

DEFORMACE POVRCHU TERÉNU A BUDOV ZPŮSOBENÉ RAŽENÍM MĚLKÝCH TUNELŮ – 1. ČÁST

DEFORMATIONS OF GROUND SURFACE AND BUILDINGS CAUSED BY SHALLOW TUNNEL EXCAVATION – PART 1

TOMÁŠ EBERMANN, ONDŘEJ HORT, VLADIMÍR KRÍSTEK, ALEXANDR ROZSYPAL

1. ÚVOD

Při výstavbě mělkých tunelů ve městech dochází k jejich střetům se stávající nadzemní zástavbou a inženýrskými sítěmi. Ražba tunelu, tak aby vždy byla úplně dodržena deformační kritéria platná pro nové budovy i inženýrské sítě, které se nad nimi nacházejí, by si však vyžádala zcela mimořádné náklady.

Ekonomičtější je připustit určité deformace těchto objektů během jejich podcházení podzemní stavbou a poté jejich případné zasanování do původního stavu.

Základní otázkou přitom zůstává spolehlivá předpověď jejich deformací během ražeb dotyčných podzemních děl.

Ještě důležitější je stanovení spolehlivých deformačních mezí, které je možné ještě připustit, aniž by došlo k narušení statické funkce objektů. Kritéria pro nové stavby jsou nevhodná, protože jsou navržena tak, aby nevznikala ani vzhledová poškození ani krátkodobá poškození funkčnosti. Takové typy škod lze často, při krátkodobém podcházení povrchových staveb podzemní stavbou, za určitých podmínek krátkodobě připustit.

Je přitom ovšem třeba zamezit nevratné ztrátě statické únosnosti a ekonomické náklady na sanaci částečného poškození staveb způsobené ražbou tunelu musí být podstatně nižší, než náklady na preventivní zajištění náročných deformačních kritérií platných pro nové stavby.

Základní otázky tedy zní, jaké jsou takové maximálně možné přípustné deformace, s jakou spolehlivostí je možné je předvídat a jak je kontrolovat a zajišťovat během ražeb? Tyto otázky se řeší v rámci grantu GAČR 103/09/2016 Stavební konstrukce ovlivněné podzemní činností – predikce vývoje namáhání přetvoření a porušení.

2. VÝZNAM POKLESOVÝCH KOTLIN A JEJICH OVLIVŇOVÁNÍ TECHNOLOGIÍ RAŽBY

2.1 Vznik poklesových kotlin

Při ražbě mělkých tunelů přetváření hornin v okolí výrubu obvykle dosahuje až k povrchu terénu. Průběh poklesové kotliny, která tak vzniká, má zásadní vliv na přetváření či dokonce stabilitu stavebních objektů nacházejících se v jejím dosahu. Tvar poklesové kotliny závisí na řadě vlivů. Některé z nich jsou částečně nebo úplně v rukou projektanta či zhotovitelé firmy provádějící ražbu, jiné ovlivnit nelze.

K vlivům, které lze v určitém rozsahu měnit v době projektu, patří zejména průměr tunelové trouby, hloubka tunelové trouby pod terémem a technologie ražeb. V případě dvojice rovnoběžných tunelů i jejich vzdálenost mezi nimi.

K vlivům, které měnit nelze, patří především vlastnosti přítomných hornin, původní napjatosti, původní vodní režim a trasa tunelu, pokud je vynucená dopravním řešením. V určitém rozsahu je možné zlepšovat vlastnosti hornin injektáží, kotvami, svorníky, odvedením vody apod.

K technologickým faktorům, které při konvenčním tunelování ovlivňují průběh poklesové kotliny, patří zejména způsob členění čelby při ražbě. Svislá členění dávají výrazně menší rozsah svislých sedání povrchu území. Důležitá je také rychlost a plynulost ražby. Čím rychlejší jsou postupy, tím menší jsou zpravidla i přetvoření. S tím souvisí i doba mezi ukončením záběru a zhotovením primárního ostění. Samozřejmostí je zachovávání technologické kázně při ražbě, při zlepšování vlastností hornin v okolí výrubu, při sanační injektáži a při kotvení. Pro zvýšení účinnosti primárního ostění je třeba dosáhnout toho, aby nadvýlomy byly co nejmenší. Pokud se provádí jehlování a krátké kotvy, je žádoucí je udělat co nejrychleji po dokončení záběru.

1. INTRODUCTION

When near-surface tunnels are being excavated in cities, they from time to time get into collision with existing buildings and utility services. To ensure the always strict keeping to deformation criteria applicable to new buildings and the utility networks which are found above them, it was necessary to incur additional costs.

It is more economical if we admit certain deformations of these structures during the passage of the tunnel and subsequently restore the structures to the original condition.

A reliable prediction of deformations during the course of the underground excavation remains to be a fundamental question.

Even more important is the determination of reliable deformation limits which are still admissible without disturbing structural integrity of the structures. Criteria for new buildings are unsuitable since they are designed to prevent even visual damage or a short-term disturbance to the functionality. Such types of damage can be often, during short-term passing under surface structures by underground construction operations, in certain conditions, admitted for a short time.

In doing so, it is necessary to prevent an irreversible loss of static load capacity, and the economic cost of repairs of structures partially damaged by the tunnel excavation has to be substantially lower than the cost of preventative securing of the demanding criteria valid for new structures.

Of course, the basic question is: what is the maximum admissible value of deformations, what is the reliability level at which deformations can be predicted and how can they be checked on and prevented during the course of excavation? These questions are being solved within the framework of the GAČR grant project No. 103/09/2016 "Building structures influenced by underground activities – prediction of development of stress, deformation, and damage".

2. SIGNIFICANCE OF SETTLEMENT TROUGHS AND INFLUENCING THEM BY THE EXCAVATION TECHNIQUE

2.1 Development of settlement troughs

When near-surface tunnels are being driven, deformations of ground in the excavation surroundings usually reach up to the ground surface. The curve formed by the settlement trough which develops in this process has a fundamental influence on deformations or even stability of structures found within the reach of the trough. The shape of the settlement trough depends on a variety of effects. Some of them are partially or completely in the hands of the designer or the contractor carrying out the excavation, others cannot be affected.

Among the effects which can be to a certain extent changed during the designing stage there are above all the tunnel tube diameter, the tunnel tube depth under the surface and the tunnelling technique, even the spacing of the tubes in the case of a pair of parallel tunnel tubes.

Among the effects which cannot be changed there are above all properties of the ground to be encountered, the original state of stress, original water regime and the tunnel route if it is required because of the traffic solution. It is possible to improve ground properties to a certain extent by anchors, rock bolts, diverting water etc.

The excavation sequence is the main of the technological factors which affect the development of the settlement trough during conventional excavation. Vertical sequence systems (side drifts and central pillar) provide significantly smaller extent of vertical settlement of the area surface. Excavation speed and fluency are also important. Usually the faster the progress the smaller deformations. The length of the time between the completion of an excavation round and erection of the primary lining is connected with it. Maintaining technological

K dispozici jsou i speciální technologické postupy ražby mající za cíl zmenšovat deformační odezvu horninového masivu na ražbu a zvýšit stabilitu výrubu. (Předstihové zajištění čelby mikropilotovým deštníkem, různé typy injektáže, metoda obvodového vrubu atd.) V měkčích horninách je též často přínosem vyztužení horniny před čelbou systémem vodorovných laminátových kotev. Minimalizace deformační odezvy terénu se dosáhne použitím tunelových štítů.

Skutečný průběh poklesové kotliny je tedy velmi složitý jev. Ve fázi projektu jej lze jen velmi obtížně spolehlivě předpovědět.

2.2 Možnosti předpovědi poklesové kotliny

Lze použít empirických i analytických metod pro stanovení rozsahu poklesové kotliny. Řada z nich vznikla pro potřeby báňského inženýrství.

Přednost je však třeba dát postupům vypracovaným pouze pro použití v tunelovém stavitelství. Některé ze starších z nich uvádí například Szechy (1973). Jiné empirické výrazy pro výpočet sednutí povrchu území nad tunelovou troubou uvádí například Leblais et al. (1999), Eisenstein (1994), Attewel, Yeates, Selby (1986) a Sagasetta C. (1987). Sakurai (1999) uvádí výpočet sednutí, který zároveň představuje limitní hodnotu pro stabilitu tunelu.

Značného rozšíření doznala ve světě v poslední době metoda Loss of Ground (Objemová ztráta horniny), Peck (1969), Cording and Hamshir (1975), Eisenstein (1994), Burland (1974, 1977). Nejnověji u nás Barták (2007).

Dnes se běžně používají i metody matematického modelování, např. MKP. Například Červenka (1992, 1998). V tom případě je pro spolehlivost výsledků klíčová výstižnost, s jakou algoritmus modelu popisuje mechanické chování horninového masivu a vstupní parametry (hodnoty mechanických vlastností hornin), které se při modelování používají. Pro úspěch je obvykle podmiňující zpětná analýza na základě přímého měření skutečného průběhu poklesové kotliny v průběhu ražby průzkumné štoly. Takový postup byl mimo jiné použit pro Královopolský tunel v Brně (Horák 2010). Pro měkké horniny se nově pro matematické modelování navrhuje používat tzv. hypoplastický model (např. Svoboda 2009, Mašín 2009).

2.3 Metoda objemové ztráty horniny (Loss of Ground), pozorované deformace povrchu terénu

Touto metodou se stanovuje celý průběh poklesové kotliny ve směru kolmém na směr ražby. Je také možné určit polohu inflexních bodů a tlačných i tahových oblastí v hornině při povrchu poklesové kotliny.

Loss of Ground V_p je objem horniny ztracený důsledkem posuvů horniny do čelby, nadvýmolu a přetvořením stěn výrubů dovnitř tunelu (konvergencí). Přesněji je objemová ztráta V_p definována jako „součet normálových posunutí horniny na jednotku plochy podél obvodu tunelu směrem do výrubu“. Vyjadřuje se v procentech celkové původní plochy výrubu. Konkrétní hodnoty V_p lze též použít pro posuzování míry spolupůsobení ostění s okolní horninou.

Celkový objem povrchového sednutí nad poklesovou kotlinou je označován jako V_s . Udává se rovněž v procentech původní plochy výrubu. Rozdíl mezi V_s a V_p je měřítkem pro celkové objemové přetvoření v okolí výrubu. Ve zvláštních případech, například u nasycených písků, může být V_s rovno V_p . U málo stlačitelných hornin lze předpokládat, že V_s se přibližně rovná V_p . Pro praktická inženýrská řešení lze průběh poklesové kotliny na povrchu území aproximovat Gaussovou křivkou.

Z měření na několika desítkách tunelů bylo zjištěno, že V_s pro tunely ražené bez použití tunelovacích štítů se pohybuje v rozmezí okolo 1–3 procent z plochy raženého tunelu. Pro mělké tunely v zástavbě obvykle platí, že V_s do 1,5 procenta má zanedbatelný vliv na povrchovou zástavbu a nevede k žádným škodám. Příklady zjištěných hodnot V_s a pozorovaných deformací povrchu terénu, na řadě tunelů budovaných v nedávné době v ČR, jsou uvedeny v tabulce 1.

2.4 Vliv polohy stavebních objektů vůči podélné ose poklesové kotliny na vývoj deformací stavebních objektů

Poloha stavebních objektů vzhledem k poklesové kotlině je důležitá pro návrh umístění měřidel na objektech. Podle polohy objektu na poklesové kotlině může totiž docházet buď k jeho vyklenování (konkávním projevům), nebo k jeho prohýbání (konvexním projevům), k naklání, sedání anebo vodorovnému posouvání nebo i k natáčení, viz obr. 1.

Poklesová kotlina má za následek nejen diferenciální sedání základů, ale i zatížení stavební konstrukce tahem a vznik vodorovných deformací. Právě vodorovné deformace jsou pro stavební konstrukci kritické (Burland, 2001). Bohužel zatímco svislá sedání již lze určovat

discipline during excavation operations, improving properties of ground surrounding the excavated opening, pre-excavation grouting and anchoring is an imperative. Overbreaks should be as small as possible so that efficiency of the primary lining is increased. If spiling and short anchors are installed, it is desirable to do it as early after the completion of a round as possible.

Special technological procedures of the excavation are available which are targeted on reducing the deformation response of rock mass to the excavation and increasing the excavation stability. (Stabilising the excavation face by a micropile umbrella, various types of grouting, pre-cutting methods etc.) In softer ground, stabilising the ground ahead of the excavation face by horizontal glassfibre reinforced plastic anchors is often beneficial. Minimisation of the deformation response of the surface can be reached by using tunnelling shields. The actual development of the settlement trough is a very complex phenomenon. It is very difficult to predict it reliably in the design stage.

2.2 Possibilities of predicting a settlement trough

It is possible to use empirical or analytical methods for the determination of the extent of a settlement trough. Many of them were developed for the needs of mining engineering. Nevertheless, procedures developed for applications in tunnel engineering should be preferred. Some of the older ones are quoted, for example, by Szechy (1973). Other empirical expressions for calculating the settlement of ground surface above a tunnel tube are presented, for example, by Leblais et al (1999), Eisenstein (1994), Attewel, Yeates, Selby (1986) and Sagasetta C. (1987). Sakurai (1999) presents a calculation of settlement which at the same time represents a limiting value for tunnel stability.

The Loss of Ground method has lately experienced very wide spreading in the world. Peck (1969), Cording and Hamshir (1975), Eisenstein (1994), Burland (1974, 1977). Latest in the Czech Republic: Barták (2007).

Even mathematical modelling methods are today commonly used, for example the FEM. For instance Červenka (1992, 1998). In this case, aptness with which the model algorithm describes mechanical behaviour of ground and input parameters (values of mechanical properties of ground) which will be used for the modelling is crucial for reliability of the results. A condition of success is usually a back analysis carried out on the basis of direct measurements of the actual development of the settlement trough during the course of the excavation of an exploratory gallery. Such a procedure was used, among others, for the Královo Pole Tunnel in Brno (Horák 2010). The use of the so-called hypoplastic model is newly proposed for mathematical modelling (e.g. Svoboda 2009, Mašín 2009).

2.3 Loss of Ground method, deformations observed on the ground surface

This method is used for determining the whole shape of the settlement trough in the direction perpendicular to the direction of the tunnel excavation. In addition, it is used for the locations of inflexion points and compressed and tensioned areas in ground at the settlement trough surface.

The loss of ground V_p is the volume of ground which is lost as a result of shifting the ground to the excavation face, overbreaks and deformation of excavation walls to the excavation interior (convergences). More specifically, loss of volume V_p is defined as “a sum of normal displacements of ground per a unit of area around the tunnel circumference in the direction to the excavated opening”. It is expressed in percentage of the total original area of the excavated cross-section”. Concrete values of V_p can also be used for assessing the rate of the composite action of the lining with the surrounding ground.

The total volume of the surface settlement above the tunnel is denoted as V_s . It is also denoted in the percentage of the original cross-sectional area of the excavation. The difference between V_s and V_p is the measuring scale for the total volumetric strain in the excavation surroundings. In special cases, for example in the case of saturated sands, V_s can be identical with V_p . As far as little compressible ground is concerned, it can be assumed that V_s is approximately identical with V_p . For practical engineering solutions, the shape of the settlement trough on the ground surface can be approximated by the Gaussian curve.

It was found from measurements on several tens of tunnels that V_s for tunnels driven without using tunnelling shields fluctuates about 1-3 per cent of the cross-sectional area of the tunnel. It usually applies

Tab. 1 Příklady zjištěných hodnot V_s a deformací na povrchu terénu
Table 1 Examples of V_s values determined and deformations at the ground surface

Tunel	Technologie ražby	Členěný výrub	Plocha výrubu (m ²)	V_s (%)	Max. hodnota sedání terénu v ose tunelu (mm)	Šířka příčné poklesové kotliny (m)	Vzdálenost inflexního bodu od osy (m)
Tunnel	Excavation technique	Excavation sequence	Excavated cross-sect. area. (m ²)	V_s (%)	Max. settlement of ground surf. on tunnel centre line (mm)	Settlement trough width (m)	Distance of inflection point from centre line (m)
Krasíkov	NRTM	H	104 - 112	0,1 - 0,3	12 - 30	18 - 60	4 - 12
Valík	NRTM	K	154	0,7 - 1,3	26 - 33	90 - 100	5,4 - 8,7
Klímkovice	NRTM	H	119	--	3 - 37	80	8 - 16
Březno	MOVP	--	70	2,6	43 - 50	105 - 128	20
Březno	NRTM	H	90	2,1	45 - 53	140 - 144	18 - 35
514 Lahovice dvoupruh	NRTM	H	103	0,2 - 2,0	5 - 46	85 - 150	6 - 18
514 Lahovice double-lane							
514 Lahovice třípruh	NRTM	H	137	0,1 - 1,7	5 - 43	75 - 125	7 - 20
514 Lahovice triple-lane							
Nové spojení / New Connection	NRTM	H	92 - 109	0,1 - 0,8	6 - 35	40 - 100	7 - 10
Královo-polský	NRTM	V	124	1,2 - 2,9	40 - 73	98 - 144	10 - 20
Lalíki (*)	NRTM	H	104 - 114	0,7 - 4,2	29 - 173	36 - 42	7,5 - 8,5

Legenda: členěný výrub – H = horizontálně, V = vertikálně, K = kombinace H + V
Legend: sequential excavation - H = horizontal, V = vertical, K = H + V combination
(*) Lalíki – Polsko
(*) Lalíki – Poland

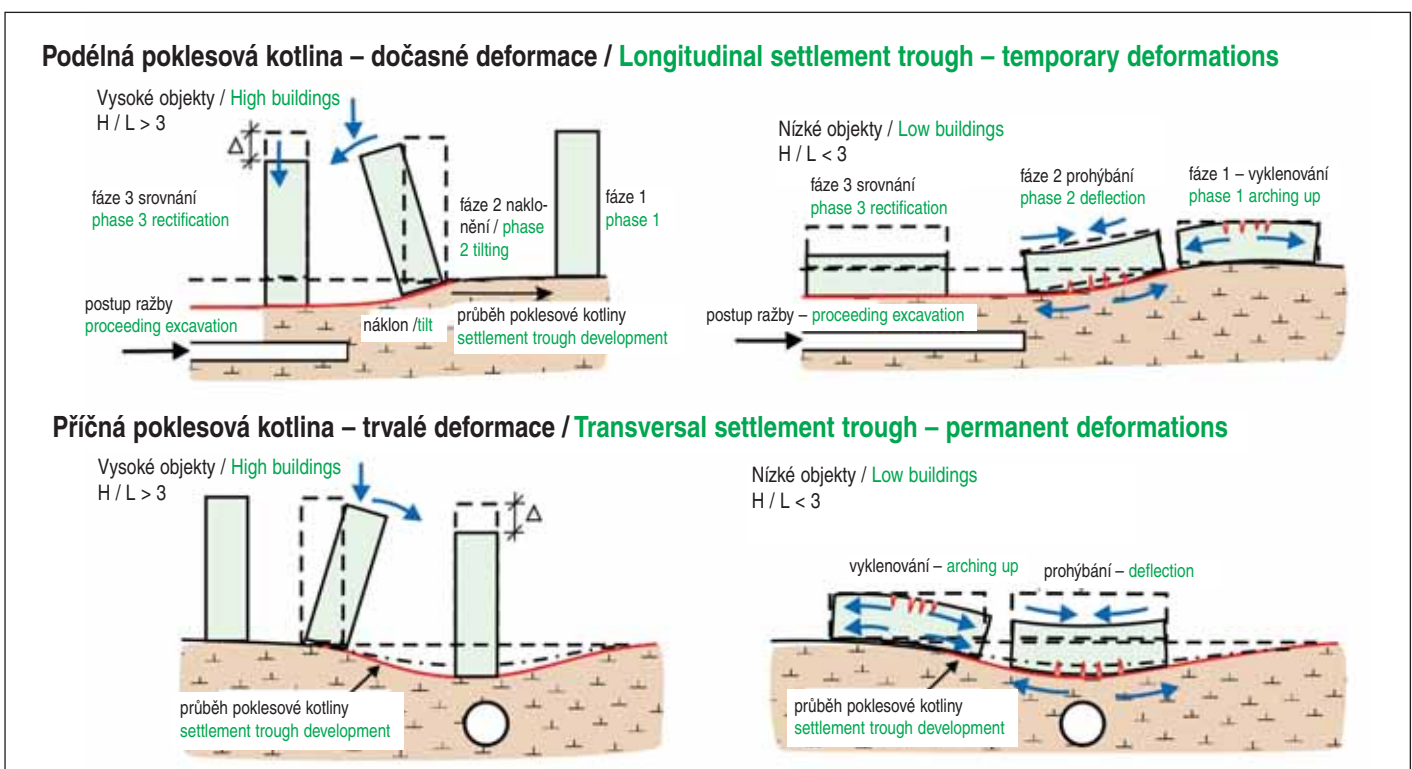
s jistou spolehlivostí a existuje řada měření jako precedens, tak prognóza vodorovných deformací je daleko méně spolehlivá a existuje i daleko méně měření, na jejichž základě by se mohly analogicky odvozovat, viz obr. 2.

Další zvláštností, kterou je třeba mít na mysli při posuzování schopností budov přenášet přetvoření způsobená vznikem poklesových kotlin, je to, že nepříznivé dodatečné sedání základů může být v některých místech poklesové kotliny dočasné a v jiných zase trvalé. Podle časového vývoje poklesové kotliny a jejího nasměrování vzhledem k posuzovanému objektu dodatečná sedání v podélném směru tunelu postupně rostou a poté se vyrovnávají. V příčném směru k podélné ose tunelu jsou dodatečná sednutí naopak trvalá, viz obr. 1.

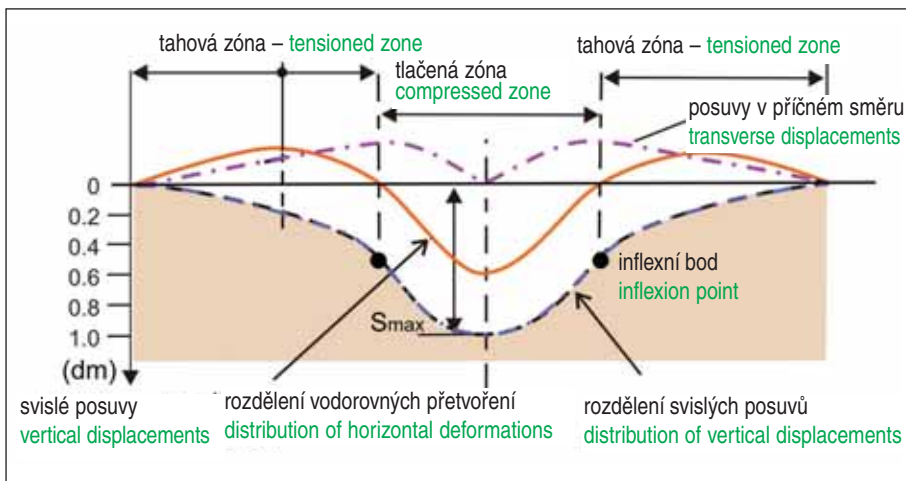
to near-surface mined tunnels in developed urban areas that the influence of V_s up to 1.5 per cent on surface buildings is negligible and does not lead to any damage. Examples of V_s values determined and deformations observed on the ground surface at many recently implemented tunnel constructions in the CR are presented in the following Table 1.

2.4 The influence of the position of engineering structures in relation to the longitudinal axis of a settlement trough on the development of deformations of engineering structures

The position of engineering structures in relation to the settlement trough is important for the design for installation of measuring



Obr. 1 Vliv polohy poklesové kotliny vůči stavebnímu objektu na jeho deformace
Fig. 1 The influence of the settlement trough position in relation to the engineering structure on its deformations



Obr. 2 Tažená a tlačená část příčné poklesové kotliny (podle Burlanda 2001)
Fig. 2 Tensioned and compressed parts of a settlement trough (according to Burland 2001)

2.5 Příkladů pozorovaných deformací stavebních objektů při ražbě Královopolského tunelu v Brně

Na stavbě Královopolského tunelu v Brně bylo sledováno v oblasti předpokládané poklesové kotliny tunelu 157 budov. Jedná se o typickou smíšenou městskou zástavbu se zastoupením nejrůznějších typů objektů z hlediska užívání objektů, velikosti objektů, konstrukčního řešení, technického stavu budov i vlastnických vztahů.

Podle velikosti objektu a konstrukčního typu lze budovy rozdělit do tří základních skupin:

- A – Drobné nebytové budovy. Typicky se jedná o jednopodlažní méně rozsáhlé objekty, jako jsou garáže, malé sklady a technologické budovy. Celkem 6 objektů.
- B – Rodinné domy, menší bytové a menší administrativní budovy. Jedná se o jedno- až dvoupodlažní budovy, často alespoň částečně podsklepené. Převážně cihlové zdivo, stropy většinou trámové, méně často klenuté (nejčastěji nad podzemním podlažím). Celkem 63 objektů.
- C – Velké bytové domy, školní či administrativní budovy. Jedná se o tři- až sedmipodlažní budovy, většinou podsklepené. Nejčastěji mají tyto budovy cihlové nebo tvárnicevé zdivo, v několika případech se jedná o monolitický skelet. Stropy jsou u největších budov železobetonové, v případě starších budov trámové. Ze sledovaných objektů celkem 56 budov.

Z hlediska základových konstrukcí lze budovy rozdělit do tří základních kategorií:

1. železobetonová deska – 4 objekty typu C,
2. železobetonové pasy a patky – 6 budov typu A, 4 typu B a 38 typu C,
3. cihlové nebo kamenné pasy – zbývající budovy.

Celkově lze říct, že míra ovlivnění závisí na velikosti objektu, jeho poloze vůči ose tunelu, a tedy i poklesové kotlině, začlenění do zástavby, způsobu založení, ale – podle dosavadních poznatků – ve značné míře na jeho stavebně-technickém stavu. Objekty typu A a B, jejichž půdorysné rozměry jsou zpravidla menší nebo přibližně stejné jako šířka tunelové trouby, jsou ovlivněny ražbou a poklesy v poměrně malé míře. Vliv ražby se více projevil na těch objektech, pod nimiž procházela linie inflexních bodů poklesové křivky. K nejvíce narušeným objektům typu B patří objekt Dobrovského 4, kde došlo k rozevření dilatační spáry mezi hlavní budovou a dvorním přístavkem, nebo Poděbradova 26, který byl ve špatném technickém stavu zaviněném neodborně prováděnými úpravami a přístavkami.

U objektů typu C je minimálně jeden půdorysný rozměr i několikanásobně větší než šířka tunelové trouby. Z těchto objektů jsou ražbou a poklesy nejvíce ovlivněny ty, jejichž podélná osa je orientována kolmo na osu tunelu. Jako příklad lze uvést především objekt polikliniky Dobrovského 23 a objekty v areálu vojenské polikliniky – Dobrovského 25 a Dobrovského 27. Na dvou posledně jmenovaných objektech je naprosto evidentní vliv stavebně-technického stavu jednotlivých objektů na míru ovlivnění ražbou, a tím celkové poškození. Oba objekty jsou půdorysně i výškově přibližně shodné, takže jejich poloha vůči tunelu je podobná. Nicméně poruchy na objektu Dobrovského 25, který byl postaven v horší kvalitě, jsou výrazně většího rozsahu, než poruchy na

gauges on structures. It is so because of the fact that, depending on the position of the structure within the settlement trough, the structure can arch (concave manifestations) or sag (convex manifestations), tilt, subside or be horizontally displaced or even swivel. See Fig. 1

The settlement trough causes not only the differential settlement of foundations but also the development of tensile loads acting on the structure and horizontal deformations. Horizontal deformations are most of all critical for an engineering structure (Burland, 2001). Unfortunately, while today vertical settlements can be determined with a certain degree of reliability and a number of measurements exists as a precedent, predictions of horizontal deformations are much less reliable and the number of measurements on the basis of which they could be analogically derived is much smaller. See Fig. 2.

Another distinction which must be kept in mind when assessing the ability of buildings to transfer strains caused by the development of settlement troughs is the fact that unfavourable additional settlement of foundations can be temporary in some locations of the settlement trough and permanent in other ones. Additional settlements in the longitudinal direction of the tunnel gradually grow depending on the development of the settlement trough with time and its orientation in relation to the building to be assessed; subsequently they even out. Conversely, in the direction transverse to the longitudinal tunnel axis the additional settlements are permanent. See Fig. 1.

2.5 Examples of deformations of engineering structures observed during the excavation of the Královo Pole tunnel, Brno

There were 157 buildings in the area of the anticipated settlement trough which were monitored during the construction of the Královo Pole Tunnel in Brno. They represented a typical mixed urban development consisting of structures of assorted types as far as the use of the buildings, their dimensions, design, technical condition and ownership relations are concerned. According to the size and structural type, the buildings can be divided into three basic groups:

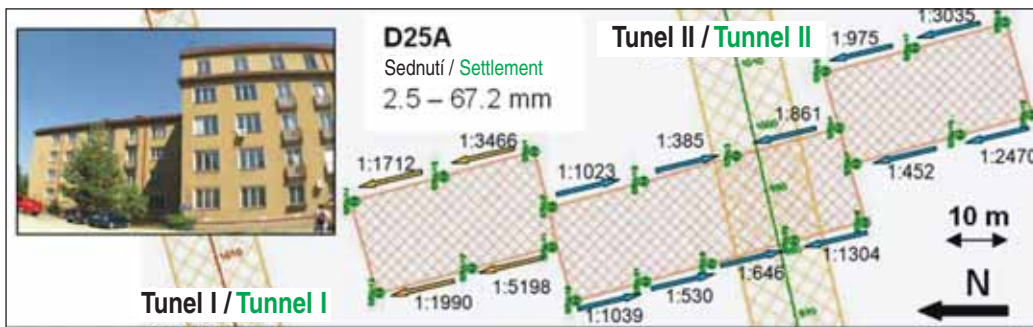
- A – small non-residential buildings. Typically this is the case of single-storey, less extensive structures, e.g. garages, small stores and technological buildings. In total 6 buildings.
- B – family houses, smaller residential and smaller administration buildings. This is the case of single- to double-storey buildings, often at least partially with basements. Brickwork prevails, mostly beam-and-plank floors, arched ceilings (most frequently above basements) are less frequent. In total 63 buildings.
- C – large residential buildings, schools and administration buildings. This is the case of triple- to seven-storey buildings, most of them having basements.

Most frequently the walls of these buildings are brickwork or blockwork, in several cases there is a monolithic frame. Floor slabs are in reinforced concrete in newer buildings, beam-and-plank floors in older buildings. In total 56 buildings of the set of buildings being monitored.

From the perspective of foundation structures, buildings can be divided into three main categories:

1. reinforced concrete slab – four C-type buildings
2. reinforced concrete strips and footings – six A-type buildings; four B-type ones and thirty eight C-type buildings
3. brick strips or stone strips – the remaining buildings

In general, it is possible to say that the degree of affection depends on the building size, its position in relation to the tunnel centre line and/or the settlement trough, the incorporation into the urban development, foundation type, but – according to the latest knowledge – to a significant degree, in a significant extent, also on its structural and technical condition. The A and B types of buildings the plan dimensions of which are usually smaller than or roughly identical with the tunnel tube width are affected by the tunnel excavation and subsidence to a relatively small extent. The influence of the construction showed more on the buildings of this type the line of inflexion points of the settlement trough passed under. Among the most disturbed



Obr. 3 Poloha objektu Dobrovského 25 vůči tunelovým tubusům
Fig. 3 Position of Dobrovského Street No. 25 building in relation to tunnel tubes

objektu Dobrovského 27, kde samozřejmě také došlo k rozvoji trhlin, ale ty jsou menšího rozsahu a nacházejí se především v místech dilatací, apod. Dalším objektem, kde se vliv ražby objevil poměrně výrazně, byl dům Palackého 28, který nebyl několik let obýván a již před začátkem ražby se nacházel v havarijním stavu. Díky masivnímu statickému zajištění i přes poměrně výrazné trhliny na některých částech objektu (scho-diště, dvorní přístavba) nedošlo ke zřícení narušených částí.

Výše zmíněné objekty, na kterých byly pozorovány deformace a v důsledku toho i poškození, lze rozdělit podle skutečné míry poškození do čtyř základních kategorií:

- I – objekt prakticky bez poškození, nevyžaduje opravy,
- II – drobná poškození, trhliny vlasové až do šířky 1 mm, většina oprav proběhne až po ustálení veškerých poklesů, opravy budou spíše estetického charakteru (výmalba, případně zapravení některých trhlin),
- III – rozsáhlejší poškození, trhliny šířky nad 1 mm, poškození výplní stavebních otvorů, některé opravy na objektech bylo třeba provést již v rámci operativních sanací v průběhu ražeb, většinou bez operativních statických zásahů, opravy statického rázu se většinou nepředpokládají ani při definitivních opravách,
- IV – výrazná poškození, nutný operativní zásah do statiky budovy, náročnější oprava po ustálení poklesů budov.

Při tomto způsobu členění lze konstatovat, že cca 5 % ze všech sledovaných budov je v kategorii poškození IV a že cca 5 % ze všech sledovaných objektů nebylo ražbami prakticky dotčeno (kategorie poškození I).

Níže uvedené příklady jsou objekty v kategorii poškození III a IV, situovány jsou přímo nad tunely nebo v jejich těsné blízkosti. Žádný z uvedených objektů nebyl přímo ochráněn dodatečným technickým opatřením (clona ze sloupů tryskové injektáže nebo kompenzační injektáže).

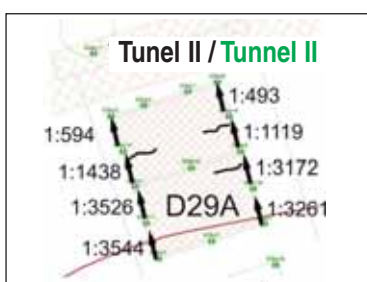
Objekt Dobrovského 25

Jedná se o budovu obytnou a polikliniky v areálu Univerzity obrany.

Tato šestipodlažní budova s jedním podzemním podlažím a podélným nosným systémem ve všech třech traktech je založena na pásech, má železobetonové nosné stěny v podzemním podlaží, nosné cihlové zdvo o tloušťce stěn do 0,6 m v nadzemních podlažích a stropy ze železobetonových panelů.

Deformace: střední a jižní trakt byly nejvíce ovlivněny ražbou tunelu II, severní část ražbou tunelu I. Maximální sedání 67 mm a maximální náklon 1:385 byly zjištěny ve středním traktu budovy.

Poškození budovy: především ve středním a jižním traktu budovy jsou dobře viditelné dva symetrické systémy smykových trhlin na výšku všech podlaží, a to jak v nosných stěnách, tak i v příčkách. Trhliny, které jsou často průběžné i přes několik podlaží, dosahují šířky 3 mm v nosných stěnách a až 8 mm v příčkách.



Obr. 4 Poloha plaveckého bazénu vůči tunelu II s vyznačením polohy hlavních poruch a náklonů
Fig. 4 The position of the swimming pool in relation to Tunnel II, with the locations of main defects and tilts marked in the picture

structures belong to the building No. 4 in Dobrovského Street, where an expansion joint between the main building and a courtyard annex opened, or the building No. 26 in Poděbradova Street, which was in a poor technical condition caused by unprofessional execution of repairs and annexes.

At C-type buildings at least one plan dimension is even several times larger than the tunnel tube width. Of these buildings, the most affected by the tunnel excavation and settlements are the

buildings the longitudinal axis of which is perpendicular to the tunnel centre line. As an example we can mention first of all the Dobrovského Street No. 23 building, a policlinic and buildings in the area of a military policlinic – Dobrovského No. 25 and Dobrovského 27. The influence of the structural and technical conditions of individual structures on the magnitude of the effect of the excavation and the overall damage is absolutely obvious on the two latter structures. The two buildings are roughly identical in terms of plan dimensions and heights and their position in relation to the Tunnel I is similar. Nevertheless, defects observed on the Dobrovského No. 25 building, which was built in poorer quality, are significantly worse than the defects caused to the Dobrovského No. 27 building, where, of course, fissures also developed, but their extent is smaller and they are found first of all in the locations of expansion joints, etc. Another building where the effect of the underground excavation showed relatively very significantly was the Palackého Street No. 28 building, which was several years unoccupied and had been found in an emergency condition even before the commencement of tunnelling. Owing to massive structural support the broken parts did not collapse, despite relatively serious fissures in some parts of the building (staircases, the courtyard annex).

The above-mentioned structures on which the deformations and related defects were observed can be divided according to the real degree of damage into four basic categories:

- I – a structure which is virtually without damage, not requiring repairs
- II – petty defects, hair cracks with the width up to 1mm, the majority of repairs will be carried out after all settlement stabilises; the character of the repairs will be rather aesthetic (wall decoration and repair of cracks if necessary)
- III – more extensive damage, cracks over 1mm wide, damage to doors and windows; some repairs had to be carried out earlier, in the framework of operative rehabilitation during the course of the tunnel excavation, mostly without operative structural interventions (mostly repairs of a structural character are not expected also during the definite repairs)
- IV – extensive damage, an operative intervention into the building structure is necessary; more complicated repairs follow when the building is stabilised.

In this system of dividing the buildings, it can be stated that about 5% of all monitored buildings is in category IV and about 5% of all monitored buildings remained virtually untouched by the tunnel excavation (damage category I).

The below-mentioned examples are structures in damage categories III and IV. They are located just above the tunnels or in close proximity to them. None of the above-mentioned buildings was directly protected by an additional technical measure (jet-grouted columns forming a curtain or compensation grouting).

Dobrovského Street No. 25 building

This building is a dormitory and policlinic in the premises of the University of Defence.

The six-storey building with one basement level and a longitudinal structural system in all three bays is founded on strips. It has reinforced concrete structural walls in the basement, are 0.6m thick structural walls on the above-ground levels are in brick; floor slabs are from reinforced concrete panels.

Deformations: the central and southern bays were affected most of all by the excavation of Tunnel II, while the northern bay part by the excavation of Tunnel I. The maximum settlement of 67mm and maximum tilt of 1:385 were identified in the central bay of the building.

Plavecký bazén

Specifický objektem je jeden z venkovních bazénů koupaliště, který je situován v těsné blízkosti tunelu II.

Bazén je 25 m široký, 35 m dlouhý a minimálně 1,5 m hluboký.

Bazénová vana je betonová s jílovým těsněním, vybudovaná v 60. letech minulého století.

Deformace: nejvyšší sedání bazénů je 31 mm, maximální náklon 1:493. Inflexní bod je vzdálen cca 15 m od osy tunelu II, což přibližně odpovídá poloze hlavních poruch ve stěnách bazénu.

Poškození bazénu: hlavní trhliny v bazénu jsou skrze celou tloušťku stěn, ale jsou především situovány v pracovních spárách, které díky nedokonalému spojení již při výstavbě fungují jako dilatace. Trhliny jsou orientovány podélně s tunelovou osou s maximální šířkou cca 10 mm. Ražba byla prováděna pod bazény na konci letní sezóny. Z tohoto důvodu bylo třeba provést dočasné těsnění stěn bazénu a zamezit tak největšímu prosakování stěnami bazénu. Poškození bazénu si vyžadá rozsáhlejší rekonstrukci, která však již byla vlastníkem (město Brno) dříve plánována, a tak se počítá s finanční spoluúčastí zhotovitele potažmo investora na rekonstrukci bazénu.

Poděbradova 28

Dvorní část budovy je situována přímo nad tunelem II. Tato část budovy byla dodatečně přistavěna k hlavní čtyřpodlažní budově. Konstrukce přistavěné části byla provedena neodborně s nevhodným využitím různých stavebních materiálů. Z tohoto důvodu dokonce i relativně nízká sedání a náklony budovy způsobily velmi výrazné poškození stavby. Jedna z vnějších stěn musela být podepřena dřevěným rámem. V porovnání s touto budovou byl sousední objekt kvalitně vystavěn a základy byly před ražbou doplněny o betonovou protiklenbu. Tato budova byla ražbou dotčena jen nepatrně.

Dobrovského 23 – poliklinika

Tato budova byla postižena deformacemi od ražby tunelu I i II. Budova nevykázala výraznou deformaci při průchodu tunelu II. Deformace se projevy až při průchodu tunelu I okolo budovy. Příčina tohoto chování je dána polohou vertikálních sloupů tryskové injektáže provedených před ražbou tunelu. Sloupy sice primárně sloužily k ochraně objektu č. 40 v areálu Veterinární fakulty, ale napomohly patrně i ke snížení sedání objektu polikliniky vlivem ražby tunelu II. Hodnoty sedání této budovy byly 25 mm. Nejvýznamnější poškození bylo v oblasti dilatací.

Areál telekomunikační společnosti

V poklesové kotlině je situováno celkem 7 objektů tohoto areálu. Vesměs se jedná o vícepodlažní poměrně moderní budovy s nosným železobetonovým skeletem. Vzhledem k dostatečné tuhosti v rámci jednotlivých dilatačních celků je koncentrace zjištěných poruch soustředěna do dilatací a výplňových vyzdívek. Přesto byla i těmto objektům v rámci monitoringu věnována zvýšená péče. Důvodem je právě schopnost tohoto typu konstrukcí přenést zvyšující se napětí bez vnějších projevů (vznik trhlin) až do vyčerpání únosnosti, kdy může dojít k náhlému kolapsu. Tím se liší od cyhelných budov, kde je nárůst vnitřních napětí od deformací doprovázen postupným nárůstem vnějších projevů, jako jsou trhliny.

U dilatací došlo k jejich rozevření v řádu několik centimetrů a tyto dilatace musely být v rámci pohotovostní služby zhotovitele stavby na střeše opraveny tak, aby nedocházelo k další degradaci objektu vlivem klimatických podmínek.

Rodinné a bytové domy podél ulice Dobrovského

Celkově lze říct, že míra jejich ovlivnění závisela na velikosti objektu, jeho poloze vůči ose tunelu, a tedy i poklesové kotlině, začlenění do zástavby, způsobu založení, ale – podle dosavadních poznatků – ve značné míře na jeho stavebně-technickém stavu. Objekty skupin A a B, jejichž půdorysné rozměry jsou zpravidla menší nebo přibližně stejné jako šířka tunelové trouby, jsou ovlivněny ražbou a poklesy v poměrně malé míře. U téměř všech domů podél ulice Dobrovského došlo k prakticky stejným deformacím. V malé míře se jednalo o zkrácení oken a dveří a u všech objektů k mírnému vývoji trhlin vesměs do 1 mm. Dále došlo u domů, které mají od dvorního traktu vystavěny přístavby k prorýsování dilatací – trhlin až do tl. 3 mm.

Dalším poznatkem bylo, že míra porušení těchto objektů klesala s rostoucí mocností nadloží nad tunelem, respektive v dolní části ulice Dobrovského docházelo k větším poruchám, než v její horní části, kde

Damage to the building: first of all in the central and southern bays there are two symmetric systems of shear fissures extending over the height of all floor levels, well visible both on structural walls and separating walls. The width of cracks, running often continuously across several floor levels, reaches up to 3mm in structural walls and up to 8mm in separating walls.

Swimming pool

One of the open-air swimming pools situated in close proximity to tunnel tube II is a specific structure.

The pool is 25m wide, 35m long and the minimum depth is 1.5m.

The pool basin is of concrete with clay sealing; it was built in the 1960s.

Deformations: the greatest settlement of the pools is 31mm, maximum tilt is 1:493. The inflexion point is at the distance of about 15m from Tunnel II centre line, which approximately corresponds to the location of main defects in the pool walls.

Damage to the pool: main cracks in the basin run throughout the thickness of the walls, but they are mainly located in construction joints, which act as expansion joints owing to imperfect connection during the pool construction. The cracks are oriented in parallel with the tunnel centre line, with the maximum width of about 10mm. The tunnel was driven under the pool at the end of the summer season. For that reason it was necessary to carry out temporary sealing of the pool walls, thus to prevent the largest seepages through the pool walls. Despite these measures it was necessary to compensate the tenant for the loss of water from the pool. The damage to the pool will require wider reconstruction; however, this reconstruction was planned by the owner (Brno municipality) earlier, therefore financial participation of the contractor or the client on the reconstruction of the pool is expected.

Poděbradova Street No. 28

The courtyard part of the building is located directly above Tunnel II. This part of the building was erected subsequently as an annex to the main four-storey building. The structure of the additionally built part was carried out unprofessionally, improperly using various building materials. For that reason even relatively small settlement and tilting of the building caused very serious damage to the structure. One of external walls had to be braced by a wooden beam. Compared with this building, quality of the neighbouring building structure was higher and a concrete invert was added to the foundation before the tunnel excavation. This building was affected by the excavation only to a minimum extent.

Dobrovského Street No. 23 – a polyclinic

This building was affected by deformations due to the excavation of both Tunnel I and Tunnel II. The building did not exhibit and significant deformation during the passage of Tunnel II. Deformations appeared later during the passage of Tunnel I along the building. This behaviour resulted from the position of the jet grouted vertical columns forming a curtain which was carried out before the tunnel excavation. On the one hand, the columns primarily served to protect building No. 40 in the grounds of the Faculty of Veterinary Medicine, but they probably also helped to diminish the settlement of the polyclinic building due to Tunnel II excavation. The values of the settlement of this building were 25mm. The most significant damage was found in the area of expansion joints.

Telecommunications company grounds

There are 7 buildings of this company found in the settlement trough. They are mostly multi-storey modern buildings with reinforced concrete frames. Owing to the sufficient strength of the frames in the individual expansion blocks, the identified defects are concentrated in expansion joints and filling brickwork. Despite this fact, increased care was devoted even to these buildings within the framework of the monitoring. The reason is just the increased capability of this type of structures to carry increasing stresses without external manifestations (development of cracks) up to reaching the load-bearing capacity limits when an abrupt collapse possibly happens. This is what sets them off brick buildings, where an increase in internal stresses induced by deformations is accompanied by gradual increase in external manifestations, such as cracks.

The expansion joints suffered opening in the order of several centimetres. On the roof, these expansion joints had to be repaired by contractor's emergency service so that further degradation of the building by the effect of climatic conditions was prevented.

Tab. 2 Parametry pozorovaných poklesových kotlin na stavbě Královopolského tunelu
Table 2 Parameters of settlement troughs observed during the Královo Pole tunnel construction

Č.	Příčná poklesová kotlina poblíž objektu	Staničení (m)	V_s (%)	Max. hodnota sedání terénu v ose tunelu (mm)	Šířka příčné poklesové kotliny (m)	Max. sklon poklesové kotliny (m)	Vzdálenost inflexního bodu od osy
No.	Transverse settlement trough near the building	Chainage (m)	V_s (%)	Max. terrain surface settlement on the tunnel centre line (mm)	Transverse settlement trough width (m)	Max. slope of settlement trough	Inflexion point distance from centre line (m)
1	Dobrovského 25	1010	1,9	72	120	1:290	18
1	Dobrovského Street No. 25	1010	1,9	72	120	1:290	18
2	Plavecký bazén	740	1,5	56	100	1:410	18
2	Swimming pool	740	1,5	56	100	1:410	18
3	Poděbradova 28	1490	0,6	37	100	1:370	10
3	Poděbradova Street No. 28	1490	0,6	37	100	1:370	10
4	Dobrovského 23 – poliklinika	1080	2,4	95	120	1:280	15
4	Dobrovského Street No. 23 – policlinic	1080	2,4	95	120	1:280	15
5	Areál telekomunikační společnosti	540	1,2	61	90	1:360	17
5	Telecommunications company grounds	540	1,2	61	90	1:360	17

vzdálenost mezi základovou spárou objektu a vrcholem klenby tunelu je kolem 20 m.

Pro srovnání pozorovaných deformací budov a povrchu terénu jsou v následující tabulce uvedeny parametry poklesových kotlin pozorovaných poblíž vybraných výše uvedených objektů (viz tab. 2) a na následujícím obrázku jsou tyto příčné poklesové kotliny znázorněny (viz obr. 5).

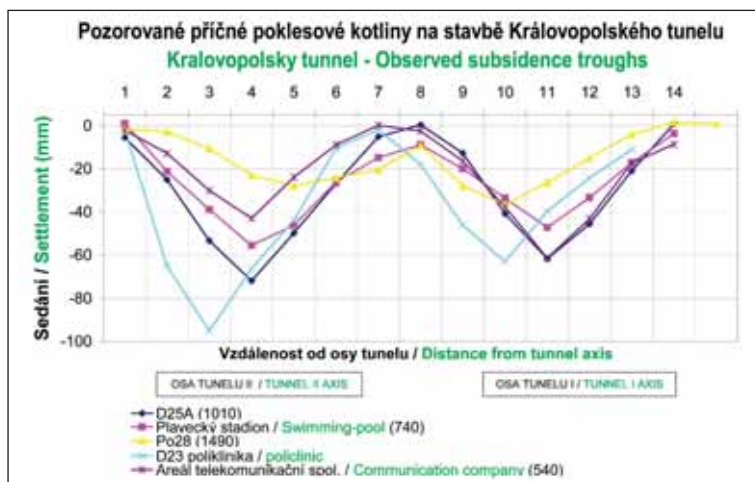
3. STANOVENÍ PŘÍPUSTNÝCH DEFORMACÍ NADZEMNÍCH OBJEKTŮ NAD RAŽENÝMI TUNELY

3.1 Přípustné deformace objektů, stanovení kritérií varovných stavů

Bývá velmi obtížné určit s naprostou spolehlivostí hodnoty dodatečného přetvoření povrchu území, které mohou být připuštěny, aniž by došlo k nepřijatelnému poškození na nich stojících budov.

Obvykle se definují tři druhy poškození objektů, vzhledové, funkční a statické.

Vzhledové poškození je dáno viditelným náklonem budov, který u svislých prvků nastává u sklonů okolo 1:250, a u horizontálních 1:100. Vzhledové poškození objektů se také projevuje různě rozevře-



Obr. 5 Pozorované příčné poklesové kotliny na stavbě Královopolského tunelu
Fig. 5 Observations of the transverse settlement trough during the Královo Pole tunnel construction

Family houses and residential buildings along Dobrovského Street

In general it is possible to say that the degree to which they were affected depended on the building size, its position in relation to the tunnel centre line, thus also to the settlement trough, its situation in the development, the type of its foundation, but – according to existing knowledge, to a significant extent to its structural and technical condition. Buildings of the A and B types, the plan dimensions of which are usually smaller or approximately identical with the tunnel tube width, are affected by tunnel excavation and settlements to a relatively small extent. It applies nearly to all buildings along Dobrovského Street that their deformations were virtually identical. To a small extent the deformations caused twisting of windows and doors and, in all of the buildings, moderate development of cracks, mostly up to 1mm wide. In addition, cracks up to 3mm wide appeared in expansion joints at

buildings having annexes in the courtyards.

Another finding was the fact that the degree of damage caused to these buildings diminished with the tunnel overburden height growing, or, more significant defects developed in the lower part of Dobrovského Street than in the upper part, where the spacing between the foundation base of a building and the top of the tunnel vault is about 20m.

To allow comparison of the observed deformations of buildings and the terrain surface, the following table presents parameters of settlement troughs monitored close by the selected above-mentioned buildings (see Table 2) and the cross-sections of the settlement troughs are shown in the next picture (see Fig. 5).

3. DETERMINATION OF ADMISSIBLE DEFORMATIONS OF SURFACE BUILDINGS ABOVE MINED TUNNELS

3.1 Admissible deformations of surface buildings; determination of criteria for warning states

It is usually very difficult to determine with absolute reliability the values of additional deformations of the area surface which can be admitted without suffering unacceptable damage to the buildings standing in the area.

Three types of damage are usually defined: visual, functional and structural.

Visual damage is characterised by visible tilting of buildings, which starts when vertical and horizontal elements tilt is about 1:250 and 1:100, respectively. Visual damage to structures also manifests itself through cracks, opening in various parts of the building. The cracks which will jeopardise neither structural elements nor the building function should not be wider than 1-2mm, depending on the structure type and location of the cracks.

Functional damage is damage where some substantial functions allowing the structure as the whole or its substantial parts to serve their purpose are curtailed. For example, it is deformation of door frames, doors and window frames, tilting of turbine generator unit foundations, damage to the waterproofing etc.; but the respective deformations are substantially smaller than deformations in the case of structural damage. Structural stability is not jeopardised in this case.

Structural damage is characterised by the condition in which the building stability gradually deteriorates up to a possible collapse. It is assessed by the design, the structural engineer who carried out structural analyses for the respective building.

Tab. 3 Kategorie poškození objektů podle Burlanda (2001)
Table 3 Categories of damage to buildings according to Burland (2001)

Třída porušení Damage class	Povaha porušení Damage nature	Popis Description	Přibližná šířka trhlin, mm Approximate width of cracks, mm
0	Nepatrné Slight	Vlasové trhliny Hair cracks	< 0,1 < 0.1
1	Velmi malé Very small	Trhliny snadno opravitelné vymalováním. Objeví se možná oddělené poruchy na budově. Trhliny jsou zjevné při podrobné prohlídce. Cracks easy to repair by wall decoration. Isolated defects may appear on the building. Cracks are visible by detailed inspection.	< 1
2	Drobné Minor	Trhliny lehce vyplnitelné. Budou pravděpodobně vyžadovat několikrát vymalování. Objeví se malé poruchy na stěnách uvnitř budovy. Na vnějších zdech jsou viditelné trhliny, které si mohou vyžádat drobné utěsnění. Dveře a okna nepatrně drhnou. Cracks are easy to fill. They will probably require repeated wall decoration. Small defects will appear on walls inside the building. Cracks which may call for minor sealing are visible on external walls. Doors and windows slightly scratch.	< 5
3	Mírné Moderate	Trhliny budou vyžadovat vyčištění a vyspravení. Trhliny je třeba opravit přiměřenou vyzdívkou. Je nutno počítat s drobnými opravami vnějších zdí. Dveře a okna drhnou. Údržbu a opravy je třeba provádět opakovaně. Bude nutno často provádět dotěšňování. Cracks will require cleaning and repair. Cracks must be repaired by adequate filling with brick. Petty repairs to external walls must be expected. Doors and windows scratch. Maintenance and repairs must be carried out repeatedly. Sealing will have to be restored repeatedly.	5–15 nebo několik trhlin > 3 mm
4	Vážné Serious	Rozsáhlé opravy trhlín s nahrazováním částí zdí, zvláště nad okenními a dveřními otvory. Pokroucené okenní a dveřní rámy. Funkčnost objektu je narušena. Extensive repairs of cracks with replacing parts of walls, especially above window and door openings. Twisted window and door frames. Impaired functionality of the building.	15–25
5	Velmi vážné Very serious	Částečná nebo úplná rekonstrukce. Nové trámy ztrácejí únosnost. Nebezpečí ztráty celkové stability konstrukce. Partial or complete reconstruction. New beams lose their bearing capacity. The threat of total loss of stability of the structure.	> 25

nými trhlinami v různých částech objektu. Trhliny, které neohroží konstrukční prvky ani funkci objektu, by podle typu stavební konstrukce a umístění v ní neměly být širší než 1–2 mm.

Poškození funkčnosti je takové poškození, kdy některé její podstatné funkce, které umožňují, aby konstrukce jako celek anebo její podstatné součásti sloužily svému účelu, jsou omezeny. Například se jedná o přetvoření zárubní, dveří a rámu oken, náklon základů turbosoustrojí, porušení vodotěsnosti atp. Příslušná přetvoření jsou ale podstatně menší než u porušení statického. Stabilita konstrukce v tomto případě ještě ohrožena není.

Statické porušení je takové, kdy se budova dostane do stavu, ve kterém se její stabilita postupně zhoršuje natolik, že to může vést až ke zřícení. Určuje je projektant statik, který pro příslušný objekt provedl statické výpočty.

Při stanovování hodnot kritérií varovných stavů pro potřeby měření a jeho hodnocení se často vychází z přetvoření, která znamenají ztrátu funkčnosti konstrukce. Je třeba ovšem zdůraznit, že pojem zachování funkčnosti může být velmi subjektivní. Jinak ho může chápat vlastník, jinak provozovatel, jinak projektant. Svůj pohled má stavební firma, jejíž stavební postup je příčinou, že konstrukce se dostala do nepřijatelného stavu přetvoření. Jiný přístup může mít i pojišťovna, která má uhradit vzniklé škody.

Burland (2001) uvádí 6 kategorií poškození objektů. Viz tab. 3.

Poškození v rámci kategorie 0 až 2 je podle Burlanda přijatelné. Poškození v rámci kategorie 3 a 4 je už nepřijatelné. Poškození kategorie 3 je ale možné za určitých podmínek u objektů podcházených ražbou tunelu přijmout avšak s následnou sanací.

Jednoznačné určení stavu ztráty funkčnosti může být složité. Hodnota vystihující tento stav závisí především na vlastnostech konstrukce. To je na prostorovém uspořádání a tuhosti jednotlivých

Deformations meaning that the structure lost its functionality are often used as the basis for the determination of values of criteria for warning states required for the measurements and their assessments. But stress must be placed on the fact that the term “maintaining functionality” can be very subjective. It can be understood by an owner in another way than a designer. Even the contractor whose construction procedure is the cause why the structure got to an inadmissible condition of deformation has its own opinion. The approach of the insurance company which is to compensate the damage can also be different.

Burland (2001) presents 6 categories of damage to buildings. See the following Table 3:

Damage within the framework of categories 0 through 2 is, according to Burland, acceptable. Damage categorised as 3 or 4 is already unacceptable. However, category 3 damage to buildings passed under by tunnel excavation can be, under certain conditions, accepted, but subsequent rehabilitation is necessary.

The unambiguous determination of the loss of functionality can be com-

licated. The value giving a true picture of this state depends, above all, on properties of the structure, i.e. on the structural arrangement and stiffness of individual supporting elements and the whole structure, as well as mechanical and rheologic properties of building materials used. The influence of the composite action of the structure and its foundation is significant. Even the deformational and rheologic properties of ground in the structure sub-base must be taken into consideration.

When limit values of deformations are being determined, it is reasonable to remember that certain deformation and cracks resulting from them develop nearly in each structure immediately after its completion. An effort to completely exclude their origination would lead to an unacceptable increase in the construction cost.

Limit values of deformations of structures which are still acceptable for the purpose of determining warning states must, as a matter of principle, always be determined by the designer – a structural engineer. He or she must take into account the need for maintaining the function of the building and, of course, the necessity of preventing impairing of its static load capacity.

Experience shows that brick buildings adapt to such deformations caused by the development of a settlement trough relatively well. But modern stiff reinforced concrete structures mostly resist differential deformations in a more complicated way. At the beginning they usually tilt and shift in various ways as the whole. Only then do cracks start to damage the structural elements.

Structural effects of a settlement trough on a building depends on the proportion of the length of the structure base to the length of the slope of the settlement trough. Apart from the nature of the load-bearing structure of the building, even its height plays its role. Of course, stiffness of the engineering structure and effectiveness of the composite action of the structure with the foundation sub-base is of crucial importance.

nosných prvků i celku a na mechanických i reologických vlastnostech použitých stavebních materiálů. Podstatný vliv má míra spolupůsobení konstrukce se základy. V úvahu je třeba vzít i přetvárné a reologické vlastnosti hornin v podloží.

Při určování mezních hodnot přetvoření je záhodné mít navíc na paměti, že určité přetvoření a z toho vyplývající trhliny nastanou téměř u každé stavební konstrukce ihned po jejím dohotovení. Snaha o jejich naprosté vyloučení by vedla k nepřijatelnému vzrůstu nákladů na stavbu.

Mezní hodnoty ještě přípustného přetvoření stavebních konstrukcí pro účely stanovení varovných stavů musí zásadně určit vždy projektant – statik. Musí přitom přihlížet k potřebě zachování funkce objektu a samozřejmě i k nutnosti nenarušit jeho statickou únosnost.

Zkušenost ukazuje, že zděné budovy se takovým přetvořením způsobeným vznikem poklesové kotliny přizpůsobují poměrně dobře. Moderní železobetonové tuhé konstrukce však většinou rozdílným přetvořením odolávají obtížněji. Zpravidla se nejdříve různě naklání a posouvají jako celek. Teprve pak dochází k porušování konstrukčních prvků trhlinami.

Statický účinek poklesové kotliny na stavební objekt závisí na poměru délky základny dotčeného objektu k délce úbočí poklesové kotliny. Svou úlohu, kromě povahy nosné konstrukce stavebního objektu, má i jeho výška. Samozřejmě zásadní význam má tuhost stavební konstrukce a účinnost jejího spolupůsobení s podzákladím.

3.2 Použití tabulkových hodnot přípustných přetvoření

Jako výchozí informaci lze pro stanovení mezních přípustných hodnot využít tabulkových hodnot rozličných zdrojů a různých autorů.

Například: Mezní hodnoty sednutí podle dnes již neplatné ČSN 73 1001 – *Základová půda pod plošnými základy* (1987). Tato norma v tabulce č. 19 přílohy 9 uváděla konečné hodnoty celkového průměrného sednutí a nerovnoměrného sednutí pro různé druhy staveb.

ČSN 730039 – *Navrhování objektů na poddolovaném území* (1989) rozděluje staveniště na 5 skupin podle přetvoření povrchu území v důsledku poddolování. Jako kritéria jsou voleny hodnoty poměrného vodorovného přetvoření, poloměru zakřivení a naklonění terénu.

Ve Velké Británii a v USA se poruchy na budovách rozdělují podle vážnosti do 6 skupin, viz tab. 3. Měřítkem je povaha a velikost trhlin v nosných zdech (například Burland, 2001; Boscardin, 1989). Jako měřítko jsou voleny určité hodnoty vodorovného poměrného protažení konstrukce.

Hodnoty největších sednutí pro desku a patky v jílu nebo písku uvádí Skempton (1956) a Terzaghi (1996).

Polshin a Tokar (1957) uvádějí mezní hodnoty sednutí budov a průmyslových objektů, které byly jako závazné přijaty v bývalém SSSR. Tabulka je postavena na hodnotách nerovnoměrného sednutí pro různé typy stavebních konstrukcí.

Ve Francii vycházejí při hodnocení závažnosti poruch z prací Boscardina a Burlanda. (Leblais et al., 1999). Pro hodnoty největšího svislého sednutí a sklonu poklesové kotliny přebírá AFTES do svých doporučení i doporučení britská. Totožné údaje uvádí Eurocode 7.

V následující tab. 4 jsou jako příklad uvedeny mezní hodnoty poměrných protažení tak, jak je stanovili Boscardin a Cording (1989) a Mair and Taylor (1997).

Tab. 4 Mezní hodnoty poměrných protažení

Třída porušení	0	1	2	3	4 a 5
%	< 0,05	0,05 – 0,075	0,075-0,15	0,15 – 0,3	>0,3

Menard (1967) doporučuje při stanovení mezních hodnot poměrného pootočení vyjít z hodnot celkového sednutí, tuhosti konstrukce a indexu heterogeneity základové půdy. Jím doporučené hodnoty poměrného pootočení jsou pro obytné budovy 0,33 ‰ – 0,6 ‰ a pro budovy průmyslové 0,8 ‰ – 1,5 ‰.

Eurocode 7 uvádí jako měřítko poměrného pootočení. Největší přípustné poměrné pootočení rámových konstrukcí a souvislých cihelných zdí by mělo být podle doporučení Eurocodu 7 v rozsahu 0,5 ‰ – 3,33 ‰. Při jejich překročení je již nebezpečí vzniku funkčních poruch konstrukce. Pro většinu budov je přijatelná hodnota 2 ‰. Mezní stav porušení konstrukce bude vyloučen při konečném pootočení menším než 6,6 ‰.

3.2 Application of tabular values of admissible deformations

Tabular values from various sources and by various authors can be used as starting information for the determination of limiting admissible values.

For example: Limiting values of settlement according to the today no more valid standard ČSN 73 1001 – *Subsoil under shallow foundations* (1987). In Table 19 of its annexe No. 19, this standard presented final values of the total average settlement and differential settlement for various types of structures.

ČSN 730039 – *Design provisions for structures in undermined areas* (1989) divides construction sites into 5 groups according to the deformation of the area surface resulting from undermining. Relative horizontal deformation values, radius of curvature and terrain slope are selected as criteria.

In Great Britain and the USA, defects of buildings are divided into 6 groups according to their magnitude. See Table 3. The measuring scale is the nature and size of cracks in structural walls (for instance Burland, 2001, Boscardin, 1989). Certain values of horizontal relative elongation of the structure are selected as criteria.

Values of largest settlements for a foundation slab and footings in clay or sand are presented by Skempton (1956) and Terzaghi (1996).

Polshin and Tokar (1957) quote limiting values of settlement of buildings and industrial structures which were adopted as binding standards in the former USSR. The table is based on values of differential settlement for various types of engineering structures.

In France, assessing of gravity of defects is based on Boscardin and Burland works. (Leblais et al, 1999). AFTES even adopts British recommendations for its own recommendations for the maximum vertical settlement and slope of the settlement trough. Eurocode 7 uses the same data.

The following Table 4 shows, as an example, limiting values of relative elongation in the way as they were determined by Boscardin and Cording (1989) and Mair and Taylor (1997).

Table 4 Limit values of relative elongation

Damage class	0	1	2	3	4 a 5
%	< 0.05	0.05 – 0.075	0.075-0.15	0.15 – 0.3	>0.3

Menard (1967) recommends for the determination of limit values of relative angular displacement to start from values of total settlement, the structure stiffness and index of heterogeneity of foundation ground. The values of the relative angular displacement he recommends are 0.33‰ – 0.6‰ for residential buildings and 0.8‰ – 1.5‰ for industrial buildings.

Eurocode 7 presents the relative angular displacement as the measuring scale. The largest admissible relative angular displacement of frame structures and continuous brick walls should be, according to Eurocode 7, within the range of 0.5 ‰ – 3.33 ‰. When they are exceeded, there is already the risk of developing functional defects of the structure. The value acceptable for the majority of buildings is 2‰. The ultimate limit state of the structure will be excluded when the final angular displacement is less than 6,6 ‰.

Another Eurocode 7 recommendation states that common independent foundations will be safe if their average settlement does not exceed about 50mm and differential settlement is not bigger than 20mm.

In simple cases it is therefore possible to start from the above-mentioned recommendations. Nevertheless, these recommendations were developed by gathering and assessing the experience gathered during typical, standard situations. For that reason it is necessary to consider them only as general ones.

It often happens that a significant part of the admissible deformations of existing buildings was reached during their construction and operation. For that reason a difficult question appears which part of the above-mentioned limit values was reached in the past and which value of deformations can be still admitted in the future as the result of undermining, lowering of the water table, construction work in the neighbourhood, additional loading by an annex etc.

Tabular limiting values can therefore be used always with great caution, with reservations. In more complicated cases and where

Další doporučení Eurocodu 7 říká, že běžné samostatné základy budou bezpečné, pokud jejich průměrné sednutí nepřesáhne cca 50 mm a rozdílné sednutí dvou sousedních patek nebude větší než 20 mm.

V jednoduchých případech lze tedy vycházet z výše uvedených doporučení. Ta však vznikala především nashromážděním a vyhodnocením získaných zkušeností pro typické standardní situace. Proto je třeba brát je jen jako směrné.

Často značná část přijatelných deformací současných staveb již byla vyčerpána během jejich výstavby a provozu. Proto vzniká nelehká otázka, jaká část z výše uváděných mezních hodnot se již realizovala v minulosti a jakou hodnotu přetvoření lze ještě dodatečně připustit v budoucnosti v důsledku dodatečného sedání a v důsledku podtunelování, následkem poklesu hladiny podzemní vody, vlivem výstavby v sousedství, přítížením nástavbou atp.

Tabulkové mezní hodnoty lze proto používat vždy jen s velkou opatrností, s výhradami. Ve složitějších případech a tam, kde je v důsledku podtunelování značné nebezpečí poškození stavby, je vždy třeba provést podrobný statický rozbor, prognózu dodatečné deformace stavebního objektu a analýzu rizik z toho vyplývajících. Teprve pak lze navrhnout účinná opatření, která mohou odolnost budovy vůči dodatečným přetvořením zvýšit, omezit poklesovou kotlinu nebo zlepšit přetvárné vlastnosti přítomných hornin.

Z hlediska statického systému dotčeného stavebního objektu je nutno rozlišit konstrukce staticky určité a staticky neurčité. V konstrukcích podepřených staticky určitě, při vynucených posunech podpor, které mohou být vyvolány poklesovou kotlinou (pokud nejde o tak velké impulzy, které by vyvolaly významná přemístění znamenající změny působit' zatěžovacích faktorů) ke změnám v rozložení vnitřních sil nedochází. Je-li však konstrukce zcela staticky určitá, tak selhání jednoho prvku – z jakýchkoli důvodů – znamená vznik kinematického mechanismu, a tím i kolaps.

Namáhání konstrukcí podepřených staticky neurčité, vyvolané vynucenými posuny podpor, závisí na řadě faktorů; dominantní roli hrají samozřejmě tuhostní parametry, plastická a redistribuční kapacita, tvarové uspořádání a v případě reologicky aktivních materiálů i rychlost vzniku a trvání deformačních impulzů (Křístek, Vráblík 2009).

Při posuzování důsledků je třeba též rozlišovat, vznikne-li porucha vyvolaná vynucenými posuny podpor konstrukce na částech nosných, nebo doplňkových.

3.3 Koncept spolehlivosti

Při posuzování stavu stavební konstrukce z hlediska vzniku trhlin v důsledku vynucených deformací poklesovou kotlinou lze také využít koncept spolehlivosti (Teplý, Křístek 2006).

Spolehlivost stavební konstrukce se charakterizuje jako jeho bezporuchovost, životnost, udržovatelnost a možnost opravy. Spolehlivost objektu je tedy možné charakterizovat vlastnostmi, které splňují na něm požadované funkce při současném zachování provozních ukazatelů v daných mezích a v daném časovém úseku. Jednotlivé složky jsou: bezpečnost, použitelnost, tj. schopnost provozu a trvanlivost. Podmínkou spolehlivosti se rozumí matematické vyjádření vztahu mezi účinkem zatížení na konstrukci a přípustnou hodnotou tohoto účinku, jež je definována příslušnými pravidly pro projektování. Přitom je nutné si uvědomit, že únosnost konstrukce je charakterizována příslušnou hodnotou rozhodující veličiny, např. síly, momentu, napětí, průhybu, popř. funkcemi těchto veličin při dosažení příslušného mezního stavu únosnosti, tj. stavu, kdy je už nutné přerušit funkci objektu v důsledku např. plastického přetvoření materiálů, posunutí ve styčích, dotvarování nebo nadměrného rozevření trhlin. Vznik poklesové kotliny znamená vznik dodatečného namáhání konstrukce, které podle svého charakteru může vést k tomu, že některý z výše uvedených parametrů přesáhne mez danou spolehlivostí konstrukce.

3.4 Vývoj trhlin na objektech umístěných na poklesových kotelnicích

Problematika vzniku trhlin je jednou z rozhodujících otázek stavu poškození konstrukce v důsledku jejího podtunelování. Poškození konstrukce je nutné posuzovat jak z hlediska mezního stavu použitelnosti – provozuschopnosti, tak i z hlediska statické bezpečnosti s ohledem na únosnost a kolaps konstrukce.

Jestliže konstrukce vyhovuje všeobecně platným normám a schváleným směrním, měla by být v daných mezích příslušné bezpečnosti proti poškození s dostatečnou životností a provozuschopností objektu. Obvykle má konstrukce určitou, normami předem „plánovanou“, resp. předpokládanou rezervu různého druhu. Pro mez poškození

the risk of damaging the building due to undermining is significant, it is always necessary to carry out a detailed structural analysis, a prognosis of the additional deformation of the building and an analysis of risks following from the deformation. Only then is it possible to propose effective measures which can increase the resistance of the building against additional deformations, restrict the settlement trough or improve deformational properties of the ground to be encountered.

From the perspective of the structural system of the engineering structure to be affected by tunnelling, it is necessary to distinguish isostatic and hyperstatic structures. No changes in distribution of internal forces take place in structures supported isostatically, when enforced displacements of supports which can be caused by the settlement trough (unless the impulses are so big that they would result in significant displacements causing changes in centres of loading factors). On the other hand, if the structure is fully isostatic, a failure of one element, no matter for which reason, causes the development of a kinematic mechanism with a subsequent collapse.

Stresses in structures supported hyperstatically which are induced by displacements of supports depend on a variety of factors; of course, the dominating role is played by stiffness parameters, the plastic capacity and redistribution capacity, geometry and, in the cases of rheologically active materials, even the rate of the development and duration of deformation impulses (Křístek, Vráblík 2009).

In addition, when consequences are being assessed, it is necessary to distinguish whether the defect caused by enforced displacements of structural supports will develop on structural parts or complementary ones.

3.3 Reliability concept

When the condition of the engineering structure is being assessed from the perspective of the origination of cracks induced by deformations enforced by the settlement trough, it is even possible to use the reliability concept. (Teplý, Křístek 2006).

The reliability of an engineering structure is characterised by its failure proofness, longevity, possibility of maintenance and repairs. Reliability of a building can therefore be characterised by the properties which fulfil the functions required from it and, concurrently, operational parameters are maintained within given limits and within a given time interval. Individual components are as follows: safety, usability, i.e. the ability of being operated, and durability. The reliability condition is understood to be a mathematical expression of the relationship between the effect of loads acting on the structure and the admissible value of this effect, which is defined by respective designing rules. It is necessary to realise that the load-bearing capacity of a structure is characterised by the respective value of the deciding quantity, e.g. a force, moment, stress, deflection or functions of these quantities when the respective ultimate limit state is reached where it is necessary to interrupt the function of the building due to, for example, plastic strain of materials, displacements in joints, creeping or excessive opening of cracks. The development of a settlement trough means that additional stress originates in the structure, which can, according to its character, lead some factors to exceeding the limit given by the reliability of the structure.

3.4 Development of cracks on buildings located in settlement troughs.

The issue of the development of cracks is one of the deciding questions of the state of damage of a structure due to undermining. Damage to a structure must be assessed both from the aspect of the serviceability limit state and from the aspect of structural safety with respect to the load-bearing capacity and a collapse of the structure.

If the structure satisfies generally applicable standards and approved directives, it should be within the given limits of the respective safety against damage, with sufficient longevity and serviceability of the building. Usually a structure has a certain reserve of various kind, which is “planned” in advance by standards or expected. The limit of damage is therefore required to offer a sort of limited application with a sort of minimum safety. This limit then touches the limit of “possible or acceptable damage” to the building, which is usually assessed using various additional structural or other analyses. The reason is that there are typical warning characteristics, such as the size of cracks, large or increasing

se tedy vyžaduje jakési omezené použití s jakousi minimální bezpečností. Tato mez potom hraničí s mezí „možného nebo přijatelného poškození“ objektu, což se obvykle posuzuje různými dodatečnými statickými nebo jinými rozborů. Jsou totiž typické varovné charakteristiky, jako je velikost trhlin, velké nebo zvětšující se průhyby nebo tendence ke kolapsu. Proto je nutné se podrobněji zabývat některými faktory, přičemž zvláštní pozornost zasluhují rozborů druhu, velikosti a hlavně příčin vzniku trhlin.

Z hlediska trvanlivosti konstrukce je třeba posoudit trhliny podle jejich vzniku a účinku. Jsou trhliny povrchové a trhliny statické od přetížení konstrukce nebo od vynucených deformací, což je právě případ následků podzemní činnosti.

Deformační stav konstrukce je důležitým ukazatelem její životnosti a provozuschopnosti, ať už z hlediska funkce, nebo i z hlediska meze porušení konstrukce.

Pro hodnocení je třeba rozdělit přetvoření na:

- předvídaná (ϵ_p), se kterými se počítalo ve statickém výpočtu, a proto se mohla udělat opatření proti jejich nepříznivým důsledkům; patří sem účinky předpokládaného zatížení, teploty, dotvarování a smršťování betonu, pokles podpor,
- nepředvídaná (ϵ_n), která se neuvažovala ve statickém výpočtu, a proto mohou vést k znehodnocení konstrukce (např. nadměrné zatížení konstrukce s dynamickými účinky, neočekávané poklesy podpor, velké snížení pevnosti materiálů, porušení soudržnosti mezi ocelí a betonem, nelineární dotvarování betonu).

Předvídaná přetvoření mohou být dvojího druhu, a to:

- teoretická (ϵ_{pt}), která vyplývají ze statického řešení a při jejich určení se vychází z požadavků norem a předpisů (např. velikost zatížení, modulů pružnosti) nebo z odborných posudků (např. o sedání základů),
- skutečná, aktualizovaná (ϵ_{ps}), které opět vyplývají ze statického řešení, při němž se však už použily podklady získané měřeními (např. pevnosti a moduly přetvárnosti betonu, sedání podpor, aj.).

Konec 1. části článku

ING. TOMÁŠ EBERMANN, ebermann@arcadisgt.cz,
 ING. ONDŘEJ HORT, hort@arcadisgt.cz,
 DOC. ING. ALEXANDR ROZSYPAL, CSc.,
rozsypal@arcadisgt.cz, ARCADIS Geotechnika, a. s.,
 PROF. ING. VLADIMÍR KRÍSTEK, DrSc.,
vladimirkristek@seznam.cz,
 OSVVP ČSSI

Recenzoval: doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.

deflections or tendencies to a collapse. It is therefore necessary to deal with some factors in more detail, with analyses of the type, size and, first of all, causes of developing cracks deserving special attention.

From the aspect of the longevity of a structure, it is necessary to assess it according to the origination and impact of the cracks. There are surface cracks and structural cracks due to the structure overloading, or cracks caused by enforced deformations, which is exactly a case of consequence of underground excavation.

The deformation state of a structure is an important indicator of its longevity and serviceability, in terms of both the function and the ultimate limit state of the structure.

Deformations must be divided for the purpose of the assessment as follows:

- predicted ones (ϵ_p), which were assumed in the structural analysis and therefore measures against their unfavourable consequences could be adopted; these comprise effects of anticipated loads, temperatures, concrete creeping and shrinking, subsidence of supports,
- unpredicted ones (ϵ_n), which were not assumed in the structural calculation and therefore can lead to deterioration of the structure (e.g. excessive loads with dynamic effects acting on the structure, unexpected subsidence of supports, significant reduction of strength of materials, failure of bond between concrete and steel reinforcement, non-linear concrete creeping).

The predicted deformations can be of two types, namely:

- theoretical ones (ϵ_{pt}), which follow from the structural design and their solution is based on requirements of standards and regulations (e.g. the magnitude of loads and moduli of elasticity) or on professional opinions (e.g. subsidence of foundations),
- actual, updated ones (ϵ_{ps}), which again follow from the structural design, but their solution is based on data obtained by measurements (e.g. strength and moduli of deformation, subsidence of supports etc.).

The end of Part 1 of the paper

ING. TOMÁŠ EBERMANN, ebermann@arcadisgt.cz,
 ING. ONDŘEJ HORT, hort@arcadisgt.cz,
 DOC. ING. ALEXANDR ROZSYPAL, CSc.,
rozsypal@arcadisgt.cz, ARCADIS Geotechnika, a. s.,
 PROF. ING. VLADIMÍR KRÍSTEK, DrSc.,
vladimirkristek@seznam.cz,
 OSVVP ČSSI

LITERATURA / REFERENCES

- AFTES *Tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain, Recomandation des groupes de travail*. AFTES, 1999, No 155.
- Aldorf, J., Hrubešová, E., Vojtasík, K., Ďuriš L. Verifikace zdokonalené predikce účinků mělkého tunelování na povrch. Část 1. *Sborník vědeckých prací VŠB-TU Ostrava*, č. 1, 2009, roč. IX, řada stavební, s. 51. ISBN 978-80-248-2105-4, ISSN 1213-1962.
- Aldorf, J., Hrubešová, E., Vojtasík, K., Ďuriš L. Verifikace zdokonalené predikce účinků mělkého tunelování na povrch. Část 2. *Sborník vědeckých prací VŠB-TU Ostrava*, č. 1, 2009, roč. IX, řada stavební, s. 57-64. ISBN 978-80-248-2105-4, ISSN 1213-1962.
- BARTÁK, J. Redukce deformací nadloží a ochrana povrchové zástavby při ražbě tunelů, *Stavebnictví*, 2007, č. 5.
- Burland, J. B., Broms, B. B., Mello, V. F. B. de Behaviour of Foundation and Structures, *9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Tokyo: State of-the-Art-Report, 1977, s. 495-546.
- Burland, J. B. *Observations and Predictions of movements around Excavations in London Clay*. NNGI Lecture, 1993, s. 17.
- Ebermann, T., Veselý, V. Vliv přerušení ražeb na deformaci horninového masívu. *Konference Pražské geotechnické dny 2009*, Praha, květen 2009.
- Ebermann, T., Hort, O., Vaněk, M. Královopolské tunely: deformační odezva v oblasti od Palackého třídy k ulici Chodská. *Sborník konference Zakládání staveb 2009*, Brno, září 2009.
- Horák, V., Kosík, L., Pechman, J., Rožek, J. Královopolský tunel v Brně – předpoklady a realita z pohledu projektanta. *Sborník konference Podzemní stavby 2010*. Praha, červen 2010.
- Hort, O., Rychtecky, M., Ebermann, T., Lossmann, J., Polak, M. Kralovopolske Tunnels in Clays: Deformation's Impacts on the Surface Buildings – Response to Excavation. *Sborník konference WTC ITA-AITEC 2010*. Vancouver, květen 2010.
- Mair, R. J., Taylor, R. N., Burland, J. B. *Prediction of ground movements due to bored tunneling*. Proceedings International symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. London, 1999, s. 713-718.
- PECK, R. B. *Deep excavation and tunneling in soft ground*. State of the art report, Mexico City, Proc. 7th Int. Conf. SMFE p. 225-290, 1969.
- Reilly, M. P., New B. M. Settlements above tunnels in United Kingdom – their magnitude and prediction. *Tunneling 82*, London, 1982, IMM, s. 173-181.
- Rozsypal, A. *Kontrolní sledování v geotechnice*. Jaga 2001.
- Rozsypal, A. a kol. Projekt ČBU 38-05 – Vedení podzemních děl v souvislé městské zástavbě, etapa 6. Doporučení pro výběr metod komplexního monitoringu podzemních staveb i ovlivněných objektů, Praha 2007. Archiv SG-Geotechnika.

2. část literatury bude uvedena za 2. částí článku.