (metoda konečných prvků)
4	LHS(22)	plocha odezvy stanovená pgm. PLAXIS
5	MC(25000)	pgm. GALENA (metoda mezní rovnováhy)



Obr.2 Lokalizace kritické smykové plochy

Simulace ve variantách 2 a 4 byly prováděny na odpovídajících plochách odezvy ve tvaru polynomu 1. řádu. Odezvové plochy byly tedy jednoznačně určeny 7 aproximačními body, které byly stanoveny výpočtem stupně stability pomocí programu GALENA resp. programu PLAXIS.

Konkrétní tvary ploch odezvy jsou následující:

varianta 2:

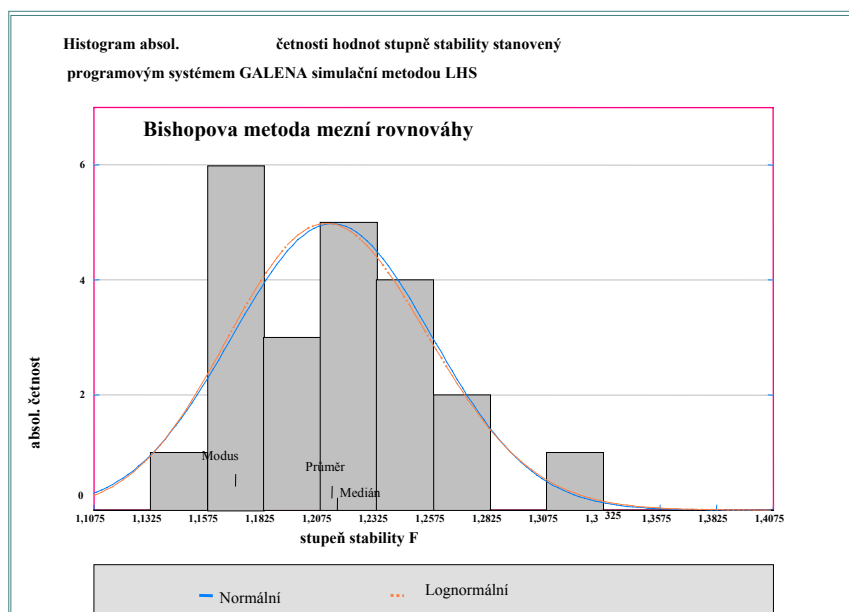
$$\tilde{Y} = F = -0.1919 + 0.0106 c_1 + 0.017 c_2 - 0.002 c_3 + 0.0149 \varphi_1 + 0.0239 \varphi_2 + 0.009 \varphi_3 \quad (2)$$

varianta 4:

$$\tilde{Y} = F = -0.235 + 0.003125 c_1 + 0.02529 c_2 - 0.00229 c_3 + 0.00748 \varphi_1 + 0.0278 \varphi_2 + 0.015 \varphi_3 \quad (3)$$

Hodnoty koeficientů plochy odezvy potvrzují v obou variantách dominantní vliv pevnostních parametrů c_2 , φ_2 svrchní miocenní vrstvy, kterou kritická smyková plocha z největší části prochází.

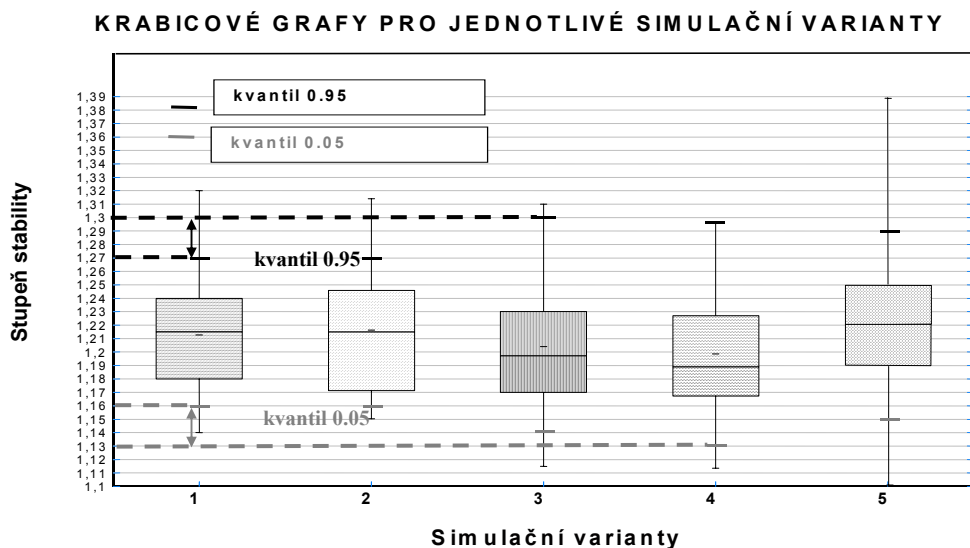
Následující obr. 3 ilustruje histogram absolutních četností hodnot stupně stability odpovídající simulační variantě č. 1



Obr.3 Histogram abs. četností stupně stability svahu Ujala (simulační varianta 1)

POROVNÁNÍ VÝSLEDKŮ JEDNOTLIVÝCH SIMULAČNÍCH VARIANT

Základní kvantitativní porovnání statistických charakteristik jednotlivých simulačních variant je provedeno ve formě krabicových grafů na obrázku č. 4.



Obr.4 Grafické porovnání ve formě krabicových grafů odpovídajících jednotlivým realizovaným simulačním variantám

ZÁVĚR

Na základě výše uvedených kvantitativních statistických charakteristik souborů odpovídajících simulačním variantám 1-5 lze formulovat následující závěry:

- ☐ průměrná hodnota stupně stability se pohybuje v rozmezí 1.2 - 1.22, rozdíly v jednotlivých simulačních variantách jsou tedy z hlediska praktického minimální
- ☐ rozptyl hodnoty stupně stability se pohybuje v rozmezí 0.0018 – 0.0026, minimální hodnoty dosahuje v případě varianty č. 5, maximální hodnoty odpovídá variantám 3 a 4 (tedy variantám, založeným na výpočtu stupně stability metodou konečných prvků)
- ☐ směrodatná odchylka nabývá hodnot v rozmezí 0.043 – 0.051, minimální a maximální hodnota tohoto parametru odpovídá stejným variantám jako v případě rozptylu
- ☐ extrémních hodnot stupně stability $F_{min}=1.06$, $F_{max}=1.39$ je dosaženo ve variantě č. 5, avšak, jak vyplývá z hodnot kvantilů $F_{0.05}$ a $F_{0.95}$, těchto hodnot je dosaženo již s velmi malou pravděpodobností. Toto maximální rozpětí v případě této varianty č. 5 souvisí, mimo jiné, rovněž s tím, že v případě generace metodou Monte Carlo stochastický modul programového systému GALENA provádí generaci s využitím celého definičního oboru příslušné distribuční funkce daného vstupního parametru. Aplikovaná metoda LHS využívá znalosti krajních mezí výskytu daného parametru a pracuje s redukovanou distribuční funkcí na intervalu odpovídajícímu reálnému výskytu daného parametru.
- ☐ rozdíly v hodnotách kvantilů $F_{0.05}$ a $F_{0.95}$ mezi jednotlivými simulačními variantami dosahují maximálně hodnoty 0.03, nejsou tedy výrazné. Extrémních hodnot kvantilů je dosaženo v případě simulační varianty č. 4, která pracuje s plochou odezvy stanovenou na základě metody konečných prvků. Z hlediska praktického lze konstatovat, že s pravděpodobností 90% se budou hodnoty stupně stability ve variantě č. 4 při daných deterministických i stochastických vstupních parametrech pohybovat v rozmezí 1.13 - 1.3.
- ☐ i přes rozdílnost výpočetních metodik z porovnání výsledků plyne, že všechny simulační varianty č.1-5 dávají z hlediska praktického téměř shodnou stochastickou kvantifikaci stupně

stability analyzovaného svahového tělesa, a to jak z hlediska jeho průměrné hodnoty , tak i příslušných kvantilů. Ve variantě č. 1 a 3 však bylo nutno příslušným modelem odezvy (metoda mezní rovnováhy, metoda konečných prvků) realizovat všech 22 parametrických výpočtů , v případě variant č. 2 a 4 pouze 7 parametrických výpočtů pro stanovení plochy odezvy (simulace pak probíhala na ploše odezvy), ve variantě č. 5 se realizovalo 25000 parametrických výpočtů simulační metodou Monte Carlo za předpokladu modelu založeném na Bishopově metodě mezní rovnováhy.

LITERATURA

- [1] BOWLES, D., HON-YIM KO (ed.). Probabilistic Characterization of Soil Properties: Bridge Between Theory and Practice. New York: American Society of Civil Engineering, 1984. 185 s. ISBN 0-87262-398-X.
- [2] LI, K.S; LO, S-C,R. (ed.); Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering. Rotterdam:Balkema, 1993. 333 s. ISBN 90-5410 303 5
- [3] MAREK, P., BROZETTI, J., GUŠTAR, M. (ed.). Probabilistic Assesment of Structures: Background, Exercises and Software. Praha: ÚTAM AVČR, 2001. 469 s.ISBN 80-86246-08-6
- [4] ZAMAN, M., GIODA, G., BOOKER, J. Modeling in Geomechanics. Wiley, 2000. 689 s. ISBN 0 471 49218 3
- [5] BULL, John,W. Numerical analysis and modelling in geomechanics. Spon Press,2003. 368 s. ISBN 0 415 24328 9

Reviewer: Ing. Jaroslav Ryšávka, Ph.D. –UNIGEO Ostrava

Hynek LAHUTA¹

**PŘÍSPĚVEK K VYUŽITÍ STATICKÉ PENETRACE PRO STANOVENÍ
SMYKOVÉ PEVNOSTI ZEMIN**

Abstract

Cone Penetration Testing is the most versatile device for soil investigation. Without disturbing the ground, it provides information about soil type, geotechnical parameters like shear strength, density, elastic modulus, rates of consolidation, etc. Further on, as it can be seen as a small scale test pile, it is the best and most cost-effective device to design piled foundations. Even the settlement of piles can be linked to CPT-data, especially in sand. For more unpredictable soils, like clay and chalk, research is needed. Hereby CPT with pore pressure measurement is of essence. If one corrects the measured tip resistance with the pore water pressure, piles in clay can also directly be designed from CPT.

Penetrační zkouška je univerzální prostředek pro průzkum podloží. Bez jeho porušení poskytuje informaci o druhu zeminy, geotechnických parametrech jako smykové pevnosti, hustotě, modulu pružnosti, stupně konsolidace, atd. Dále je vhodná, jak vyplývá z výsledků zatěžovacích zkoušek pilot, i pro navrhování pilotových základů. S využitím penetračních výsledků lze i počítat předpokládané sedání piloty (zvláště v písčitých zeminách). Pro jílovité zeminy (jíl) a organické (rašelina), je potřeba dále metodiku výzkumu zpřesňovat. Navíc lze CPT měření rozšířit o měření dalších veličin, zejména pórového tlaku. Jestliže je provedeno alespoň jedno správné měření pórového tlaku, pak například navrhování pilot v jílovitých zeminách vychází přímo z dat CPT měření. Se základním penetračním měřením, lze využít hrotu doplněného dalšími detektory. Jedná se o výsledky z měření rychlosti seismických vln (seismic cone), měrného odporu, vrtulkové zkoušky, odběru vzorků, chemické složení, měření hydraulické vodivosti, uhlovodíkové sondování. Nejnovějším vývojem prochází televizní hroty (video-hroty) s kterými můžeme sledovat přímo události při penetrování.

Statická penetrační zkouška se dá aplikovat někdy i pro doporučené zemní konstrukce, ale je potřebné zpřesnění korelačních závislostí mezi penetračními odpory a potřebnými hodnotami. Pro sestavení takovýchto korelačních vztahů jsou potřebné finance na experimentální měření. Existují některé zahraniční firmy, které mají v této oblasti zkušenosti, ale z komerčního hlediska nezveřejňují získané korelační vztahy. Tento referát uvádí přehled a vývoj penetračních zařízení, nastiňuje teoretické vztahy plasticity za použití teorie deviátorů s aplikací pro podmínky panující pod hrotem při měřeních, vliv vody a okamžik zastavení penetrometru, interpretaci naměřených dat s využitím matematického modelování a grafické závislosti z něho vyplývající. Tato interpretace spočívá ve stanovení pevnostních vlastností podložních vrstev z výsledků statické penetrace.

**APLIKACE TEORIE PLASTICITY PŘI POSUZOVÁNÍ PEVNOSTNÍ A PŘETVÁRNÉ
CHARAKTERISTIKY ZEMIN**

Specifickou vlastností zemin a hornin je změna jejich struktury i při relativně nízkém zatížení, kdy má skelet zeminy (konstrukce) ještě značnou rezervu únosnosti a dostatečný stupeň bezpečnosti. Tyto strukturní změny podmiňují nelineární chování těchto materiálů a závislost procesu přetváření na dráze napětí. Fyzikálně-mechanické parametry geomateriálů (zemín a hornin) jsou pak závislé nejen na dosaženém stavu napjatosti, nýbrž také na dráze napjatosti, která k danému stavu vedla.

¹ Doc. ng., Dr., Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební VŠB-TU Ostrava, L. Poděště 1875, Ostrava-Poruba, tel:596991946, e-mail: lah43@vsb.cz

Obecný stav napjatosti je obvykle vyjádřen tzv. tenzorem napětí. Matematický konstitutivní model popisuje vztah mezi napětím, přetvořením a časem při přetváření a porušení materiálů (látek). Důsledkem strukturních změn geomateriálů je nevratnost převážné části přetvoření. Z toho vyplývá, že jejich chování nelze postihnout vztahy klasické teorie pružnosti, nýbrž nutno aplikovat vztahy teorie plasticity nebo vztahy hypoelastické (kvazielastické), které vyjadřují vztah mezi přírůstkem napětí a přírůstkem přetvoření, přičemž přetvárné parametry jsou funkcí napětí.

Pro procesy přetváření jílovitých a podložních zemin, resp. hornin, tedy neplatí obecné zákonitosti teoretické mechaniky používané při pevnostních výpočtech konstrukcí nebo strojních součástí. Deformační schopnost a změnu napjatosti jílovitého masivu je nutno vztahovat na celkové přetvoření, složené z přetvoření pružného, vazkého, plastického, či kombinovaného, vyvolaného účinkem vnějších a vnitřních sil. Pružno-plastická deformační schopnost proto bývá nahrazena tzv. lineární deformační schopností se specifickým fyzikálním významem. Důležitou vlastností jílovitých zemin je jejich plastičnost, kterou je nutno chápat jako určitý fyzikální stav závislý především na petrografickém složení, struktuře a podmínkách přetváření. Určitým kritériem plastičnosti je vytvoření smykové plochy v místě, kde přetvoření dosáhlo takového stupně, že došlo k porušení soudržnosti. K takovému porušení může docházet podél dislokačních ploch na hranicích zrn nebo kusů. Druhý případ je znakem „čistého“ plastického porušení.

Z matematické teorie plasticity vyplývá, že obecný stav napjatosti lze s výhodou vyjádřit pomocí tzv. tenzoru napětí a obecně je pro vznik plastického stavu rozhodující buď maximální oktaedrické napětí nebo intenzita napětí [20]. Podle toho rozeznáváme dvě nejčastěji používané hypotézy plasticity a to teorii **konstantního maximálního smykového napětí** ($\max|\tau_{okt}| = konst = k$.) nebo **hypotézu konstantní intenzity tangenciálního napětí** ($\sigma_i = konst = k$).

Veličiny τ_{okt} a σ_i určují tedy podmínky, vycházející ze stavu napjatosti, kdy dochází ke vzniku plastických deformací. Podmínky stavu napjatosti na oktaedrických rovinách, za kterých jsou možné velké plastické deformace bez nebezpečí porušení soudržnosti, jsou stanoveny:

1. velikostí oktaedrického smykového napětí, resp. velikostí intenzity smykových napětí, které rozhodují o vzniku plastického stavu, ale existuje-li takovýto stav, mají už podle obou uvedených hypotéz plasticity konstantní velikost a nemohou určovat další rozvoj plastické deformace.
2. velikostí normálového oktaedrického napětí, na kterém je závislá velikost plastické deformace. Toto napětí je rozhodující kritériem posuzování přetvárnosti zemin.

K objasnění vlivu normálového oktaedrického napětí možno použít obecně známého matematického postupu, za pomoci tenzoru hlavních napětí, kulového tenzoru a deviátoru napětí. Pro skalární součty vektoru složek ve směru hlavních os pak platí vztahy

$$\sigma_1 = \sigma_{okt} + d_1$$

$$\sigma_2 = \sigma_{okt} + d_2$$

$$\sigma_3 = \sigma_{okt} + d_3$$

Z toho je zřejmé, že deviátor napětí určuje povahu (druh) stavu napjatosti. Složky deviátoru napětí tedy určují, která ze složek $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ bude větší nebo menší než nula, tj. která bude tahová, tlaková nebo dokonce nulová. Z výše uvedené rovnice tak vyplývají tři kombinace vzájemných vztahů mezi složkami deviátoru: tahové deviátorové schéma, tlakové deviátorové schéma a smykové deviátorové schéma.

Možno tedy konstatovat, že čím větší je hodnota σ_{okt} , tím se zlepšuje plastičnost materiálu. Zvětšení hodnoty normálového oktaedrického napětí má za následek zvětšení deformačního odporu, jehož měřítkem je však změna intenzity napětí.

U materiálů obvykle plastických se zvýšení normálového oktaedrického napětí projevuje tak, že se jím potlačuje vliv tahových napětí a podporuje vliv tlakových napětí, čímž se vytvářejí příznivé podmínky pro velké plastické deformace. Zároveň je však velkým zvýšením hodnoty tlakového normálového oktaedrického napětí potlačována možnost vzniku poruch uvnitř zrn (kusů), které mají za následek vyčerpání plastičnosti.

Matematicky a geomechanicky zdůvodnitelným ukazatelem je poměr oktaedrických napětí, který bývá také nazýván oktaedrickým úhlem vnitřního tření, resp. jeho tangentou

$$\operatorname{tg} \varphi_{okt} = \frac{\sigma_i}{\sigma_{okt}}.$$

Platí: čím menší algebraická hodnota $\Rightarrow$ tím plastičtější chování.

Přijmeme-li jako pracovní představu počátku a průběhu porušení jílovité zeminy pružnoplastický model, je možno počátek porušení charakterizovat vztahem (obr. 2.1.)

$$\tau_{oktm} = \frac{\sigma_{okt} \cdot \operatorname{tg} \varphi_{okt}}{\gamma_m}$$

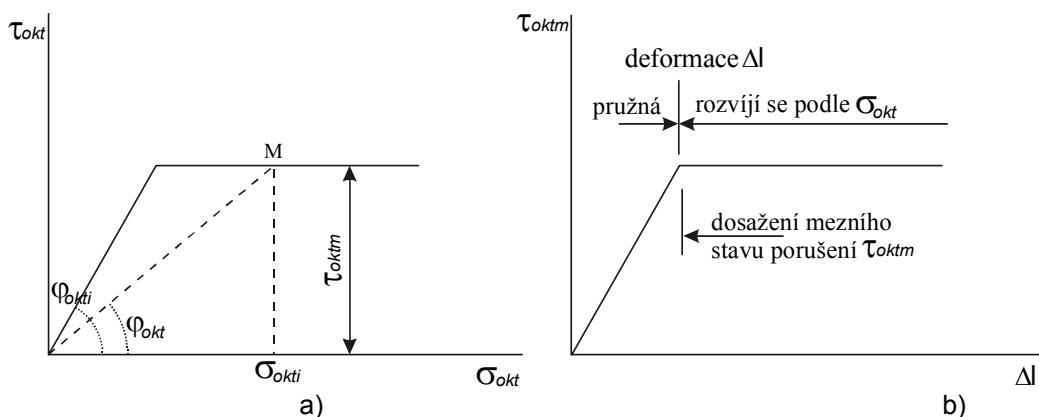
kde γ_m je součinitel podmínek působení.

Stejnou závislost můžeme aplikovat i pro případ porušení na libovolné smykové ploše charakterizované normálovým napětím σ_i

$$\tau_m = \sigma_i \cdot \operatorname{tg} \varphi'_i; \quad \operatorname{tg} \varphi'_i \cong (0,10 - 0,35) \operatorname{tg} \varphi_{okti}$$

Kromě jiného nahradíme tímto způsobem složitější vyjádření pomocí soudržnosti c a úhlu vnitřního tření φ .

Při $\tau_m = \text{konst.}$ je pak proměnnou veličinou jak σ_i , tak φ'_i .



Obr.2.1. a) Vyjádření pevnosti pomocí oktaedrického úhlu vnitřního tření b) Idealizovaný záznam penetrační zkoušky

Tím je vysvětlena fyzikální podstata použití tečných a normálových oktaedrických napětí, která je aplikována při interpretaci výsledků penetračních zkoušek a metody stabilitních řešení MON (metoda oktaedrických napětí). Teoreticky lze dokázat, že v procesu plastického přetváření vyznačující se velkými deformacemi, lze stav napjatosti definovat kulovým (objemovým) tenzorem napětí. Z této priority objemového tenzoru napětí vyplývá, že rozhodujícím napětím charakterizujícím proces přetváření po dosažení mezního stavu je normálové oktaedrické napětí (obr.2.1.b), působící kolmo na roviny, svírající s osami hlavních napětí stejný úhel. Dosažení mezního stavu je přitom jednoznačně definováno mezní hodnotou smykového oktaedrického napětí τ_{oktm} . Stěžejním problémem však je způsob stanovení mezních hodnot těchto napětí v daných geologických podmínkách. Laboratorní způsob vyžaduje provedení složitých triaxiálních zkoušek, při vzniku těžko napodobitelných fyzikálně-mechanických vlastností geomateriálů a skutečných podmínek ve kterých se nacházejí (vlhkost, stupeň konsolidace, dráhy napětí apod.). Další možností je stanovení mezních hodnot oktaedrických napětí pomocí terénních měření. Z více prověřovaných metod se ukázala jako nejvhodnější metoda hloubkové statické penetrace, která v podstatě charakterizuje pevnostní vlastnosti materiálů a stav napjatosti při porušení soudržnosti. Při interpretaci penetračních zkoušek jsou využívány některé principy hodnocení prostorového stavu napjatosti z hlediska mezního stavu plasticity, či porušení.

Z výše uvedeného lze shrnout, že výzkumem vlastností zemin, při znalosti procesu přetváření v podmínkách prostorového stavu napjatosti, je možno řešit i některé aktuální problémy rovinného posuzování geotechnických úloh (např. stability zemních těles). Nové metody řešení s využitím výpočetní techniky poskytují celou řadu dosud nevyužitých možností. Tyto metody však předpokládají mnohem hlubší znalosti o procesu přetváření v závislosti na geomechanických vlastnostech zeminy. Víme-li, že např. jílovité (soudržné) zeminy se chovají především plasticky, je nutné je z tohoto pohledu také zkoumat s využitím všech dostupných teoretických možností. Zde narážíme na problém způsobu získání vlastností zemin, při současné znalosti prostorového stavu napjatosti a aplikaci výše uvedených vztahů. Jedním z řešení způsobu získání vlastností je penetrační sondování.

VÝVOJ A METODIKA STATICKÝCH PENETRAČNÍCH ZKOUŠEK

Jméno Barentsen je spojeno se zavedením kvazistatické penetrační zkoušky (PCT – Cone Penetration Test). První ruční mechanický penetrometr byl vyvinut v Holandsku (laboratoř mechaniky zemin – Delft) v roce 1946, o dva roky později byl zdokonalen z hlediska tlačné kapacity (100 kN). Hroty prošly svým vývojem (tvar, tlačná kapacita, počet měřených veličin) až k dnešní podobě např. na obrázku 2.1.



Obr.2.1 Penetrometr Pagami T6 63 pro realizaci statické i dynamické penetrace (vpravo - použitý typ hrotu a rotační hlavy)

Vlastní provádění zkoušky lze shrnout do několika bodů, které by měly obsahovat výběr místa, ukotvení soupravy, přezkoušení aparatury, vlastní zatlačování a jeho ukončení, interpretace. Standardizace statických penetračních zkoušek byla jedním z důležitých milníků pro uznání této metodiky v různých zemích. Základními typy je statická, dynamická, standardní a tíhová. Pro takto označenou statickou penetraci platí, že se jedná o průběžnou penetraci uskutečňovanou z povrchu terénu přístrojem, který je vybaven penetračním hrotem ve tvaru kuželové špičky s definicí dvou základní veličin: měrný odpor na hrotu q_{st} (podíl celkového odporu na hrot Q_c a plochy příčného řezu A) a měrné lokální plášťové tření f_s (podíl celkového odporu Q_s a plochy příčného řezu A)

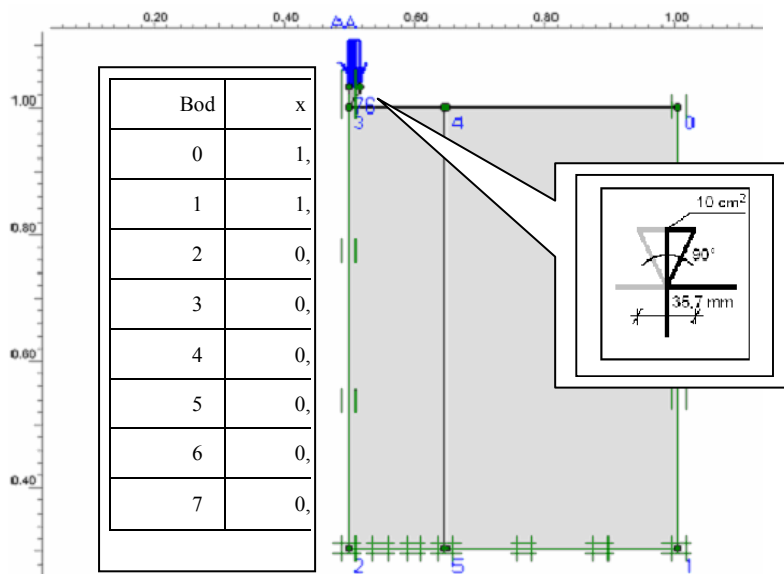
$$q_{st} = \frac{Q_c}{A} \qquad f_s = \frac{Q_s}{A}$$

Standardní doporučená rychlost zatlačení je $2 \text{ cm s}^{-1} \pm 0,5 \text{ cm s}^{-1}$. Údaje musí být naměřeny na každých 20 cm vniku, Podrobnější informace o metodice viz Eurocode 7 [25].

MODELOVÁNÍ POMOCÍ PROGRAMOVÉHO SYSTÉMU PLAXIS

Programový systém PLAXIS [8] byl speciálně vyvinutý pro deformační a stabilitní analýzu geotechnických úloh a je založen na numerické metodě konečných prvků. Jedná se o komplexní výpočetní systém, jenž umožňuje simulaci nelineárního chování zemin, dává možnost modelovat jak hydrostatické, tak i hydrodynamické účinky vody v zeminách a také vzájemnou interakci mezi konstrukcí (výztuž, kotvy, geotextilie, stěna). Součástí programu je automatický generátor sítě konečných prvků s možností globálního či lokálního zjemnění sítě. Kromě trojúhelníkových prvků s 6-ti uzly (s polynomm 2. stupně pro trojúhelníky) jsou k dispozici rovněž 15-ti uzlové trojúhelníkové prvky s kubickým polynomm.

Základní geometrie osově symetrického modelu je tvořena tělesem o rozměrech 0,7 x 0,5 m rozděleným na 2 části, o šířce 0,15 m (v prostoru pod působením hrotu) a 0,35 m okolní zeminou. Důvodem rozdělení bylo zjemnění hustoty sítě v oblasti pod hrotem (zájmová oblast).



Obr.3.1 Schéma modelu

Geometrie ocelového hrotu odpovídá standardním rozměrům: průměr hrotu $d = 35,7 \text{ mm}$, průřezová plocha $A = 10 \text{ cm}^2$, vrcholový úhel hrotu 90° (obr. 3.1).

Principem statické penetrační zkoušky je zatlačování hrotu do zeminy konstantní rychlostí, při níž se mění síla působící na hrot. Mění se sílu představovaly při modelování v Plaxisu jednotlivé fáze. Výpočet byl prováděn pro těleso obsahující zeminu s měnící se kombinací parametrů: modulu pružnosti E , soudržnosti c , úhlu vnitřního tření φ , jak je zřejmé z tab. 3.1. Jednotlivé výpočty zahrnovaly standardní postup při práci s Plaxisem s tím, že ve výpočtové části programu se s rostoucím pořadím fáze zvyšovalo zatížení působící na plochu hrotu o 1 kN (resp. 1 kPa). Hodnota zatížení byla přidávána tak dlouho, dokud nedošlo k porušení zeminy a tedy proces výpočtu pro danou fázi nebyl programem dokončen. Ve výstupech pak byly sledovány výsledné závislosti podrobně rozpracované v kapitole 4. Jednalo se zejména o závislost zatlačení penetračního hrotu na penetračním odporu (použitém zatížení a na maximálních efektivních napětích pro měnící se vlastnosti zemín (tab. 3.1).

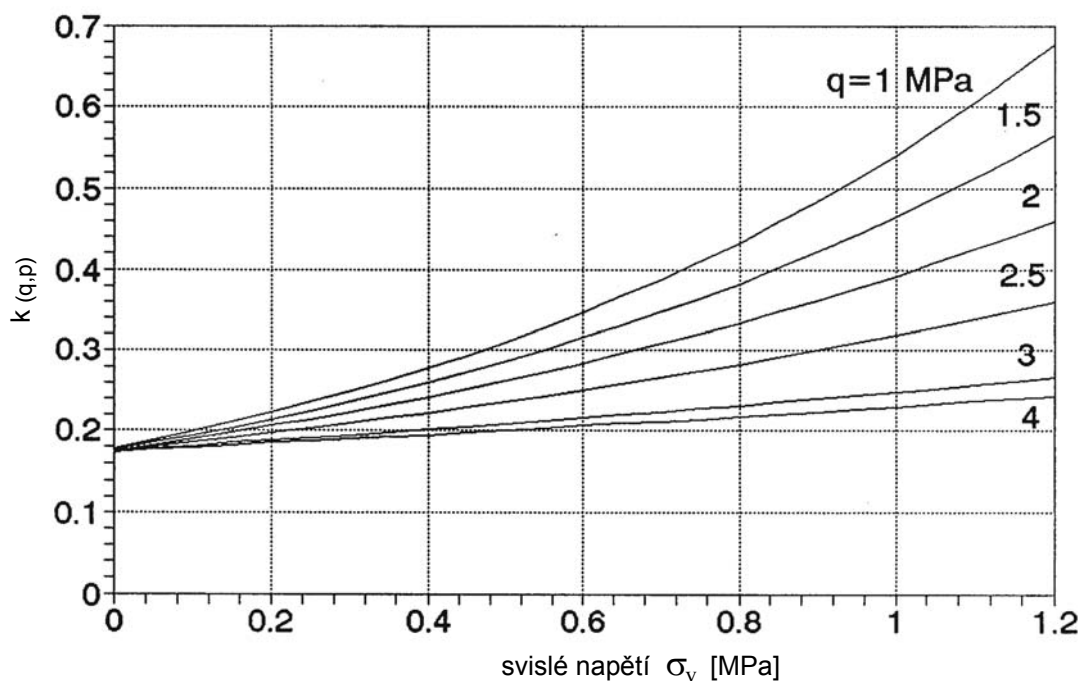
Tab.3.1 Parametry materiálů vstupující do výpočtu

materiál	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	k_x [m/den]	k_y [m/den]	ν [-]	E [MPa]	c [kPa]	φ [°]
zemina	16,5	20,5	$8,64 \cdot 10^{-7}$	$8,64 \cdot 10^{-7}$	0,35	1, 5, 10, 15	4, 7, 10, 13	13, 16, 19, 22, 25, 28
ocel	76,0	76,0	0	0	0,25	$2,1 \cdot 10^5$	$1 \cdot 10^4$	54

VYHODNOCENÍ VÝSLEDKŮ STATICKÝCH PENETRAČNÍCH ZKOUŠEK

Na základě matematického modelování byly sestaveny regresní závislosti:

$$\tau_{om} = f(\sigma_v, q_s) = k_{(q,p)} \cdot q_s \quad \sigma_o = (\sigma_v, q_s) = k_{(o,\sigma)} \cdot q_s$$



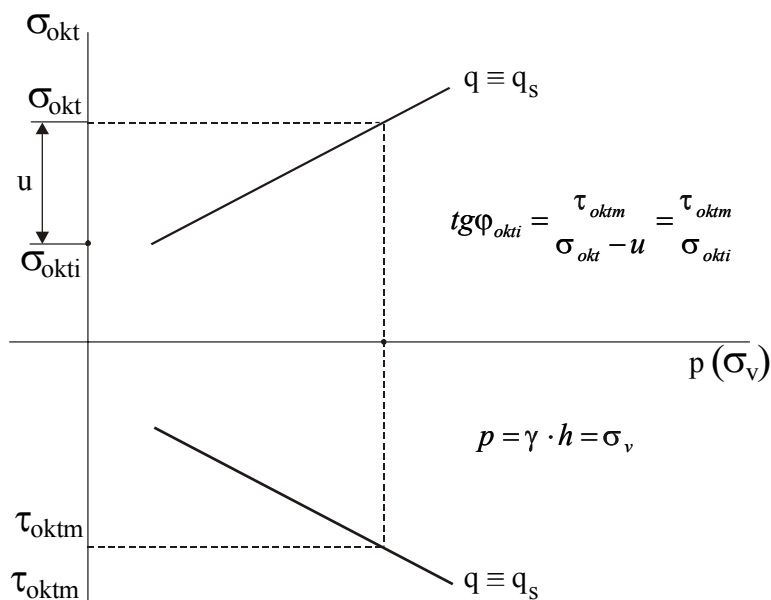
Obr.4.1 Graf ke stanovení součinitele $k_{(q,p)}$ ($\tau_{oktm} = k_{(q,p)} \cdot q$)

a grafy k přímému určení τ_{om} a σ_o v závislosti na svislém napětí v zemině $\sigma_v = \gamma \cdot h$ (viz obr.4.1.).

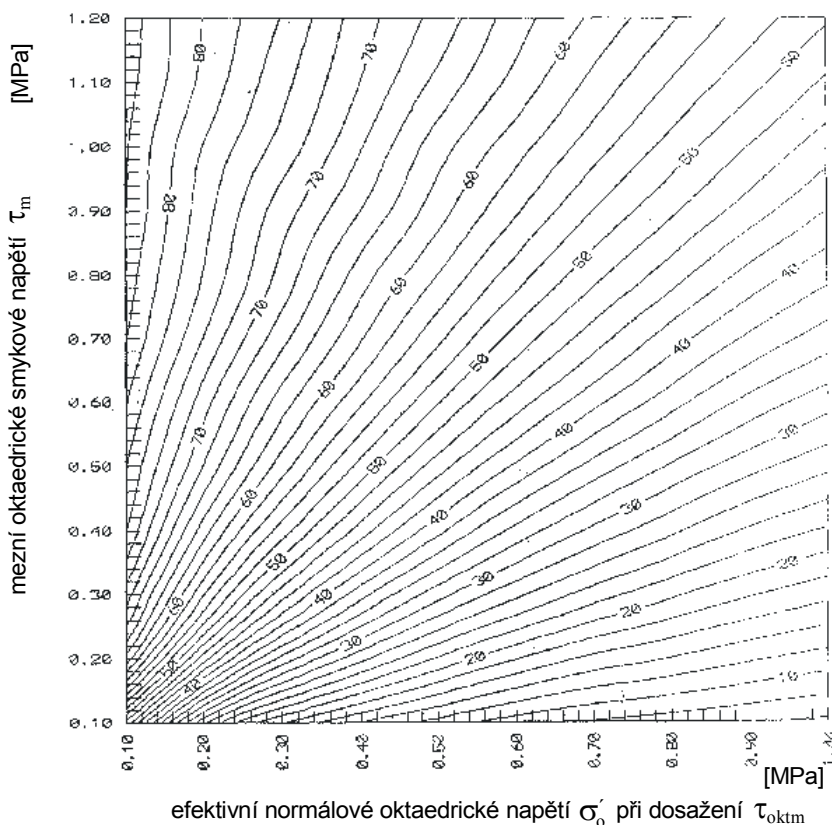
Takto stanovené hodnoty τ_{om} a σ_o (při penetraci) můžeme již přímo využít k určení φ_{okti} (efektivní úhel oktaedrické smykové pevnosti) postupem znázorněným na obr.4.2. Výsledkem řešení je také graf na obr.4.3, ze kterého můžeme, při znalosti $\sigma_{okti} = \sigma_{okt} - u$ a τ_{oktm} , určit velikost efektivního oktaedrického úhlu pevnosti φ_{okti} .

Vliv pórového tlaku a velikosti φ_{okti} můžeme přibližně určit také ze vztahů plynoucích ze závislosti efektivního oktaedrického úhlu pevnosti. Při rovnosti $\tau_o = \tau_{okt}$, $\sigma_o = \sigma_{okt}$, $\varphi_o = \varphi_{okt}$ a $\varphi_o' = \varphi_{okti}$ tedy

$$\frac{\tau_{oktm} + \Delta\tau_o}{\tau_{oktm}} = k_z = 1 + \frac{x \cdot \operatorname{tg} \varphi_o}{\tau_{oktm}} = 1 + \frac{u \cdot \operatorname{tg} \varphi_o'}{q_s \cdot k_{(q,p)} \cdot \varphi_o} = 1 + \frac{\Delta\tau_o}{q_s \cdot k_{(q,p)} \cdot \varphi_o}$$



Obr.4.2 Zobrazení určení φ_{okti}



Obr.4.3 Graf k určení úhlu efektivní oktaedrické smykové pevnosti φ_{okti}

Velikost efektivního úhlu oktaedrické smykové pevnosti tedy závisí na velikosti pórového tlaku v místě penetrace ($u = u_q + u^s$) a velikosti totálního oktaedrického normálového napětí $\sigma_o = q_s \cdot k_{(o,\sigma)}$. Ať použijeme postup podle obr.4.1, nebo analytické vyjádření, musíme získaný efektivní úhel oktaedrické smykové pevnosti φ'_o transformovat na efektivní úhel pevnosti φ_o . K tomu využijeme známý vztah mezi smykovými napětími a při rovnosti sil porušení na smykových plochách platí

$$\frac{\sigma_o \cdot \operatorname{tg} \varphi'_o}{\gamma_m} = \frac{2\sqrt{2}}{3} \sigma_v \cdot \operatorname{tg} \varphi' \sqrt{3}$$

kde γ_m - součinitel spolehlivosti metody, pro účely např. návrhu základů, nebo stability svahů, se doporučuje uvažovat jeho hodnotu v rozmezí 1,3 – 1,5

pak

$$\sigma_o = \sigma_v \frac{(1 + 2K_b)}{3} \quad \operatorname{tg} \varphi' = \operatorname{tg} \varphi' = \frac{\sigma_o \cdot \operatorname{tg} \varphi'}{1,633 \cdot \sigma_v} = \frac{\sigma_v (1 + 2K_b) \operatorname{tg} \varphi'_o}{3 \cdot 1,633 \cdot \sigma_v \cdot \gamma_m} = \frac{(1 + 2K_b) \operatorname{tg} \varphi'_o}{4,9 \cdot \gamma_m}$$

K_b - součinitel bočního tlaku $\left(K_b = K_o = \frac{\mu}{1-\mu} \right)$

Pro	$K_o = 0,4$	$\Rightarrow$	$\sigma_o = \sigma_v \cdot 0,6$
	$K_o = 0,5$	$\Rightarrow$	$\sigma_o = \sigma_v \cdot 0,66$
	$K_o = 0,6$	$\Rightarrow$	$\sigma_o = \sigma_v \cdot 0,73$
	$K_o = 0,7$	$\Rightarrow$	$\sigma_o = \sigma_v \cdot 0,8$
	$K_o = 0,8$	$\Rightarrow$	$\sigma_o = \sigma_v \cdot 0,86$

Uvedeným postupem získáme z hodnot penetrační pevnosti q_s a známého pórového tlaku u postupně

$$\tau_{oktm} = k_{(q,p)} \cdot q_s \quad \sigma_o = k_{(q,p)} \cdot q_s \quad tg\varphi'_o = \frac{\tau_{oktm}}{\sigma_o - u}$$

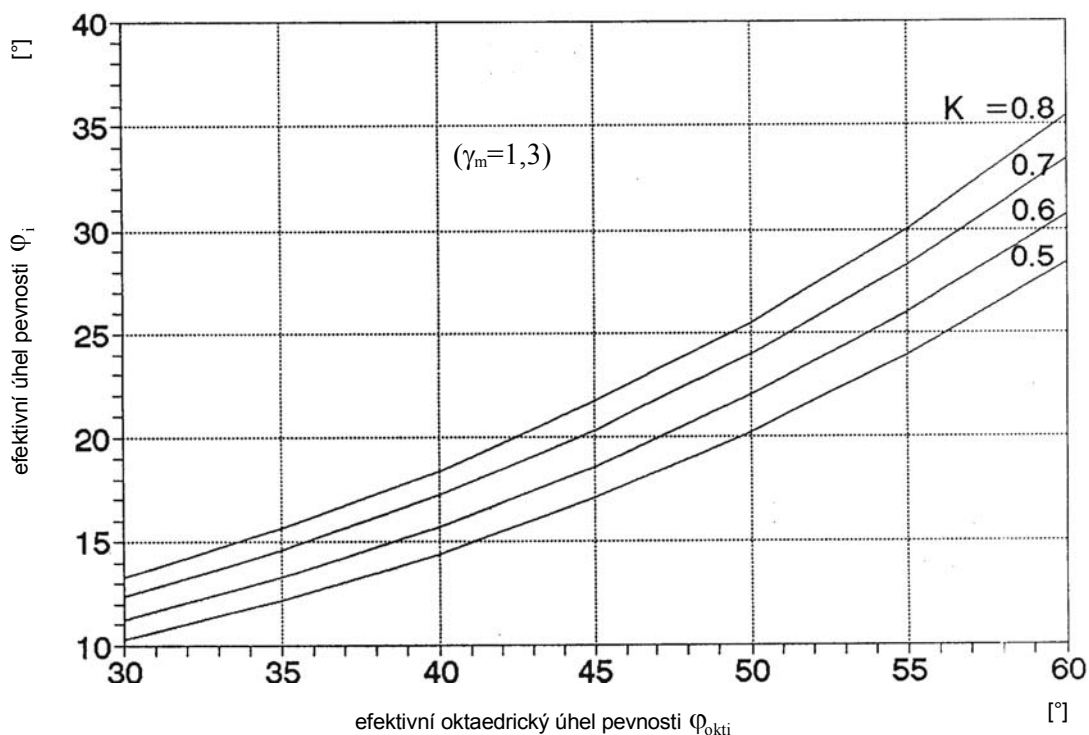
$$\varphi' = arctg(k \cdot tg\varphi'_o)$$

velikost součinitele k závisí na velikosti součinitele bočního tlaku K_b .

Příklad velikosti $\varphi' = \rho'$ vypočteného z odvozených vztahů pro $\gamma_m = 1,3$ je na obrázku č.4.4. Popsaný algoritmus řeší stanovení velikosti $\varphi' = \varphi_m$ pro hodnotu obecného svislého napětí σ_v . Druhý parametr pevnosti (c') můžeme určit ze vztahu

$$c' = \left(\tau_{oktm} - \sigma_v \cdot tg\varphi' \right) \frac{1}{\gamma_m} = c'_n$$

a získané hodnotě c přiřadit normový význam ($c' = c'_n$). Stejný význam (normovou hodnotu) přiřadíme parametru $\varphi' = \varphi'_n$.



Obr.4.4 Graf k určení úhlu efektivní oktaedrické smykové pevnosti φ_{oki}

Uvedený algoritmus hodnocení výsledků statické penetrační zkoušky nám tedy umožňuje explicitní stanovení parametrů smykové pevnosti bez použití nespolehlivých korelačních závislostí. Důležitou skutečností přitom je, že uvedené postupy vycházejí z výsledků přímých měření. Korelaci jak známo jsou použitelné či byly empiricky získány v rámci určitého regionu. Postupy přitom velmi snadno umožňují zpřesnit získané výsledky formou aplikace součinitelů spolehlivosti, jestliže je indikován nějaký rozpor ve výsledcích polních a laboratorních měření.

ZÁVĚR

Statická penetrační zkouška patřila v minulosti do skupiny doplňkových terénních zkoušek, v dnešní době se toto zařazení posunuje spíše k samostatné metodě, zvláště pro inženýrskogeologický průzkum. Možnosti uplatnění statické penetrační zkoušky je podmíněno jednak vhodným přístrojovým vybavením, ale i přírodními podmínkami, které umožňují tento typ zkoušek realizovat. Aplikace jsou úspěšné v nesoudržných (písky, jemnozrnné až středně zrné štěrky) a soudržných zeminách. Obecně z vlastností zemin se z výsledků penetračních měření sledují u soudržných zemin konzistence, soudržnost (totální) a modul deformace, u nesoudržných hutnost, úhel vnitřního tření (efektivní) a deformační modul. Kromě těchto konkrétních vlastností, lze výsledky úspěšně aplikovat při navrhování hloubkových a plošných základů. Penetrační diagramy jsou už ve svojí prvotní podobě velmi názorné, což umožňuje přímo na staveništi řešit některé zásadní otázky, které se týkají dalšího postupu geologických a stavebních prací. Pro získání komplexního pohledu na využití statické penetrace, je třeba se podívat i na ekonomickou stránku daného problému. Podle zkušeností s provozováním souprav, je jejich relativně vysoká pořizovací cena vyváжена návratností investic zhruba jejich ročním provozem.

V této práci bylo pojednáno o vývoji zařízení statických penetračních zkoušek, změnách pórového tlaku při penetraci a byly shrnuty základní teoretické poznatky o přetváření zeminového tělesa při statických penetračních zkouškách z hlediska teorie plasticity. Tyto poznatky pak byly

ověřovány na matematickém modelu, z jehož grafického zpracování je možno obecně vyvodit rozmezí pružného chování jílovité zeminy a její pevnostní charakteristiky s různou kombinací parametrů.

Předložená práce „Příspěvek k využití statické penetrace pro stanovení smykové pevnosti zemin“ nemá ambice podávat vyčerpávající rozbor problémů provázející statickou penetraci a podrobný všestranný rozklad metod interpretace získaných dat, zvláště v linii hrot-zemina. Práce však chce ukázat, že další zdokonalení kvality hodnocení penetračních měření pro účely pozemního stavitelství není pouze záležitostí vývoje metod interpretace. Právě naopak, budou-li opomíjeny vztahy k ostatním metodám průzkumu, nelze dosáhnout pravdivé představy o skladbě daného území, zvláště pro pevnostní a přetvárné vlastnosti. V budoucnu, a do jisté míry se v současnosti už děje, bude rozhodovat nejen dosažená úroveň interpretace CPT, ale na prvním místě to, do jaké míry se integruje s ostatními získanými poznatky pro reálnou představu o skladbě zemního masivu (základových půdách).

LITERATURA

- [1] ALDORF, J.: Upřesnění metodiky stabilitních řešení, Zpráva AFG G 7/93
- [2] BUCEK, M., BARTÁK, J.: Mechanika hornin a inženýrská geologie I, ČVUT, Praha 1984
- [3] DUNCAN, J.M.: Limite Equilibrium and Finite Element Analysis of Slopes – State of the Art, Journal of Geotechnical Engineering , N°6, 1996
- [4] HATALA, J., TRANČÍK, P.: Mechanika hornin a masívu, Alfa, Bratislava 1983
- [5] HULLA, J., TURČEK, P., BALIAK, F., KLEPSATEL, F.: Predpoklady a skutočnosť v geotechnickom inžinierstve, Jaga group, v.o.s., Bratislava 2002
- [6] LUNNE, T., ROBERTSON, P.K., POWELL, J.J.M.: Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice, Blackie Academic and Professional, Londýn 1997
- [7] MATYS, M., ŤAVODA, O., CUNINKA, M.: Pol'né skúšky zemin, Alfa, Bratislava 1990
- [8] Plaxis manual, 2D – Version 8, A.A. Balkema Publishers, Delft 2002
- [9] ROZSYPAL, A.: Kontrolní sledování a rizika v geotechnice, Jaga group, v.o.s., Bratislava 2001
- [10] WEIGLOVÁ, K., GLISNÍKOVÁ, V., MASOPUST, J.: Mechanika zemin a zakládání staveb pro kombinované studium, CERM, Brno 2003
- [11] MANDULA, J.: Korelácia fyzikálných veličín zistených statickou a penetračnou zkúškou, Inžinierské stavby, ISSN 1335-08646, roč 6, č. 1, 2005
- [12] GRJAZNOV, T.A.: Ocenka pokazatelej svojstv porod poleвыми metodami. NEDRA, Moskva 1984
- [13] POKROVSKIJ, G.I., BULYČEV, V.G.: Issledovaniye napraženiij v gruntach i mnogoslojnykh odeždach při dinamicheskoj nagruzke. Práce DORNII Sv.1, 1938
- [14] HERŠTUS, J.: Predikce pórového tlaku při měření stability výsypek. Dílčí výzkumná zpráva SÚ RVT PO1-347-822, DÚOB-P.O.36.4., Stavební geologie Praha, Srpen 1991
- [15] ELSWORTH, D.: Pore pressure response due to penetration through layered media. „International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics“, Vol 16., page 45-64, 1991
- [16] PREVOST, J.H., POPESCU, R.: Constitutive relations for soil materials. Electronics Journal if Geotechnical Engineering, part correlations with penetration test results, November 1996
- [17] Penetrační sondování soupravami SG-82 a Polytest, Stavební geologie, n.p., Praha, 1987
- [18] ZARECKIJ, JU.K.: Teorija konsolidacii gruntov, Moskva, Nauka 1967

- [19] SANGLERAT, G.: The penetrometer and soil exploration: interpretation of the penetration diagrams - -theory and practice. Amsterdam, Elsevier, 1972.
- [20] RADL, A.: Stanovení smykových parametrů na základě podmínek mezního stavu plasticity a pevnosti, GTS Geotechnický servis, Chodov 1991
- [21] ALDORF, J.: Upřesnění metodiky posuzování stability výsypek s využitím terénních penetračních zkoušek a aplikací teorie plasticity, VŠB, 1991
- [22] IVANOV, N.N.: Strojitelstvo automobilnych dorog. Dorizdat Moskva 1948
- [23] HUDEK, J.: Příspěvek k problematice terénních zkoušek v geotechnice, Seminář Polní geotechnické metody, Ústí n/Labem , 1996
- [24] ČSN 731001: Základová půda pod plošnými základy
- [25] ČSN P ENV 1997-3 EUROKÓD 7 - Navrhování geotechnických konstrukcí – část 3: Navrhování na základě terénních zkoušek

Reviewer: Ing. Jaroslav Ryšávka, Ph.D.

Karel VOJTASÍK¹, Josef ALDORF²

POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI KOMPOZITNÍ PLASTO-BETONOVÉ STĚNOVÉ KONSTRUKCE U ZASYPÁVANÝCH NÁDRŽÍ A JÍMEK

Abstract

The bearing capacity of composite wall structure compounded of two different constructive materials – plastic and concrete – is discussed in the paper. The method is based on an assumption of the bond displacement condition on boundary-line between the wall sheet materials. Thereof are derived the global deformation modulus of composite wall structure and the strain multiplier of each material sheet. The global deformation modulus represents the wall structure in structural analysis calculations. The strain multiplier determines the stress state of individual material sheet of composite wall structure.

ÚVOD

Konstrukce stěn podzemních jímek a nádrží je v současné době prováděna z plastových materiálů. Použití plastu má řadu jedinečných vlastností, které v určitých parametrech převyšují tradiční beton, používaný k tomuto účelu v minulosti. K přednostem plastů náleží:

- ☐ vysoká odolnost proti agresivním vlivům. Vnější vlivy jsou dány charakterem okolního prostředí. Vnitřní vlivy jsou dány druhem směsí, trvale nebo dočasně umístěných uvnitř nádrží.
- ☐ nepropustnost stěn
- ☐ jednoduchá výroba, rychlá a snadná instalace
- ☐ příznivá pořizovací cena

Nedostatkem těchto materiálů je nestálost jejich pevnostních a přetvárných parametrů, které jsou závislé na čase, teplotě a dosaženém přetvoření. Vysoké hodnoty pevnostních a přetvárných parametrů plastových materiálů v průběhu doby postupně klesají. Míra poklesu může být až několikanásobná. Další negativní vlastností těchto materiálů je, že spolu s poklesem pevnostních a přetvárných parametrů, s rostoucím přetvořením se mění jejich deformační charakteristika. Z materiálu houževnatého se proměňují v materiál křehký.

Výše uvedené skutečnosti lze doložit výskytem mimořádných případů, kdy po uplynutí určité doby došlo u plastových jímek a nádrží ke značným deformacím stěn. I přes značné deformace, stěny v mnoha případech zůstaly mechanicky neporušeny a mohly plnit dál svou funkci, protože nebyla narušena jejich nepropustnost.

Uvedené chování stěn jímek a nádrží z plastových materiálů vedlo k návrhu stěny, kterou tvoří souvrství složené ze dvou materiálů – plastu a tradičního betonu. Beton, jehož pevnostní a přetvárné parametry se v čase výrazněji nemění, vytváří vnější vrstvu stěny a má za úkol zabránit nadměrným deformacím plastu. Kombinace obou materiálů se v praxi osvědčila, plasto-betonová stěna se výrazně nedeformuje. Tloušťka betonové vrstvy se však odvozuje na základě poznatků minulosti. U

¹ Doc., Ing., CSc., VŠB-TUO, FAST, katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Ludvíka Podéště 1875, 708 33 Ostrava - Poruba, e-mail: karel.vojtasik@vsb.cz

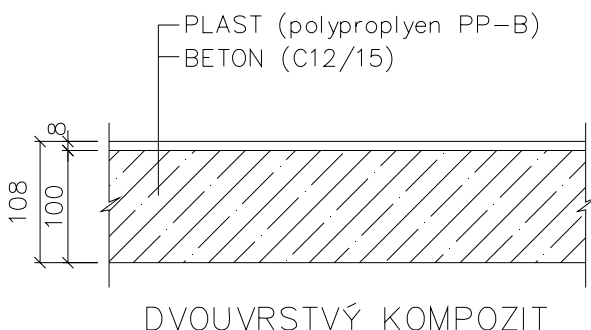
² Prof., Ing., Dr.Sc., VŠB-TUO, FAST, katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Ludvíka Podéště 1875, 708 33 Ostrava - Poruba, e-mail: josef.aldorf@vsb.cz

tohoto návrhu, úloha plastových elementů je omezena pouze na funkci antikorozi a izolační, ačkoliv dosavadní zkušenosti s použitím samotných plastových stěn prokázaly, že tyto plní i statickou funkci. Uvedený článek podává návrh postupu řešení a posouzení únosnosti kompozitních plasto–betonových stěn zasypávaných podzemních jímek a nádrží.

KONSTRUKCE KOMPOZITNÍ PLASTO-BETONOVÉ STĚNY

Kompozitní plasto–betonové stěny existují ve dvou základních strukturních variantách.

První variantu charakterizuje jednoduchá dvouvrstvá stavba (obr.1). Vnitřní vrstvu kompozitu tvoří plast, jehož tloušťka se pohybuje od 8 do 15 mm. Tloušťky vrstev plastu jsou dány jejich výrobcem. Obecně vyplývají z požadavku, aby se plastové desky daly ohýbat, neboť dvouvrstvé kompozitní stěny se používají u válcových jímek a nádrží. Plastové desky o vyšších tloušťkách nelze ohýbat do požadovaných poloměrů. Pro hranaté jímky a nádrže tento typ kompozitu není vhodný. Vnější vrstva je z betonu a v konstantní tloušťce pokrývá vrstvu vnitřní. Mezi oběma vrstvami je ploché hladké rozhraní.

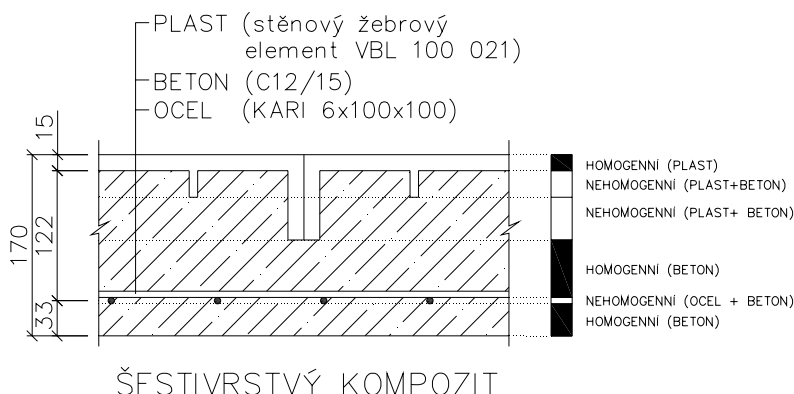


Obr.1

Druhá varianta struktury stěny má charakter souvrství, které je složeno ze tří a více dílčích materiálových vrstev o různých tloušťkách (obr.2). Rozdělení průřezu stěny do více dílčích vrstev vyplývá z formy použitých plastových desek a v některých případech potřebou vyztužení betonu ocelovými prvky.

Rovinné plastové desky jsou na svém obvodu i uvnitř plochy ztuženy žebry. Výška obvodových žebër zpravidla převyšuje výšku žebër uvnitř plochy. Prostor mezi žebry je zaplněn betonem. Vyztužení betonu ocelovými prvky se provádí jen na vnějším okraji průřezu stěny, k přenášení tahových napětí a zabránění vzniku tahových trhlin v betonu.

Dílčí vrstvy jsou tvořeny, buď pouze jedním materiálem, plastem, nebo betonem – homogenní vrstva, nebo dvěma materiály – nehomogenní vrstva. V nehomogenní vrstvě se střídá plast s betonem, nebo beton s ocelí. Tloušťku dílčí vrstvy určují např.: tloušťka stěny plastové desky (homogenní vrstva); výšky ztužujících žebër plastové desky (nehomogenní vrstva); průměr ocelových prvků nehomogenní vrstva).



Obr.2

Tento typ struktury stěny je vhodný pro hranaté jímky a nádrže, protože plastové stěnové desky se dají snadno spojovat šrouby, kontaktní spáry mezi jednotlivými plastovými deskami tavením utěsnit. Z těchto desek lze snadno sestavit stěny jímky a nádrže v požadovaných rozměrech.

Vyztužení betonu ocelovými prvky se nemusí provádět na celé ploše stěny, ale jen na těch jejích částech, kde na vnějším okraji průřezu stěny vznikají tahová napětí vyšší než je pevnost betonu v tahu.

Príznivou vlastností plastových materiálů je, že mají dostatečnou pevnost v tahu. Mohou tedy přenášet tahová namáhání, vznikající na vnitřním okraji průřezu stěny.

VÝPOČTOVÉ PEVNOSTNÍ A PŘETVÁRNÉ PARAMETRY PLASTŮ

Zatímco pro beton jsou pevnostní a přetvárné parametry dostatečně prozkoumány a všeobecně známy, poznatky o pevnostních a přetvárných parametrech plastů nejsou již tak běžné a snadno dostupné. Základem pro jejich stanovení jsou informace uváděné výrobcí plastů, které reprezentují okamžité hodnoty, které plasty dosahují při laboratorních zkouškách provedených na vzorcích plastů po ukončení jejich výroby. Tyto hodnoty neodrážejí řadu dalších okolností, souvisejících s podmínkami jejich nasazení, jako například : dobu užívání; teplotu a její změny; charakter prostředí; způsoby namáhání. Garantované dlouhodobé hodnoty parametrů jsou závislé na uvedených okolnostech a jsou i několikanásobně menší od hodnot uváděných jejich výrobcí.

Pro výpočty a posuzování jsou hodnoty vyžadovány následující parametry:

- ☐ σ_{al} výpočtové napětí v provozních podmínkách
- ☐ $E_{c(al),St}$ výpočtový modul tečení při provozních podmínkách pro výpočet stability
- ☐ $E_{c(al),D}$ výpočtový modul tečení při provozních podmínkách pro výpočet deformace

Tyto je potřeba odvodit z hodnot uváděných jejich výrobcí, které jsou následně upraveny s ohledem na čas, teplotu a některé další okolnosti, mezi které náleží:

- ☐ korekční faktor, zohledňující vlivy specifického napětí (A_1)
- ☐ korekční faktor, zohledňující vlivy okolního média (A_{2K})
- ☐ korekční faktor, zohledňující vlivy okolního média na změnu modulu pružnosti (A_{2E})
- ☐ krátkodobý svařovací faktor
- ☐ dlouhodobý svařovací faktor (f_t)
- ☐ součinitel bezpečnosti (S)

Následující příklady, zpracované dle normy ČSN EN 1778, dokumentují možný rozsah změn pevnostních a přetvárných parametrů plastů.

Výpočet dovoleného napětí v provozních podmínkách σ_{al} , pro dobu životnosti 25 let a teplotu 10°C, vychází z hodnoty dlouhodobé pevnosti (K). Hodnoty parametrů korekčních faktorů, použitých pro výpočet ($f_1=0,6$; $A_1=1,1$; $A_{2K}=1$; $S=2$) jsou převzaty z normy ČSN EN 1778. Pevnost plastového materiálu (polypropylénu typ PP-B) uváděná výrobcem, fy. PLOMA a.s., je 33 N/mm². Po zahrnutí vlivu času a teploty, dlouhodobá pevnost činní $K=11$ N/mm².

$$\sigma_{al} = (K \cdot f_1) / (A_1 \cdot A_{2K} \cdot S) = (11 \cdot 0,6) / (1,1 \cdot 1 \cdot 2) = 3 \text{ N/mm}^2$$

Výpočty modulů tečení při provozních podmínkách pro výpočet stability ($E_{c(al),St}$) a pro výpočet deformací ($E_{c(al),D}$). Modul tečení (E_c) pro očekávané podmínky, teplotu během namáhání, čas pro polypropylén činní $E_c = 215$ N/mm². Hodnoty parametrů korekčních faktorů, použitých pro výpočet modulů tečení ($A_{2E}=1$; $S=2$) jsou převzaty z normy ČSN EN 1778.

$$E_{c(al),St} = E_c / (A_{2E} \cdot S) = 215 / (1 \cdot 2) = 107,5 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{c(al),D} = E_c / A_{2E} = 215 / 1 = 215,0 \text{ N/mm}^2$$

Nízké hodnoty dlouhodobých přetvárných parametrů plastů, $E_{c(al),D}$ činí přibližně 0,01 hodnoty modulu pružnosti betonu, vysvětlují chování stěn plastových jímek a nádrží, kdy po uplynutí určité doby od jejich výroby a instalace u plastových stěn dochází k případům nadměrných deformací.

Hodnoty dlouhodobé pevnosti (K) a z ní odvozená hodnota výpočtového napětí v provozních podmínkách (σ_{al}) postačují standardním geotechnickým podmínkám, za kterých jsou plastové jímky a nádrže v prostředí pokryvu instalovány a provozovány. Dále i okolnostem provozních zatížení, kdy jsou plastové jímky a nádrže z části a nebo zcela zaplněny (tekutými hmotami). Stav jejich zaplnění přispívá k stabilizaci stěn. Kritickými zatěžovacími stavy jsou situace, kdy hladina tekutých hmot značně kolísá, dále jsou-li vyprazdňovány nebo zůstávají dlouhodobě nezaplněny. Kolísání zatížení působícího na stěny od tekutých hmot způsobuje postupný poklesu přetvárných parametrů plastů. Plastové stěny zůstávají neporušeny i přes jejich značné deformace.

Provádět stěny jímek a nádrží jako kompozitní strukturu tvořenou z dalších materiálů, betonu a ocelových výztuh, plyne z požadavku eliminovat nežádoucí nadměrné deformace. Nadměrné deformace vyvolávají oprávněný dojem, že je vážně narušena stabilita stěny, ačkoliv je zjevně nedodržen pouze druhý mezní stav – deformační stav - konstrukce stěny.

Kompozit dvou- a vícevrstvý, ve kterém je plastový materiál doplněn vrstvou materiálu, který má až 100 násobně vyšší přetvárné parametry (beton), bude mít výrazně odlišnou – vyšší přetvárnou charakteristiku chování. Tuto skutečnost potvrzují i poznatky praxe, kdy na vnějším obvodu plastové stěny provedená vrstva betonu zcela eliminovala nadměrné deformace.

HOMOGENIZACE KOMPOZITU - ZATĚŽOVACÍ KOEFICIENTY

Navržený postup posuzování kompozitních plasto–betonových stěn je založen na dvou předpokladech.

Prvým předpokladem je homogenizace heterogenní struktury kompozitu. Výsledkem homogenizace jsou hodnoty přetvárných parametrů, náhradní homogenní vrstvy, která reprezentuje strukturu kompozitu ve statických výpočtech.

Druhým předpokladem je transformace stavu napjatosti v homogenizovaném průřezu na skutečný stav napjatosti v materiálech kompozitu odvozený ze reálných hodnot přetvárných vlastností materiálů, tvořících kompozit.

Homogenizace struktury kompozitu je založena na podmínkách rovinného přetvoření průřezu a zachování spojitosti přenosu posunů mezi dílčími materiálovými vrstvami kompozitu.

Skutečný stav napjatosti v dílčích materiálových vrstvách kompozitu je vypočten z hodnot průběhu stavu napjatosti v průřezu náhradní vrstvy, jejich přezásobením zatěžovacími koeficienty. Zatěžovací koeficienty jsou stanoveny pro každou dílčí materiálovou vrstvu, na její vnější a vnitřní hranici. Stanovení zatěžovacích koeficientů je součástí homogenizačního výpočtu.

Hodnoty přetvárných parametrů náhradní homogenizované vrstvy a zatěžovací koeficienty jsou funkcí geometrických a materiálových parametrů, které popisují strukturu kompozitu. K těmto parametrům náleží:

- ☐ Tloušťka vrstev
- ☐ Poloměr zakřivení vnitřní plochy první vrstvy (R_0). V případě přímých stěn je hodnota poloměru R_0 volena např. 500 m
- ☐ U nehomogenních vrstev, počet a šířka do vrstvy vložených ztužujících elementů (žebra, ocelová výztuž)
- ☐ Modul pružnosti a Poissonovo číslo materiálů

Odvození matematických vztahů homogenizačního výpočtu, stanovujícího přetvárné parametry náhradní homogenizované vrstvy a zatěžovací koeficienty je uveden v práci [1] a vychází z literatury [2].

PŘÍKLAD

I. Homogenizace kompozitní struktury – stanovení náhradního modulu pružnosti a zatěžovacích koeficientů

Následující ukázka uvádí výsledky řešení homogenizace kompozitní struktury plasto-betonové stěny uvedené na obr.2.

Parametry složek kompozitu:

- ☐ přímá stěna $R_0=500\text{m}$
- ☐ Polypropylén PP-B - hodnota modulu pružnosti plastu $E_{\text{plast}}=100\text{ MPa}$, Poissonovo číslo $\nu_{\text{plast}}=0,3$
- ☐ Beton C12/15 - hodnota modulu pružnosti $E_{\text{bet.}}=23000\text{ MPa}$, Poissonovo číslo $\nu_{\text{beton}}=0,2$
- ☐ Ocel - hodnota modulu pružnosti $E_{\text{ocel}}=210\,000\text{ MPa}$, Poissonovo číslo $\nu_{\text{ocel}}=0,2$

Parametry homogenizovaného materiálu:

- ☐ Modul pružnosti náhradního homogenizovaného průřezu $E_h = 17800\text{ MPa}$
- ☐ Poissonovo číslo náhradního homogenizovaného průřezu $\nu_h = 0,3$

Tabulka Hodnoty zatěžovacích koeficientů materiálů kompozitu stěny hranaté nádrže (tloušťka stěny 170mm).

Č.vrstvy	Tloušťka vrstvy [mm]	Typ vrstvy	Materiál	A_{in}	A_{out}
1	15	homogenní	plast	0,01	0,01
2	25	nehomogenní	plast beton	0,01 1,02	0,01 1,02
3	40	nehomogenní	plast beton	-0,08 1,02	-0,08 1,02
4	54	homogenní	beton	1,02	1,02
5	6	nehomogenní	ocel beton	10,08 1,05	10,08 1,05
6	30	homogenní	beton	1,36	1,36

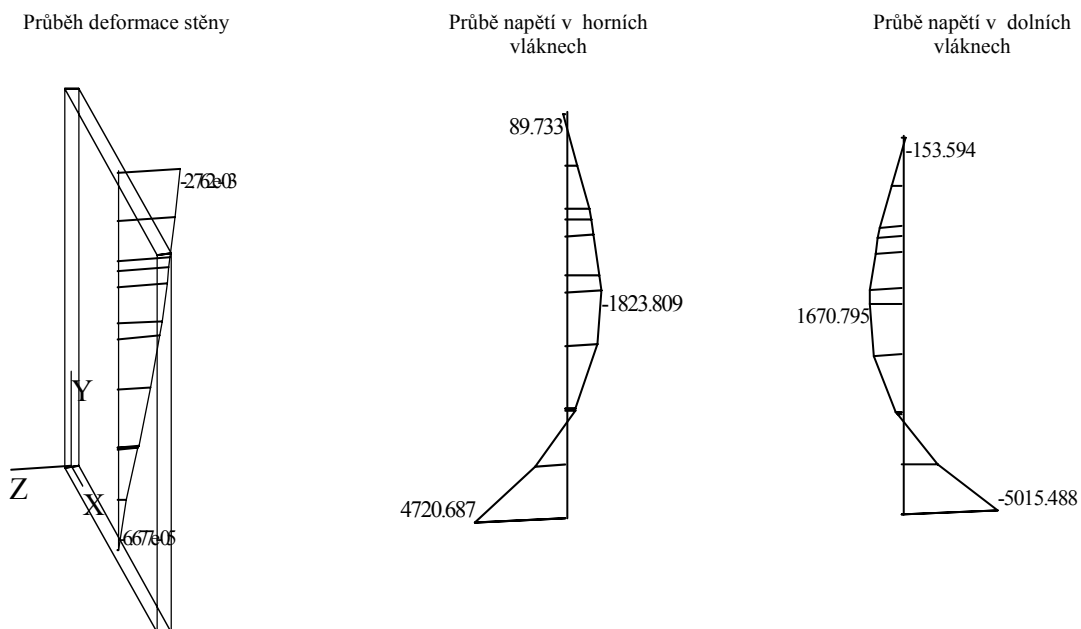
Kde

A_{in} - hodnota zatěžovacího koeficientu na vnitřním okraji dílčí vrstvy kompozitu

A_{out} - hodnota zatěžovacího koeficientu na vnějším okraji dílčí vrstvy kompozitu

Hodnoty výsledků homogenizace kompozitní struktury plastobetonové stěny z obr.2. byly stanoveny počítačovým programem HOMO (VŠB-TUO, FAST, katedra geotechniky a podzemního stavitelství).

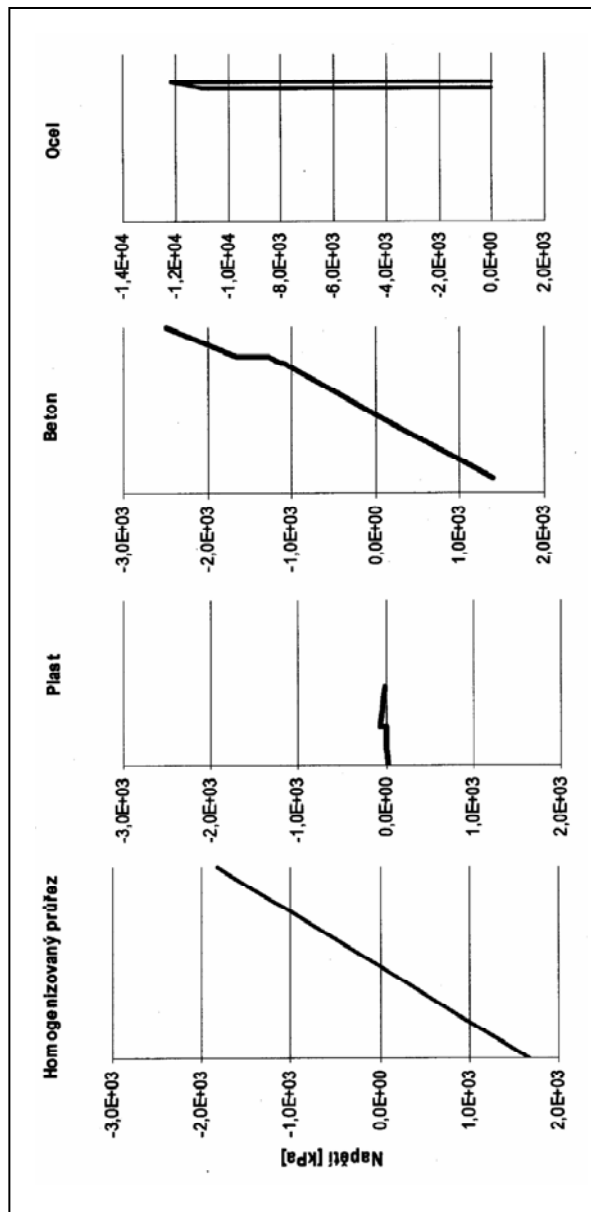
II. Výsledky statického výpočtu stěny – průběhy napětí v krajních vláknech stěny



Obr.3

Průběhy deformace stěny a hodnot napětí σ_y [kPa] v krajních vláknech stěny, náhradního homogenizovaného průřezu ve vertikálním řezu, procházejícím středem stěny. Stěna má rozměry š/v 4/2,16 m (posouzení únosnosti stěn hranaté jímky typu Z8 o rozměrech 4x2x2,16m, statické řešení program FEAT200).

III. Transformace stavu napjatosti homogenizovaného průřezu na skutečný stav napjatosti v materiálech kompozitu



Obr.4

ZÁVĚRY

Prezentovaný postup umožňuje stanovení stavu napjatosti u materiálově heterogenních průřezů konstrukčních prvků – nosníků a desek.

Metoda byla několikrát prakticky aplikována při posuzování únosnosti kompozitních struktur průřezů.

V oblasti podzemního stavitelství metoda byla uplatněna u vícevrstvých ocelo-betonových výztuží, prováděných stříkaným betonem, vyztuženým jednou nebo i několika vrstvami z ocelových mřížovin, příhradovými oblouky, nebo důlní ocelovou výztuží. Dále u prstencových typů výztuží provedených z ocelových, litinových nebo železobetonových tybinků, které byly oboustranně zality vrstvami betonu.

Praktickou aplikací této metody z poslední doby, bylo její užití při posuzování únosnosti plasto-betonových stěn válcových a hranatých zasypávaných jám a nádrží.

LITERATURA

- [1] ALDORF, J. – HRUBEŠOVÁ, E. – VOJTASÍK, K. – LAHUTA, H.: Závěrečná zpráva grantu 103/96/0755 Výzkum metod řešení stability podzemních děl při členěném výlomu a fázovém způsobu ražení a vyztužování, VŠB Ostrava, 1997
- [2] BULYČEV, N.S.: Mechanika podzemních sooruzenij, NEDRA Moskva 1982

Reviewer: Ing. Jaroslav RYŠÁVKA, P.

Eva HRUBEŠOVÁ¹, Zdeněk KALÁB², Karel VOJTASÍK³

MODELOVÁNÍ VLIVU PODZEMNÍ VODY NA VELIKOST SEIZMICKÝCH PROJEVŮ NA POVRCHU

Abstract

This contribution deals with brief description of seismological monitoring in the Karviná region. Area under discussion is known as place with very intensive mining induced seismic events. Main aim is presentation of first results from modeling of influence of local geology on intensity of seismic effect on surface.

The numerical system Plaxis (Netherlands) based on the FEM was used for modeling. Initial results of simulation of seismic loading by mining induced seismicity are presented. Parametric study that evaluates influence of ground water level shows interesting results. However, it is necessary to prepare simulations that are more realistic.

ÚVOD

V oblastech s hlubinnou těžbou nerostných surovin lze, při splnění řady podmínek [např. 1], pozorovat na povrchu vibrace vyvolané nejintenzivnějšími důlně indukovanými seizmickými jevy, zejména jevy s mělkými ohnisky. Vibrace jsou často považovány za příčinu škod na stavebních objektech, přestože se ve skutečnosti často jedná o jiné následky důlní činnosti, např. deformace terénu nebo změnu výšky hladiny spodních vod, nebo o projevy s důlní činností nesouvisející, např. nesprávně založený objekt nebo odlehčení či přetížení objektu po jeho rekonstrukci.

Mezi oblasti s projevy důlně indukované seizmicity patří také Karvinsko. Proto se zde provádí trvalý monitoring vývoje seizmické aktivity, který je základem protiotřesového boje. Ze záznamů ze stanic, jejichž seizmometry jsou umístěny v povrchových objektech, je odvozováno vlnové pole na povrchu (zpracovává OKD, DPB a.s. Paskov). Toto vypočtené pole je konfrontováno s měřeními na soliterních stanicích [např. 2, 3]. Provedeme-li úvahy o možných škodách na budovách s využitím informativní tabulky závislosti poškození na maximální rychlosti kmitání, druhu objektu a základové půdě dle ČSN 73 0040, pak pro frekvenční obor do 10 Hz dostaneme při uvažování prvního stupně poškození (trhliny do šířky 1 mm na styku stavebních prvků) limitní normovou hodnotu 8-15 mm/s. Pro úplnost dodejme, že zmiňovaná tabulka uvádí limitní hodnoty rychlosti kmitání pro hodnocení stupně poškození objektů vlivem trhacích prací. Největší naměřené hodnoty, které byly získány ze záznamů mimořádně intenzivních seizmických jevů jsou na spodní hranici tohoto možného poškození s možným negativním vlivem vibrací na stavební objekty.

Významnou roli z pohledu velikosti seizmických projevů na povrchu hraje v karvinské oblasti zesilování, resp. zeslabování seizmických vln v důsledku lokální geologické stavby. Seizmologické studie dokazují, že významný vliv mají sedimentární horniny, hydrogeologická situace a topografická pozice [např. 4 – 6]. Také naše analýzy dat důlně indukovaných seizmických jevů z Karvinska ukazují na vliv lokální geologické stavby na intenzitu seizmického projevu na povrchu [např. 2, 7 - 9].

¹ Doc. RNDr., Ph.D., Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, FAST, VŠB – Technická univerzita Ostrava, 708 33 Ostrava-Poruba, L. Poděšť 1875, tel. (+420) 596991373, e-mail eva.hrubesova@vsb.cz

² Doc. RNDr., CSc., Oddělení geofyziky, Ústav geoniky Akademie věd České republiky, 708 00 Ostrava – Poruba, Studentská 1768, tel. (+420) 596979341, e-mail kalab@ugn.cas.cz; také: Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, FAST, VŠB – Technická univerzita Ostrava

³ Doc. Ing., CSc., Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, FAST, VŠB – Technická univerzita Ostrava, 708 33 Ostrava-Poruba, L. Poděšť 1875, tel. (+420) 596991947 e-mail karel.vojtasik@vsb.cz

MATEMATICKÉ MODELOVÁNÍ

Jedním z prostředků pro analýzy projevů vibrací je matematické modelování. V tomto příspěvku představujeme výsledky modelování dané problematiky holandským programovým systémem Plaxis 2D, založený na metodě konečných prvků. Tvorba dynamického modelu je stejná jako v případě statistické analýzy a zahrnuje zadání geometrie modelu, hraničních podmínek, generaci sítě a zadání počátečních podmínek. Byl vytvořen základní výchozí numerický model, na jeho základě pak byly realizovány parametrické výpočty.

Úvodní studie hodnotily výpočtové možnosti programu Plaxis 2D, současně byly provedeny typové výpočty seizmické odezvy objektů [10, 11]. Následné studie se zabývaly modelováním vlivu lokální geologie na velikost seizmických projevů důlně indukovaných seizmických jevů na povrchové objekty. Tyto publikace popisují výsledky modelování, které vycházely z reálné situace. Realizace parametrických výpočtů byla provedena ve dvou etapách. První etapa zahrnovala realizaci 4 základních variant geologie podloží, druhá etapa pak realizaci 9 variant s podrobnějším modifikací geologie podloží [12 – 14]. Každý parametrický výpočet byl realizován ve 3 výpočetních fázích:

1. stanovení primárního stavu napjatosti v horninovém prostředí (bez vlivu stavby)
2. realizace konstrukce budovy (aktivace konstrukčních prvků budovy, deaktivace zeminy ve sklepních prostorách budovy)
3. dynamická analýza po dobu 10 s

Získané výsledky modelování prokázaly pro některé modelové situace nejen změnu v charakteru vyvolaných vibrací (významné změny zvláště na začátku seizmogramů), tak i ve velikosti maximálních amplitud (nárůst přesahuje hodnotu 100 % původní maximální hodnoty na měřeném objektu).

MODELOVÁNÍ Vlivu PODZEMNÍ VODY

Parametry modelu pro stanovení projevů šíření seizmických vln zvodnělým horninovým prostředím vycházejí z obecných zákonitostí pro šíření seizmického zatížení horninovým prostředím.

Ze vztahů pro stanovení rychlosti šíření vln horninovým prostředím

$$V_p = \sqrt{\frac{E_{\text{ood}}}{\rho}}, E_{\text{ood}} = \frac{(1-\mu)E}{(1+\mu)(1-2\mu)} = \frac{4}{3}(G+K), \quad \rho = \frac{\gamma}{g}, \quad g - \text{grav. zrychlení}$$
$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}, \quad G = \frac{E}{2(1+\mu)}, K = \frac{E}{3(1-2\mu)}$$

plyne, že mezi nejzákladnější parametry determinující šíření seizmických vln horninovým prostředím patří hustota materiálu prostředí ρ a jeho tuhost, daná primárně modulem pružnosti E a Poissonovým číslem μ .

Dále je třeba pro zohlednění materiálového tlumení zadat tzv. Rayleighovy parametry tlumení α a β . Materiálové tlumení vyplývá především z viskózních vlastností, tření a vývoje plasticity.

Ve zvodnělém prostředí dochází k větší či menší změně všech výše uvedených základních determinujících parametrů šíření vln horninovým prostředím. Zeminová zrna jsou v oblasti pod hladinou podzemní vody nadlehčována vodou, snižuje se tedy objemová tíha zeminy. Vzduch v zeminových pórech je vytlačován a je nahrazován vodou, což vzhledem k prakticky nulové stlačitelnosti vody vede ke zvýšení objemového modulu K . Z uvedených fyzikálních zákonitostí vyplývá, že přítomnost vody v pórech zvyšuje rychlosti šíření seizmických vln horninovým prostředím, a to dominantně především rychlost vln V_p .

Seizmické zatížení zvyšuje v saturovaném prostředí pórové napětí a snižuje smykovou pevnost. Ztráta pevnostních parametrů je přitom výraznější v případě krátkodobého dynamického zatížení (zemětřesení, výbuch), neboť v této krátké době nemůže dojít k potřebnému rozptýlení

pórových tlaků. V případě písčitých zemin může docházet v důsledku dynamického zatížení až k jejich ztekucení.

K variantnímu modelování vlivu výšky hladiny podzemní vody (HPV) na seizmickou odezvu dvoupatrové budovy (šířka 6 m, výška nadzemní části 6 m, hloubka založení 2 m) byla zvolena lokální geologie s hloubkou v modelu 70 m. Tato varianta lokální geologie je tvořena 2.5 m kvartérních typů zemin, pod nimi je vrstva terciérních zemin o mocnosti 22.5 m, v hlubších vrstvách se pak nachází podkladová horninová vrstva o mocnosti 45 m. Původní materiálové parametry zeminového prostředí, nezohledňující vliv zvodnění prostředí, jsou uvedeny v tabulce 1, charakteristiky konstrukčních prvků budovy jsou v tabulce 2.

Model je vytvořen za předpokladu podmínky rovinného přetvoření a Mohr-Coulombova materiálového modelu.

Seizmické zatížení je do modelu zavedeno zadáním příslušných časových hodnot horizontálních zrychlení na spodní hranici modelu, maximální hodnoty zrychlení 2.4 m/s² (tedy 0.24 násobku gravitačního zrychlení) je dosaženo v část $t=2.4$ s. Doba působení seizmického zatížení byla uvažována 10 s.

Tab.1 Materiálové parametry vrstev horninového prostředí bez zvodnění

<i>Parametr</i>	<i>Jednotky</i>	<i>1 kvartér F3 (tuhá)</i>	<i>2 terciér (SC)</i>	<i>3 podloží</i>
Objemová tíha $\gamma_{\text{nesat.}}$	[kN/m ³]	18,00	18,50	23,00
Objemová tíha $\gamma_{\text{sat.}}$	[kN/m ³]	20	21.5	25
Modul pružnosti E	[kN/m ²]	8000,000	12000,000	100000,000
Poissonovo číslo μ	[-]	0,350	0,350	0,250
Soudržnost c	[kN/m ²]	16,00	12,00	80,00
Úhel vnitřního tření ϕ	[°]	29,00	28,00	30,00
Koeficient filtrace k	[m/s]	$1 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-8}$

Tab.2 Materiálové parametry konstrukčních prvků budovy

<i>Identifikace strukt. prvků</i>	<i>Normál. tuhost EA</i> [kN/m]	<i>Ohybová tuhost EI</i> [kNm ² /m]	<i>Tíha w</i> [kN/m/m]
Strukturní prvky budovy	$5 \cdot 10^6$	9000	5,00

Výška hladiny podzemní vody byla v modelu uvažována v následujících devíti variantách úrovně HPV pod základovou spárou: 43 m, 33 m, 28 m, 23 m, 18 m, 14 m, 9.5 m, 6.5 m a 3.5 m.

Vstupní data matematického modelu vycházejí z výše uvedených základních faktorů determinujících šíření seizmických vln ve zvodnělém horninovém prostředí. Vzhledem k tomu, že jsme neměli k dispozici údaje o kvantitativní změně smykového a objemového modulu a o parametrech tlumení ve zvodnělých vrstvách, byly v tomto prvotním modelovém přiblížení tyto vstupní parametry identické s odpovídajícími parametry nezvodnělého zeminového prostředí, zvýšení

rychlostí šíření seizmických vln ve zvodněném prostředí bylo tedy v modelu dosaženo pouze modifikací objemové tíhy zeminy pod hladinou vody dle vztahu:

$$\gamma_{\text{pod HPV}} = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w, \quad \gamma_{\text{sat}} \dots \text{objemová tíha saturované zeminy}$$

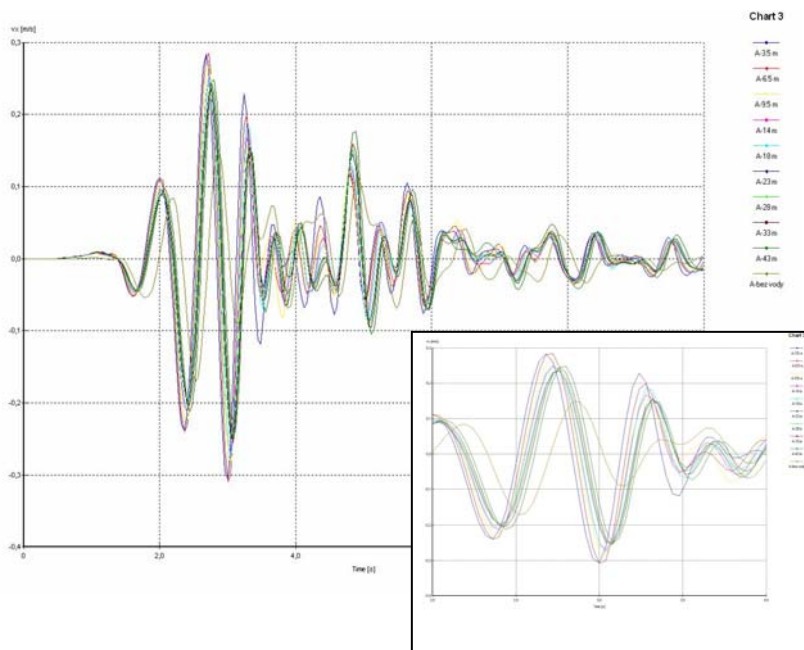
$$\gamma_w \dots \text{objemová tíha vody}$$

Na základě uvedených vztahů byly vypočteny hodnoty rychlostí šíření seizmických vln V_p a V_s v prostředí zvodněném a nezvodněném pro jednotlivé geologické vrstvy.

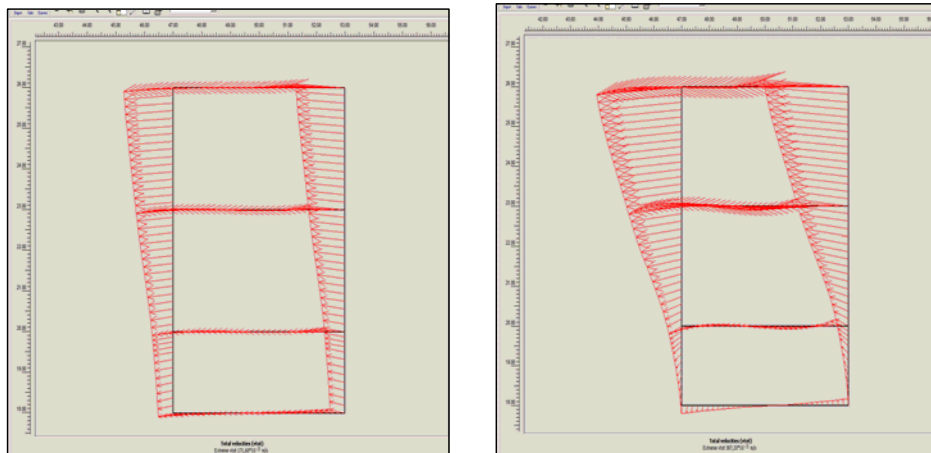
Vzhledem k tomu, že stanovení útlumových Rayleighových parametrů vyžaduje provedení jistých experimentálních měření, která jsme neměli k dispozici, bylo materiálové tlumení v modelu bez vody i v modelu s uvažováním HPV zohledněno zavedením identických Rayleighových parametrů tlumení $\alpha=\beta=0.01$ (předdefinované hodnoty). Tato ne zcela objektivní a spolehlivá volba útlumových vstupních parametrů, projevující se samozřejmě určitou měrou ve výsledcích modelování, snižuje vypovídací schopnost výsledků modelování. Tuto skutečnost je třeba vzít při této analýze výsledků modelování v úvahu, zobektivizování parametrů materiálového tlumení bude, mimo jiné, předmětem dalšího výzkumu.

Pro každou analyzovanou variantu výšky HPV byl modelově monitorován bod A umístěný ve středu střechy budovy. V tomto bodě byly v průběhu výpočtu vyhodnocovány horizontální posuny, rychlosti a zrychlení a bylo provedeno vzájemné porovnání výsledků těchto hodnot pro jednotlivé varianty hodnot HPV pod základem budovy. Jako příklad je na obr. 1 znázorněn vývoj horizontálních rychlostí v_x v bodě A.

Z grafického vyhodnocení výsledků (příklad na obr. 2) je zřejmé, že maximálních kladných resp. záporných hodnot horizontálních posunů, rychlostí a zrychlení pro varianty s vlivem podzemní vody je dosaženo v časovém rozmezí $t=2-4$ s. Maximální kladné hodnoty těchto veličin jsou ve zmíněném časovém rozmezí pro všechny uvažované varianty větší než pro variantu bez vlivu vody a se vzrůstající hloubkou HPV pod základovou spárou v zásadě ne příliš výrazný klesající trend. Hodnoty horizontálních posunů u_x pro čas t větší než 4 s jsou pro všechny uvažované varianty výšky hladiny podzemní vody menší než v případě varianty bez vlivu vody.



Obr.1 Vývoj horizontálních rychlostí v bodě A (střecha budovy) pro různé hodnoty HPV



Obr.2 Hodnoty totálních rychlostí konstrukce v čase odpovídajícím maximální seismické odezvě.
Vlevo: situace bez vody ($v=0,171 \text{ m.s}^{-1}$), vpravo: situace s HPV 3,5 m pod základy konstrukce
($v=0,307 \text{ m.s}^{-1}$)

ZÁVĚR

Príspevek ukazuje výsledky modelování vlivu změny úrovně hladiny podzemní vody na velikost seismického projevu v povrchové konstrukci. Tato parametrická studie navazuje na výsledky modelování vlivu změny mocnosti sedimentárních hornin (viz výše). Získané výsledky modelování změny HPV ukazují, že je nutno brát i tento parametr do úvahy při hodnocení aktuálního seismického zatížení daného místa. Další práce se musí soustředit také na zpřesnění parametrů prostředí, jímž se vibrace šíří.

Tento příspěvek byl zpracován za částečné finanční podpory GAČR, projekt 105/04/1424.

LITERATURA

- [1] GIBOWICZ, S.J. & KIJKO, A. (1990): An Introduction to Mining Seismology. Academic Press, San Diego, California.
- [2] HOLEČKO J., KALÁB, Z., KNEJZLÍK J. & PTÁČEK, J. (2006): Rychlost kmitání povrchu v karvinské části hornoslezské pánve. Uhlí – Rudy – Geologický průzkum, č.2/2006, 34-39.
- [3] DOLEŽALOVÁ, H., HOLEČKO J., KALÁB, Z. & KNEJZLÍK J. (2004): Analýza vlivu důlně indukované seismicity na povrch na Karvinsku. Transactions (Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava, řada stavební), 13. Regionální konference Rozvoj seismologie, inženýrské geofyziky a geotechniky, roč. IV, č.2/2004, 85-93.
- [4] STEIN, S & WYSESSION M. (2003): An Introduction to Seismology, Earthquakes, and Earth Structure. Blackwell Publishing.
- [5] ANSAL, A. – ed. (2004): Recent Advances in Earthquake Geotechnical Engineering and Microzonation. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht.
- [6] JANOTKA, V., VISKUP, J., PANDULA, B. & LESSO, I. (2006): Soil Profiles and Seismic Loading. Metalurgija 45, 127-130.
- [7] KALÁB, Z. & KNEJZLÍK, J. (2002): Systematic Measurement and Preliminary Evaluation of Seismic Vibrations Provoked by Mining Induced Seismicity in Karviná Area. Publs. Inst. Geophys. Pol. Acad. Sc., M-24(340), 95-103 .
- [8] DOLEŽALOVÁ, H., KALÁB, Z. & KNEJZLÍK, J. (2004): Experimentální měření rychlosti kmitání na povrchu v karvinské oblasti. Geotechnika 2004, sborník konference, ORGWARE a BERG TU Košice, 471-476.

- [9] KALÁB, Z. & KNEJZLÍK, J. (2005): Seizmologický experiment z Karvinska v roce 2004. Transactions (Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava, řada stavební), roč. V, č.2/2005, 69-76.
- [10] HRUBEŠOVÁ, E., LAHUTA, H. & SEDLÁŘOVÁ, H. (2003): Zhodnocení výpočtových možností a typových výpočtů seizmické odezvy objektů programem Plaxis. VŠB – TU Ostrava, FAST, výzkumná zpráva, nepublikováno.
- [11] HRUBEŠOVÁ, E. & KALÁB, Z. (2004): Modelování účinků důlně indukované seizmicity na povrchové objekty programem Plaxis. Sborník příspěvků 32. konference se zahraniční účastí Zakládání staveb-Foundations-Grundbau, Brno, 171-176.
- [12] HRUBEŠOVÁ, E. (2004): Modelování vlivu lokální geologie na velikost seizmických projevů důlních seizmických jevů na povrchové objekty. VŠB – TU Ostrava, FAST, výzkumná zpráva, nepublikováno.
- [13] HRUBEŠOVÁ, E. & KALÁB, Z. (2005): Example of Modeling of the Mining Induced Seismicity Impact on the Building Using Numerical System Plaxis. In: Konečný, Pa. (ed): EUROCK 2005 – Impact of Human Activity on the Geological Environment, A.A.Balkema Publisher, Leiden, 213-218.
- [14] HRUBEŠOVÁ, E. & KALÁB, Z. (2005): Typové výpočty seizmické odezvy objektů pro oblast Karvinska (oblast důlně indukované seizmicity). Proceedings of the 3rd International conference on Dynamics of Civil Engineering and Transport Structures and Wind Engineering (DYN-WIND 2005). University of Žilina, Slovak Republic, 105-108.

Reviewer: Doc. RNDr. Pavel Bláha, DrSc.

Stanislaw DUŻY¹

STABILITY ASSESSMENT OF CONCRETE SHAFT LINING IN PROBABILITY APPROACH

Abstract

The designing process of underground structures is based on various data determined on the basis of investigation studies carried out in different places – not always at the distance close enough from the planned heading – with the application of different techniques and research methods. The interpretation of the results of these studies is not always grounded and without questions. Additionally, it should be emphasized that the underground objects are constructed in non-homogeneous medium, which also hampers the description of phenomena taking place in the vicinity of the heading by means of homogeneous medium. Therefore, objective estimation of the safety of the lining of mining headings is only possible with the application of the probability analysis model involving its reliability.

In order to estimate the reliability and safety of underground structure we should know random characteristics of bearing capacity of the elements or construction system and the distributions of random loading, which allow to determine random internal forces. These quantities can be obtained basing on the statistical analysis of the results of laboratory tests and in situ tests.

With respect to concrete shaft lining, the results of non-destructive testing of lining strength were used, and a modified - as compared to norm method, estimation method of lining safety level was suggested, with the application of reliability theory. The analysis of lining safety level of the shaft carried out according to the proposed algorithm has been proved successful in practical application and more accurate than the method applied to date.

Probability methods, which allow to determine a probability of stability loss of mining headings, may turn out to be very useful in view of difficult economic situation of coal mines, since they will justify the necessity in increase investment expenditure to ensure safety of the heading, or they will contribute to cost reduction with very small risk being undertaken.

INTRODUCTION

Mining shaft is the main heading opening-out a bed of useful minerals, comprising a number of facilities and headings, starting with the shaft outlet onto the surface area and finishing with the sump. Therefore, the lining of the shaft should conform with all stringent requirements involving in particular its strength and tightness, which can undergo changes in time.

In Poland the problem involving the examination and evaluation of technical condition of shaft linings is regulated by a number of norms which clearly define the scope and time periods of routine tests concerning the condition of shaft lining. In view of the mentioned norm setting act, the evaluation of technical condition of shaft lining is carried out basing on the examination, tests and measurements carried out in situ, and on specific laboratory tests.

The determination of lining stability of the shaft is carried out basing on the deterministic methods. A number of data defined with a certain approximation are accepted for the calculations, not always allowing for such factors as changeability of lining, strength properties or strain properties of the heading within a certain definite structural body. The elements used for the construction of the lining are fabricated with a definite accuracy and the quality of conformance is also non-

¹ Dr inż., Institute for Geomechanics, Underground Engineering, Management of Land Surface Protection, Silesian Technical University, Gliwice, Poland

homogeneous. Such a condition brings about the situation where most of the data can be treated as random variables.

In view of the above, it seems reasonable to apply probability methods for the estimation of safety level of the lining which allow, for a particular structure of lining in definite mining-geological conditions, to determine safety probability level or failure probability level.

LOADING AND BEARING CAPACITY OF THE SHAFT AS RANDOM QUANTITIES

Random character involving the loading of shaft lining has been based on the following premises [5,6,7,8]:

- ☐ strength and strain properties of rocks which make up the massif in the area of the investigated shaft are determined with a certain approximation basing on the investigation of a larger number of samples,
- ☐ the value and distribution of stress in the area of the investigated shaft are determined with a certain approximation basing on tests at dissipated points,
- ☐ circular breakout of the heading is made with a certain approximation,
- ☐ for the calculation of lining loading, methods based on simplified models are used.

Random bearing capacity of the lining is characterized by the following assumptions [8]:

- ☐ bearing capacity of the lining is defined as limit loading which can be borne by the lining without losing its stability with accepted models of its loading,
- ☐ the lining of the shaft is subjected to the process of uniform loading,
- ☐ the lining is made from the material of the strength parameters determined basing on non-destructive testing characterized by mean value and standard deviation,
- ☐ the lining is constructed with a certain approximation permitted by norms.

In effect of statistical analysis, the following quantities are obtained among others as input data for the calculations involving concrete lining of the shaft:

- ☐ mean value and standard deviation of compressive strain of particular rock layers,
- ☐ mean value and standard deviation of elasticity modulus of particular rock layers,
- ☐ mean value and standard deviation of internal friction angle of particular rock layers,
- ☐ mean value and standard deviation of Poisson index of particular rock layers,
- ☐ mean value and standard deviation of the volumetric weight of particular rock layers
- ☐ mean value and standard deviation of the occurrence depth of particular rock layers,
- ☐ mean value and standard deviation of the thickness of particular rock layers,
- ☐ mean value and standard deviation of stress in the rockmass around the heading,
- ☐ mean values and standard deviations of the dimensions of heading breakout,
- ☐ mean values and standard deviations of internal forces in the top-effort cross section along the circumference of the lining,
- ☐ mean value and standard deviation of compressive strength of concrete in the lining structure,
- ☐ mean value and standard deviation of the lining ring thickness.

Assuming that the loading of the lining $q_0(\omega)$ and its bearing capacity $P_0(\omega)$ defined as a limit loading which can be borne by the lining without stability loss are random multidimensional

variables, determined basing on n accepted data treated as random variables which also have normal distributions of $x_i(\omega)$ and $y_i(\omega)$, the relation between loading and bearing capacity can be defined by means of the following equations [1]:

$$q_0(\omega) = f[x_1(\omega), x_2(\omega), \dots, x_n(\omega)] \quad (1)$$

$$P_0(\omega) = g[y_1(\omega), y_2(\omega), \dots, y_n(\omega)] \quad (2)$$

Mean values of the loading and bearing capacity of the lining for normal distributions of all random variables can be estimated from approximation equations as the values of loading and bearing capacity of the lining defined for mean values of particular data [1]:

$$\bar{q}_0 = f(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_n) \quad (3)$$

$$\bar{P}_0 = g(\bar{y}_1, \bar{y}_2, \dots, \bar{y}_n) \quad (4)$$

Standard deviations of the loading and bearing capacity of the lining as random values of normal distribution can be estimated from the approximation equations in the following form [1]:

$$s_{q_0} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial f}{\partial x_i} \right)^2 \cdot s_{x_i}^2} \quad (5)$$

$$s_{P_0} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial y_i} \right)^2 \cdot s_{y_i}^2} \quad (6)$$

Assuming that the mean value of the analytical loading of shaft lining in the floor of non-flooded i-th layer is defined by the equation [8,11]:

$$q_o^{(i)} = n \cdot \bar{\sigma}_z \cdot \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\bar{\varphi}}{2} \right) \quad (7)$$

where:

n – index,

$\bar{\sigma}_z$ – mean value of vertical stress in the floor of the i-th layer,

$\bar{\varphi}$ – mean value of internal friction angle of rocks in the i-th layer,

the standard deviation of lining loading can be defined from the following equation:

$$s_{q_0} = n \cdot \text{tg} \left(45 - \frac{\bar{\varphi}}{2} \right) \cdot \sqrt{\text{tg}^2 \left(45 - \frac{\bar{\varphi}}{2} \right) \cdot \left[\left(s_{\sigma_z}^{(i-1)} \right)^2 + s_{\gamma_i}^2 \cdot s_{g_i}^2 + \bar{g}_i^2 \cdot s_{\gamma_i}^2 \right] + \frac{\left(\bar{\sigma}_z^{(i)} \right)^2 \cdot s_{\varphi_i}^2}{\cos^4 \left(45 - \frac{\bar{\varphi}}{2} \right)}} \quad (8)$$

where: $s_{\sigma_z}^{(i-1)}$ – standard deviation and vertical stress in (i-1) layer,

s_{γ_i} – standard deviation of volumetric weight of rocks in i-th layer,

- $\bar{g}_i$ – mean thickness of i-th layer ,
- s_{g_i} – standard deviation of the thickness of i-th layer ,
- s_{φ_i} – standard deviation of internal friction angle of rocks of i-th layer .

Now, assuming that the mean value of bearing capacity of the lining is [8, 12]:

$$\bar{P}_0 = \frac{\bar{R}_C}{\sqrt{3} \cdot k} \cdot \left[1 - \frac{1}{\left(\frac{\bar{d}}{\bar{a}} + 1 \right)^2} \right] \quad (9)$$

where:

- $\bar{R}_C$ – mean value of compressive strength of shaft lining determined on the basis of in situ tests,
- $\bar{d}$ – mean thickness of shaft lining ,
- $\bar{a}$ – mean value of internal radius of shaft lining ring ,
- K – parameter.

Standard deviation of bearing capacity of the lining is as follows:

$$s_{P_0} = \frac{1}{\sqrt{3} \cdot k} \cdot \sqrt{\left[1 - \frac{1}{\left(\frac{\bar{d}}{\bar{a}} + 1 \right)^2} \right]^2 \cdot s_{R_C}^2 + \frac{4 \cdot \bar{R}_C^2}{\bar{a}^2} \cdot \left(\frac{\bar{d}}{\bar{a}} + 1 \right)^2 \cdot \left(s_d^2 + \frac{s_a^2}{\bar{a}^2} \right)} \quad (10)$$

- where: s_{R_C} – standard deviation of compressive strength of lining concrete,
- s_d – standard deviation of lining thickness ,
- s_a – standard deviation of internal radius of lining ring.

Having determined the mean loading of the lining and its standard deviation, we can define the occurrence probability of the analytical loading as cumulative distribution functions $F(q_0)$ and $F(P_0)$ [15]:

$$F(q_0) = \frac{1}{s_{q_0} \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} \int_0^\infty e^{\frac{-(q_0 - \bar{q}_0)^2}{2 \cdot s_{q_0}^2}} dq_0 \quad (11)$$

$$F(P_0) = \frac{1}{s_{P_0} \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} \int_0^\infty e^{\frac{-(P_0 - \bar{P}_0)^2}{2 \cdot s_{P_0}^2}} dP_0 \quad (12)$$

where: $\bar{q}_0$ – mean value of lining loading for a given area ,
 q_0 – analytical value of lining loading for the planned heading ,
 s_{q_0} – standard deviation of lining loading ,
 $\bar{P}_0$ – mean bearing capacity of the lining ,
 P_0 – analytical bearing capacity of the lining for the planned heading ,
 s_{P_0} – standard deviation of bearing capacity of the lining ,

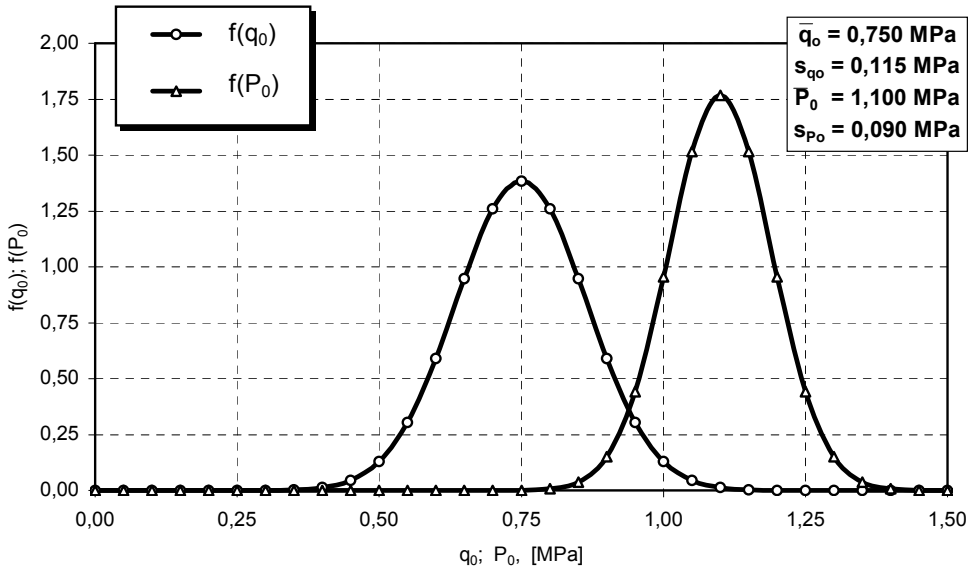


Fig.1 Exemplary distribution of loading and bearing capacity of the lining as random variables of normal distribution of probability

Cornell's reliability factor t is accepted as a safety measure [1, 15]:

$$t = \frac{\bar{P}_0 - \bar{q}_0}{\sqrt{s_{P_0}^2 + s_{q_0}^2}} \quad (13)$$

The value of cumulative distribution function of reliability factor $p(t)$ defines the safety probability of lining construction, and the value $[1-p(t)]$ defines the failure probability of the construction.

ESTIMATION OF RELIABILITY AND SAFETY LEVEL OF CONCRETE LINING OF THE SHAFT BASING ON IN SITU TESTS

The tests involving the strength of concrete lining are usually carried out by means of the ultrasonic method which consists in measuring the time of wave propagation between two heads of the apparatus which are located at a definite distance. The measurements of propagation time of ultrasonic wave through the lining material are carried out for a measurement network elaborated basing on the analysis specifying the possibility to access the shaft lining from the existing facilities

of the shaft. The presented example was based on strength tests of shaft lining using the ultrasonic method, where the shaft was divided into 145 elements [13].

Basing on the calculated strength of the lining at particular measurement points, we calculate mean values, standard deviation and the index of strength variability. Then we calculate statistical indexes of concrete strength in the construction of shaft lining, i.e.: guaranteed strength of concrete in the lining structure, characteristic strength of concrete and analytical strength. Fig.2 presents the distribution of compressive strength of concrete in lining construction for the measurements carried out at points [4, 13].

Fig.3 presents the distribution of bearing capacity of the shaft lining in the form of isoline map, determined on the basis of in situ tests, and, for the sake of comparison, the diagram presents the distribution of planned value involving the bearing capacity of its lining. Fig.4 presents probability distribution of failure occurrence in the investigated shaft.

The hazard involving failure occurrence of shaft lining basing on the calculated probability of its occurrence can be divided as follows [5, 14]:

- ❑ improbable - ($p < 0.05$) the possibility of shaft lining damage which would necessitate its reconstruction hindering its operation is excluded.
- ❑ Minute - ($0.05 < p < 0.10$) - there is a possibility of lining damage necessitating repairs or hindering its operation,
- ❑ Occasional - ($0.10 < p < 0.15$) – during the operation of the shaft there will be failure cases of the lining with sporadic necessity of their repair,
- ❑ Possible – ($0.15 < p < 0.25$) – during the operation time there will be failure cases of the lining necessitating repairs several times,
- ❑ Often – ($p > 0.25$) – during the operation of the heading there will be cases of lining failures necessitating frequent repairs.

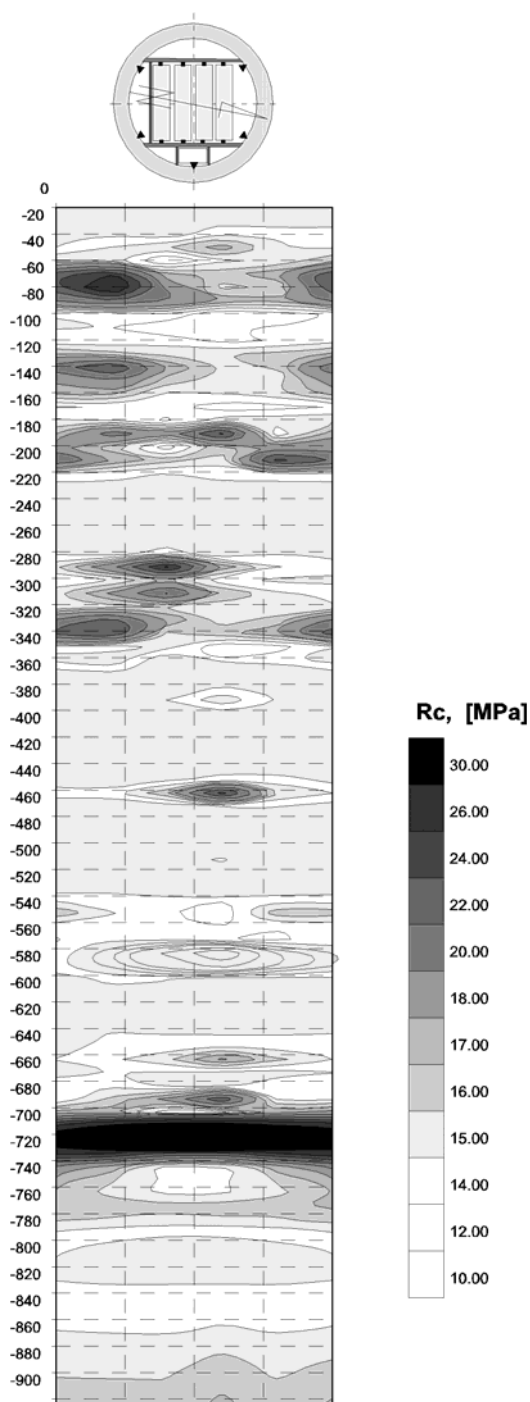


Fig.2 Distribution of compressive strength of concrete in lining construction of the shaft.

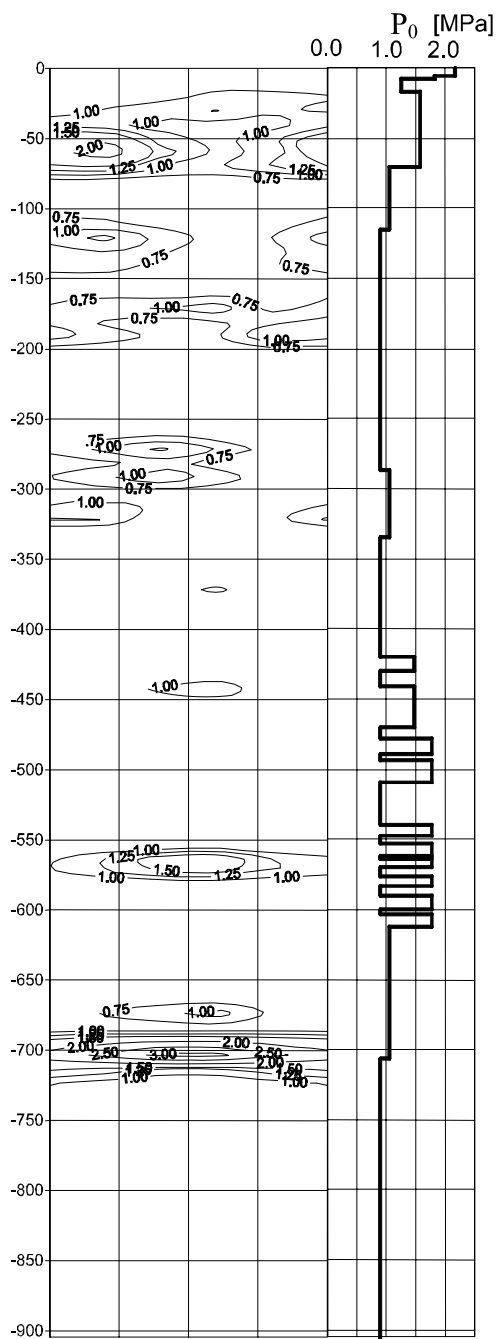


Fig.3 Distribution of bearing capacity of shaft lining

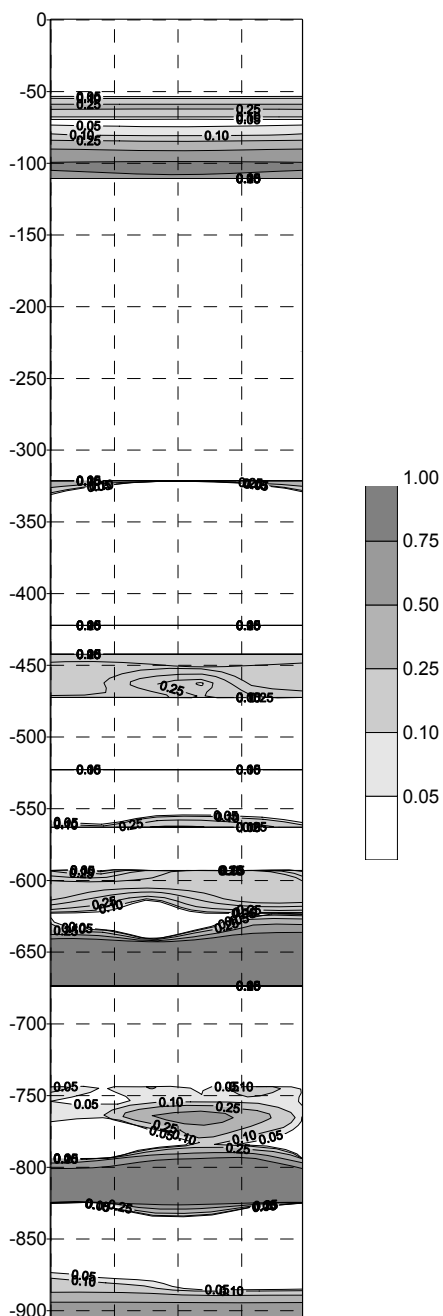


Fig.4 Distribution of failure distribution of shaft lining

BIBLIOGRAPHY

- [1] BIEGUS, A.: Probabilistyczna analiza konstrukcji stalowych. Wyd. PWN, Warszawa – Wrocław, 1999.
- [2] CHUDEK, M.: Geomechanika z podstawami ochrony środowiska górniczego i powierzchni terenu. Wyd. Pol.Śl., Gliwice, 2002.
- [3] CHUDEK, M.: Obudowa wyrobisk górniczych. Cz. I. Obudowa wyrobisk korytarzowych i komorowych. Wyd. "Śląsk", Katowice, 1986.
- [4] CHUDEK, M., DUŻY, S., BĄCZEK, A.: Ocena stanu bezpieczeństwa obudowy betonowej szybu w świetle badań nieniszczących. International Conference „GEOTECHNIKA – GEOTECHNICS 2004”, Štrbské Pleso, Słowacja, 2004.
- [5] DUŻY, S.: Designing the underground buildings with regard to unreliable information. IV International Conference "GEOTECHNICS 99", Ostrawa 1999.
- [6] DUŻY, S.: Własności wytrzymałościowe skał a badania dla potrzeb doboru obudowy wyrobisk. Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie, 2002, nr 8(96).
- [7] DUŻY, S.: Probabilistyczna analiza stateczności budowli podziemnych. Przegląd Górniczy, 2004, nr 4.
- [8] DUŻY, S.: Algorytmizacja probabilistycznej oceny stopnia bezpieczeństwa konstrukcji budowli podziemnych. Praca Katedry Geomechaniki, Budownictwa Podziemnego i Zarządzania Ochroną Powierzchni – BW-492/RG-4/2004, Pol. Śl., Gliwice, 2004 (praca niepublikowana)
- [9] Polska Norma PN-G-04211: 1996. Szyby górnicze. Obudowa betonowa. Kryteria oceny i metody badań.
- [10] Polska Norma PN-B-06261: 1974. Nieniszczące badania konstrukcji z betonu. Metoda ultradźwiękowa badania wytrzymałości betonu na ściskanie.
- [11] Polska Norma PN-G-05016: 1997. Szyby górnicze. Obudowa. Obciążenia.
- [12] Polska Norma PN-G-05015: 1997. Szyby górnicze. Obudowa. Zasady projektowania.
- [13] Praca zbiorowa pod red. M. Chudka: Ocena stanu szybu II KWK "Krupiński" metodą nieniszczącą wraz z analizą warunków geologiczno – górniczych i hydrogeologicznych w aspekcie utrzymania stateczności obudowy oraz bezpiecznego użytkowania szybu wraz z opracowaniem technologii naprawy obudowy. Katowice, 2003. (praca niepublikowana)
- [14] SOBALA, J., ROSMUS, P.: System zarządzania bezpieczeństwem pracy w zakładach górniczych. Wyd. GIG, Katowice, 1996.
- [15] SZYMCAK, CZ.: Elementy teorii projektowania. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 1998.

Reviewer: Doc. RNDr. Zdeněk Kaláb, CSc.

Jan MAREČEK¹

KONDENZAČNÍ KOMÍNY

Abstrakt

Spalinová cesta, která odvádí vlhké spaliny od nízkoteplotních spotřebičů paliva, je ovlivňována kondenzací vodních par. V současné době se při nízkoteplotním vytápění plynem, používá kondenzačních spotřebičů paliva, které při získávání tepla spojují funkce spalování paliva s kondenzací par obsažených ve spalinách. Článek se věnuje kondenzačním komínům, které stejný princip využívají pro zvýšení účinnosti topného systému v neobvyklém místě spalinové cesty.

ÚVOD

Spalování paliva je exotermická reakce, při které vzniká teplo, popel a spaliny. Jestliže dojde ke spalování metanu v optimálních podmínkách pro hoření, bude platit rovnice



Pro rozbor chování mokrých spalin na spalinové cestě bylo použito jejich charakteristických hodnot odvozených ze stechiometrického spalování metanu .

Celkové množství tepla, které při tomto procesu vzniká, nazýváme spalným teplem. Pod pojmem spalného tepla se skrývá výhřevnost paliva a komínová ztráta. Výhřevností označujeme množství tepla, které se uvolňuje při ideálním spalování paliva v topeništi.

Komínová ztráta zahrnuje teplo, které bylo vynaloženo na ohřátí spalin a na přeměnu vody na páru. Uvedené teplo je obsaženo ve spalinách vycházejících z kouřového hrdla topidla. Vodní pára, která je součástí spalin, vzniká jako produkt spalování a vlhkosti paliva

Účinnost topidla se stanoví podle množství tepla, které je možno získat při spalování v konkrétním spotřebiči spalin ve vztahu k výhřevnosti paliva. Účinnost topného systému je závislá na dokonalosti spalování určitého druhu paliva, při vyváženém přísunu paliva a spalinového vzduchu vzhledem ke spotřebě tepla.

Při hodnocení kondenzačních topidel se používá výhřevnosti paliva pro porovnání se stejným teplem jako u normálního vytápění, ke kterému se připočítává teplo z ochlazování spalin. Při takovém hodnocení dochází k porovnávání maximálního množství tepla, které je možno získat z paliva v topeništi kotle s možnostmi topného zdroje s chladičem spalin. Při tom se odvádí pozornost od skutečné funkce topného zařízení, kde se na výrobě tepla podílí palivo, spalinový vzduch, spotřebič paliva a spalinová cesta.

Při ideálním ochlazování spalin dochází nejprve k ochlazování spalin až do úrovně rosného bodu, který je mezní hranicí pro nasycení spalin vodními parami. Snižování teploty pod tuto hranici vyvolává jejich postupnou kondenzaci podle kondenzační křivky garfu 1 A. Předpokladem ideálního ochlazování je postupné odvádění tepla podle míry nasycení spalin vodními parami. Kondenzační technika je obvykle založena na metodě vícestupňového ochlazování. Teplota chladicí vody v jednotlivých stupních je pro tyto potřeby odstupňována podle kapacity chladiče tak, aby teplota z kondenzace byla spolehlivě odvedena pro další využití v rámci topného zařízení.

¹ Ing., VŠB-TU Ostrava, Stavební fakulta, Ludvíka Podéště 1875, 708 00 Ostrava-Poruba, Tel. 597321309, E-mail: jan.marecek@vsb.cz

Podle lit. [1] je kondenzační technika založena na využití tepla, které je skryto ve spalínách. Aby bylo možno hodnotit uvedený systém, je nutné počítat na jedné straně s celkovým množstvím tepla získaného v topeništi i v kondenzačním výměníku spalín použitelného pro vytápění. Na druhé straně je nutno k výhřevnosti paliva připočítat i náklady na provoz spalinových ventilátorů, zvýšenou údržbu a odvod kondenzátu.

KONDEZAČNÍ TECHNIKA

Kondenzace par vzniká při ochlazení spalín pod rosný bod spalín v komínovém průduchu. Přeměna par na kondenzát zásadně mění množství a charakter spalín po celé cestě komínem. Komínový tah je závislý na rozdílu hmotnosti teplých spalín v průduchu a hmotnosti vzduchu ve venkovním prostředí. Vlhké spaliny jsou

směsí suchých spalín a vodní páry. Podle Daltonova zákona je každá z obou složek nezávislá na druhé, jak lze vyjádřit vztahem pro venkovní vzduch:

$$P_A = P_{D3} + P_{D1} \text{ [Pa]} \quad (2)$$

P_A atmosferický tlak vzduchu [Pa]

P_{D3} parciální tlak suchého vzduchu [Pa]

P_{D1} parciální tlak vodní páry [Pa]

Měrnou hmotnost spalín můžeme pak vyjádřit vztahem (3)

$$\rho = \rho_v + \rho_p \text{ [kg/m}^3\text{]} \quad (3)$$

ρ měrná hmotnost vzduchu [kg/m³]

ρ_v měrná hmotnost suchého vzduchu [kg/m³]

ρ_p měrná hmotnost páry [kg/m³]

(4) Závislost měrné hmotnosti spalín k teplotě a plynovým konstantám směsi lze vyjádřit vztahem

$$\rho_s = 1/T^* ((P_A - \Phi P_{D1})/R_v + \Phi P_{D1}/R_p) \text{ [kg/m}^3\text{]} \quad (4)$$

T teplota spalín [K]

R_v plynová konstanta vzduchu [287 J/kg/K]

R_p plynová konstanta par [462 J/kg/K]

Φ relativní vlhkost vzduchu [%]

Po dosazení konstant do vzorce (4) obdržíme zjednodušený vztah (5) pro topení metanem.

$$\rho_s = 0,00348/T^* (P_A - 0,378 \Phi P_{D1}) \text{ [kg/m}^3\text{]} \quad (5)$$

Tab.1 Hmotnost vlhkého vzduchu ve vztahu k teplotě a obsahu par

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	Teplota vzduchu	Návrh. relativní vlhkost venkovního vzduchu v zimě ČSN730540-3	Objemová hmotnost vlhkosti plynová konstanta 462	Parciální tlak páry podle relativní vlhkosti	Tlak nasycené vodní páry EN13788	Objemová vlhkost nasycené páry EN13788	Měrná hmotnost vlhkého vzduchu	Suchý vzduchu dle Rakovského ČSN730540-3	Výpočet hustoty lit. (1) 93000/287T	Výpočet vlhkého vzduchu dle rovnice (5)
č.	°C	%	kg/m ³	Pa	Pa	g/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³
1	-20	85	0,000747543	88	103	0,88	1,396	1,395	1,274	1,279
3	-15	84	0,001160542	139	165	1,38	1,369	1,368	1,249	1,254
4	-10	83	0,001772674	216	260	2,14	1,344	1,342	1,225	1,229
5	-5	82	0,002650769	329	401	3,24	1,320	1,317	1,203	1,206
6	0	80	0,003868405	489	611	4,85	1,297	1,293	1,181	1,183
7	5	79	0,005353976	689	872	6,78	1,276	1,271	1,159	1,161
8	10	76	0,007119723	933	1227	9,39	1,256	1,249	1,139	1,139
9	15	73	0,009332643	1244	1704		1,236	1,227	1,119	1,118
10	20	68	0,011719728	1589	2337	17,29	1,217	1,205	1,100	1,097
11	25	58	0,013319556	1837	3167		1,198	1,185	1,082	1,078
12	30	40	0,01209839	1696	4241	30,26	1,177	1,165	1,064	1,061

Uvedené vzorce jsou odvozeny od výpočtu venkovního vzduchu, pro který platí obdobné vztahy jako u spalín, které vznikají při topení plynými palivy.

Záměrně byly použity uvedené vzorce z obecné vzduchotechniky viz lit.(2). Pro názornost byl výpočet aplikován na komínovém tahu od spotřebiče ideálního paliva, kterým je metan.

Tlak spalín lze vyjádřit vztahem (6)

$$P_A = P''_2 + P''_4 \text{ [Pa]} \quad (6)$$

P celkový tlak spalín [Pa]

P''_2 parciální tlak suchých spalín [Pa]

P''_4 parciální tlak vodní páry spalín [Pa]

Měrnou hmotnost spalín můžeme pak vyjádřit vztahem (7)

$$\rho_1 = \rho_4 + \rho_3 \text{ [kg/m}^3\text{]} \quad (7)$$

ρ_1 měrná hmotnost spalín [kg/m³]

ρ_3 měrná hmotnost suchých spalín [kg/m³]

ρ_4 měrná hmotnost páry [kg/m³]

(8) Závislost měrné hmotnosti spalín k teplotě a plynovým konstantám směsi lze vyjádřit vztahem

$$\rho_1 = 1/T * ((P_A - \phi P''_4)/R_s + \phi P''_4/R_p) \text{ [kg/m}^3\text{]} \quad (8)$$

T teplota spalín [K]

R_s plynová konstanta suchých spalín(metan) [288 J/kg/K]

R_p plynová konstanta par ve spalínách [400 J/kg/K]

ϕ relativní vlhkost spalín [%]

KOMÍNOVÝ TAH

Statický tah komínového průduchu

$$PH = H \cdot g \cdot (\rho - \rho_1) \text{ [Pa]} \quad (10)$$

Podmínka vzniku komínového tahu je zachování rozdílu hmotností plynů uvnitř a vně komínu. Pro zajištění provozní spolehlivosti systému to znamená, že spotřebič paliva musí zajistit aby podtlak v místě kouřového hrdla byl větší než vypočtený komínový tah. První podmínkou je aby měrná hmotnost vlhkých spalin v komínovém průduchu byla vždy menší, než hmotnost skutečného vzduchu v okolí hlavy komínu a aby rozdíl byl dostatečně velký pro pokrytí ztrát tlaku komínové konstrukce.

Obvyklý způsob je založen na výpočtu suchého vzduchu a suchých spalin. Přímý výpočet hmotnosti vlhkých komponentů nám může ukázat nové možnosti mokřých komínů.

Uvedená tabulka komínového tahu ukazuje jak se mění objemová hmotnost suchých a mokřých spalin podle teploty a podle hodnot atmosférického tlaku vzduchu. Při výpočtu byly použity vzorce (1-10).

Výpočet byl omezen na spaliny, které vznikají při hoření metanu při ideálním spalování. Pro výpočet komínového tahu byl použit fiktivní komín účinné výšky 10 m Teplota spalin v sopouchu komínu vycházela z ideální reakce spalování při teplotě 140 °C. Tření o stěny průduchů bylo zanedbáno, protože se jedná o mokré komíny, které mají komínové průduchy odolné proti působení kondenzátu s nejnižším součinitelem tření, který se dále zmenšuje při smáčení kondenzátem.

Rozhodující pro spolehlivost zařízení jsou pak změny atmosférického tlaku během dne, měsíce, provozní doby zařízení. Výpočet byl omezen na spaliny, které vznikají při hoření metanu při ideálním spalování. Pro výpočet komínového tahu byl použit fiktivní komín účinné výšky 10 m Teplota spalin v sopouchu komínu vycházela z ideální reakce spalování při teplotě 140 °C. Tření o stěny průduchů bylo zanedbáno, protože se jedná o mokré komíny, které mají komínové průduchy odolné proti působení kondenzátu s nejnižším součinitelem tření, který se dále zmenšuje při smáčení kondenzátem.

Rozhodující pro spolehlivost zařízení jsou pak změny atmosférického tlaku během dne, měsíce, provozní doby zařízení.

Uvedená tabulka komínových tahů nás seznamuje s problematikou spalinových cest uplatněných v kondenzační technice. Popisu současných technologií kondenzačních kotlů se věnuje kapitola 5 V uvedené tabulce pro tyto techniky platí část tabulky mezi teplotu spalin 60 až 30 °C. Popisu kondenzačních komínů je věnována kapitola 6 a pro jejich funkce je věnována celá tabulka 3.

Tab.2 Výpočet komínového tahu pro různé hodnoty atmosférického tlaku

		Výpočet komínového tahu								
		bez kondenzace				po kondenzaci				
VSTUPNÍ HODNOTY	R _v =	J/kg/K	288							
	R _p =	J/kg/K	400							
	T ₅	K	413	373	353	333		323	313	303
	t ₅	°C	140	100	80	60		50	40	30
	P _D	Pa	370301	102135	47360	19919		12330	7375	4241
	φ	%	7	22	45	100		kondenzuje		
	γ	100*%	0,07	0,22	0,45	1,02		0,796	1,290	2,172
	ρ ₃	kg/m3	0,152	0,152	0,152	0,152		0,076	0,076	0,076
Varianta 1	P _A	Pa	94000	ρ = 1,109316 kg/m³						
	ρ ₂	kg/m3	0,5792	0,6639	0,7135	0,7690		0,80	0,94	0,97
	ρ ₃	kg/m3	0,1520	0,1520	0,1520	0,1520		0,08	0,08	0,08
	ρ ₁	kg/m3	0,7312	0,8159	0,8655	0,9210		0,8754	1,02	1,05
	P ₃	Pa	38	29	24	19		23	9	6
Varianta 2	P _A	Pa	98000	ρ = 1,156612 kg/m³						
	ρ ₂	kg/m3	0,6128	0,7012	0,7528	0,8107		0,8424	0,98	1,02
	ρ ₃	kg/m3	0,1520	0,1520	0,1520	0,1520		0,0760	0,08	0,08
	ρ ₁	kg/m3	0,7648	0,8532	0,9048	0,9627		0,9184	1,06	1,09
	P ₃	Pa	39	30	25	19		24	10	6
Varianta 3	P _A	Pa	100000	ρ = 1,180386 kg/m³						
	ρ ₂	kg/m3	0,6296	0,7198	0,7725	0,8316		0,8639	1,00	1,04
	ρ ₃	kg/m3	0,1520	0,1520	0,1520	0,1520		0,0760	0,08	0,08
	ρ ₁	kg/m3	0,7816	0,8718	0,9245	0,9836		0,9399	1,08	1,12
	P ₃	Pa	40	31	26	20		24	10	6
Varianta 4	P _A	Pa	102000	ρ = 1,204161 kg/m³						
	ρ ₂	kg/m3	0,6464	0,7384	0,7922	0,8525		0,8854	1,03	1,06
	ρ ₃	kg/m3	0,1520	0,1520	0,1520	0,1520		0,0760	0,08	0,08
	ρ ₁	kg/m3	0,7984	0,8904	0,9442	1,0045		0,9614	1,10	1,14
	P ₃	Pa	41	31	26	20		24	10	6

T_5	Teplota spalin T		
T_5	teplota spalin		
$R_v =$	plynová konstanta suchých spalin		
$R_p =$	plynová konstanta vlhkosti		
ϕ	Relativní vlhkost v %		
γ	součinitel relativní vlhkosti		
P_D	Parciální tlak nasycených par		
P_A	atmosférický tlak		
ρ_1	hustota spalin		
ρ_2	hustota suchých spalin		
ρ_3	hustota vlhkosti spalin		
P_3	komín tah		

KONDENZAČNÍ SPOTŘEBIČE PALIVA

Předmětné spotřebiče paliva s kondenzačním zařízením, získávají při spalování přímé teplo z paliva a v chladičích spalín získávají skryté teplo z kondenzace par. V chladičích se nejdříve ochladí spaliny na úroveň kondenzační křivky graf 1 A a pak při dalším ochlazování dochází k přeměně části páry na kondenzát a teplo.

Teoreticky lze získat při ochlazování spalín bez kondenzace na teplosměnné ploše 116 Wh na 1 kg. vodní páry.

Základní přínos kondenzačních kotlů je v získávání skupenského tepla při přechodu vlhkosti ze skupenství plynného do kapalného. Při ochlazování spalín, pod úroveň rosného bodu, lze získat až 695 Wh na 1kg kondenzátu

Kondenzací par dojde k částečnému vysušení spalín a to znamená že objem bude menší o část par a těžší podle změny objemové hmotnosti v závislosti na jejich teplotě.

Pokud budou stěny komínu chladnější než chladicí kapalina, bude dál probíhat kondenzace spalín na stěnách průduchu. Uvedený stav vede k mokřým komínům, u kterých dochází k plynulé kondenzaci zbytkové vlhkosti po celé výšce průduchu. Při takovém postupu je zřejmé, že bude docházet i k dalším změnám komínového tahu ve vazbě na teplotě a vlhkosti spalín.

Změny vlhkosti podle teploty spalín až po kondenzaci pare byly graficky znázorněny v grafech 1.A,B,C.

Graf 1.A ukazuje průběh kondenzační křivky (nasycené páry) ve vztahu k objemové hmotnosti vlhkosti ve spalínách. Tato křivka nám rozděluje prostor teplot pro ochlazování bez kondenzace, od teplot, při kterých dochází k uvolňování skupenského tepla. Graf je založen na stanovení objemové hmotnosti par v m3 spalín při nasycení parou ve vztahu k jejich teplotě.

Graf 1.B ukazuje průběhu vlhkosti spalín od kouřového hrdla po kondenzační zařízení kotle. Spaliny při výstupu z kouřového hrdla topidla (bod 1) mají teplotu 140 0C. Pro zajištění kondenzace je nutné spaliny ochladit na teplotu rosného bodu , která je označena (bodem 2) . Po celou dobu uvedeného ochlazování nedochází ke kondenzaci par a její množství zůstává stejné. Těsně před dosažením bodu kondenzace dojde k přeměně páry na kondenzát a k uvolnění tepla. Lze předpokládat, že plocha chladiče zajistí pokles teploty spalín až na 40 0C a tak se docílí získání kondenzátu podle křivky nasycených par $K_{nas} = 18,7 - 7,3 = 11,4$ kg

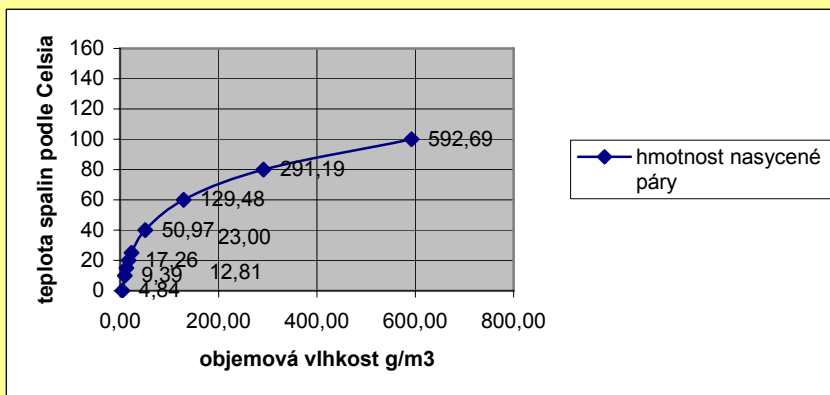
Takové množství kondenzátu předá teplo v množství $Q = 11,4 \cdot 695 = 7,9$ kWh ve formě ohřátí chladicí kapaliny na maximální teplotu 40 0C. Průběh kondenzace je popsán v grafu B mezi body 2-3 . Zbývající vlhkost (mezi body 3-4) o objemu 7,3 l/hod bude proudit komínem se spalínami a pokud budou stěny komínu chladnější než teplota chladiče dojde k jejich kondenzaci uvnitř průduchu. komínu. Na konci křivky jsou parciální tlak par a teploty spalín tak malé, že je nelze využít pro komínový tah. Tento stav je nutné řešit spalínovým ventilátorem.

Graf C ukazuje stejný průběh při zvlhčení spalín v kondenzačním komínu popsáný v následující části .

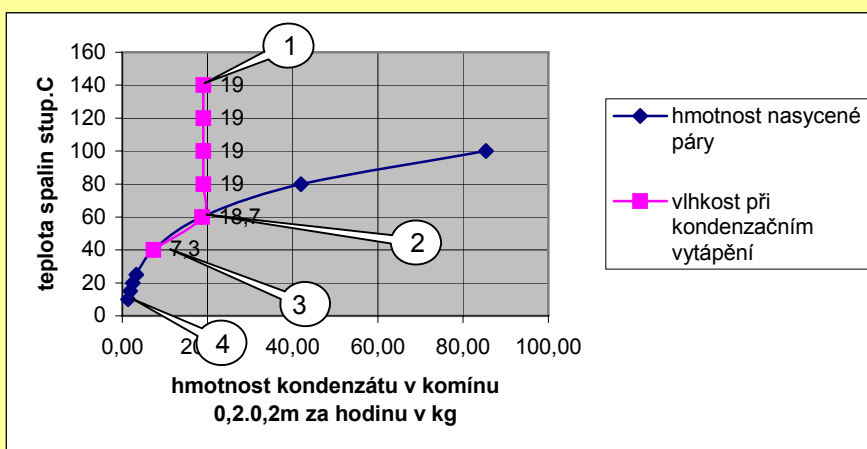
Ke kondenzačnímu spotřebiči paliv můžeme uvést, že jeho přínos je v zapojení chladiče spalín do vytápěcího systému v místě kotelen při předehřívání spalného vzduchu, nebo teplé užitkové vody.

Jeho nedostatkem je, že kondenzační zařízení ochlazují spaliny tak, že do komínu přicházejí spaliny nasycené vodní parou, která při dalším ochlazení v komínu kondenzuje. Pro mokré konstrukce není dobré aby komín zůstává studený a mokrý. Při přerušovaném vytápění je nutné zabezpečit ústí komínu proti zamrznutí. Ztráta komínového tahu musí být nahrazena komínovými ventilátory. Při výpočtu pak nelze počítat jen s tepelnými zisky z kondenzace, ale musíme do účinnosti zahrnout i ztráty tepla a komínového tahu při ochlazování jeho spodní části.

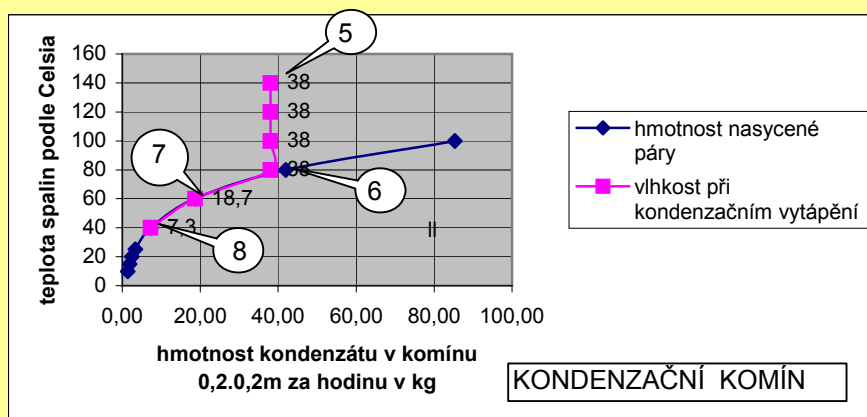
A



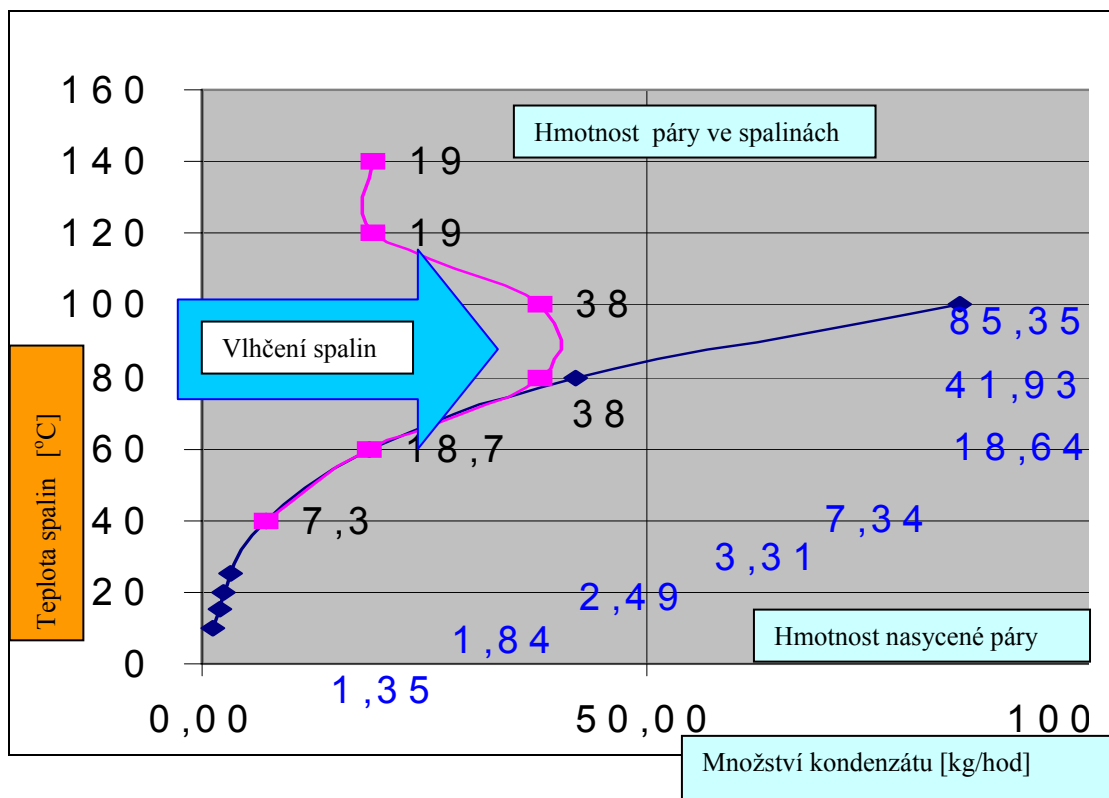
B



C



Graf 1 Grafické znázornění závislosti obsahu par na teplotě podle různých způsobů ochlazování



Graf 2 Zvýšení vlhkosti před kondenzací - vlhčení

Tab.3 Přehled tepelných zisků kondenzačních topidel a komínů

kapacity komínu					teplo z kondenzace			
Hydraulický průměr m	rychlost proudění m/s	objem spalin m ³ /s	objem spalin m ³ /hod	hmotnost kondenzátu za hodinu kg/hod	skupenské teplo par kWh	využitelné teplo při kondenzaci 60/40 kWh	využitelné teplo v kondenzačním komínu kWh	výkon spotřebiče paliva v kWh
0,2	1,0	0,03	113,04	17,22	11,96	7,30	20,09	94
	1,1	0,03	123,21	18,77	13,04	7,95	21,90	103
	2,0	0,06	226,08	34,44	23,92	14,59	40,18	189
	3,0	0,09	339,12	51,66	35,88	21,89	60,28	283
	4,0	0,13	452,16	68,88	47,84	29,18	80,37	377
0,15	5,0	0,16	565,20	86,10	59,80	36,48	100,46	472
	1,0	0,02	63,59	9,69	6,73	4,10	11,30	53
	2,0	0,04	127,17	19,37	13,45	8,21	22,60	106
	3,0	0,05	190,76	29,06	20,18	12,31	33,90	159
	4,0	0,07	254,34	38,75	26,91	16,41	45,21	212
	5,0	0,09	317,93	48,43	33,64	20,52	56,51	265

KONDENZAČNÍ KOMÍN

Řada problémů s kondenzačními spotřebiči paliva vyvolává potřebu nového přístupu k jeho technickému řešení. Při rozboru současného stavu podobných zařízení byla zkušebně změněna poloha kondenzačního chladiče spalin do podkrovního prostoru a ukázalo se, že takové řešení přináší nové možnosti v konstrukci zařízení i k úsporám tepla i energie. V prostoru střešní konstrukce lze umístit akumulární nádrže tepla, které mohou být společně s jinými tepelnými zdroji jako jsou sluneční kolektory. Nové umístění vytváří prostor pro zvyšování vlhkosti ve spalinách a tím zvyšování rosného bodu spalin. Ochlazování kondenzátu v této části spalinové cesty zachrání teplé komíny a odvádění kondenzátu je možno řešit potrubím, místo dosavadního volného stékání po stěnách průduchů atd.

Kondenzace vlhkosti ze spalin je založena na ochlazení spalin na úroveň jejich rosného bodu. Takové prvotní ochlazování je ne hospodárné, při této fázi se získává velmi malá část tepla a ztrácí se cenné hodnoty spalin teplo a komínový tah.

Dalším problémem je nízká teplota rosného bodu a z toho plyne i nízká teplota ohřívání vody v chladičích spalin. Snahy o zvýšení této teploty vedou přes zvlhčování spalin před kondenzační jednotkou. Pokud přeneseme celý problém do prostoru komínu a propojíme uvedené postupy, získáme novou, účelnou funkci mokřých komínů. Zjednodušeně můžeme takový systém popsat jako přenesení kondenzace do prostoru komínové konstrukce.

Kondenzační jednotka bude zajišťovat kondenzaci v prostoru, kde se ochlazování spalin prostředím blíží k rosnému bodu spalin. Podle okamžitého charakteru spalin je možné rozhodnout o tom, zda kondenzát odtéče potrubím do sběrné jímky, nebo bude rozptýlen do prostoru před chladičem mezi přicházející spaliny. Tak jako v klimatizačních zařízeních, můžeme pomocí zvlhčovacích zařízení zajistit zvýšení vlhkosti spalin, které vyvolá zvýšení rosného bodu a kondenzace proběhne při vyšší teplotě.

Pro popis první etapy činnosti kondenzačního chladiče platí graf 1.B a nové funkce kondenzačního komínu jsou uvedeny v grafu 1.C. Výpočet byl proveden v tab.3 pro komínový průduch 0,2/0,2m s rychlostí proudění 1,1m/s s předpokládaným výkonem spotřebiče paliva 103 kWh.

Počáteční funkce nového chladiče je podobná jako v případě kondenzačního spotřebiče paliv uvedeného v grafu 1.B. Spaliny mají na začátku komínu teplotu 140 °C, rosný bod 59 °C a k tomu můžeme použít stejnou křivku rosných bodů. Hlavní změna je v tom, že první ochlazování spalin nezačíná v chladiči ale probíhá v komínu viz graf 1. B (úsek mezi body 1 a 2). V kondenzační jednotce odebere chladič kapalina kondenzační teplo a sama se ohřeje až na 40 °C (úsek mezi body 2 a 3). Spaliny s teplotou do 40 °C uniknou do volného prostoru. Vzniklý kondenzát bude rozptýlen do prostoru před kondenzační jednotkou, tak aby zvýšil vlhkost přicházejících spalin.

Graf 1. C popisuje stejný průběh ochlazování při neustálém zvlhčování spalin v kondenzačním komínu.

V druhé etapě počítáme se zvýšením vlhkosti spalin, které znamená zvýšení rosného bodu na úroveň označenou bodem (6 o teplotě 80 °C).

Spaliny při výstupu z kouřového hrdla topidla (bod 5) mají teplotu 140 °C. Pro zajištění kondenzace je nutné spaliny ochladit na teplotu rosného bodu, která je označena bodem (6). Po celou dobu uvedeného ochlazování nedochází ke kondenzaci par a jejich množství zůstává stejné 38kg/hod.

Kondenzace nastává podle grafu C mezi body (6/ 80°C a 8 /40 °C). Kondenzační jednotka může získat skryté teplo, vypočtené z rozdílu měrné vlhkosti při 80 °C a 40 °C. Podle grafu C (body 6 až 8) vznikne kondenzát v množství $K_{kon}Q = 38 - 7,3 = 30,7$ kg po přepočtu na teplo to znamená zisk $Q = 695 \cdot 30,7 = 21 \text{ kWh}$.

Z tabulky 3. je zřejmé, že zvýšení účinnosti kondenzace je nezanedbatelné. Výpočet v uvedené tabulce počítá s ideálním systémem spalování bez ztrát, při plném odvedení tepla. Odvádění zbytkových spalín ve stejném množství jako u předešlého systému, na podstatně kratší vzdálenost zajistí rozdíl parciálních tlaků par spalín a venkovního prostoru. Při konkrétním použití uvedeného návrhu je nutné počítat se zvětšenou odolností komínové konstrukce proti působení kyselin, obsažených v kondenzátu.

ZÁVĚR

Jednou z možností zvyšování účinnosti kondenzační techniky je zvlhčování spalín před chladiči spalín. Zvýšením vlhkosti spalín se dříve provádělo v prostoru kotlů, uvedená práce využívá k tomuto kroku kondenzátu z prvního stupně ochlazování. Zvýšením vlhkosti spalín dochází i k zvýšení teploty rosného bodu a tím i k zvýšení teploty chladicí vody. Uvedená teplota chladicí vody v kondenzačních jednotkách se pohybuje kolem 40 °C a mohla by se v novém zařízení zvýšit až o jednu polovinu. Využitelné kondenzační teplo se pak zvýší z 6% na 8% celkové hodnoty skryté energie ve spalínách. Uvedené cíle jsou velmi inspirativní ale praxe teprve ukáže životaschopnost uvedených návrhů. Nastartování takového systému bude podmíněno pečlivému hydraulickým vyladěním celé spalínové cesty, a udržení ustáleného provozního stavu bude složitým úkolem pro dodavatele podobného zařízení. Autor si je vědom složitosti uvedeného řešení, proto zahrnul do příspěvku upravený výpočet komínového tahu a postup kondenzace spalín ve vztahu ke kondenzační křivce spalín

Tabulka množství využitelného kondenzátu, ukazuje na širší možnosti kondenzační techniky. Srovnání výhřevnosti vybraných paliv s množstvím tepla skrytého ve vlhkosti spalín může být výchozím bodem při hodnocení komínových kondenzačních soustav.

Tab.4 Přehled množství a využitelnost kondenzátu podle vybraných paliv

Přehled množství kondenzátu ve vztahu k množství paliva									
			Metan	Zemní plyn H	Zemní plyn L	Propan	Butan	Svítlplyn	Topný olej
1	kondenzát	kg/m ³	1,63	1,63	1,53	3,37	4,29	0,89	0,88
2	latentní teplo	Wh/m ³	1022	1022	959,3	2113	2690	558	551,8
3	dtto	kWh/m ³	1,02	1,02	0,96	2,11	2,69	0,56	0,552
4	ztráta	kWh/m ³	-0,03	-0,03	0,01	-0,01	0,05	-0,03	-0,05
5	rozdíl spal-výhř	kWh/m ³	1,05	1,05	0,95	2,12	2,64	0,59	0,6
6	výhřevnost	kWh/m ³	9,5	10,35	8,83	25,9	34,55	4,87	10,08
7	spalné teplo	kWh/m ³	10,55	11,4	9,78	28,02	37,19	5,46	10,68
8	kond/výhřevnost	%	10,76	9,874	10,86	8,158	7,785	11,46	5,474
9	použitelná kond.	%	6,455	5,925	6,519	4,895	4,671	6,875	3,284
10	rosný bod	°C	59	58	57	53			47
Při kondenzaci 1kg par je možno získat latentní teplo v množství Q=									627 Wh/kg
Teplo z úplné kondenzace činí 7 až 11% výhřevnosti plynu									
Teplo z použitelné kondenzace činí 5-7% výhřevnosti plynu (při 60% účinnosti chladiče)									

Kondenzační komíny uvedených typů mohou vyplnit mezeru v nabídce energeticky úsporných systémů vytápění, založených na kombinaci vytápění zemním plynem a solárními kolektory. Nové umístění kondenzačních chladičů v tomto provedení omezuje stékání kondenzátu na stěnách průduchu a nechává komín teplý. Nedochází k úplné likvidaci komínového tahu. Pokud bude uvedené kondenzační zařízení umístěno v prostoru akumulčních nádrží teplé vody, otvírají se zde nové cesty, jak využít součinnost s jinými soustavami jako jsou solární kolektory. Cena úprav kondenzačních komínů může být zajímavá i v širším měřítku.

LITERATURA

- [1] JELÍNEK, VL. *Kondenzační technika* DOS-T 08.05.01.001 ČKAIT, Praha 1998
- [2] DRKAL, FR. *Vzduchotechnika v dřevozpracujícím průmyslu*. SNTL, Praha 1981

Reviewer: Doc.Ing.arch. Josef Šamánek, CSc.

Filip ČMIEL¹, Zdeněk PEŘINA²

VADY ZPŮSOBENÉ NEODBORNOSTÍ PŘI VÝSTAVBĚ RODINNÉHO DOMKU

Abstract

This article deals with leaking in the basement of an attached house after finishing a construction. The situation is solved by continuous sucking water from a collecting tank and by running of an air-dehydrator.

ÚVOD

U rodinných domků se vyskytuje mnoho vad, které vznikají zpravidla zbytečně. Někdy z nedostatečného průzkumu staveniště, mnohem častěji pak z neobornosti stavebníků a ze svévolných změn, kterých se dopouštějí malé stavební firmy, poněkud vlivem zásahů samotných stavebníků. Malé stavební firmy jim snadno podléhají, zvláště, když jde o kombinaci dodávek, které zajišťuje firma a sám stavebník, zejména ve volbě materiálu. Nemělo by k tomu docházet, neboť každá firma má mít odpovědného autorizovaného pracovníka ve svém stavu, anebo najatého, který má oprávnění projektovat a vést stavbu nebo stavební dozor. Tento článek se zabývá případem vad stavebního domku a rozbořem možností, kde vznikly příčiny konkrétních stavebních vad.

Mezi nejčastější vady náleží vady v podzemním podlaží, především vlhnutím zdi anebo dokonce při zatékání vody do místností. K tomuto došlo v případě již dokončeného domku, který dále rozebereme.

Jde o řadový domek, kde v řadě je šest domků, z toho čtyři vnitřní stejné a dva krajní jsou navrženy jako koncové. Domky mají společné štítové zdi, celá řada tvoří jeden nedilatovaný celek. Všechny jsou podsklepené, mají jedno nadzemní podlaží a druhé podlaží je vytvořeno v podkroví a samostatně zastřešeno příčnou sedlovou střechou s valbou nad balkonem.

Skupina řadových domků je součástí většího území zastavěného rodinnými samostatnými domky v zahradách. Území je mírně svažité k jihovýchodu. Z hlediska základacích podmínek je rozděleno na tři zóny: Zóna R1 je stavebně nejbezpečnější. Zóna R2 je pro zástavbu poněkud obtížnější a je zastavěna jen zčásti na severní straně. Zóna R3 je nejméně vhodná, v podstatě je považována za nevhodnou pro stavby a skutečně také není zastavěna. Předmětná skupina domků leží těsně na rozhraní zóny R1 a R2 a zčásti svým rohem již zasahuje za hranice vymezené mezi zónou R1 a R2.

Po ukončení výstavby dochází u popisovaného řadového domu k neustálému zatékání do suterénu.

Otázka zní, zda lze technicky zajistit plnohodnotné využívání suterénu posuzovaného domu k původním účelům? Je možné, aby dodatečně navržené opatření zajistilo, že do suterénu nebude nadále затékat? Kde se stala základní chyba, která způsobuje zatečení do objektu?

¹ Ing., VŠB-TUO, FAST, Katedra pozemního stavitelství, Ludvíka Podéště 1875, 708 33 Ostrava-Poruba, e-mail: filip.cmiel@vsb.cz

² Ing., VŠB-TUO, FAST, Katedra pozemního stavitelství, Ludvíka Podéště 1875, 708 33 Ostrava-Poruba, e-mail: zdenek.perina@vsb.cz



Obr.1 Výstavba řadových domů 1. etapa

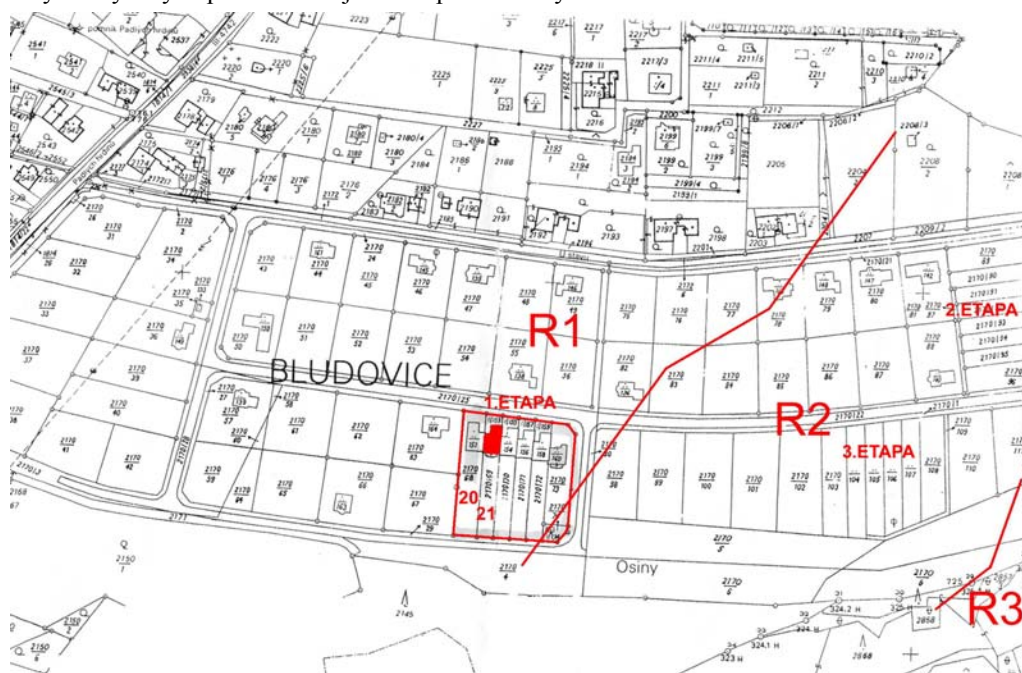


Obr.2 Výstavba řadových domů 1. etapa

POPIS LOKALITY, GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

Objekt se nachází v řadové výstavbě rodinných domů v katastrálním území obce Havířov – Bludovice, místní část Životice – Osiny v prostoru stávajícího jabloňového sadu o rozloze cca 11ha. Území je na západě ohraničeno ulicí Padlých hrdinů, na severu ulicí U stavu, na jihu pak okrajem lesa s erozivní rýhou místní vodoteče přitékající do vodní nádrže Těrlicko, která spolu s ulicí Karvinskou leží směrem na východ. Zájmovou plochu tvoří plochý morfologický hřbet jehož svahy se uklánějí k SV, V a JV. Povrch terénu se na lokalitě svažuje generálně východním směrem s nadmořskou výškou v rozmezí přibližně +330 až +290 m n.m. Hlubokým podložím v oblasti je uhlonosný svrchní karbon, jehož povrch se nachází v hloubce 800-900m pod terénem. Těžba uhlí do

blízkého okolí nezasáhla. Karbon je překryt autochtonním neogénem, přes nějž byly nasunuty horniny beskydských přikrovů vnějšího karpatského flyše.



Obr.3 Situace

Před zpracováním vlastní projektové dokumentace byl na daném území vyhotoven hydrogeologický průzkum. Cílem provedeného průzkumu bylo ověření základových poměrů pro výstavbu cca 70 projektovaných rodinných domů, které budou podsklepené i nepodsklepené. Úroveň základové spáry lze očekávat v hloubkách cca 1,0–1,5m u nepodsklepených a cca 2,5 –3,0m u podsklepených objektů.

Provedenými vrty byly zastiženy pouze svrchní rozvětralé polohy podložních jílovců, tzv. eluvium, ve kterém jsou podložní horniny rozloženy až na zeminy charakteru vysoce plastických proměnlivě vápnitých, místy i odvápněných jílu tuhé až pevné konzistence s příměsí četných úlomků a střípků matečných jílovců. Jíly jsou pravděpodobně odvápněné v horní části území a směrem dolů po svahu jejich vápnitost stoupá. Kvartérní sedimentace je zastoupena souvrstvím ledovcových jílovitých písků, prachovitopísčitých jílu, hlínami sprašového typu a deluviálními hlinitými sedimenty. Tyto zeminy mají velmi proměnlivou konzistenci, která kolísá od měkké až po pevnou. Charakteristický je pro ně také proměnlivý obsah písčité frakce, dále příměs drobných valounků křemene a rozvětralých úlomků pískovce. V nejnižší položené východní části lokality byly zjištěny zeminy s organickou příměsí.

Podložní horninový masív je pro vodu nepropustný. V hlubších partiích se mohou prostorově omezené kolektory vyskytovat v tektonicky porušených pásmech, případně v rozpukaných lavicích skalních hornin větší mocnosti. Infiltrující srážková voda drénuje svahem jednak ve vrstvách ledovcových sedimentů, a to převážně v okolí styku kvartéru s eluviem podložních jílovců a jednak na kontaktu svrchní drnovité hlíny s ledovcovými sedimenty, čemuž odpovídá lokálně se vyskytující měkká konzistence zemin pod povrchem terénu. Celé území je meliorováno. Zvodnění je nepravidelné a v některých vrtech nebylo na vodu až do konečné hloubky naraženo.

Stejně rozdílná je i intenzita přítoků – hladina podzemní vody je zde jednak volná se stejnou úrovní naraženou i ustálenou, vyskytuje se i mírně napjatá, kdy ustálená hladina vystupuje nad úroveň hladiny naražené a v některých případech byla intenzita přítoku do vrtu natolik slabá, že ustálená hladina nedosáhla ani úrovně hladiny naražené ani do druhého dne. Podzemní voda byla

v provedených vrtech naražena v hloubkách 2,70 – 5,20m a ustálila se v úrovni 2,75-4,40m pod terénem. Voda vykazuje střední agresivitu vůči betonu vyluhující uhličitou složkou. Agresivita vůči oceli je hodnocena stupněm III. jako zvýšená. Co se týká stability sledovaného území, lze konstatovat, že v době provádění průzkumných prací nebyly v terénu patrné projevy hlubších svahových deformací a svah se jeví jako stabilní. Pozorovatelné drobné nerovnosti lze přičíst zemědělskému obdělávání plochy v souvislosti s provozem sadu spolu s melioračními pracemi.

Zkoumané území lze z hlediska zjištěných základových poměrů rozdělit na tři IG rajony vyznačené v příložené situaci jako R1-R3.

Rajon R1 (staveniště vhodné) představuje západní část lokality. Základové poměry jsou zde příznivé, základovou půdu budou tvořit zeminy třídy F4-F6 v průměru polopevné konzistence. Podzemní voda by v této části lokality neměla při zakládání objektů uplatnit svůj vliv.

Rajon R2 (staveniště podmíněně vhodné) zahrnuje středovou část. Kromě tuhé až měkké, lokálně až kašovité konzistence zemin zde byly do konečné hloubky 6,0 m zjištěny tuhé jíly, pravděpodobně třídy F8, které v geologickém řezu nahrazují okolní jílovité písky. Průběh rozhraní mezi oběma typy zemin není znám. Problémy s nerovnoměrným sedáním pak mohou nastat v případech, kdy se obě tyto zeminy s rozdílnou únosností a stlačitelností objeví na základové spáře. Vliv při zakládání již může uplatnit také podzemní voda, jejíž hladina byla naražena v menších hloubkách.

Rajon R3 (staveniště nevhodné) představuje východní část lokality a základové poměry jsou nepříznivé, protože zde byl zjištěn výskyt neúnosných a silně stlačitelných zemin s organickou příměsí. Tyto zeminy se vyskytují již od hloubky 0,9 – 3,9m pod terénem. Také v této části lokality bude při zakládání potřeba počítat s vlivem podzemní vody, jejíž hladina byla naražena v hloubce 2,7-3,9 m pod terénem.

POPIS KONSTRUKCE

Ze zpracované projektové dokumentace a dále i z fotodokumentace, pořízené při výstavbě, je patrné, že se ve skladbě suterénu vyskytují běžné stavební materiály. Krycí izolační přízdívka je na tloušťku 100 mm tvořena z cihel plných P10 na maltu M10, na nich je cementová omítka s penetračním nátěrem, na který byl následně nataven asfaltový pás typu Bitagit. Obvodové nosné stěny byly navrženy z Porothermu 30 P+D na maltu Porotherm TM. Skladba podlahy je 100 mm betonová mazanina, penetrační nátěr a natavený asfaltový pás typu Bitagit a vrchní podlahové vrstvy, včetně mazaniny o tloušťce 120mm.



Obr.4 Plynosilikátové vlhké zdivo v suterénu při výstavbě



Obr.5 Sonda v plynosilikátovém zdivu

V průběhu výstavby však došlo k některým změnám. Zdivo Porotherm 300 P+D bylo zaměněno za plynosilikátové zdivo tloušťky 300mm. Místo původní vrchní vrstvy – potěru byla zhotovena keramická dlažba 300/300mm. S ohledem na již prosakující vodu byla v suterénu navržena železná čerpací jímka o půdorysných rozměrech cca 500/500mm a hloubky 500mm. Omítku stěn v suterénu tvoří vápenocementová malta se štukem. Suterén je odvětrán pomocí samotížného systému – nasávací otvor u podlahy a posilující pod stropem.

KONSTRUKCE A VADY, KE KTERÝM DOCHÁZÍ

U druhého řadového domu na SZ straně řady, který nás zajímá, dochází k neustálému zatékání do suterénu. Situace je řešena odčerpáváním vody ze sběrné jímky a provozem vysoušeče vzduchu. I přes odčerpávání vody je jímka stále zaplněna do poloviny. Rovněž elektrický vysoušeč je v plném provozu a jeho nádržka s objemem 10litrů se zcela zaplní do 48 hodin.



Obr.6 Sběrná čerpací jímka

Jaké jsou možné příčiny?

Jednou z možností pronikání vody do suterénu je nedokonalé spojení vodorovné a svislé části hydroizolace – nedostatečný přesah, nedostatečné slepení nebo porušený materiál.

Základy pod přistavenou garáží jsou výše, než základová deska pod domem a tím je zhoršena možnost vodotěsného napojení vlastní hydroizolace.

Z geologického průzkumu bylo zjištěné složení základové půdy, které se skládá od 0,2 – 2,0 m z málo propustných až nepropustných jííl (zelenavě šedý jííl) s konzistencí tuhou až pevnou. Dle příslušných norem je potřebné v místě málo propustného až nepropustného podloží navrhnout hydroizolaci proti tlakové vodě, nikoliv proti zemní vlhkosti. V takovém případě založení objektu je nutné vzít v úvahu, že stavební jáma je vždy větší než rodinný dům a po zásypu se okolo stavby vlivem nepropustného okolí vytvoří v podzemí jezero, které nemá odtok. Tak se z vody gravitační stane voda tlaková a navržený asfaltový pás typ Bitagit není schopen této vodě odolávat. O problémech s vodou v suterénu svědčí i skutečnost, že došlo k dodatečnému zhotovení sběrné čerpací jímky již při zahájení stavby.

Dalším závažným nedostatkem v projektové dokumentaci je, že základová spára není odvodněna pomocí účinného drenážního systému. Navržená drenáž není umístěna před domem pro sběr vody stékající po terénu, ale až za domem. Důvody nejsou známy. Pravděpodobně k tomu došlo z obavy, aby při realizaci nedošlo k poškození inženýrských sítí, které se nacházejí tam, kde by měla být drenáž. Zůstává otázka, zda dodatečně navržená drenáž na spodní straně řadové výstavby bude vhodná i pro suterén posuzovaného rodinného domu č.21 a zda bude odvádět shromážděnou vodu.

Jaká jsou možná řešení?

Za jedinou možnou úspěšnou úpravu na snížení hladiny vody u základové spáry suterénu lze považovat navržení a zhotovení drenáže na straně vstupu do domu č.20 a 21 a dále i u garáže domu č.21 a její zaústění do nižších rozvodů kanalizace. Toto řešení však mohou komplikovat instalované inženýrské sítě.



Obr.7 Vysoušeč vzduchu



Obr.8 Násypová nepropustná zemina po dešti

Další viditelné poruchy objektu, jako praskliny pod parapety oken aj., jsou pravděpodobně zapříčiněné základovými poměry pod posuzovaným objektem. Zcela nevhodně bylo při realizaci zaměněno zdivo Porotherm za plynosilikátové zdivo, které je navíc z důvodu špatně navržené a provedené hydroizolace oslabováno průnikem tlakové vody a ztrácí na únosnosti. Nerovnoměrná únosnost základové půdy pod předmětnou řadou domů způsobuje nerovnoměrný pokles v základové spáře, čímž došlo k potrhání nosných zdí. Této závadě bylo možno zabránit vložním dilatace, namísto některé společné dělicí stěny mezi domky.



Obr.9 Poruchy objektu u parapetu



Obr.10 Poruchy objektu na střešní krytině

ZÁVĚR

Z výše uvedeného je zřejmé, že jakákoliv navrhovaná řešení budou nejen finančně velmi náročná, ale zřejmě nepřinesou ani požadovaný výsledek. Všechny neodborné zásahy v průběhu stavby zkrátily dobu životnosti objektu, ale snížily i komfort bydlení jejím uživatelům.

Reviewer: Doc. Ing. arch. Josef Šamánek, CSc.

Zdeněk PEŘINA¹, Filip ČMIEL²

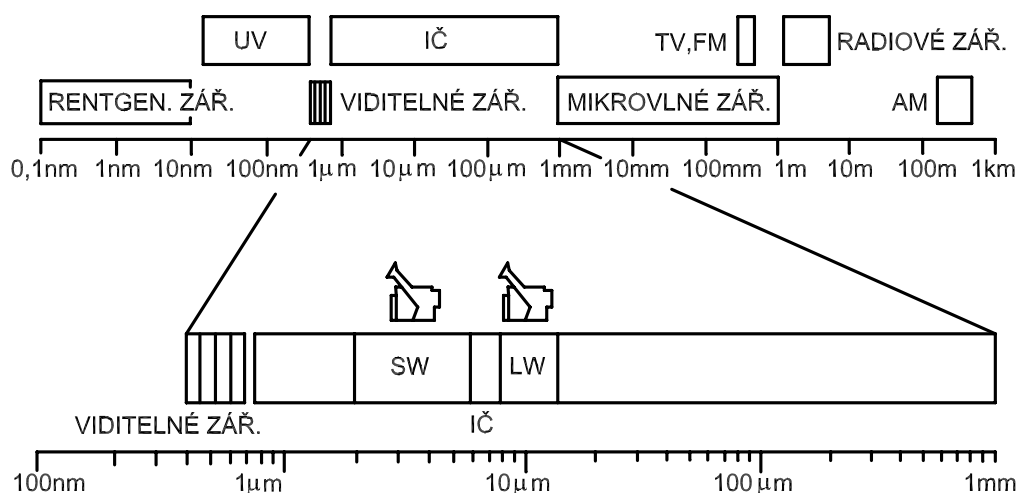
TERMOGRAFIE A JEJÍ MOŽNOSTI VYUŽITÍ PRO DIAGNOSTIKU PORUCH

Abstract

This article deals with basic possibilities of application thermography for failure analysis in civil engineering.

ÚVOD

Termografie je zobrazovací technika využívající k vytvoření obrazu (termogramu) změny fyzikálních nebo chemických vlastností tepelně citlivých látek.



Blízká oblast 0,75 μm - 2 μm NWIR (Near Wave IR)

Krátká oblast 2 μm - 3 μm SWIR (Short Wave IR)

Střední oblast 3 μm - 5 μm MWIR (Middle Wave IR)

Vzdálená oblast 5 μm - 15 μm LWIR (Long Wave IR)

Velmi vzdálená oblast 15 μm - 1 mm VLWIR (Very Long Wave IR)

Obr.1 Elektromagnetické spektrum

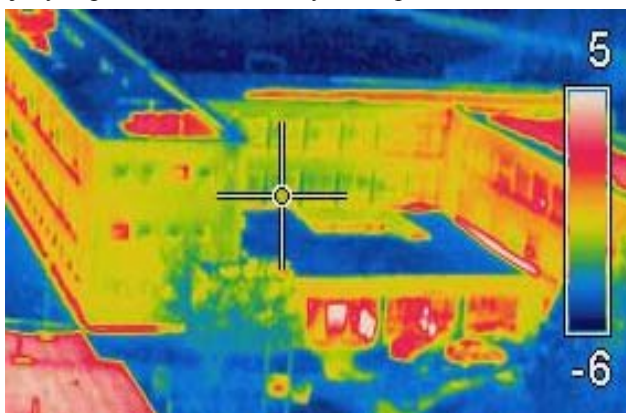
Elektromagnetické spektrum je rozděleno podle vlnových délek do několika skupin, kterým se říká vlnová pásma. Termografie využívá vlnové pásmo infračerveného (IČ) záření. Hranice začátku pásma krátkovlnného IČ záření je tam, kde končí viditelné. Hranice konce pásma dlouhovlnného IČ záření je tam, kde začíná pásmo mikrovlnných vlnových délek, tj. v pásmu několika milimetrů vlnové délky. Vlnové pásmo IČ záření je ještě často děleno do dalších menších pásem, které mají rovněž stanovené hranice.

¹ Ing., VŠB-TUO, FAST, Katedra pozemního stavitelství, Ludvíka Podéště 1875, 708 33 Ostrava-Poruba, e-mail: zdenek.perina@vsb.cz

² Ing., VŠB-TUO, FAST, Katedra pozemního stavitelství, Ludvíka Podéště 1875, 708 33 Ostrava-Poruba, e-mail: filip.cmiel@vsb.cz

Jsou to tato pásma: blízká IČ ($0,75\text{--}2\text{ }\mu\text{m}$), krátká IČ ($2\text{--}3\text{ }\mu\text{m}$), střední IČ ($3\text{--}5\text{ }\mu\text{m}$), vzdálená IČ ($5\text{--}15\text{ }\mu\text{m}$) a velmi vzdálená ($15\text{--}100\text{ }\mu\text{m}$).

Termografie sama o sobě nemůže přímo ukázat jaký je tepelný odpor konstrukce nebo vzduchotěsnost objektu. Pokud je požadována kvantifikace tepelného odporu, nebo vzduchotěsnosti, musí být použita doplňující měření. Termografický rozbor objektů je založen na určitých předpokladech či okrajových podmínkách vztažených k teplotám a tlakům.



Obr.2 Termovizní snímek objektu Fakulty stavební

Podrobnosti, profily a kontrasty termogramu se často mění se změnami těchto podmínek. Při hlubším rozboru a vyhodnocení termogramů je proto nezbytné mít určité vědomosti a znalosti takových hledisek jako jsou materiálové a konstrukční provedení, vliv prostředí (atmosféry) a znalosti o nejnovější měřicí technice. Pro stanovení výsledků měření existují speciální požadavky na schopnosti a zkušenosti s použitím techniky, jako je autorizace národních či regionálních normalizačních orgánů.

Ve stavebně konstrukčních aplikacích se termografie používá pro rozbor změn teplot na površích a konstrukcích. Při určitých podmínkách změny tepelného odporu konstrukce vyvolávají změny teplot na površích. Proniknutí studeného (nebo teplého) vzduchu konstrukcí také způsobuje změny v teplotách povrchů. To znamená, že mohou být zaměřovány a vyšetřovány závady v izolacích, tepelných mostech a infiltrace vzduchu do stavebních prvků a částí konstrukcí objektů.

TERMOGRAFICKÉ SYSTÉMY PRO STAVEBNÍ SEGMENT

Pro stavební (building) segment se v současné době používají termografické systémy s nechlazenými FPA mikrobolometrickými detektory se spektrálním rozsahem $7,5\text{--}12\text{ }\mu\text{m}$ s citlivostí od $0,08^\circ\text{C}$ při teplotě 30°C .

Jednotlivé termografické systémy se pak odlišují velikostí mikrobolometrického detektoru, citlivostí, přesností, rozsahem měřených teplot, I/O rozhraním apod. Tyto parametry pak termografické systémy předurčují k různým způsobům využití.

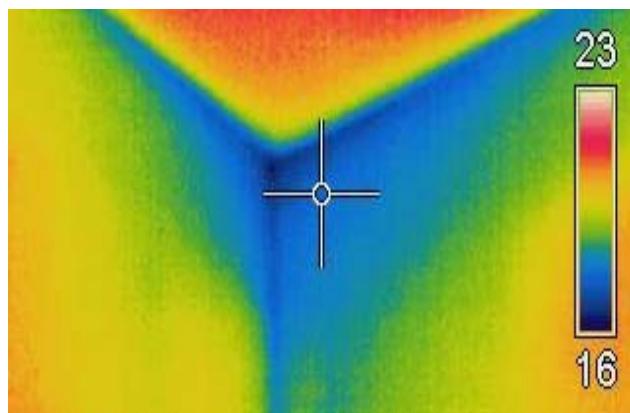


Obr.3 Termovizní kamery

TYPICKÉ APLIKACE PRO DIAGNOSTIKU PORUCH VE STAVEBNICTVÍ

Zjišťování vlhkosti, plísní a poškození vodou

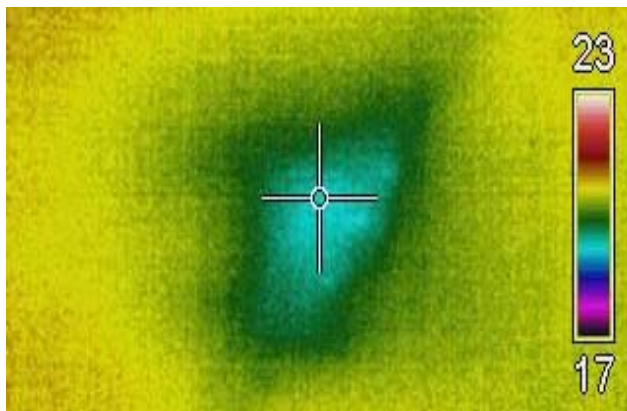
- ❑ Závady na objektech odpovídající poškozením vlhkostí a poškozením vodou mohou být zobrazeny pouze tehdy, když je zahřát povrch, např. sluncem.
- ❑ Změny (obsahu) vody ve stavebních materiálech mají za následek změny jejich tepelných vodivostí a tepelného objemu. To může způsobit také změny teploty povrchu v důsledku evaporačního ochlazování. Tepelná vodivost je schopnost pro vedení tepla, zatímco tepelný objem je schopnost „ukládat“ teplo.
- ❑ IČ termografie nemůže detekovat přítomnost plísní, používá se pro zjišťování vlhkostí, tedy míst, kde může docházet ke vzniku plísní. Plísně potřebují pro svůj vznik vhodné vlhké prostředí s teplotami od +4 do +38 °C. Prostředí s vlhkostí nad 50% může být vhodným prostředím pro vznik plísní.



Obr.4 Termovizní snímek

Zjišťování infiltrace vzduchu a závad tepelných izolací

- ❑ Pro přesná měření IČ kamerou je nutné změřit teplotu a vložit tuto hodnotu do kamery.
- ❑ Je doporučeno, aby byly rozdíly tlaku mezi vnitřními a vnějšími částmi objektu, což usnadní rozbor termogramů a odhalí chyby (nedostatky), které by nebylo možné zjistit jinak. I když je doporučen rozdíl tlaků (podtlak) 10 – 50 Pa, je možné akceptovat i nižší hodnotu. Je vhodné, aby rozdíl teplot mezi vnitřní a vnější teplotou byl 10 – 15 °C, ale je možné IČ termografii realizovat také při menších rozdílech teplot, rozbor termogramů je pak dosti obtížný.



Obr.5 Termovizní snímek

- ❑ Měření je nevhodné provádět pokud na objekt, nebo jeho měřenou část, svítí slunce. Sluneční záření způsobí vyrovnání případných teplotních rozdílů a bude tak zakrývat chyby v konstrukci objektu. Jarní období s nízkými nočními teplotami ($\pm 0\text{ }^{\circ}\text{C}$) a vysokými denními teplotami ($+14\text{ }^{\circ}\text{C}$) není vhodné pro tento typ měření.

Zjišťování vlhkosti

Vznik vlhkosti ve stavebních konstrukcích může mít několik příčin.

- ❑ Průsaky z vnějšku - velká voda (záplavy), netěsnosti (požárních) hydrantů apod.
- ❑ Průsaky z vnitřku – netěsnosti vodních a odpadních vedení.

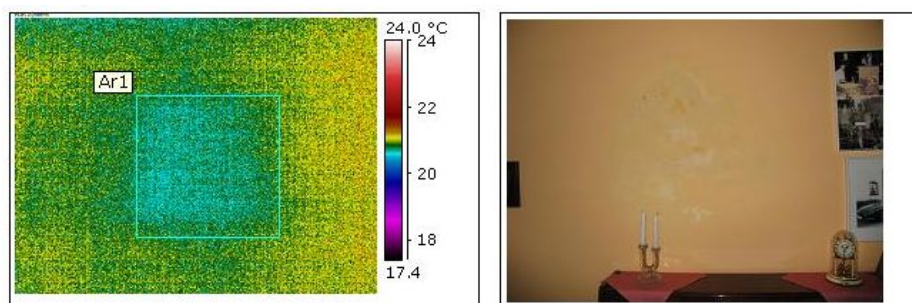


Obr.6 Termovizní snímek

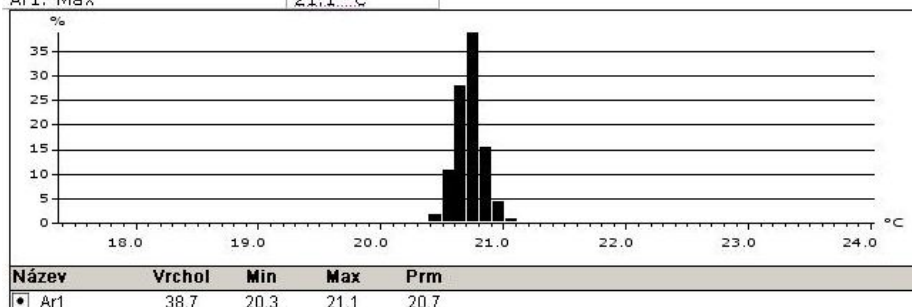
- ❑ Kondenzace – vysoká vlhkost vzduchu, který se sráží v podobě vody na studených površích.
- ❑ Vlhkost stavebních konstrukcí - vlhkost ve stavebních materiálech a prvcích, která vznikla před montáží objektu.
- ❑ Zbylá vlhkost po hašení požáru apod.

VYHODNOCOVÁNÍ TERMOGRAMŮ

Hlavním účelem IČ termografie je vyhledávání závad v tepelné izolaci vnějších stěn a určení jejich druhu a rozsahu. Může být také řečeno, že účelem měření je ověření, zda kontrolované stěny mají předpokládané (stanovené) izolační schopnosti a charakteristiky (vzduchotěsnosti). Požadované izolační schopnosti (charakteristiky) zdí a stěn ve vztahu k jejich projektu a konstrukčnímu provedení mohou být převedeny na očekávané rozložení povrchových teplot na vyšetřovaných površích, kdy jsou známy podmínky v době měření.



Parametry objektu	Hodnota
Teplota atmosféry	20,0 °C
Podrobnosti	Hodnota
Ar1: Max	21,1 °C



Komentář:

V ploše obvodové stěny v místě poruchy jsou patrné nižší povrchové teploty, což se projevuje zvýšenou kondenzací vodní páry. Příčinu bude nutno určit sondou z venkovní strany. Teprve pak bude možno provést opatření k nápravě.

Návrh:

Zřejmě bude třeba zvětšit tloušťku tepelné izolace – v rámci nového dodatečného zateplení celé stěny.

Obr.7 Ukázka vyhodnocení termogramu

Při hodnocení termogramu má být přihlédnuto k:

- ☐ rovnoměrnosti jasu termogramů povrchů, kde nejsou tepelné mosty,
- ☐ pravidelnosti výskytu ochlazovaných oblastí, např. na rozpěrách a v koutech,
- ☐ charakteristickým tvarům v ochlazovaných oblastech,
- ☐ změřeným rozdílům teplot mezi oblastí s normální teplotou povrchu a ochlazovanou oblastí povrchu,
- ☐ spojitosti a jednotnosti izotermálních čar na povrchu konstrukce, v softwaru kamer se tato funkce izotermie (podle typu kamery) nazývá Isoterm nebo Color alarm.

Odchytky a nepravdivosti v termogramu většinou ukazují na závadu v izolaci. Velké změny v termogramech mohou naznačovat závažné nedostatky či závady v izolacích.

VÝHODY A NEVÝHODY DIAGNOSTIKY ZÁVAD TERMOGRAFICKÝMI SYSTÉMY

Výhody	Nevýhody
Tato metoda je rychlá	Pomocí této metody je možné zjišťovat pouze rozdíly teplot na površích – není možné se „dívat do stěn“
Tato metoda je nedestruktivní	Touto metodou není možné zjišťovat závady či poškození v konstrukcích a plísň
Tato metoda nevyžaduje „přesídlování“ obyvatel objektu	
Tato metoda poskytuje vysvětlující vizuální zobrazení závad	
Tato metoda potvrzuje chyby a nedostatky a je možné zobrazit (určit) „pohyb“ vlhkostí	

Reviewer: Doc.Ing.arch. Josef Šamánek, CSc.

Leopold HUDEČEK¹, Ivana MAHDALOVÁ²

NÁVRH METODY PRO OBJEKTIVNÍ HODNOCENÍ MOSTŮ JAKO SOUČÁSTI POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ. STANOVENÍ KRITERIÍ PRO DETAILNĚJŠÍ ROZDĚLENÍ POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ S OHLEDEM NA RIZIKA SPOJENÁ S DOČASNÝM PŘERUŠENÍM DOPRAVY

Abstract

Goal of article is put near factual relations credibility measure of specific construction in given conditions, not only from technical look but in comprehensive relations. It is about economic look too - finding relationship between financial expenses and reliability, optimalization of financial expenses, specification credibility measure of specific construction in given conditions in relationship with financial expenses expended on relevant technical precautions.

ÚVOD

Cílem příspěvku je přiblížit a na příkladě prezentovat konkrétní souvislosti míry spolehlivosti dané konstrukce v daných podmínkách z pohledu nejen technického, ale v širších vazbách, tedy i ekonomickým pohledem – nalezení vztahů mezi finančními náklady a spolehlivostí, optimalizaci finančních nákladů, určení míry spolehlivosti dané konstrukce v daných podmínkách v souvislosti s finančními náklady vynaloženými na příslušná technická opatření.

Teoretická část práce, která je řešena katedrou dopravního stavitelství FAST VŠB-TU Ostrava za finanční podpory MDČR (Projekt výzkumu a vývoje MD ČR č.1F55A/012/120 – Odolnost a provozní bezpečnost mostních objektů nad vodními toky jako součástí pozemních komunikací), obsahuje mimo jiné i definice a obecné prvky k návrhu rozhodovací analýzy pro hodnocení spolehlivosti, definování spolehlivosti jako souběhu parametrů pravděpodobnosti výskytu jevu s následným návrhem dílčích klasifikací. Spolehlivost a rozhodování v podmínkách rizika (předpoklady pro rozhodování určení spolehlivosti v podmínkách rizika jako např. riziko, závažnost, akceptovatelná míra rizika apod.). Nákladové funkce – závislosti nákladů na snížení rizika ve vztahu k dosaženému snížení rizik. Rozbor vybraných částí sítě silnic a vyhodnocení shromážděných údajů, výběr hodnotících kritérií. Návrh obecného modelu a metodiky pro hodnocení, určení míry spolehlivosti konstrukce v daných podmínkách, možnosti vazeb na optimalizaci finančních nákladů.

SPOLEHLIVOST DOPRAVNÍCH STAVEB OBECNĚ

Charakteristické aspekty dopravních staveb

Za charakteristické aspekty dopravních staveb považujeme:

- a) vlastní konstrukci
- b) vlastnosti použitých materiálů
- c) oblast geotechniky spolupůsobení stavebního objektu se svým podložím včetně návrhu a realizace zemních konstrukcí
- d) citlivost na mimořádné přírodní vlivy
- e) význam pro společnost

¹ Ing., FAST VŠB-Technická univerzita Ostrava, katedra dopravního stavitelství

² Ing., FAST VŠB-Technická univerzita Ostrava, katedra dopravního stavitelství

Jednotlivý statický systém, v němž působí vlivy vnitřní a vnější spolu tvoří spolupůsobení stavebního objektu se svým podložím, spolu s vlastnostmi navržených materiálů a použitou technologií. Úroveň rizik a spolehlivosti systému je tedy dána kombinací závažnosti a četnosti výskytu nežádoucích jevů.

Spolehlivost je v našem případě definována jako souběh dvou parametrů:

P = pravděpodobnost že jev „**J**“ nastane - pracovně byla stanovena následující klasifikace:

Tab.1 Pravděpodobnost, že jev **J** nastane

Označení:	A	B	C	D	E	F
Název:	Nemožná	Nepravděpodobná	Nízká	Příležitostná	Možná	Četná
Popis:	Nevyskytuje se, pokud není jev způsoben záměrně	Je možno předpokládat, že k jevu nedojde	Zpravidla se nevyskytuje, nelze však jev jednoznačně vyloučit	Minimálně jednou se jev během životního cyklu systému vyskytuje	Jev se vyskytuje opakovaně během životního cyklu systému	Častý výskyt jevu, vysoká pravděpodobnost výskytu

D=důsledek vyjádřen buď:

- kvantitativně – aplikací pravděpodobnostní metody,
- kvalitativně – hodnota od nuly do jedné
(případ nastane D=1, nenastane D=0)

Spolehlivost pak můžeme vyjádřit funkcí

$$S = f(P, D) \quad (1)$$

V případě, že důsledek nenastane D=0, pak je stavba považována za spolehlivou, případě, že nežádoucí jev se svými důsledky nastane, pak D=1 stavba je považována za nespolehlivou.

Důsledky výskytu nežádoucího jevu můžeme následně vyjádřit finanční částkou odpovídající vzniklým škodám (náklady spojené s odstraněním poruchy konstrukce, případně další vyčíslené škody související). Takto definované riziko se pak dostává do ekonomické kategorie a otevírá možnost využití dalších analytických metod. Důsledky mohou představovat např. poškození konstrukce, časová zdržení, ztráty velkých materiálních hodnot, ztráty na lidském zdraví či životech, narušení životního prostředí (výluhy) apod. Důsledky, pokud se nejedná o lokální záležitost, často bývají velmi obtížně vyčíslitelné.

Spolehlivost a rozhodování v podmínkách rizika

Pro rozhodování určení spolehlivosti v podmínkách rizika předpokládáme, že všechny nezbytné informace jsou dostupné. Dále se předpokládá, že každé opatření (každý jev) má jeden důsledek a ten je předem znám. Ve skutečnosti však většina rozhodnutí probíhá v podmínkách nejistoty, za nichž má rozhodnutí více možných rozhodnutí, více možných důsledků. Který z těchto důsledků nastane, není předem známo.

Určitá nejistota vzniká proto, že neznáme procesy, které podmiňují určité události. Avšak ani dokonalé znalosti nezabezpečují dokonalou předpověď, protože některé události (jevy) jsou určeny náhodně – mohou být, jako v našem zkoumaném případě, řízeny nahodilostmi přírody, jako je počasí, které jsou často nepředvídatelné. Tyto situace přitom mohou mít velmi odlišnou podobu – od případu, kdy jsou známy všechny možné důsledky jevů a pravděpodobnosti, s nimiž mohou nastat, přes situaci, kdy jsou sice známy důsledky, ale není známa jejich pravděpodobnost, až po případ, kdy ani nejsou známy všechny možné důsledky. První případ, kdy jsou známy výsledky – jevy i jejich pravděpodobnost je v literatuře označován za „rozhodování v podmínkách rizika“.

Riziko je situace, kdy ten, kdo se rozhoduje, zná všechny možné důsledky svého rozhodnutí a je schopen určit pravděpodobnost každého z nich. Dále je nutné uvědomit si a definovat *závažnost*,

tj. stejné riziko představuje jev málo pravděpodobný se značnými důsledky jako jev velmi pravděpodobný s relativně menšími důsledky.

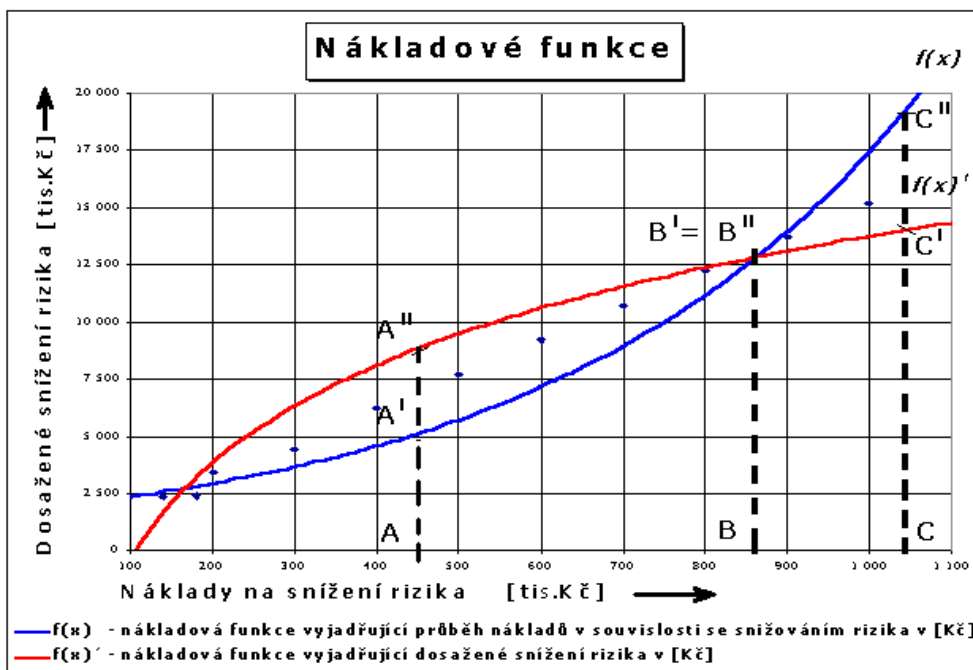
Důležitou otázkou, kterou je nutno položit a definovat, je *akceptovatelná míra rizika* (jiný pohled na jedinou příjezdovou komunikaci k nemocnici či úsek VRT, jiný v případě komunikace s možností objezdu poškozeného úseku). Po stanovení *akceptovatelné míry rizika* je možné přistoupit k volbě strategie a to:

maximalistická strategie (bez ohledu na ekonomiku např. jde-li o nebezpečí ohrožení životů nebo vznik nevyčíslitelné materiální škody)

optimalizační strategie, kdy je možné stanovit nákladovou funkci $f(N)$ a její vztah k riziku nespolehlivosti, tedy platforma čistě technicko-ekonomická.

Funkce (1) má pak následující obecný průběh:

(2)



Obr.1

Je zřejmé, že dosažené snížení rizika $(y)=f(x)'$ s růstem nákladů $(y)=f(x)$ není lineární, ale klesá, stejně tak růst nákladů má nelineární průběh – s přibývajícím spolehlivostí náklady na dosažení snížení rizika narůstají.

Při řešení optima existují případy, kdy :

- a) **náklady na snížení rizika jsou nižší než cena rizika (škoda)**, pak efektivnost vložených

nákladů můžeme měřit poměrovými ukazateli

$$\frac{AA''}{AA'} < 1, \quad (3)$$

- b) **náklady na snížení rizika se rovnají ceně rizika**,

$$\frac{BB''}{BB'} = 1 \quad (4)$$

$$c) \text{ cena na snížení rizika je vyšší, než odpovídající snížení rizika } \frac{\overline{CC^I}}{\overline{CC^I}} > 1 \quad (5)$$

Dále je užitečné zkoumat jev, kdy změna jedné proměnné A (např. zvýšení spolehlivosti) vyvolaná změnou proměnné B (např. náklady na technické řešení), označme jej jako **elasticitu** – a v následující stati si shrňme obecné poznatky o elasticitě:

Zkoumáme-li elasticitu proměnné A vyvolanou změnou proměnné B , víme, že zkoumáme procentní změnu proměnné A vyvolanou změnou proměnné B o 1%, nebo-li:

$$e_{B,A} = \frac{\Delta A / A}{\Delta B / B}, \quad \text{nebo} \quad (6)$$

$$e_{B,A} = \frac{\Delta A}{\Delta B} * \frac{B}{A}, \quad \text{a také} \quad (7)$$

$$e_{B,A} = \frac{\Delta A}{\Delta B} : \frac{A}{B} \quad (8)$$

Proměnná A je zde závislá proměnná. Je při tom nutno rozlišovat elasticitu v bodě a elasticitu mezi dvěma body (oblouková elasticita).

$$1. \text{ elasticita v bodě} \quad e_{B,A} = \frac{\Delta A}{\Delta B} : \frac{A}{B} \quad (9)$$

$$2. \text{ oblouková elasticita} \quad e_{B,A} = \frac{A_2 - A_1}{(A_2 + A_1) : 2} : \frac{B_2 - B_1}{(B_2 + B_1) : 2} \quad (10)$$

$$\text{po úpravě ...} \quad e_{B,A} = \frac{A_2 - A_1}{A_2 + A_1} : \frac{B_2 + B_1}{B_2 - B_1} \quad (11)$$

Je třeba si uvědomit, že elasticita v bodě a oblouková elasticita mají odlišnou vypovídající schopnost a rozdíl mezi nimi musíme brát v úvahu při výpočtech elasticity a jejich interpretaci. Hlavní rozdíl spočívá v tom, že v případě elasticity v bodě uvažujeme velmi malé změny A a B . Na tvrzení nic nemění skutečnost, že pokud vypočítáme na přímcce elasticitu v bodě, který je průměrem mezi starou a novou hodnotou, dospějeme k totožnému výsledku.

Ekonomický pohled na spolehlivost

Dalším pohledem na spolehlivost může být pohled ekonomický, kdy spolehlivost

$$S_E = f(N_{cop}, P) \quad (12)$$

S_E spolehlivost vložených finančních prostředků

P pravděpodobnost, že porucha nastane

N_{cop} náklady na poruchu

Pak můžeme obecnou rovnici (12) vyjádřit následně:

$$S_E = N_{COP} * P \quad (13)$$

$$\text{Kde:} \quad N_{cop} = N_R + N_T + N_P + N_D \quad (14)$$

N_R celkové náklady na opravu

N_T náklady časových ztrát způsobených objížděkou

N_P	náklady na prodloužení přepravních vzdáleností případně ztráty z důvodu nerealizovaných přeprav
N_D	náklady na odstranění dalších škod souvisejících s poškozením mostu vlivem poruchy (okolní objekty, zdraví obyvatel atd.)

Hodnoty jednotlivých položek je možno stanovit následně:

Stanovení N_R celkové náklady na opravu - Metody vyčíslení výše škody způsobené na stavebních objektech a provozním zařízení.

A) Ocenění odborným odhadem

Ocenění odborným odhadem lze provést:

- ☐ u škod velmi malého rozsahu,
- ☐ parametrickým porovnáním u škod, u nichž již bylo provedeno podrobné vyčíslení u obdobného objektu.

Ocenění odborným odhadem provádí nezávislý odborník (odborníci) k rozsahu navrhovaných nebo provedených prací podle jednotlivých celků (dříve tzv. hlav souhrnného rozpočtu) – tento způsob je však často zdrojem další pře – je opřený o velká množství názorů a minimu exaktních dat. – přes velké rozšíření zvláště v minulosti, se nejví vhodně pro dopravní stavby.

B) Individuální cenová kalkulace

Jedná se o nejpodrobnější, nejpřesnější a současně nejpracnější metodu, která rozlišuje jednotlivé prvky stavebních konstrukcí na základě druhu a výměry na dané stavbě. Metodu lze použít pouze v případech, ve kterých jsou přesně známy jednotlivé konstrukce a jejich detailní provedení, tzn. prakticky jen u staveb nově budovaných resp. u takových, u nichž existuje podrobná stavebně technická dokumentace s uvedením použitých stavebních hmot i u konstrukcí zakrytých a tato dokumentace souhlasí se skutečností.

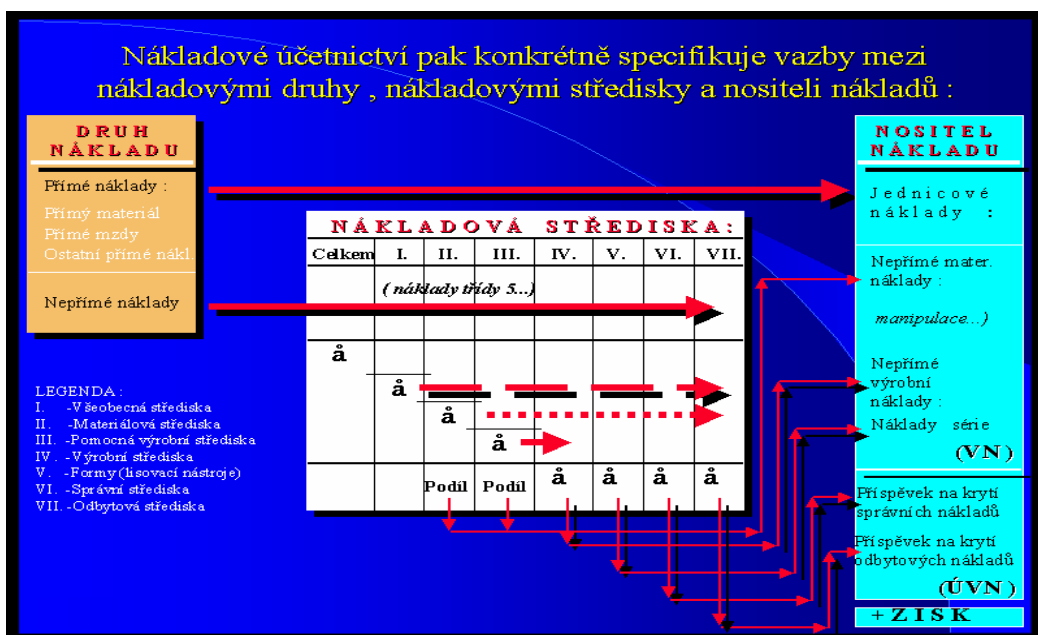
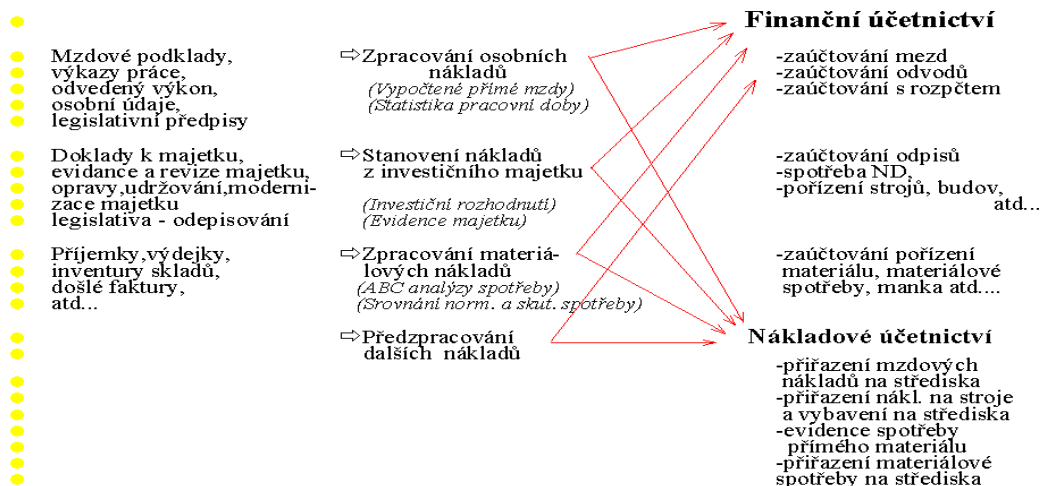
Individuální cenová kalkulace je nákladově orientovaná tvorba cen, umožňující stanovení jednotkové ceny. Náklady na jednotlivé položky se rozdělují na dvě hlavní skupiny, a to na přímé náklady (zjistitelné přímo na danou položku a související s jejím objemem) a na náklady nepřímé (nelze vyčíslit na konkrétní položku, mají společný nebo hromadný charakter). Přímé i nepřímé náklady lze dále členit a sestavovat do kalkulačních vzorců. Na základě nejobecnější podoby tohoto vzorce je cena definována (viz tab. „A1.1“):

Tab.A.1.1.

Tab. A1.1. Cena stavebního objektu (kalkulační vzorec)						
CENA						
NÁKLADY CELKEM						ZISK
PŘÍMÉ NÁKLADY				NEPŘÍMÉ NÁKLADY		
MATERIÁL	MZDY	STROJE	OPN	REŽIE VÝROBNÍ	REŽIE SPRÁVNÍ	

Náklady na jednotlivé položky jsou zjištěny kalkulačním vzorcem, který ve své nejobecnější podobě obsahuje zejména (vše vyjádřeno v peněžních jednotkách):

Tab.A.1.2.



C) Podrobný položkový rozpočet.

Metodu lze rovněž použít pouze v případech, ve kterých jsou přesně známy jednotlivé konstrukce a jejich detailní provedení, tzn. prakticky jen u staveb nově budovaných resp. u takových, u nichž existuje podrobná stavebně technická dokumentace s uvedením použitých stavebních hmot i u konstrukcí zakrytých a tato dokumentace souhlasí se skutečností.

D) Souhrnný rozpočet

Celkové náklady vynaložené na stavbu (viz výše) je třeba utřídít, proto se sestavují do jednotlivých celků, dříve do jednotlivých částí souhrnného rozpočtu (hlava I – XI, nebo písmena A – K). Roztřídění těchto celků je pouze doporučené, jedná se o stanovení ceny z pohledu dodavatele a investora. Jednotlivé hlavy představují ucelené skupiny nákladů, související s pořízením stavby.

E) Metody agregovaných položek.

AGREGOVANÉ POLOŽKY jsou velmi oblíbeny a využívány. Vychází se z podmínek, kdy není k dispozici prováděcí dokumentace, ale jsou známy druhy materiálů a stavební konstrukce. Pro ocenění je pak využito agregovaných položek, kdy jsou v rámci jedné agregace sloučeny položky stavebních prací tak, že tvoří ucelenou konstrukci. Například položka ŽB základových pasů v rámci agregace obsahuje i potřebné bednění, výztuž a odbednění konstrukce. Systém slouží pro rychlé a poměrně přesné ocenění. Může sloužit ve znalecké praxi velmi dobře zejména pro zjištění opravných koeficientů na odlišné vybavení oceňovaného objektu oproti srovnávacímu při oceňování podle THU. kompletní systém umožňuje veškeré úpravy. Metodika firmy RTS, a.s. Brno, Metodika firmy Callida, s.r.o. apod.

F) Propočet ceny

Jedná se o metodu, jež je proti použití rozpočtu resp. nákladové kalkulaci podstatně jednodušší, na druhé straně však převážně méně (i když většinou pro odhad dostatečně) přesná.

Princip spočívá ve zjištění výměry celé stavby (resp. jejích jednotlivých stavebně a provozně odlišných částí) - např. obestavěného prostoru, zastavěné plochy, délky, hloubky (např. studny), výšky (komíny). Pro danou jednotku se v katalogu technicko hospodářských ukazatelů (THU) zjistí jednotková cena. Vynásobením se obdrží cena reprodukční (resp. pořizovací).

Jednotková cena se získává nejčastěji srovnáním s již realizovanými stavbami a cenami, za které byly provedeny. Z dřívějších let se jednotková cena přepočítává indexem (viz v úvodu této kapitoly).

Metodika je mezi stavebními odborníky obecně známa, není tedy třeba se jí velmi podrobně zabývat ani uvádět konkrétní čísla. Proto jsou uvedeny jen hlavní údaje a upozornění na některá úskalí tohoto postupu, které si odhadci někdy neuvědomují.

H) Ocenění s použitím agregovaných položek podle Oborového třídníku stavebních konstrukcí a prací staveb pozemních komunikací MD ČR:

Pro mostní objekty se v našich podmínkách jeví nejvhodnějším sestavení rozpočtu s použitím agregovaných položek podle Oborového třídníku stavebních konstrukcí a prací staveb pozemních komunikací Ministerstva dopravy ČR. Tento třídník slouží jako závazný podklad pro oceňování stavebních prací zadávaných Ředitelstvím silnic a dálnic ČR. Oproti Katalogu směrných cen stavebních prací ÚRS Praha, používaných v dopravním stavitelství v minulosti a v jiných stavebních oborech často i v současnosti, má systém agregovaných položek několik výhod jak pro investora, tak pro zhotovitele stavby:

1. agregované položky umožňují větší přizpůsobení skutečným nákladům zhotovitele na realizaci stavebního objektu,
2. umožňují větší přizpůsobení kalkulace stavebních prací místním podmínkám,
3. větší přehlednost obsahu jednotlivých agregovaných položek,
4. větší přehlednost rozpočtů,
5. jednodušší, rychlejší a přehlednější čerpání rozpočtů v elektronické formě.

Podle praktických zkušeností vychází kalkulace jednotlivých oddílů podle směrných cen ÚRS nadhodnoceně u zemních prací a podhodnoceně u konstrukcí.

Stanovení N_T - náklady časových ztrát způsobených objížd'kou

Náklady časových ztrát $[N_T]$ způsobených objížd'kou například kolem nefunkčního mostu jsou náklady na hodinu dopravy $[N_{HD0}]$ přes objížd'ku násobené dobou $[T_{JO}]$ potřebnou k ujetí objížd'ky

$$[N_T] = [N_{HD0}] \times [T_{JO}] \quad (16)$$

Kde: $[N_{HD0}]$ Náklady na hodinu dopravy

[N_{HDO}] Náklady na hodinu dopravy vypočteme vynásobením nákladů na 1 km jízdy osobního vozidla (dle MF ČR) vynásobeno průměrnou rychlostí vozidel na objížděné trase a počtem osobních vozidel za 1 hodinu (počty vozidel dle intenzit dopravy ŘSD), přičteme náklady nákladních vozidel analogicky jako u osobních vozidel.

$$N_{HD0} = (C_{os} \times V_{obj} \times P_{ihod}) + (C_{nakl} \times V_{obj} \times P_{ihod}) \quad (17)$$

C_{os} - Náklady na 1km jízdy osobního vozidla *¹⁾)

C_{nkl} - Náklady na 1km jízdy nákladního vozidla *²⁾)

V_{obj} - rychlost kmh^{-1} vozidel na objížd'ce ^{*3)}

P_{ihod} - Počet vozidel – intenzita v místě poruchy*⁴⁾
=čtyřiadvacetina průměrné denní intenzity dopravy *⁵⁾

Pozn.: *^l) dle MF ČR.

*²) dle průměrné ceny na km nákl.vozidla

*³⁾ prům. cestovní rychlost v_c (km/h) dle ČSN 73 6401

*⁴) *dle* ŘSD

*⁵) *Denní intenzita dopravy (voz/24h):*

Je to skutečný počet vozidel projíždějících posuzovaným úsekem v obou směrech za 24 hodin. Hodnota se určí z údajů nejbližšího předcházejícího celostátního, nebo operativního sčítání dopravy v daném úseku.

[T_{JO}] doba jízdy objížd'kou

doba jízdy objížděkou se stanoví dle ČSN 73 6401 (Projektování silnic a dálnic), v krajním případě dle následujícího zjednodušeného vztahu:

$$T_{JO} = L_{obj} / V_{obj} \quad (18)$$

délka objížd'ky / průměrná rychlost

...Stanovení jízdní doby objížděkou dle (18) nezahrnuje všechny aspekty jako sklonové poměry, prostorové uspořádání komunikace, vliv intenzity dopravy na cestovní rychlost apod., **proto doporučujeme stanovit dle ČSN 73 6401.**

Příklad: Tab.A.8. Určení cestovní rychlosti na objízdné trase:

Silnice	úsek	Třída stoupání	přím. pasport. šířka (m)	délka úseku (m)	návm. rychlost (km/h)	přím. cestovní rychlost (km/h)	doba jízdy připadající na úsek (hod.)	intenzita dopravy (voz/h)	hustota dopravy H=I.V. (voz/km)	úroveň kvality dopravy (stupeň)
	celkem									

Stanovení N_p = náklady na prodloužení přepravních vzdáleností případně ztráty z důvodu nerealizovaných přeprav

Další položkou jsou náklady, které jsou ztrátou pro podnikatelské subjekty vznikají jednak z důvodu prodloužení přepravních vzdáleností případně jako finanční ztráta z nerealizovaných přeprav $[(\text{čas projetí obíždědkou} - \text{čas projetí původního úseku}) * \text{náklady na hodinu dopravy (Kč/km)}]$

$$C_{NP} = (T_{j0} - T_1) \times N_{HD0} \quad (19)$$

Náklady nerealizovaných přeprav jsou předmětem finančního vyčíslení z údajů existujících smluv, případně další legislativy ...

Stanovení N_D = náklady na odstranění dalších škod souvisejících s poškozením mostu vlivem poruchy (okolní objekty, zdraví obyvatel atd.)

Náklady na další škody (objekty, osoby...) – škody na objektech vlivem zaplavení z důvodu změn průtočného profilu vodoteče zapříčiněnou havárií mostu Náklady na zdravotní újmu obyvatel = nákladům na přepravu a léčbu osob * počet osob + hodnota usmrcené osoby (viz pojištění – USA 500tis USD, ČR? – dle CDV za 2005 cca 9mil.Kč – viz údaje získané na stránkách <http://www.cdv.cz/>) * počet osob

Použijeme tab.1. pro vyjádření pravděpodobnosti výskytu jevu (poruchy-havárie) v kvalitativním vyjádření (případ nastane D=1, nenastane D=0).

Tab.B.1 Pravděpodobnost, že jev nastane – vyjádřeno kvalitativně

Označení	A	B	C	D	E	F
Název:	Nemožná	Nepravděpodobná	Nízká	Příležitostná	Možná	Četná
Popis:	Nevyskytuje se, pokud není jev způsoben záměrem	Je možno předpokládat, že k jevu nedojde	Zpravidla se nevyskytuje, nelze však jev jednoznačně vyloučit	Minimálně jednou se jev během životního cyklu systému vyskytuje	Jev se vyskytuje opakovaně během životního cyklu systému	Častý výskyt jevu, vysoká pravděpodobnost výskytu

Důsledek může být vyjádřen také kvantitativně – aplikací pravděpodobnostní metody (viz. 3.).

Zcela zvláštní kapitolou, které je třeba věnovat pozornost, jsou úseky, kde je daná komunikace jediným přístupem pro danou lokalitu viz níže uvedený vzorek mostů na koncových úsecích ve vytýpované lokalitě:

Tab.B.2 Mosty na koncových úsecích silnic II. a III. třídy v okrese Prachatice

most č.	silnice č.	úsek mezi užitky	připojuje obec/část obce	počet obyvatel	vzdálenost obce (části obce) od mostu	trati CD umožňující přístup k obci	
				osob		v souběhu se silnicí	jiná trasa
122-021	122	A001-A003	Ktiš-Pila	68	0	ne	ne
12263-001	12263	A069-A070	Miřovice/Frantoly	32	0,5	ne	ne
14125-001	14125	A150-A123	Dub/Borůvce	16	1,5	ne	ne
14125-002	14125	A150-A123	Dub/Borůvce	16	1,4	ne	ne
14131-001	14131	A071-A073	Buk/Včelná pod Boubínem	92	3,5	ne	ne
14131-002	14131	A071-A073	Buk/Včelná pod Boubínem	92	2,5	ne	ne
14135-001	14135	A027-A029	Záblatí - Řepečín	53	0,6	ne	ne
14142-004	14142	A031-A033	Stožec/Stožec	103	0,1	ne	trati č. 194
14223-001	14223	A119-A121	Strunkovice nad Blatnicí/Šipoun	82	0,6	ne	ne
1632-001	1632	A005-A006	Nová Pec/Nová Pec	41	2,2	ne	trati č. 194

ROZHODOVACÍ ANALÝZA PRO HODNOCENÍ SPOLEHLIVOSTI

Z hlediska obtížného získávání ekonomických údajů z nákladové oblasti (stavební firmy nezveřejňují své objektivní náklady), se jeví jako vhodnou použití metody s použitím rozhodovací analýzy, která je nezbytnou součástí stanovení spolehlivosti dopravních staveb. Dle výsledků práce na daném úkolu se nabízí postupy řešení charakterizovat a strukturovat následně:

- ☐ Identifikace problému a jeho příčin
- ☐ Stanovení cíle
- ☐ Zjištění možných omezení a limitujících podmínek
- ☐ Kritéria variant řešení
- ☐ Výběr nejlepší varianty
 - a) hodnocení užítosti jednotlivých variant užítosti
 - ☐ stanovení kritérií rozhodování a sestavování rozhodovací matice
 - ☐ sestavení prosté matice užítosti
 - ☐ určení váhy kritérií rozhodování
 - ☐ matice vážené užítosti
 - b) hodnocení rizika
 - ☐ určení jednotlivých rizik a sestavení matice rizik
 - ☐ zohlednění důležitostí jednotlivých rizikových faktorů

c) vyjádření výsledného faktoru

Část výše zmíněné problematiky zabývající se rozhodovací analýzou jsme již dříve publikovali podrobnosti viz literatura [11], [12], [13].

APLIKACE EKONOMICKÉHO MODELU SPOLEHLIVOSTI NA SKUTEČNÝCH DATECH Z POVODNĚ V ROCE 2002 (APLIKACE BODU 2.3.)

Případová studie objíždě trasy úseku silnice II/141 v úseku Těšovice – Žichovec

Jedná se o úsek silnice, ve kterém při povodních v roce 2002 došlo skutečně k poškození mostů číslo 017 a 018, včetně poruchy mostu na jedné z případných objížděných tras.

Posuzovaný úsek silnice II/141 je určen krajními uzlovými body číslo:

- ☐ A042 (křižovatka se silnicí III/14418)
- ☐ A011 (křižovatka se silnicí II/145)

Intenzita dopravy podle sčítání v roce 2000: 1704 vozidel za 24 hodin v obou směrech

Protože při povodni v roce 2002 došlo také k poruše mostu číslo 033 na silnici II/145 ve směru od uzlu A011 do obce Běleč, uvažuje se s objížděnou trasou s využitím silnice II/145 ve směru od uzlu A011 na Husinec.

Objížděka silnice II/141 se provede mezi uzly:

- ☐ A042 (křižovatka se silnicí III/14418)
- ☐ A006 (křižovatka se silnicí II/145)

Objížděka bude vedena po trase:

- ☐ silnice III/14418 v úseku mezi uzly A042 (křižovatka se silnicí II/141) až A040 (křižovatka se silnicí II/144)
- ☐ silnice II/144 v úseku mezi uzly A040 (křižovatka se silnicí III/14418) až A007 (křižovatka se silnicí II/145)
- ☐ silnice II/145 v úseku mezi uzly A007 (křižovatka se silnicí II/144) až A006 (křižovatka se silnicí II/141)

Délka původní trasy objížděného úseku silnice II/141 mezi uzly A042 až A006 je 5,114 km.

Délka objížděné trasy je 11,332 km.

Objížděná trasa bude delší o 6,218 km.

Původní intenzita dopravy na objížděné trase je:

- ☐ v úseku silnice III/14418 mezi uzly A042 až A040 nesčítáno (nízký počet)
- ☐ v úseku silnice II/144 mezi uzly A040 až A007 1257 voz/24 hod
- ☐ v úseku silnice II/145 mezi uzly A007 až A006 2855 voz/24 hod

Za předpokladu, že úsek silnice II/145 mezi uzly A006 a A065 se bude objíždět po jiné vhodné trase, dojde na posuzovaném úseku objížděné trasy k nárůstu dopravy o 1704 vozidel za 24 hodin v obou směrech (intenzita z objížděného úseku silnice II/141).

Intenzita na objížděné trase po vyznačení objížděčky (součet původní a přidané intenzity):

- ☐ v úseku silnice III/14418 mezi uzly A042 až A040 1704 voz/24 hod
- ☐ v úseku silnice II/144 mezi uzly A040 až A007 2961 voz/24 hod
- ☐ v úseku silnice II/145 mezi uzly A007 až A006 4559 voz/24 hod

Tab.4.1. Určení cestovní rychlosti na původní trase

Silnice	úsek	Třída stou-pání	prům. pasport. šířka (m)	délka úseku (m)	návrh. rychlost (km/h)	prům. cestovní rychlost v_c (km/h)	dob a jízdy připadající na úsek (hod)	intenzita dopravy I (voz/h)	hustota dopravy $H=I/v_c$ (voz/km)	úroveň kvality dopravy (stupeň)
II/141	A042-A043	1	6,4	4408	60	70	0,063	170	2,43	A
	A043-A011	1	6,4	488	60	70	0,007	170	2,43	A
	A011-A006	1	7,9	218	70	80	0,003	170	2,13	A
celkem				5114			0,073			

Tab.4.2. Určení cestovní rychlosti na objížděné trase

Silnice	úsek	třída stou-pání	prům. pasport. šířka (m)	délka úseku (m)	návrh. rychlost (km/h)	prům. cestovní rychlost v_c (km/h)	dob a jízdy připadající na úsek (hod)	intenzita dopravy I (voz/h)	hustota dopravy $H=I/v_c$ (voz/km)	úroveň kvality dopravy (stupeň)
II/14418	A042-A148	1	5,0	2142	30	40	0,054	170	4,25	A
	A148-A040	1	5,0	4302	30	40	0,108	170	4,25	A
II/144	A040-A007	1	7,7	2024	70	80	0,025	300	3,75	A
II/145	A007-A063	1	7,0	1778	60	70	0,025	455	6,50	B
	A063-A006	1	6,1	1086	60	70	0,016	455	6,50	B
celkem				11332			0,228			

Zvýšením intenzity dopravy nedojde na trase objížděčky k významnému snížení úrovně kvality dopravy a z toho plynoucím snížení průměrné cestovní rychlosti na objížděné trase. Úroveň kvality dopravy bude podstatně lepší než stupeň D, který se na dvoupřuhové silnici II. třídy standardně požaduje, resp. než stupeň E příslušející III. třídě silnice.

Doba jízdy na původní trase je 0,073 hodin (t.j. 4,38 minut).

Doba jízdy na objížděné trase je 0,228 hodin (t.j. 13,68 minut).

Doba jízdy se prodlouží o 0,115 hodin (t.j. o 9,3 minut).



Obr.4.1 Výřez z mapy okresu Prachatice s vyznačením porušených mostů při povodni v roce 2002

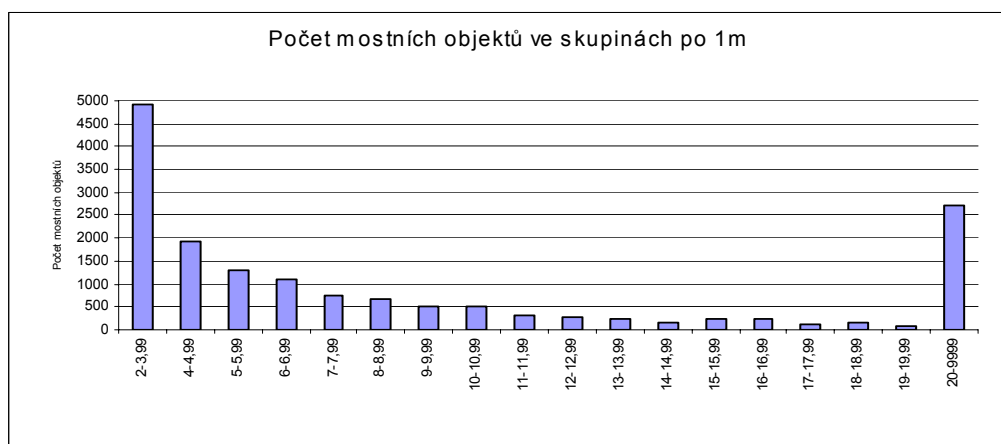
Rozbor mostních objektů z údajů ŘSD ČR, pracoviště Ostravské silniční databanky

Databázi tvoří všechny silniční mosty bez rozlišení typu konstrukce či přemostované překážce, na pozemních komunikacích všech kategorií. Pro rozřazení mostních objektů byly použity tyto základní kritéria:

- ☐ Délka přemostění (m)
- ☐ Materiál nosné konstrukce

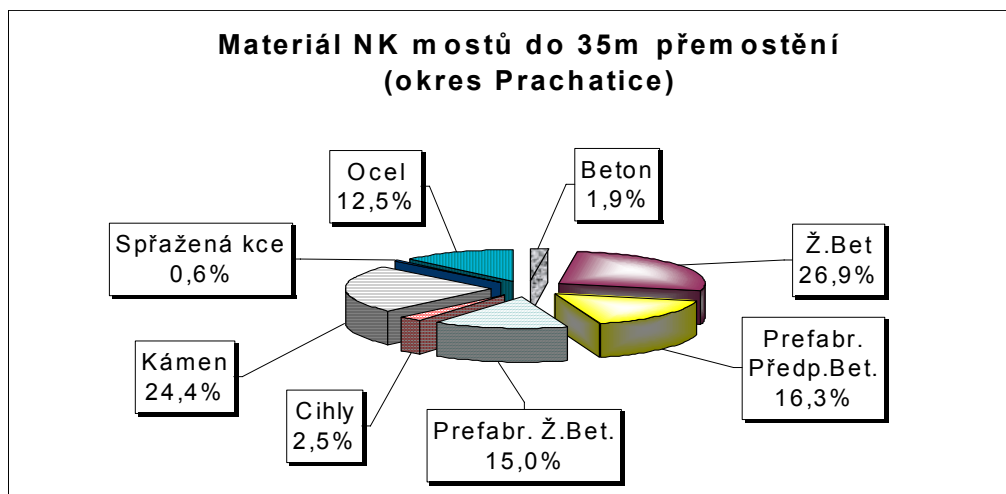
Pro rozřazení vznikly „matice“ pro daný stavební stav mostních objektů, kde ve vodorovném směru jsou odstupňovány mosty dle délky přemostění v intervalech 1m a to od dvou metrů - interval 2,00m-3,99m, 4,00m-4,99m do intervalu 20m-9999,99m a ve svislém směru jsou volné šířky rozděleny do tří intervalů při maximální šířce 8m, což při zpracování počtů mostů částečně zkresluje výsledky neboť výsledky jsou omezeny jen pro určité šířkové uspořádání a tudíž je nelze vztáhnout obecně na všechny mosty v České republice. V grafu je znázorněn počet objektů v jednotlivých

intervalech. Je evidentní, že drtivá většina mostů je do intervalu délky přemostění 20m. V přepočtu je to 83%.



Graf 4.1. Počet mostů dle jejich délky přemostění v intervalech po 1m

V následujícím grafu je znázorněn počet mostních objektů ve skupinách členěných podle materiálu nosné konstrukce na vzorku okr. Prachatice.



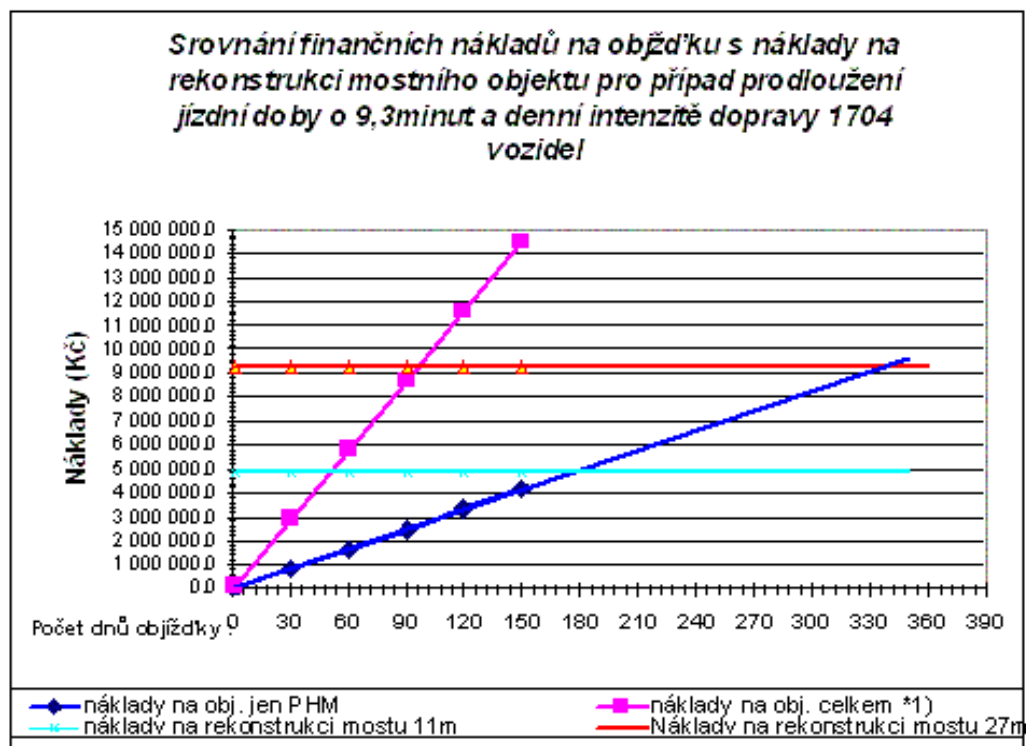
Graf 4.2 Materiál NK mostů

Vlastní aplikace

Tedy konkrétně pro vybraný příklad objíždné trasy úseku silnice II/141 v úseku Těšovice – Žichovec, kdy se jedná o úsek silnice, ve kterém při povodních v roce 2002 došlo skutečně k poškození mostů číslo 017 a 018, včetně poruchy mostu na jedné z případných objíždných tras.

Materiál nosné konstrukce mostního objektu byl volen s ohledem na statistické hodnoty viz graf „Materiál NK mostů...“. a to NK monolitická, ŽB. Rozpočtové náklady rekonstrukce oceněny včetně bourání konstrukcí z prost. betonu s odvozem do 12 km od pův. mostu. Alternativy zvýšení rozpětí byly prezentovány se změnou nosné konstrukce na rozpětí 27m. Pro případy mezilehlých rozpětí je možno užít hodnot získaných interpolací.

Určení cestovní rychlosti na původní a objížděné trase bylo provedeno dle ČSN 73 6101. Objížděná trasa je delší o 6,218 km, doba jízdy se prodlouží o 0,115 hodin (t.j. o 9,3 minut).



*1) **Náklady na objížděku celkem...** → stanoveny pouze jako náklady z časových ztrát zjednodušenou metodou, kdy $[N_T] = [N_{HD0}] \times [T_{Jo}]$, přičemž náklady na časovou jednotku dopravy $N_{HD0} = (C_{os} \times V_{obj} \times P_{ihod}) + (C_{nakl} \times V_{obj} \times P_{ihod})$, byly stanoveny jen pro osobní vozidla, tedy $(C_{nakl} \times V_{obj} \times P_{ihod}) = 0 \text{ Kč}$.

ZÁVĚREM

Výše prezentované údaje a grafy ukazují, že od určité výše nákladů na odstranění poruchy je ekonomičtější realizovat opatření pro vyloučení, či snížení rizika poruchy. Proto je nutné při rozhodovacím procesu volby technických opatření brát v úvahu nejen vlastní investiční náklady, ale i další vyvolané přímo související náklady – například v tomto článku prezentované náklady na objížděku, které nehradí investor – v tomto případě stát, ale uživatel - občan. Navržená metodika stanovení finančních nákladů využívá veřejně přístupná data.

LITERATURA

- [1] TOMICA, V., BROUL, J., ŘEZÁČ, M., HUDEČEK, L.: „Liniové stavby na povodňových územích - dílčí závěrečná zpráva CEZ J17/98271200001, FAST VŠB-TU Ostrava 1999,
- [2] Federal Emerg. Management Agency, FIA Technical Bulletin 2, „Flood Resistant Materials Requirements for Buildings Located in Special Flood Hazard Areas“, - Reston, Virginia USA 1993,
- [3] U.S.Army, Corp of Eng.: "Flood Proofing Regulations" -EP-115-2-314, Albuquerque, N.Mexico 1995,
- [4] BROUL, J., HUDEČEK, L. - Stanovení důlních škod u poddolovaných železničních staveb - Monografie Ostrava 2003 ISBN 80-248-0262-7

- [5] HUDEČEK, L.: Dopravní stavby ve zvláštních podmínkách regionu severní Moravy –Sborník 3.odborný seminář doktorského studia FAST VUT Brno – únor 2001,
- [6] HUDEČEK, L., ŘEZÁČ, M.: Dopravní stavby ve zvláštních podmínkách-interní grant FAST2001,
- [7] HUDEČEK, L., ŘEZÁČ, M.: „The Reliability of Transport constructions in Flood Areas“ – mezinár.konf. MISKOLC 2001 (ISBN 963-661-480-6, ISBN 963-661-482-2),
- [8] HUDEČEK, L.:„The Reliability of Transport constructions in Flood Areas“ sborník mezinár. konference Levoča 2001 (ISBN 80-7099-707-9)
- [9] ŘEZÁČ, M., BROUL, J., HUDEČEK, L., KRAJČOVIČ, M.: „Sledování bezpečnosti liniových staveb v povodňových územích“ Seminář DIALNICA Podbáňské 2002 (ISBN 80-232-0208-1)
- [10] HUDEČEK, L., ŘEZÁČ, M.: “Návrh obecného modelu pro určování spolehlivosti dopravních staveb v inundačních územích” – Závěrečná zpráva interního grantu FAST-VŠB TUO 2001.
- [11] HUDEČEK, L., ŘEZÁČ, M.– “ The some problems of Transport Constructions reability” Sborník *Naukovych statej problemy teorii i praktiky budovnictva* – Státní univerzita Lvovská politechnika, 2003
- [12] HUDEČEK, L. – ŘEZÁČ, M.: Liniové stavby ohrožené povodňovými průtoky (Silniční obzor roč.65-2004 - ISSN 0322 – 7154)
- [13] Údaje GIS pracoviště Ostravské silniční databanky ŘSD ČR.
- [14] HUDEČEK, L., MAHDALOVÁ, I.: Projekt výzkumu a vývoje č 1F55A/012/120 – Odolnost a provozní bezpečnost mostních objektů nad vodními toky jako součástí pozemních komunikací – část 5 - 2005.

Reviewer: Doc. Dr. Ing. Jaromír Lazar

Marián KRAJČOVÍČ¹, Miloslav ŘEZÁČ²

KŘIVOLAKOST TRASY SILNIČNÍ KOMUNIKACE

ÚVOD

Doprava se jako celek skládá z velkého množství na sebe navazujících částečných jevů. Prioritní úlohu v ní však sehrává lidská činnost, ze které vyplývají technické prvky dopravy a dopravních zařízení a zároveň ovládá i pohyb dopravních prostředků v prostoru a čase.

Dopravní inženýrství se zabývá ději odehrávajícími se na komunikaci, pro jejichž popis využívá zákony fyziky, matematiky a matematické statistiky. Na základě těchto dějů se pak vytváří nebo upravují nové předpisy a normativy pro projektování silničních komunikací a dopravních zařízení.

Dosavadní předpisy a normy pro projektování silničních komunikací však většinou vycházejí z aplikací fyzikálních zákonů platících pro pohyb vozidla na komunikaci. Přitom v nich však nejsou zohledněna některá specifika současného vlivu více projekčních prvků trasy silniční komunikace na pohyb jednotlivého vozidla, či celého dopravního proudu. Na hodnotu rychlosti, kterou si řidič volí podle svých momentálních schopností a možností, má vliv i směrové a výškové vedení trasy [1] [5].

KŘIVOLAKOST SILNIČNÍ KOMUNIKACE

Pohyb vozidla na pozemní komunikaci je současně ovlivňován jejím šířkovým, výškovým a směrovým vedením. Proto se silniční a dopravní inženýři snaží vyjádřit, lépe řečeno ohodnotit, trasu silniční komunikace z hlediska následnosti a vzájemné provázanosti v prostoru, kterou označujeme jako plynulost silniční trasy. Podle [2] [4] je silniční trasa plynulá, když její pravidelné tvary vzbudí u řidiče dojem, že tvar silniční trasy ničím neomezuje principy mechanické zákonitosti pohybu vyvozovaného řidičem na základě jeho dosavadních zkušeností bez toho, aby si to uvědomoval.

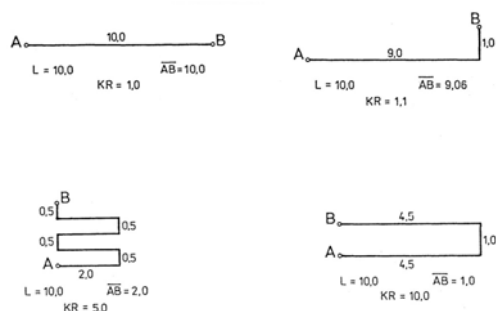
Definice křivolakosti

Aby bylo možné při porovnávání vícero variant řešení nějakým způsobem určit plynulost silniční trasy, je navrženo používat pojem křivolakost silniční trasy (*KŘ*). Tato je v literatuře [3] definována dvěma způsoby:

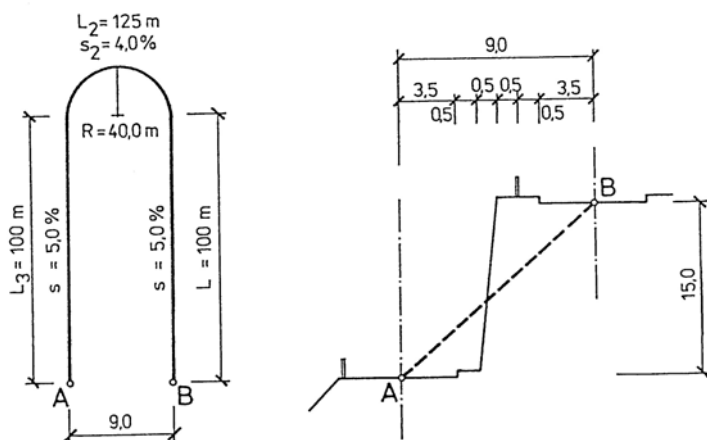
- a) poměrem skutečné a nejkratší vodorovné vzdálenosti bodů ležících na trase. Její využití je však velmi sporné, protože ne zcela přesně vystihuje složitost silniční trasy což je možné dokumentovat schémata na obr. 1 a 2.

¹ Doc., Ing., CSc., Katedra dopravního stavitelství, Fakulta stavební VŠB – TUO

² Doc., Ing., Ph.D., Katedra dopravního stavitelství, Fakulta stavební VŠB – TUO



Obr.1 Změna hodnoty $K\check{R}$ stejně dlouhých tras v závislosti zvláště od jejich tvaru



Obr.2 Změna hodnoty $K\check{R}$ při uvažování prostorové vzdálenosti bodu A-B

- b) podílem sumy absolutních hodnot středových úhlů změn směru trasy připadajících na jednotku délky, který je možno napsat ve tvaru:

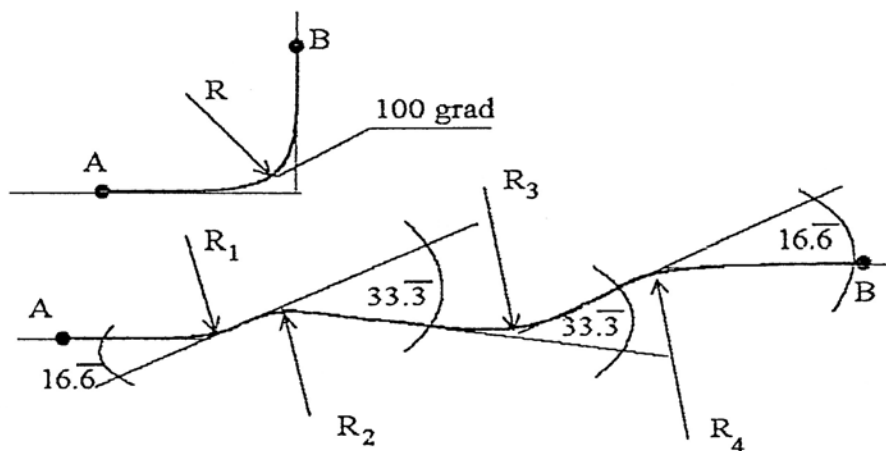
$$K\check{R} = \frac{\sum_{i=1}^j \alpha_i}{L}; \quad [\text{grad/km}] \quad (1)$$

kde α_i je středový úhel tečen směrového oblouku na dílčím úseku i v gradech,

L celková délka trasy mezi body A-B v km.

Podle této definice a vztahu (1) křivolakost silniční trasy se vyjadřuje průměrnou hodnotou úhlu změny směru trasy připadající na jednotku délky, uvažované obvykle $L = 1$ km.

Křivolakost vypočítaná podle vztahu (1) je jen průměrná hodnota a proto nezohledňuje místní odchylky od průměru a teda i skutečné směrové podmínky, které ovlivňují pohyb celého dopravního proudu. To znamená, že nemůžeme určit, zda jde o jeden směrový oblouk s malým poloměrem či o řadu po sobě jdoucích oblouků s velkými poloměry, jež v navržené trase působí plynuleji než oblouk s pravým úhlem viz obr. 3.



Obr.3 Porovnání plynulosti tras se stejnou hodnotou křivolakosti

Z tohoto důvodu je nutné vypočítat hodnotu úsekové křivolakosti pro úseky silniční trasy konstantní délky „L“ ($L = 50 \text{ m}, 100 \text{ m}, 200 \text{ m}$) a tuto vyjadřovat v rozměru (grad/km) podle vzorce:

$$K\ddot{R} = \frac{63,6620}{R_L} \quad [\text{grad/km}] \quad (2)$$

kde R_L je poloměr směrového oblouku v m na sledovaném úseku trasy.

V případě, že směrový oblouk není na celé délce úseku stanovíme hodnotu křivolakosti jako součet parciálních křivolakostí na úseku L.

Vliv vedení silniční trasy na bezpečnost

Bezpečnost a pohodlnost jízdy závisí na množství informací, které řidič dostává ze samotné komunikace a z jejího okolí. Řidič při jízdě po komunikaci vidí směrový oblouk v perspektivě, tedy zkreslený a proto objektivní charakteristikou zaoblení může být jen viditelná křivost čar. Jednotkou měření, která není závislá ani na způsobu vyčíslování charakteristik čar ani na mechanismech hodnocení, je velikost poloměru křivosti.

Pro reálný oblouk v prostoru je tato veličina stálá, ale při zobrazení na sítnici očí proměnná. Vliv velikosti poloměru směrových oblouků na změnu psychofyziologických ukazatelů byl zjištěn při různých pokusech a výzkumech. Zde se potvrdila skutečnost, že řidič vnímá a hodnotí směrové zaoblení diskrétně. Diskrétnost hodnocení směrových oblouků potvrdil i výzkum na Stavební fakultě STU v Bratislavě [5], při kterém byl sledován koeficient příčné síly v závislosti na zrakovém hodnocení složitosti jízdy v obloucích.

TRASA CESTY A JEJÍ VLIV NA RYCHLOST

Jelikož na pohyb vozidla v průběhu jízdy působí velké množství vnějších a vnitřních vlivů, které tento pohyb do určité míry determinují (např. technický stav vozidla, psychofyziologický stav řidiče, povětrnostní podmínky aj.) a dopravní inženýři, projektanti a ostatní pracovníci zapojení do stavby, provozu a údržby silnic nejsou tyto vlivy schopni ovlivnit, snaží se proto pochopit ty vlivy a podmínky, pomocí kterých jsou schopni někdy i v značné míře ovlivnit pohyb jednotlivých vozidel a celého dopravního proudu po silniční komunikaci. První skupinu podmínek tvoří problémy spojené s vozovkou a jejími povrchovými vlastnostmi (rovnost, drsnost, atd.). Druhá skupina problémů je tvořena geometrickými prvky trasy pozemní komunikace (velikost poloměru směrového oblouku, šířka vozovky, velikost a délka směrového sklonu atd.), a jejich kombinací a následností v prostoru.

Vliv jednotlivých geometrických prvků trasy na velikost jízdní rychlosti vozidel se donedávna sledoval parciálně, tj. hledala se závislost mezi hodnoceným prvkem a jízdní rychlostí. Z těchto vztahů jsou u nás nejvíce propracované a do praxe zavedené vztahy mezi:

- ☐ rychlostí jízdy a velikostí poloměru směrového oblouku,
- ☐ jízdní rychlostí návrhového vozidla a velikostí či délkou podélného sklonu,
- ☐ rychlostí jízdy a šířkou zpevněné části vozovky.

Vztah mezi rychlostí jízdy a poloměrem směrového oblouku

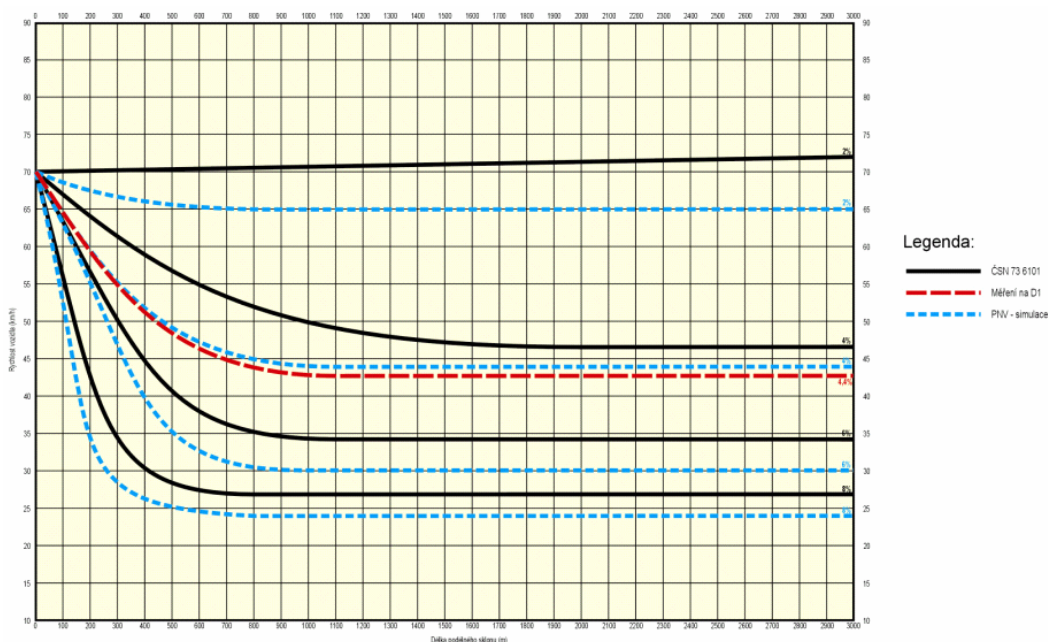
Jedním ze základních předpokladů relativně bezpečné trasy pozemní komunikace je návrh poloměru směrových oblouků tak, aby vyhovovaly předpokládané (návrhové) rychlosti. Problém vztahu mezi návrhovou rychlostí a poloměrem směrového oblouku je zahrnutý v [8] ve formě matematického výrazu na výpočet minimálního poloměru v závislosti od návrhové rychlosti ve tvaru :

$$R_{\min} = 0,30 \frac{V_n^2}{p} \quad [\text{m}], \text{ pro rychlost } < 80 \text{ km/h} \quad (3)$$

$$R_{\min} = 0,36 \frac{V_n^2}{p} \quad [\text{m}], \text{ pro rychlost } > 80 \text{ km/h} \quad (4)$$

Vztah mezi rychlostí a podélným sklonem trasy

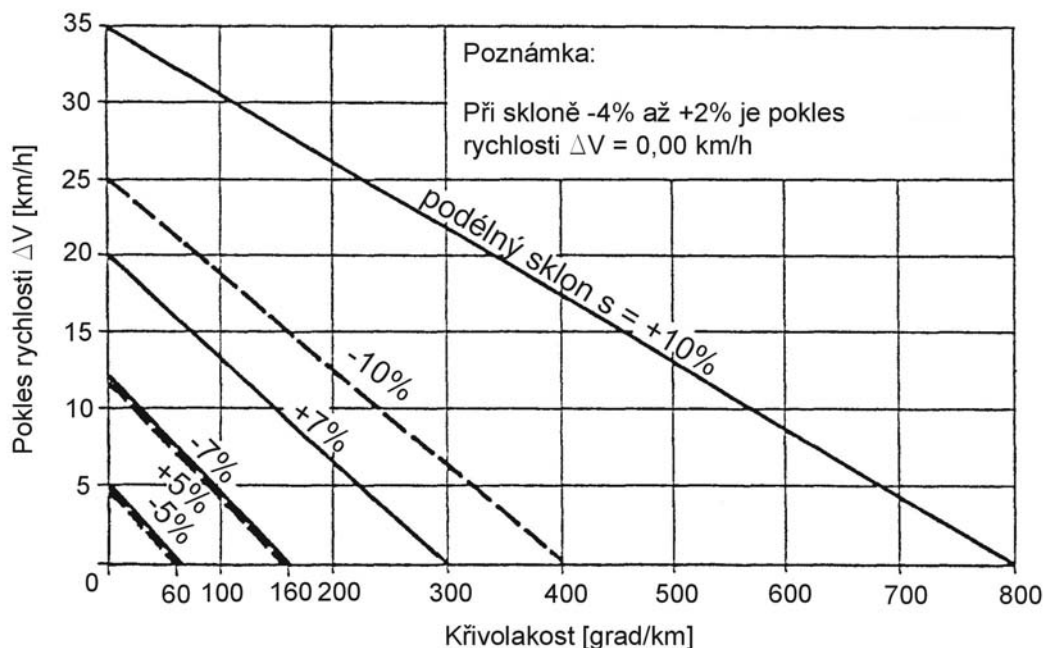
Vliv velikosti a délky podélného sklonu trasy komunikace (trasa je uvažovaná v půdoryse jako přímka) na rychlost návrhového pomalého (nákladního) vozidla je v [8] vyjádřena graficky, příloha K. Při měření [7] plovoucího vozidla CDV Brno, byly zjištěny vlivy různých typů pomalých vozidel na decelerační délky při různých podélných sklonech (viz Graf 1).



Graf 1 Porovnání průběhů rychlosti pomalého návrhového vozidla ze současné ČSN 73 6101 a výsledků z měření CDV Brno

Vliv podélného sklonu na změnu rychlosti

Závislost změny jízdní rychlosti na velikosti a délce podélného sklonu se u nás podrobně zkoumala a dala do užívání v grafické formě jen pro návrhové pomalé vozidlo [8]. Při výzkumu se však nepřihlédlo k vlivu směrového vedení silniční trasy a k velikosti této změny. Kombinace vlivu podélného sklonu a směrového vedení trasy (křivolakosti) na pokles hodnoty očekávané jízdní rychlosti [6] je vyjádřena graficky na obrázku 4.



Obr.4 Pokles rychlosti v závislosti od křivolakosti a podélného sklonu silniční trasy

Křivolakost silniční trasy a jízdní rychlost vozidel

Jak už bylo uvedeno na začátku, jízdní rychlost jednotlivě jedoucího vozidla na komunikaci, odpovídá rychlosti volené řidičem individuálně, na základě momentálně existujících směrových a výškových podmínek. Provozní podmínky jsou vynechány úmyslně, protože řidič při svém rozhodování není ovlivňován jinými vozidly.

V zahraniční literatuře [3] [4] je na výpočet očekávané rychlosti uvedený vztah zohledňující křivolakost silniční trasy, šířkové uspořádání vozovky a rozhledovou vzdálenost na zastavení ve tvaru:

□ lineárním:

$$V_{50\%} = 55,65 - 0,0532 K\check{R}^2 + 50\,414 B \quad [\text{km/h}] \quad (5)$$

□ kvadratickém:

$$V_{50\%} = 61,03 - 0,0819 K\check{R} + 0,000\,0496 K\check{R}^2 + 4,85 B \quad [\text{km/h}] \quad (6)$$

kde $K\check{R}$ je křivolakost trasy, a B je součinitel šířkového a rozhledového uspořádání trasy.

U nás zatím nebyly odvozeny ani ověřovány vztahy výpočtu očekávané jízdní rychlosti, které by zohledňovaly uvedené parametry silniční trasy. Z dosud uvedeného vyplývá, že křivolakost silniční trasy má vliv na rychlost pohybu jednotlivě jedoucích vozidel. Ale akceptovat uvedené vztahy na výpočet jízdní rychlosti podle (5) nebo (6) není možné, protože výsledky z nich nejsou reálné pro všechny hodnoty $K\check{R}$ a B .

Průměrné hodnoty rychlostí při průjezdu plovoucího vozidla směrovými oblouky s malými poloměry z nichž je odvozena odhadová funkce pro závislost jízdní rychlosti od křivolakosti silniční trasy tvaru:

$$V = 1540286 - 150297 \ln K\check{R} \quad [\text{km/h}] \quad (7)$$

jsou uvedeny v tabulce 1.

Tab.1 Hodnoty rychlostí při průjezdech směrovými oblouky s malými poloměry

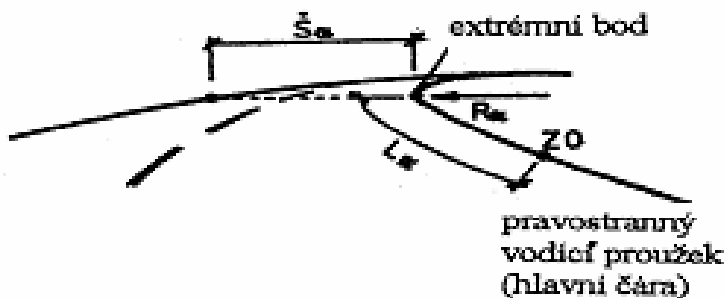
Poloměr [m]	12,60	21,30	34,60	37,10	51,40	88,40	102,60	111,60
$K\check{R}$ [grad/km]	5052,50	2988,80	1839,90	1716,00	1238,60	720,20	620,50	570,40
V [km/h]	25,20	31,30	35,50	43,30	44,10	54,20	55,90	58,00

VLIV TRASY NA PSYCHOFYZIOLOGICKÉ NAPĚTÍ ŘIDIČE

Ve zvýšení bezpečnosti silničního provozu je třeba vidět dvě stránky tohoto procesu, technickou stránku návrhu trasy a psychofyzilogický vliv trasy, jejího okolí a ostatních silničních prvků na řidiče. Psychologická kritéria bezpečnosti jízdy jsou závislá na pocitech, které u řidiče vyvolávají poměry na komunikaci a jejím bezprostředním okolí. Pocit bezpečí, klidu a jistoty při řízení vozidla jsou nerozlučně spojeny s jasností vedení komunikace a s jejím souladem s přilehlým pásem území. Bezpečnost a pohodlnost jízdy závisí na množství informací, které řidič dostává ze samotné komunikace a z jejího bezprostředního okolí. Tyto informace vnímá řidič zrakem, sluchem, svalovými reakcemi a vestibulárním systémem a snaží si vybrat takový režim jízdy, který mu dovoluje bez zvýšeného namáhání zohlednit všechny vnější činitele, které ovlivňují bezpečnost a pohodlí jeho jízdy. Hlavním zdrojem informací však zůstává zrak, kterým řidič vnímá nejpodstatnější informace.

Poloměr křivosti trasy a optická plynulost

Řidič při jízdě po komunikaci vidí směrový oblouk v perspektivě, tedy zkreslený, a proto objektivní charakteristikou zaoblení může být jen viditelná křivost čar (viz obr. 5). Výsledky pokusů [4] [5] v pojízdných laboratořích (viz tab. 2) dále prokázaly, že na emocionální napjatost řidiče a na vnímání a hodnocení směrových oblouků má podstatný vliv intenzita dopravního proudu.



Obr.5 Význam ukazatelů R_α ; $\check{S}_\alpha$; L_α v perspektivním zobrazení

S optickou plynulostí čar je v první řadě spojený poloměr jejich křivosti v extrémním bodě R_α (viz obr. 5). Důležitou úlohu při hodnocení bude mít jeho vztah k viditelné šířce jízdního pásu v extrémním bodě R_α . Nejlepší charakteristikou plynulosti čar je závislost mezi délkou oblouku a poloměrem křivosti. Součin délky oblouku L_α a poloměru křivosti v extrémním bodě R_α je "parametr viditelného oblouku":

$$P_{VO} = L_{\alpha} \cdot R_{\alpha} \quad [\text{úhlové minuty}] \quad (8)$$

Tab.2 Vliv křivosti trasy na změnu psychofyziologických ukazatelů

Psychofyziologické ukazatele	Poloměr směrového oblouku v m		
	400	500	700
	Rychlost jízdy v km/h		
	75	78	85
Rychlost pulsu v % k normálu	125	125	113
Změna hodnoty KGR (kožně-galvanický reflex)	0,45	0,42	0,30
Počet fixací za sekundu	2,6	2,5	1,9
Koeficient příčné síly v oblouku	0,110	0,109	0,080

Parametr viditelného oblouku je kvantitativním ukazatelem optické plynulosti a jeho hodnoty jsou uvedeny v tabulce 3.

Tab.3 Hodnoty parametru optické plynulosti silnice

Charakteristika optické plynulosti silnice	Parametr viditelného oblouku při úrovni zabezpečení		
	50 %	85 %	90 %
plynulá	> 440	> 560	> 670
neplynulá	60 - 440	75 - 560	100 - 670
zlom	< 60	< 75	< 100

Oblast použití kvantitativního kritéria je omezená. Prahové hodnoty k jeho určení byly získané při výzkumech [5] [6] pro oblouky od $R=100$ m do $R=5000$ při vzdálenosti pozorovatele od začátku oblouku 50 m a při jeho vzdálenosti od hlavní čáry 1,5 m. Vztah mezi poloměrem křivosti R_{α} a viditelnou šířkou jízdního pásu $\check{S}_{\alpha}$ (viz obr. 5) je kvantitativním ukazatelem optické plynulosti směrových oblouků a jeho hodnoty jsou uvedené v tabulce 4.

Tab.4 Viditelná šířka jízdního pásu v extrémním bodě

Viditelná šířka jízdního pásu v extrémním bodě $\check{S}_{\alpha}$	Poloměr křivosti R_{α} v extrémním bodě		
	zlom	neplynulé	plynulé
0 - 1	< 1,0	1,0 - 1,5	> 1,5
2	< 1,2	1,2 - 2,4	> 2,4
3	< 1,4	1,4 - 3,7	> 3,7
4	< 2,2	2,2 - 8,5	> 8,5
5	< 3,2	3,2 - 15,0	> 15,0

Poloměr křivosti v extrémním bodě R_{α} , viditelná šířka jízdního pásu $\check{S}_{\alpha}$ a parametr viditelného oblouku P_{VO} (8) jsou nejlepší kritéria při hodnocení optické plynulosti směrových oblouků. Porovnáním velikosti poloměrů oblouků s úrovněmi emocionálních napjatostí byly stanoveny hraniční velikosti poloměrů směrových oblouků. Jako kritický je stanovený takový poloměr, po jehož překročení se emocionální napjatost řidiče podstatně nezmění. Jako přípustný se považuje takový poloměr směrového oblouku, který vyvolá emocionální napětí odpovídající 95 % spolehlivosti činnosti řidiče a jako minimální odpovídající 85 % spolehlivosti. Jak ukázaly výsledky pokusů [4] [5] [6], tyto veličiny se mění v závislosti na hustotě dopravního proudu.

Funkční úroveň pozemní komunikace

Při funkční úrovni silnice odpovídající hodnotám 0 - 0,3 je možný volný výběr režimu jízdy a na silnici se nevyskytují žádné překážky. Rychlost pohybu dopravního proudu v takovýchto podmínkách je určována dynamickými charakteristikami automobilu a povrchovými vlastnostmi vozovky. Při takovéto funkční úrovni emocionální napjatost začíná narůstat při jízdě v obloucích s poloměrem menším než 700 m a překračuje optimální úroveň při obloucích s poloměrem menším než 400 m.

Další snížení funkční úrovně silniční komunikace odpovídající hodnotám do 0,5 je charakterizováno výskytem ve skupinách za sebou jedoucích automobilů a se ztíženým předjížděním pomalejších automobilů. Kritická hodnota poloměru oblouku v takovýchto podmínkách je 600 m.

Při funkční úrovni silniční komunikace odpovídající poměru 0,5 - 0,7 byla zjištěna největší emocionální napjatost řidiče. Na základě získaných výsledků se dají stanovit přípustné poloměry směrových oblouků pro různé kategorie silničních komunikací v závislosti na očekávané úrovni dopravního zatížení. Emocionální napjatost řidiče při přiblížení se k směrovým obloukům nebo v jízdě po nich se mění jen v tom případě, když poloměry těchto oblouků se nacházejí v různých skupinách stupnice vnímání.

V tabulce 5 jsou uvedené oblouky s poloměrem větším než 200 m, které se mohou používat při navrhování směrových oblouků [5]. Plnou čarou je vyznačena hranice, od které vpravo jsou oblouky s poloměry, které jsou nedostatečné k zabezpečení optimální emocionální napjatosti řidiče. Mezi plnou a přerušovanou čarou se nacházejí intervaly oblouků, jejichž poloměry při odpovídajících úrovních dopravního zatížení můžeme považovat za kritické. Doporučené poloměry oblouků leží vlevo od přerušované čáry.

Tab.5 Poloměry oblouků ve vztahu k funkční úrovni silnice

Funkční úroveň silnice	Číslo skupiny ve skupině							
	1	2	3	4	5	6	7	8
	Poloměry stejně vnímaných směrových oblouků m							
0,0 - 0,5	> 1200	800 - 1200	600 - 800	400 - 600	300 - 400	200 - 300		
0,5 - 0,7	> 2000	1000 - 2000	700 - 1000	500 - 700	400 - 500	300 - 400	250 - 300	200 - 250
0,7	> 1200	800 - 1200	400 - 800	200 - 400				

ZÁVĚR

Neustálý růst intenzity silniční dopravy přináší s sebou zvyšování silniční nehodovosti, která nutí odborníky na celém světě ve větší míře prohlubovat analýzu příčin dopravních nehod a vyvozovat z nich závěry pro navrhování co nejbezpečnějších komunikací.

Bezpečnost, rychlost a pohodlnost jízdy spolu s ekonomickými ukazateli vhodného začlenění do krajiny a ochrany životního prostředí se stávají určujícími činiteli při návrhu trasy silniční komunikace. Ve zvýšení bezpečnosti silničního provozu je třeba vidět dvě stránky tohoto procesu: technickou stránku návrhu trasy a psychofyzilogický vliv trasy, jejího okolí a ostatních silničních prvků na řidiče.

Technickým problémem zvýšení bezpečnosti silničního provozu se věnuje velká pozornost a je nutno říci, že byly vyvinuty dokonalé metody stanovení jednotlivých návrhových prvků trasy, k určení prostředků zabezpečujících stabilitu jízdy vozidel a k návrhu všech ostatních opatření, která jsou nezávislá na zrakovém vnímání řidiče. Psychofyzilogická kritéria zvýšení bezpečnosti provozu nejsou ještě dokonale prozkoumána, i když jejich vliv na dopravní nehodovost je poměrně velký a statisticky na celém světě dokázaný. Určení těchto kritérií je složitý proces, do kterého kromě silničního stavitelství vstupují další vědní obory, jako je psychologie, fyziologie, medicína, nauka o informacích, matematika a inženýrská psychologie.

SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY

- [1] CHOCHOL, Š. a kol.: Cesty a diaľnice 1. Projektovanie. ALFA Bratislava, 1989
- [2] A Philosophy for Landscape Design for Highways and Expressway. Public Works, Nr. 5, 1972
- [3] BORCHHARDT, D.: Bemerkungen zum Abschnitt räumliche Linienführung der Richtlinien für die Anlage von Landstrassen aus Beitragen zum Strassen und Verkehrswesen. Institut für Strassenverkehrstechnik der UTH, Stuttgart, 1968

- [4] LOBANOV, E.M.: Projektovanie dorog, organizacija dviženija s učetom psihofiziologii voditeľa. Transport Moskva, 1980
- [5] CHOCHOL, Š. a kol.: Vplyv prostredia na bezpečnosť cestnej premávky. Závěrečná správa čiastkovej VÚ II-8-1/06, SvF STU Bratislava, 1990
- [6] KRAJČOVIČ, M., MAREČEK, K., SOBOTKOVÁ, Š.: Vliv jízdy v koloně vozidel na psychofyzilogické napětí řidičů. Závěrečná zpráva vědecko-výzkumného úkolu č. 235 V-05-12 VA Brno, 1995
- [7] ANDRES, J. a kol.: Optimalizace návrhových prvků pozemních komunikací mimo zastavěné území. Zpráva výzkumného projektu MD ČR č.: 1F421/059/120, Centrum dopravního výzkumu Brno, 2005
- [8] ČSN 73 6101 Projektování silnic a dálnic. ČNI Praha, 2004

Reviewer: Ing. J. Andres (Centrum dopravního výzkumu Brno)

Vladimíra MICHALCOVÁ¹

MOŽNOSTI NUMERICKÉHO ŘEŠENÍ ZATÍŽENÍ KONSTRUKCÍ VĚTREM

Abstract

The paper shortly summarizes possibilities of access to solving of wind load on structures. More detailed attention is given to numerical simulation of wind flow around structures in atmospheric boundary layer by CFD codes (Computational Fluid Dynamics) in program Fluent.

ÚVOD

Téměř každá stavební konstrukce je vystavená tlakovým účinkům větru. Dle [1] můžeme převážnou část účinků považovat za statické. Na naší katedře se zabýváme numerickým řešením této problematiky. V článku jsou v krátkosti shrnuty možnosti přístupů k řešení zatížení konstrukcí větrem. Podrobnější pozornost je věnována numerické simulaci proudění větru kolem stavebních objektů v mezní vrstvě atmosféry (dále jen MVA) pomocí CFD kódů (Computational Fluid Dynamics) programovým komplexem Fluent. Jelikož se jedná o velmi složité turbulentní děje, není opomenuta zmínka teorie MVA.

TURBULENCE A MEZNÍ VRSTVA ATMOSFÉRY

Získávání informací o proudění vzduchu v mezní vrstvě atmosféry má nezastupitelný význam nejen v meteorologii, ale i v řadě technických odvětví. Ve stavebnictví je základem pro řešení účinků zatížení konstrukcí větrem nebo navrhování konstrukcí z energetického hlediska. Toto vede k moderním metodám řešení založených na seriózních experimentech, ať již fyzikálních nebo numerických simulacích.

Život na Zemi, se všemi jeho aspekty, probíhá převážně v troposféře, přesněji v její spodní části - mezní vrstvě. Mezní vrstvou atmosféry nazýváme část troposféry, která je přímo ovlivněná přítomností zemského povrchu, přičemž reaguje na jeho podněty v časovém měřítku kratším než 1 hodina. Její výška se mění v prostoru i čase od stovek metrů do několika kilometrů. Je součástí životního prostředí člověka znečišťovaného produkty jeho činnosti.

V mezní vrstvě atmosféry je turbulence generována účinky zemského povrchu, který bezprostředně ovlivňuje proudění tím, že se nejspodnější vrstva vzdušného proudu o něj tře a v důsledku toho dochází k poklesu hybnosti proudění. Tyto ztráty hybnosti proudícího vzduchu jsou pak kompenzovány vertikálním transportem hybnosti od výše ležících vzduchových vrstev směrem dolů, což je spojeno se vznikem sil turbulentního tření (tečných napětí), které působí proti směru vzdušného proudu. Turbulentní tření je největší u zemského povrchu a směrem vzhůru jeho velikost klesá. V dostatečně vysokých hladinách již můžeme síly tření zanedbat a mluvíme pak o volné atmosféře.

Nejen významná role tření, ale také výskyt výrazné turbulence v blízkosti zemského povrchu je jedním z charakteristických vlastností, kterými se MVA odlišuje od volné atmosféry.

Turbulence je vlastnost proudění, se kterým se lze setkat jak v oblasti průmyslu, tak v oblasti proudění v atmosféře. Obecně se nazývá turbulentní, jestliže jeho proměnné vykazují chaotické fluktuace v prostoru i v čase. Jedná o proudění s rotačním pohybem vírů. Jeho charakteristickým

¹ Ing., VŠB-TU, Fakulta stavební, Katedra stavební mechaniky, Ludvíka Podestě 1875, Ostrava-Poruba, e-mail:vladimira.michalcova@vsb.cz

znakem je vysoké Reynoldsovo číslo pohybu Re , které udává poměr mezi setrvačnými a třecími silami působícími na element a je dáno známým vztahem:

$$Re = \frac{u \cdot l}{\nu} \quad (1)$$

Při proudění v atmosféře dosazujeme za u referenční rychlost, což v tomto případě znamená střední rychlost ve výšce objektu. Za charakteristický rozměr proudění l je uvažována výška obtékaných objektů a ν představuje kinematickou viskozitu.

MOŽNOSTI ŘEŠENÍ ZATÍŽENÍ KONSTRUKCÍ

Měření v reálu

Problémy se zatížením větrem vyvstávají převážně proto, že stavby jsou budovány ve velmi turbulentní oblasti MVA, a proto měření vlivu turbulentního proudění je důležitou součástí studia tohoto problému a nemalou mírou se podílí také na vývoji norem. Jedná se v současné době o nej přesnější stanovení zatížení stávajících konstrukcí, avšak finančně i časově velice náročné, nereálné pro inženýrskou praxi, projekty nově budovaných staveb. Měření v reálu ovšem umožňuje poskytnout velmi kvalitní podklady k vyhodnocení experimentů a přispívá k jejich dalšímu rozvoji.

Výpočet zatížení podle návrhových norem

Při návrhu většiny stavebních konstrukcí, kdy musíme brát v úvahu zatížení vyvolané větrem, postačí výpočet podle příslušné normy. V některých výjimečných situacích však musíme i v běžné inženýrské praxi použít jiné metody pro stanovení účinků větru. Jedná se například o neobvyklé konstrukce nebo výjimečné uspořádání staveb.

Nacházíme se v přechodném období od norem ČSN [2] k evropským Eurokodům (EC) [3]. Jak bylo uvedeno v úvodu, pro pozemní stavby se zpravidla uvažuje zatížení větrem jako statické. Projevuje se jako souvislé zatížení, které je nerovnoměrně rozloženo po celém vnějším i vnitřním povrchu objektu. Působí kolmo na povrch, označujeme jej obecně jako tlak [Pa] (kladný směrem k povrchu-tlak, záporný směrem od povrchu-sání). Dle větrové oblasti stanovíme normovou hodnotu tlaku větru (základní vstupní hodnotu tlaku větru) a dle tvaru konstrukce (v normách jsou uvedeny pouze základní tvary konstrukcí) stanovíme příslušné tlakové součinitele c_p pro jednotlivé části všech stran i střechy (kap.4). Charakter okolního terénu zohledňujeme několika dalšími součiniteli. Takto získáme rozdělení tlaku na povrchu konstrukce pro případ statické složky zatížení větrem. Hodnota tlaku větru w_e působící na vnější povrchy konstrukce je dle EC uvedena v článku 5.2 a dle ČSN v článku 165 jako hodnota normové statické složky zatížení větrem w_n působícího na povrchovou plochu objektu.

Velikost hodnot zatížení je podle EC nezanedbatelně vyšší oproti výpočtům dle ČSN. Toto je způsobeno součinitelem, který udává závislost změny rychlosti větru na výšce nad terénem a na drsnosti zemského povrchu, čímž by měl vyjadřovat střední tlak na konstrukce. V ČSN jej zastupuje součinitel výšky χ_w v článku 165, zatímco v EC jej představuje součinitel expozice $c_e(z)$, který zahrnuje nejen vliv terénu a výšky nad zemí, ale také vliv turbulence a mění střední tlak na tlak maximální a je až trojnásobně vyšší. Při porovnávání výpočtů zatížení konstrukcí větrem je proto objektivní porovnání pouze tvarových součinitelů tlaku větru c_{pi} , které jsou závislé pouze na geometrii objektu a jeho okolí, nikoli na Reynoldsově čísle, tudíž ani na rychlosti větru. Výsledný lokální tlak na povrchu budovy se pak mění se změnou rychlosti větru. V EC je tento součinitel zastoupen jako součinitel vnějšího tlaku c_{pe} ve vztahu 5.1 článku 5.2 a v ČSN ve vztahu 18 jako tzv. tvarový součinitel C_w . Dle [1] jsou tlakové součinitele označovány jako aerodynamický součinitel c_p .

Fyzikální modelování

Dalším z přístupů vedoucích k poznání složitých dějů v atmosféře je fyzikální modelování. To spočívá v tom, že okrajové podmínky, především zemský povrch včetně staveb, vegetace, vodních ploch apod., jsou simulovány vhodným geometricky podobným modelem a modelem pole proudění

vzduchu v aerodynamickém tunelu, ve kterém je umístěn model krajiny. V aerodynamických tunelech s krátkými pracovními prostory se využívá iniciujícího zařízení, pomocí kterého lze dosáhnout profilu střední rychlosti a intenzity turbulence, jenž by co nejpřesněji odpovídaly rovnovážným profilům pozorovaným dále v proudu.

Numerické modelování

Kromě rozvoje fyzikálních experimentálních technik je v současné době dalším významným přínosem k pochopení turbulentního děje odlišný přístup - numerická simulace, která vede v součinnosti se stále rostoucí výkonnou výpočetní technikou k rozvoji nových turbulentních modelů. Úplný numerický popis turbulence je velmi problematický. Rovnice proudění tekutin jsou dobře známy a existuje tedy možnost řešit tyto rovnice numericky, což vede k získání detailní informace o trojdimenzionálních strukturách, které nelze získat měřením v laboratoři.

Použití numerických metod ovšem vyžaduje použití aproximace a parametrizace některých jevů. K dnešnímu dni se nabízí celkem široký rozsah programových systémů schopných numericky modelovat nejrůznější problémy souvisejících s prouděním pomocí CFD kódů. Patří k nim např. Fluent, Phoenix, Fidap, Ansys-Flotran, Star 3D, Fluidyn-Panache. Z uvedených obecných systémů se na našem pracovišti využívá programový komplex Fluent, který umožňuje podrobnou definici problému a jeho řešení. Ze softwarů užívaných v České republice obsahuje nejobsáhlejší soubor numerických modelů užívaných v mnoha aplikacích, je však uživatelsky náročný a vyžaduje podrobné znalosti fyziky mezní vrstvy atmosféry a zkušenosti v oblasti numerického modelování proudění [4],[5],[6].

Fyzikální a numerické modelování proudění jsou dva odlišné nástroje, které spolu úzce souvisejí a navzájem se doplňují. Ačkoli oba přístupy používají různé nástroje a prostředky, mají své přednosti i svá omezení, jejich společným cílem je co nejpřesnější modelování zkoumaných fyzikálních jevů. Fyzikální experiment poskytuje základní informace pro pochopení fyzikální podstaty daného jevu, přitom klade menší finanční nároky ve srovnání s měřením v reálu. Výsledky měření mohou být využity k sestavení a upřesnění matematického popisu zkoumaného děje s cílem dosáhnout co největší shody se skutečností, k definici okrajových podmínek a verifikaci výsledků. Fyzikální experiment tak umožňuje jakousi „kalibraci“ numerické simulace [7]. Pokud je matematický model ověřen s uspokojivým výsledkem, může být numerické modelování využito k získání dat v širší oblasti, k detailnímu vyšetření proudového pole v místech, kde je měření obtížně realizovatelné, ke zkoumání vlivu modifikací řešené úlohy při nižších časových i finančních nárocích ve srovnání s fyzikálním experimentem. Integrace těchto dvou přístupů, vzájemné využívání výhod obou metod, však bude vyžadovat ještě další úsilí a užší spolupráci ze strany fyzikálních i numerických experimentátorů [8].

VYHODNOCOVÁNÍ VÝPOČTŮ A EXPERIMENTŮ

Součinitel tlaku je veličina pro objektivní vyhodnocování experimentů (vysvětleno v kap. 3). Lokální tlak větru v určitém místě na vnějším povrchu působí ve směru normály stěny. Referenční tlak pro měření lokálního tlaku se zpravidla uvažuje statický tlak proudění větru ve výšce horní hrany budovy. Všeobecně se celkový tlak vyjádří z Bernoulliho rovnice jako součet statického a dynamického tlaku.

Celkový tlak na horní hraně budovy tedy bude:

$$p_c = p_{ref} + \frac{1}{2} \rho \cdot u_{ref}^2 \quad (2)$$

p_{ref} je statický tlak referenční ve výšce objektu a $1/2 \cdot \rho u_{ref}^2$ dynamický tlak větru ve výšce objektu.

Celkový tlak v i-tém bodě na povrchu budovy se vyjádří podobně ze vztahu

$$p_{ci} = p_{ref} + p_i \quad (3)$$

p_i je tlak na povrchu objektu v i-tém bodě měřený vzhledem k referenčnímu tlaku p_{ref} .

Lokální tlak na povrchu konstrukce vyjadřujeme pro vhodné použití v bezrozměrném tvaru formou součinitelů tlaku větru c_{pi} vyjádřených buďto pomocí tlaků:

$$c_{pi} = \frac{p_i}{1/2 \cdot \rho \cdot u_{ref}^2} = \frac{p_{ci} - p_{ref}}{1/2 \cdot \rho \cdot u_{ref}^2} = \frac{p_{ci} - p_{ref}}{p_c - p_{ref}} \quad (4)$$

nebo pomocí rychlosti:

$$c_{pi} = \frac{1/2 \cdot \rho \cdot (u_{ref}^2 - u_i^2)}{1/2 \cdot \rho \cdot u_{ref}^2} = 1 - \frac{u_i^2}{u_{ref}^2} \quad (5)$$

u_i^2 představuje v tomto případě rychlost větru při dopadu v i-tém místě na povrch budovy

Vzhledem na zavedený referenční tlak, kladná maximální hodnota tlakového součinitele nemůže překročit hodnotu $c_p = +1$. Tato hodnota se dosahuje v bodě konstrukce, kde rychlost při dopadu na povrch je nulová $u_i = 0$. Záporné tlakové součinitele dosahují při určitých úhlech náběhu větru, drsnosti či členitosti povrchu budov hodnoty až $c_p = -5$ i vyšších.

VLASTNOSTI PROUDÍCÍHO VZDUCHU A PROUDĚNÍ

Hustota vzduchu

Hustota vzduchu při obecném stlačitelném proudění je funkcí tlaku a teploty podle stavové rovnice plynu:

$$\rho = p / r \cdot T, \quad (6)$$

kde měrná plynová konstanta pro ideální plyn a vzduch má hodnotu $r = 287 \text{ J.K}^{-1}.\text{kg}^{-1}$. Proudění v MVA je uvažováno jako proudění vazké, slabě stlačitelné tekutiny. Stavová rovnice platí pro ideální plyn, přitom v souvislosti s atmosférou lze suchý čistý vzduch považovat za ideální plyn asi do výšky 100 km [9]. Úlohy týkající se řešení problematiky zatížení stavebních konstrukcí větrem jsou řešeny pro indiferentní stabilitní třídu (kap. 5.4) a vzhledem k nízké výšce řešených objektů je možno zavést konstantní hustotu vzduchu $\rho = konst$.

Směr větru

Směr větru se mění, je dán větrnou růžicí o 8 popřípadě 12 směrech a do výpočtu se zadává složkami směrového vektoru rozloženého horizontálně do x a y .

Rychlost větru

Okamžité hodnoty rychlosti se v každém bodě rychle mění a časové periody nejkratších z těchto změn odpovídají řádově 10^{-1} až 10^{-2} s, popřípadě i méně. Je dána součtem střední rychlosti za určitý vhodně zvolený časový interval $\bar{u}_i$ a její turbulentní složky u'_i se složitým, často negaussovským rozložením fluktuací, která se překládá přes základní (časově zprůměrované) proudění a je důsledkem existence chaoticky se pohybujících turbulentních vírů různých měřítek.

Platí tedy:

$$u = \bar{u}_i + u'_i. \quad (7)$$

Obecně se vertikální profil střední rychlosti v atmosféře určí buďto pomocí mocninné funkce nebo logaritmického zákona. Tvar vertikálního profilu střední rychlosti v závislosti na výšce z je závislý na drsnosti terénu.

Mocninná funkce se vyjádří výrazem

$$\bar{u} = u_{ref} \left(\frac{z}{z_{ref}} \right)^\alpha \quad (8)$$

kde α je exponent mocninného rychlostního profilu závislý konfiguraci terénu, třídě stability a rychlosti větru. u_{ref} je rychlost větru měřená v referenční výšce z_{ref} . Referenční výška je v normách udávána 10 metrů nad terénem, spolu s referenční rychlostí se jedná o hodnoty, s kterými pracují meteorologové. Ve výpočtech se často užívá z_{ref} vztažena k horní hraně obtékaného objektu. Rovněž měření proudění a zatížení objektů v reálu a jejich vyhodnocení jsou vztaženy k referenční výšce odpovídající hranici výšky zkoumaného objektu.

Dalším přístupem je logaritmická funkce definované na základě Monin–Obuchovovy podobnosti [6], z které vycházejí obě normy a která pro indiferentní zvrstvení (kap. 5) má tvar:

$$\bar{u} = \frac{u^*}{\kappa} \cdot \ln \left(\frac{z + z_0}{z_0} \right) \quad (9)$$

κ je von Kármánova konstanta (nejčastěji používaná hodnota 0,40 až 0,42), z_0 aerodynamická drsnost a $u^* = \sqrt{\tau / \rho}$ smyková neboli třecí rychlost a pro proudění ve vnitřní vrstvě platí, že má stejnou velikost jako třecí rychlost na stěně. τ představuje vazké napětí na stěně. Hodnoty parametru z_0 se mění v souvislosti s drsností terénu a určují se experimentálně.

Teplota vzduchu – stabilita v atmosféře

Jedním z faktorů, které významně ovlivňují vertikální přenos hybnosti, tepla apod. v zemské atmosféře, jsou tzv. stabilitní podmínky. Čím větší stabilita v atmosféře, tím jsou horší podmínky pro vertikální promíchávání vzduchu, což znesnadňuje vertikální transport. Termodynamický děj v zemském ovzduší lze považovat za adiabatický, kdy nedochází k výměně tepla mezi danou soustavou a okolím. Z hlediska řešení zatížení konstrukcí větrem se uvažuje indiferentní stav, při němž pokles teploty vzduchu s výškou odpovídá adiabatickému gradientu a potenciální teplota zůstává konstantní. To umožní uplatnění výše uvedených předpokladů pro konstantní hustotu a vertikální profil střední rychlosti.

Intenzita turbulence

Zmíněné fluktuace rychlosti proudění mají časové periody od několika minut po zlomky sekundy, ale podstatná část turbulentní kinetické energie obvykle souvisí s fluktuacemi o časových obdobích kratších než 5 sekund. Intenzita turbulence, která je v meteorologii občas označována jako nárazovitost větru, je definována jako bezrozměrná veličina

$$i_i = \sqrt{\overline{(u_i')^2} / \bar{u}_i^2} \quad (10)$$

a pro krátkoperiodické fluktuace rychlosti proudění v hladině 2 m nad zemským povrchem přibližně platí: $i_x : i_y : i_z \cong 1 : 1,16 : 0,75$. Turbulence má tudíž výrazně anizotropní charakter s boční nárazovitostí asi o 50% větší ve srovnání s nárazovitostí vertikální. Experimenty rovněž dokazují, že ve výškách zhruba nad 25 m nad povrchem mívají složky i_i vzájemně bližší hodnoty

NUMERICKÁ SIMULACE

Proudění v mezní vrstvě atmosféry v úlohách řešících zatížení konstrukcí od účinku větru je tedy modelováno jako turbulentní proudění vazké, nestlačitelné tekutiny. Okrajové podmínky umožňují vnést do modelu příslušné meteorologické parametry, typické pro konkrétní stabilitní podmínky v atmosféře. Jejich správnost velice ovlivňuje přesnost výpočtu.

Modelování turbulence je stále ve stádiu výzkumu a vývoje, který se neustále mění s pokrokem v matematickém, fyzikálním a technickém odvětví. Pokrok je podmíněn prohloubením znalostí proudění a numerických metod. Důležitou roli také hraje rozvoj ve sféře výpočetní techniky. Při řešení turbulentního proudění se vzhledem ke své složitosti a ne dosud plně objasněné fyzikální podstatě turbulence používají zjednodušené modely. Zatím neexistuje obecně platný model, naopak, modely turbulence jsou závislé na empirických poznatcích, tj. i na konkrétních podmínkách, geometrii řešené oblasti, a liší se případ od případu.

Proudění v atmosféře je obecně turbulentní děj, je možné jej popsat matematicky rovnicí kontinuity a Navier-Stokesovými rovnicemi, rovnicemi pro přenos tepla a příměsí nebo případně Reynoldsovými rovnicemi [5]. Aplikace Fluentu při modelování složitých dějů v MVA vyžaduje testování fyzikálního modelu, sítě, modelů turbulence, okrajových podmínek, parametrů řešení. Numerický model tvoří soustavu algebraických a parciálních diferenciálních rovnic, která je ve Fluentu řešena metodou konečných objemů. Numerická simulace proudění vyžaduje na počátku popis geometrie a vytvoření elementů, konečných objemů. Síť možno tvořit strukturovanou (obdélník, kvádr, šestistěn), kdy každá jednotlivá hranice prvku musí sousedit pouze s jedinou hranicí sousedního elementu a nelze tudíž síť libovolně zhušťovat, nebo nestrukturovanou (trojúhelník, obdélník, šestistěn i čtyřstěn). Výhody těchto elementů byly ověřeny v úlohách pružnosti řešených metodou konečných prvků. Je možné použít také síť hybridní, což umožňuje v blízkosti stěny použít síť strukturovanou a ve vzdálenější oblasti nestrukturovanou.

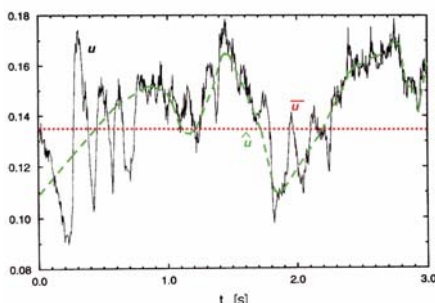
Způsoby matematického modelování turbulence v atmosféře

Metoda přímé numerické simulace (DNS-Direct Numerical Simulation) se používá jen za určitých omezujících předpokladů, které jsou dány velkými nároky na kapacitu počítače z důvodu velmi jemné sítě. Počet uzlových bodů sítě nutných pro metodu DNS lze odhadnout řádově z Kolmogorovova mikroměřítka turbulence $N_p \approx Re^{9/4}$. Počet uzlových bodů sítě tedy prudce narůstá s Reynoldsovým číslem, což vede k technické nerealitnosti výpočtů při stávající výpočetní technice a nebudeme se jí v práci zabývat.

Metoda velkých vírů (LES-Large Eddy Simulation) je založena na modelování velkých vírů, které lze zachytit sítí. Tyto turbulentní struktury o velkých měřících odebírají kinetickou energii hlavnímu proudu a jsou velmi závislé na poloze v proudovém poli a na čase. Jsou tedy modelovány přímo v trojrozměrném a časově závislém tvaru. Turbulentní víry o malých měřících, vyvolané kaskádním přenosem energie od velkých vírů, jsou obecně izotropní, málo se podílejí na transportních jevech, ale jejich prostřednictvím dochází k disipaci kinetické turbulentní energie v důsledku viskozity. Tyto malé víry jsou parametrizovány tzv. subgridními modely a odstraněny pomocí filtrace turbulentního pole. Volbou šířky pásma filtru, většinou odpovídajícího rozměru buněk sítě, je možné dosáhnout takový počet buněk sítě, který lze se současnou výpočetní technikou řešit. Tyto modely vykazují přesné výsledky v převážné části průmyslových problémů.

Pro většinu inženýrských úloh turbulentního proudění zůstávají nejpoužívanějším nástrojem statistické modely turbulence, které jsou založeny na metodě časového (Reynoldsova) středování veličin turbulentního proudění (RANS-Reynolds Averaged Navier-Stokes equations) a na následující proceduře časového středování bilančních rovnic, kdy se v Navier-Stokesových rovnicích objevují nové proměnné, tzv. Reynoldsova napětí, jejichž přítomnost je základním problémem výpočtu turbulentního smykového proudění pomocí rovnic popisujících střední pohyb tekutiny. Systém pohybových rovnic tudíž není uzavřen jako v případě laminárního proudění. Soubor přídatných rovnic a empirických vztahů, které společně s pohybovými rovnicemi tvoří řešitelný systém, se nazývá modelem turbulence. Modely turbulence lze rozdělit do několika skupin. Statistické modely

buďto řeší Re napětí pomocí diferenciálních rovnic (17), nebo pomocí tzv. Boussiesquovy hypotézy, která hledá zjednodušené vyjádření těchto napětí. Vystupuje zde nová veličina tzv. turbulentní viskozita. Vyjadřuje složité funkční závislosti stavu proudící tekutiny a polohy uvažovaného bodu. Nejedná se tudíž o fyzikální konstantu tekutiny, nýbrž funkci popisující dané turbulentní proudění. Princip řešení výše uvedených metod znázorňuje obr.1.



Obr.1 Rychlosti počítané různými numerickými metodami:

DNS —————
LES - - - - -
RAM

Bilanční rovnice proudění ve FLUENTU

Proudění popisují 2 bilanční rovnice, které pro nestacionární nestlačitelné izotermní proudění [10], [11] a mají následující tvar:

Bilance hmotnosti – rovnice kontinuity

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_V \rho dV + \int_S \rho u_j n_j dS = 0 \quad (11)$$

Bilance hybnosti-pohybová Navier-Stokesova rovnice

$$\int_V \frac{\partial}{\partial t} (\rho u_i) dV + \int_S (\rho u_i) u_j n_j dS - \int_S P_i dS = \int_V \rho f_i dV \quad (12)$$

Kde u představuje složku rychlosti, p tlak, f složku vnější objemové síly, ν kinematická viskozita, (dynamická viskozita $\mu = \nu \rho$), i je index složkový a j sčítací, čímž dostáváme jednu rovnici kontinuity a 3 rovnice pohybové pro 3 směry souřadného systému. V, S jsou elementy objemu a plochy, t představuje čas.

Hovoříme-li o časově středovaných metodách, jedná se o dekompozici veličin na časově středovanou a flukтуаční složku, kde $a = \bar{a} + a'$. Po dosazení součtu středované a flukтуаční hodnoty a aplikaci Reynoldsových pravidel a úpravou pro konstantní hustotu se dostanou rovnice pro středované veličiny:

Rovnice kontinuity

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial (\rho \bar{u}_j)}{\partial x_j} = 0 \Rightarrow \text{div } \bar{u} = 0 \quad (13)$$

Pohybová rovnice

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} (\bar{u}_i \bar{u}_j) + \frac{\partial}{\partial x_j} (\overline{u'_i u'_j}) = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 \bar{u}_i}{\partial x_j^2} + f_i \quad (14)$$

nazývaná Reynolds-averaged Navier-Stokes (RANS). V rovnicích vystupuje střední hodnota součinu flukтуаčních složek rychlosti $-\overline{u'_i u'_j}$, jež je úměrná tzv. $-\rho \overline{u'_i u'_j}$, která vystihují turbulentní tok

hybnosti a lze pro ně odvodit také transportní rovnice. Existují pouze při turbulentním proudění a mají stejné vlastnosti jako napětí užívané v mechanice.

$$\begin{bmatrix} \overline{u'_1 u'_1} & \overline{u'_1 u'_2} & \overline{u'_1 u'_3} \\ \overline{u'_2 u'_1} & \overline{u'_2 u'_2} & \overline{u'_2 u'_3} \\ \overline{u'_3 u'_1} & \overline{u'_3 u'_2} & \overline{u'_3 u'_3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \overline{u'_1 u'_1} & \overline{u'_1 u'_2} & \overline{u'_1 u'_3} \\ \overline{u'_2 u'_1} & \overline{u'_2 u'_2} & \overline{u'_2 u'_3} \\ \overline{u'_3 u'_1} & \overline{u'_3 u'_2} & \overline{u'_3 u'_3} \end{bmatrix} \quad (15)$$

Jedná se o tenzor o devíti složkách (15), respektive šesti nezávislých, tudíž i rovnic je šest. Tvoří rozsáhlý systém diferenciálních rovnic obtížně řešitelných. Proto je pozornost věnována teoriím, zabývajícím se jednodušším vyjádřením Reynoldsových napětí v rovnici (16), ve které i, j jsou indexy složkové a k sčítací. Vznikají tím tzv. modely turbulence, jejichž principy pro modely vhodné k modelování proudění v MVA jsou vysvětleny v [11].

$$\begin{aligned} \frac{\partial \overline{u'_i u'_j}}{\partial t} + u_k \frac{\partial \overline{u'_i u'_j}}{\partial x_k} = & - \frac{\partial}{\partial x_k} \left[\left(\overline{u'_i u'_j u'_k} \right) + \frac{1}{\rho} \overline{p (\delta_{kj} u'_i + \delta_{ki} u'_j)} - \nu \frac{\partial}{\partial x_k} \left(\overline{u'_i u'_j} \right) \right] - \\ & - \left[\overline{u'_i u'_k} \frac{\partial \overline{u'_j}}{\partial x_k} + \overline{u'_j u'_k} \frac{\partial \overline{u'_i}}{\partial x_k} \right] + \frac{p'}{\rho} \left[\frac{\partial u'_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u'_j}{\partial x_i} \right] - 2\nu \left[\frac{\partial u'_i}{\partial x_k} \frac{\partial u'_j}{\partial x_k} \right] \end{aligned} \quad (16)$$

APLIKACE NA PRAKTICKÝCH PŘÍKLADECH

Bohužel je faktem, že žádný model turbulence není univerzálně použitelný jako nejlepší pro všechny druhy úloh. Výběr turbulentního modelu závisí na úvaze řešitele stejně jako na fyzikálních charakteristikách proudění, na úrovni požadované přesnosti řešení, na dostupných prostředcích pro výpočet a na množství času dostupného pro řešení dané simulace.

Z těchto důvodů se na našem pracovišti zabýváme testováním numerických modelů vhodných pro numerickou simulaci obtékání větru kolem stavebních konstrukcí a následným vyhodnocováním účinků jeho zatížení na tyto konstrukce. Vzhledem k charakteru proudění, hlavně pak velikostem výpočtových oblastí a hodnotě Re čísla je potřeba rozdělit úlohy do dvou samostatných kategorií. Jedná se o:

- ☐ Simulaci proudění v MVA v reálné atmosféře (in situ).
- ☐ Simulaci proudění v MVA v aerodynamickém tunelu.

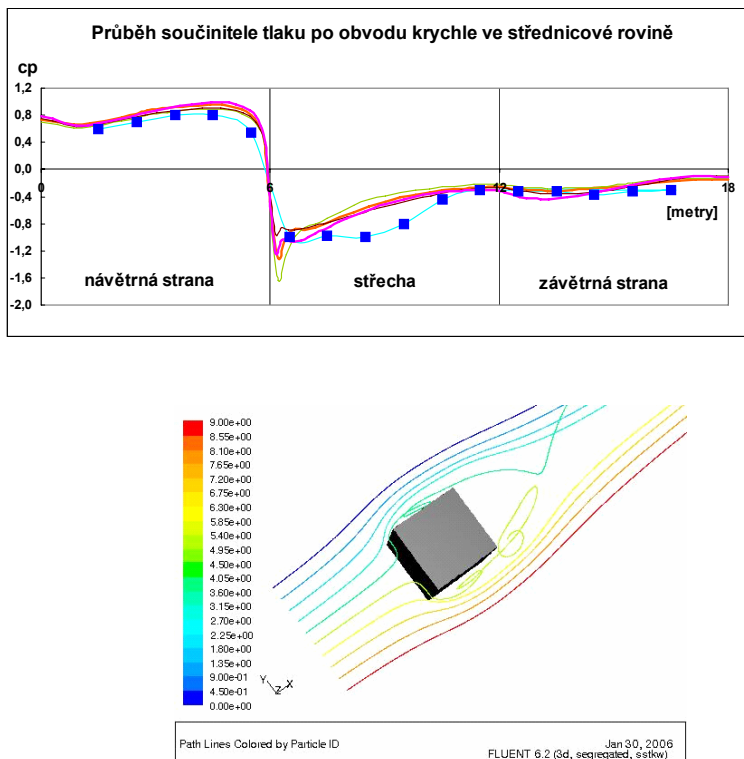
Modelování proudění v reálné atmosféře

U prvního typu úlohy bylo řešeno matematické modelování chování reálné MVA ve zjednodušeném ustáleném stavu. Potřebné podklady pro okrajové podmínky byly získány z měření v reálu, kde byla provedena měření střední rychlosti větru a intenzity turbulence proudění. Následně byly měřeny účinky větru na objekt o hraně 6m, tzv. Silsoe krychle, která je umístěna ve volném rovném prostoru dle obr.2.



Obr.2 Silsoe krychle s odběrovými místy

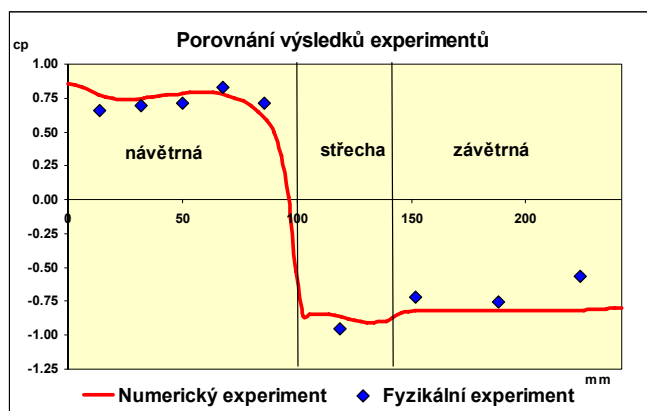
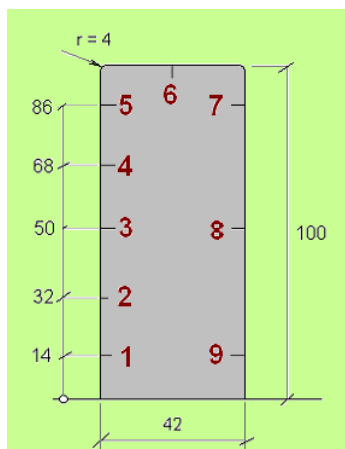
Výstupy tohoto měření in situ byly využity pro numerický experiment. Výpočty jsme provedli ve 3D stacionárních úlohách, v současné době probíhají výpočty v úlohách nestacionárních. Zpracovávání vstupních hodnot i výsledky, kterých jsme dosáhli jsou publikovány v [12]. Pro názornost jsou na obr.3 uvedeny průběhy tlakového součinitele po obvodu Silsoe krychle vypočítané některými matematickými modely (plné čáry), včetně hodnot získaných in situ v odběrových místech (označených čtverci). Rovněž je názorně vidět nesymetrické obtékání symetricky umístěného objektu. Podrobněji viz. [12].



Obr.3 Tlakový součinitel po obvodu Silsoe krychle a nesymetrické proudové čáry objektu

Modelování proudění v aerodynamickém tunelu

Druhý typ úlohy představuje numerický experiment proudění v aerodynamickém tunelu. V tomto případě byla pro testování využita spolupráce s VZLÚ Praha, kde byl zkoumán účinek větru na panelový dům v předměstské zástavbě. Po testování stratifikovaného proudu [13], bylo proudění kolem panelového domu řešeno ve 3D nestacionární úloze LES modelem [14]. Ilustrující obrázek obr.4 představuje schéma fyzikálního modelu a průběh tlakového součinitele po obvodu domu v jeho střednicové rovině. Pro více informací je čtenář odkázán na [14].



Obr.4 Schéma fyzikálního modelu panelového domu s odběrovými místy a průběh tlakového součinitele po obvodu objektu

ZÁVĚR

Numerické modelování dějů v mezní vrstvě atmosféry je významným nástrojem poznání. Aplikace obecných CFD kódů k tomuto účelu je možná. Přesnost numerického modelování je ovšem podmíněna nejen vhodným výběrem matematického modelu, ale také přesností vstupních dat. Vypočtené hodnoty je nutné zatím vždy srovnávat s hodnotami skutečnými, nebo jiným přístupem k problematice.

Přestože hodnoty tlakového součinitele vykazují uspokojivé výsledky, je potřeba vyhodnotit výsledky celého proudového pole a zkoumat možnosti modifikace této úlohy. Problematice možnosti řešení zatížení konstrukcí působením větru numerickým modelováním se budeme nadále věnovat za účelem získání přesnějších výsledků, podrobnějšího vyšetření proudového pole a zkoumání vlivu modifikací úloh.

REFERENCE

- [1] PIRNER, M., FISCHER, O. Zatížení staveb větrem. 1. vyd. Praha: ČKAIT, 2003, 256 s. ISBN 80-86769-10-0
- [2] ČSN 73 0035: 1986. Zatížení stavebních konstrukcí
- [3] ČSN P ENV 1991-2-4: 1997. Zásady navrhování a zatížení konstrukcí, Část 2-4: Zatížení konstrukcí-Zatížení větrem
- [4] FLUENT. Users Guide, Tutorial Guide. Lebanon: Fluent Incorporated, 2005, Vol.1-4. FLUENT:Fluent 6.1.18 - User's guide. Fluent Inc. 2003. VŠB-TU Ostrava <URL:http://sp1.vsb.cz/DOC/Fluent_6.1/html/ug/main_pre.htm>
- [5] KOZUBKOVÁ, M., DRÁBKOVÁ, S. Numerické modelování proudění. FLUENT I. [Skript] Ostrava: VŠB-TU, 2003, 106 s.
- [6] STULL, B.R. An Introduction to Boundary Layer Meteorology. Dordrecht: Kluwer Academic Publisher, 1994, 666 s. ISBN 90-227-2768-6
- [7] GARDNER, A. et al. Full-Scale Experiment in a Transitional Flow Regime. In Wind Engineering 2003. Proceedings of 11th International Conf. on Wind Engineering, Lubbock, Texas, USA, 2003.
- [8] YOSHIE, R. et al. Kooperative project for CFD pedestrian wind environment in the Architectural Institute of Japan. In Wind Engineering 2005. Proceedings of 4th European & African Conference on Wind Engineering, Praha, 2005

- [9] LEONARD, A. Energy Cascade in Large Eddy Simulation of Turbulent Fluid Flows. Advances in Geophysics, 1974, Vol. 18, Part A., p.237-248.
- [10] BIRD, R.B. et al. Přenosové jevy. 1. vyd. Praha: Academia, 1968, 800 s.
- [11] MICHALCOVÁ, V. Numerické modelování zatížení budov při kvazistatickém působení větru: Teze disertační práce, Ostrava 2005
- [12] MICHALCOVÁ, V. et. al. Numerické modelování účinků zatížení konstrukcí větrem v reálné atmosféře. In Modelování v mechanice. Sborník mezinárodní konference, Ostrava 1.-2.2.2006. ISBN 80-248-1035-2
- [13] MICHALCOVÁ, V., KOZUBKOVÁ, M., DRÁBKOVÁ, S. Experimentální a matematické modelování mezní vrstvy atmosféry. In Fluent 2005. Sborník 11. uživatelské konference, Mikulov, 8.-10.6.2005. ISBN 80-239-5127-0
- [14] MICHALCOVÁ, V. et. al. Experimentální a numerické modelování účinků zatížení konstrukcí větrem . In Modelování v mechanice. Sborník mezinárodní konference, Ostrava 1.-2.2.2006. ISBN 80-248-1035-2

Reviewer: Doc., RNDr. Milada Kozubková, CSc.

Petr JANAS¹, Martin KREJSA², Vlastimil KREJSA³

**SOUČASNÉ MOŽNOSTI PŘÍMÉHO DETERMINOVANÉHO PRAVDĚPODODBNOSTNÍHO
VÝPOČTU PŘI POSUZOVÁNÍ SPOLEHLIVOSTI KONSTRUKCÍ**

Abstract

The Direct Determined Fully Probabilistic Method ("DDFPM") was originally developed as a Monte Carlo alternative to SBRA the development of which started in the mid of 1980's. Both for SBRA and DDFPM, input random quantities (such as the load, geometry, material properties, or imperfections) are applied. The description of the random quantities is expressed by the non-parametric distribution in histograms. DDFPM is based on general terms and procedures used in probabilistic theories. DDFPM applications are processed in ProbCalc – this software is being improved all the time. It is rather easy to implement an analytical transformation model of the specific probabilistic application into ProbCalc. The reliability function under analysis can be expressed in ProbCalc analytically as a sign arithmetic expression (using the so-called calculator) or can be expressed using data from the dynamic library (the file with DLL extension) where the library can be created in any programming language (for instance, in Borland Delphi). DDFPM is currently able to solve a number of probabilistic computations. There are however certain constraints resulting from extensive applications where too many simulations exist. For that reason, the software includes a number of optimizing procedures extending considerably the applicability options, maintaining, at the same time, the reliable results of the computation.

ÚVOD

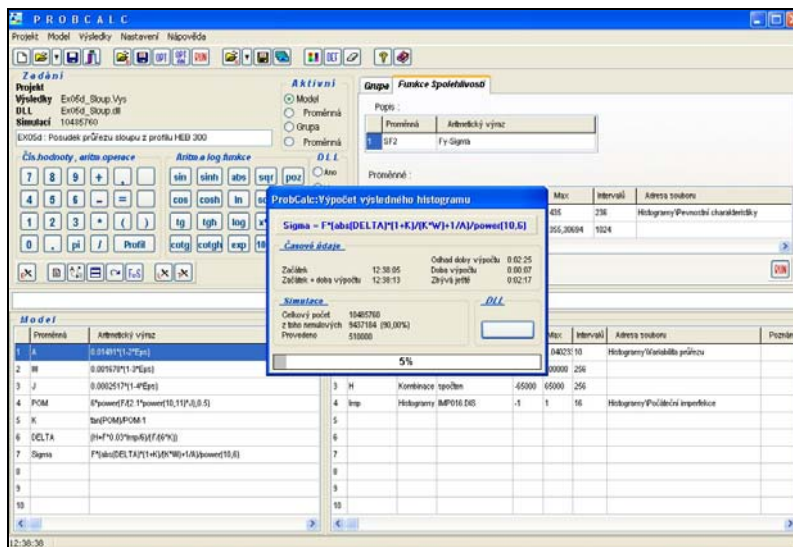
Metoda přímého determinovaného pravděpodobnostního výpočtu (PDPV) byla původně vyvíjena jako alternativa simulační techniky Monte Carlo v metodě SBRA, vyvíjené od 2. poloviny 80 let minulého století. Stejně jako u této metody jsou i u PDPV vstupní proměnlivé náhodné veličiny (zatížení, geometrické a materiálové charakteristiky, imperfekce ad.) vyjádřeny histogramy vyjádřené tzv. neparametrickým rozdělením, přičemž metoda není omezena ani pro použití parametrických rozdělení. Postup PDPV vychází ze základních pojmů a postupů teorie pravděpodobnosti. Pro aplikaci PDPV lze v současné době využít programový systém ProbCalc (viz obr.1, [6], [7]), jenž je stále rozvíjen. Lze něj do implementovat relativně jednoduše analytický transformační model dané konkrétní řešené pravděpodobnostní úlohy. Analyzovaná funkce spolehlivosti může být v tomto programu vyjádřena analyticky formou aritmetického výrazu ve znakové podobě (s využitím tzv. kalkulačky) nebo pomocí tzv. dynamické knihovny DLL (stejně jako např. v programu Freet viz [9]), která může být vytvořena v kterémkoliv programovacím jazyce (např. Borland Delphi).

Metodou PDPV je možno v současné době řešit řadu pravděpodobnostních výpočtů. Počet náhodných veličin vstupujících do výpočtu pravděpodobnosti poruchy je však omezen možnostmi danou úlohu numericky zvládnout. Při velkém počtu náhodně proměnných je totiž úloha časově velmi náročná i při dostupné výkonné výpočetní technice.

¹ Doc.Ing., CSc., VŠB-TUO, FAST, Katedra stavební mechaniky, Ludvíka Poděště 1875, 708 33 Ostrava - Poruba, e-mail: petr.janas@vsb.cz

² Ing., Ph.D., VŠB-TUO, FAST, Katedra stavební mechaniky, Ludvíka Poděště 1875, 708 33 Ostrava - Poruba, e-mail: martin.krejsa@vsb.cz

³



Obr.1 Pracovní plocha programu ProbCalc

Má-li se uvedená metoda využívat při posuzování spolehlivosti konstrukcí případně i při jiných pravděpodobnostních výpočtech, pak musí být snadno aplikovatelná a to nejen pro relativně jednoduché výpočty, kdy transformační vztahy lze vyjádřit analyticky, ale také pro složitější dnes však běžně využívané výpočetní modely, při jejichž aplikaci se dnes posuzuje spolehlivost konstrukcí pravděpodobnostně [10]. Z tohoto důvodu je do programu ProbCalc implementována řada optimalizačních postupů, které možnosti aplikace metody podstatně rozšiřují při zachování korektnosti postupu řešení.

OPTIMALIZACE PRAVDĚPODOBNOSTNÍHO VÝPOČTU

Postupy souhrnně označované jako optimalizační, byly aplikovány i v programu ProbCalc při řešení některých pravděpodobnostních výpočtů. V současné době se jako účinné nástroje pro snížení požadovaných počtů operací ukazují následující optimalizační metody:

Grupování proměnných

Tento postup je aplikován např. v situacích, kdy je kombinace zatížení tvořena několika složkami náhodně proměnných zatížení se stejným působištěm, takže je pak lze vyjádřit jediným společným histogramem. Lze využít i v obdobných situacích s jinými vstupními či výstupními veličinami.

Snižování počtu intervalů v histogramech vstupních veličin

Tento způsob zrychlení výpočtu se využívá tak, aby nebyl podstatně ovlivněn výsledek a korektnost řešení úlohy byla zachována. Při tomto postupu se proto nejdříve testuje vliv počtu intervalů každé náhodné veličiny na výsledek řešení a následně se tento počet intervalů minimalizuje. V programu ProbCalc se tato optimalizační metoda uplatňuje pod označením „Intervalová optimalizace“.

Vyloučení intervalů jednotlivých histogramů vstupujících do výpočtu

Eliminace intervalů histogramů vstupních veličin se týká pouze těch intervalů, které se na výsledné pravděpodobnosti poruchy jednoznačně nepodílejí. V případě, kdy porucha dle (8) je dána rozdílem dvou „useknutých“ histogramů, je tento postup relativně jednoduchý a snadno zvládnutelný. Vstupuje-li do výpočtu pravděpodobnosti poruchy větší počet náhodných veličin vyjádřených histogramy, pak je algoritmus řešení podstatně složitější. V každém histogramu mohou vznikat až tři typy intervalů – zón, lišících se svým podílem na pravděpodobnosti vzniku poruchy, a to :

(a) **Typ I**

Podílí se na pravděpodobnosti poruchy vždy.

(b) **Typ II**

Na pravděpodobnosti poruchy se může a nemusí podílet.

(c) **Typ III**

Na pravděpodobnosti poruchy se nepodílí.

V programu ProbCalc se tato optimalizační metoda uplatňuje pod označením „Zonální optimalizace“.

Grupování dílčích výsledků výpočtu

Z výpočetního modelu lze separovat některé výsledné veličiny a zpracovat je odděleně až po provedení výpočtu. Takto lze pracovat například s funkcí spolehlivosti, kdy je odolnost konstrukce vyjádřena vstupním histogramem (napětí na mezi kluzu) nebo konstantní hodnotou (tolerovaná deformace), a účinek zatížení je získán výpočtem.

Kombinace uvedených optimalizačních postupů

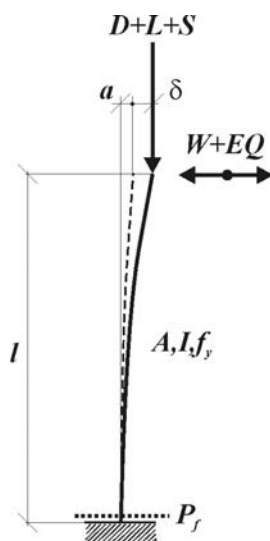
Uvedené postupy lze navzájem kombinovat, čímž lze dosáhnout ještě výraznějšího zrychlení výpočtu.

Použití uvedených optimalizačních metod v rámci pravděpodobnostního výpočtu programem ProbCalc je ukázáno i v následujícím textu.

PŘÍKLAD POSUDKU SPOLEHLIVOSTI VYBRANÉ KONSTRUKCE

Řešený příklad posudku spolehlivosti nosné konstrukce byl zvolen s ohledem na snahu názorně analyzovat možnosti optimalizace výpočtu z hlediska dosažení minimálního strojového času výpočtu.

Na obr.2 je statické schéma konstrukce vetknutého sloupu, jehož spolehlivost byla pravděpodobnostně posouzena s využitím programu ProbCalc. Výška sloupu l byla volena 6 m, průřez sloupu je tvořen válcovaným profilem HEB 300 z oceli Fe360/S235 a modulu pružnosti v tlaku a v tahu $E = 2,1.108$ kPa. Maximální počáteční imperfekce sloupu a je rovna +/- 30 mm. Ve výpočtu se objevuje 5 složek zatížení. Její návrhové hodnoty jsou uvedeny v tabulce 1.



Obr.2 Schéma vyšetřované konstrukce

Tab.1 Vstupní údaje zatížení

Označení	Typ zatížení	Návrhová hodnota [kN]
D	Stálé	350
L	Dlouhodobé nahodilé	75
S	Krátkodobé nahodilé	75
W	Vítr	40
EQ	Zemětřesení	$\frac{1}{20} \cdot (D + L + S) = 25$

Pro výpočet maximálního vodorovného posunutí dle teorie II. řádu s uvažováním vlivu počátečních imperfekcí se použil vztah vyplývající z řešení publikovaného v [11]:

$$\delta = \frac{W + EQ + \frac{a}{l} \cdot F}{\frac{F}{l \cdot K}}, \quad (1)$$

kde

$$K = \frac{\tan(l) \cdot \sqrt{\frac{F}{EI}}}{l \cdot \sqrt{\frac{F}{EI}}} - 1 \quad (2)$$

Ohybový moment v kritickém průřezu - ve vetknutí a normálové napětí v krajních vláknech tohoto průřezu se pak rovná:

$$M = \frac{\delta \cdot (1 + K)}{K} F \quad (3)$$

$$\sigma = \left| \frac{M}{W} \right| + \left| \frac{F}{A} \right| = F \left(\frac{|\delta| \cdot (1 + K)}{K \cdot W} + \frac{1}{A} \right) \quad (4)$$

V dalším výpočtu je analyzována funkce spolehlivosti dle mezního stavu únosnosti

$$SF = R - Q, \quad (5)$$

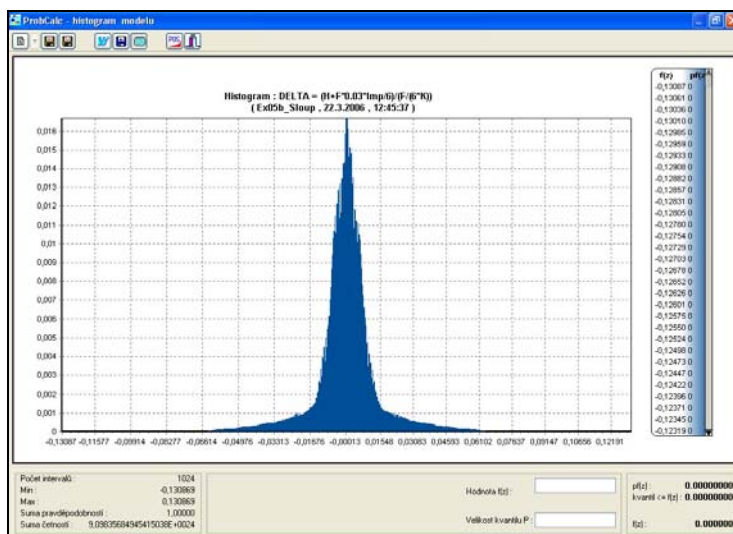
kde R je mezní hodnota normálového napětí odpovídající materiálovým vlastnostem a Q je extrémní normálové napětí ve vetknutí sloupu dle (4). Použitelnost konstrukce je vztažena k povolené hodnotě vodorovného přetvoření sloupu $\delta_{tol} = 35$ mm. Funkce spolehlivosti dle mezního stavu použitelnosti má pak tvar:

$$SF = \delta_{tol} - \text{abs}(\delta), \quad (6)$$

kde δ je hodnota skutečného maximálního vodorovného přetvoření sloupu dle (1). Ve výše uvedené tabulce 1 představuje W zatížení větrem; EQ zatížení zemětřesením; F osovou sílu působící ve

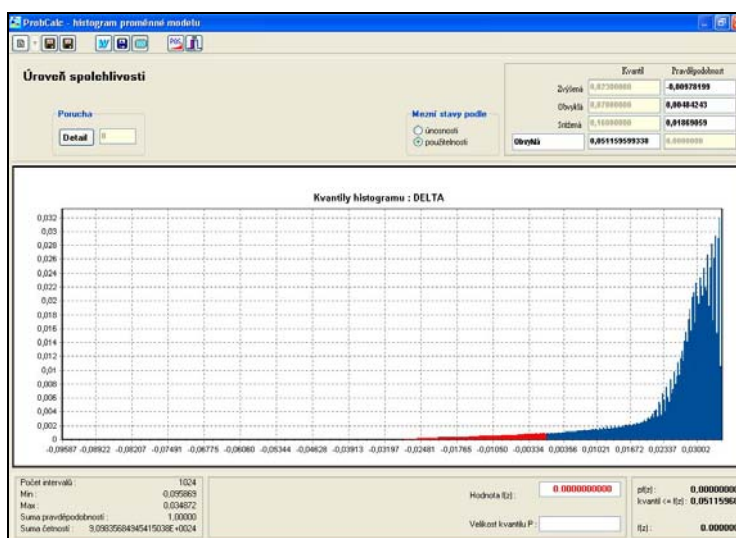
sloupu, která je tvořena variabilním zatížením stálým, dlouhodobým nahodilým a krátkodobým nahodilým; ve vzorcích je pak a imperfekce ve sloupu, l délka sloupu; I moment setrvačnosti sloupu; W průřezový modul sloupu; E modul pružnosti v tahu a v tlaku a R je napětí na mezi kluzu materiálu.

Ve výpočtu se tedy objevuje celkem 8 variabilních veličin: 5 složek zatížení (variabilita jejich působení je vyjádřena histogramy z [4]), proměnnost průřezu vlivem možného pod a převálcování (vyjádřena histogramem dle [5]), počáteční imperfekce ve sloupu (normálové rozdělení -1 až +1, histogram z [4]) a napětí na mezi kluzu f_y (histogram Tyče Fy23501.DIS z [12]). Samotný pravděpodobnostní posudek spolehlivosti byl proveden ve dvou krocích dle obou mezních stavů (5) i (6).



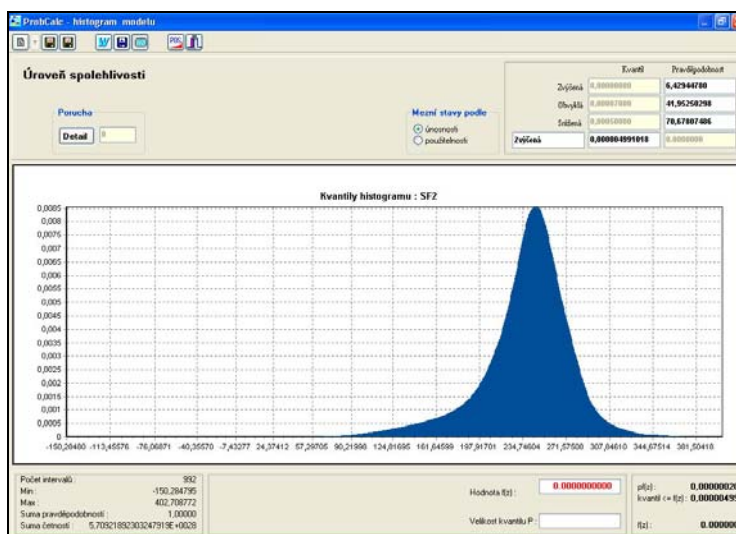
Obr.3 Výsledný histogram skutečného maximálního vodorovného přetvoření sloupu δ

Na obr. 3 je uveden výsledný histogram skutečného maximálního vodorovného přetvoření sloupu δ dle (1). Obr. 4 zobrazuje výslednou podobu histogramu funkce spolehlivosti SF dle mezního stavu použitelnosti (6), výslednou hodnotu pravděpodobnosti poruchy P_f i zařazení do příslušné úrovně spolehlivosti dle [8].



Obr.4 Výsledný histogram funkce spolehlivosti SF dle mezního stavu použitelnosti

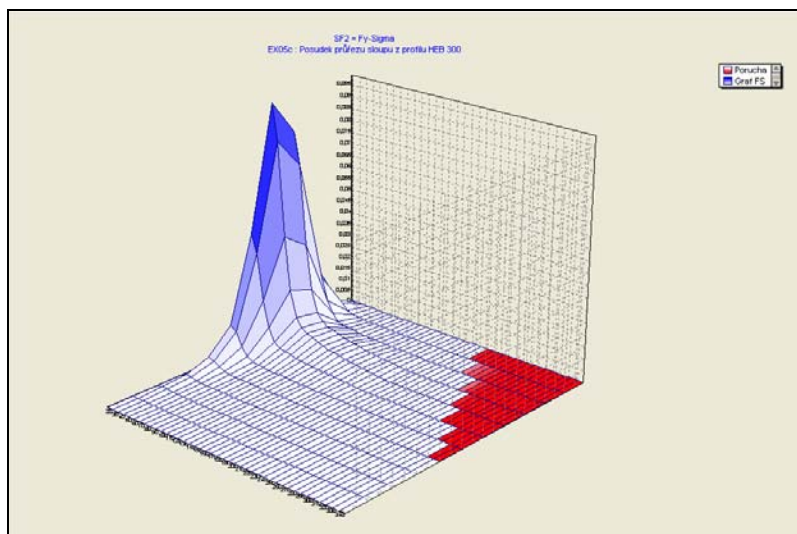
Výsledný histogram funkce spolehlivosti SF dle mezního stavu únosnosti (5), výslednou hodnotu pravděpodobnosti poruchy P_f i zařazení do příslušné úrovně spolehlivosti dle [8] pak lze shlédnout na obr.5.



Obr.5 Výsledný histogram funkce spolehlivosti SF dle mezního stavu únosnosti

Jak lze vyčíst na uvedených obrazcích, konstrukce splňuje kritéria spolehlivosti dle obou mezních stavů. V případě mezního stavu únosnosti činí pravděpodobnost poruchy $P_f = 4,991018 \cdot 10^{-6}$, což odpovídá zvýšené úrovni spolehlivosti. Při posudku dle mezního stavu použitelnosti pak byla získána výsledná pravděpodobnost poruchy $P_f = 5,115959338 \cdot 10^{-2}$ s odpovídající obvyklou úrovní spolehlivosti.

V poslední verzi programu ProbCalc lze funkci spolehlivosti zobrazit ve formě prostorového grafu (obr.6). Spodní osy 3D grafu představují účinek zatížení a odolnost konstrukce, svislá osa pak odpovídající pravděpodobnost výskytu dané veličiny. Červeně označená oblast grafu představuje poruchovou oblast.



Obr.6 Prostorový graf funkce spolehlivosti SF dle mezního stavu únosnosti

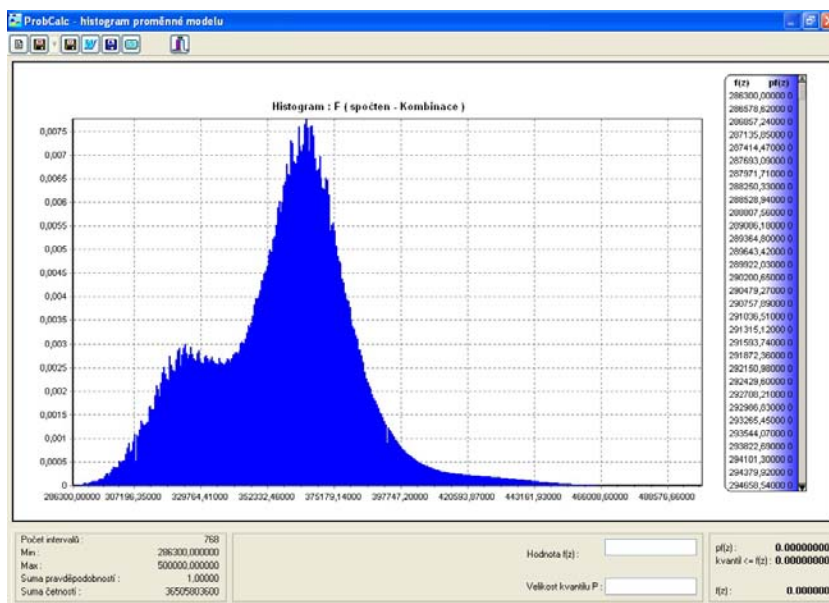
Uvedené výsledky byly získány na základě pravděpodobnostního výpočtu bez využití základních optimalizačních kroků. Zvláště v případě posudku dle mezního stavu únosnosti dosahoval strojový čas výpočtu značných hodnot a použití některého z výše popsanych optimalizačních kroků se zdá být nevyhnutelné.

ANALÝZA POUŽITÝCH OPTIMALIZAČNÍCH KROKŮ

Jak již bylo řečeno v kapitole 2, lze vysoký počet výpočetních kroků s úspěchem redukovat s využitím uvedených optimalizačních způsobů. Na řešeném příkladu lze tyto cesty k výraznému urychlení pravděpodobnostního výpočtu velmi názorně demonstrovat.

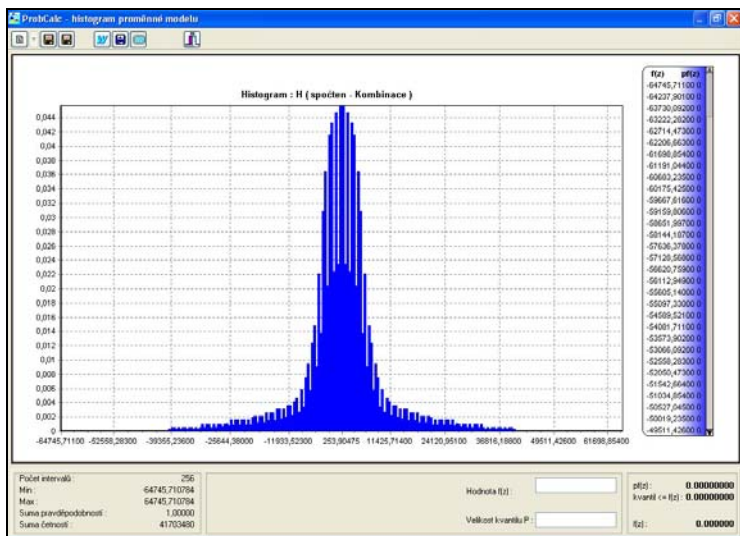
Grupování složek zatížení

Jednou z cest, jak počet operací a současně dobu výpočtu snížit, je grupování složek zatížení před samotným pravděpodobnostním výpočtem. Necht' zatížení F představuje kombinaci nahodilých zatížení D , L a S . Proměnlivost každé z těchto složek zatížení je vyjádřena histogramem, ve kterém je počet intervalů $N_j = 256 = 2^8$. Počet výpočetních operací při jejich kombinaci pak je $P = (N_j)^3 = (28)^3 = 224 = 16\,777\,216 \approx 16,8 \cdot 10^6$. Jestliže sečteme nejdříve zatížení $F_1 = D + L$, a vytvoříme histogram opět se 256 intervaly a pak této operaci odpovídá $P_1 = 256 \cdot 256 = 2^{16}$. Celkové zatížení je pak dáno $F = F_1 + S$. Histogramy F_1 a L mají každý 256 intervalů a odpovídající počet operací je opět $P_2 = 2^{16}$. Celkový počet operací je pak $P' = P_1 + P_2 = 2 \cdot 2^{16} = 2^{17} = 131\,072$, což je 128-krát méně než při nevyužití tohoto způsobu výpočtu, což se na době výpočtu projeví velmi výrazně.



Obr.7 Histogram kombinace svislých složek zatížení F

Výsledný histogram kombinace svislých zatížení je uveden na obr.7. Obdobně lze pro další výpočet využít i zatížení H jako kombinaci složek bočního zatížení W a EQ (viz obr.8).

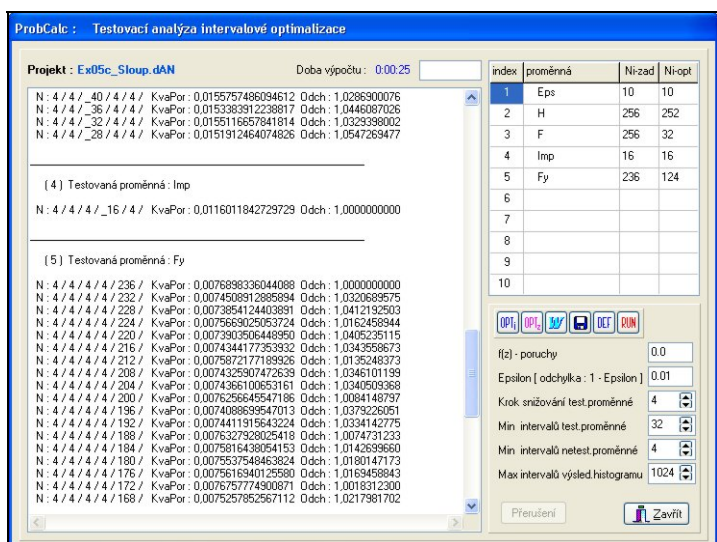


Obr.8 Výsledný histogram kombinace bočních složek zatížení H

V poslední verzi programu ProbCalc lze využít i tzv. sumárního histogramu, kde lze jednotlivým intervalům řešené grupy zadávat i váhu, což je možno s výhodou využít např. při výpočtu s tzv. větrnou růžicí.

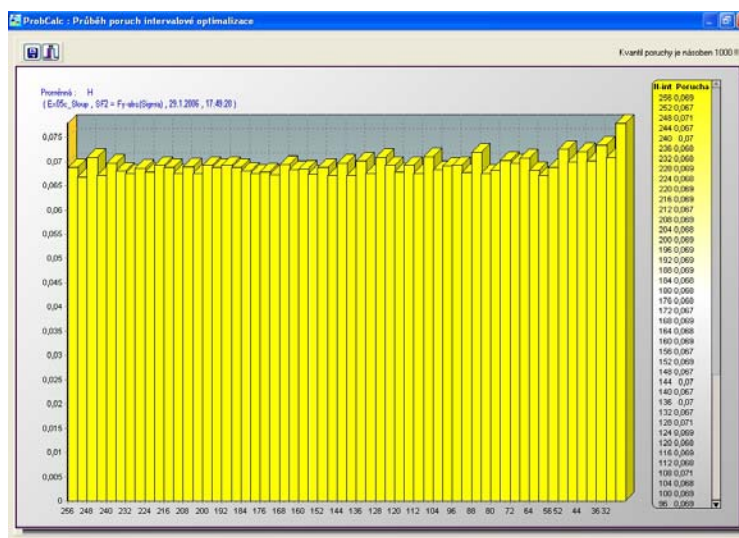
Snižování počtu intervalů proměnných vstupních veličin jednotlivých histogramů

Snižování počtu intervalů u histogramů, které vstupují do výpočtu, vede rovněž k velmi výraznému snížení výpočetních operací. Při tomto optimalizačním způsobu je však nutno ověřit, do jaké míry se zmenšení počtu intervalů projeví na výsledku. V [13] byla publikována studie, při níž se při průběžném snižování počtu intervalů vždy u jedné ze vstupních veličin sledoval rozdíl mezi dosaženou pravděpodobností poruchy a přesnou hodnotou této veličiny, získanou při výpočtu s maximálním počtem intervalů. Tímto způsobem lze také určit citlivost jednotlivých vstupních veličin ve výpočtu, což bylo implementováno i do programu ProbCalc (viz obr.9).



Obr.9 Určení citlivosti jednotlivých vstupních veličin v rámci intervalové optimalizace v programu ProbCalc

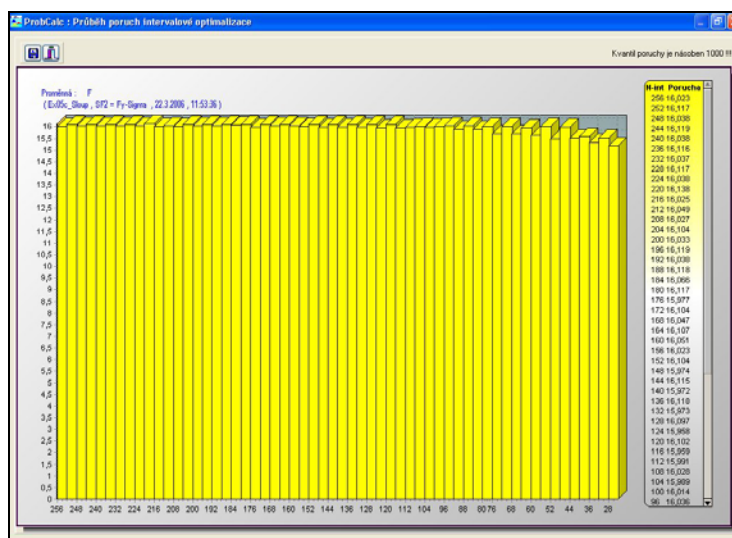
Největší rozdíly a tedy i největší citlivost při řešení posudku spolehlivosti vykazovala veličina, která se na překročení mezního vodorovného přetvoření podílí nejvíce – kombinace složek bočního zatížení H (viz obr.10).



Obr.10 Citlivostní analýza kombinace bočních složek zatížení H

Vliv této veličiny na pravděpodobnost poruchy je vysoký, počet intervalů při zachování korektnosti řešení lze snížit velmi omezeně.

Naopak na kombinaci složek svislého zatížení F lze sledovat malou citlivost a výsledná pravděpodobnost poruchy se u tohoto histogramu prakticky nemění ani při velmi malém počtu intervalů (viz obr.11).



Obr.11 Citlivostní analýza kombinace svislých složek zatížení F

Vliv této veličiny na pravděpodobnost poruchy je malý, počet intervalů při zachování korektnosti řešení lze snížit výrazně.

Vyloučení intervalů jednotlivých histogramů vstupujících do výpočtu

Žadující bylo rovněž zvládnutí algoritmu, při kterém by do výpočtu vstupovaly pouze ty intervaly každého histogramu, které se podílejí na poruše posuzované konstrukce. Každý histogram

vstupních veličin se skládá ze tří typů tzv. zón. Zóna typu I. se bude podílet na pravděpodobnosti poruchy vždy, tzn. při jakékoliv kombinaci intervalů zbývajících vstupních veličin (v programu ProbCalc je barevně označena červeně). Zóna typu II se na výsledné pravděpodobnosti poruchy podílí pouze částečně, pouze při některých kombinacích intervalů ostatních vstupních veličin (v programu ProbCalc je barevně označena žlutě). Zóna s intervaly typu III se na poruše konstrukce neprojeví za žádných okolností, a proto lze tedy při určování pravděpodobnosti poruchy tuto část histogramu vynechat úplně (v programu ProbCalc je barevně označena modře).

Výpočtem zkoumaného příkladu bylo ověřeno, že tímto způsobem lze upravit zejména histogram pro nejcitlivější ze vstupních veličin – histogram kombinace složek bočního zatížení. Výsledná pravděpodobnost poruchy se pak skládá ze dvou hodnot:

$$P_f(F, H, a, \varepsilon) = P_{f,I}(F, H_I, a, \varepsilon) + P_{f,II}(F, H_{II}, a, \varepsilon) \quad (7)$$

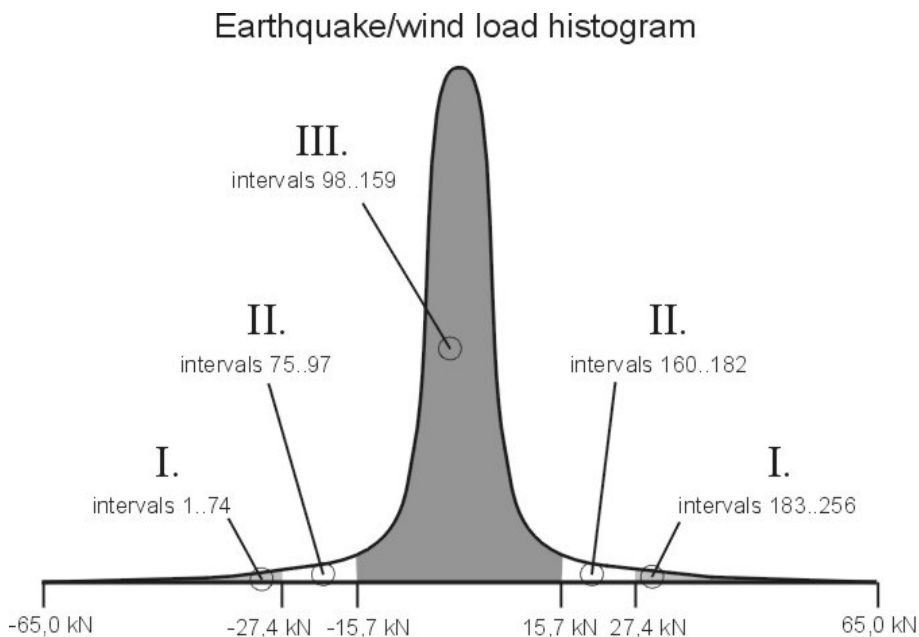
kde

$$P_{f,I}(F, H_I, a, \varepsilon) = p(H_I) \cdot p(F, a, \varepsilon) = p(H_I) \cdot 1 = p(H_I) \quad (8)$$

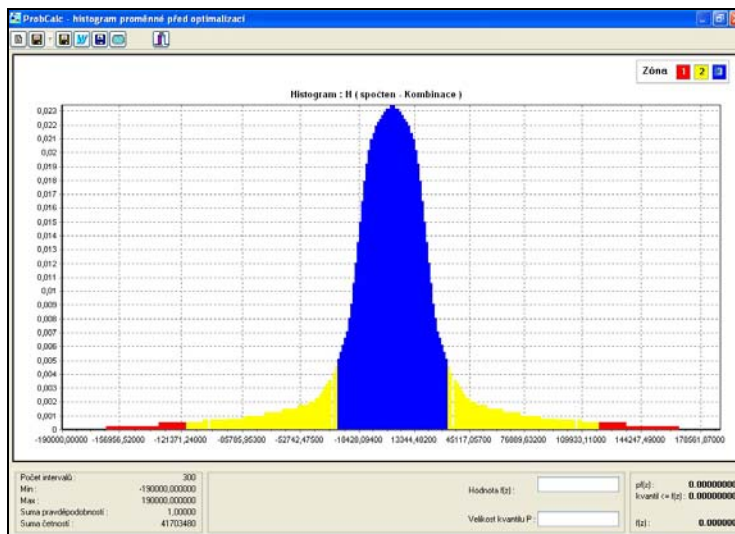
Tato hodnota je dána součtem pravděpodobností ze všech intervalů zón typu I. Po této úpravě se už na časově náročném výpočtu pravděpodobnosti poruchy P_f budou z histogramu H podílet pouze intervaly ze zón typu II.

Nevýhodou uvedeného řešení je snad nemožnost zobrazit výsledný histogram funkce spolehlivosti, který však z praktického hlediska nemá podstatný význam.

Uvedený způsob výpočtu pravděpodobnosti poruchy byl do programu ProbCalc implementován pod označením „Zonální analýza“. Výsledky analýzy histogramu H pro daný posudek jsou graficky prezentovány na obr. 12 a 13.



Obr.12 Schématické vyjádření podstaty zonální analýzy na příkladu kombinace složek bočních zatížení H



Obr.13 Grafické znázornění výsledků zonální analýzy pro kombinaci složek bočních zatížení H

Grupování dílčích výsledků výpočtu

V demonstračním příkladě byl tento optimalizační krok využitý zejména ve spojitosti s funkcí spolehlivosti SF . Po provedeném výpočtu byla separovaná funkce spolehlivosti analyzována dle mezního stavu únosnosti s využitím vypočteného účinku zatížení (normálové napětí) a zadané odolnosti konstrukce, vyjádřené napětím na mezi kluzu f_y . Analýza dle mezního stavu použitelnosti se pak opírá o vypočtenou hodnotu maximálního vodorovného přetvoření sloupu a zadané hodnoty povolené vodorovné deformace ($\delta_{tol} = 35$ mm).

ZÁVĚRY

Uvedený demonstrační příklad ukazuje, že vyvíjený SW pro PPDV je již v současné době schopen řešit řadu pravděpodobnostních výpočtů. Do vyvíjeného SW byla implementována řada optimalizačních postupů, které do značné míry pracují nezávisle na uživateli. Tyto kroky mají za cíl minimalizovat dobu výpočtu, neboť zmiňovaný algoritmus má jistá omezení daná zejména náročností rozsáhlých úloh, kdy počet simulací je velmi vysoký. V příspěvku bylo prokázáno, že v řešeném příkladě lze pravděpodobnost poruchy určit při aplikaci PPDV v reálném čase při zachování korektnosti a dostatečné přesnosti řešení.

Projekt byl realizován za finanční podpory ze státních prostředků prostřednictvím Grantové agentury České republiky. Registrační číslo projektu je 105/04/0458.

LITERATURA

- [1] JANAS, P., KREJSA, M., 2002 'Numerický výpočet pravděpodobnosti užitím useknutých histogramů', III. ročník celostátní konference Spolehlivost konstrukcí na téma: Cesty k uplatnění pravděpodobnostního posudku bezpečnosti, provozuschopnosti a trvanlivosti konstrukcí v normativních předpisech a v projekční praxi, Dům techniky Ostrava, str. 33-38, ISBN 80-02-01489-8.
- [2] JANAS, P., KREJSA, M., 2002 'Numerický výpočet pravděpodobnosti užitím useknutých histogramů při posuzování spolehlivosti konstrukcí', sborník vědeckých prací VŠB-TUO, ročník II, č.1, str. 47-58, ISBN: 80-248-0397-6, ISSN 1213-1962.
- [3] JANAS, P., KREJSA, M., 2002 'Simulace spolehlivosti konstrukcí přímým pravděpodobnostním výpočtem', International conference: „New trends in statics and dynamics of buildings, Slovak university of technology in Bratislava, Faculty of civil engineering, edited by J.Králik, ISBN 80-227-1790-8.

- [4] MAREK, P., GUŠTAR, M., ANAGNOS, T., 1995 'Simulation – Based Reliability Assessment for Structural Engineers', CRC Press., Inc., U.S.A., ISBN 0-8493-8286-6.
- [5] JANAS, P., KREJSA, M., 2004 'Analýza optimalizačních kroků přímého determinovaného pravděpodobnostního výpočtu a jejich využití při posuzování spolehlivosti konstrukce', III. mezinárodní konference „Nové trendy v statice a dynamice stavebních konstrukcí“, str. 247 až 254, Stavební fakulta STU v Bratislavě, ISBN: 80-227-2116-6.
- [6] JANAS, P., KREJSA, M., 2005 'Výpočet pravděpodobnosti poruchy přímým determinovaným pravděpodobnostním výpočtem', sborník VI. konference „Spolehlivost konstrukcí“ na téma „Od deterministického k pravděpodobnostnímu pojetí inženýrského posudku spolehlivosti konstrukcí“, Dům techniky Ostrava, str. 99 až 108 (10 stran), ISBN: 80-02-01708-0.
- [7] JANAS, P., KREJSA, M., KREJSA, V., 2005 'Aplikace přímého determinovaného pravděpodobnostního výpočtu v programu ProbCalc', sborník abstraktů VII. konference s mezinárodní účastí „Staticko-konstrukční a stavebno-fyzikální problémy stavebních konstrukcí“, str. 31 a 32 (2 strany), ISBN 80-7099-742-7 (CD s příspěvky, ISBN 80-8073-404-6).
- [8] ČSN 73 1401, 'Navrhování ocelových konstrukcí', Český normalizační institut, 1998, Praha.
- [9] NOVÁK, D., VOŘECHOVSKÝ, M., RUSINA, R., 2003 'Small-Sample Probabilistic Assessment – FREET Software, Applications of Statics and Probability in Civil Engineering', Der Kiureghian, Madanat & Pestana (eds), Millpress, Rotterdam, ISBN 90 5966 004 8.
- [10] KRÁLIK, J., 2005 'Probability Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Containment Integrity Considering Degradation Effects and High Internal Overpressure', sborník mezinárodní konference VSU'2005, Sofia, Bulharsko, str. 153 až 158 (6 stran), ISBN 954-331-003-3.
- [11] VÁCLAVEK, L., MAREK, P., 2000 'Posudek pravděpodobnosti poruchy ocelové nosné soustavy s přihlédnutím k montážním tolerancím', I. ročník konference Spolehlivost konstrukcí na téma: Rozvoj koncepcí posudku spolehlivosti stavebních konstrukcí, Dům techniky Ostrava, str.41-46, ISBN 80-02-01344-1.
- [12] FAJKUS, M., 1998 'Useknuté histogramey napětí na mezi kluzu', VÚHŽ, 739 51 Dobrá.
- [13] JANAS, P., KREJSA, M., 2004 'Přímý determinovaný pravděpodobnostní výpočet a jeho využití při posuzování spolehlivosti konstrukcí', sborník příspěvků I. celostátní konference „Pravděpodobnost porušování konstrukcí“, Ed.: Novák, D., Vejvoda, S., str.97 až 106, FAST VUT v Brně, ISBN: 80-214-2718-3.
- [14] JANAS, P., KREJSA, M., KREJSA, V., 2006 'Optimalizace výpočtu v programovém systému ProbCalc', sborník příspěvků mezinárodní konference „Modelování v mechanice“, str. 47 a 48 (plné znění na přiloženém CD), ISBN: 80-248-1035-2.
- [15] JANAS, P., KREJSA, M., KREJSA, V., 2006 'Structural Reliability Assessment Using Direct Determined Probabilistic Calculation', 3rd International ASRANet Colloquium 2006, Glasgow, UK, v tisku.

Reviewer: Prof. RNDr. Radim Blaheta, CSc.

Alois MATERNA¹, Jiří BROŽOVSKÝ², Petr KONEČNÝ³

**PŘÍSPĚVEK K ANALÝZE STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ S UVÁŽENÍM NÁHODNÉHO
CHARAKTERU VYBRANÝCH VSTUPNÍCH VELIČIN**

ÚVOD

Při řešení výzkumného projektu GA ČR 103/06/1801 „Analýza spolehlivosti vlastností stavebních materiálů a konstrukcí s přihlédnutím k jejich změnám v čase a k časově proměnným vlivům“ (hlavním řešitelem je prof. Witzany z ČVUT Praha) vyvstala potřeba aplikovat pravděpodobnostní přístupy k vyjádření spolehlivosti stavebních materiálů a konstrukcí. Příspěvek obsahuje stručný nástin úkolů, které jsou řešeny v návaznosti na dlouhodobý vývoj moderních simulačních metod pro posudky stavebních konstrukcí využívajících simulační techniku na němž se podílí rovněž Fakulta stavební VŠB – Technické univerzity Ostrava se (viz. např. [1] či [2]). Příspěvek dále obsahuje přehled zvolených postupů a zatím dosažené dílčí výsledky.

ÚKOLY

V řešeném úkolu probíhají jednak měření vlastností skutečných materiálů a konstrukcí, jednak jsou prováděny numerické analýzy, přičemž získané výsledky jsou porovnávány a dochází k úpravám matematických modelů. Vzhledem k charakteru studovaných materiálů a konstrukcí nelze nerespektovat přirozenou proměnnost vlastností materiálů a proměnlivost zatížení. Proto není účelné vycházet jen s výpočetními modelů doporučených stávajícími technickými normami a je vhodné používat i postupy s větším potenciálem, například založené na teorii spolehlivosti.

Po přihlédnutí k technickým a ostatním aspektům bylo rozhodnuto aplikovat metody SBRA [1], [2], [3] založené na simulační technice Monte Carlo.

Protože využití simulačních metod je nutně svázáno s využitím výkonné výpočetní techniky, byla provedena analýza možností dostupných programů a postupů odpovídajících výše uvedeným přístupům. Při tom se vycházelo především ze zdrojů [2], [4] a [5].

Ukázalo se, že dostupné programy nevyhovovaly plně požadavkům, potřebným pro dosažení cílů řešeného výzkumného projektu, a proto byla zahájena příprava vlastního programového vybavení.

ZÁKLADNÍ POŽADAVKY

Vzhledem k rozsahu a charakteru řešených úloh, kdy se také předpokládá modelování nejen prutových konstrukcí, ale i prostorových problémů (numerická analýza dílčích celků konstrukcí), je nezbytnou podmínkou, aby spolehlivostní software dokázal efektivně spolupracovat s obecným výpočetním softwarem založeným například na metodě konečných prvků a umožnil respektovat statistickou závislost náhodných veličin charakterizovaných useknutými histogramy. V neposlední řadě, ve snaze zajistit realizovatelnost zvolených výpočtů, bylo rozhodnuto, že software musí být schopen využívat výhod moderních paralelních počítačů. Bylo proto rozhodnuto pokusit se připravit program pro spolehlivostní analýzu konstrukcí splňující vytčená kritéria.

¹ Doc. Ing., CSc. MBA, Katedra pozemního stavitelství FAST VŠB-TU Ostrava, tel.: 597321919, e-mail: alois.materna@vsb.cz

² Ing., Ph.D. Katedra stavební mechaniky FAST VŠB-TU Ostrava, tel.: 597321321, e-mail: jiri.brozovsky@vsb.cz

³ Ing., Katedra stavební mechaniky FAST VŠB-TU Ostrava, tel.: 597 321 384, e-mail: petr.konecny@vsb.cz

Návaznost na obecnější konečně-prvkový prostředek pro analýzu konstrukcí byla vyřešena použitím akademického programového systému uFEM [6], který umožňuje v určitém rozsahu studovat statické působení různých typů konstrukcí, včetně prostorových.

POPIS SOFTWARE

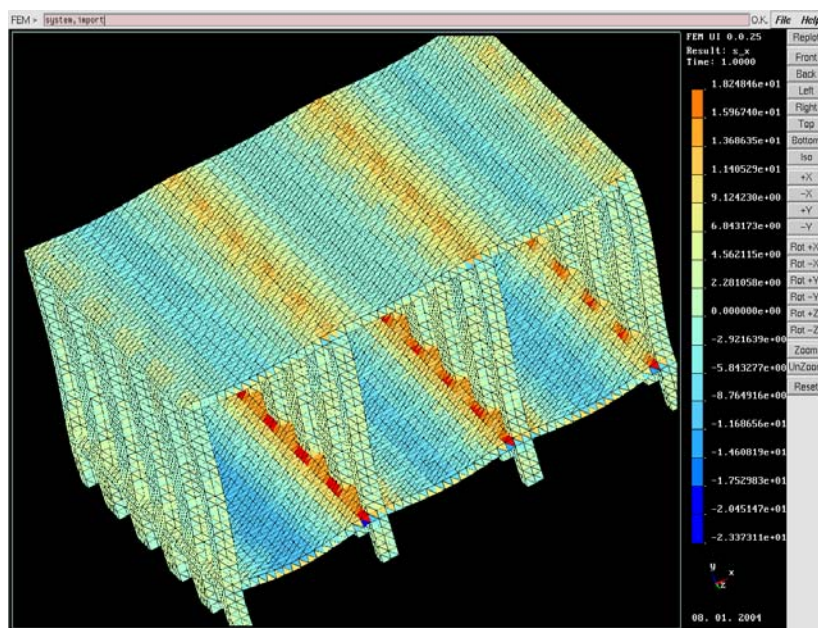
Zpracováváný program pracuje prozatím se simulační technikou Monte Carlo v její nejjednodušší variantě. To je sice na jednu stranu do jisté míry omezující (ve většině úloh je nutno provádět vysoké počty simulací), nicméně jde o metodu jednoduchou a robustní.

Náhodné veličiny mohou být do výpočtu zavedeny v podobě kompatibilní s programem Anthill [2], aby bylo možné provádět srovnání výsledků s výsledky existujícího programového vybavení.

Jako nezbytné se ukázalo zavedení vztahů pro zajištění statistické závislosti mezi veličinami (studované dlouhodobě např. přípravě brněnského software FREET [10]) Zatím je provedeno jen v poměrně jednoduché podobě podle K. K. Phooa [8], [9]. Použitý postup umožňující generovat korelované neparametrické rozdělení popsané histogramy užívající ortogonální transformace se jeví jako nadějný.

Program umožňuje ukládat veškeré realizace vstupních veličin a veškeré výsledky (což ovšem není u úloh většího rozsahu příliš praktické), dále jsou k dispozici základní statistické parametry výsledkových veličin (aritmetický průměr, směrodatná odchylka, korelační koeficienty atd.). Výsledky je možné také úsporně uložit a následně zobrazit ve formě histogramů.

Při simulacích je k dispozici několik generátorů náhodných čísel. Kromě generátorů dostupných jako služba operačního systému, které ovšem slouží spíše jen pro ladění a testování, je možné využívat škálovatelný paralelní generátor náhodných čísel SPRNG [11].



Obr.1 Program uFEM

TECHNICKÉ ASPEKTY

Program je napsán v programovacím jazyce C a může být používán na prakticky libovolném počítači (podmínkou smysluplného použití je pochopitelně dostatečný výpočetní výkon).

Určitým problémem byl výběr formy zadávání řešeného problému. Klasické spolehlivostní programy zpravidla využívají popis úlohy ve formě příkazů jednoduchého programovacího jazyka (aritmetické operace apod. - často nejsou ani podporovány prvky jako cykly a rozhodovací bloky). To je řešení představuje značnou překážku pro řešení komplikovaných úloh.

Například moderní software FREET [10] poskytuje možnost definovat deterministické řešení ve formě programové knihovny, kterou pak při řešení načítá a během simulačního procesu používá k transformaci realizací vstupních veličin na veličiny výstupní.

Autoři článku zvolili podobný postup – načítání řešiče úlohy z dynamické knihovny programových funkcí, přičemž definovali dvě základní varianty programového rozhraní: jednodušší, které slouží pro jednorázová řešení drobnějších problémů a složitější, s více možnostmi, které je primárně určeno k navázání víceúčelových řešičů (v současné době zejména pro nasazení programového systému uFEM [6]).

Naopak možnost přímého zápisu problému formou jednoduchého programovacího jazyka není nyní k dispozici vůbec. Tuto funkci by ovšem bylo možné do programu doplnit formou přídavné dynamické knihovny využívající existující rozhraní programu.

Základní rozhraní pro použití uživatelem poskytnutých dynamických knihoven má podobu několika funkcí, které musí být v knihovně obsaženy a které jsou následně volány při výpočtu (v jazyce C):

1. **long monte_dlib_interface_type(void)** ... vrací typ rozhraní (zde 1),
2. **void monte_nums_of_vars(long *ilen, long *olen, long *ffunc)** ... vrací počet vstupních a výstupních parametrů v proměnných **ilen** a **olen**, je-li v řešiči počítána funkce poruchy, je v parametru **ffunc** vráceno pořadové číslo výstupního parametrů, který obsahuje její výsledek,
3. **int monte_solution(double *ifld, double *ofld)** ... funkce realizující samotný výpočet; pole **ifld** obsahuje realizace náhodných veličin (vstupní parametry) a pole **ofld** obsahuje vypočtené výsledky (jejich počet tedy není programem omezen).

Složitější varianta rozhraní obsahuje více funkcí. Je tomu tak proto, aby bylo možné lépe vyhovět požadavkům na navázání obecnějších řešičů, které kromě realizací náhodných veličin mohou vyžadovat ještě řadu dalších vstupů:

1. **long monte_dlib_interface_type(void)** ... vrací typ rozhraní (zde 2),
2. **void monte_nums_of_vars(char *param, long *ilen, long *olen, long *ffunc)** ... vrací počet vstupních a výstupních parametrů v proměnných **ilen** a **olen**, je-li v řešiči počítána funkce poruchy, je v parametru **ffunc** vráceno pořadové číslo výstupního parametrů, který obsahuje její výsledek – oproti předchozímu rozhraní přibyl ještě parametr **param**, který obsahuje (ve formě textového řetězce) další potřebné parametry pro řešič (např. u programu uFEM jde o název souboru s popisem konečněprvkové úlohy),
3. **int monte_init_lib_stuff(char *param)** ... funkce zajišťující potřebné inicializace podle potřeb řešiče (např. alokaci datových polí, načtení a analýzu vstupních dat a podobně); **param** zde má stejný význam jako výše,
4. **int monte_clean_lib_stuff(char *param)** ... funkce pro ukončení úlohy (dealokace datových polí aj.), která se volá po skončení simulačního procesu
5. **int monte_init_lib_stuff(char *param)** ... funkce provádějící deterministické řešení; její parametry mají výše definovaný význam
6. **char *monte_ivar_name(char *param, long pos)** ... funkce vrací název (řetězec) pos-té vstupní proměnné; tato funkce není využívána při řešení, ale slouží pro usnadnění interakce s uživatelem při zadávání úlohy

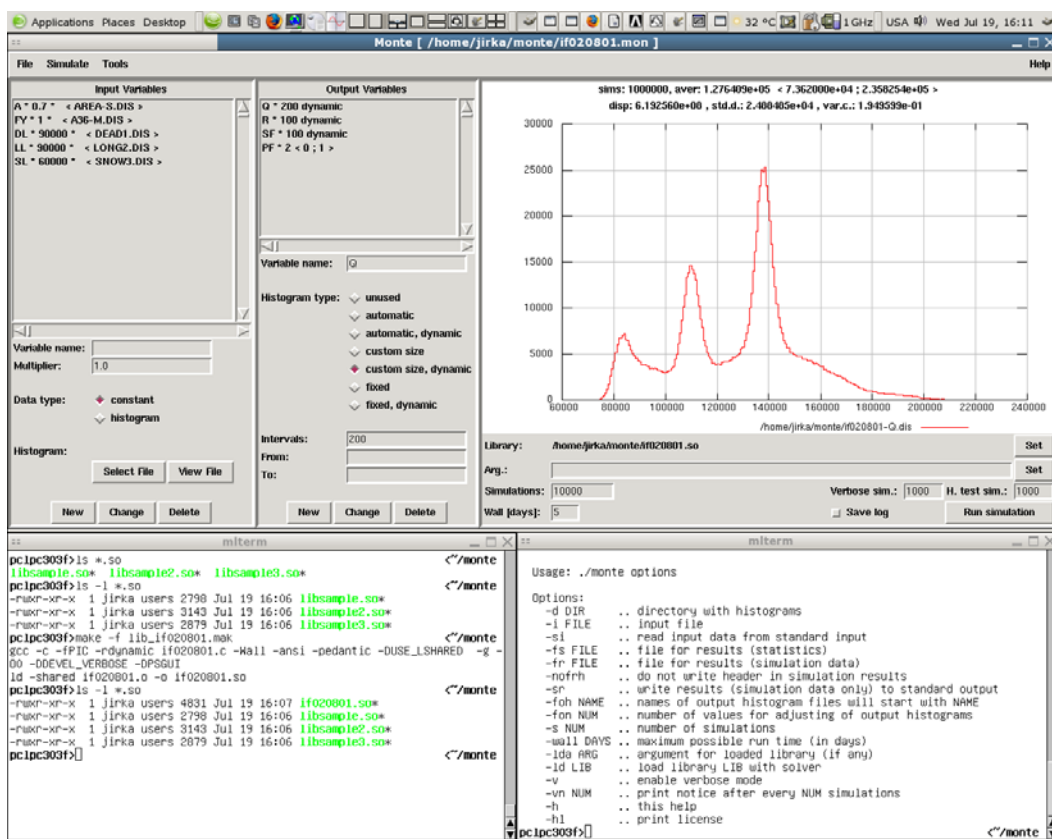
7. **char *monte_ovar_name(char *param, long pos)** ... funkce vrací název (řetězec) pos-té výstupní proměnné; funkce má stejný účel jako **monte_ivar_name()**.

Je patrné, že obecnější rozhraní je zřetelně složitější. To je ovšem určeno pro interakci s obecnými výpočetními nástroji, a proto nebude využíváno tak často.

V současné době je možné využívat zrychlení výpočtů pomocí paralelizace. Ta je realizováno pomocí standardního rozhraní MPI [12]. Program je tedy možné využívat, byť ne zcela efektivně, jak na víceprocesorových osobních počítačích a pracovních stanicích (což je výhodné, zvláště pokud přihlídneme k současné módě vícejádrových procesorů), tak na paralelních superpočítačích. Skutečná efektivnost paralelní implementace programu však prozatím nebyla dostatečně otestována. Další testování a optimalizace jsou součástí plánovaných budoucích prací.

Paralelizace je zajištěna na úrovni pravděpodobnostního řešiče, tedy není třeba se jí zabývat při tvorbě uživatelských dynamických knihoven.

V základní podobě má program neinteraktivní textově orientované uživatelské rozhraní. Pro snazší používání byla připravena účelová grafická nadstavba v prostředí Tck/Tk [13]. Ta umožňuje definovat všechny pravděpodobnostní parametry řešené úlohy, včetně výběru dynamické knihovny s řešičem, s výjimkou tvorby korelační matice (to je prozatím třeba ručně zadat do textového vstupního souboru). Grafické rozhraní také poskytuje možnost zobrazení základních získaných výsledků v grafické a číselné podobě.



Obr.2 Grafické uživatelské rozhraní programu

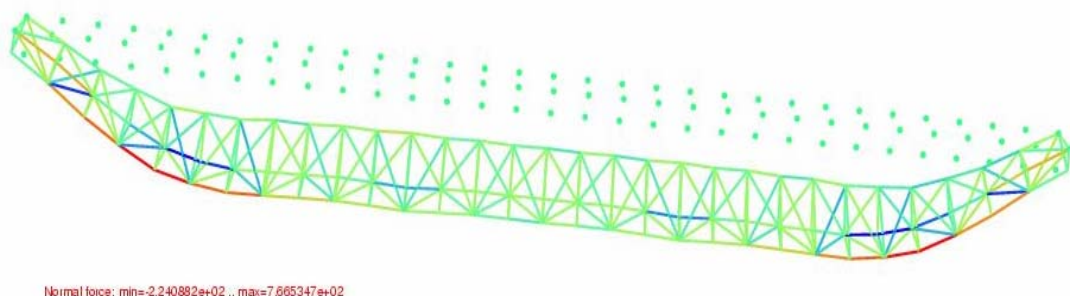
Grafické uživatelské rozhraní nemá program přímo integrováno proto, aby bylo možné jej bez nesnází využívat v prostředí paralelních superpočítačů, kde by bylo jen na obtíž. Použití Tcl/Tk naopak umožňuje snadnější úpravy grafického prostředí podle aktuálních potřeb.

Pro jednodušší práci s programem byly vytvořeny i další pomocné nástroje, především program pro používání uživateli vytvářených dynamických knihoven pro deterministické výpočty. Ten se využívá jednak pro testování těchto knihoven, jednak poskytuje možnost snazšího tvorby vstupních dat pro pravděpodobnostní výpočty.

ILUSTRAČNÍ PŘÍKLADY

Pro ověření funkčnosti vytvářeného software byly řešeny některé kontrolní příklady známé z literatury – například na Obr. 2 je zobrazen výstup získaný při analýze úlohy 2.8.8 ze strany 76 publikace [1]. Při řešení bylo dosaženo velmi dobré shody s výsledky tam publikovanými.

Dále byl tento software použit i při spolehlivostní analýze ocelové prostorové příhradové konstrukce (byť vcelku jednoduché) vyobrazené na Obr. 3. V tomto případě šlo také spíše o akademickou úlohu, i když jde o model reálné konstrukce – bližší podrobnosti jsou k dispozici v článku [14]. Uvedená úloha byla původně řešena ve specializovaném programu pro posudky ocelových prostorových prutových konstrukcí a s využitím software Anthill [2].



Obr.3 Model prostorové příhradové konstrukce

V současné době je program využíván k analýzám dalších modelů konstrukcí a to převážně ve spojení s konečněprvkovým systémem uFEM.

ZÁVĚR

V příspěvku byly prezentovány dílčí výsledky při tvorbě programového vybavení pro pravděpodobnostní analýzu stavebních konstrukcí a materiálů. Byly uvedeny důvody, které je k tomuto kroku vedly a také zvolené postupy.

Uvedený software může být v současné době využíván ve spojení s programovým prostředkem uFEM a je plně funkční (v rozsahu popsáném v příspěvku) v operačních prostředích unixového typu (např. Linux).

Další práce se zaměří na verifikaci sestaveného programového vybavení a na jeho využití při analýzách dle potřeb grantového projektu GA ČR 103/06/1801. Dále budou prováděny další úpravy a vylepšení programu zejména v oblasti pokročilejších simulačních technik a korelací náhodných veličin.

PODĚKOVÁNÍ

Autoři příspěvku by rádi poděkovali za poskytnutí podpory poskytnuté prof. Ing. Pavlem Markem, DrSc. zejména při řešení prostorových příhradových konstrukcí, jakož i jeho dlouhodobou morální podporu a motivaci, kterou autorům poskytuje při jejich práci v oblasti spolehlivosti stavebních konstrukcí.

Dále děkují za poskytnutí cenných rad a konzultací a Ing. Jakubu Valihrachovi.

Prováděné práce jsou podporovány ze státního rozpočtu České republiky prostřednictvím Grantové agentury ČR. Registrační číslo projektu je 103/06/1801.

LITERATURA

- [1] MAREK P. et. al.: Probabilistic assessment of Structures using Monte Carlo Simulations (second edition), ITAM CAS CZ, Praha 2003
- [2] Internetové stránky metody SBRA: <http://www.sbra-anthill.com>
- [3] MAREK, P., GUŠTAR, M., ANAGNOS, T. (1995). Simulation Based Reliability Assessment for Structural Engineers. Boca Raton: CRC Press, 1995
- [4] KŘIVÝ V., VÁCLAVEK, L., MAREK, P., VALIHRACH, J.: Probabilistic Reliability Assessment of Structural Systems in the Computer Era, Eight International Conference on Computational Structures Technology, Las Palmas, Španělsko, 2006
- [5] KONEČNÝ, P. Využití metody konečných prvků při posudku spolehlivosti metodou SBRA, teze disertační práce, Fakulta Stavební VŠB-TU Ostrava, 2005
- [6] Internetové stránky programu uFEM: http://www.penguin.cz/jirka/fem_en.html
- [7] MENČÍK: Simulační posuzování spolehlivosti při korelovaných veličinách. in Sborník 4. Konference „Spolehlivost“, Ostrava, 2003
- [8] PHOON, K.K.: Application of fractile correlations and copulas to non-Gaussian random vectors, in CD-ROM Proceedings of the 2.nd International ASRANet Colloquium 2004, Barcelona, Spain
- [9] PHOON, K.K., QUEK, S.T., HUANG, H.: Simulation of non-Gaussian Processes using fractile correlation, in Probabilistic Engineering Mechanics, vol 19, p. 287-292, 2004
- [10] NOVÁK, D., RUSINA, R., VOŘECHOVSKÝ, M.: FREET – Software pro pravděpodobnostní posudky výpočtově náročných problémů mechaniky kontinua, 3. Konference „Spolehlivost“, Ostrava, 2002, DT
- [11] Internetová stránka knihovny SPRNG: <http://sprng.cs.fsu.edu/>
- [12] Internetová stránka MPI Forum: <http://www.mpi-forum.org>
- [13] Internetová stránka Tcl/Tk: <http://www.tcl.tk>
- [14] ŠEDIVÝ, M., BROŽOVSKÝ, J.: Výpočet prostorové příhradové konstrukce s využitím metody MKP a SBRA, VII.konference Spolehlivost konstrukcí, Praha, 2006

Reviewer: Ing. Milan Guštar, Ph.D.

Petr KONEČNÝ¹, Pavel MAREK²

APLIKACE METODY SBRA V RÁMCI UNIVERZÁLNÍHO MKP SOFTWARE

ÚVOD

Dlouhodobý vývoj pravděpodobnostních posudků spolehlivosti s využitím simulačních nástrojů se nyní nachází v období přechodu od analýzy prvků a dílců k modelování systémů (viz. např. MAREK a KONEČNÝ, 2006). Modelování systémů vede ke stále častějšímu užití stochastického MKP. S jeho využitím se také vynořují nové problémy. Mezi jinými je to problematika vhodné definice funkce spolehlivosti, nebo-li: „Vede porucha v jednom elementu k poruše celého systému?“. Jaké je tolerovatelné poškození apod. Další oblastí je připravenost dostupných komerčních MKP k aplikaci přímé metody Monte Carlo s řádově miliony simulačních cyklů. Samostatnou otázkou k diskuzi stále zůstává také zavedení vnějšího zatížení (osamělých břemen) do konstrukce. I přes tyto otázky a problémy je vhodné aplikace stochastického MKP rozvíjet, k čemuž se snaží přispět i tento příspěvek.

MOTIVACE

Na Pennsylvania State University vyvstala potřeba modelovat stochastický problém difuze chloridů ŽB mostovkou (KONEČNÝ et al., 2006) s ohledem na stochastickou interakci vlivu trhliny a poruchy ochranného epoxidového povlaku ocelové výztuže s ohledem na vznik koroze. Náročnost úlohy vedla k hledání vhodného nástroje umožňujícího stochastickou analýzu metodou SBRA (MAREK et al., 1995) při užití MKP transformačního modelu.

MKP A SBRA

Kombinace MKP modelu a pravděpodobnostního přístupu k posudku spolehlivosti SBRA (MAREK et al., 1995, 2003) je úkol poměrně náročný. Jako slibné cesty se jeví tři varianty umožňující aplikovat dostupný MKP systém v rámci metodiky SBRA. První variantou je vygenerovat náhodně proměnné externím programem a jejich užití v rámci smyčky univerzálního MKP programu doporučený v (KRÁLIK a VARGA, 2004, 2005 či MICKA, 2005, ŠEDIVÝ a BROŽOVSKÝ, 2006). Dalšími variantami je užití simulačního nástroje P. Praxe v kombinaci s MKP nástrojem CALFEM (PRAKS, 2006), či doprogramování SBRA modulu do programového balíku ANSYS. První varianta (program na generování náhodně proměnných kombinovaný s ANSYSem) je rovněž vyvíjen (GUŠTAR a MAREK, 2006), ale k jeho aplikaci nebylo v předmětném případě přistoupeno vzhledem k nutnosti pracovat s dvěma různými programovými balíky. S dalších variant byla zvolena kombinace pravděpodobnostního modulu PDS (ANSYS, 2005) doplněného o SBRA modul, a to vzhledem ke své univerzalitě.

Mimo rámec příspěvku je širší diskuze na téma spolehlivostní software (viz. např. KŘIVÝ et al., 2006) jako např. naprogramování samostatného programového vybavení pro spolehlivostní analýzu určitého typu problému (KALA, 2003 nebo KŘIVÝ, 2005, KŘIVÝ a MAREK, 2006 – program MDC 1.0), nebo tvorbu obecného spolehlivostního software, umožňujícího načítat program ve formě externí knihovny, jako je tomu v případě programu FREET (NOVÁK et al., 2002), který

¹ Ing., VŠB – TU Ostrava, Fakulta stavební, Katedra stavební mechaniky, L. Podéště 1875, 708 33 Ostrava-Poruba, (+420) 59 732 1384, petr.konecny@vsb.cz;

² Prof., Ing., DrSc., Č IA ČR, ÚTAM AV ČR, Č IA ČR, Prosecká 76, 190 00 Praha 9 a VŠB-TU Ostrava, FAST, ul. L. Podéště 1875, 70833 Ostrava-Poruba, marekp@itam.cas.cz

ovšem není vybaven pro aplikaci useknutých histogramů, nebo nově programu MONTE (viz. MATERNA et. al., 2006).

SBRA MODUL

SBRA modul obohacuje univerzální MKP programový balík ANSYS umožňující stochastické řešení komplikovaných inženýrských úloh o nástroj dovolující charakterizovat náhodně proměnné za pomoci useknutých histogramů dle (MAREK et al., 1995). Tento modul je naprogramovaný v prostředí skriptovacího jazyka APDL (ANSYS, 2005) a řídí generování náhodně proměnných pro úlohy zapsané ve formě APDL makra s využitím ANSYS PDS systému (ANSYS, 2005).

Struktura

Aplikace SBRA modulu je provedena jako mezikrok spojující Pravděpodobnostní modul PDS programového balíku ANSYS a MKP makro vytvořené uživatelem (viz. Obr).

ANSYS umožňuje provádět stochastickou analýzu MKP úloh, přičemž náhodně proměnné umožňuje charakterizovat parametrickými rozděleními, umožňuje rovněž řídit Monte Carlo simulaci včetně vyhodnocení výsledků simulace – postprocesingu. Mezi parametrická rozdělení patří i rovnoměrné, které je možno využít jako generátor náhodných čísel pro SBRA modul.

SBRA modul pak umožňuje generovat náhodně proměnné popsané useknutými histogramy na základě náhodně proměnné o rovnoměrném rozdělení z PDS a funkcí pro jejich generování dle parametrů shodných se vstupy pro program Anthill (viz. www.sbra-anthill.com) předat tyto makru, řešícím MKP úlohu. Základ SBRA modulu je naprogramován dle algoritmů Prakse P. (2002).

MKP ANALÝZA S VYUŽITÍM SBRA MODULU

Tvorba MKP makra

Prvním krokem je vytvoření vhodného konečně prvkového modelu odpovídajícího řešené úloze (viz. MKP makro na Obr. 1)., a to např. s využitím uživatelského rozhraní (GUI – Graphic User Interface) programu ANSYS. Každá operace je programem interpretována do formy příkazů pro jádro programu. Tyto příkazy se ukládají do tzv. „log“ souboru (viz. dále).

Model sestává zejména z:

- ☐ definice prvku a jeho vlastností,
- ☐ vykreslení geometrie,
- ☐ tvorby prvků modelu (elements)
- ☐ zavedení okrajových podmínek (podepření, zatížení),
- ☐ výběru typu analýzy,
- ☐ řešení,
- ☐ přiřazení výsledků do vhodných parametrů, např funkce spolehlivosti *SF*.

S využitím příkazů zapsaných v „log“ souboru je možno sestavit vhodné makro, které umožní automatizaci úlohy v rámci programu ANSYS. Makro je samozřejmě možno sestavit, při dostatečné znalosti příkazů ANSYSu, i bez využití GUI přímo v textovém editoru, neboť se jedná o běžný textový soubor s příponou „mac“. MKP model tedy můžeme nazvat *uloha.mac*.

Aby bylo možno úlohu využít k pravděpodobnostnímu posudku spolehlivosti je nutné deterministické hodnoty v makru nahradit proměnnými, zvanými v ANSYSu parametry. Tyto parametry je vhodné definovat na počátku makra.

Úprava SBRA modulu

Náhodně proměnné charakterizované useknutými histogramy aplikovatelné v MKP makru je nutno nadefinovat s využitím nadřazeného makra nazvaného např. *uloha_hisg.mac*, které představuje spolu s knihovnou užitých maker (*pdshisg.mlib*) vlastní SBRA modul.

ANSYS PDS (Probabilistic Design System)

- **Preprocessing**
 - Popis náhodně proměnných
- **Řízení simulace Monte Carlo**
 - Generování parametricky popsatelných náhodně proměnných
 - Generátor rovnoměrného rozdělení pro histogramy SBRA modulu
 - Spouštění SBRA modulu s MKP makrem

SBRA modul (*uloha_hisg.mac*)

- Načtení popisu histogramů
- Sestavení distribuční funkce
- **Generování náhodně proměnných charakterizovaných histogramem**
- Volání MKP makra

MKP Makro (*uloha.mac*)

- **Postprocessing**
 - Kontrola výsledných histogramů
 - Vyhodnocení pravděpodobnosti poruchy atd.

Obr.1 SBRA modul v rámci stochastického modulu MKP programu ANSYS

Náhodně proměnná je popsána textovým řetězcem následovně:

`input='nazev_promenne,nominal_hodnota,histogram,soubor.DIS' $ *use,inputvar`

kde jsou:

`input` dočasná proměnná popisující parametry histogramu,

nazev_promenne představuje název náhodně proměnné veličiny,
 nominal_hodnota reprezentuje nominální hodnotu náhodně proměnné veličiny,
 histogram identifikuje proměnnou typu histogram,
 soubor.DIS název aplikovaného histogramu.
 *use,inputvar ukládá parametry náhodně proměnné do paměti.

Tento řetězec ukládaný dočasně do proměnné *input* nesmí být delší 32 znaků a musí za ním následovat volání funkce **use,inputvar*.

Po načtení charakteristik histogramu následuje voláním funkce *creahis* tvorba distribuční funkce:

```
*use,creahis,'nazev_promenne'
```

Funkce *creasam* následně z distribuční funkce vybírá s využitím generátoru náhodných čísel (rovnoměrného rozdělení) realizaci náhodně proměnné:

```
*use,creasam,'nazev_promenne'
```

SBRA modul ještě obsahuje příkaz pro volání MKP makra:

```
uloha_hisg,1,arg1,arg2,...,ar17
```

V APDL může být makro spuštěno až se 17 argumenty *arg1 - ar17*.

Aplikace stochastického modulu ANSYS PDS

Takto připravený model je možno přímo využít v pravděpodobnostním modulu programu ANSYS, přiřadit jednotlivým parametrům vhodné rozdělení pravděpodobnosti, zvolit výstupní proměnné a provést simulaci přímou metodou Monte Carlo. Spuštění simulace už může být ovládáno přímo z uživatelského rozhraní ANSYSu.

V příkazové řádce se příkazem *uloha_hisg* spustí řešená úloha. Dojde k aktivaci nadefinovaných parametrů úlohy. V nabídce ANSYSu se vybere volba *Prob Design*, provede se přiřazení MKP makra *uloha_hisg*. Nyní je možno nadefinovat Náhodně proměnné vstupy, což budou při aplikaci histogramů rovnoměrné rozdělení sloužící jako generátor pro výběr z příslušné distribuční funkce, lze užít jak nabídky *Probabilistic definitions – Random Input*, tak příkaz:

```
PDVAR,nazev_promenne_RND,UNIF,0,1,0,0
```

Následně je třeba nastavit vyhodnocované parametry. Tedy v první řadě funkci spolehlivosti *SF*, a to v nabídce *Probabilistic definitions – Random Output* nebo příkazem:

```
PDVAR,SF,RESP
```

Jako vyhodnocované parametry je rovněž vhodné uvést proměnné definované v SBRA modulu *uloha_hisg*, (vstupní proměnné popsané histogramem) takže je vhodné ještě zapsat příkaz:

```
PDVAR,nazev_promenne,RESP
```

Korelaci mezi proměnné charakterizované histogramy je možno zavést dle (PHOON ET AL., 2004) korelováním jejich příslušných generátorů rovnoměrného rozdělení *nazev_promenne_RND* s využitím nabídky *Probabilistic definitions – Correlation*.

Nyní je možno přejít k vlastní simulaci Monte carlo. V nabídce *Prob Method – Monte Carlo Sims* je nutno vybrat *Latin Hypercube Sampling*, neboť nabídka *Direct Monte Carlo* není ve verzi ANSYS 10.0 dostupná. Pro simulaci dle histogram je aplikace LHS v principu stejná, neboť ANSYS PDS je využíván jen pro generování rovnoměrného rozdělení. Dále se stanoví počet simulací. Je rovněž možno aplikovat příkazy:

PDMETH,nazev_simulace,LHS

PDLHS,n_sim_,1,RAND, 'ALL ' , , ,CONT

kde *nazev_simulace* reprezentuje název databáze do které se budou ukládat výsledky simulace a *n_sim* je zmiňovaný počet simulací. Úlohu je pak již možno spustit v nabídce *Run – Exec serial – Run serial*, nebo taky příkazem:

PDEXE,nazev_simulace,SER,0.

Po proběhnutí simulace Monte Carlo je pak možno přejít k postprocesingu. V nabídce *Probabilistic Results – Statistics* je možno sledovat histogramy, křivky trvání zatížení (kumulativní distribuční funkci), pravděpodobnosti a odhady kvantilů. V části *Probabilistic Results – Trends* je možno sledovat korelace jednotlivých parametrů, či zobrazit 2D závislost mezi náhodně proměnnými zvanými v metodě SBRA „mravenišť“.

ZÁVĚR

Analýzu spolehlivosti s využitím transformačního modelu představovaného obecným MKP software v rámci rámce metody SBRA je možno řešit s využitím výše popsaného modulu pro ANSYS. Jedná se o další z kroků přibližujících aplikaci pravděpodobnostní přístupy na stále širší okruh problémů inženýrské spolehlivosti. Vývoj postupuje od počátečních krůčků (MAREK, P. et al. 1995), přes rozsáhlé příklady aplikací (MAREK, P. et al. 2003), po dnešní aplikaci stochastické analýzy MKP v rámci SBRA, kde vývoj rovněž navazuje na práce (KRÁLÍK a VARGA, 2004, 2005, MICKA, 2005, PRAKS, 2006, KONEČNÝ, 2005).

Navržený přístup v sobě skýtá výhodu aplikace pravděpodobnostního posudku metodou SBRA s využitím obecného MKP řešiče v rámci jednoho software, který umožňuje přípravu náhodně proměnných, simulaci Monte Carlo, i vyhodnocení pravděpodobnosti poruchy včetně citlivostní studie a grafických výstupů. Aplikace programovacího jazyka pod obecným MKP v sobě však skrývá cenu řádově vyšší výpočetní náročnosti než postup navrhovaný např. v (MATERNA et al., 2006, PRAKS, 2006).

Modul byl úspěšně otestován na příkladě 2D difuze chloridů ŽB mostovkou (viz. KONEČNÝ, et. al, 2006), což je úloha o cca. tisících stupních volnosti, kdy pravděpodobnosti iniciace koroze vychází v procentech. Na posudky bezpečnosti je potřeba řádově nižší pravděpodobnost poruchy, a tedy mnohem více simulačního času. Jako vhodná se jeví aplikace sofistikovanější simulační metody, jako Importance Sampling, nebo LHS.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl vypracován v rámci grantového projektu GAČR 103/04/1451, který je zaměřený na rozvoj a aplikaci pravděpodobnostní metody SBRA pro posuzování spolehlivosti konstrukcí. Zvláštní dík náleží panu profesoru Paul J. Tikalsky, neboť zárodky SBRA modulu vznikaly během stáže P. Konečného na Pennsylvania State University.

LITERATURA

- [1] MAREK, P., KONEČNÝ, P. (eds.) (2006) Sborník referátů VII. ročníku celostátní konference se zahraniční účastí Spolehlivost konstrukcí, téma: Od pravděpodobnostního posudku spolehlivosti prvků a dílců stavebních konstrukcí k pravděpodobnostnímu posudku systémů. 5. 4. 2006, Praha, DT Ostrava, pp. 5–8, ISBN 80-02-01770-6.
- [2] KONEČNÝ, P., TIKALSKY, P., TEPKE, D. (2006): Výpočet koncentrace chloridů v ŽB mostovce s využitím MKP a přístupu SBRA. In MAREK, P., KONEČNÝ, P. (ed.) Sborník referátů VII. ročníku celostátní konference se zahraniční účastí Spolehlivost konstrukcí, 5. 4. 2006, Praha, DT Ostrava, pp. 147–156, ISBN 80-02-01770-6.
- [3] MAREK, P., GUŠTAR, M., ANAGNOS, T. (1995): Simulation-Based Reliability Assessment for Structural Engineers, CRC Press, Inc., Boca Raton, Florida, 1995, ISBN 0-8493-8286-6.

- [4] Probabilistic Assessment of Structures using Monte Carlo Simulation. Basics, Exercises, Software. MAREK P., BROZZETTI J., GUŠTAR M., TIKALSKY P., Editors. (2003): Second extended edition. ITAM - Academy of Sciences of Czech Republic, Prosecká 76, 190 00 Prague 9, Czech Republic. ISBN 80-86246-19-1.
- [5] GUŠTAR, M., MAREK, P. (2006). Výpočet pravděpodobnosti poruchy systémů s využitím simulačních metod a metody Monte Carlo. In MAREK, P., KONEČNÝ, P. (ed.) Sborník referátů VII. ročníku celostátní konference se zahraniční účastí Spolehlivost konstrukcí, 5. 4. 2006, Praha, DT Ostrava, pp. 43–50, ISBN 80-02-01770-6.
- [6] KRÁLIK, J., VARGA, T. (2004): Pravděpodobnostná analýza združeného rámu ocelového rámu za požiaru. Sborník referátů V. Ročníku celostátní akce se zahraniční účastí „Spolehlivost konstrukcí“, DT Ostrava, 24. 3. 2005. ISBN 80-248-0573-1.
- [7] KRÁLIK, J., VARGA, T. (2005): Pravděpodobnostná a deterministická analýza požiarnej odolnosti združeného ocelového rámu v systéme Anthill a ANSYS. Sborník referátů VI. Ročníku celostátní akce se zahraniční účastí „Spolehlivost konstrukcí“, DT Ostrava, 6. 4. 2005. ISBN 80-02-01708-0.
- [8] Programový systém ANSYS (2005), ANSYS Inc. Theory, Release 10.1, SAS IP.
- [9] PRAKS, P. (2006): Analýza spolehlivosti s iteračními řešiči, disertační práce Fakulta elektrotechniky a informatiky VŠB – TU Ostrava.
- [10] PRAKS, P. (2002). Numerical aspects of Simulation Based Reliability Assessment of Systems. Proceedings: International Colloquium Euro-SiBRAM'2002. Volume II. Institute of Theoretical and Applied Mechanics, Academy of Sciences of the Czech Republic, Prague, June 2002. ISBN 80-86246-17-5. (in English).
- [11] MICKA, M. (2005): Pravděpodobnostní výpočet konstrukce s programy ANSYS a Anhill, Výzkumný záměr AV0Z 20710524, ÚTAM AV ČR Praha.
- [12] KONEČNÝ, P. (2005): Využití metody konečných prvků při posudku spolehlivosti metodou SBRA, Teze disertační práce, Fakulta stavební VŠB – TU Ostrava.
- [13] KALA, Z. (2003): Chapter 24.3 Reliability Assessment of an Unbraced Frame with Leaning Columns using Stochastic Finite Element Method, in MAREK P., BROZZETTI J., GUŠTAR M., TIKALSKY P., Editors. (2003).
- [14] KŘIVÝ, V. (2005): Výpočetní program MCD 1.0. pro pravděpodobnostní posouzení spolehlivosti rámu metodou SBRA. Katedra konstrukcí FAST VŠB TU Ostrava.
- [15] KŘIVÝ, V., MAREK, P. (2006): Pravděpodobnostní stabilitní posudek ocelového rámu s polotuhými spoji metodou SBRA, in Konstrukce, září-říjen, 5/2006, pp. 10-12.
- [16] ŠEDIVÝ, M. a BROŽOVSKÝ, J. (2006) Výpočet prostorové příhradové konstrukce s využitím MKP a metody SBRA, In MAREK, P., KONEČNÝ, P. (ed.) Sborník referátů VII. ročníku celostátní konference se zahraniční účastí Spolehlivost konstrukcí, 5. 4. 2006, Praha, DT Ostrava, pp. 147–156, ISBN 80-02-01770-6.
- [17] KŘIVÝ V., VÁCLAVEK, L., MAREK, P., VALIHRACH, J. (2006): Probabilistic Reliability Assessment of Structural Systems in the Computer Era, Eight International Conference on Computational Structures Technology, Las Palmas, Španělsko.
- [18] PHOON, K., K., QUEK, S., T., HUANG, H. (2004): Simulation of non-Gaussian Processes using fractile correlation, in Probabilistic Engineering Mechanics, vol 19, p. 287-292, 2004
- [19] MATERNA, A., BROŽOVSKÝ, J., KONEČNÝ, P. (2006): Příspěvek k analýze stavebních konstrukcí s uvažováním náhodného charakteru vybraných vstupních veličin, in Sborník vědeckých prací FAST VŠB-TU Ostrava.

Iveta SKOTNICOVÁ¹

ZMĚNY VE VÝPOČTOVÝCH METODÁCH TEPELNĚ TECHNICKÝCH NOREM

Abstract

The article describes the most important changes at calculation methods of thermal resistance and thermal transmittance. These changes are connected with amendment of standards (especially ČSN 73 0540), which are now more cohesed with European and international standards.

ÚVOD

Rok 2005 přinesl do oblasti tepelně technických a energetických výpočtů řadu změn. Tyto změny souvisí s novelizací popř. s vydáním novým technických norem nebo jejich změn, které jsou oproti předchozímu znění více provázány se soustavou již zavedených evropských a mezinárodních norem, a které mají v návaznosti na nové předpisy zajistit základní požadavek na úsporu energie a tepelnou ochranu budov.

ZMĚNY TEPELNĚ TECHNICKÉ NORMY ČSN 730540 – TEPELNÁ OCHRANA BUDOV

Tepelně technická norma prošla od roku 1954, kdy vznikla, postupně mnoha změnami. Zatím poslední úpravy byly provedeny roce 2005. Změny se dotkly všech čtyř částí normy.

❑ **ČSN 73 0540 – 1:2005 Tepelná ochrana budov-Část 1: Terminologie**

(s účinností od června 2005)

Změny: podrobný popis všech používaných veličin, změny v označení některých veličin (např. G_k na $M_{c,a}$ atd.)

❑ **ČSN 73 0540 – 2:2002, změna Z1/2005 Tepelná ochrana budov-Část 2: Požadavky**

(s účinností od března 2005)

Změny: zpřísnění normových hodnot součinitele prostupu tepla U_N pro některé konstrukce (např. střechy, nová okna), nové požadované hodnoty součinitele prostupu tepla U_N pro lehké obvodové pláště a šikmé výplně otvorů, nový požadavek na posouzení lineárního a bodového činitele prostupu tepla tepelných vazeb konstrukcí, nový stavebně energetický požadavek U_{em} .

❑ **ČSN 73 0540 – 3:2005 Tepelná ochrana budov-Část 3: Návrhové hodnoty veličin**

(s účinností od listopadu 2005)

Změny: nový způsob odvození návrhových hodnot parametrů vnitřního a vnějšího prostředí, doplnění nových tabulek (např. kritické vnitřní povrchové teploty $\theta_{si,cr}$ pro kritickou vnitřní povrchovou vlhkost $\varphi_{si,cr}$ ve výši 80% a 100%, návrhové hodnoty výplní otvorů a souvisejících veličin, atd.)

❑ **ČSN 73 0540 – 4:2005 Tepelná ochrana budov-Část 4: Výpočtové metody**

(s účinností od června 2005)

¹ Ing., Ph.D., katedra prostředí staveb a TZB, fakulta stavebí, VŠB-TU Ostrava, L.Poděště 1875, 708 00 Ostrava-Poruba

Změny: odvození vnitřní povrchové teploty θ_{si} pomocí teplotního faktoru vnitřního povrchu f_{Rsi} nebo poměrného teplotního rozdílu vnitřního povrchu ξ_{Rsi} , výpočtové metody součinitele prostupu tepla konstrukcí U s vlivem tepelných mostů (metody charakteristických tepelných mostů, metody charakteristického výseku, výpočet z průměrné vnitřní povrchové teploty), výpočet celkového součinitele prostupu tepla U_c , součinitele prostupu tepla konstrukce a přilehlých nevytápěných prostorů U_U , součinitele prostupu tepla konstrukce a přilehlé zeminy U_S , součinitele prostupu tepla otvorových výplní U_w , průměrného součinitele prostupu tepla místnosti U_m , průměrného součinitele prostupu tepla budovy U_{em} , výpočet lineárních a bodových činitelů prostupu tepla ψ a χ a atd.

Nejvýraznější změny se v tepelně technické normě projeví ve výpočtových metodách veličiny součinitele prostupu tepla. V tomto příspěvku bude věnována pozornost novým výpočtovým metodám pro stanovení součinitele prostupu tepla konstrukce s vlivem tepelných mostů a jejich srovnání.

Výpočtové metody součinitele prostupu tepla konstrukcí s vlivem tepelných mostů

Součinitel prostupu tepla U , ve $W/(m^2 \cdot K)$, a odpor při prostupu tepla R_T , v $m^2 \cdot K/W$, jsou veličiny, které vyjadřují prostup tepla celou konstrukcí, z toho důvodu musí zahrnovat veškeré tepelné mosty a jiné případné zdroje navýšení tepelných toků v konstrukci. Vliv tepelných mostů je možné ve výpočtu zanedbat pouze tehdy, pokud jejich souhrnné působení je menší než 5% součinitele prostupu tepla konstrukce vypočteného s vlivem tepelných mostů.

Součinitel prostupu tepla konstrukce U bez vlivu tepelných mostů se pro jednorozměrné šíření tepla vypočte ze vztahu (1):

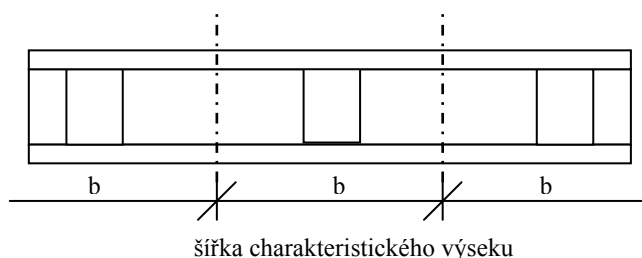
$$U = \frac{1}{R_T} = \frac{1}{R_{si} + R + R_{se}} \quad (1)$$

kde **je**: $R = \sum \frac{d_j}{\lambda_j}$ **je** tepelný odpor konstrukce, v $m^2 \cdot K/W$,

R_{si} , R_{se} jsou odpory při přestupu tepla na vnitřní a vnější straně konstrukce, v $m^2 \cdot K/W$, platné pro hodnocení prostupu tepla a stanovené podle [3].

Součinitel prostupu tepla konstrukce U s vlivem tepelných mostů se dá stanovit několika způsoby:

- ❑ **Metodou charakteristického výseku** – tzn. výpočtem součinitele prostupu tepla konstrukce U , ve $W/(m^2 \cdot K)$, z celé plochy nebo z opakujícího se charakteristického výseku konstrukce – vhodné pro konstrukce se systematickými (pravidelně se opakujícími) tepelnými mosty (obr. 1),
- ❑ **Metodou charakteristických tepelných mostů** – tzn. výpočtem U_{id} , ve $W/(m^2 \cdot K)$, z ideálního výseku konstrukce pro skladbu mimo tepelný most (postupem pro jednorozměrné šíření tepla) a z celkového zvýšení součinitele prostupu tepla vlivem všech tepelných mostů v konstrukci ΔU_{ibk} , ve $W/(m^2 \cdot K)$ – vhodné pro konstrukce s nesystematickými tepelnými mosty,
- ❑ **Výpočtem z průměrné vnitřní povrchové teploty θ_{sim} celé konstrukce** nebo jejího charakteristického výseku, ve $^{\circ}C$, (popřípadě vyjádřené v poměrném tvaru jako průměrný teplotní faktor vnitřního povrchu f_{Rsim} nebo průměrný poměrný teplotního rozdílu vnitřního povrchu ξ_{Rsim}).



Obr.1 Charakteristický výsek konstrukce se systematickými tepelnými mosty

Výpočet součinitele prostupu tepla metodou charakteristického výseku

Pro výpočet součinitele prostupu tepla konstrukce se systematickými tepelnými mosty lze použít dva způsoby – přibližný a přesný.

A) **Přibližný způsob** výpočtu vychází z [7] a je možné ho použít pouze v případech, kde tepelné mosty nejsou tvořeny kovovými prvky. Nevýhoda tohoto způsobu výpočtu je dána nepřesným výsledkem, který je vždy zatížen určitou chybou. Ta může být malá, ale i značná. Rovněž na první pohled složité odvození výpočtu může někoho od této metody odradit. Tento způsob má ale i své výhody. Pro výpočet součinitele prostupu tepla U v místě charakteristického výseku konstrukce není třeba mít k dispozici výpočtové programy, výpočet je možné provést jen s kalkulačkou. Pro přibližný výpočet norma uvádí dvě metody stanovení součinitele prostupu tepla z horní a dolní meze.

B) **Přesný způsob** výpočtu lze použít obecně pro jakoukoliv konstrukci. Výpočet vychází z řešení vícerozměrného (většinou dvourozměrného) teplotního pole v charakteristickém výseku konstrukce. Výhodou tohoto způsobu je přesnost výsledku, určitou nevýhodou je nutnost použití vhodného výpočtového programu pro řešení teplotního pole.

A) Přibližné metody výpočtu součinitele prostupu tepla stanoveného z horní a dolní meze

Metoda - výpočet součinitele prostupu tepla U z (1) a odporu při prostupu tepla R_T , v $\text{m}^2 \cdot \text{K}/\text{W}$, ze vztahu (2):

$$R_T = \frac{R'_T + R''_T}{2} \quad (2)$$

kde je: R'_T horní mez odporu při prostupu tepla, v $\text{m}^2 \cdot \text{K}/\text{W}$, stanovená z výseků konstrukce rovnoběžných s tepelným tokem podle vztahu (3):

$$\frac{1}{R'_T} = \frac{f_a}{R_{Ta}} + \frac{f_b}{R_{Tb}} + \frac{f_c}{R_{Tc}} \quad (3)$$

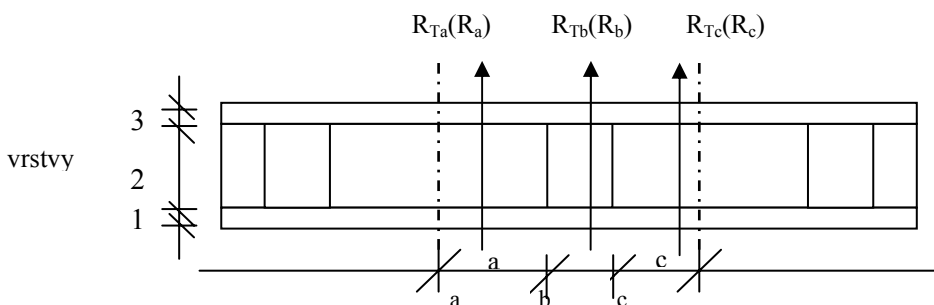
kde R_{Ta} , R_{Tb} , R_{Tc} jsou odpory při prostupu tepla, v $\text{m}^2 \cdot \text{K}/\text{W}$, vypočtené pro každou část výseku (části a, c – mimo tepelný most, část b – v místě tepelného mostu – viz obr.2) ze vztahu pro jednorozměrné šíření tepla (1).

$$f_a = \frac{A_a}{A}, f_b = \frac{A_b}{A}, f_c = \frac{A_c}{A} \quad \text{jsou poměrné plochy výseku, bezrozměrné} \quad (4)$$

R_T'' je dolní mez odporu při prostupu tepla, v $\text{m}^2\cdot\text{K}/\text{W}$, stanovená z vrstev kolmých na tepelný tok ze vztahu (1) pro jednorozměrné šíření tepla, kde pro každou nesterodnou vrstvu se tepelný odpor R_j , v $\text{m}^2\cdot\text{K}/\text{W}$, stanoví ze vztahu:

$$\frac{1}{R_j} = \frac{f_a}{R_{aj}} + \frac{f_b}{R_{bj}} + \frac{f_c}{R_{cj}} \quad (5)$$

kde R_{aj} , R_{bj} , R_{cj} jsou tepelné odpory materiálů, v $\text{m}^2\cdot\text{K}/\text{W}$, tvořících nesterodnou vrstvu.



Obr.2 Rozdělení charakteristického výseku na části

Přibližný výpočet je nevhodný pro konstrukce s příliš nerovinnými a příliš nerovnoběžnými povrchy a pro konstrukce, u kterých platí $(R'/R'') > 1,25$.

Metoda - výpočet součinitele prostupu tepla U z (1) a tepelného odporu R , $\text{m}^2\cdot\text{K}/\text{W}$, vztahem podle Fokina

$$R = \frac{R' + 2R''}{3} \quad (6)$$

kde je: R' horní mez tepelného odporu konstrukce, v $\text{m}^2\cdot\text{K}/\text{W}$, stanovená z výseků konstrukce rovnoběžných s tepelným tokem podle vztahu:

$$\frac{1}{R'} = \frac{f_a}{R_a} + \frac{f_b}{R_b} + \frac{f_c}{R_c} \quad (7)$$

Kde R_a , R_b , R_c jsou tepelné odpory konstrukce, v $\text{m}^2\cdot\text{K}/\text{W}$, vypočtené pro každou část výseku (části a, c – mimo tepelný most, část b – v místě tepelného mostu, viz obr.2) ze vztahu pro jednorozměrné šíření tepla (1),

f_a, f_b, f_c jsou poměrné plochy výseku, bezrozměrné dle vztahu (4)

R'' je dolní mez tepelného odporu konstrukce, v $\text{m}^2\cdot\text{K}/\text{W}$, stanovená z vrstev kolmých na tepelný tok ze vztahu (1) pro jednorozměrné šíření tepla, kde pro každou nesterodnou vrstvu se tepelný odpor stanoví ze vztahu (5)

Přibližný výpočet je nevhodný pro konstrukce s příliš nerovinnými a příliš nerovnoběžnými povrchy a pro konstrukce, u kterých platí $(R'/R'') > 1,25$.

Obě přibližné metody mají společnou dolní mez, horní meze se liší.

B) Přesné metody výpočtu součinitele prostupu tepla řešením teplotního pole

Zvolený charakteristický výsek konstrukce se zadá do vhodného výpočtového programu podle zásad pro modelování tepelných mostů dle [5]. Důležité je definování okrajových podmínek. Na straně interiéru se použije návrhová vnitřní teplota θ_i , ve $^{\circ}\text{C}$, a na straně exteriéru se použije návrhová teplota venkovního vzduchu θ_e , ve $^{\circ}\text{C}$. Odpory při přestupu tepla R_{si} a R_{se} , $\text{m}^2\cdot\text{K}/\text{W}$, se zadávají dle [3] hodnotami platnými pro hodnocení prostupu tepla (např. $R_{si} = 0,13 / 0,10 / 0,17 \text{ m}^2\cdot\text{K}/\text{W}$).

Pro stanovení součinitele prostupu tepla U , ve $\text{W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$, z dvourozměrného teplotního pole se použije vztah (8):

$$U = \frac{L^{2D}}{b} \quad (8)$$

kde je: L^{2D} lineární tepelná propustnost výsekem konstrukce, ve $\text{W}/(\text{m}\cdot\text{K})$, stanovená řešením teplotního pole metodou konečných prvků pomocí výpočtového programu (např. AREA 2005),

b šířka charakteristického výseku, v m.

Poznámka:

Řešením teplotního pole je možné vyhodnocovat i nejnižší vnitřní povrchovou teplotu konstrukce $\theta_{si,min}$ ve $^{\circ}\text{C}$, např. v místě tepelného mostu. V tomto případě budou okrajové podmínky odlišné! Na straně interiéru se použije teplota vnitřního vzduchu θ_{ai} ve $^{\circ}\text{C}$, a na straně exteriéru se použije návrhová teplota venkovního vzduchu θ_e ve $^{\circ}\text{C}$. Odpory při přestupu tepla se zadávají dle [3] hodnotami platnými pro hodnocení šíření vlhkosti a rizika růstu plísní. (např. $R_{si} = 0,25 \text{ m}^2\cdot\text{K}/\text{W}$).

Výpočet součinitele prostupu tepla metodou charakteristických tepelných mostů

Metoda charakteristických tepelných mostů je vhodná pro výpočet součinitele prostupu tepla s nesystematickými (nepravidelně se opakujícími) tepelnými mosty. Součinitel prostupu tepla U , ve $\text{W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$, se vypočte ze vztahu (9):

$$U = U_{id} + \Delta U_{tbk} \quad (9)$$

kde je: U_{id} součinitel prostupu tepla ideálního výseku konstrukce, ve $\text{W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$, pro skladbu mimo tepelný most dle (1),

$\Delta U_{tbk} = \sum \Delta U_{tbk,j}$ zvýšení součinitele prostupu tepla, ve $\text{W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$, vlivem každého tepelného mostu (lineárního, bodového, bodového pro mechanicky spojované vrstvy) v konstrukci.

Pro přibližné stanovení zvýšení součinitele prostupu tepla ΔU_{tbk} je možné používat hodnoty uvedené v [4].

Přesné stanovení zvýšení součinitele prostupu tepla ΔU_{tbk} je možné řešením vícerozměrného teplotního pole v místě každého charakteristického tepelného mostu. K tomu je nutné použít vhodný výpočtový program. Výpočet ΔU_{tbk} bude záviset na typu tepelného mostu v konstrukci.

Lineární tepelné mosty

Jsou tepelnými mosty se shodnými řezy v jednom směru (např. dřevěné krokve v zateplené střešní konstrukci). Zvýšení součinitele prostupu tepla vlivem lineárních tepelných mostů $\Delta U_{tbk,j}$, ve $\text{W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$, se stanoví z (10):

$$\Delta U_{tbk,j} = \psi_j \cdot \frac{l_j}{A} \quad (10)$$

kde je: l_j délka j-tého lineárního tepelného mostu v celé konstrukci, v m;
 A plocha celé konstrukce, v m²;
 ψ_j lineární činitel prostupu tepla lineárního tepelného mostu, ve W/(m·K), stanovený z j-tého výseku konstrukce (pouze s j-tým lineárním mostem) ze vztahu (11):

$$\psi_j = L_j^{2D} - U_{id} \cdot b \quad (11)$$

Kde L_j^{2D} je lineární tepelná propustnost j-tým výsekem konstrukce, ve W/(m·K), stanovená řešením teplotního pole pomocí výpočtového programu (např. AREA 2005),

B šířka výseku s j-tým lineárním tepelným mostem, v m.

Bodové tepelné mosty

Jsou tepelnými mosty bez shodných řezů v libovolném směru. Zvýšení součinitele prostupu tepla vlivem bodových tepelných mostů $\Delta U_{tbk,j}$, ve W/(m² K), se stanoví z (12):

$$\Delta U_{tbk,j} = \chi_j \cdot \frac{n_j}{A} \quad (12)$$

kde je: n_j počet j-tých bodových tepelných mostů v celé konstrukci, bezrozměrný;
 χ_j bodový činitel prostupu tepla j-tého bodového tepelného mostu, ve W/K, stanovený z j-tého výseku konstrukce s pouze j-tým bodovým tepelným mostem ze vztahu (13):

$$\chi_j = L_j^{3D} - U_{id} \cdot A_j \quad (13)$$

Kde L_j^{3D} je prostorová tepelná propustnost, ve W/K, stanovená pomocí řešení trojrozměrného teplotního pole pro j-tý výsek konstrukce s pouze j-tým bodovým tepelným mostem;

A_j plocha j-tého výseku geometrického modelu konstrukce, v m², s pouze j-tým bodovým tepelným mostem.

Bodové tepelné mosty pro mechanicky spojované vrstvy přes tepelnou izolaci

Pro mechanicky spojované vrstvy přes tepelnou izolaci lze zvýšení součinitele prostupu tepla $\Delta U_{tbk,j}$, ve W/(m²·K), stanovit přibližně ze vztahu (14) dle [7], kde se tato hodnota označuje jako korekce součinitele prostupu tepla ΔU_f .

$$\Delta U_f = \alpha \cdot \lambda_f \cdot n_f \cdot A_f \quad (14)$$

kde je: α součinitel z tabulky v [7], např. 6 m-1 pro sendvičové zdivo, 5 m-1 pro střechy,

λ_f tepelná vodivost kotvy, v W/(m·K),

n_f počet kotev na metr čtvereční,

A_f příčná průřezová plocha jedné kotvy, v m².

Výpočet součinitele prostupu tepla z průměrné vnitřní povrchové teploty konstrukce

Tento způsob výpočtu součinitele prostupu tepla je vhodný pro konstrukce se systematickými tepelnými mosty. Průměrná vnitřní povrchová teplota θ_{sim} , ve °C, se stanoví z vnitřních povrchových teplot θ_{si} , ve °C, získaných řešením teplotního pole pro charakteristický výsek konstrukce.

Důležité je opět správné definování okrajových podmínek. Na straně interiéru se použije teplota vnitřního vzduchu θ_{ai} , ve °C, a na straně exteriéru se použije návrhová teplota venkovního vzduchu θ_e , ve °C. Odpor při přestupu tepla se zadávají dle [3] hodnotami platnými pro hodnocení šíření tepla (např. $R_{si} = 0,13/0,10/0,17 \text{ m}^2\cdot\text{K}/\text{W}$).

Součinitel prostupu tepla U , ve $\text{W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$, lze vypočítat ze vztahu (15):

$$U = \frac{(\theta_{ai} - \theta_{sim})}{R_{si} \cdot (\theta_{ai} - \theta_e)} \quad (15)$$

Příklad výpočtu součinitele prostupu tepla s vlivem tepelných mostů

Pro šikmou střešní konstrukci se systematickými tepelnými mosty (krokviemi) jsme stanovili součinitel prostupu tepla přibližnou a přesnou metodou. Konstrukce odděluje prostředí o návrhové vnitřní teplotě $\theta_i = 20 \text{ °C}$, návrhové relativní vlhkosti vnitřního vzduchu $\varphi_i = 50\%$, návrhové teplotě venkovního vzduchu $\theta_e = -15 \text{ °C}$. Šířka krokve se rovná 0,14 m. Šířka celého charakteristického výseku se rovná 0,9 m. Konstrukce má skladbu (od interiéru):

Skladba mimo tepelný most:

sádrokarton tl. 0,0125 m

parozábrana

tepelná izolace tl. 0,18 m

dřevěné bednění tl. 0,020 m

difúzní pojistná hydroizolace

odvětrávaná vzduchová mezera

střešní latění

střešní krytina

Celková plocha výseku 0,844 m²

Skladba v místě tepelného mostu:

sádrokarton tl. 0,0125 m

parozábrana

dřevěná krokve tl. 0,18 m

dřevěné bednění tl. 0,020 m

difúzní pojistná hydroizolace

odvětrávaná vzduchová mezera

střešní latění

střešní krytina

Celková plocha výseku 0,156 m²

Do výpočtu jsou zahrnuty pouze vrstvy č. 1, 3 a 4 z vnitřní strany konstrukce.

Výsledky výpočtu jsou shrnuty v tabulce 1.

Tab.1 Výsledky součinitele prostupu tepla konstrukce s vlivem tepelných mostů

Metody výpočtu	přibližná	přesná	Teplotní pole
	Metoda 1	Fokinova metoda	
R'		2,22	
R''		2,79	
R'_T	3,25		
R''_T	2,99		
R_T	3,12	2,80	
L^{2D}			0,283
Součinitel prostupu tepla $U [\text{W}/\text{m}^2\cdot\text{K}]$	0,32	0,36	0,31

Z uvedených výsledků jsou vidět rozdíly mezi vypočtenými hodnotami. Nejpřesnější výsledek odpovídá metodě řešením teplotního pole.

Dříve se výpočty konstrukcí s tepelnými mosty zjednodušovaly zahrnutím vlivu tepelného mostu ekvivalentním součinitelem tepelné vodivosti nestejnorodé vrstvy. Současně platná norma takovéto zjednodušení nepovoluje. V našem příkladu by výsledek součinitele prostupu tepla při použití této zjednodušující metody vyšel roven $U = 0,33 \text{ W/(m}^2\cdot\text{K)}$.

LITERATURA

- [1] ČSN 73 0540 – 1:2005 Tepelná ochrana budov-Část 1: Terminologie
- [2] ČSN 73 0540 – 2:2005, změna Z1/2005 Tepelná ochrana budov-Část 2: Požadavky
- [3] ČSN 73 0540 – 3:2005 Tepelná ochrana budov-Část 3: Návrhové hodnoty veličin
- [4] ČSN 73 0540 – 4:2005 Tepelná ochrana budov-Část 4: Výpočtové metody
- [5] ČSN EN ISO 10211-1 Tepelné mosty ve stavebních konstrukcích - Tepelné toky a povrchová teplota. Část 1: Základní výpočtové metody. Praha: ČNI 1997.
- [6] ČSN EN ISO 14683 Tepelné mosty ve stavebních konstrukcích – Lineární činitel prostupu tepla – Zjednodušené postupy a orientační hodnoty. Praha: ČNI 2000.
- [7] ČSN EN ISO 6946 Stavební prvky a stavební konstrukce – Tepelný odpor a součinitel prostupu tepla – Výpočtová metoda. Praha: ČNI 1998. Změna 1/2003.
- [8] KAŇKA, J., SVOBODA, Z.: Stavební fyzika 31. ČVUT Praha 2004.

Reviewer: Doc.Ing.arch. Josef Šamánek, CSc.

Irena SVATOŠOVÁ¹

ZMĚNY PŘI NAVRHOVÁNÍ VYTÁPĚNÍ

Abstract

The Czech standard ČSN 06 0210 - Calculation of heat losses in building with central heating - from May 1994 including change from February 1999, describes process of calculation of heat losses with final aim to project functional and optimal heating system.

In March 2005 became effective ČSN EN 12 831 (06 0206) – Heating systems in buildings – Methods for calculation of the design heat load. This standard describes needful heat amount, which must the heating system gets into structure to provide thermal satisfaction.

The next chapters take to basic principles of calculation of heat losses according to separate standards and recapitulate their differences in the end.

Stávající ČSN 06 02 10 Výpočet tepelných ztrát budov při ústředním vytápění z května 1994 se změnou z února 1999 stanovuje postup výpočtu vedoucí ke zjištění tepelných ztrát s konečným cílem – navržení funkční a výkonově optimální otopné soustavy.

V březnu 2005 vstoupila v platnost ČSN EN 12 831 (06 02 06) Tepelné soustavy v budovách – Výpočet tepelného výkonu. I tato norma stanovuje potřebné množství tepla, které musí otopná soustava dostat do objektu tak, aby byla zajištěná jeho tepelná pohoda.

Následující kapitoly rozebírají základní principy výpočtu tepelných ztrát dle jednotlivých norem a v závěru shrnuje jejich odlišnosti.

PODKLADY PRO VÝPOČET TEPELNÝCH ZTRÁT BUDOV A MÍSTNOSTÍ DLE

ČSN 06 02 10 I

1. Situační (polohopisný plán), ze kterého je zřejmá poloha budovy vzhledem ke světovým stranám, výška a vzájemná vzdálenost budov, nadmořská výška budovy, převládající směr a intenzita větru.
2. Půdorysy jednotlivých podlaží se všemi skladebnými (popř. světlými) rozměry.
3. Řezy budovou s udáním hlavních světlých a konstrukčních výšek podlaží.
4. Tepelně technické vlastnosti stavebních konstrukcí podle ČSN 73 05 40 – 3
5. Součinitel spárové průvzdušnosti oken iLV – ČSN 73 05 40 – 1
6. Údaje o druhu místnosti
7. Údaje o teplotách t_i , t_e , teploty v sousedních nevytápěných místnostech – tabulky normy
8. Součinitel prostupu tepla k se stanoví dle ČSN 73 05 40 - 4

Výpočet celkové tepelné ztráty dle čsn 06 02 10

Celková tepelná ztráta $\dot{Q}_c$ (W) je dána vztahem (1) :

$$\dot{Q}_c = \dot{Q}_p + \dot{Q}_v - \dot{Q}_z \quad (W) \quad (1)$$

¹ Ing., Katedra prostředí staveb a TZB, Fakulta stavební VŠB-TU Ostrava, L. Poděšť 1875, Ostrava-Poruba, tel:596991365

kde je: $\dot{Q}_p$: tepelná ztráta prostupem tepla (W)

$\dot{Q}_v$: tepelná ztráta větráním (W)

$\dot{Q}_z$: trvalý tepelný zisk (W)

$$\dot{Q}_p = \dot{Q}_o (1 + p_1 + p_2 + p_3) \quad (\text{W}) \quad (2)$$

kde je: $\dot{Q}_o$: základní tepelná ztráta prostupem tepla (W), stanovená ze vztahu (3) (W)

$$\dot{Q}_o = k_1 S_1 (t_i - t_{e1}) + k_2 S_2 (t_i - t_{e2}) + \dots + k_n S_n (t_i - t_{en}) = \sum_{j=1}^n k_j \cdot S_j \cdot (t_i - t_{ej}) \quad (3)$$

kde je:

$S_1, S_2, \dots, S_n$: ochlazovaná část stavební konstrukce (m²)

$k_1, k_2, \dots, k_n$: součinitel prostupu tepla (Wm⁻²K⁻¹)

t_i : výpočtová vnitřní teplota (°C)

$t_{e1}, t_{e2}, \dots, t_{en}$: výpočtová teplota prostředí na vnější straně konstrukce (°C)
(výpočtová teplota v sousední místnosti, nebo výpočtová venkovní teplota)

p_1 : přírážka na vyrovnaní vlivu chladných konstrukcí

Umožňuje zvýšení teploty vnitřního vzduchu tak, aby i při nižší povrchové teplotě ochlazovaných konstrukcí bylo ve vytápěné místnosti dosaženo požadované výpočtové vnitřní teploty t_i , pro kterou se počítá základní tepelná ztráta $\dot{Q}_o$. Je závislá na průměrném součiniteli prostupu tepla všech konstrukcí místnosti k_c .

$$k_c = \frac{\dot{Q}_o}{\sum S(t_i - t_e)} \quad (4)$$

kde je:

$\sum S$: celková plocha všech konstrukcí ohraničujících vytápěnou místnost (m²). Dle 5.3 ČSN 06 02 1 se plochy stropů, podlah a svislých stěn vypočítají ze světlných rozměrů místností, jen u výšky se počítá s konstrukční výškou podlaží. Plocha okenních a dveřních otvorů se stanoví včetně rámu a zárubní.

t_i : vnitřní výpočtová teplota (°C) – viz tabulka norma

t_e : výpočtová venkovní teplota (°C) – viz tabulka norma

$$p_1 = 0,15 \cdot k_c$$

p_2 : přírážka na urychlení zátoku

V bytové zástavbě, nemocnicích apod. se s touto přírážkou uvažuje jen v případech, kdy ani při nejnižších venkovních teplotách nelze zajistit nepřerušovaný provoz vytápění.

U objektů se samostatnou kotelnou na tuhá paliva o jmenovitém výkonu < 150 (kW) se předpokládá, že ani při nejnižších venkovních teplotách nelze zajistit nepřerušovaný provoz vytápění, pak se počítá:

$p_2 = 0,10 \dots$ při denní době vytápění ≥ 16 (hod)

p_3 : přírážka na světovou stranu

O výši přírážky rozhoduje poloha nejvíce ochlazované stavební konstrukce místnosti. Při více ochlazovaných konstrukcích je rozhodující poloha jejich společného rohu. U místností se 3 nebo 4 ochlazovanými konstrukcemi se počítá s největší přírážkou. Stanovují se dle tabulky ČSN 06 02 10.

$$\dot{Q}_v = 1\,300 \cdot V_v \cdot (t_i - t_e) \quad (\text{W}) \quad (5)$$

kde je:

V_v : objemový tok větracího vzduchu (m^3s^{-1}), za V_v se dosazuje větší z hodnot $\dot{V}_{vH}$ a $\dot{V}_{vP}$.

Musí vycházet z hygienických nebo technologických požadavků. tyto jsou dány potřebnou intenzitou výměny vzduchu n_h (h^{-1}), viz Vyhláška o obecných technických požadavcích na výstavbu č.137/98 Sb., ČSN 73 43 01 Obytné budovy, DOST T soubor 4.č.17/2001 Hygienické požadavky na kvalitu ovzduší v obytných budovách.

$$\dot{V}_{vH} = \frac{n_h}{3600} V_m \quad (\text{m}^3\text{s}^{-1}) \quad (6)$$

kde je:

V_m : vnitřní objem místnosti (m^3)

t_i, t_e : viz výše

c_v : objemová tepelná kapacita vzduchu při teplotě 0 ($^{\circ}\text{C}$) ($\text{Jm}^{-3}\text{K}^{-1}$)

Objemový tok větracího vzduchu $\dot{V}_{vP}$ při přirozeném větrání infiltrací získáme ze vztahu:

$$\dot{V}_{vP} = \sum (i_{LV} \cdot L) \cdot B \cdot M \quad (7)$$

Je-li hygienický nebo technologický nárok na intenzitu výměny vzduchu n větší než výpočtová intenzita výměny vzduchu infiltrací, pak je nutné větrání.

$$\text{Intenzita výměny vzduchu infiltrací: } n = \frac{3600 \cdot \sum (i_{LV} \cdot L) \cdot B \cdot M}{V_m} \quad (8)$$

Pro $n = 1 \sim 1,5$ se předpokládá krýt tepelnou ztrátu ještě otopným tělesem

$n > 1,5$ doporučuje se použít klimatizační jednotku

$\sum (i_{LV} \cdot L)$: součet průvzdušnosti oken a venkovních dveří dané místnosti ($\text{m}^3\text{s}^{-1}\text{Pa}^{-0,67}$)

Stanovuje se ze skladebných rozměrů otevíratelných oken a dveří na návětrné straně.

i_{LV} : součinitel spárové průvzdušnosti ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{Pa}^{-0,67}$)

L : délka spar otevíratelných částí oken a venkovních dveří (m)

B : charakteristické číslo budovy ($\text{Pa}^{0,67}$)

Závisí na rychlosti větru volené podle polohy budovy vzhledem ke krajině.

M : charakteristické číslo místnosti (-)

Závisí na poměru mezi průvzdušností oken a vnitřních dveří.

PODKLADY PRO VÝPOČET TEPELNÝCH ZTRÁT BUDOV A MÍSTNOSTÍ DLE ČSN 12 831

1. Předpokládá se rovnoměrné rozložení teplot vzduchu a výpočtové teploty.
2. Výpočet tepelných ztrát je prováděn pro ustálený stav.
3. Výška místností nepřekračuje 5 (m).
4. Vytápění se předpokládá na trvalý teplotní stav.
5. Předpokládají se stejné hodnoty teploty vzduchu a výsledné teploty.
6. Výpočtová venkovní teplota Θ_e .
7. Průměrná roční venkovní teplota $\Theta_{m,e}$.
8. Vnitřní výpočtová teplota Θ_{int} – tabulky norma.
9. Stanovení součinitele prostupu tepla

Výpočet tepelného výkonu dle čsn en 12 831

$$\text{Celková návrhová tepelná ztráta prostoru: } \Phi_i = \Phi_{T,i} + \Phi_{V,i} \quad (\text{ W }) \quad (9)$$

kde je:

$\Phi_{T,i}$: návrhová tepelná ztráta prostupem tepla vytápěného prostoru (i)

$\Phi_{V,i}$: návrhová tepelná ztráta větráním vytápěného prostoru (i)

$$\Phi_{T,i} = (H_{T,ie} + H_{T,iue} + H_{T,ig} + H_{T,ij}). (\Theta_{int,i} - \Theta_e) \quad (\text{ W }) \quad (10)$$

kde je:

$H_{T,ie}$: součinitel tepelné ztráty prostupem z vytápěného prostoru do venkovního prostředí pláštěm budovy (WK⁻¹)

$H_{T,iue}$: součinitel tepelné ztráty prostupem z vytápěného prostoru do venkovního prostředí nevytápěným prostorem (WK⁻¹)

$H_{T,ig}$: součinitel tepelné ztráty prostupem do zeminy z vytápěného prostoru (i) do zeminy (g) v ustáleném stavu (WK⁻¹)

$H_{T,ij}$: součinitel tepelné ztráty z vytápěného prostoru (i) do sousedního prostoru (j) vytápěného na výrazně jinou teplotu (WK⁻¹)

$\Theta_{int,i}$: vnitřní výpočtová teplota vytápěného prostoru (i) (°C)

Θ_e : výpočtová venkovní teplota (°C)

$$H_{T,ie} = \sum_k A_k \cdot U_k \cdot e_k + \sum_l \Psi_l \cdot I_l \cdot e_l \quad (\text{ WK}^{-1}) \quad (11)$$

kde je:

A_k : plocha stavební části (k) (m²)

e_k, e_l : korekční činitel vystavení povětrnostním vlivům, pokud tyto vlivy nebyly uvažovány při stanovení U – hodnot, tabulka norma

U_k : součinitel prostupu tepla stavební části (k) (Wm⁻²K⁻¹)

EN ISO 6946 pro neprůsvitné části

EN ISO 10077-1 pro dveře a okna

l_l : délka lineárních tepelných mostů (l) mezi vnitřním a venkovním prostředím (m)

ψ_l : činitel lineárního prostupu tepla lineárního tepelného mostu (l) ($\text{Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$)

EN ISO 14 683: pro hrubé stanovení

EN ISO 10211 – 2: výpočet

$$H_{T,iuc} = \sum_k A_k \cdot U_k \cdot b_u + \sum_l \Psi_l \cdot l_l \cdot b_u \quad (\text{WK}^{-1}) \quad (12)$$

kde je:

b_u : teplotní redukční činitel zahrnující teplotní rozdíl mezi teplotou nevytápěného prostoru a venkovní návrhové teploty

a) je-li teplota nevytápěného prostoru θ_u stanovena dle návrhových podmínek:

$$b_u = \frac{\Theta_{\text{int},i} - \Theta_u}{\Theta_{\text{int},i} - \Theta_e} \quad (-) \quad (13)$$

b) je-li θ_u neznáma, pak:

$$b_u = \frac{H_{ue}}{H_{iu} + H_{ue}} \quad (-) \quad (14)$$

c) tabulka norma v národní příloze

H_{iu} : součinitel tepelné ztráty mezi vytápěným prostorem (i) a nevytápěným prostorem (u) (WK^{-1})

H_{ue} : součinitel tepelné ztráty z nevytápěného prostoru (u) do venkovního prostředí (e) (WK^{-1})

V obou případech se zohledňují tepelné ztráty prostupem a větráním.

$$H_{T,ig} = f_{g1} \cdot f_{g2} \cdot \left(\sum_k A_k \cdot U_{\text{equiv},k} \right) \cdot G_w \quad (\text{WK}^{-1}) \quad (15)$$

kde je:

f_{g1} : korekční činitel zohledňující vliv ročních změn venkovní teploty – viz tabulka národní přílohy normy

f_{g2} : teplotní redukční činitel zohledňující rozdíl mezi roční průměrnou venkovní teplotou a výpočtovou teplotou

$$f_{g2} = \frac{Q_{\text{int},i} - Q_{m,e}}{Q_{\text{int},i} - Q_e} \quad (\text{K}) \quad (16)$$

kde je:

A_k : plocha stavebních částí (k), které se dotýkají zeminy (m^2)

$U_{\text{equiv},k}$: ekvivalentní součinitel prostupu tepla stavební částí (k) stanovený podle typologie podlahy tabulka norma ($\text{Wm}^{-2}\text{K}^{-1}$)

G_w : korekční činitel zohledňující vliv spodní vody. Počítá se s ním vždy, je-li vzdálenost mezi předpokládanou hladinou spodní vody a úrovní podlahy podzemního podlaží (podlahové desky) < 1 (m). Tabulka norma.

$$\text{Charakteristický parametr : } B' = \frac{A_g}{0,5 \cdot P} \quad (\text{ m }) \quad (17)$$

kde je:

A_g : plocha uvažované podlahové konstrukce (m^2)

P : obvod uvažované podlahové konstrukce (m)

$$H_{T,ij} = \sum f_{i,j} \cdot A_k \cdot U_k \quad (\text{ WK}^{-1}) \quad (18)$$

kde je:

f_{ij} : redukční teplotní činitel, koriguje teplotní rozdíl mezi teplotou sousedního prostoru a venkovní výpočtové teploty

$$f_{ij} = \frac{\Theta_{\text{int},i} - \Theta_{\text{vytápěného sused. prostoru}}}{\Theta_{\text{int},i} - \Theta_e} \quad (19)$$

A_k : plocha stavební části (m^2)

U_k : součinitel prostupu tepla ($\text{Wm}^{-2}\text{K}^{-1}$)

$$\Phi_{V,i} = H_{V,i} \cdot (\Theta_{\text{int},i} - \Theta_e) \quad (20)$$

$H_{V,i}$: součinitel návrhové tepelné ztráty větráním (WK^{-1})

$H_{V,i} = \dot{V}_i \cdot \zeta \cdot c_p$ (WK^{-1})

$H_{V,i}$: výměna vzduchu ve vytápěném prostoru (m^3s^{-1})

ζ : hustota vzduchu při $\Theta_{\text{int},i}$ (kgm^{-3})

c_p : měrná tepelná kapacita vzduchu při $\Theta_{\text{int},i}$ ($\text{kJkg}^{-1}\text{K}^{-1}$)

$$\text{pro } \zeta, c_p = \text{konst.} \Rightarrow H_{V,i} = 0,34 \cdot \dot{V}_i \quad (21)$$

$\dot{V}_i$: výměna vzduchu, výpočtový postup pro stanovení výměny vzduchu závisí na uvažovaném řešení, s nebo bez větrací soustavy (m^3h^{-1})

$\Theta_{\text{int},i}$: výpočtová vnitřní teplota vytápěného prostoru ($^\circ\text{C}$)

Θ_e : výpočtová venkovní teplota ($^\circ\text{C}$)

Nemá-li objekt zabudovanou větrací soustavu, pak hodnota výměny vzduchu je:

$$\dot{V}_i = \max (\dot{V}_{\text{inf},i}, \dot{V}_{\text{min},i}) \quad (\text{m}^3\text{h}^{-1}) \quad (22)$$

$\dot{V}_{\text{inf},i}$: infiltrace obvodovým pláštěm budovy (m^3h^{-1})

$$\dot{V}_{\text{inf},i} = 2 \cdot V_i \cdot n_{50} \cdot e_i \cdot \varepsilon_i \quad (23)$$

n_{50} : intenzita výměny vzduchu za hodinu (h^{-1}) při rozdílu tlaku 50 (Pa) mezi vnitřkem a vnějškem budovy a zahrnují účinky přívodu vzduchu, v příloze normy

ε_i : výškový korekční činitel, zohledňující rychlost proudění vzduchu s výškou prostoru nad povrchem země, v příloze normy

e_i : stínící činitel, v příloze normy

$\dot{V}_{\min,i}$: hygienické množství vzduchu (m^3h^{-1})

pokud nejsou k dispozici národní údaje: $\dot{V}_{\min,i} = n_{\min} \cdot V_i$ (m^3h^{-1})

$n_{\min}$: minimální intenzita výměny venkovního vzduchu (h^{-1})

V_i : objem vytápěné místnosti (i), vypočtený z vnitřních rozměrů (m^3)

Pro nucené větrání:

$$\dot{V}_i = \dot{V}_{\text{inf},i} + \dot{V}_{\text{su},i} \cdot f_{vi} + \dot{V}_{\text{mech,inf},i} \quad (\text{m}^3\text{h}^{-1}) \quad (24)$$

kde je:

$\dot{V}_i$: množství přiváděného vzduchu do vytápěné místnosti

$\dot{V}_{\text{su},i}$: množství přiváděného vzduchu do vytápěné místnosti (i) (m^3h^{-1})

$\dot{V}_{\text{mech,inf},i}$: rozdíl množství mezi nuceně odváděným a přiváděným vzduchem z vytápěné místnosti (i) (m^3h^{-1})

$$f_{v,i} = \frac{\Theta_{\text{int},i} - \Theta_{\text{su},i}}{\Theta_{\text{int},i} - \Theta_e} \quad (25)$$

Při přerušovaném vytápění se podrobně stanovuje zátopový tepelný výkon výpočtem dynamických stavů. Zjednodušeným výpočtem se zátopový tepelný výkon stanoví:

$$\Phi_{RH,i} = A_i \cdot f_{RH} \quad (\text{W}) \quad (26)$$

A_i : podlahová plocha vytápěného prostoru (i) (m^2)

f_{RH} : korekční součinitel závislý na době zátoku (Wm^{-2})

Návrhový tepelný výkon

Počítá se pro vytápěný prostor, pro funkční část budovy a pro celou budovu, pro stanovení tepelného výkonu pro dimenzování otopného tělesa, výměníku tepla, zdroje tepla apod.

$$\Phi_{HL,i} = \Phi_{T,i} + \Phi_{V,i} + \Phi_{RH,i} \quad (\text{W}) \quad (27)$$

kde je:

$\Phi_{HL,i}$: návrhový tepelný výkon pro vytápěný prostor

$\Phi_{T,i}$: tepelná ztráta prostupem tepla vytápěného prostoru (i) (W)

$\Phi_{V,i}$: tepelná ztráta větráním vytápěného prostoru (i) (W)

$\Phi_{RH,i}$: zátopový tepelný výkon (W)

Tepelný výkon pro funkční část budovy:

$$\Phi_{HL} = \sum \Phi_{V,i} + \sum \Phi_{V,i} + \sum \Phi_{RH,i} \quad (W) \quad (28)$$

kde je

$\sum \Phi_{T,i}$: suma tepelných ztrát prostupem tepla všech vytápěných prostorů s výjimkou tepla sdíleného uvnitř funkční části budovy (W)

$\sum \Phi_{V,i}$: tepelné ztráty větráním všech vytápěných prostor s výjimkou tepla sdíleného uvnitř funkční části budovy (W)

$\sum \Phi_{RH,i}$: součet tepelných zátopových výkonů všech vytápěných prostorů požadujících vyrovnání účinků přerušovaného vytápění (W)

Celková návrhová tepelná ztráta Φ_i vytápěného prostoru (i):

$$\Phi_i = (\Phi_{T,i} + \Phi_{V,i}) \cdot f_{\Delta\Theta,i} \quad (W) \quad (29)$$

kde je:

$f_{\Delta\Theta,i}$: teplotní korekční činitel zohledňující dodatečné tepelné ztráty místnosti vytápěných na vyšší teplotu než mají sousední vytápěné místnosti, v národní příloze normy

$\Phi_{T,i}$: návrhová tepelná ztráta prostupem tepla vytápěného prostoru (i) (W)

$$\Phi_{T,i} = \sum_k f_k \cdot A_k \cdot U_k \cdot (\Theta_{\text{int},i} - \Theta_e) \quad (W) \quad (30)$$

f_k : korekční součinitel, národní příloha normy

A_k : plocha stavební části (k) (m²)

U_k : součinitel prostupu tepla (Wm⁻²K⁻¹)

$\Phi_{V,i}$: návrhová tepelná ztráta větráním vytápěného prostoru (i) (W)

$$\Phi_{V,i} = 0,34 \cdot \dot{V}_{\text{min},i} \cdot (\Theta_{\text{int},i} - \Theta_e) \quad (W) \quad (31)$$

$\dot{V}_{\text{min},i}$: hygienicky nejmenší požadované množství vzduchu pro vytápěný prostor (i) (m³h⁻¹)

$$\dot{V}_{\text{min},i} = n_{\text{min}} \cdot V_i \quad (\text{m}^3\text{h}^{-1}) \quad (32)$$

Celkový návrhový tepelný výkon vytápěného prostoru (i) $\Phi_{HL,i}$:

$$\Phi_{HL,i} = \Phi_i + \Phi_{RH,i} \quad (W) \quad (33)$$

Celkový návrhový tepelný výkon funkční části budovy:

$$\Phi_{HL} = \sum \Phi_{T,i} + \sum \Phi_{V,i} + \sum \Phi_{RH,i} \quad (W) \quad (34)$$

ZÁVĚR

Vyhodnocení je rozděleno na část terminologickou a část výpočtovou.

Terminologie

ČSN 06 02 10: - **k**: součinitel prostupu tepla

ČSN 73 05 40 – 1 (1994): **k** - součinitel prostupu tepla

k_p - součinitel prostupu tepla zabudované konstrukce (v normě ČSN 06 02 10: k_1 - k_n)

k_c - celkový součinitel prostupu tepla konstrukcí ohraničujících místnost

V normě je užíván termín **tepelná ztráta místnosti**.

ČSN EN 12 831: **U**: součinitel prostupu tepla

U_k : součinitel prostupu tepla stavební části (k) na metr čtverečný a Kelvin

U_{kc} : korigovaný součinitel prostupu tepla stavební části (k) zahrnující lineární tepelné mosty

V normě je užíván termín **návrhový tepelný výkon místnosti**. V národní poznámce normy je dále důležité upozornění týkající se lineárního součinitele prostupu tepla ψ a korekčního součinitele ΔU_{tb} . Při dimenzování otopných soustav pro budovy s nízkou spotřebou energie (nízkoeNERgetické a pasivní domy) jsou odhady podle přílohy normy zcela nevhodné – viz odkaz v národní poznámce normy.

Výpočty

Vzájemný vztah součinitele prostupu tepla U a tepelného odporu konstrukce R .

$$U = \frac{1}{R_{si} + R + R_{se}} = \frac{1}{R_T} \quad (\text{W} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{K}^{-1}) \quad (35)$$

$$R = \frac{1}{U} - (R_{si} + R_{se}) = R_T - (R_{si} + R_{se}) \quad (\text{m}^2 \text{KW}^{-1}) \quad (36)$$

kde je:

R_{si} : odpor při přestupu tepla na vnitřní straně konstrukce ($\text{m}^2 \text{KW}^{-1}$)

R_{se} : odpor při přestupu tepla na vnější straně konstrukce ($\text{m}^2 \text{KW}^{-1}$)

R_T : odpor při prostupu tepla ($\text{m}^2 \text{KW}^{-1}$)

Stanovení Součinitele Prostupu Tepla U

Základní vztahy

1. z tepelného odporu konstrukce nebo jejího charakteristického výseku R a R_{si} , R_{se} , popř. R_T ($\text{m}^2 \text{KW}^{-1}$)
2. z průměrné vnitřní povrchové teploty konstrukce nebo jejího charakteristického výseku Θ_{sim} ($^{\circ}\text{C}$)
3. ze součinitele prostupu tepla ideálního výseku konstrukce U_{id} (jeho hodnota je pouze informativní a je použitelná pouze jako mezivýsledek výpočtu součinitele prostupu tepla U . Nikdy by neměla být používána jako konečný výsledek a zahrnována do navazujících výpočtů (nezahrnuje tepelné mosty).

Celkový součinitel prostupu tepla U_c :

$$U_c = U + \sum \Delta U \quad (Wm^{-2}K^{-1}) \quad (37)$$

$\sum \Delta U$: korekce přímého působení venkovních atmosférických vlivů na tepelné izolace, které nebyly zahrnuty v součiniteli prostupu tepla U (proudění vzduchu v tepelných izolacích, vliv dešťové vody pronikající do tepelné izolace).

Součinitel prostupu tepla U stanovený přibližně z horní a dolní meze

Předpoklad: konstrukce, ve kterých nelze uvažovat jednorozměrné šíření tepla.

- a) Přibližně z horních a dolních mezí odporu při prostupu tepla, stanovených z výseků konstrukce rovnoběžných s tepelným tokem (viz ČSN 73 05 40 – 4).
- b) Přibližně vztahem dle Fokina (viz ČSN 73 05 40 – 4).

Oba přibližné výpočty mají společnou dolní mez, horní meze se liší.

Součinitel prostupu tepla stanovený řešením teplotního pole

- a) Metoda charakteristického výseku u konstrukcí, které lze plně popsat pravidelně se opakujícími charakteristickými výseky, stanovením z průměrné vnitřní povrchové teploty Θ_{sim} ($^{\circ}C$).
- b) Metoda charakteristických tepelných mostů pro konstrukci s nepravidelně se opakujícími tepelnými mosty.
- c) Metody vhodné pro přímý výpočet jednoduchými programy

Součinitel prostupu tepla konstrukce a přilehlých nevytápěných prostorů

Součinitel prostupu tepla rovného izolovaného stropu včetně k němu přilehlého nevytápěného podstřešního prostoru se strmou či šikmou střechou bez tepelné izolace U_u ($Wm^{-2}K^{-1}$) se pro výpočet měrné ztráty prostupem tepla H_T přibližně stanoví z tepelného odporu izolovaného stropu pod podstřešním prostorem zvýšeného o tepelný odpor náhradní stejnorodé vrstvy R_U (m^2KW^{-1}) – tabulka norma.

$$U_U = \frac{H_U}{A} \quad (Wm^{-2}K^{-1}) \quad (38)$$

kde je:

H_U : měrná ztráta prostupem tepla nevytápěným prostorem přiléhajícím k hodnocené konstrukci (WK^{-1})

A : plocha hodnocené konstrukce přiléhající k nevytápěnému prostoru (m^2)

Součinitel prostupu tepla konstrukce a přilehlé zemin

Pro konstrukce podlahy na zemině neizolované, nebo s izolací v celé ploše, s okrajovou tepelnou izolací atd. se pro výpočet měrné ztráty prostupem tepla H_T stanoví dle normy ČSN EN ISO 13 370.

Součinitel prostupu tepla výplní otvorů

Součinitel prostupu tepla výplní otvorů U_w ($Wm^{-2}K^{-1}$) se stanoví dle ČSN EN ISO 10 077 –

1.

Průměrný součinitel prostupu tepla konstrukcí místnosti

$$U_m = \frac{H_{T,m}}{\sum A_j} \quad (\text{Wm}^{-2}\text{K}^{-1}) \quad (39)$$

kde je:

$H_{T,m}$: měrná ztráta prostupem tepla místnosti (WK^{-1})

$\sum A_j$: součet ploch všech konstrukcí ohraničujících místnost (m^2)

Součinitel prostupu tepla zabudované konstrukce

Při výpočtu dle ČSN 06 02 10 (viz ČSN 73 05 4: 1994) se počítá se součinitelem U_p prostupu tepla zabudované konstrukce.

$$U_p = U + 0,1 \cdot U \quad (\text{Wm}^{-2}\text{K}^{-1}) \quad (40)$$

Tento postup je v praxi přijatelný pro $U > \text{cca } 1 \text{ (Wm}^{-2}\text{K}^{-1}\text{)}$.

V ČSN 73 05 40: 2005 je nově definován U_{kc} použitelný pro výpočet tepelných ztrát jednotlivých místností podle ČSN EN 12 831: 2005

$$U_{kc} = U_k + \Delta U_{tb} \quad (\text{Wm}^{-2}\text{K}^{-1}) \quad (41)$$

kde je:

ΔU_{tb} : korekční součinitel závislý na druhu stavební části, norma ČSN 73 05 40 – 4 ($\text{Wm}^{-2}\text{K}^{-1}$), kde korekční činitel e vyjadřuje podíl vazby na místnost a pro topenářskou praxi se užívá:

- ☐ $e = 1$ pro lineární vazby vnějších konstrukcí
- ☐ $e = 0,5$ pro lineární vazby ve styku vnitřních konstrukcí, platí, že sousedící místnosti se dělí 50% na 50%

ČSN EN 12 831 jsou hodnoty ΔU_{tb} uvedeny v tabulce

LINEÁRNÍ A BODOVÝ ČINITEL PROSTUPU TEPLA

Lineární činitel prostupu tepla ψ ($\text{Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$) lineární tepelné vazby nebo tepelného mostu se stanoví z geometrického modelu styku konstrukcí se sledovanou lineární tepelnou vazbou – viz ČSN EN ISO 10 211 – 1. V ČSN EN ISO 14 683 jsou uvedeny orientační hodnoty lineárních činitelů prostupu tepla pro různé typy vazeb konstrukcí a jsou stanoveny pro výpočtový postup uvažující celou budovu, ne pro postup výpočtu místnost po místnosti. Poměrné rozdělení hodnoty ψ mezi místnostmi provede projektant.

Pro topenářskou praxi se používá:

- ☐ pro lineární vazby vnějších konstrukcí se používá 100% hodnot
- ☐ pro lineární vazby ve styku vnitřních konstrukcí se zjištěná hodnota rozdělí na 50% pro posuzovanou místnost a 50% pro místnost sousední. Uvedený postup platí v případě, kdy projektant nemá k dispozici rozdělení tepelných toků mezi posuzované místnosti. Je-li rozdělení tepelného toku známé, rozdělí se i ve stejném poměru lineární činitele prostupu tepla.

Bodový činitel prostupu tepla χ ($\text{Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$). Výpočet v normě ČSN EN ISO 14 683. Bodové součinitele můžeme pro topenářskou praxi považovat za zanedbatelné.

Závěrem lze říci, že dochází ke změnám nejen v odborné terminologii, ale jak je patrné z výše uvedeného i k zavedení nových součinitelů a nových, zpřesňujících výpočtům jednotlivých hodnot. Nově jsou též definovány výpočtové teplotní oblasti, návrhové průměrné měsíční a roční teploty venkovního vzduchu, návrhové teploty venkovního vzduchu v zimním období.

POUŽITÁ LITERATURA

- [1] ČSN 06 02 10 – květen 1994, změna únor 1999: Výpočet tepelných ztrát budov při ústředním vytápění
- [2] ČSN EN 12 831 – březen 2005: Tepelné soustavy v budovách – Výpočet tepelného výkonu
- [3] ČSN 73 05 40 – 1 – květen 1994: Tepelná ochrana budov, část 1: Termíny, definice a veličiny pro navrhování a ověřování
- [4] ČSN 73 05 40 – 2 – květen 1994: Tepelná ochrana budov, část 2: Požadavky
- [5] ČSN 73 05 40 – 3 – květen 1994: Tepelná ochrana budov, část 3: Výpočtové hodnoty veličin pro navrhování a ověřování
- [6] ČSN 73 05 40 – 4 – květen 1994: Tepelná ochrana budov, část 4: Výpočtové metody pro navrhování a ověřování
- [7] ČSN 73 05 40 – 1 – červen 2005: Tepelná ochrana budov, část 1: Terminologie
- [8] ČSN 73 05 40 – 2 – listopad 2002, změna březen 2005: Tepelná ochrana budov, část 2: Požadavky
- [9] ČSN 73 05 40 – 3 – listopad 2005: Tepelná ochrana budov, část 3: Návrhové hodnoty veličin
- [10] ČSN 73 05 40 – 4 – červen 2005: Tepelná ochrana budov, část 4: Výpočtové metody
- [11] www.tzbinfo.cz

Reviewer: Doc.Ing.arch. Josef Šamánek, CSc.

Petra TYMOVÁ¹

ZMĚNY ČSN PRO VNITŘNÍ VODOVODY

Abstract

Czech Republic become upright member European standards committee (CEN) in the 1997. It follows duty take over and right together - create European specification.

ÚVOD

V roce 1997 se Česká republika stala řádným členem Evropské normalizační komise (CEN). Z toho vyplývá povinnost přejímat a právo spoluvytvářet evropské normy. Všechny normy, které tato komise schválí, se stávají obecně platnými ve všech zemích, které jsou členy CEN. Tyto země jsou povinny harmonizovat svoje technické předpisy se schválenými normami CEN a to z toho důvodu, že jsou zpracovány tak, aby obsahovaly obecná ustanovení. Proto by jednotlivé národní normalizační orgány měly následně zpracovat podrobnější ustanovení.

OZNAČENÍ NOREM

Základní evropské normy mají označení EN a příslušné číslo normy.

Harmonizované české technické normy mají označení ČSN EN a příslušné číslo evropské normy. Obsah je převzat z práva Evropských společenství. Harmonizovanou normou se může stát pouze norma, která přejímá harmonizovanou evropskou normu. Harmonizované české technické normy nejsou závazné.

České technické normy mají označení ČSN a příslušné číslo. Jsou to dokumenty schválené pověřenou právníkou osobou (pověřuje Ministerstvo průmyslu a obchodu ČR) pro opakované nebo stálé použití. Tyto dokumenty jsou vytvořené podle zákona č. 22/1997 Sb., o technických požadavcích na výrobky a vydání bylo oznámeno ve Věstníku ÚNMZ. (Věstník Úřadu pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví. Česká technická norma není obecně závazná.

Podle platného zákona č. 22/1997 Sb., o technických požadavcích na výrobky, sice normy nejsou závazné, ale jsou platné. Jejich platnost se zajišťuje jinými legislativními předpisy. (zákon č. 102/2001 Sb., o obecné bezpečnosti výrobků, zákon č. 40/1964 Sb., občanský zákoník, zákon č. 65/1965 Sb., zákoník práce).

Na rozdíl od minulosti, kdy byly československé normy závazné a odchylka od popsaného řešení byla možná pouze na základě udělení výjimky a tím taky byla stanovena zároveň i míra odpovědnosti, dnes může každý subjekt svobodně rozhodnout o stupni respektování požadavků platných ČSN a tím i o své míře odpovědnosti, kterou bude muset nést v případě vzniku škodné události.

Pro navrhování a provádění vv v ČR platí

- ☐ Směrnice Rady č. 98/83/ES ze dne listopadu 1998 o kvalitě vody pro lidskou spotřebu
- ☐ Vyhláška Ministerstva průmyslu a obchodu ČR č. 152/2001 Sb., kterou stanoví pravidla pro vytápění a dodávku teplé užitkové vody, měrné ukazatele spotřeby tepla pro vytápění a pro

¹ Ing., VŠB-TUO, FAST, Katedra prostředí staveb a TZB, Ludvíka Podéště 1875, 708 33 Ostrava - Poruba, e-mail: petra.tymova@vsb.cz

přípravu teplé užitkové vody a požadavky na vybavení vnitřních tepelných zařízení budov přístroji regulujícími dodávku tepelné energie konečným spotřebitelům

- ☐ Zákon č. 274/2001 Sb. o vodovodech a kanalizacích pro veřejnou potřebu
- ☐ Zákon č. 258/2000Sb., o ochraně veřejného zdraví a souvisejících předpisů (změna 342/2006Sb.)
- ☐ Vyhláška č. 252/2004 Sb., kterou se stanoví hygienické požadavky na pitnou vodu a teplou vodu a četnost a rozsah kontroly pitné vody (změna 293/2006Sb.)
- ☐ **ČSN 01 3450 Technické výkresy- Instalace- Zdravotnětechnické a plynovodní instalace (2006)**
- ☐ ČSN 06 0320 Ohřívání užitkové vody – Navrhování a projektování (1998) (v revizi)
- ☐ ČSN 06 0830 Zabezpečovací zařízení pro ústřední vytápění a ohřívání užitkové vody (1996)
- ☐ ČSN 73 0873 Požární bezpečnost staveb – Zásobování požární vodou (2003)
- ☐ ČSN 73 6655 Výpočet vnitřních vodovodů (1985)
- ☐ **ČSN EN 806 – 1 (73 6660) Vnitřní vodovod pro rozvod vody určené k lidské spotřebě – Část 1: Všeobecně (2002)**
- ☐ **ČSN EN 806 – 2 (75 5410) Vnitřní vodovod pro rozvod vody určené k lidské spotřebě – Část 2: Navrhování (2005)**
- ☐ **ČSN 73 6660 Vnitřní vodovody (1984), změny – Z1 (1994), Z2 (2006)**
- ☐ ČSN EN 1717 (75 5462) Ochrana proti znečištění pitné vody ve vnitřních vodovodech a všeobecné požadavky na zařízení na ochranu proti znečištění zpětným průtokem (2002)
- ☐ ČSN EN 805 (75 5011) Vodárenství – Požadavky na vnější sítě a jejich součásti (2001)
- ☐ ČSN 75 5490 Stavby pro hospodářská zvířata – Vnitřní stájový vodovod (2001)
- ☐ ČSN 75 5411 Vodárenství – Vodovodní přípojky (2006)
- ☐ ČSN 73 4301 Obytné budovy (2004)

ČSN 013450 TECHNICKÉ VÝKRESY – INSTALACE – ZDRAVOTNĚTECHNICKÉ A PLYNOVODNÍ INSTALACE

Od března 2006 vstoupila v platnost revidovaná norma ČSN 01 3450 Technické výkresy – Instalace – Zdravotnětechnické a plynovodní instalace, která nahrazuje normu ČSN 01 3450 (1984) Výkresy ve stavebnictví – Výkresy zdravotních instalací. Při revizi byla norma zcela přepracována a to proto, aby se zásady pro zakreslování a označování zdravotnětechnických instalací používané v ČR sjednotily se zásadami podle zavedených mezinárodních norem ISO. V normě jsou uvedeny základní požadavky pro zhotovování výkresové dokumentace vnitřních vodovodů, vnitřní kanalizace, odběrných plynových zařízení a průmyslových plynovodů. V této normě se předpokládá zhotovování projektové dokumentace především pomocí CAD systémů.

((ČSN EN ISO 13567-1 (01 3104) Technická dokumentace – Uspořádání a pojmenování hladin v CAD – Část 1: Přehled a základní pravidla, ČSN EN ISO 11442 – 1 (01 3196) Technická dokumentace výrobků – Zacházení s dokumenty zpracovanými na počítači – Část 1: Bezpečnostní požadavky))

Některé změny:

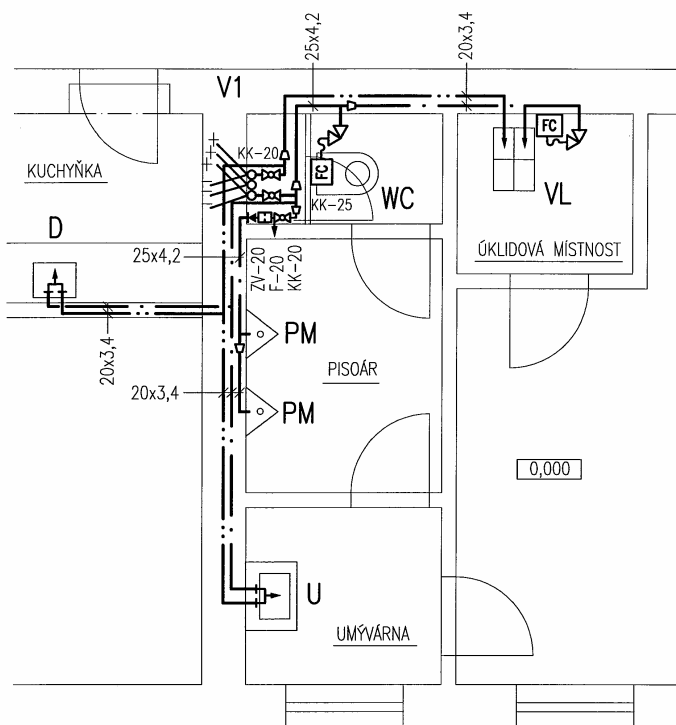
- ☐ požadavky na výkresy – měřítko, popisové pole,(uvedené příklady jsou zobrazeny v přílohách)

- ❑ zobrazování a označování – rozsah technických dat se určuje znakem tři tečky, např. 1MPa...5MPa
- ❑ velikost sklonu se kótuje v procentech, promilích, poměrem



označení sklonu potrubí

- ❑ Označování potrubí – vždy definováno ve vysvětlivkách na výkrese, označení DN nebo ϕ se u jednotlivých rozměrů nemusí uvádět. Za označením průměru potrubí lze za pomlčkou uvést jeho materiál, tepelnou izolaci (zkratka TI), délku atd., např. ϕ 25x4,2- PPR, PN 20 – TI.
- ❑ Odlišné označení trubek, tvarovek a armatur se může použít jen pokud odpovídá označení těchto výrobků v technické dokumentaci (katalogu) výrobce.



VYSVĚTLIVKY:
 POTRUBÍ Z PPR JE OZNAČENO
 VNĚJŠÍM PRŮMĚREM x TLOUŠŤKOU STĚNY.
 ZÁVITOVÉ ARMATURY JSOU OZNAČENY
 JMENOVITOU SVĚTLOSTÍ DN/ID.

FC – NÁDRŽKOVÝ SPLACHOVAČ
 F – MECHANICKÝ FILTR
 KK – KULOVÝ KOHOUT
 ZV – ZPĚTNÝ VENTIL

vnitřní vodovod, podlaží 1NP (půdorys)

- ☐ Minimální rozsah projektové dokumentace – rozsah projektové dokumentace v různých stupních projektu je zpracována v příloze E, kde je uveden minimální rozsah projektové dokumentace zdravotnětechnických a plynovodních instalací a uvádí nutné podklady pro zpracování různých stupňů projektu.

ČSN EN 806 VNITŘNÍ VODOVOD PRO ROZVOD VODY URČENÉ K LIDSKÉ SPOTŘEBĚ

V současné době probíhají práce na vytvoření evropské normy pr EN 806. Norma je rozdělena do pěti částí. První a druhá část je již schválena a převzata překladem. (ČSN EN 806 – 1 (73 6660) Vnitřní vodovod pro rozvod vody určené k lidské spotřebě – Část 1: Všeobecně (2002) a ČSN EN 806 – 2 (75 5410) Vnitřní vodovod pro rozvod vody určené k lidské spotřebě – Část 2: Navrhování (2005))

Další část souboru norem ČSN EN 806 – 3, ve které jsou uvedeny zásady zjednodušeného dimenzování potrubí vnitřních vodovodů, se nyní nachází ve stádiu konečného návrhu a po schválení bude zavedena do soustavy ČSN. Zavedení této normy vyvolá revizi ČSN 73 6655.

Normy EN 806 – 4 a 5, které se týkají montáže, provozu a údržby vnitřního vodovodu jsou zatím ve stádiu návrhu.

ČSN EN 806 – 1 (73 6660) vnitřní vodovod pro rozvod vody určené k lidské spotřebě – část 1: všeobecně (2002)

Touto normou se mění značky pro kreslení potrubí a armatur ve výkresech vnitřních vodovodů uvedené v ČSN 01 3450 (1994) a to tabulka 3 a 4). Vyvolaná změna Z1 ČSN 01 3450, omezovala platnost použití tabulek do prosince 2004. Bylo možno použít souběžně obě normy. Dnes, po revizi normy ČSN 01 3450 (2006) by měla být upřednostňována pro kreslení značek vnitřních vodovodů právě tato norma.

*	Hvězdička se nahradí: PW = Pitná voda PWC = Pitná voda studená PWH = Pitná voda teplá PWH-C = Pitná voda teplá, cirkulační NPW = Nepitná voda TI = Tepelná izolace
PWC 80	Potrubí pro pitnou vodu, studenou, jmenovitý průměr 80
PWH 50 -TI	Potrubí pro pitnou vodu, teplou, jmenovitý průměr 50 a tepelná izolace
PWH-C 40	Potrubí pro pitnou vodu, teplou, cirkulační jmenovitý průměr 40

ukázka změn značek kreslení vnitřního vodovodu dle EN

ČSN EN 806 – 2 (75 5410) vnitřní vodovod pro rozvod vody určené k lidské spotřebě – část 2: navrhování (2005)

Norma byla zpracována jako technický předpis a proto je hodně obsáhlá (54 stran textu s několika obrázky). Jsou v ní uvedeny doporučení a požadavky na návrh vodovodů uvnitř budov a také vně budov, ale pouze v rámci nemovitosti. Podzemní vedení vně budov musí splňovat také požadavky ČSN EN 805 a ostatních norem, které platí pro vodovodní řády a přípojky. Vnitřní vodovod navržený podle této normy může být zásobován jak vodovodní přípojkou z vodovodu pro veřejnou potřebu, tak z vlastního zdroje.

Některé změny:

Norma rozlišuje dva typy instalací:

- ☐ instalace typu A – uzavřený systém rozvodu vody (používaný u nás)
- ☐ instalace typu B – nízkotlaký otevřený systém vnitřního vodovodu (používaný ve Velké Británii)

V normě se stanovuje **minimální provozní podmínky pro trubky** a jejich spoje, zkušební přetlak, který musí být nejméně 1,5násobek přípustného provozního přetlaku

Provozní teplota - při úplném otevření armatury nemá být teplota vody po uplynutí 30 s u studené vody vyšší než 25°C a u teplé vody nižší než 60°C. (Pokud není v národních nebo místních předpisech uvedeno jinak. V ČR vyhláška MPO ČR č. 152/2001 Sb. (45 až 60°C), v ČSN 06 0320 (ve stavbách pro bydlení 50 až 55°C krátkodobě min. 45°C), v ČSN 73 6660 (pro ústřední přípravu teplé vody max. 55°C, vyšší teplota jen u místní přípravy)).

Aby bylo **minimalizováno riziko opaření** (např. v nemocnicích, domovech pro seniory,...), je nutné navrhnout termostatické směšovací armatury nebo baterie se zařízením pro omezení nejvyšší teploty. Maximální doporučená teplota je 43°C. V mateřských školkách a speciálních odděleních pečovatelských domovů, teplota nesmí překročit 38°C. Použití směšovacích armatur bez termostatické regulace teploty vody pro zásobování více výtoků se nepřipouští. U směšovacích armatur s uzavíratelným společným výtokem musí být na přívodu obou potrubí instalovány zpětné armatury.

Z důvodu nutnosti použití **termické dezinfekce**, vnitřní vodovody teplé vody musí být navrhovány tak, aby bylo možno dosáhnout teploty 70°C.

Pokud je u teplé vody navrženo **cirkulační potrubí**, smí být rozdíl teploty mezi výstupem z ohříváče a vstupem cirkulačního potrubí do ohříváče vody nejvýše 5 K.

Norma dále uvádí v příloze A **přípustné materiály** (olověné trubky jsou nepřipustné).

Uzavírací armatura musí být umístěna:

- ☐ v každé budově nebo její části, která má samostatné měření odběru vody, a vždy ve všech bytech
- ☐ před každým zařízením (akumulační nádrž, pračka,...)
- ☐ na potrubí zásobující vodou dva a více bytů nebo účelových jednotek (musí být přístupná pro každého uživatele)

Výtoková armatura pro odběr pitné vody o malém objemu nebo zřídka používaná nesmí být napojena na konci dlouhého potrubí. Výtoky nepitné vody se musí označit slovy „nepitná voda“, nebo symbolem.

Při připojení **ohříváčů vody** se musí dbát na zabezpečovací zařízení dle zvyklostí, je zde uvedeno zařízení v ČR nepoužívané teplotní pojistné armatury, které při překročení nastavené teploty vypouští teplou vodu z ohříváče odtokovým potrubím do kanalizace a potom je

ohřívač doplněn vodou studenou a teplota vody v ohřívači klesá. Pokud navrhujeme mezi zpětný ventil a ohřívač vody expanzní nádobu, musí tato nádoba pokrýt nejméně 4% celkového objemu vody v ohřívači.

Připojení **požárního vodovodu**, který je napojený přímo na vnitřní vodovod pitné vody, musí být navrženo dle ČSN EN 1717 (ochranné jednotky proti zpětnému průtoku).

ČSN 06 0320 OHŘÍVÁNÍ UŽITKOVÉ VODY – NAVRHOVÁNÍ A PROJEKTOVÁNÍ (1998) (V REVIZI – ŘÍJEN 2006)

S přijetím ČSN EN 806 – 1 a ČSN EN 806 – 2 nastal problém s terminologií pro ohřev “teplé užitkové vody“, která se u nás léta používala, tyto normy neznají pojem „teplá užitková voda“. (Do systému vtéká voda pitná nikoli užitková). ČSN EN 806 – 1 používá pouze termíny „pitná voda“ a „nepitná voda“. ČSN EN 806 – 2 používá termín „teplá voda“. Dále se používají termíny ohřívání vody, příprava teplé vody a rozvod teplé vody a to dle Z2 ČSN 73 6660.

ČSN 73 6660 VNITŘNÍ VODOVODY (1984), ZMĚNY – Z1 (1994), Z2 (04/2006)

Změna Z2 byla vydána i přesto, že v současné době se zpracovávají další části evropské normy EN 806. Změna Z2 se týká hlavně zkoušení vnitřních vodovodů, ale i dalších článků normy, které jsou problémové.

Změny vyvolané legislativou v energetice, které vychází ze zákona č. 406/2000 Sb., O hospodaření energií a z vyhlášky Ministerstva průmyslu a obchodu č. 151/2001 Sb. ze dne 12. Dubna 2001 („Rozvodné a cirkulační potrubí teplé vody musí být tepelně izolováno“).

Změny vyvolané ČSN EN 1717, které vychází s přijetím normy ČSN EN 1717 (75 5462) Ochrana proti znečištění pitné vody ve vnitřních vodovodech a všeobecné požadavky na zařízení na ochranu proti znečištění zpětným průtokem (2002)

Změny ve zkoušení vodovodu

Zkoušení vnitřního vodovodu se provádí ve třech krocích:

- ☐ prohlídka potrubí
- ☐ tlaková zkouška potrubí
- ☐ konečná tlaková zkouška

Zkoušení vnitřního vodovodu se může provádět i po částech, vždy se zpracuje protokol. Způsob zkoušení rekonstruované nebo opravované části vnitřního vodovodu se dohodne smluvně.

Tlaková zkouška potrubí se provádí:

- ☐ vodou
- ☐ suchým vzduchem
- ☐ inertním plynem (např. dusík)
- ☐ potrubí nezakryté
- ☐ před montáží příslušenství, zařizovacích předmětů, přístrojů a zařízení

Třída nejvyššího přípustného provozního přetlaku při tlakové zkoušce potrubí je uveden v tabulce 1 (dle ČSN EN 806 – 2). Určí se podle nejvyššího provozního přetlaku, který se vyskytuje ve vnitřním vodovodu.

Konečná tlaková zkouška se provádí:

- ☐ provedena vždy vodou
- ☐ potrubí propláchnuté vodou

- ☐ po montáži všech příslušenství vnitřního vodovodu

Vodovod se ponechá pod provozním přetlakem vody nejméně 24 hodin. Zkouška se provádí provozním přetlakem dosaženým v okamžiku zahájení zkoušky. Zkušební přetlak nesmí po dobu jedné hodiny od zahájení zkoušky klesnout o více než 20 kPa. Při větším poklesu je tlaková zkouška nevyhovující.

ZÁVĚR

Soubor norem EN 806 musí být doplněn národními předpisy. Základem předpisů bude revidovaná norma ČSN 73 6660. Revize této normy bude provedena až po zavedení všech pěti částí evropské normy. (Při překladu ČSN EN 806 – 2 bylo doplněno 17 národních podmínek a vyšla změna Z2 ČSN 73 6660). Dalším předpisem bude technická zpráva TC 164 WI “Technické požadavky pro prevenci před množением Legionelly ve vnitřních vodovodech pro rozvod vody určené k lidské spotřebě”.

LITERATURA

- [1] Směrnice Rady č.98/83/ES ze dne listopadu 1998 o kvalitě vody pro lidskou spotřebu
- [2] Vyhláška Ministerstva průmyslu a obchodu ČR č. 152/2001 Sb., kterou stanoví pravidla pro vytápění a dodávku teplé užitkové vody, měrné ukazatele spotřeby tepla pro vytápění a pro přípravu teplé užitkové vody a požadavky na vybavení vnitřních tepelných zařízení budov přístroji regulujícími dodávku tepelné energie konečným spotřebitelům
- [3] Vyhláška č. 252/2004 Sb., kterou se stanoví hygienické požadavky na pitnou vodu a teplou vodu a četnost a rozsah kontroly pitné vody (změna 293/2006Sb.)
- [4] ČSN 01 3450 Technické výkresy- Instalace- Zdravotnětechnické a plynovodní instalace (2006)
- [5] ČSN 06 0320 Ohřívání užitkové vody – Navrhování a projektování (1998) (v revizi)
- [6] ČSN 06 0830 Zabezpečovací zařízení pro ústřední vytápění a ohřívání užitkové vody (1996)
- [7] ČSN 73 0873 Požární bezpečnost staveb – Zásobování požární vodou (2003)
- [8] ČSN 73 6655 Výpočet vnútorných vodovodov (1985)
- [9] ČSN EN 806 – 1 (73 6660) Vnitřní vodovod pro rozvod vody určené k lidské spotřebě – Část 1: Všeobecně (2002)
- [10] ČSN EN 806 – 2 (75 5410) Vnitřní vodovod pro rozvod vody určené k lidské spotřebě – Část 2: Navrhování (2005)
- [11] ČSN 73 6660 Vnitřní vodovody (1984), změny – Z1 (1994), Z2 (2006)
- [12] ČSN EN 1717 (75 5462) Ochrana proti znečištění pitné vody ve vnitřních vodovodech a všeobecné požadavky na zařízení na ochranu proti znečištění zpětným průtokem (2002)
- [13] ČSN EN 805 (75 5011) Vodárenství – Požadavky na vnější sítě a jejich součásti (2001)
- [14] ČSN 75 5490 Stavby pro hospodářská zvířata – Vnitřní stájový vodovod (2001)
- [15] ČSN 75 5411 Vodárenství – Vodovodní přípojky (2006)
- [16] Sborník přednášek „Novinky v hygieně vnitřních vodovodů“ (2006)

Reviewer: Doc. Ing. arch. Josef Šamánek, CSc.

Jana MANFRINOVÁ¹, Marian MARSCHALKO², Luděk KOVÁŘ³

**ENGINEERING GEOLOGICAL TYPOLOGY OF NEOGENE SEDIMENTS OSTRAVA BASIN
CHARACTER FOR FOUNDATION ENGINEERING PURPOSE**

Abstrakt

V Ostravské pánvi je v současné době v problematice inženýrské geologie a zakládání náročných staveb důležitým prvkem charakteristika předkvartérního podkladu. Častým problémem bývají horniny neogénu – spodního bádenu (miocén). Nemyslí se tím jeho samotná geometrie (hloubku uložení), která je již poměrně dobře prozkoumaná, ale jeho fyzikálně-mechanické a petrografické vlastnosti. Cílem studie byl proto výzkum charakteru neogenního předkvartérního podkladu, výstupem pak inženýrskogeologická typologie (tzv. místní charakteristiky) jeho vlastností jako pomůcka pro organizace a firmy zabývající se inženýrskogeologickým, geotechnickým průzkumem, zakládáním staveb v této významné městské aglomeraci.

INTRODUCTION

Pre-Quaternary bedrock feature is a significant constituent of an engineering geology and exacting building construction especially in Ostrava Basin. Neogene (lower Baden – Miocene) rock is the issue not Carboniferous. Depth of occurrence of Neogene deposits is well known, but the physic-mechanical properties and petrography.

Exacting buildings are found about 5 – 18 meters depth, and this depth is the most important. Absence of the space in the cities, subsurface car-ports, city infrastructure, etc. leads to a necessity of building foundation into the lower depth not only the exacting buildings. In Ostrava Basin, the gravel terrace properties are insufficient to foundation or the building geometry interferes with this geological structure and therefore the foundation into the Pre-Quaternary bedrock is recommended.

In the regard of engineering geology, Miocene formation is considered to a monotonous. This idea is out-of-date now. Several problems occur during e.g. the speedway D47 and collector channel construction, and these problems result in the significant diversity of Miocene formation development and thus result in the changes of physic-mechanical properties. Either the Neogene rock has the low bearing value or it behaves as a semirock in the shallow depth.

Aim of this project is to investigate the Pre-Quaternary rock and create the engineering geological typology of its properties. The engineering geological typology will help the organizations or companies concerning with engineering geology, geotechnical investigation, and foundation engineering in the Ostrava city agglomeration.

NATURAL CONDITIONS

According to a regional geology, the area of interest belongs to Ostrava Glacial Basin that is a part of front Carpathian fore-deep of Outer Western Carpathians.

Pre-Variscian crystalline basement called brunovistulikum is underlying of Neogene (Havlena, Dudek, 1978). Brunovistulikum contains migmatites and migmatitic paragneiss. Upper components are Moravian Karst Devonian deposits, and Lower Carboniferous Culm. Upper Carboniferous

¹ Ing., Hornicko geologická fakulta, VŠB-Technická univerzita Ostrava, tř.17.listopadu, 708 33 Ostrava-Poruba

² Doc. Ing., Ph.D. Hornicko geologická fakulta, VŠB-Technická univerzita Ostrava, tř.17.listopadu, 708 33 Ostrava-Poruba, Tel: +420/596993505, E-mail: marian.marschalko@vsb.cz

³ Ing., Ph.D., K-GEO s.r.o., Masná 1, 702 00 Ostrava I

sediments begin with basal coarse grained sandstone, subsequently siltstone with rooty aleuopelite, coal seam, and, finally aleuopelite or pelite with the limnic, brackish or sea fauna (Chlupáč a kol., 2002).

Quaternary sediments represent the cover of the fore-deep autochthon Miocene deposits. They contain Holocene fluvial deposits of lower and upper alluvium plane and anthropogenic deposits such as backfills and dumps. Pleistocene deposits represent glaci-fluvial, fluvial, deluvial deposits, loess loam, and Tertiary eluvia.

Hydrogeology of Neogene and Quarternary

The area of interest belongs to Odra River basin, hydrology order 2-01-01 (Michlíček a kol., 1986).

Basal clastics of karpát developed only in deeper part of Carboniferous paleorelief, and do not create geologically or hydraulically continuous lay. In the point of view of hydrogeology, this structure has the character of a flaser with confined aquifer. The groundwater is fossil, syndepositional and with no earth ground circulation.

Aquiclude is represented by a silty clay deposit of karpát – brown and grey layers.

Significant aquifers are localized in the layers of disintegrated sandstone or sand and in the layers of grey facie or in the flaser sand with gypsum.

Lower baden basal clastics including detrital sediments lay on the weakened, strongly disintegrated and weathered Carboniferous rock. Together with it creates the confined aquifer. Human activity strongly influences this confined aquifer. Detrital sediments were developed in the east of the area of interest in two connected Dětmarovice and Bludovice scours.

Lower baden pelite represents the aquiclude. Sandy layers of the same geological unit are saturated by the fossil sea water and it represents the stationary system and confined aquifer. The aquifer is represented by fine grained sand and low consolidated sandstone curved due to a different contraction of Lower Baden pelite that has great thickness.

Quaternary sediments are wide spread in the area of Ostrava Glacial Basin. They are included in the effluvial gravel-sand and in the Odra, Ostravice and Olše River terraces. Two types of terraces are known in the hydrogeological point of view. Main terrace consists of gravel to gravel-sand pertaining to Elster to Saal Glaciation. Valley terrace consists of fluvial gravel-sand to clayey sand and deposits of Pre-Elster Glaciation valley. This valley lays 60 – 100 meters bellow the valley terrace and it is filled with fluvial sand to gravel-sand and sand with the clayey intercalation.

Quaternary saturation concentrates in a pore system – sand, gravel-sand; the water is an atmospheric origin. It keeps oxidized environs within the area of intensive circulation with the earth ground. Groundwater is utilized to waterworks purpose (Dopita et al., 1997).

Miocene Stratigraphy and Litology

❑ KARPAT SEDIMENTS

Bedrock of Karpát sedimentation basin is represented by Carboniferous rock, above the karpát sediments lays the Outer Carpathian Nappe lays. Lithic facies of karpát units are influenced by various subsidence rate, various salinity of sedimentation area, and variance of basin bottom. In Ostrava Region, karpát divides into 5 general lithological types (Dopita et al, 1997; Martinec, Krajiček, 1990).

- a) Local depression clastics – lay on the karpát base. Clastics are represented by sandy gravel, low consolidated sandstone and fine grained conglomerate with prevailing Carboniferous material. Thickness reaches a several decades of meters.

- b) Varied basal siltstone – as an accumulated Carboniferous geest arisen before karpat transgression in brackish environs or in the coastal lakes. The clayey siltstone is bluish or greenish to grey. Maximum thickness is 70 meters.
- c) Brown beds deposited at first in shallow lagoons with fluctuating salinity then in the sea environs. It contains brownish grey to dark grey claystone that is both limy and non-limy.
- d) The most spread grey “schlier” beds developed both in the shallow and deep neritic environ. They lay on the varied basal siltstone or brown beds. At the upper parts of Carboniferous relief lay just on the Carboniferous. They contain greenish or bluish grey limy micaceous claystone with variable sand content and with the clayey sandstone lamination.
- e) Beds with gypsum content – their character is affected by shallow neritic and shallow lagoon environs. They contain green and foxiness to red limy claystone. Irregular laminas of pink or white fibrous gypsum occur within them.

❑ BADEN SEDIMENTS

Baden sediments fill a part of Miocene fore-deep that was developed before nappe overthrust. The Miocene fore-deep reach about 15 km of spread in Ostrava Region (Dopita et al, 1997; Martinec, Krájíček, 1990).

- a) Basal clastics – detritus – arisen after the erosion of Carboniferous surface before Miocene sea transgression and during this transgression. Basal clastics fill the toes of the erosion valley and Bludovice and Dětmárovice pothole bottom. Detritus contains coarse grained boulder breccias, boulder gravel, limy and clayey sand and gravel that is poorly sorted; with calcite cement. Gravel becomes to so-called beach sand near the upper margin of detritus creation.
- b) Except the pelagic sediments, the coarse grained and unsorted breccias contain also deposits of terrestrial alluvia and diluvium. These sediments create the independent sedimentation cycle separated from above laying pelite.
- c) Pelite – lays on the basal clastics due to a basin deepening. The area of sedimentation was well oxidised, far from the sea-coast, sporadically in deep depressions. Pelite represents greenish grey to grey limy clay with the variable carbonate content. It mostly contains silt impurity and fine grained sand lamination. Increased sandy layers accumulation is known at 2 elevations – upper sandy layers between +50 to -50 meters; and lower sandy layers between -400 to -450 meters at the area of Bludovice and Detmarovice pothole.

Locally, pelite contains acid tuff and tuffites.

METHODOLOGY OF STUDY

This project was solved in a several phases. During the 1st phase, the area of interest was specified. The characterization of Neogene was determined. The area of interest falls into a part of cadastral area of Ostrava. Sample collection proceeded as a planned investigation for various purposes during the 2nd phase of project realization.

Subsequently, properties laboratory research was realized including particle-size analysis, indexing property research (determination of consistency limits, water content, and porosity), determination of bulk density, density, shear strength, compressibility. The actual data was supplied with archive research delivered by K-GEO Company. Obtained data was evaluated and statistically processed during the next phase. Final phase proposes the engineering geological typology of Neogene sediments with the local characterization (Tab. 2).

TYOLOGY

The statistic data set includes 405 boreholes that are recorded in JTSK coordinates; and these boreholes have registered the Neogene surface depth.

151 samples was collected from these boreholes and used to a laboratory research [7-15] of rock properties (Tab. 1).

Tab.1 Number of processed samples of given area

<i>selected properties</i>	<i>Number of samples</i>	<i>selected properties</i>	<i>Number of samples</i>
water content	145	porosity	142
specific density	145	saturation	142
bulk density	148	effective cohesion	75
dry sample bulk density	148	effective angle of internal friction	75
liquid limit	141	cohesion intercept	37
yield point	141	total angle of internal friction	34
plasticity index	141	oedometric modulus	44
consistency index	138		

The samples were collected from pelite sediments of lower baden as a grey to blue grey limy, solid moist clay.

Neogene depth below the earth surface varies from 1.8 to 19.0 m (SW of area of interest 5 – 17 m, SE 2 – 17 m, NW 7 – 15 m).

With the respect to the lutaceous Neogene, above mentioned literature and soil recovery the foundation soil is assumed to be fine grained soil.

The *soil classification* was processed according to ČSN 73 1001 Standard. For this purpose the *grain-size curves* and plasticity chart were used. Based on these graphical representations, the soil classes were determined. These classes describe Neogene sediments of area of interest.

Grain size distribution is determined by the grain-size analysis. It represents the grain distribution in the soil according to its size. The amount of the particular grain-size fraction is transferred to a percentage. The result of this analysis represents the grain-size curve. Grains greater than 0,1 mm is SIEVE through the set of mesh screens. Grain-size under 0.1 mm is determined by the hydrometrics test. Fig. 1 (according ČSN 73 1001 Standard) shows that lower baden sediments are well sorted. Dash line represents the grain-size curves of fine-grained sandy soil; solid line represents the envelope curve of all determined grain-size curves of clayey soil.

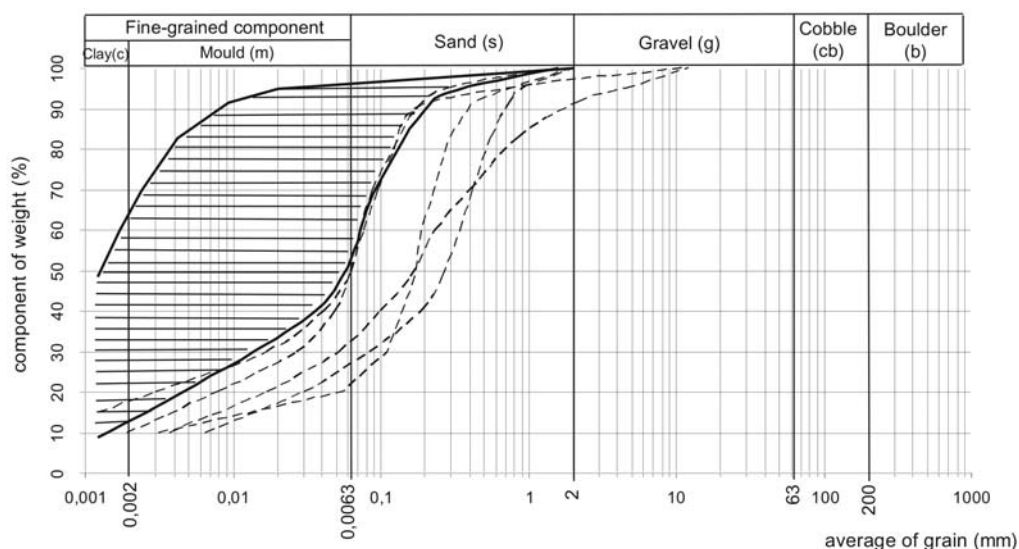


Fig.1 Envelope curves grain-size curves determined soil

——— envelope curves fine-grained soil
 - - - grain-size curves of fine-grained sandy soil

Yield point w_p represents the moisture of yield point when the solid state soil becomes plastic. Determination of yield point is given by ČSN 72 1013 Standard. During the laboratory test, the soil sample is shaped as a cylinder with the 3 mm diameter. When the cylinder begins to fall into 1 cm long pieces, the moisture is established. Figure 2 shows the rate of yield point varies from 10 to 45 %, the most frequent rate is between 20 – 30%.

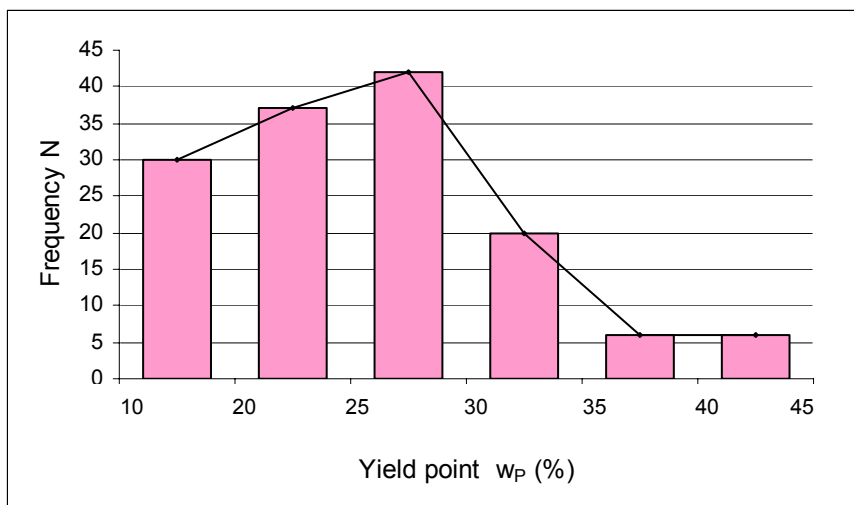


Fig.2 Dependence of yield point on frequency

Liquid limit w_L represents the moisture of yield point when the soil loses the strength and becomes liquid. This moisture rate is established by means of Cassagrande concave tool. The Cassagrande concave tool with the cut in two soil sample 25 times taps at the base block with the rate of 2 hits per second (according to the ČSN 72 1014 Standard). The two parts of soil moisture should put together for 12.5 mm.

Evaluation of liquid limit is shown at the Figure 3. It seems the clayey soil is predominately high plastic (55 – 70%). This result corresponds with Martinec and Krajiček (1990). Soil with low (17 – 35%), intermediate (35-50%) and extreme (70 – 90%) plasticity is less frequent.

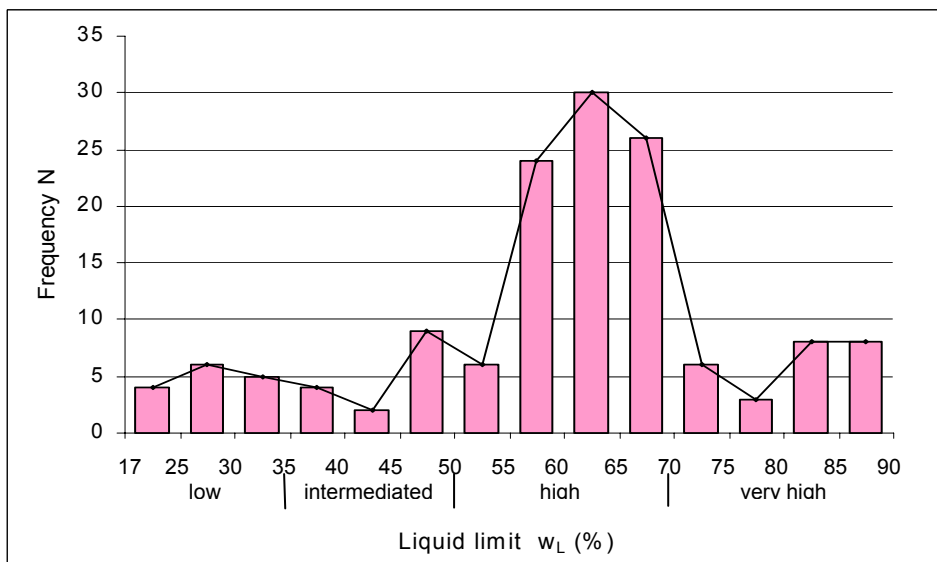


Fig.3 Dependence of liquid limit on frequency

Plasticity index in percentage represents the moisture range in which the soil is plastic ($IP=w_L-w_P$). It means, how much of moisture the soil should be charged to become from plasticity limit to yield point.

The plasticity index varies from 2.7 to 55%, whereas Martinec and Krajiček (1990) mention 10 to 60%. The most frequent rate of plasticity index varies from 30 to 45% (Fig.4). According to Atterberg classification, this range corresponds with clayey loam to clay. Lower plasticity index (less than 17%) corresponds with sandy soil and loam.

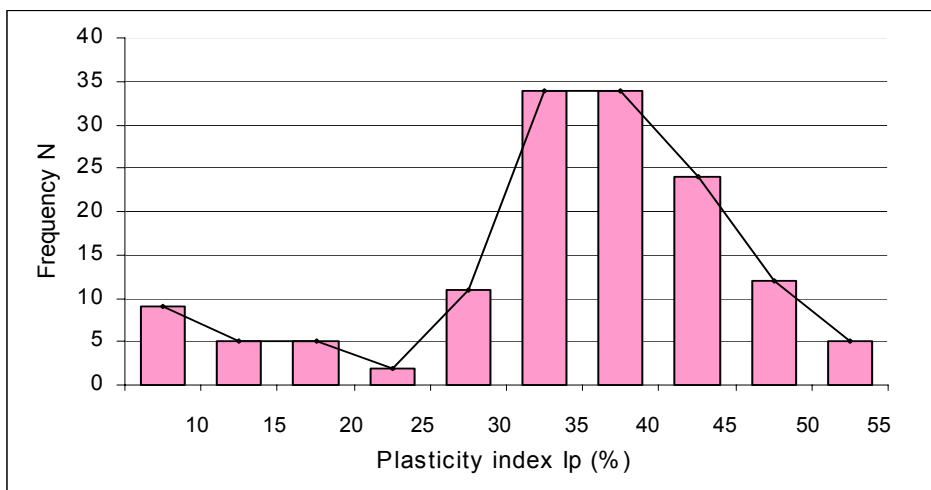


Fig.4 Dependence of plasticity index on frequency

Consistency index I_C reflects the state of consistent soil. The natural moisture of soil is compared with the consistency limits – w_L and w_P . Consistency index helps to establish the Standard

characterisation. Consistency index varies from 0.3 to 1.7 (Fig.5). The most frequent range is 0.5 to 1.0 – solid consistencies; and 1.0 to 1.5 – rigid consistencies (according to ČSN 72 1001Standard). This result corresponds with Martinec and Krajiček (1990).

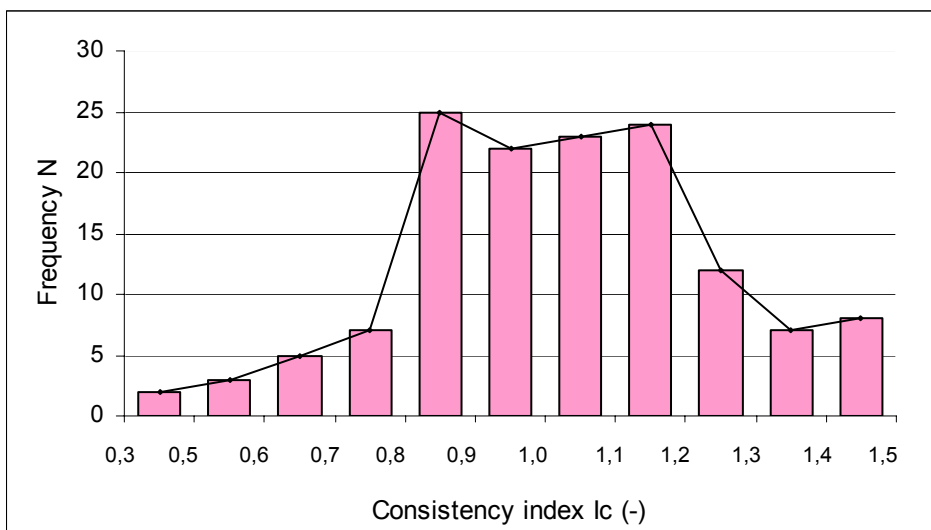


Fig.5 Dependence of consistency index on frequency

Plasticity chart is required for soil with the grain-size particles less than 0.5 mm (according to ČSN 73 1001Standard). It represents the dependency of w_L soil moisture on plasticity index. The plasticity chart is divided into two parts by a line $I_p = 0.73 (w_L - 20\%)$. Fig.6 ratifies the high plasticity of clayey soil. Lower values have the soil with higher rate of silty or sandy aggregates.

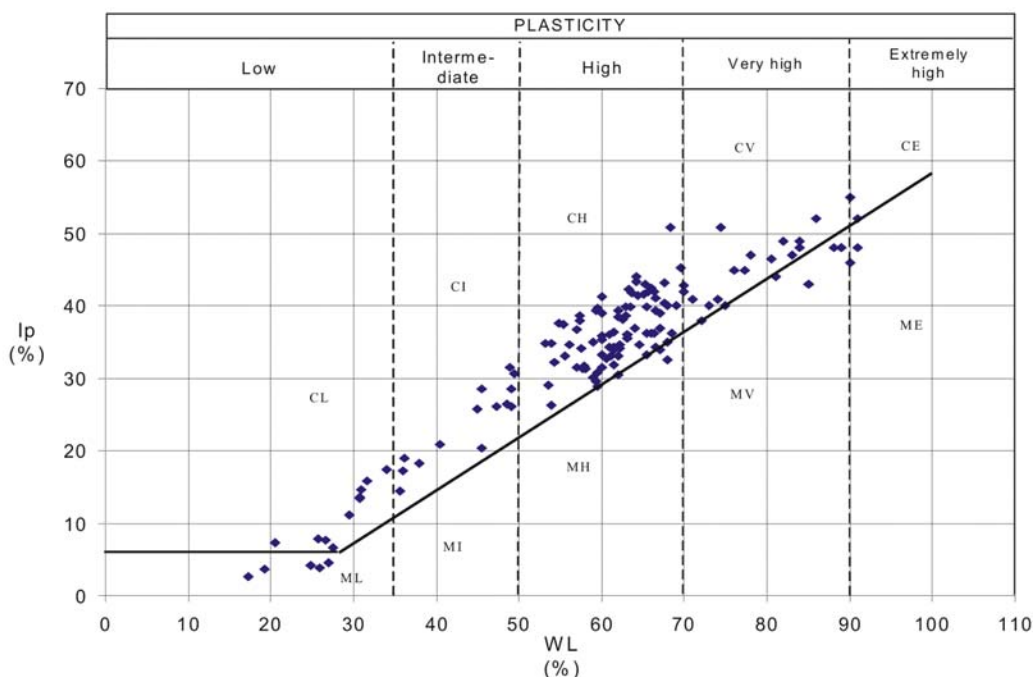


Fig.6 Plasticity chart of soil grain size under 0.5 mm (according to ČSN 731001 Standard)

According to the evaluation of above mentioned characterization the soil is classified into the classes: fine grained F8 – clay with high plasticity CH (58 % of all samples), clay with very high plasticity CV (11%); F6 – clay with intermediate plasticity CI (11%), clay with low plasticity CL (6%); F7 – loam (mould) with high plasticity MH (2 %), loam (mould) with very high plasticity MV (5 %), loam (mould) with extremely high plasticity ME (2 %), sandy loam (mould) MS and sandy clay CS (5%).

Physical properties are another of descriptive properties. They influence on soil mechanical properties as compressibility, consolidation, collapsibility, settlement etc.

Specific density ρ_s means relationship between density of soil particles and their volume. Specific density is determined according to ČSN 72 1011 Standard during the laboratory test as the weight of adjusted sample to its volume established by the pycnometer method.

Specific density of loam and clay varies from 2.7 to 2.75 g.cm⁻³ (Pašek, Matula et al., 1995). It means, the area of interest contains predominately clay, less frequently there occurs clay with loamy impurities or loam (see Fig.7), further sand, eventually clay with sand whose specific density reaches 2.67 g.cm⁻³.

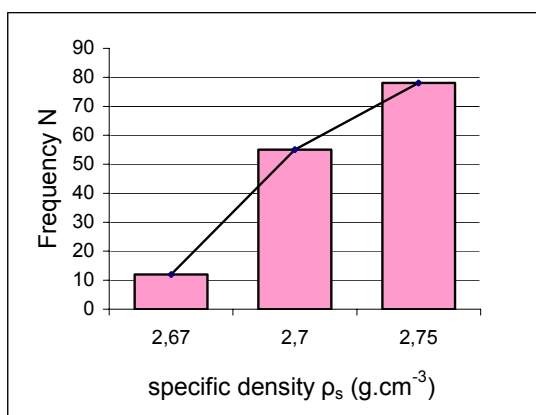


Fig.7 Dependence of specific density on frequency

Bulk density ρ represents ratio between soil density and its wet soil volume. Bulk density is required for calculation of relative density and porosity. It is determined according ČSN 72 1010 Standard.

Fig.8 shows that the range of bulk density varies from 1.8 to 2.2 g.cm⁻³. The most frequent value falls into 1.95 to 2.05 g.cm⁻³. This result corresponds to Martinec and Krajíček (1990). Bulk density of clay reaches 2.1 – 2.2 g.cm⁻³, silty loam 1.9 – 2.1 (Pašek, Matula et al., 1995). Bulk density below 1.9 g.cm⁻³ relates to occurrence of sandy or loamy particles.

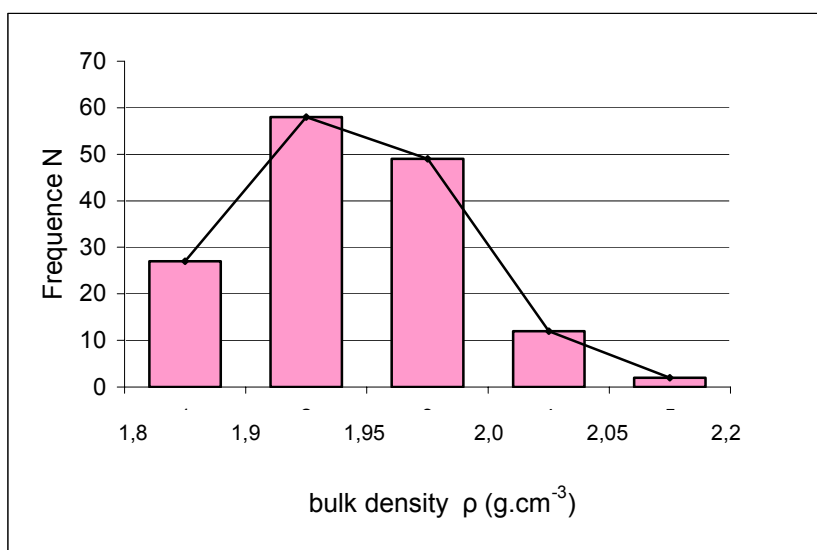


Fig.8 Dependence of bulk density on frequency

Dry bulk density ρ_d represents ratio between dry soil density and volume of original wet soil. Dry bulk density is required for calculation of moisture or saturation. Value of dry bulk density varies from 1.3 to 2.0 g.cm⁻³. The most frequent value is 1.5 - 1.7 (Fig.9).

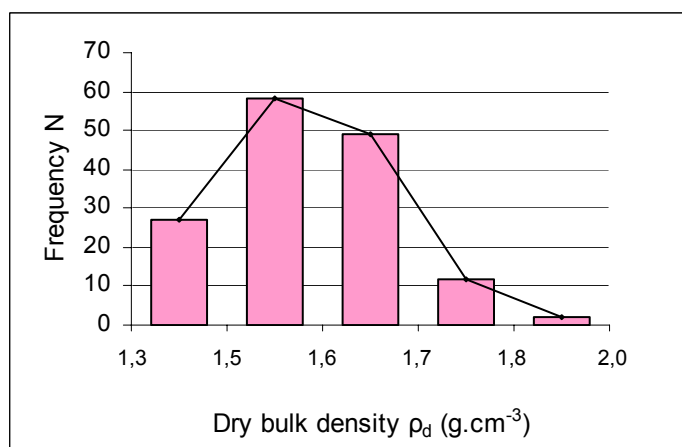


Fig.9 Dependence of dry bulk density on frequency

Porosity n means ration between volume of soil pores and total volume of soil. Porosity is calculated by means of bulk density and dry bulk density. It varies from 28 to 51 % (Fig.10). The most frequent range is 35 – 45%. The soil with porosity below 35% assumed to be sandy or loamy. According to Martinec and Krajiček (1990), the porosity varies from 20 to 30%.

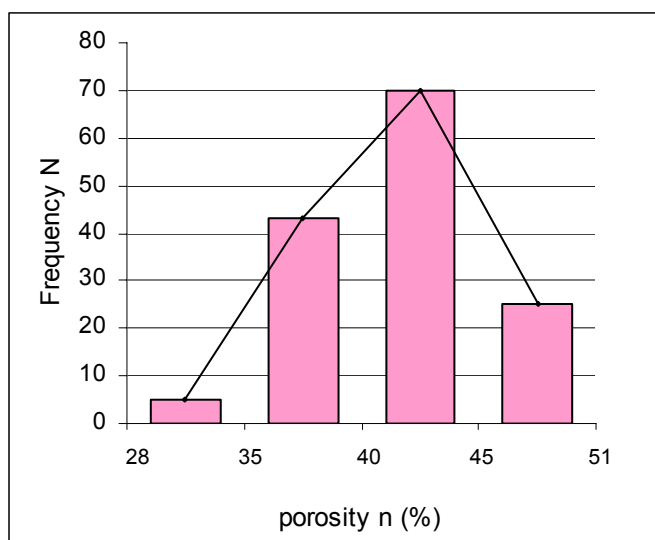


Fig.10 Dependence of porosity on frequency

Moisture W_n is a volume of water contained in soil. This water could be taken away by means of drying at temperature 105 and 110°C. Moisture could be calculated as a ratio between original soil density and dry density. Process of the laboratory test agree with ČSN 72 1012 Standard. Natural moisture content varies from 12 to 35%, the most frequently 20 – 30% (Fig.11).

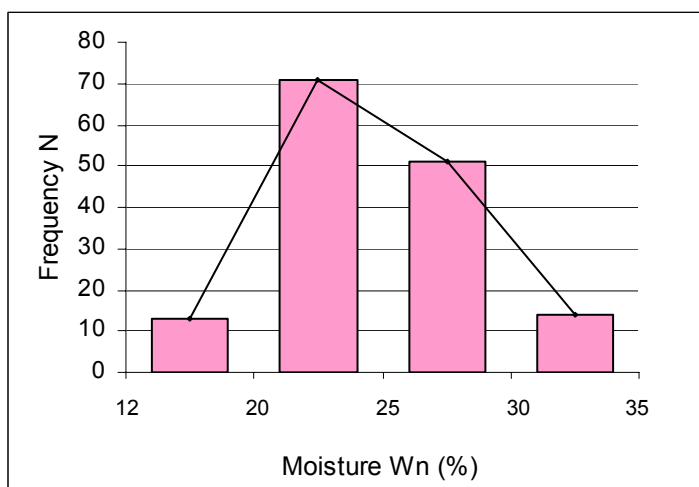


Fig.11 Dependence of moisture on frequency

Degree of saturation S_r represents a rate of pore water filling. It is ratio between water volume and pore volume. Very wet soil (according Myslivec, Eichler, Jesenák) has the degree of saturation 0.8 – 1.0 (Fig.12), these results agree with Martinec and Krajiček (1990).

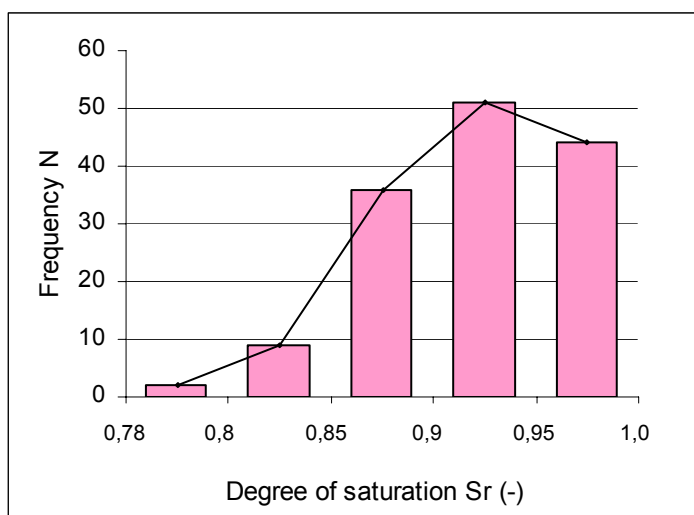


Fig.12 Dependence degree of saturation on frequency

Mechanical properties include shear strength that is characterized by cohesion and angle of internal friction; and modulus of deformation. These properties represent the behaviour of soil during the straining. Untold samples were available to this research.

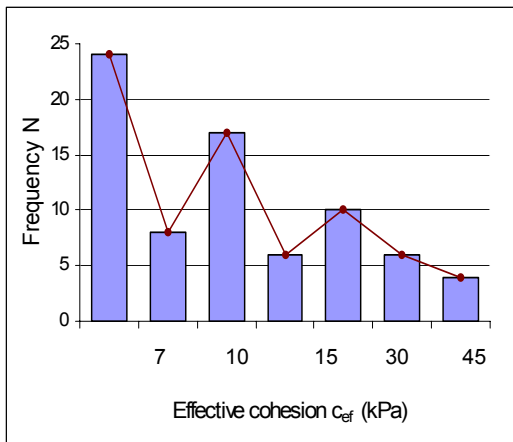
Angle of internal friction and cohesion represent the factors of shear strength. Internal friction is defined by the angle of internal friction; cohesion is defined by shear strength within the zero direct stress.

In case of *coherent soil*, the source of shear strength rises from internal friction between soil grains; and cohesion. The cohesion means relative structure of single parts and water. It is defined by shear strength within the zero direct stress.

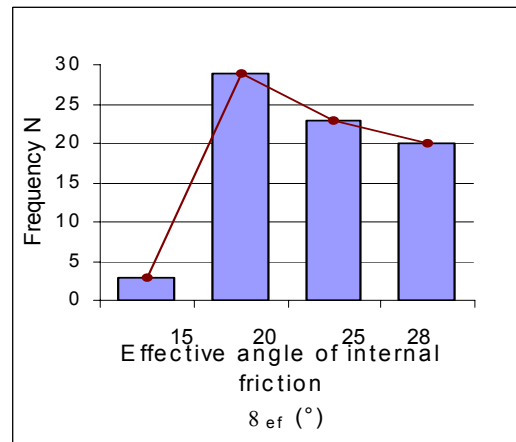
In case of *incoherent soil*, the source of shear strength represents the internal friction between soil grains only defined by angle of internal friction.

Effective parameters of soil strength describe soil that is under influence of stress as long as the neutral pressure reaches zero thus the soil is consolidated (stress is transferred by grains only).

Effective cohesion falls into range of 5 to 30 kPa (Pašek, Matula et al, 1995), in case of our research the values vary from 7 to 80 kPa (Fig.13a). Effective angle of internal friction according to Pašek, Matula et al, 1995 reaches 18 to 30°, our research 14 – 28° (Fig.13b).



a)



b)

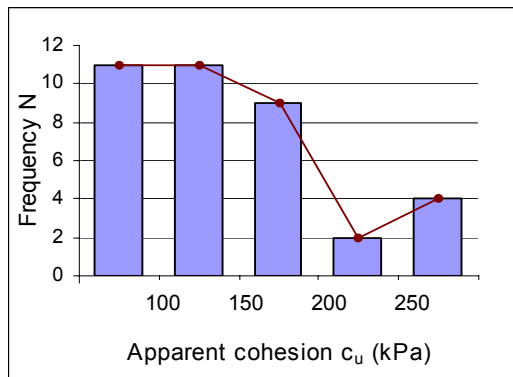
Fig.13 Dependence of effective soil strength on frequency

a) Dependence of effective cohesion on frequency

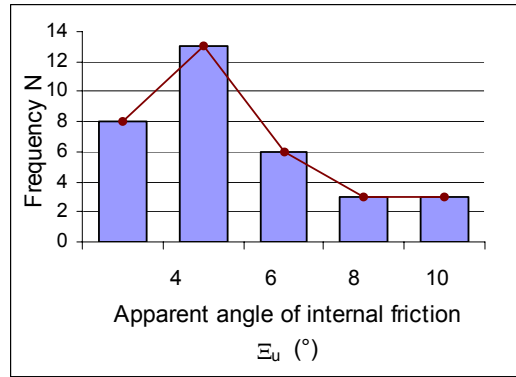
b) Dependence of effective angle of internal friction on frequency

During the laboratory test of *apparent* parameters of soil strength, the pore water content is constant. The soil is disturbed as unconsolidated and undrained. Apparent parameters valid for given soil compactness and moisture. It is required for loading test.

Apparent cohesion varies from 30 to 280 kPa (Fig.14a), apparent angle of internal friction 1 to 17° (Fig.14b). According to Pašek, Matula et al, 1995 the apparent cohesion is 10 to 200 kPa, angle of internal friction is 0 to 25°.



a)



b)

Fig.14 Dependence of apparent soil strength on frequency

a) Dependence of apparent cohesion on frequency

b) Dependence of apparent angle of internal friction on frequency

Constrained modulus E_{oed} describes the state of soil that could not be deformed owing to vertical stress – uniaxial compression. Compressibility is established during the uniaxial compression measurement in dependence on known stress in the oedometer. Consolidation should forego the laboratory test. Subsequently, the soil sample is gradually charged till the maximum stress; finally the sample is released. Dependency of proportionate deformation and the stress is represented by compressibility curve.

According to Pašek, Matula et al, 1995, the constrained modulus values vary from 8 to 39 MPa. In case of our research, these values reach 5 to 45 MPa, the most frequently 5 to 20 MPa (Fig.15).

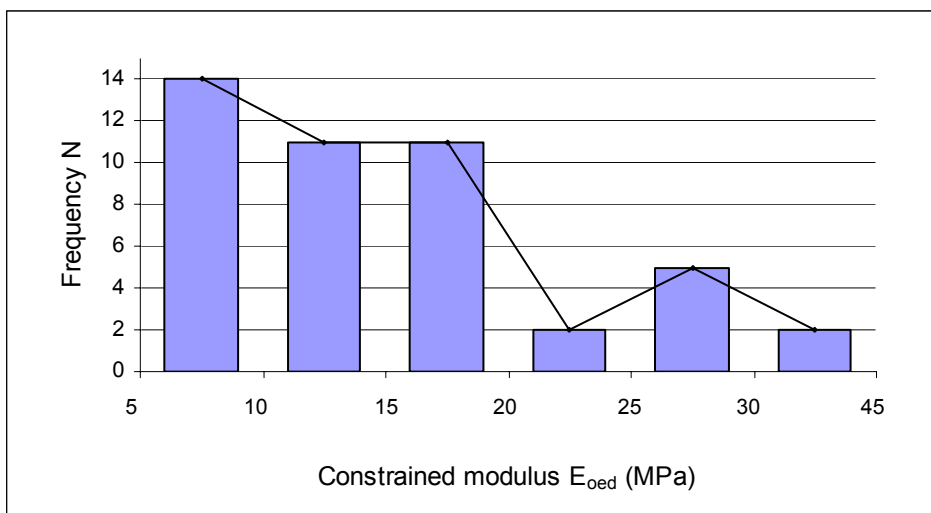


Fig.15 Dependence of constrained modulus on frequency

At the conclusion of this Chapter, the foundation soil typology of Neogene of Ostrava basin is presented. Local characterizations are marked beside them the Standard characterization is noted. Local characterizations are significant for foundation soil geotechnical assessment. Tab.2 shows the research results are more favourable than Standard characterization.

Tab.2 Comparison of local characterization with Standard characterization

F8 (CH, CV, CE) <i>solid consistency</i> Sr>0,8	characterization	local characterization	Standard characterization
	E _{oed} (MPa)	10,46 – 25,28	
	E _{def} (MPa)	3,87 – 9,35	4 – 6
	c _{ef} (MPa)	0,01 - 0,08	0,006 – 0,014
	φ _{ef} (°)	15 – 27	13 - 17
	c _u (MPa)	0,06 - 0,28	0,08
	φ _u (°)	1 – 8	0
F8 (CH, CV, CE) <i>stiff consistency</i>	characterization	local characterization	Standard characterization
	E _{oed} (MPa)	6,26 – 17,83	
	E _{def} (MPa)	2,32 – 6,6	2 – 4
	c _{ef} (MPa)	0,008 – 0,055	0,002 – 0,008
	φ _{ef} (°)	14 – 28	13 - 17
	c _u (MPa)	0,03 – 0,19	0,04
	φ _u (°)	3,3 - 12	0
F7 (MH, MV, ME) <i>solid consistency</i> Sr>0,8	characterization	local characterization	Standard characterization
	E _{oed} (MPa)	not available	
	E _{def} (MPa)		5 – 7
	c _{ef} (MPa)	0,01 – 0,08	0,008 – 0,016
	φ _{ef} (°)	17 – 27,92	15 - 19
	c _u (MPa)	0,119 – 0,135	0,08
	φ _u (°)	1,7 – 2,2	0
F6 (CL, CI) <i>stiff consistency</i>	characterization	local characterization	Standard characterization
	E _{oed} (MPa)	7,39 – 27,45	
	E _{def} (MPa)	3,47 – 12,9	3 – 6
	c _{ef} (MPa)	0,007 – 0,01	0,008 – 0,016
	φ _{ef} (°)	19 - 28	17 – 21
	c _u (MPa)	not available	0,05
	φ _u (°)	not available	0

Linear dependence of consistency degree, porosity and moisture on the *depth* under surface of Neogene were not approved (Fig. 16, 17, 18).

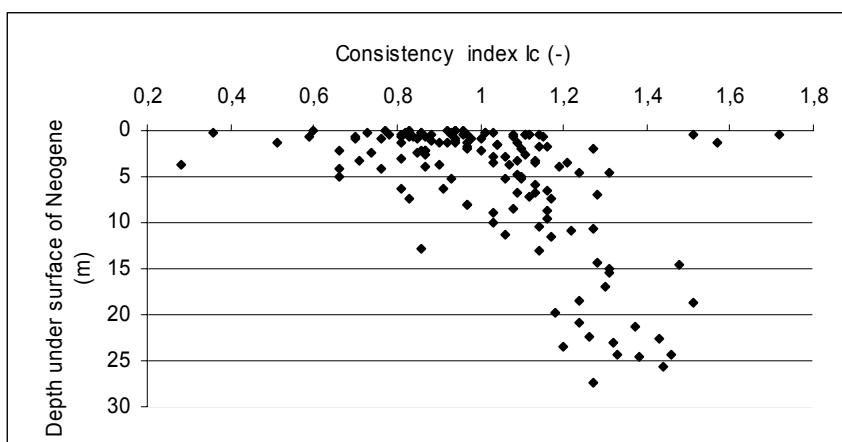


Fig.16 Dependence of consistency index on the depth below Neogene top

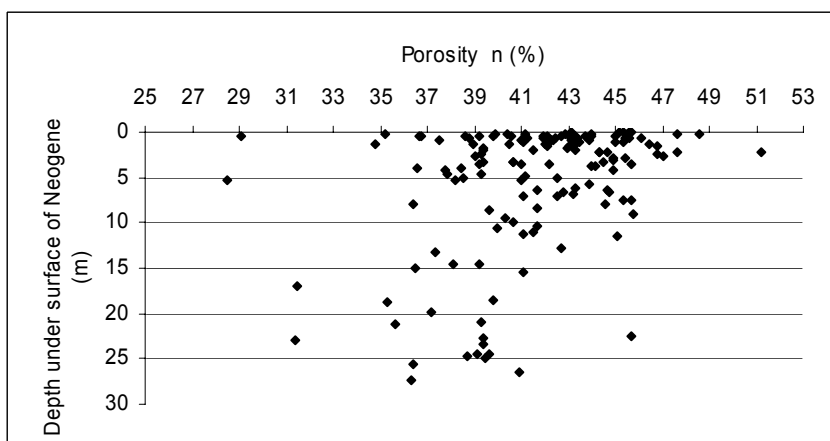


Fig.17 Dependence of porosity on the depth below Neogene top

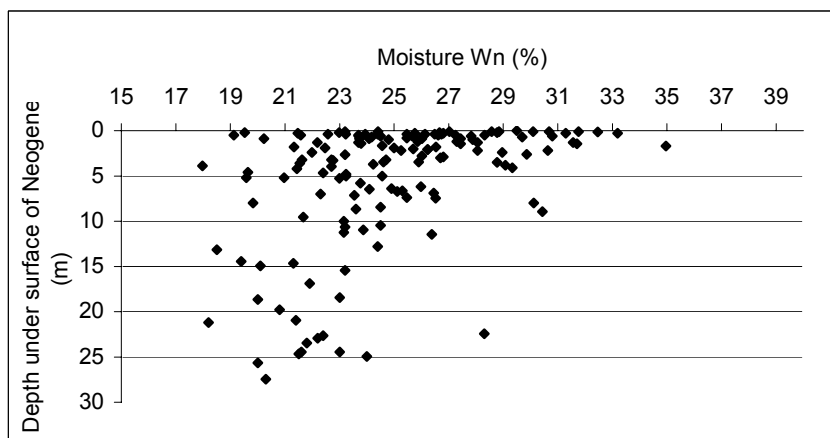


Fig.18 Dependence of moisture on the depth below Neogene top

Figure 19 and 20 show dependent bulk density and dry bulk density of soil on the porosity.

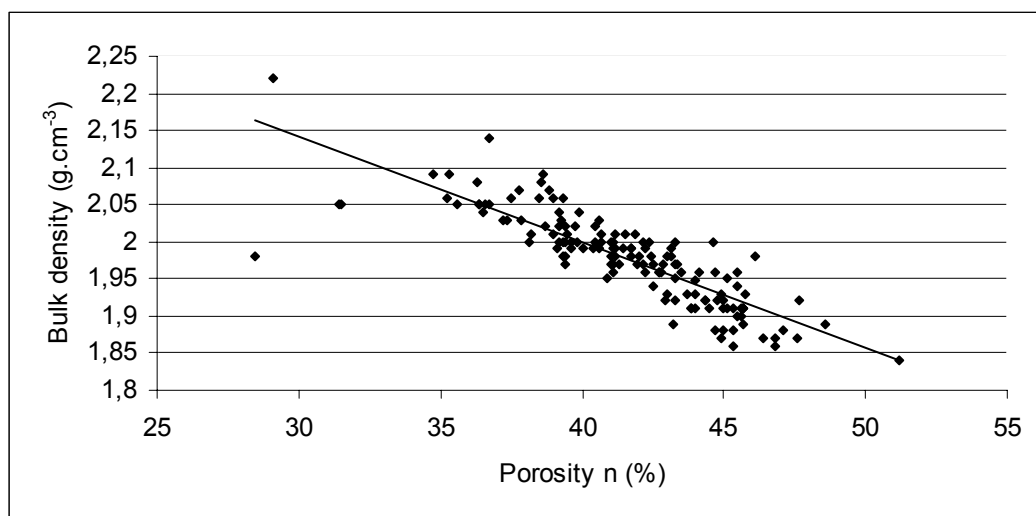


Fig.19 Dependence of bulk density on porosity

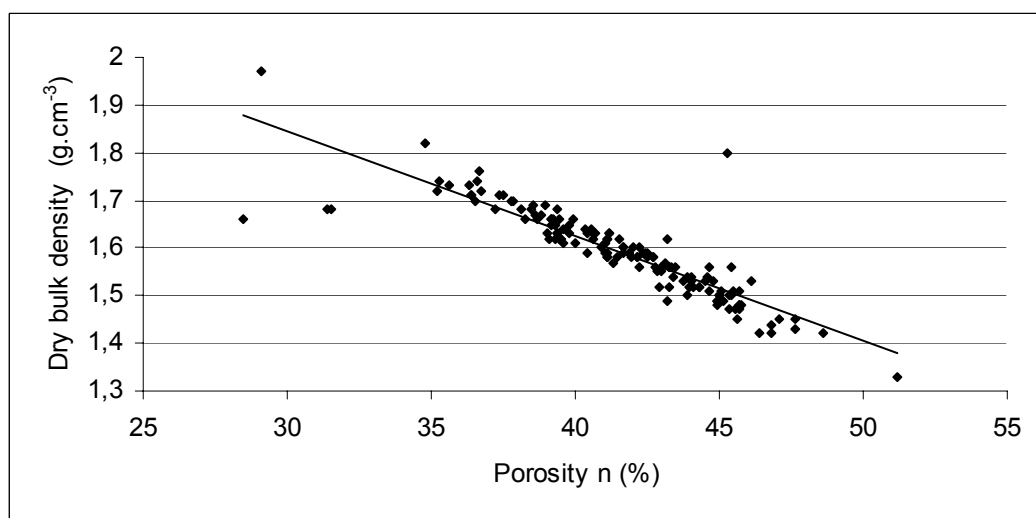


Fig.20 Dependence of dry bulk density on porosity

CONCLUSION

This engineering geological research assessed the physical and mechanical properties. On the base of this research, the typology of foundation soil local characterization of Neogene was created. The typology is suitable for the foundation engineering at the area of Ostrava Basin.

Neogene occurs in the depth of 1.8 to 19 meters below the earth surface at the area of Ostrava City. It has form of lower baden lutaceous deposits – grey-bluish, grey-greenish or grey limy clay. This soil is well sorted, prevailing stiff or solid (0.5 – 1.5 of consistency). The most frequently there occurs fine grained soil of F8, less F6 and F7.

Porosity varies from 28 to 51%, moisture from 12 to 35%. Bulk density varies from 1.8 to 2.2 g.cm⁻³, dry bulk density from 1.3 to 2 g.cm⁻³. Both depend on porosity. Dependence of physical

properties (porosity, consistency index, moisture, saturation) on depth beneath the top of the Neogene was not approved.

Established mechanical properties – effective and total parameters of shear strength, constrained modulus and deformation modulus agree with the values of similar structures mentioned in technical literature.

Typology of foundation soil was created on the basis of soil type, consistency degree. These parameters are determining for fine grained soil (F6, F7, F8). Local characterization presented in Tab. 2 show more favourable geotechnical parameters relevant for foundation engineering.

The group of very unfavourable foundation soil was not unambiguously defined in given geological unit. Regarding to a file extent and imperceptible occurrence of loamy sand and sandy soil, continuation of this research is recommended. Continuation could lead to an extension of the database; influence of soil properties on the depth could be approved; occurrence of sandy soil could be discovered.

REFERENCES

- [1] CHLUPÁČ I. a kol.: Geologická minulost České republiky. Academia, Praha 2002
- [2] DOPITA M. a kol.: Geologie české části hornoslezské pánve. Ministerstvo životního prostředí, Praha 1997
- [3] MARTINEC P. a KRAJÍČEK J.: Pokryvné útvary karbonu české části hornoslezské pánve. Samostatná publikace č. 50, Vědeckovýzkumný uhelný ústav Ostrava-Radvanice 1990
- [4] MICHLÍČEK E. a kol.: Hydrogeologické rajóny ČSR, svazek 2 – povodí Moravy a Odry. Geotest Brno 1986
- [5] ŠIMEK J., JESENÁK J., EICHLER J., VANÍČEK I.: Mechanika zemin. SNTL, Praha 1990
- [6] PAŠEK, J., MATULA, M. a kol.: Inženýrská geologie I., II., Česká matice technická, Praha 1995
- [7] ČSN 73 1001 - Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy, Validity: 1.10.1988
- [8] ČSN 72 1001 - Pomenovanie a opis hornín v inžinierskej geológii, Validity: 1.8.1990
Since 1.11.2004 replace:
ČSN EN ISO 14689-1 (721005) - Geotechnický průzkum a zkoušení - Pojmenování a zařídování hornin - Část 1: Pojmenování a popis, Validity: 1.11.2004
ČSN EN ISO 14688-2 (721003) - Geotechnický průzkum a zkoušení - Pojmenování a zařídování zemin - Část 2: Zásady pro zařídování, Validity: 1.4.2005
- [9] ČSN 72 1010 - Stanovení objemové hmotnosti zemin. Laboratorní a polní metody, Validity: 1.1.1991
- [10] ČSN 72 1011- Laboratorní stanovení zdánlivé hustoty pevných částic zemin, Validity: 1.11.1981
Since 1.6.2006 replace:
ČSN CEN ISO/TS 17892-3 (721007) - Geotechnický průzkum a zkoušení - Laboratorní zkoušky zemin - Část 3: Stanovení zdánlivé hustoty pevných částic zemin pomocí pyknometru, Validity: 1.5.2005
- [11] ČSN 72 1012 - Laboratorní stanovení vlhkosti zemin, Validity: 1.12.1981
Since 1.6.2006 replace:
ČSN CEN ISO/TS 17892-1 (721007) - Geotechnický průzkum a zkoušení - Laboratorní zkoušky zemin - Část 1: Stanovení vlhkosti zemin, Validity: 1.5.2005
- [12] ČSN 72 1013 - Laboratorní stanovení meze plasticity zemin, Validity: 1.7.1968

Since 1.6.2006 replace:

ČSN CEN ISO/TS 17892-12 (721007) - Geotechnický průzkum a zkoušení - Laboratorní zkoušky zemin - Část 12: Stanovení konzistenčních mezí, Validity: 1.5.2005

[13] ČSN 72 1014 - Laboratorní stanovení meze tekutosti zemin, Validity: 1.7.1968

Since 1.6.2006 replace:

ČSN CEN ISO/TS 17892-12 (721007) - Geotechnický průzkum a zkoušení - Laboratorní zkoušky zemin - Část 12: Stanovení konzistenčních mezí, Validity: 1.5.2005

[14] ČSN 72 1027 - Laboratorní stanovení stlačitelnosti zemin v edometru, Validity: 1.7.1984

Since 1.6.2006 replace:

ČSN CEN ISO/TS 17892-5 (721007) - Geotechnický průzkum a zkoušení - Laboratorní zkoušky zemin - Část 5: Stanovení stlačitelnosti zemin v edometru, Validity: 1.5.2005

[15] ČSN 72 1030 - Laboratorní metody stanovení smykové pevnosti zemin krabicovým přístrojem, Validity: 1.7.1988

Since 1.6.2006 replace:

ČSN CEN ISO/TS 17892-10 (721007) - Geotechnický průzkum a zkoušení - Laboratorní zkoušky zemin - Část 10: Krabicová smyková zkouška, Validity: 1.5.2005

Reviewer: Doc. Ing. Jarmila Müllerová, CSc.

Marian MARSCHALKO¹, Konstantin RACLAVSKÝ², Vojtech DIRNER³

**HODNOCENÍ ZMĚN ZÁSTAVBY A DALŠÍCH KRAJINNÝCH PRVKŮ VE VYBRANÉ
OBLASTI OSTRAVA JIH, POLANKA NAD ODROU, SVINOV, STARÁ BĚLÁ, HRABOVÁ A
VÍTKOVICE**

Abstract

In the publication the analysis of changes in landscape elements in the selected region that represents one partial area of interest of the total number of 9 planned areas (1a,1b,1c,2a,2b,2c,3a,3b,3c) is presented. The model area No. 3c is determined by two aerial photographs from the year 1946 (679, 681, 683, 685). Namely they are Ostrava Jih, Polanka nad Odrou, Svinov, Stará Bělá, Hrabová, Vítkovice and Slezská Ostrava. Changes in landscape elements, such as built-up areas, forests, water bodies, farmlands, anthropogenic areas were analysed by using GISs in two time series (aerial photographs from the year 1946 and present topographic maps). Researches were supplemented by field observation and documentation.

ÚVOD - VYMEZENÍ ZÁJMOVÉHO ÚZEMÍ

Sledované území se rozkládá na katastrálním území města Ostravy, a to v městských obvodech Ostrava Jih, Polanka nad Odrou, Svinov, Stará Bělá, Hrabová, Vítkovice a Slezská Ostrava. Rozloha celé oblasti, ve které byly vyhodnoceny změny krajinných prvků mezi lety 1946 a současností je 26 737 088,01 m². Hranice území je dána průnikem topografických map a leteckých snímků. Západní hranice území prochází přibližně středem obce Polanka nad Odrou. Jižní hranice vede od Polanky přes Bělský les až do Nové Huti, která tvoří východní hranici území. Severní hranicí je Polanský les, Zábřeh a Vítkovice.

Zájmové území se rozkládá na třech základních topografických mapách měřítka 1 : 10 000 vydaných Českým úřadem zeměměřičským v Opavě. Jde o mapové listy číslo 15-43-13, 15-43-14 a 15-43-15. Stav z roku 1946 byl pozorován na leteckých snímcích číslo 679, 681, 683 a 685, které byly zpracované Vojenským topografickým ústavem.

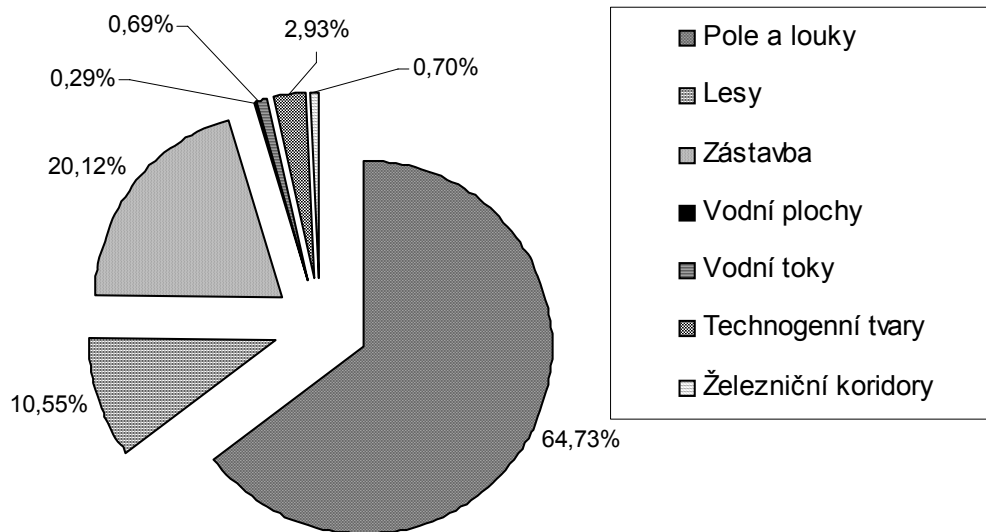
HODNOCENÍ ZMĚN KRAJINNÝCH PRVKŮ

Hodnocení změn krajinných prvků bylo provedeno na základě porovnávání dat získaných inteligentní digitalizací leteckých snímků z roku 1946 a současných topografických map, které byla doplněná terénem výzkumem a dokumentací. Na sledovaném území bylo takto hodnoceny krajinných prvky jako zástavba, lesy, vodní plochy, pole a louky, antropogenní plochy. Změny ploch prvků jsou uvedeny v grafech (obr.1, obr.2).

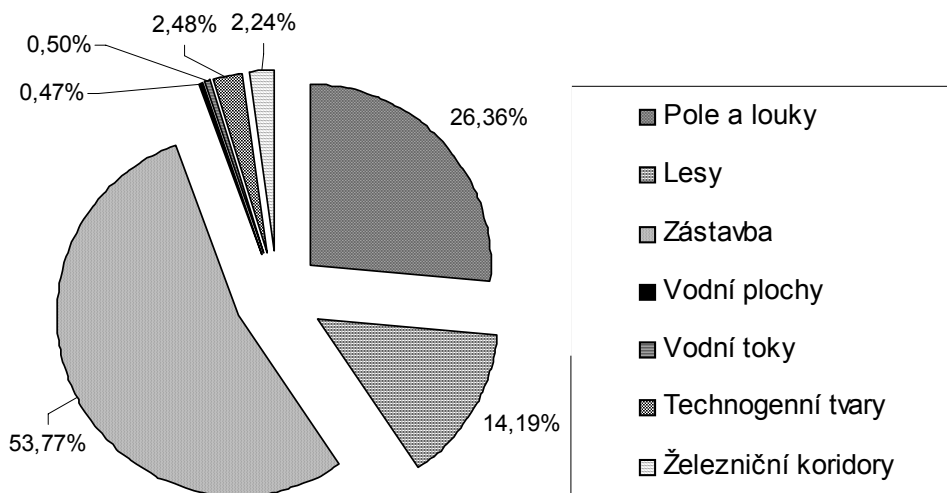
¹ Doc. Ing., Ph.D. Hornicko geologická fakulta, VŠB-Technická univerzita Ostrava, tř.17.listopadu, 708 33 Ostrava-Poruba, Tel: +420/596993505, E-mail: marian.marschalko@vsb.cz

² Prof. Ing., CSc., Hornicko geologická fakulta, VŠB-Technická univerzita Ostrava, tř.17.listopadu, 708 33 Ostrava-Poruba, Tel: +420/596995520

³ Prof. Ing., CSc., Hornicko geologická fakulta, VŠB-Technická univerzita Ostrava, tř.17.listopadu, 708 33 Ostrava-Poruba, Tel: +420/596994168



Obr.1 Procentuální podíl krajinných prvků ve sledovaném území v roce 1946



Obr.2 Procentuální podíl krajinných prvků ve sledovaném území v současnosti

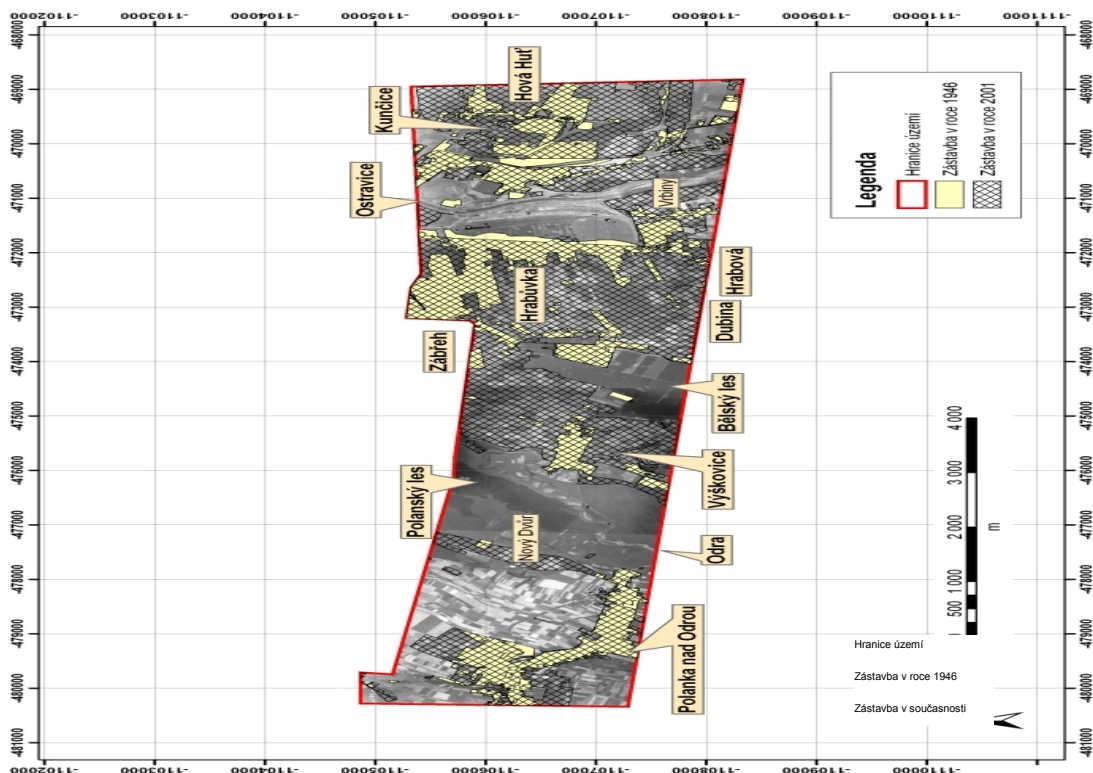
Změny zástavby

Úvod

Do zástavby byly při vektorizaci zahrnuty plochy zastavěné především bytovou, občanskou a průmyslovou výstavbou. V roce 1946 činila zástavba 5,38 km² (obr.3), což je 20,12 % ze sledovaného území. V současnosti byla rozloha zástavby v zájmovém území již 14,38 km², což je v 53,77 % území. Její plocha se tedy zvětšila o 9 km², to znamená nárůst zastavěné plochy o 167,22 %. Zastoupení zástavby v celkové ploše území narostlo o 33,64 %. Zastavěné plochy přibýlo zejména na úkor plochy polí a luk. Nejvíce se na tom podílela výstavba sídlišť Hrabůvka a Výškovice v 60. a 70. letech 20. století.

Na sledovaném území se veškerá zástavba z roku 1946 rozšířila nebo byla nahrazena novou rozsáhlejší. V Polance nad Odrou (dále jen Polanka) je změna patrná v její severní části a v jižní části. Většina původní zástavby Polanky zůstala zachována. Další přírůstek zástavby byl zaznamenán východně od Polanky v oblasti Nový Dvůr. Ostatní zástavba v zájmovém území byla zcela nahrazena

a rozšířena sídliště (Výškovice, Hrabůvka, Dubina) nebo průmyslovými zónami (Nová Huť, Vrbiny). Mezi dochované části původní zástavby patří například bývalé sídliště Stalingrad (dnes součást Hrabůvky), domy ve Výškovickém údolí, část Hrabové vyskytující se ve sledovaném území a rodinné domy a průmyslové objekty v okolí železniční stanice Ostrava-Kunčice, ulice Frýdecká v Kunčicích apod.



Obr.3 Změny zastavěné plochy zobrazené na leteckých snímcích z roku 1946

Historický vývoj zástavby Ostravy (širší zájmová oblast)

V důsledku průmyslového rozmachu od 30. let 19. století začala prosperovat nejen Moravská Ostrava, ale i řada sousedních obcí (zejména Přívoz, Vítkovice, Hrušov, Slezská Ostrava). Počet obyvatel jen v Moravské Ostravě vzrostl z 1 700 v roce 1829 na téměř 14 000 v roce 1880. V roce 1910 měla Moravská Ostrava 37 000 obyvatel. Stavební vývoj města byl velmi překotný, chaotický a bezplánovitý. V obytných čtvrtích vznikaly průmyslové podniky, doły a dělnické kolonie. Nutnost co nejrychleji vybudovat moderní komunální infrastrukturu (vodovod, kanalizaci, veřejné osvětlení, hromadnou dopravu aj.) vedla k velkému zadlužení města. Po vzniku ČSR v roce 1918 si Moravská Ostrava díky průmyslu a dolům uchovala své významné hospodářské postavení a pomalu se přetvářela ve středisko správní, společenské i kulturní. Byla zahájena jednání o sloučení Moravské Ostravy s okolními obcemi, které vyvrcholilo v roce 1924 vznikem tzv. Velké Ostravy - připojením Přívozu, Mariánských Hor, Vítkovic, Hrabůvky, Zabřehu a Nové Vsi. Počet obyvatel velkoměsta dosáhl 100 000. Prosperitu a růst města výrazně zbrzdila hospodářská krize v roce 1929, která trvala až do konce 30. let. V roce 1941 bylo území Ostravy rozšířeno o 12 obcí. Připojeny byly: Slezská Ostrava, Heřmanice, Hrušov, Muglinov, Michálkovice, Radvanice, Kunčice, Kunčičky, Výškovice, Stará Bělá, Nová Bělá a Hrabová. Počet obyvatel překročil 200 000. V letech 1949 - 1952 v Ostravě-Kunčicích vznikl nový průmyslový komplex pod názvem Nová huť Klementa Gottwalda. Docházelo ke značné devastaci životního prostředí, město trpělo vysokou prašností a průmyslovými exhalacemi. Příliv pracovních sil si vynutil rozsáhlou výstavbu nových sídlišť, která v průběhu následujících

desíletí vyrůstala v Zábřehu, Porubě a v dalších okrajových obcích. Centrum města chátralo a bylo postiženo řadou necitlivých asanací. Výstavba sídlištních celků vedla k rozšiřování města o další obce. V roce 1957 o Porubu, Pustkovec, Svinov, Třebovice. V roce 1960 o Bartovice, Hrabovou a Martinov. V roce 1966 o Výškovice. V roce 1975 byly přičleněny: Nová Bělá, Stará Bělá a Proskovice. Slučovací proces byl dokončen o rok později připojením obcí Antošovice, Hošťákovice, Koblov, Krásné Pole, Lhotka, Petřkovice, Plesná a Polanka nad Odrou. Počet obyvatel překročil 330 000 (elektronický odkaz 6).

Druhá světová válka a osvobozovací boje zanechaly ve městě a v sousedních slezských obcích dnešní Ostravy citelné stopy, bylo zasaženo téměř 20% všech domů. K rozmachu investiční činnosti po osvobození v roce 1945 přispěla skutečnost, že ve válečném období byla výstavba města silně omezena. Stavební kapacity byly za války využívány hlavně pro rozvoj a údržbu průmyslových objektů. V roce 1946 byly odstraněny válečné trosky a celkem bylo odvezeno na určené plochy 68 000 m³ sutin. V Polance nad Odrou bylo zničeno 27 domů, 192 jich bylo těžce a 250 lehce poškozeno.

Komunistický převrat v roce 1948 je významným mezníkem, který podstatně ovlivnil současnou tvář města. Největší válečnou stavební akcí byl tzv. Südbau – jižní závod Vítkovických železáren v Kunčicích. V roce 1949 byla zahájena výstavba největšího hutního závodu v republice – Nové hutě v Ostravě-Kunčicích. Bytová výstavba se řídila prvním hospodářským plánem (dvouletka). Převážnou část v té době postavily Vítkovické železárny při stavbě Jubilejní kolonie v Hrabůvce a Šídlovce v Hrabové. OKD se podílely rozptýlenou výstavbou např. pro doly Jeremenko a Šalamouna. V roce 1947 byla zahájena výstavba sídliště v Zábřehu n. O., které bylo později přejmenováno na sídliště Stalingrad. V uvedeném sídlišti bylo do roku 1953 postaveno kolem 3 400 bytů. Pak byla soustředěná výstavba v tomto sídlišti přerušena na základě změny stanovisek báňských odborníků k předpokládaným vlivům důlní činnosti v této oblasti. Celostátní orientace ekonomiky na budování těžkého průmyslu znamenala pro Ostravu mohutnou výstavbu klíčových odvětví těžby uhlí, hutního, strojírenského a později i chemického průmyslu. Ostravský průmysl potřeboval pracovní síly a tak přicházelo do Ostravy mnoho nových obyvatel, což mělo za následek rozsáhlou výstavbu bytů (Jiřík, 1971, 1993).

V 50. letech na území města začal vyrůstat rozsáhlý průmyslový komplex Nové huti, který si vynutil asanaci původního osídlení. V tomto období se zvolna začalo rozšiřovat sídliště Hrabůvka. Městskou hromadnou dopravu v Ostravě zajišťoval od 1. 1. 1949 komunální podnik Dopravní podnik města Ostravy. Zvýšené přepravní nároky byly zajišťovány novými tramvajovými tratěmi na sídliště Stalingrad v Zábřehu n. O. (r. 1951), na Novou huť v Kunčičkách n. O. (r. 1953), zdvoukolejením nejfrekventovanějších tratí, zavedením trolejbusové dopravy atd. Odvaly z dolů byly soustřeďovány do Heřmanic, Zárubku ale i Hrabové. Kromě mohutného rozvoje hutního průmyslu byly projektovány drobnější investice lokálního významu. Např. v oblasti Polanky to byl sklad ovoce a zeleniny, zařízení silničních závodů, skládka sypkých hmot a Kovošrot. V Hrabové to bylo soustředění komunálních závodů a závodů stavebnictví a v Kunčicích Vítkovické stavby a Technoplyn. V roce 1952 se začaly zpracovávat územní plány prvních obvodů Poruby. V letech 1958 – 1963 docházelo k rozptýlené formě zástavby (Jiřík, 1971), (Bartoň, 1985), (Jiřík, 1993).

Druhý nejkoncentrovanější sídelní obvod (po Porubě, dostavěné mezi lety 1965 – 75) vznikl na jihu Ostravy jako Jižní Město, přičemž výstavba v tomto území probíhala již od roku 1947. Jeho základem jsou sídliště Zábřeh, Bělský les, Výškovice, Letiště, Hrabůvka a Hrabová. Od roku 1961 vzrůstalo zalidnění Jižního Města průměrně o 4 000 obyvatel ročně. Urbanistická příprava výstavby území, které je ohraničeno Polaneckou spojkou, Místeckou ulicí, Starou a Novou Bělou, začala v letech 1962 – 1963. Dané území bylo navrženo pro 180 000 obyvatel. Kompozičním prvkem území je masív 120 ha Bělského lesa, který měl tvořit jádro obytného sektoru. V roce 1968 byla zahájena dostavba Výškovic. Výškovou dominantou Výškovic, které patřily až do 2. světové války k nejmenším obcím současné Ostravy, je od roku 1892 kostel Nanebevzetí Panny Marie. V těsné návaznosti je kolonie dělnických domů. Dnes se tyto domy úspěšně rekonstruují a revitalizují. V letech 1967 – 1970 byly Výškovice dopravně propojeny se Zábřehem přemostěním výškovického

údolí. Na ploše bývalého letiště proběhla v roce 1966 – 69 výstavba sídliště Nová Klegova. V té době byla také zahájena výstavba sídliště Letiště. V 60. letech probíhala také výstavba i v jiných částech Ostravy, např. sídliště Fifejdy, Jindřiška, Šalamouna, Kamenec, Mariánské Hory atd. V 60. a 70. letech také pokračovala výstavba Nové Huti (tehdejší NHKG) a Vítkovických železáren (Jiřík, 1971), (Bartoň, 1985), (Korbelářová, 2000).

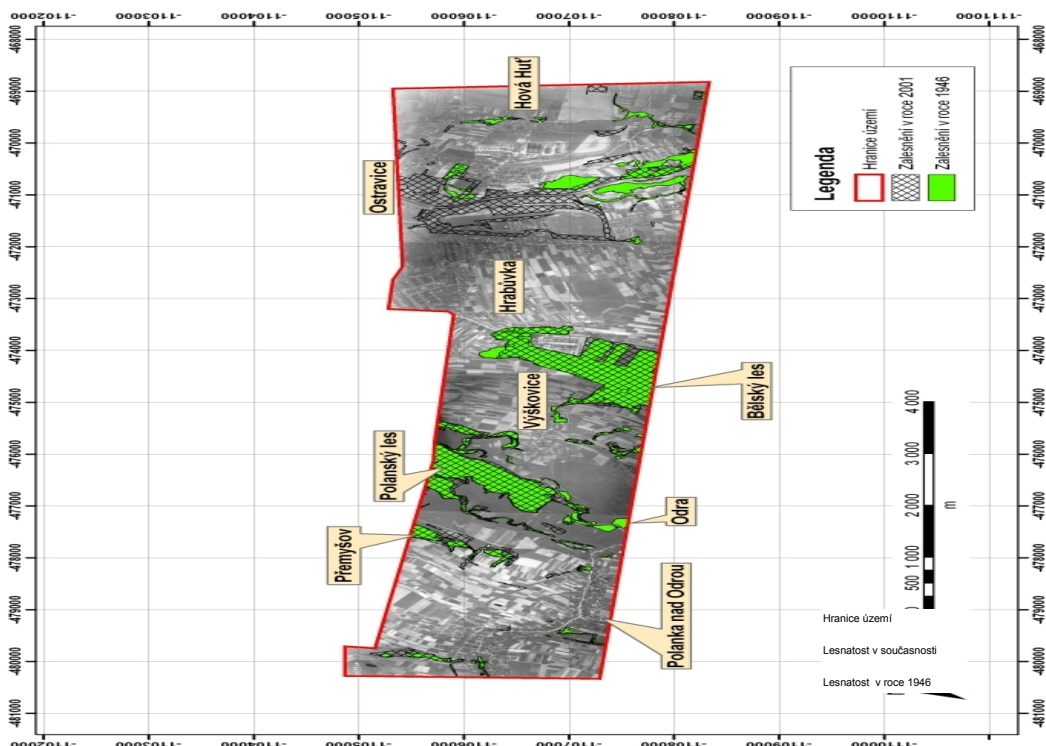
V roce 1971 se započalo s rekonstrukcí Bělského lesa na veřejnou zeleň. V tomto období nadále probíhala výstavba jak v Jižním Městě tak i v jiných částech Ostravy. V Jižním Městě to bylo hlavně obchodní středisko a poliklinika v sídlišti Letiště III. v průběhu let 1973 – 75, dále byly asanovány zchátralé objekty pily na ulici Místecké a postaveno kino Luna, které bylo otevřeno v roce 1972. Mimo masovou výstavbu uniformních panelových sídlišť byly také stavěny řadové rodinné domky, např. v letech 1971 – 1974 bylo postaveno 270 řadových domků na výškovické terase v sídlišti Zábřeh (Bartoň, 1985). Na přelomu 70. a 80. let se stále intenzivně rozšiřovala sídlištní zástavba jak východně (Hrabůvka), tak i západně (Výškovice) kolem Bělského lesa.

Celá oblast Jižního města byla postupně zastavována od severu. Jako poslední se dostavovalo v 80. a 90. letech sídliště Dubina I, Dubina II a Dubina III. Z nich je ve sledovaném území pouze sídliště Dubina I. Sídliště Dubina III ještě postaveno není. V devadesátých letech se již prováděly často jen rekonstrukce domovních fasád a probíhala spíše výstavba rodinných domků.

Změny zalesnění

Při vektorizaci základních map měřítka 1:10 000 byly do krajinného prvku „les“ (obr.4) zahrnuty veškeré zalesněné plochy, včetně lesní půdy, kosodřeviny a křovinatého porostu podle klasifikace mapových značek ČSN 01 3411 Mapy velkých měřítek. Při vektorizaci leteckých snímků z roku 1946 však byly započítány pouze plochy viditelně zalesněné nebo s křovinatým porostem. Takto mohly při porovnávání zalesněné plochy na leteckých snímcích a mapách vzniknout nepřesnosti, které jsou však zanedbatelné.

V roce 1946 činily zalesněné plochy 2,82 km², což je 10,55 % sledovaného území. V současnosti se plocha změnila na 3,79 km², což je již 14,19 % území. V období od 1946 do současnosti tedy přibýlo 0,97 km² zalesněných ploch, což znamená nárůst o 34,52 %. Zastoupení zalesněné plochy v celkové ploše území narostlo o 3,64 %. Zalesněných ploch v zájmovém území přibýlo zejména rekultivací odvalů.



Obr.4 Změny zalesněné plochy zobrazené na leteckých snímcích z roku 1946

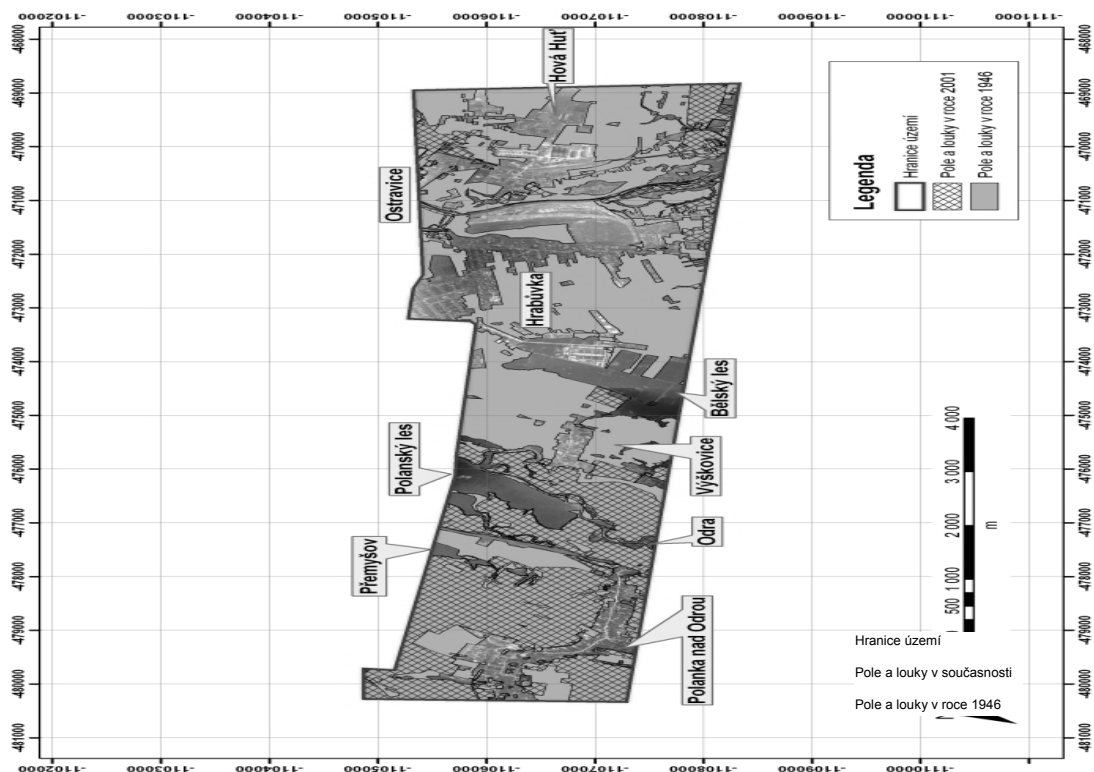
Ve sledovaném území přibýlo lesnatých ploch zejména díky rekultivaci odvalu Vítkovických železáren na levém břehu řeky Ostravice (na topografické mapě specifikován jako „Na Haldě“) a odvalu na pravém břehu řeky Ostravice. Rekultivace těchto ploch je nebo byla provedena zalesněním. Územní plán města Ostravy zobrazuje tyto plochy (červená přerušovaná čára) zalesněné. Další rozšíření zalesnění proběhlo v severní části Polanky nad Odrou a v oblasti Přemýšov mezi řekou Odrou a Polankou. Také se mírně rozrostl Polanský les v CHKO Poodří. Bělský les, který se rozkládá na ploše 160 ha katastru Staré Bělé a Výškovic, se nijak výrazně nezměnil. Úbytek v jeho severní části je kompenzován zalesněním ve východní části. Podle zachovaných archivních dokladů byl Bělský les v 17. století lesem jedlovým s hojným výskytem buku, dubu a lípy. Koncem 18. století se upouští od toulavých těžeb jednotlivých stromů a začíná se hospodařit pasečně. Na vykácené lesní plochy - paseky - bylo vyséváno semeno jehličnatých dřevin spolu se semenem břízy na ochranu před sluncem a mrazem. V roce 1935 bylo v Bělském lese vybudováno jímací a vodárenské zařízení pro zlepšení zásobování pitnou vodou. Záběr severovýchodní části Bělského lesa pro vojenské účely těsně před druhou světovou válkou vedl ke snížení jeho plochy. Rekreační funkce Bělského lesa začala nabývat na významu od počátku 20. století spolu s rozvojem města a nárůstem počtu obyvatel. Les byl stále více navštěvován, přibývalo organizovaných akcí různých společenských a sportovních organizací. Soustavná a cílevědomá podpora rekreační funkce lesa byla zahájena v 70. letech. Severní část lesa, bezprostředně navazující na bytovou zástavbu, byla upravena na lesopark s dětským hřištěm. Zalesnění v jižní části území kolem řeky Ostravice ubylo oproti roku 1946 na úkor výstavby průmyslových objektů v oblasti Vrbiny v obci Hrabová (elektronický odkaz 4).

Změny krajinného prvku pole a louky

Do plochy krajinného prvku polí a luk (Obr.5) byly zahrnuty všechny pole, louky a pastviny. V roce 1946 zabíraly pole a louky v zájmovém území 17,31 km², což je 64,73 % území. V současnosti zabíraly 7,05 km², což je pouze 26,36 % plochy území. Plochy polí a luk tedy ubylo o 10,26 km² a to je úbytek o 59,27 %. Zastoupení tohoto prvku v celkové ploše území se zmenšilo o

38,36 %. Tento úbytek polí a luk je zapříčiněn především rozsáhlou výstavbou sídlišť Hrabůvka a Výškovice v 60. a 70. letech 20. století. Dále také rozšířením Nové Huti, zástavby na pravém i levém břehu řeky Ostravice a haldy na levém břehu Ostravice. V západní části území pak ubylo tohoto prvku rozšířením železniční stanice v oblasti Nový Dvůr a zástavbou Polanky nad Odrou.

Původní zemědělská krajina byla tvořena vesnicemi a poli. Vesnice měly různé půdorysné formy, od dvorcových vsí, přes vsi s obdélníkovou návší až po silnicové vsi. Právě silnicové vsi jsou typické pro sledovanou oblast, přičemž domy a statky byly uspořádány kolem jedné hlavní cesty procházející vesnicí. Přibližně kolmo k této cestě vedlo vždy od určitého statku dlouhé a úzké pole. Toto charakteristické rozdělení krajiny se často zachovalo a promítá se do tvaru dnešních sídlišť. Některé vesnice zcela zanikly pod novými sídlišti, jako například Hrabůvka, ale některé se částečně zachovaly a vtiskly svou charakteristickou parcelaci nové zástavbě.



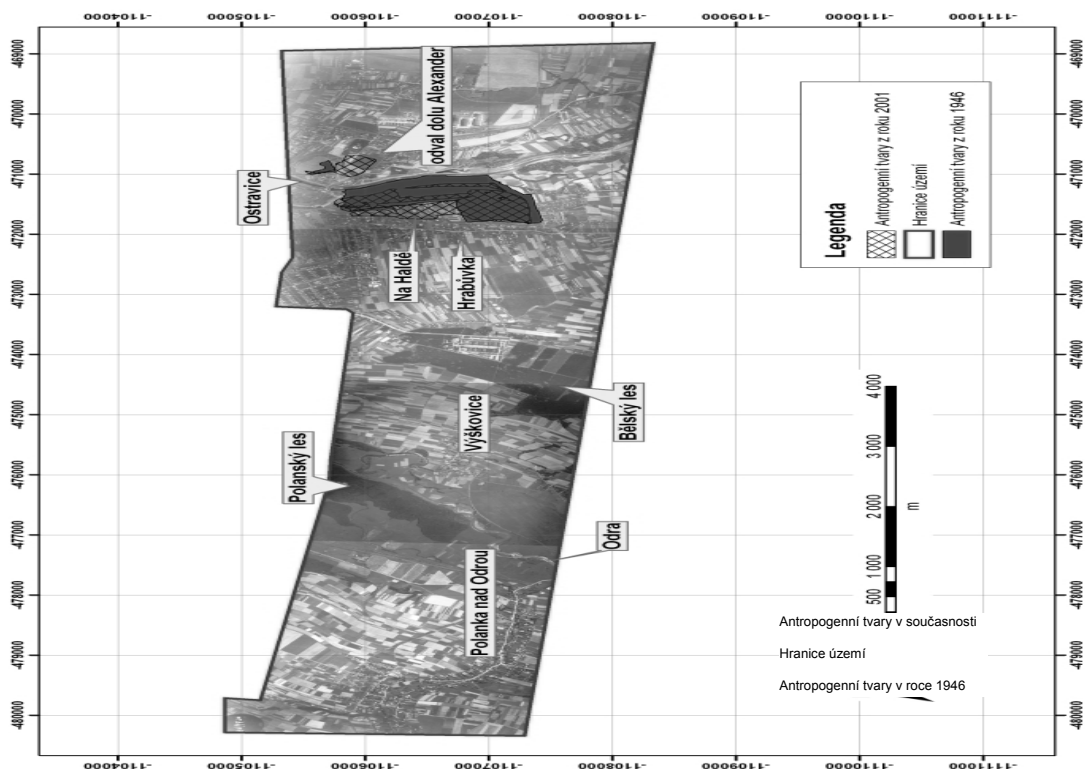
Obr.5 Změna v krajinném prvku pole a louky zobrazené na let. snímcích z roku 1946

Změny antropogenních tvarů

Do tohoto prvku (obr.6) byly zahrnuty odvaly, haldy, kalové nádrže, výsypky, skládky a protipovodňové hráze. Rozloha těchto prvků v roce 1946 tvořila ve sledovaném území 0,78 km², což je 2,93 % území. V současnosti se rozloha těchto prvků zmenšila na 0,66 km² a zabírala tak 2,48 % území. Tento pokles o 0,12 km² je způsoben zejména rekultivacemi odvalů a znamená tak především nárůst lesnatosti. Zastoupení technogenních tvarů v celkové ploše území ubylo o 0,45 %.

V zájmovém území se vyskytují dvě haldy. Halda po levém břehu řeky Ostravice, specifikovaná na topografické mapě jako „Na Haldě“, patří Vítkovickým železárnám a je částečně rekultivována zalesněním (obr.7,8). Původně patřila Vítkovickému kamenouhelnému těžířstvu pod nějž spadaly Vítkovické železárny, důl Doubrava, Jeremenko atd. Proto je složena z nejrůznějších návozů jako struska, důlní hlušina, odpady, vyzdívka z vysokých pecí atd. Tato halda stále v určitých místech prohořívá a proto má toto místo sníženou využitelnost. Druhá halda leží po pravém břehu

Ostravice a je z větší části zalesněná. Tento odval dolu Alexander je tvořený především důlní hlušinou.



Obr.6 Změny antropogenních tvarů zobrazených na leteckých snímcích z roku 1946



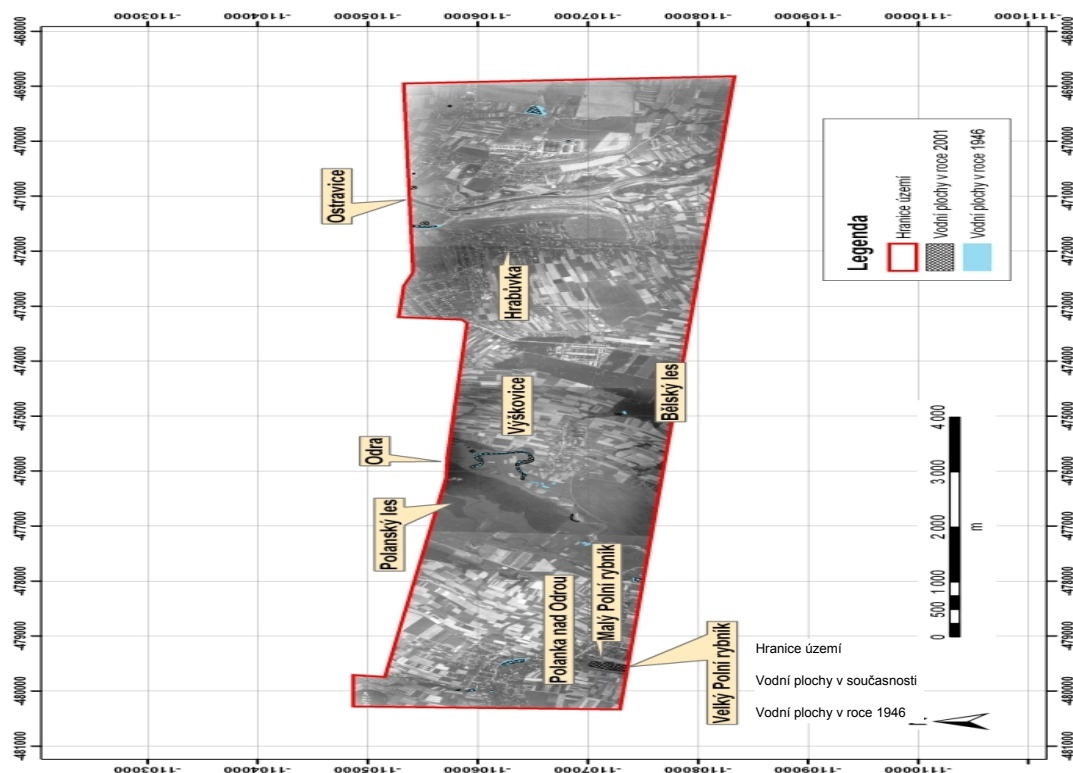
Obr.7 Pohled na Hrabůvku s haldou „Na Haldě“ směrem k řece Ostravici v 80. letech 20. stol.
(elektronický odkaz 1)



Obr.8 Území „Na Haldě“ v roce 2006, vlevo pohled od ulice Místecké, vpravo povrch haldy

Změny vodních ploch

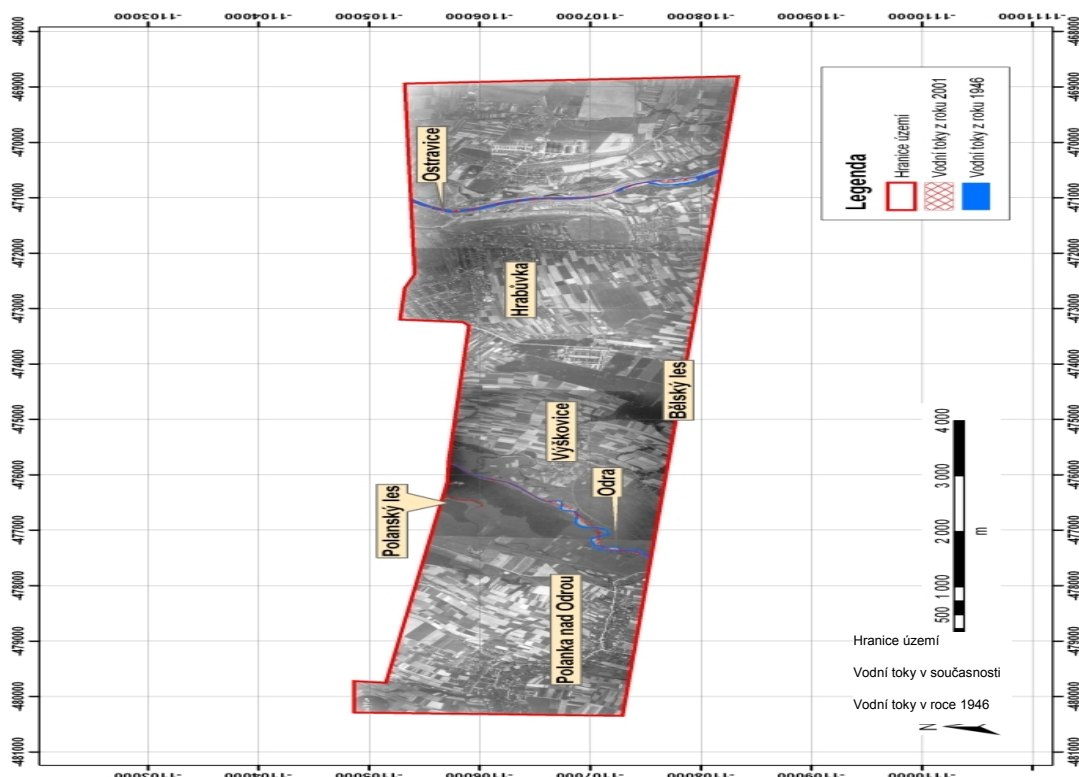
Do tohoto prvku byly zahrnuty všechny vodní plochy, včetně rybníků, jezer a vodních nádrží. V roce 1946 činila rozloha vodních ploch ve sledovaném území 0,08 km², což je 0,29 % ze sledovaného území (obr.9). V současnosti činila rozloha 0,12 km², což je 0,47 % území. Vodní plochy vzrostly o 0,05 km² a to znamená nárůst o 59,14 %. To je zapříčiněno zejména díky rozvoji rybníků v okolí Polanky nad Odrou. Ve sledovaném území je to Malý Polní Rybník a Velký Polní Rybník.



Obr.9 Změny vodních ploch zobrazených na leteckých snímcích z roku 1946

Změny vodních toků

Do prvku vodních toků (obr.10) byly započítány všechny povrchové vodní toky nad 5 metrů šířky. V zájmovém území se takové vyskytují dva, Odra a Ostravice. V roce 1946 činila jejich plocha na sledovaném území 0,18 km², což je 0,69 % z tohoto území. V současnosti byla jejich rozloha 0,13 km², což je 0,5 % z území. Plochy tohoto prvku tedy ubylo o 0,05 km² a to je úbytek o 26,67 %. To je důsledek především napřimování toků. V letech 1955 – 1960 probíhal průzkum pro napřimění toků, v letech 1960 – 1966 vznikaly projekty pro tuto činnost a v letech 1970 – 71 byly stavěny jezy na Odře.



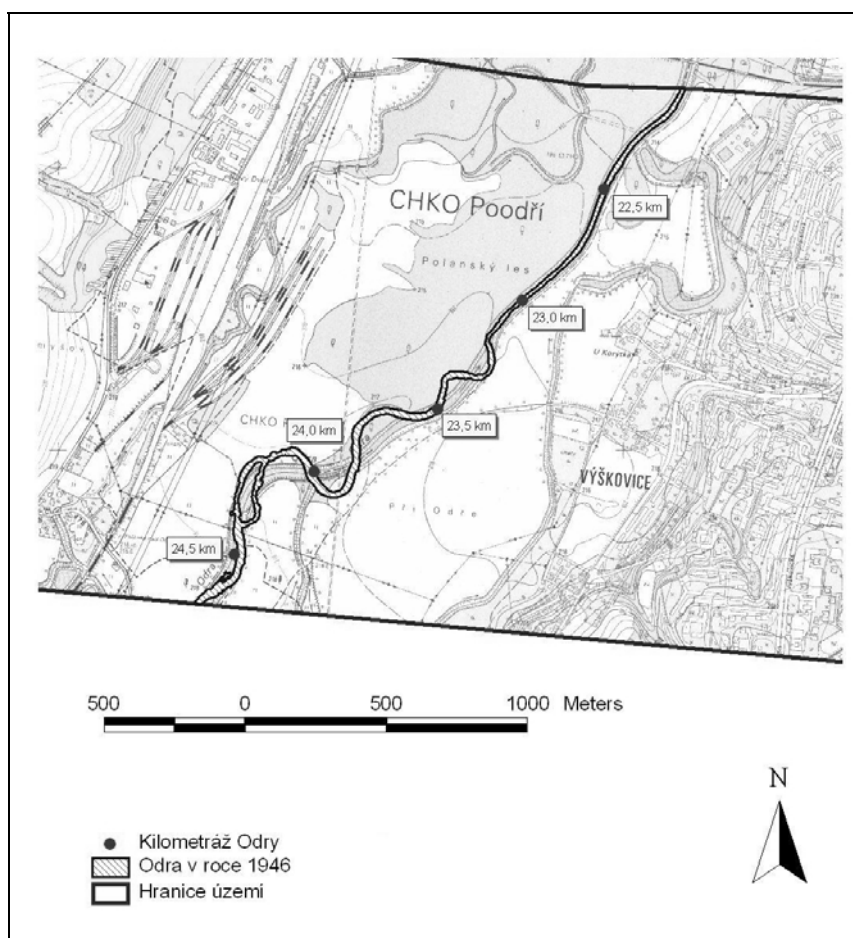
Obr.10 Změna hlavních vodních toků zobrazených na leteckých snímcích z roku 1946

Zájmovým územím protéká kromě řek Odry a Ostravice mnoho drobnějších vodních toků jako např. potok Polančice protékající Polankou nad Odrou. Jejich celková délka na území ubyła v období 1946 a současnost o 6,17 km. Stav v roce 1946 byl 29,14 km a v současnosti je 22,97 km. Příčinou tohoto úbytku je jednak regulace toků a také v ukrývání menších toků pod zemský povrch. V oblastech sídlišť jsou takto skryty části drobných toků. Regulace vodních toků znamená likvidaci březních porostů, zpevňování břehů a dna, napřimování toků, změny profilu a šířky koryta, budování protipovodňových hrází atd. Napřimování toků je patrné více u řeky Odry (tab.1). Tento jev je způsoben antropogenní činností a je příčinou ztráty přirozených meandrů řeky a omezení schopnosti řeky meandrovat (obr.11). To má negativní vliv jak na okolní faunu a flóru, které tak ztrácí přirozená stanoviště, tak na člověka, který je ohrožen většími záplavami. Důsledky regulace se také projevují zrychleným odtokem, což dále ovlivňuje snížení vodní hladiny a hladiny podzemní vody. Nedostatek vody negativně působí na okolní lesy, ve sledovaném území je takto ovlivněn například Polanský les. Rychlejší odtok vody snižuje samočisticí schopnost řeky, protože znemožňuje řádný průběh čistících procesů. Důležité jsou také porosty kolem řek, které mohou tvořit jak biokoridory tak biocentra. Zadržují vodu, zpevňují břehy, tvoří úkryty pro živočichy a stíní. Důsledkem regulace jsou v neposlední řadě změny ve světelném a teplotním režimu řeky.

Tab.1 Tabulka porovnání délek řek v období 1946 a současnost

Řeka	Délka v roce 1946 [m]	Délka v současnosti [m]	rozdíl [m]
Odra	3372,01	2667,94	-704,07
Ostravice	3068,1	3002,72	-65,38

Řečištní index (CI) je indexem všech ohybů toku (Buzek, 1979). Vzorec pro řečištní index je $CI = \frac{CL}{VZ}$, kde CL je délka koryta (km) a VZ je přímá vzdálenost počátečního a koncového bodu daného toku (km). Čím je tento index více roven jedné, tím je řeka přímější a méně meandruje. Řečištní index Odry byl v roce 1946 CI = 1,351. V současnosti pak byl CI = 1,073. Toto snížení indexu o 0,278 je výrazným ukazatelem napřímění tohoto toku.



Obr.11 Výřez ze současné topografické mapy demonstrující zkrácení řeky Odry a ztrátu meandrů

Vliv poddolování

Zájmové území představuje oblast která byla ovlivňována v sledovaném období 1946 do současnosti hornickou činností především tvorbou poklesové kotliny. Hornická činnost již skončila, proto je území vhodné na sledování změn krajiny, které v něm v tomto období proběhly.

Obecně se těžba neobejde bez vlivů na životní prostředí. Způsob a intenzita ovlivnění krajiny jsou závislé na druhu dobývané suroviny, způsobu dobývání a jeho intenzitě, soustředění těžebních

provozů na určitém územním celku, geologických podmínkách uložení ložiska, morfologii postiženého území atd. Ovlivněny jsou zpravidla všechny hlavní složky přírodního prostředí jako půda, voda a vzduch. Současně, zejména v oblastech soustředěné těžby, je postižena krajina jako celek, vzniká tzv. hornická krajina. Dochází zde k výrazným změnám geomorfologie, půdního fondu, zeleně, ovzduší, hydrogeologie a ostatních biotických částí krajiny. Nejintenzivněji je postižena půda, v menší míře voda ale také vzduch. Hlubinná těžba se projevuje na povrchu dvěma typickými prvky. Jsou to odvaly hlušin a pohyby, deformace vyvolané poddolováním. Odvaly hlušin působí negativně na krajinu a životní prostředí v několika směrech. Jsou netypickým geomorfologickým útvarem v krajině. Jsou také zdrojem prašnosti jak prvotní, tak i druhotné. V některých případech, kdy dojde k jejich vznícení, jsou i zdrojem exhalací znečišťujících ovzduší. Odvaly zabírají obvykle úrodnou půdu. Jejich asanace a rekultivace je obtížná, závisí na tvaru odvalu a jeho rozloze. Druhým typickým prvkem jsou pohyby a deformace terénu vyvolané poddolováním. Pohyby poddolovaného území způsobují:

- a) výraznou, dlouhodobou a plošně rozsáhlou destrukci reliéfu, krajiny, sídel, inženýrských sítí, komunikací, v místech poklesových kotlin se koncentrují nebezpečné skládky průmyslových nebo komunálních odpadů,
- b) nevratné změny režimu podzemních i povrchových vod, vznik bezodtokových zaplavených poklesových kotlin, změny toků řek a potoků a jejich spádových křivek, změny spádových poměrů v kanalizačních sítích,
- c) poškození a destrukce půdního profilu.

Do zájmového území zasahují dobývací prostory, Paskov – západ, Ostrava a Šverma, které jsou utlumené od roku 1989. V zájmové oblasti byly sledovány poklesy způsobené poddolováním ve dvou časových intervalech. První interval je pro období 1961 – 1989 a druhý 1961 – 1999 (obr.12, 13, 14, 15). Největší projevy poddolování se vyskytují Hrabůvce a Kunčicích. Mezi těmito městskými obvody se také nachází maximální poklesová izolinie, která má hodnotu 100 cm. Území od Bělského lesa na západ nebylo poklesy způsobenými poddolováním ovlivněno.



Obr.12 Izolinie poklesů v letech 1961-1989 a dobývací prostory zobrazené na leteckých snímcích z roku 1946



Obr.13 Izolinie poklesů v letech 1961-1989 a dobývací prostory zobrazené na současných topografických mapách



Obr.14 Izolinie poklesů v letech 1961-1999 a dobývací prostory zobrazené na leteckých snímcích z roku 1946



Obr.15 Izolinie poklesů v letech 1961-1999 a dobývací prostory zobrazené na současných topografických mapách

ZÁVĚR

Metodika provedeného výzkumu byla založena na geografické transformaci v GIS, inteligentní vektorizaci krajinných prvků na základě jejich identifikace, studia archivních materiálů, terénního výzkumu, analýzy a kvantifikaci změn krajinných prvků, kvantifikace projevů hornické činnosti a překryvné analýzy poklesu povrchu.

Na sledovaném území došlo k významným změnám v charakteru krajiny. Nárůst byl zaznamenán u krajinných prvků zástavba, lesy, vodní plochy a pokles u polí a louk, antropogenních tvary vodních toků. Plošně nejrozsáhlejší jsou krajinné prvky: zástavba, pole, louky a lesy. Zástavba se výrazně změnila, přičemž přibyla zejména na úkor plochy polí a luk. V roce 1946 činila zástavba 20,12 % ze sledovaného území a v současnosti 53,77 % území. Její plocha se zvětšila o 9 km², to znamená nárůst zastavěné plochy o 167,22 % a zastoupení zástavby v celkové ploše území narostlo o 33,64 %. Zalesněných ploch v zájmovém území přibýlo zejména rekultivací odvalů. V roce 1946 činily zalesněné plochy 10,55 % sledovaného území a v současnosti 14,19 % území. V období 1946 a současnost tedy přibýlo 0,97 km² zalesněných ploch, což znamená nárůst o 34,52 %. Zastoupení zalesněné plochy v celkové ploše území narostlo o 3,64 %. Naproti tomu úbytek polí a luk byl způsoben především rozsáhlou výstavbou sídlišť Hrabůvka a Výškovice v 60. a 70. letech 20. století. Dále také rozšířením Nové Hutě, zástavby na pravém i levém břehu řeky Ostravice a haldy na levém břehu Ostravice. V západní části území pak ubylo tohoto prvku kvůli rozvoji železniční stanice v oblasti Nový Dvůr a zástavby Polanky nad Odrou. V roce 1946 zabíraly pole a louky 64,73 % území a v současnosti 26,36 % plochy území. Plochy polí a luk tedy ubylo o 10,26 km² a to je úbytek o 59,27 %. Zastoupení tohoto prvku v celkové ploše území se zmenšilo o 38,36 %.

V sledované krajině došlo k významným změnám, které jsou použitou metodikou zdokumentované. Provedená studie je využitelná pro činnost orgánů státní správy, zvláště pro územní plánování. Může být podkladem zejména při činnostech měnících krajinný ráz zájmového území, při povolování staveb, terénních úpravách, projednávání konceptu a návrhu územního plánu, navrhování a změnách zvláště chráněných částí přírody apod.

Příspěvek byl zpracován v rámci řešení grantového projektu GAČR - 105/04/1052.

LITERATURA

- [1] BARTOŇ, M. Ostrava 1945 – 1985 čtyřicet let socialistické výstavby a přestavba města. Ostrava: Moravské tiskařské závody, 1985.
- [2] BUZEK, L. Metody v geomorfologii. Ostrava: Pedagogická fakulta v Ostravě, 1979.
- [3] BYRTUS, J. et al. Ostrava. Ostrava: Osveta, 1980.
- [4] DIRNER, V. et. al. Ochrana životního prostředí, Základy - technologie, plánování, ekonomika, právo a management. Praha: Ministerstvo životního prostředí České republiky, 1997. ISBN 80-7078-490-3
- [5] JIŘÍK, K. et al. Ostrava socialistická. Profil, 1971.
- [6] JIŘÍK, K. et al. Dějiny Ostravy. 1. vyd. Ostrava: Sfinga, 1993. ISBN 80-85491-39-7.
- [7] KORBELÁŘOVÁ, I., et al. Ostrava 1880 – 1939. 1. vyd. Ostrava: Wart, 2000. ISBN 80-238-5949-8.
- [8] odkaz 1: *Ostrava ve fotografii* [on line]. [citováno 6. 9. 2006]. <http://www.ostrava-foto.cz/scripty/displayimage_pictures_ova.php?title=Minulost%20obvodu%20Ostrava%20-%20Jih&aid=55&stranka=1>
- [9] odkaz 2: Svačina, T. *Českomoravské sdružení pro ochranu přírody* [on line]. c 2000 poslední revize 1.2.2006 [citováno 13. února 2006]. <<http://www.cspop.cz/lesnic/crlesnic/crlesnic.htm>>

- [10] odkaz 3: *Česká informační agentura životního prostředí* [on line]. c 25.10.2005 [citováno 13. 9. 2006]. < [http://www.cenia.cz/www/webapp.nsf/webfiles/files-TT-TT-Les-def.pdf/\\$FILE/TT-Les-def.pdf](http://www.cenia.cz/www/webapp.nsf/webfiles/files-TT-TT-Les-def.pdf/$FILE/TT-Les-def.pdf) >
- [11] odkaz 4: Vrbický, J. *Ostravské městské lesy, s.r.o.* [on line]. [citováno 15. 9. 2006]. <<http://www.ostravskelesy.cz/index.php?menu=ba>>
- [12] odkaz 5: *Mapový server magistrátu města Ostravy* [on line]. c 3.8.2005 [citováno 24. 9. 2006]. < <http://gisova.mmo.cz/> >
- [13] odkaz 6: *Oficiální stránky statutárního města Ostravy* [on line]. [citováno 6. 10. 2006] < <http://www.mmo.cz/ostrava/dejiny.html> >

Reviewer: Doc. Ing.arch. Josef Šamánek,CSc.

**Sborník vědeckých prací
Vysoké školy báňské – Technické univerzity
Ostrava**

řada stavební

č. 1 – 2006

© Vydala Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava
Vytisklo Ediční středisko VŠB-TU Ostrava
Publikace č.1-2006/FAST

Náklad: 150 ks

Odpovědný redaktor:
Doc. Ing. Alois Materna, CSc., MBA.

Vydání I.

Za obsah článků odpovídají jednotliví autoři.

ISBN 80-248-1248-7
ISSN 1213-1962