

REALIZAČNÍ DOKUMENTACE DEFINITIVNÍHO OSTĚNÍ TUNELU LIBOUCHEC

DETAILED DESIGN FOR THE FINAL LINING OF THE LIBOUCHEC TUNNEL

LIBOR MAŘÍK, JIŘÍ HOŘEJŠÍ

ÚVOD

Dálnice D8 spojuje hlavní město Prahu se severočeským Ústím nad Labem a pokračuje dále přes státní hranici se Spolkovou republikou Německo směrem na Drážďany. Po dokončení všech úseků bude dálnice tvořit významnou severo-jihní komunikační tepnu evropského formátu. Dálniční tunel Libouchec leží na úseku dálnice D8, stavby 0807/II Knínice – státní hranice SRN. Převádí trasu dálnice plochým hřbetem v podhůří Krušných hor jihozápadně od obce Libouchec, která mu dala jméno. Z kapacitních i bezpečnostních důvodů je tunel směrově rozdělen do dvou tunelových trub o dvou jízdních pásech šířky 3,5 m. Tunely propojují dvě průchozí tunelové propojky. Jedná se o úboční tunely, jejichž orientace vzhledem k reliéfu terénu není z hlediska výstavby a návrhu hloubených úseků tunelu ideální. Vyvolává nutnost odtěžení velkého objemu horniny z asymetrických stavebních jam. Nerovnoměrnost zatížení hloubených úseků tunelu zpětným zásypem nepříznivě ovlivňuje dimenze ostění i množství výztuže. Celková délka západního tunelu dosahuje 504 m, délka východního tunelu činí 520 m. Příportálové úseky obou tunelových trub jsou prováděny v otevřené stavební jámě a zpětně zasypány, zbývající úseky jsou raženy Novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM). Během zpracování realizační dokumentace stavby (RDS) tunelu došlo k řadě změn v technickém řešení, které zohledňovaly skutečně zastížené geotechnické podmínky. K nejzákladnějším patřil návrh definitivního ostění z prostého betonu. I když se jedná o postup, který je v zahraničí v obdobných geotechnických podmínkách běžně aplikován, v České republice při ražbě tunelů pomocí NRTM dosud použit nebyl.

GEOTECHNICKÉ PODMÍNKY

Tunely procházejí severovýchodním okrajem krušnohorského krystalinika zastoupeného silně metamorfovanými horninami. Pod vrstvou pokrývných útvarů tvořených středně ulehlými sutěmi, silně písčitými hlínami a šterky o celkové mocnosti do 3 m se nachází vrstva zcela až silně zvětralých ortorul předkvartérního skalního podkladu dosahující



Obr. 1 Jižní portál východního tunelu – zóna zvětrání zasahuje až do úrovně kaloty
Fig. 1 The South Portal of the Eastern Tunnel Tube – the zone of weathering extending to the top heading level

INTRODUCTION

The D8 motorway links the city of Prague with Ústí nad Labem in North Bohemia and continues further across the state border with the Federal Republic of Germany towards Dresden. This motorway will constitute a north-south communication artery of European significance. The Libouchec motorway tunnel lies in a section of the D8 motorway between Knínice and the state border (construction lot 0807/II). It allows the motorway to pass across a flat ridge of the Erz Gebirge (Krušné Hory) Mountains' foothills, near the Libouchec village. For capacity and safety reasons, the tunnel is divided into two tubes with the carriageways containing two 3.5m wide traffic lanes each. The tunnel tubes are interconnected by two cross passages for pedestrians. The tunnel tubes are of the offspur configuration. The orientation of the cut and cover sections of the tunnel tubes to the terrain relief is not ideal, both from the construction point of view and because of the asymmetric layout of the tunnels. The asymmetric arrangement of the construction trenches requires large volumes of ground to be excavated. The uneven character of the load exerted on the cut-and-cover tunnels by the backfill unfavourably affects both the dimensions and amount of reinforcement of the concrete lining. The total length of the western and eastern tunnel tube amounts to 540m and 520m respectively. The portal sections of both tubes are built in an open pit and backfilled, the remaining sections are mined using the New Austrian Tunnelling Method (NATM). A number of changes were adopted in the course of the development of detailed design to take account of the actually encountered geotechnical conditions. The design of the unreinforced concrete final lining was among the most important. Even though this solution is commonplace in similar geotechnical conditions abroad, it has not been applied in the Czech Republic to the NATM excavation yet.

GEOTECHNICKAL CONDITIONS

The Libouchec tunnels run across a north-eastern edge of the Krušné Hory crystalline complex formation, which comprises heavily metamorphosed rock types. The up to 3m thick cover consisting of medium compact debris, extremely sandy loams and gravels lies on an up to 4m thick layer of heavily weathered orthogneiss forming the top of the Pre-Quaternary bedrock. Slightly weathered to fresh orthogneiss, mostly heavily faulted, is predicted to be found under this layer. Based on the assessment of the geotechnical exploration, the rock mass was divided into quasi-homogeneous units of ground types featuring similar properties, which were used in the design of the construction trenches' slopes and, in the case of the cut-and-cover tunnel sections, in the design of the NATM excavation classes. The excavation of the construction trench for the south portal showed that the weathering zone above the western tube reaches approximately the anticipated depth and it does not extend into the tunnel cross section; regarding the eastern tunnel tube and, primarily, the rock pillar between the western tube and the construction pit for the eastern tube, the depth of the rock affected by weathering reached the level of the top heading bottom (see Fig. 1). This situation affected the technological procedure designed for the excavation of the construction trenches, the position of the mined portal of the eastern tunnel tube, as well as the lengths of the reinforced sections of the final tunnel lining.

BASIC TUNNEL PARAMETERS

Both tunnel tubes are on a horizontal curves. The centreline of the western tunnel tube (WTT) and eastern tunnel tube (ETT) are created by a 1060.10m-radius and 1004.85m-radius curve respectively. The transversal incline of the roadway is of 4.5%. The optimum utilisation of the

mocnosti 4 m. Pod touto vrstvou se již podle prognózy měly vyskytovat mírně navětralé až zdravé ortoruly, převážně silně tektonicky porušené. Po vyhodnocení výsledků IG průřezu byl horninový masív rozdělen na kvazi homogenní celky obdoby geotechnických vlastností, které sloužily pro návrh sklonů stavebních jam a v případě ražených úseků tunelu pro návrh technologických tříd výrubu. Při hloubení stavební jámy jižního portálu se ukázalo, že nad západním tunelem dosahuje zóna zvětrání přibližně očekávané hloubky a nezasahuje do prostoru tunelu, v případě východního tunelu a zejména horninového pilíře mezi západním tunelem a jámou východního tunelu však zvětralé horniny zasahovaly až do úrovně dna kaloty (viz obr. 1). Tato skutečnost ovlivnila technologický postup odtěžování stavebních jam, polohu ražených portálů východního tunelu i rozsah vyztužených úseků definitivního ostění tunelu.

ZÁKLADNÍ PARAMETRY TUNELŮ

Obě tunelové trouby leží ve směrovém oblouku. Osa západní tunelové trouby (ZTT) leží v oblouku o poloměru 1060,10 m, východní tunelové trouby (VTT) o poloměru 1004,85 m. Příčný sklon vozovky je 4,5 %. Odsazení osy tunelu od osy jízdního pásu 100 mm umožňuje optimálně využít plochu výrubu. Reliéf terénu a poloha tunelů na úpatí svahu zapříčiňují vzájemný posun polohy portálů ZTT a VTT a ražba ZTT proto probíhá souběžně s hloubením stavební jámy VTT. Mezi tunelem a stavební jámou vzniká horninový pilíř o mocnosti min. 7 m. Trasa stoupá od jihu k severu ve sklonu 4,5 %, což je jednou z příčin dovrchního ražení obou tunelů.

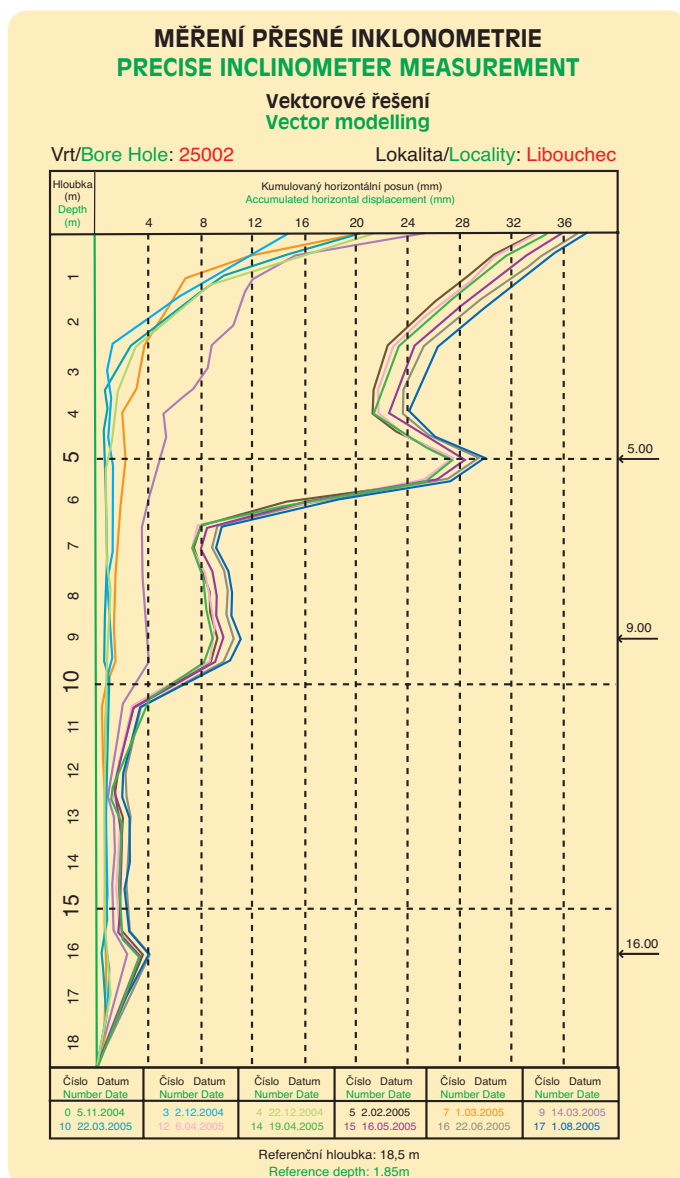
excavated cross section is possible owing to a 100mm offset of the tunnel centre line from the roadway axis. The terrain configuration and the tunnel position at the base of the slope are the reason why the WTT and ETT portals are staggered, i.e. the WTT is driven side by side with the excavation of the construction trench for the ETT. A minimally 7m thick rock pillar remains between the tunnel and the construction trench. The alignment rises from the south to the north at a gradient of 4.5%. This is one of the reasons for the uphill excavation direction of both tunnel tubes. Larger portions of the tunnel tubes lengths are on a vertical curve. The width configuration of the roadway corresponds to the T7.5 category with the clearance height of 4.5m. There are walkways minimally 1.0m wide with cable ducts underneath on both sides of the roadway. The theoretical excavated cross-section area depends on the thickness of the primary lining for the respective excavation class; it varies from 85m² to 89m². The double-shell lining with waterproofing between the shells has been used for the mined portions of the tunnel; the cut-and-cover tunnel sections are provided with a membrane applied to the external surface of the lining.

GEOTECHNICAL MONITORING

The geotechnical monitoring was carried out throughout the construction of both the mined and cut-and-cover tunnel sections. The displacement of the points fixed on the slopes of the construction trench was observed by surveying methods. Inclinometers installed on the side of the construction trench, above the tunnel profile and in the rock pillar were used to monitor the condition of the construction pit excavation together with the influence of the commencement of the tunnel excavation (see Fig. 2). The excavation deformations were measured at convergence stations having their convergence bolts attached to the surface of the primary lining. The frequency of the measurements and the distance between the monitoring stations corresponded to the construction needs and actually encountered conditions. The measurements were carried out in compliance with the rules set by the design, unless extraordinary situations occurred. Owing to the Barab information system (an Internet-based information system), the results of the measurements could be made available on the Internet immediately after the completion of their assessment to authorised representatives of the parties involved in the construction using their respective access passwords. The excavation operations followed the respective technological procedures defined by the particular excavation classes. The measured values of the excavation deformations lied under the limiting levels determined by the detailed design. The maximum measured value of the vector of deformation in the vicinity of the portal and in the section with the thicker cover not exceeding 30mm and 70mm respectively prove that the rock environment was extraordinarily stable. The advance per round, thus also the excavation advance rate were limited only by the threat of local overbreak which existed due to the extremely narrow spacing of discontinuities. The geomonitoring also consisted of the monitoring of the water table level, the degree of the groundwater aggressive action and the mapping of the excavation face. The geomonitoring results were used during the construction for verification and contingent modification of the technological procedure, both for the mining operations and the excavation of the construction trenches. The assessed results of the excavation deformation measurements contributed to the decision to build unreinforced concrete final lining. Also the FEM mathematical model was de-bugged and the load acting on the final lining was determined according to the actually measured values of the excavation deformation.

FINAL LINING IN THE MINED TUNNEL SECTIONS

The contractor used the same movable shutter set for the casting of the final lining in the mined tunnel sections that was used on the nearby Panenská tunnel. The works schedules for both tunnels allowed the shutter from the Panenská tunnel to be fluently moved to the Libouchec tunnel. The final lining of the Libouchec tunnel is, according to the tender documents, minimally 400mm thick at the crown of the arch. Compared with the thickness of the liners of Czech tunnels driven using the NATM, which usually does not exceed 350mm, this thickness is atypical. The thickness of the final lining affects the geometrical position of the primary lining, thus also the geometry and fabrication of lattice girders. The contractor and the author of the detailed design had to decide whether the risk associated with the reduction of the final lining thickness was to be taken by themselves or the original design was to be used. The concept of the unreinforced concrete final lining was not counted with



Obr. 2 Deformace horninového pilíře – inklinometrické měření
Fig. 2 Deformation of the rock pillar – the inclinometer measurement



Obr. 3 Šachovnicová betonáž definitivního ostění
Fig. 3 Staggered pattern of the final liner casting

Větší část tunelových trub se nachází ve výškovém zakružovacím oblouku. Šířkové uspořádání vozovky odpovídá kategorii T7,5 při výšce průjezdného průřezu 4,5 m. Po obou stranách vozovky se nad kabelovody nacházejí chodníky minimální šířky 1 m. Teoretická plocha výrubu závisí na tloušťce primárního ostění pro příslušnou technologickou třídu výrubu a pohybuje se od 85 m² do 89 m². V ražené části tunelu je navrženo dvouplášťové ostění s mezilehlou izolací, hloubené úseky tunelu jsou izolovány pláštovou izolací položenou na vnější líc ostění.

GEOTECHNICKÝ MONITORING

Geotechnický monitoring probíhal po celou dobu výstavby hloubených i ražených úseků tunelu. Při hloubení stavebních jam bylo prováděno geodetické sledování posunu bodů osazených na svazích stavební jámy. Inklinometry umístěné na boku jámy, nad profilem tunelu a v horninovém pilíři monitorovaly stav odtěžování jámy i vliv zahájení ražby tunelu (viz obr. 2). V měřických profilech umístěných na lici primárního ostění probíhalo měření deformací výrubu. Četnost měření a vzájemná vzdálenost měřických profilů odpovídala potřebám stavby a skutečně zastiženým podmínkám. Pokud nedocházelo k výjimečným situacím, probíhala měření podle zásad uvedených v projektu monitoringu. Informační systém Barab umožňoval okamžitě po vyhodnocení umístit výsledky měření na internetu a po zadání přístupového hesla jejich zobrazení odpovědným zástupcům stran zúčastněných při výstavbě. Ražba probíhala podle technologického postupu definovaného příslušnou technologickou třídou výrubu a naměřené deformace výrubu ležely pod mezními hodnotami, stanovenými v realizační dokumentaci. Maximální naměřená hodnota vektoru deformace do 30 mm v blízkosti portálu, resp. do 7 mm v úseku s vyšším nadložím svědčí o mimořádně stabilním horninovém prostředí. Délku záběru a tím i rychlost ražby limitovalo pouze nebezpečí lokálních nadvýrubů, ke kterým docházelo kvůli vysoké hustotě diskontinuit. Součástí geomonitoringu bylo i sledování úrovně hladiny podzemní vody a její agresivity a dokumentace čeleb. Výsledky geomonitoringu sloužily během výstavby k ověření a eventuálním úpravám technologického postupu při ražbě i hloubení stavebních jam. Vyhodnocené výsledky měření deformací výrubu přispěly k rozhodnutí o provádění nevyztuženého definitivního ostění. Na skutečně naměřené hodnoty deformací výrubu byl naladěn matematický model MKP a stanoven zatížení definitivního ostění.

DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ RAŽENÝCH ÚSEKŮ TUNELU

Pro betonáž definitivního ostění ražených úseků tunelu použil dodavatel bednici vůz z nedalekého tunelu Panenská. Harmonogram prací na obou tunelech umožnil plynulý přesun formy z tunelu Panenská na tunel Libouchec. Definitivní ostění tunelu Libouchec má podle zadávací dokumentace minimální tloušťku ve vrcholu klenby 400 mm. V porovnání s tloušťkou ostění českých tunelů realizovaných pomocí NRTM, jejichž dimenze zpravidla nepřevyšují 350 mm, se jedná o tloušťku atypickou. Tloušťka definitivního

in the primary lining design phase, therefore a change in the thickness of the lining during the course of the excavation would have caused serious problems due to the short length of the tunnel. The prognosis on the engineering geological conditions was also rather unfavourable for the reduced lining thickness. This is why competent representatives of the contractor and employer agreed that the dimensions of the lining required by the original design remained unchanged. The contractor decided that contingent savings could be achieved by optimising the amount of reinforcement steel in the final lining calculated on the basis of the assessment of the geotechnical monitoring results. This is a typical example of the observational method and one of the basic NATM principles. This, however, means for the designers working on the detailed design that they must wait with the calculation and preparation of the working drawings of the final lining until the geotechnical monitoring results are available. The principal role is played not only by the magnitude of deformation of the excavation, but primarily the rate at which the deformation reaches its final value and the moment when the final lining is cast.

Based on the results of structural analyses and assessment of local conditions, the tunnel was divided into sections with the reinforced concrete final lining and sections with the unreinforced concrete final lining. The initial concerns by the employer and by the Ministry of Transport's supervision were successfully chased away through structural analyses and tens of examples of similar structures completed abroad. The execution of the unreinforced concrete lining was also made possible owing to the positive attitude adopted by all parties involved. The change in the employer's opinion on the formation of cracks in the tunnel lining represented the fundamental step towards the unreinforced concrete lining design. The requirement for the prevention of cracks relates rather to the execution of waterproof concrete liners without a waterproofing membrane, where the waterproofing function is assumed by the concrete. Even in those cases, however, absolute prevention of cracks is not required, only crack width limits are specified. Regarding the Libouchec tunnel, the waterproofing system consists of a membrane and longitudinal drains. The requirement for the crack width limitation is therefore unsubstantiated and increases the construction cost. The effort to change the original requirement came off, owing to the active support by the representatives of the Ministry of Transport supervision and the author of the tender documents. This change allowed not only construction of complete sections of the concrete lining without reinforcement, but also significant reduction of the amount of rebar in the tunnel sections lined with reinforced concrete. The reinforced concrete lining was designed solely for the portal sections and for those casting blocks where the escape passages are connected to the tunnel. The reinforcement was also installed locally, at combined niches for SOS boxes and fire hydrants. The final lining concrete in the other sections of the mined part of the tunnel remained unreinforced.

To provide protection of the structure against aggressive environment, the contractor used C25/30 XF4 XD3 concrete for the casting of individual 12m long blocks. In contrast with Austrian guidelines where the protection against the aggressive action is provided by protective coating and where the directive [1] warns against the application of the XF4 concrete because of its propensity for cracking, the protection of the Libouchec tunnel structure against aggressive environment is ensured by the concrete structure itself. The cracking and allowable depth and width of cracks were the frequent topic of many discussions. The fears concerning the randomly spreading shrinkage cracks did not materialize in the course of the casting. The structure did not exhibit any cracks, either when the shutter had been struck or in the period ending by the preparation of this paper. The first of the completed blocks were an exception. Cracks up to 1mm wide originated in the vicinity of the joints between the casting blocks. Even local reinforcement of the given area with steel mesh failed to prevent this phenomenon. A similar phenomenon had been experienced during the casting of the final lining of the Březno u Chomutova tunnel. The author of the detailed design consulted this problem with the contractor and decided to change the concrete casting system from a continuous sequence to a staggered pattern (see Fig. 3). The cracks did not appear again. They had probably been caused by the vibration of the travelling shutter, which was transferred via its jacket into the lining of the block which had not long since been stripped.

STRUCTURAL ANALYSES OF THE FINAL LINING OF THE MINED TUNNEL SECTION

Structural analyses of the final lining of mined tunnel sections carried out whilst the detailed design are being prepared usually have the aim of optimising the original design contained in the tender documents, conforming it to the actually encountered geotechnical conditions or the

ostění ovlivňuje geometrickou polohu primárního ostění a s tím související výrobu výztužných rámců. Dodavatel i zpracovatel RDS byl postaven před rozhodnutí vzít na sebe riziko snížení dimenzí definitivního ostění, nebo ponechat původně navržené řešení. V době zpracování dokumentace primárního ostění ještě nikdo s návrhem nevyztuženého definitivního ostění nepočítal a úprava tloušťky ostění při ražbě by působila vzhledem k malé délce tunelu značné komplikace. Rovněž prognóza inženýrskogeologických poměrů nebyla pro snižování tloušťky ostění příznivá. Po vzájemné dohodě kompetentních zástupců dodavatele a investora proto zůstaly dimenze ostění podle původního návrhu. Dodavatel se rozhodl dosáhnout případných úspor optimalizací množství výztuže definitivního ostění dimenzovaného na základě vyhodnocení výsledků geotechnického monitoringu. Jedná se o typický příklad observační metody a jeden ze základních principů NRTM. Pro zpracovatele RDS to však znamená vyčkávat s dimenzováním a zpracováním výztuže definitivního ostění až na výsledky geotechnického monitoringu. Zásadní roli hraje nejen velikost deformace výrubu, ale především rychlost, s jakou dojde k jejímu ustálení, a okamžik, kdy je betonováno definitivní ostění.

Na základě výsledků statických výpočtů a zhodnocení místních podmínek byl tunel rozdělen na úseky s definitivním ostěním vyztuženým a úseky prováděné z nevyztuženého betonu. Počáteční obavy investora i supervize ministerstva dopravy se podařilo rozptýlit provedenými statickými výpočty i desítkami příkladů obdobných staveb realizovaných v zahraničí. K provádění nevyztuženého ostění významnou měrou přispěl i pozitivní přístup všech zúčastněných stran. Zásadní krok k návrhu nevyztuženého ostění představovala změna názoru investora na dimenzování ostění se zamezením vzniku trhlin. Jedná se o požadavek spojený spíše s prováděním vodonepropustných betonových ostění bez izolační fólie, kdy izolační funkci přebírá beton. I v tomto případě se však jedná pouze o požadavek omezení šířky trhlin, nikoli o jejich úplné zamezení. V případě tunelu Libouchec zajišťuje vodonepropustnost izolační fólie a podélná tunelová drenáž. Požadavek omezení vzniku trhlin proto nemá opodstatnění a stavbu prodražuje. Za aktivní podpory zástupců supervize ministerstva dopravy i zpracovatele zadávací dokumentace se podařilo původní požadavek změnit. To umožnilo nejen provádět celé úseky ostění zcela bez výztuže, ale i podstatně zredukovat množství výztuže ve vyztužených úsecích tunelu. Vyztužené ostění bylo navrženo jen v přípořtálových úsecích a v blocích se zaústěním únikových chodů. Lokální vyztužení se provádělo i v místě sružených výklenků skříně SOS a požárního hydrantu. Ostatní úseky ražené části tunelu vyztuženy nebyly.

Pro betonáž jednotlivých sekcí délky 12 m použil dodavatel beton C25/30 XF4 XD3. Důvodem je ochrana konstrukce proti agresivitě prostředí. Na rozdíl od rakouských doporučení, kde ochranu proti agresivitě zajišťuje ochranný nátěr a kde směrnice [1] varuje před použitím betonu XF4 z důvodu větší náchylnosti ke vzniku trhlin, zajišťuje v případě tunelu Libouchec ochranu proti agresivitě prostředím přímo betonová konstrukce. Vznik trhlin, jejich přípustná hloubka i šířka byly častými tématy mnoha jednání. Při vlastní betonáži se však obavy z šíření divokých smršťovacích trhlin nepotvrdily. Konstrukce nevykazovala po odbednění ani v období do zpracování textu článku žádné trhliny. Výjimku tvořil případ prvních betonovaných bloků, kde ve vrcholu klenby docházelo ke vzniku trhlin šířky do 1 mm v blízkosti spáry mezi bloky betonáže a nepomáhalo ani lokální vyztužení dané oblasti vložením betonářské sítě. Obdobné zkušenosti jsou známy z betonáže definitivního ostění železničního tunelu Březno u Chomutova. Po poradě s dodavatelem navrhl zpracovatel RDS změnit postup betonáže z plynulého na šachovnicový (viz obr. 3). Trhliny se na takto betonovaných blocích již neobjevily. Ke vzniku trhlin docházelo pravděpodobně negativními účinky vibrační bednicího vozu, které se přenášely jeho pláštěm do čerstvě odbedněného bloku ostění.

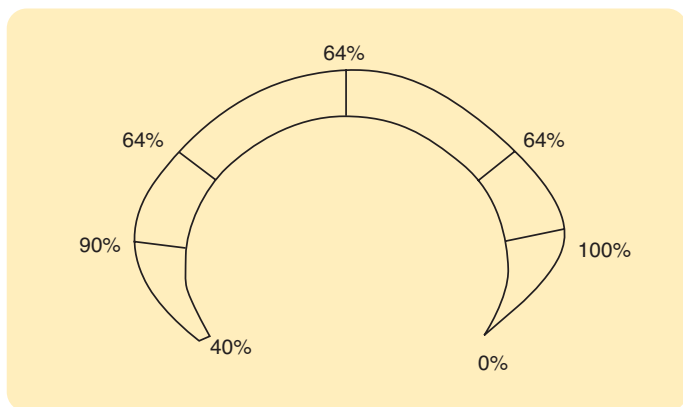
STATICKÉ VÝPOČTY DEFINITIVNÍHO OSTĚNÍ RAŽENÝCH ÚSEKŮ

Úkolem statických výpočtů definitivního ostění ražených úseků tunelu prováděných v rámci RDS bývá zpravidla optimalizace původního návrhu zadávací dokumentace na skutečně zastížené geotechnické podmínky, resp. horninový tlak. Protože s návrhem nevyztuženého definitivního ostění původní zadávací dokumentace

actual confining pressure. Because the original tender documents had not allowed for the unreinforced concrete final lining option, the structural analyses had to prove that the unreinforced concrete structure was viable and the bearing capacity of the structure was sufficient. The structural assessment of the unreinforced lining, but also other documents (an economic assessment, technological procedure of the work proposal, requirements for the lining surface finish, a certificate of fire resistance of the structure, etc.) served as a basis for the employer's decision to approve this solution. The structural analysis proving the bearing capacity of the unreinforced lining was carried out by ILF Consulting Engineers Innsbruck [3], the reinforced concrete sections were calculated by the Prague office of IKP Consulting Engineers [4]. Both calculations were identical in many boundary conditions. The author of the detailed design utilized the RIB Tunnel program for the calculation of internal forces and deformations of the primary lining and for modelling of individual tunnel excavation phases. The geotechnical input parameters of the mathematical model utilized for the calculation of the primary lining yielded the same results as those obtained in the framework of the geotechnical monitoring.

Therefore, the structural engineer did not have to adjust the mathematical model using the actually measured values of deformations and used directly the model for the determination of the load acting on the final lining. The confining pressure load acting on the final lining of the tunnel was modelled as the contact pressure between the primary lining and the rock. The model for the load was based on an assumption of total degradation of all elements of the primary lining, where the final lining takes full load exerted by the rock mass. This is a conservative attitude because it can be expected that the primary lining will carry certain portion of the load throughout the tunnel service life. The tunnel lining was modelled as a beam structure embedded in an elastic layer with tension cut-off condition. The fact that the non-linear behaviour of concrete, also with the tension cut off, was taken into account presents another of the common approaches of both calculations. The concrete lining was cast when the primary lining deformations had reached their final values. We can therefore assume that immediately after the casting the final lining is loaded mainly by its dead weight, temperature effects and equipment fixed to the lining. The confining pressure is carried by the primary lining in this phase. The primary lining continuously deteriorates with time as a result of the action of the environment that the lining is built in, thus the load is gradually transferred from the primary lining to the final lining. The intermediate waterproofing layer between the primary and secondary lining prevents the transfer of tangential forces, therefore the final lining is loaded only by the radial component of the contact pressure. The following loads or their combinations were introduced into the calculation: the dead weight of the structure, temperature of the lining in winter and summer seasons, shrinkage and creep, the confining pressure and forces induced by technical equipment. Regarding the verification of the dimensions of the unreinforced lining, a load cases matrix combining individual loads with respective load confidence coefficients was developed in the calculation process. With the exception of the confining pressure, all of the loads complied with the values required by regulations. Variations of the magnitude of the confining pressure were applied to the respective calculation combinations until the particular combination of the loads was found that brought the structure into the ultimate limit state. The proportions of the confining pressure loads schematically corresponded with the distribution of the radial contact pressure between the primary lining and the ground (see Fig. 4).

The ultimate limit state does not represent the only criterion used in the analysis of the unreinforced lining. For that reason the calculation carried out according the Eurocode deals also with the depth and width of the cracks. Unless special properties are required (e.g. the waterproofing), the maximum depth of cracks in an unreinforced concrete structure is not explicitly set. The NAD recommendations 4.1 and 4.2 for the CSN EN 1992-1-6 are well-founded in structures of buildings, where the cross section responds to the exceeded eccentricity $e > 0.3 h_w$ by a rapid increase in the stress. A final tunnel liner is a structure embedded in the rock mass all around its periphery. The system formed by the rock mass and the final lining does not respond to the increased eccentricity so sensitively. This is why there is no reason for the NAD recommendations to be applied in the assessment of the final tunnel liner. As a criterion applicable to this case, we consider to be the reduction of stress in concrete to an acceptable limit in accordance with the CSN 73 1201 stipulation $e_d \leq 0.9 a_{gc}$, where a_{gc} is the distance of the compression rim of the cross section from the centre of gravity of the cross section. When this condition determining the



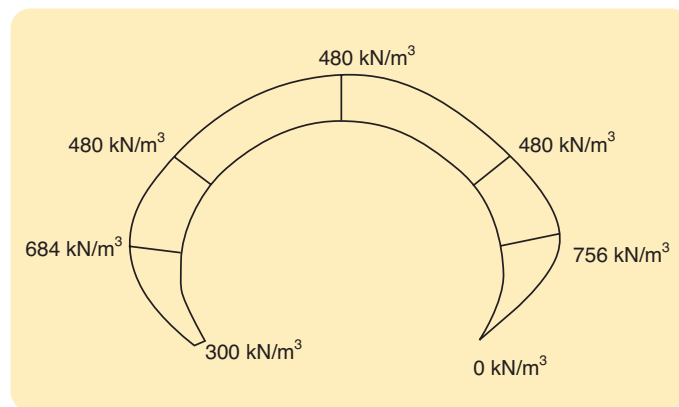
Obr. 4 Proportionální rozdělení zatížení horninovým tlakem na rubu ostění
Fig. 4 Proportional distribution of the confining pressure along the reverse side of the liner

nepočítala, musely statické výpočty nejprve prokázat, že je provádění nevyztuženého ostění reálné a konstrukce má dostatečnou únosnost. Na základě statického posouzení nevyztuženého ostění, ale i na základě dalších podkladů (ekonomické posouzení, návrh technologického postupu výstavby, požadavky na povrch ostění, průkaz požární odolnosti konstrukce apod.) rozhodl investor o jeho provádění. Statický průkaz únosnosti nevyztuženého ostění provedla v subdodávce firma ILF Consulting Engineers Innsbruck [3], výpočet vyztužených úseků ostění zpracovala pražská kancelář IKP Consulting Engineers [4]. Oba výpočty se shodovaly v mnoha okrajových podmínkách.

Pro výpočet vnitřních sil a deformací primárního ostění použil zpracovatel RDS program RIB Tunnel, ve kterém namodeloval jednotlivé fáze ražby tunelu. Geotechnické vstupní parametry matematického modelu použitého pro výpočet primárního ostění poskytovaly stejné výsledky, jaké byly naměřeny v rámci geotechnického monitoringu. Proto nemusel statik provádět ladění matematického modelu na skutečně naměřené hodnoty deformací a model přímo použil pro stanovení zatížení definitivního ostění. Kontaktní napětí mezi primárním ostěním a horninou pak sloužilo jako zatížení horninovým tlakem, kterým působí horninový masiv na definitivní ostění tunelu. Model zatížení vycházel z předpokladu úplné degradace všech prvků primárního ostění, kdy definitivní ostění plně přebírá zatížení horninou. Jedná se o konzervativní přístup, neboť lze předpokládat, že určitou část zatížení po dobu životnosti tunelu primární ostění přenese.

Ostění tunelu ve výpočetním programu nahrazovala prutová konstrukce osazená do horninového prostředí pružným uložením s vyloučením tahu. Další společný znak obou výpočtů představovalo zohlednění nelineárního chování betonu rovněž s vyloučením tahu. Betonáž ostění probíhala po odeznění deformací primárního ostění. Proto lze předpokládat, že definitivní ostění bezprostředně po betonáži zatěžuje převážně vlastní tíha, teplotní vlivy a zařízení na něm umístěná. Zatížení horninovým tlakem v tuto dobu přenáší primární ostění. V průběhu času dochází vlivem působení prostředí, v němž je primární ostění zabudováno, k jeho postupné degradaci, a tím k postupnému přenosu zatížení z primárního ostění na ostění definitivní. Vrstva mezilehlé izolace mezi primárním a sekundárním ostěním zamezuje přenosu tangenciálních napětí a definitivní ostění zatěžuje pouze radiální složka kontaktního napětí. Do výpočtu vstupovala následující zatížení, resp. jejich kombinace: vlastní váha konstrukce, teplota ostění v zimě a v létě, smršťování a dotvarování, účinky od technologického zařízení a horninový tlak. V případě průkazu dimenzí nevyztuženého ostění probíhal výpočet tak, že byla sestavena matice zatěžovacích stavů kombinující jednotlivá zatížení s příslušným součinitelem spolehlivosti zatížení. Kromě zatížení horninovým tlakem všechna zatížení odpovídala předpisy požadovaným hodnotám. Velikost horninového tlaku variovala v příslušných kombinacích v prováděných výpočtech tak dlouho, až byla nalezena taková kombinace zatížení, která přivedla konstrukci do mezního stavu únosnosti. Proporce zatížení horninovým tlakem schematičtě odpovídaly rozložení radiálního kontaktního napětí mezi primárním ostěním a horninou (viz obr. 4).

Mezní stav únosnosti nepředstavuje při posuzování nevyztuženého ostění jediné kritérium. Výpočet podle Eurokódu proto posuzuje i hloubku a rozevření trhlin. Maximální hloubka trhlin v konstrukcích



Obr. 5 Mezní hodnota zatížení horninovým tlakem
Fig. 5 The limit value of the confining pressure

minimum width of the compression area is met, the depth of cracks must not exceed a value of 360mm for a cross section 400mm thick. While the calculation according to the Eurocode does not set any restriction on the width of cracks, foreign experience [2] suggests that the maximum width of cracks must be restricted to 1mm.

Another of the criteria is the angular rotation of the cross section. A crack develops when the allowable tensile strength in concrete is exceeded. This process can be compared to the origination of a false joint. Additional load on the structure causes angular rotation of the cross section at the location weakened by the crack. So-called secondary cracks originate when the angular rotation exceeds $4 \cdot 10^{-3}$ rad. The cracks can cause spalling of the concrete, thus they can affect the ability of the structure to serve its purpose. The secondary cracks start from the roots of primary cracks, approximately perpendicularly to those cracks. The development of secondary cracks is reduced when the angular rotation of the cross section $\theta \leq 4 \cdot 10^{-3}$ rad.

The results of the analysis of the unreinforced liner showed that in terms of cracking, the critical combinations do not include the confining pressure as a load. In practice, this is the state existing in the stage early after the casting of the concrete final liner where all of the loads are carried by the primary liner. From the aspect of the origination and opening of cracks, the confining pressure acts positively, i.e. the depth and width of cracks diminishes under the confining pressure. The ultimate limit state was reached when the confining pressure at the crown of the arch assumed a value of 480kPa (see Fig. 5). The critical load case further comprised the dead weight of the structure, heating of the structure in the summer season, shrinkage, creep and forces induced by the tunnel equipment. The anticipated value of the contact pressure between the primary liner and the ground that was calculated by means of the FEM analysis did not exceed 80kPa at the crown of the arch. It follows from the above discussion that the confining pressure would have to rise 6x in comparison with its anticipated realistic value to achieve the ultimate limit state.

The structural analysis of the reinforced concrete tunnel sections assumes non-linear behaviour of the liner, allowing for the fact that the cracking has been permitted. The reduced stiffness of the cross sections deduced by means of the ideal moment of inertia J_{ix} and the concrete tension cut-off conditions are assumed for the areas of critical cross sections. It is, however, necessary to make a calculation (including determination of the amount of reinforcement) where the linear behaviour is assumed, prior to the determination of the critical cross sections and the subsequent calculation of the reduced stiffness values. The conditions at the foundation base must also be followed when the calculations are being made so that the friction forces do not exceed the allowable levels. A shearing failure would take place at the foundation base should those levels be exceeded.

The non-linear model that accepts the cracking allowed us to minimize the amount of reinforcement for the final liner. Instead of the amount of 700t which had been originally planned for the entire length of the mined tunnel section, only 150t was necessary. The reinforcement content varied from 26kg/m^3 in the standard casting blocks to 47kg/m^3 in the blocks which receive the cross passages. The reduction in the reinforcement content compared with the originally anticipated 88kg/m^3 is considerable. The footings are reinforced throughout the tunnel no matter whether the vault is reinforced or not. The amount of reinforcement is less than 57kg/m^3 . This amount is higher than the originally assumed amount of 34kg/m^3 . However, the increase, compared with the overall savings, did not affect the total cost of the works. Reinforcement bars of

z prostého betonu, nejsou-li na ně kladeny speciální požadavky (např. vodonepropustnost), není explicitně stanovena. Doporučení 4.1 a 4.2 NAD pro ČSN EN 1992-1-6 mají svá opodstatnění v konstrukcích pozemních staveb, kde při překročení excentricity $e > 0,3 h_w$ reaguje průřez prudkým nárůstem napětí. Definitivní tunelové ostění je konstrukce po celém svém obvodu uložená do horninového masivu. Systém horninový masiv – definitivní ostění nereaguje proto na nárůst excentricity tak citlivě. Z tohoto důvodu nemají doporučení NAD v posouzení definitivního tunelového ostění opodstatnění. Za kritérium v tomto případě považujeme omezení napětí v betonu na přijatelnou mez dle ustanovení ČSN 73 1201 $e_d \leq 0,9 a_{gc}$, kde a_{gc} je vzdálenost tlačného okraje průřezu od těžiště průřezu. Při splnění této podmínky, která určuje minimální šířku tlačné oblasti, nesmí při tloušťce průřezu 400 mm hloubka trhlin překročit hodnotu 360 mm. Zatímco výpočet podle Eurokódu nestanovuje žádné omezení šířky trhlin, je podle zahraničních zkušeností [2] nutno maximální šířku trhlin omezit na max. 1 mm.

Dalším z kritérií je pootočení průřezu. Při překročení pevnosti betonu v tahu dojde ke vzniku trhliny, což lze ze statického hlediska srovnat se vznikem nepravého kloubu. Dalším přitížením konstrukce dochází v místě oslabeném trhlinou k pootočení průřezu. Jestliže je pootočení průřezu větší než $4 \cdot 10^{-3}$ rad, dochází ke vzniku takzvaných druhotných trhlin, které mohou způsobit odprýskávání betonu a ovlivnit tak schopnost konstrukce sloužit svému účelu. Druhotné trhliny vycházejí z kořene primárních trhlin a jsou na ně přibližně kolmé. Jestliže pootočení průřezu je $\theta \leq 4 \cdot 10^{-3}$ rad, je vznik druhotných trhlin omezen.

Výsledky výpočtu nevyztuženého ostění ukázaly, že kombinace zatížení rozhodující pro vznik trhlin neobsahují zatížení horninovým tlakem. V praxi se jedná o stav v raném stádiu po betonáži definitivního ostění, kdy veškeré zatížení přenáší primární ostění. Horninový tlak působí z hlediska vzniku a rozvětvení trhlin pozitivně, tj. při zatížení horninovým tlakem se snižuje jak hloubka, tak i šířka trhlin. Mezního stavu únosnosti bylo dosaženo pro hodnotu horninového tlaku ve vrcholu kaloty 480 kPa (viz obr. 5). Dále v rozhodujícím zatěžovacím stavu figurovala vlastní váha konstrukce, oteplení konstrukce v létě, smršťování, dotvarování a zatížení od technologického vybavení tunelu. Očekávaná hodnota kontaktního napětí mezi primárním ostěním a horninou, vypočtená pomocí MKP, nepřesahovala ve vrcholu kaloty 80 kPa. Z uvedeného vyplývá, že pro dosažení mezního stavu únosnosti by musel horninový tlak v porovnání s jeho předpokládanou reálnou hodnotou vzrůst 6krát.

Ve statickém výpočtu vyztužených úseků tunelu se předpokládá nelineární chování ostění se zohledněním vzniku trhlin. V oblastech kritických průřezů se uvažuje snížená tuhost průřezů, odvozená pomocí ideálního momentu setrvačnosti J_{ix} za vyloučeného tahu v betonu. Pro stanovení kritických průřezů a následný výpočet snížených tuhostí je však nutno provést nejprve výpočet s lineárními chováními ostění včetně návrhu vyztužení. Při provádění výpočtů je třeba zároveň sledovat poměry v základové spáře tak, aby síly tření nepřekročily přípustné hodnoty. V takovém případě by došlo k usmyknutí v základové spáře patky.

Nelineárním výpočtem se zohledněním vzniku trhlin se podařilo minimalizovat množství výztuže definitivního ostění. Na celý úsek raženého tunelu bylo místo původně plánovaných 700 t použito jen 150 t výztuže. Vyztužení klenby se pohybovalo od 26 kg/m³ ve standardních blocích betonáže až po 47 kg/m³ v blocích se zaústěním pojpyky. I v tomto směru došlo v porovnání s původně předpokládanými 88 kg/m³ k výrazné redukci. Patky jsou vyztuženy v celé délce tunelu bez ohledu na to, zda je klenba vyztužena, či nikoli. Množství oceli nepřesahuje 57 kg/m³. Oproti původnímu předpokladu 34 kg/m³ zde došlo k nárůstu, vzhledem k celkové úspoře však neměl vliv na cenu díla.

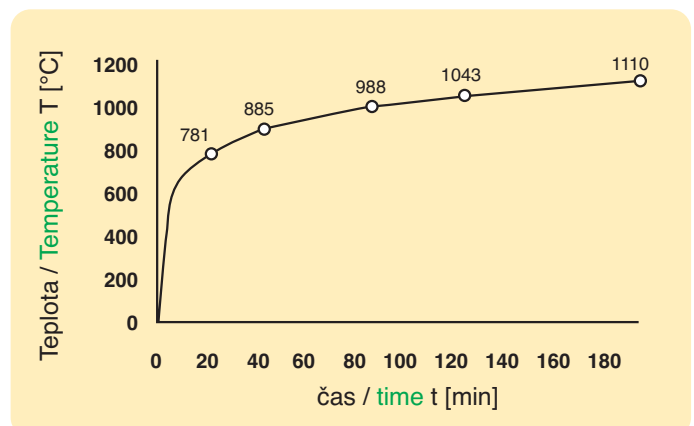
Výztuž patky a klenby není propojena, což při instalaci izolace snižuje nebezpečí jejího poškození trčící výztuží. Ve statickém výpočtu napojení patky a klenby modeluje kloubový styk.

Velmi diskutovaným detailem bylo uložení patky ostění na podkladní vrstvy a její případné rozeprázy o neporušenou horninu mezi patkami. Statický výpočet proto analyzuje i tento problém. Vodornou reakci, simulující tření v základové spáře, nahrazuje ve výpočetním programu pružná podpora. Tuhost podpory nezávisí na geotechnických parametrech horninového prostředí a geometrii výrubu, ale je nastavena tak, aby byl ve všech kombinacích zatížení zaručen minimální stupeň bezpečnosti proti posunutí patky v základové

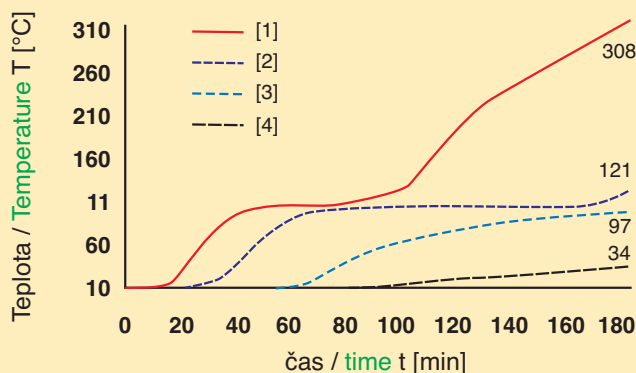
the footings are not connected with the vault reinforcement bars. This design reduces the potential for protruding bars to damage the waterproofing membrane during the application. The connection of the vault to the footing is modelled as an articulated joint. The design of the footing bearing on the bedding layers and the contingent bracing against the undisturbed ground between the footings was discussed in great detail. This is why the structural analysis solves also this problem. The horizontal reaction simulating the friction at the foundation base is modelled as an elastic support. The support toughness does not depend on geo-technical parameters of the rock mass or geometry of the excavation. The toughness is set in a manner guaranteeing that the minimum value of the factor of safety against displacement of the footing at the foundation base of 1.5 is reached for all combinations of the loads. The introduction of the horizontal reaction in the structural model applied to the design of the liner is crucially important for the structural design of the liner. If it had been neglected, the reinforcement would have been over-designed and, in some cases, the design would have been even impossible. Owing to the fact that the friction between the footing and the sub-base is taken into consideration, the required reinforcement is optimised not only in terms of the required safety but also with regard to the economy of the reinforcement design. The distribution of forces at the foundation base shows that the fear of displacement of the footing is unsubstantiated; the friction magnitude exceeds the horizontal component of the upper vault reaction with a sufficient margin. The lateral bracing of the footings is therefore structurally unnecessary and, from the constructional point of view, hard to execute. The tunnel invert in the vicinity of the footings is disturbed by sewerage and drainage trenches. Should the bracing of the footings be necessary, the cross section variant containing a foundation slab would have to be utilised. Although, the engineering geological conditions do not require such the solution.

THE FIRE RESISTANCE RATING OF THE FINAL LINER

The final design of the final lining of the Libouchec tunnel proposed a cast in situ reinforced concrete structure. According to the calculation, the 180-minute fire resistance rating required by the design was to be secured by concrete cover over the reinforcement thicker than 30mm. Regarding the reinforced concrete tunnel section, the structure is designed in a manner ensuring that the tensile stresses are carried by the reinforcement while the compression stresses can be carried by the concrete. If a fire causes damage to the cover or changes the properties of the reinforcement steel causing a loss of its capacity to carry tensile stresses, the concrete cross section will locally fail. Because concrete is not able to carry a tensile stress, a crack will originate in the given profile. The stresses in the lining will be redistributed, but the structure will remain stable. A similar process of cracking may take place in other cross sections of the structure. The structure will collapse only when it becomes an unstable mechanism due to a large number of joints. In contrast with the reinforced concrete profile, the unreinforced structure is designed in a manner guaranteeing that the unreinforced concrete itself will be able to carry all of the loads. Consultations with an expert in fire resistance of structures revealed that the Czech Republic has no methodology required for the assessment of an unreinforced concrete tunnel liner. For that reason the author of the fire safety documentation package required a fire test to be carried out on a 2m x 2m lining sample with a thickness corresponding to the dimensions of the liner, i.e.



Obr. 6 Normový průběh teploty při zkoušce – celulózová teplotní křivka
Fig. 6 Standard temperature/time cellulosic curve



Obr. 7 Nárůst teploty ve vzdálenosti 100 [1], 200 [2], 300 [3] a 350 [4] mm od ohřívaného povrchu vzorku

Fig. 7 Temperature rise at 100mm [1], 200mm [2], 300mm[3] and 350mm [4] from the heated surface

spáře 1.5. Zavedení vodorovné reakce má ve statickém modelu pro dimenzování ostění rozhodující význam. Její zanedbání by vedlo k předimenzování výztuže, v některých případech by nebylo možné výztuž nadimenzovat vůbec. Zohledněním tření mezi patkou a podložím dochází k optimalizaci potřebného množství výztuže nejen po stránce zajištění požadované bezpečnosti, ale i z hlediska hospodárnosti návrhu výztuže. Rozdělení sil v základové spáře ukazuje, že obavy z posunutí patky nemají opodstatnění, neboť velikost tření s dostatečnou rezervou převyšuje horizontální složku reakce horní klenby. Boční rozepření patek proto není staticky nutné a z hlediska výstavby je obtížně proveditelné. Počva tunelu je v sousedství patek porušena rýhami pro osazení kanalizace a podélné drenáže. V případě nutnosti rozepření patek by musela být použita varianta příčného řezu se základovou deskou. Inženýrskogeologické poměry však takovéto řešení nevyžadují.

POŽÁRNÍ ODOLNOST DEFINITIVNÍHO OSTĚNÍ

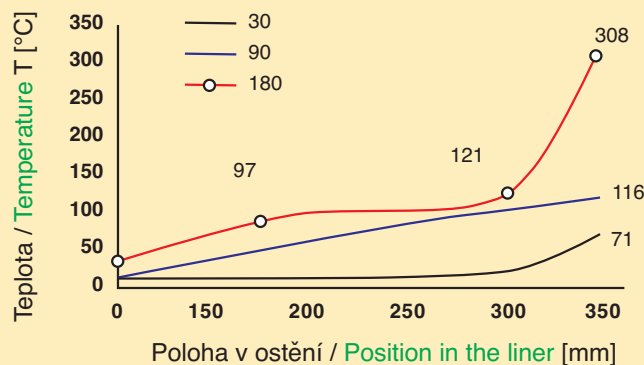
V rámci zpracování dokumentace ke stavebnímu povolení bylo definitivní ostění tunelu Libouchec navrženo jako monolitická železobetonová konstrukce. Požadovanou požární odolnost 180 minut zaručovalo podle výpočtu krytí výztuže větší než 30 mm. V případě železobetonového průřezu definitivního ostění je konstrukce dimenzována tak, že tahová napětí přenáší výztuž, zatímco tlaková napětí je schopen přenést beton. Pokud požár způsobí porušení krytí nebo změnu vlastností výztuže a ta již není schopna přenášet tahová napětí, dojde k lokálnímu selhání betonového průřezu. Protože beton není schopen přenést tahové napětí, vznikne v daném profilu trhlinka. V ostění dojde k přerozdělení napětí, ale konstrukce je i nadále únosná. Obdobně může dojít k vytvoření trhlin i v dalších průřezech konstrukce. Ke kolapsu dojde až v případě, kdy se vytvořením velkého množství kloubů stane z konstrukce pohyblivý mechanismus. Na rozdíl od železobetonového průřezu je v případě nevyztuženého ostění konstrukce dimenzována tak, aby veškerá zatížení přenesl pouze beton. Po konzultacích s odborníkem na požární odolnost konstrukcí vyplynulo, že na posouzení tunelového ostění z prostého betonu neexistuje v České republice potřebná metodika. Proto požadoval zpracovatel požárně bezpečnostní dokumentace stavby provedení požární zkoušky na vzorku ostění o rozměrech 2 m x 2 m a tloušťky odpovídající dimenzím ostění, tj. 400 mm. Tímto požadavkem podmiňoval možnost použití nevyztuženého ostění na tunelu Libouchec. Na základě této podmínky dodavatel rozhodl o okamžité betonáži vzorku ostění v podmínkách tunelu Panenská. Vzorek připravený a ošetřovaný podle schváleného technologického postupu byl po 90 dní vystaven klimatickým vlivům obdobným prostředí v tunelu. Po převozu do zkušebny bylo do každého z 5 vývrtů vsazeno 7 teplotních snímačů ve vzdálenosti 50 mm po tloušťce vzorku. Další čidla byla umístěna na neohřívaném povrchu. Cílem experimentu bylo zjistit tloušťku vrstvy betonu, která odpadne při vystavení vzorku účinkům požáru, dále průběh teploty po tloušťce ostění a hloubku odprysku betonu z plochy vystavené požáru. Do akreditované zkušebny byl vzorek přemístěn 26. 10. 2005 a až do provedení zkoušky 8. 12. 2005 byl uložen v prostředí o relativní vlhkosti min. 53 % a teplotě nepřesahující 13 °C. Teplotní namáhání

400mm. This requirement was presented as a condition for the application of unreinforced concrete lining in the Libouchec tunnel. To cope with this condition, the contractor decided immediately to cast a sample of the lining under the conditions existing in the Panenská tunnel. The specimen, which was prepared and cured according to an approved technological procedure, was exposed to climatic effects simulating the tunnel environment. Each of the 5 boreholes drilled into the specimen was provided with 7 temperature sensors fixed at 50mm intervals throughout the thickness of the slab. Other sensors were applied to the unheated surface. The aim of the experiment was to determine the thickness of the concrete layer that are expelled when the specimen is exposed to fire, the depth-temperature curve and the depth of the spalling of the concrete surface exposed to a fire. The specimen was supplied to a credited testing laboratory on 26.10.2005. It was tested on 8.12.2005 and subsequently stored in an environment featuring a minimum relative humidity of 53% and temperature lower than 13°C. The temperature stressing of the specimen proceeded according to the standard cellulosic curve for 180 minutes. The testing according to the standard CSN EN 1363-1 was performed in a vertical wall-type testing furnace heated by a system of petroleum burners. The temperature inside the furnace was measured in one-minute intervals by 7 sensors installed at a distance of 100mm from the surface of the specimen being tested. The standard curve function is described by the equation: $T_n = T_0 + 345 \log(8t + 1)$ which is graphically presented in Fig. 6.

The results of the experiment were surprising for many of us. On one hand, we could expect that the structure would withstand the fire load and the specimen would not be damaged, on the other hand we expected surface spalling caused by vaporisation of water. Neither a single piece of concrete spalled nor a larger crack developed during the course of the test and the subsequent process of cooling of the specimen. Microscopic cracks originated irregularly on the surface of the liner. The tested specimen satisfied the criteria of the limit states of integrity, insulation and radiation specified by the above-mentioned standard. The author of the detailed design plotted the measured values contained in the fire resistance testing report [5] to assess the results graphically. The results of the test show that the temperature achieved at a depth of 50mm under the surface being heated reaches 308°C on average (max. 363°C) at the moment of the end of the testing. The temperature rapidly drops with the growing distance from the heated surface of the specimen; at a depth of 100mm under the surface the average temperature does not exceed 121°C or max. 131°C. The temperature of the reverse surface of the liner, i.e. of the surface which is in contact with the waterproofing membrane in the tunnel, does not exceed a maximum value of 23°C. The chart in Fig. 7 expresses the time dependence of the temperature rise measured by sensors installed at a distance of 100mm, 200mm, 300mm and 350mm from the specimen surface which is not exposed to the heating. The other chart (see Fig. 8) shows the course of temperature along the thickness of the liner, after 30, 90 and 180 minutes.

CONCLUSION

The structural analyses of the final liner of the Libouchec tunnel proved and the fire resistance testing confirmed that the utilisation of unreinforced concrete in the conditions existing in the Czech Republic is possible. Many significant steps were successfully made during the course of the work on the detailed design regarding the final lining design. The incorporation of their results into tendering documents for



Obr. 8 Teplotní gradient v čase 30, 90 a 180 minut

Fig. 8 Temperature gradient at 30, 90 and 180 minute times

vzorku probíhalo podle normové celulózy křivky po dobu 180 minut. Zkouška podle ČSN EN 1363-1 proběhla ve svislé stěnové zkušební peci vytápěné soustavou naftových hořáků. Teplotu v peci měřilo v minutových intervalech 7 čidel ve vzdálenosti 100 mm od ohřívání líce vzorku. Funkci normové křivky popisuje rovnice: $T_n = T_0 + 345 \log(8t + 1)$, kterou graficky znázorňuje obr. 6.

Výsledky experimentu byly pro mnohé velkým překvapením. I když se dalo očekávat, že konstrukce účinkům požáru odolá a nedojde k destrukci vzorku, byly očekávány povrchové odprysky způsobené uvolňováním páry. Během provádění zkoušky a při následném chladnutí vzorku nedošlo v hloubce 50 mm pod ohříváním povrchem v průměru 308 °C (max. 363 °C). S narůstající vzdáleností od ohřívání líce vzorku dochází k prudkému snížení teploty a 100 mm pod povrchem již průměrná teplota nepřesahuje 121 °C, resp. max. 131 °C. Teplota na rubu ostění, který v tunelu představuje kontakt s izolační fólií, nepřesáhne hodnotu max. 23 °C. Graf na obr. 7 vyjadřuje časovou závislost nárůstu teploty na snímačích umístěných 100 mm, 200 mm, 300 mm a 350 mm od ohřívání líce vzorku. Na druhém grafu (viz obr. 8) je znázorněn průběh teploty po tloušťce ostění v čase 30, 90 a 180 minut.

ZÁVĚR

Statické výpočty definitivního ostění tunelu Libouchec prokázaly a zkouška požární odolnosti potvrdila možnost použití nevyztuženého betonu v podmínkách České republiky. Během zpracování realizačního projektu došlo k dosažení mnoha významných kroků v návrhu definitivního ostění, jejichž zohlednění při zpracování zadávací dokumentace nových tunelů povede k úspoře investičních nákladů. K nejvýznamnějším patří připuštění vzniku trhlin v ostění, možnost provádět ostění z nevyztuženého betonu a stanovení pravidel pro případné poruchy na líci definitivního ostění. Došlo k vyjasnění názorů na chování nevyztuženého definitivního ostění, na vznik trhlin a jejich význam z hlediska únosnosti nebo údržby ostění.

Ke změnám mohlo dojít jen za pozitivního přístupu všech zúčastněných stran. V první řadě investora, kterému změny navržené až během výstavby přinášely řadu komplikací a mnohdy osud nově navrhovaných řešení závisel na osobních invencích jednotlivých osob. Stejnou měrou se na případném riziku podílel dodavatel, který musel navržené změny zdůvodňovat po stránce technické i ekonomické. Nezanedbatelnou úlohu v prosazení změn sehrála i supervize ministerstva dopravy, a to zejména v souvislosti s prosazením možnosti výpočtu ostění připouštějícím vznik trhlin, který je nutnou podmínkou pro návrh nevyztuženého ostění.

Zpracování realizační dokumentace stálo projektanta nemalé úsilí kvůli rozsahu navrhovaných změn, nutnosti provedení mnoha posudků a průkazů použitelnosti i složitých jednání prováděných za běhu stavby. I v případě poměrně krátkého tunelu Libouchec přinesla úspora výztuže výrazné snížení investičních nákladů. Rozsah vyztužených a nevyztužených úseků tunelu znázorňuje obr. 9. Ke skutečnému zúročení vynaložené práce však dojde pouze v případě, kdy se použití nevyztuženého ostění stane běžným standardem českého tunelářství.

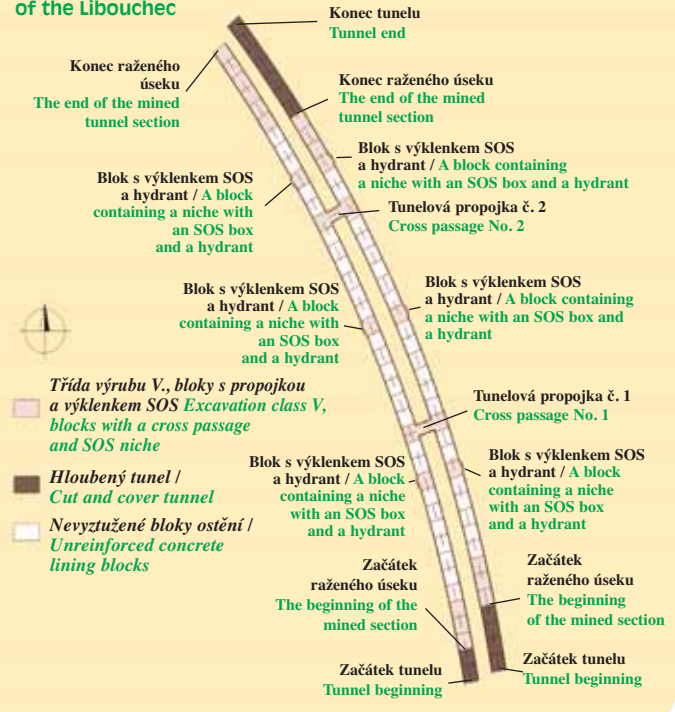
ING. LIBOR MAŘÍK, e-mail: libor.marik@ikpce.com

ING. JIŘÍ HOŘEJŠÍ, e-mail: jiri.horejsi@ikpce.com

IKP Consulting Engineers, s. r. o.

Vyztužené bloky tunelu Libouchec

Reinforced concrete blocks of the Libouchec



Obr. 9 Schéma vyztužených a nevyztužených úseků tunelu

Fig. 9 The layout of the reinforced and unreinforced concrete tunnel sections

new tunnelling projects will yield savings in capital costs. As the most important are considered the approval on cracks in the lining, the possibility to build unreinforced concrete liners and determination of rules for contingent defects occurring on the internal surface of the final lining. The opinions on the issues of the behaviour of the unreinforced concrete final lining, development of cracks and the influence of cracks on the bearing capacity or maintenance of the lining were clarified.

The changes were possible only under the condition of a positive attitude adopted by all the parties involved. First and foremost by the employer, who had to face many complications due to the changes proposed as late as the works execution phase. The fate of the newly proposed solutions often depended on personal invention of individuals. The same proportion of the possible risk was shared by the contractor, who had to vindicate the proposed changes from the technological and economic aspects. A not negligible role in the pushing ahead with the changes was played even by the Ministry of Transport's supervision, namely in the context of the efforts to make the calculation of the lining which allows the cracking possible. This was a prerequisite for the unreinforced concrete lining design.

The development of the detailed design was very demanding for the designer because of the extent of the changes being proposed, the necessity for obtaining many expert opinions and usability certificates, even because of complicated negotiations held during the works. Despite the relatively short length of the Libouchec tunnel, the savings in the reinforcement yielded a significant reduction in the capital cost. The extent of the reinforced and unreinforced tunnel sections is shown in Fig. 9. The benefit of the effort expended on this change, however, may be fully exploited only when the unreinforced concrete lining design becomes a common standard in the Czech tunnelling industry.

ING. LIBOR MAŘÍK, e-mail: libor.marik@ikpce.com

ING. JIŘÍ HOŘEJŠÍ, e-mail: jiri.horejsi@ikpce.com

IKP Consulting Engineers, s. r. o.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Richtlinie Innenschalenbeton, Ausgabe Oktober 2003, Österreichische Betonvereinigung für Beton- und Bautechnik, A-1040 Wien, Austria
- [2] R. Pöttler: Die unbewehrte Innenschale im Felstunnelbau - Standsicherheit und Verformung im Rissbereich. Beton und Stahlbetonbau 1993
- [3] Statický výpočet nevyztužených úseků tunelu Libouchec, Ing. Filip Jiříčný, ILF Consulting Engineers, 2005.
- [4] Statický výpočet vyztužených úseků tunelu Libouchec, Ing. Jiří Hořejší, IKP Consulting Engineers, s. r. o., 2005
- [5] Protokol o zkoušce požární odolnosti č. Pr-05-1.02.202 vydaný dne 21.12.2005 pro výrobek Výsek tunelového ostění tunelu Libouchec,
- [6] PAVUS, a. s. pobočka Veselý nad Lužnicí