

## CONTEMPORARY STATE OF THE GENERAL LATERAL PRESSURE THEORY - ACTIVE PRESSURE

P. Koudelka\*

**Summary:** *At present, a translation of the final EC 7-1 including its Annexes into national language is carried out and the existing National Annex is also translation only. A new National Annex should be drafted, because the existing National Annex is not in accordance to our knowledge and practice. The application of the Limit State Design for geotechnical non-linear tasks appears like great inadequacy (definition of material characteristic values, partial material factors, etc.) and also the earth pressure theory used. The contribution evaluates the used conventional theory of earth pressure and contemporary state of a new advanced theory of General Lateral Pressure (GLPT). Possibilities of GLPT are presented to be applied for the new National Annex of EC 7-1.*

### 1. Úvod

Poslední dvě generace geotechniků na základě revolučního vývoje technologie hloubených konstrukcí koncem 50-tých a v 60-tých letech vypracovaly a ověřily postupy návrhů opěrných konstrukcí, které umožňují dosáhnout velkých až mimořádně velkých hloubek výkopů a konstrukcí i podle současné teorie. Zdánlivě by proto bylo možné považovat současnou teorii za dostatečnou. Rozpory v teorii však znamenají zvýšené riziko, které musí nést odpovědní odborníci. Důsledkem tohoto rizika pak na jedné straně je, že konstrukce jsou navrhovány příliš konzervativně a jejich náklady jsou zbytečně vysoké nebo naopak rozpory umožňují realizačním organizacím zvyšovat neúměrně své zisky na úkor zákazníka. Důsledkem slabiny teorie pak je, že zakládání a náklady na geotechnická opatření, které s hlediska investora a vlastního provozu nejsou produktivní, vyžadují často více prostředků, než je ve skutečnosti zapotřebí. Na druhé straně používaná teorie některá rizika neobsahuje a pak v horších případech jsou nutné prostředky na sanaci havárií nebo i ztráty na zdraví a životech. Ztráty zdraví a životů jsou nenahraditelné a náklady na odstranění havárií rovněž snižují efektivnost vynaložených investičních prostředků a hospodářské výsledky realizovaných objektů.

Příspěvek je věnován využití vyvíjené teorii tlaku zrnitých materiálů označované dále jako "teorie obecného bočního tlaku" (GLPT) a kritickému vyhodnocení současné konvenční teorie bočního tlaku označované dále jako „teorie zemního tlaku“, tedy tlaku shora otevřených těles na hloubené konstrukce. Z různých důvodů se tato teorie poněkud vzdálila v 70-tých letech 20. století od teorie tlaku horninového kontinua, jak je někdy nazýván tlak na ražené konstrukce, přestože v podstatě jde o dvě základní úlohy jednoho problému. Metoda závislých tlaků a v posledních letech i některé výsledky dosažené pomocí pokročilých modelů na bázi FEM a BEM opět obě části teorie tlaku hornin poněkud přiblížily, ale stále ještě patrně nelze mluvit o obecné teorii horninového tlaku. Práce se vědomě nezabývá teorií tlaku skalních hornin (skalin –Pruška), neboť v této oblasti dosavadní teorie (např. Straka-Bucek-

\* Ing. Petr Koudelka, DrSc. Institute of Theoretical and Applied Mechanics AS CR, v.v.i.,  
Prosecká 76; 190 00 Prague 9. tel.: +420.286882121, fax: +420.286884634; e-mail: koudelka@itam.cas.cz

Barták.1973 a další pozdější práce) založená na rovinných nebo mnohostěnných poruchách se jeví stále ještě pro praxi uspokojivá vzhledem k objektivnímu nedostatku informací o průběhu poruch a singularit před stavbou. Proto navrhovaná koncepce teorie obecného bočního tlaku (GLPT) nemá aspirace na vytvoření obecné teorie horninového tlaku (zemín a skalních hornin), avšak mohla by znamenat krok směrem ke sblížení obou zmíněných teorií..

Návrh koncepce GLPT vychází z analýzy nedostatků a rozporů v současné teorii zemního tlaku, ale i z jejích pokročilých prvků, které odpovídají současným poznatkům o chování zrnitých těles. Koncepce teorie přes počáteční zdánlivé odchylky od důležitých pokusů a prací Gudehusových (1980a, 1980b) není s nimi v rozporu. Základními podklady pro tento příspěvek jsou dlouhodobé práce na vývoji algoritmu pokročilého numerického modelu FORESTR, složitě nelineárního konstitutivního vztahu v kontaktu konstrukce-zrnité těleso, a později spolupráce s autory velmi pokročilého programového systému SIFEL (ČVUT-FSv), složitým nelineární úlohy FEM, podrobné numerické analýzy zejména s jmenovanými modely a posléze dva střednědobé experimenty na středních fyzikálních modelech sypkého tělesa. Oba fyzikální experimenty sledovaly, jak deformační chování zrnitého tělesa, tak kontinuálně měřily obě složky tlaků (normálovou i tangenciální) na libovolně pohyblivou opěrnou konstrukci. Další etapa fyzikálních experimentů se zaměřila na výzkum oblasti pasivního tlaku, která po prvním experimentu s otáčením stěny kolem vrcholu si vyžádala další vývoj experimentálního zařízení, a není předmětem tohoto příspěvku..

## 2. Současná teorie zemního tlaku a její rozpory

Základní charakteristiku současného stavu teorie a praxe patrně nejlépe ukazuje stav a úroveň platných norem a konvenčních výpočetních postupů a programů. V Evropské Unii trvala a trvá příprava a zavedení EUROCODE 7-1 „Geotechnical Design – Part 1: General rules“ již téměř 30 let (zahájení prací před rokem 1980) a evropskou normalizaci v této oblasti lze považovat za nejvíce propracovanou, což platí ve stejné nebo i větší míře o české normalizaci (první československou normou založenou na teorii mezních stavů byla geotechnická ČSN 73 0001 „Základová půda pod plošnými základy“ již z roku 1966). S hlediska předpisů proto v této práci budou posuzovány EC 7-1 a ČSN 73 0037 „Zemní tlak na stavební konstrukce“. Po vydání EC 7-1 do zkušebního užívání (2004) byl vydán český ND (Národní dodatek), který však neobsahuje žádné podstatné změny nebo úpravy EC 7-1 a který proto zde nebude dále hodnocen a platí o něm totéž, co o EC 7-1.

Současná teorie zemního tlaku (pro oblast mechaniky je užíván obecnější termín „boční tlak“) je založena na pracích starších autorů, jako např. Ohde, Terzaghi (, Caquot-Kerisel, Ehrenberg, Jáky (1943), de Wett, Sowada, Siedek, Myslivec (1972), Janbu, Brooker-Ireland, Morgenstern, i současných autorů, jako např. Eisenstein, Gudehus (1980) a dalších pro statické problémy. Přitom důležitá teoretická práce Pruškova (1973) není uvažována. V současnosti přes velmi pokročilé poslední studie, pokusy a analýzy uveřejněné na XII. EC SMGE 1999 v Amsterdamu a 3<sup>rd</sup> IS Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground k 50. výročí JGS 1999 v Tokyu, které využívají velmi pokročilé technologie (centrifugy a pod.) a poslední výpočetní programy, jako např. Arizumi et al.(1999) Kort et al. (1999), Onishi&Sugawara (1999), Powderham (1999), Siemer et al.(1999), Uchiyama a další. Podstatným základem teoretického i praktického pojetí z té doby, ale i současného, je stále původní představa francouzských pevnostních inženýrů o možnosti obecného působení víceméně tuhých aktivních zemních bloků (klínů nebo zeminy nad zakřivenou smykovou

plochou) limitními hodnotami jednotného zemního tlaku na celou konstrukci v závislosti na maximálním mezním pohybu opěrné konstrukce. Z tohoto obvyklého přístupu se vymyká příspěvek S. Kusakabe et al. (2005) na 5<sup>th</sup> IS GAUCSG - Amsterdam 2005, který se zabýval experimenty s bočním tlakem modelů na centrifuze. I zde ostatní relevantní příspěvky vycházely z konvenční teorie zemního tlaku.

Z tohoto přehledu jsou vyňaty práce a publikace zpracovatele tohoto příspěvku k danému tématu (fyzikální a numerické experimenty, analýzy EC 7-1), které většinou byly publikovány na mezinárodních konferencích a symposiích v zahraničí a menší část na domácích konferencích s mezinárodní účastí (viz literaturu).

## 2.1. Teorie

Současná konvenční teorie rozeznává dva druhy zemních tlaků : tlak v klidu (Jáky, 1944) a tlaky při maximální mobilizaci *efektivní* smykové pevnosti (Terzaghi, 1936), které podle směru pohybu opěrné konstrukce se nazývají obvykle aktivní nebo pasivní tlak.

Mezilehlé a residuální hodnoty zemních tlaků nejsou uvažovány ani v EC 7-1 ani v české normě 'CSN 73 0037.

### 2.1.1. Tlak v klidu - EC 7-1

Za tlak v klidu je považována hodnota *aktivního* tlaku v klidu (Pruška, 1973), což platí o EC 7-1 (předběžná norma z 1994) i o ČSN 73 0037. V těchto předpisech i obvykle je používán vzorec Jákyho

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (1),$$

i když koncem 60-tých a začátkem 70-tých let byla provedena celá řada studií a experimentů (Siedek), které dávaly poněkud jiné hodnoty. EC 7-1 uvažuje vyšší hodnoty tlaku v klidu v případě překonsolidace, kdy je zaveden součinitel překonsolidace  $R_{oc}$  (poměr max. svislého tlaku v minulosti k tlaku současnému) do vzorce

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \sqrt{R_{oc}} \quad (2).$$

Omezení hodnoty tlaku v klidu v tomto případě odpovídá současnému pojetí jediné hodnoty tlaku v klidu a je proto nejasné a vágní: „Tento vzorec nemá být používán pro velmi vysoké hodnoty  $R_{oc}$ “.

Naopak mez maximálního posunu při tlaku v klidu je stanovena jednotně a přesně v závislosti na výšce opěrné konstrukce hodnotou  $u_{0max} = 5 \cdot 10^{-4} \cdot H$  bez uvažování vlivu ostatních důležitých parametrů.

Část zmíněných prací z období kolem roku 1970 a dalšího byla věnována i otázkám sklonu (nebo tvaru) smykových ploch a tření mezi opěrnou konstrukcí a zemním tělesem při působení tlaku v klidu (hodnota úhlu kontaktního tření  $\delta_0$ ). Tyto otázky dosud nejsou uspokojivě vyřešeny. EC 7-1 připouští směr tlaku v klidu rovnoběžný s povrchem terénu (úhel  $\beta$ ), při čemž úhel sklonu terénu není omezen, a hodnota  $K_0$  je upravena podle následujícího vzorce

$$K_{0\beta} = K_0 (1 + \sin \beta) \quad (3).$$

## 2.1.2. Tlak v klidu - ČSN 73 0037

Naše ČSN 73 0037 v čl. 39 až 46 uvádí pro tlak v klidu podrobnější koncepci. Při svislém rubu konstrukce a vodorovném terénu obecně pro všechny druhy zemin platí vzorec

$$\sigma_r = K_r \sigma_z \quad (4),$$

kde je

$$K_r = \nu / (1 - \nu) \quad (5)$$

a pro sypké zeminy  $K_r$  podle vzorce Jákyho (3.1) při Rankinově stavu napjatosti. Uvádí vzorec pro výpočet tlaku v klidu při šikmém rubu konstrukce (vodorovný povrch terénu) včetně směru působení a při skloněném terénu a svislém rubu konstrukce.

ČSN 73 0037 v čl. 43 až 46 (oproti EC7-1 navíc) uvádí vzorce pro výpočet přírůstků tlaku v klidu od osamělé síly na vodorovném povrchu terénu, od přímkového zatížení a od zatížení pásového.

Ani EC 7-1 ani ČSN 73 0037 neuvažují vliv efektivní soudržnosti na hodnotu tlaku v klidu, ačkoliv řešení založené na vztahu (3.1.) je známo dlouhou dobu (Myslivec 1972).

$$\phi_0' = \arcsin[\sin \phi' / (2 - \sin \phi')] \quad (4a),$$

$$c_0' = c' * \operatorname{tg} \phi_0' / \operatorname{tg} \phi' \quad (4b).$$

Důvody tohoto opomíjení starých poznatků nejsou známy, možným důvodem by snad mohla být nejistota obvykle nelineárního průběhu smykové pevnosti u počátku závislosti smykové pevnosti na normálních napětích v oboru nízkých hodnot svislého napětí  $\sigma_1$  ( $\sigma_z$ ). Tato pochybnost však zřejmě není oprávněná v běžných případech praxe, kdy hodnoty normálních napětí jsou podstatně vyšší.

Kromě práce Myslivcovy (1972) jsou známy i současné práce, které se zabývají teoretickými otázkami tlaku v klidu a hledají výstižnější řešení, než je řešení Jákyho, např. podle studie Szepesháziho (1994) je řešení Wierzbického dokonce výstižnější než Jákyho (1944). Otázky tlaku v klidu, které jsou v současnosti řešeny, hledají spíše přesnější postupy nebo vzorce (např. směr působení tlaku v klidu na kontaktu opěrné konstrukce se zemním tělesem, více odpovídající hodnota efektivního úhlu vnitřního tření), avšak nezabývají se koncepcí tlaku v klidu. Tyto práce rovněž nejsou v předpisech využity.

## 2.1.3. Extrémní hodnoty tlaku - EC 7-1

Tento paragraf byl významně přepracován oproti původnímu znění z roku 1994 ve směru novějších publikovaných poznatků. Neobsahuje však ustanovení nebo formulaci o riziku méně příznivého vývoje bočních tlaků (aktivního i pasivního) v případě překročení kritických (vrcholových) smykových posunů, které odpovídají extrémním (nejvýhodnějším) hodnotám bočního tlaku. Zejména z něj byly vypuštěny hodnoty „pohybů pro mobilizaci mezních zemních tlaků“ v závislosti na *výšce stěny*, tj. relativních pohybů míst stěny s maximálním posunem, které jsou žádány pro plnou mobilizaci smykové pevnosti v zemním tělese a přesunuty do Přílohy C v podstatně přepracovaném znění, rozšířeném i o hodnoty pro pohyby v pasivním směru a shrnuty do tabulek C.1 a C.2, které byly zařazeny do dodatku C.3. Podstata přímé závislosti kritických pohybů stěny na její *výšce* a stanovení *jednotných* hodnot pro *jakákoliv* zrnitá tělesa nebyla změněna.

Nezávazný návod pro výpočet mezních hodnot zemních tlaků (*aktivního i pasivního* uvádí *informativně* EC 7-1 v dodatku C.1, kde jsou též grafy C.1.1 až C.1.4 a C.2.1 až C.2.4 pro určení koeficientů K aktivního i pasivního tlaku. Jejich teoretický základ je uveden části C.1.

$$\sigma_a(z) = K_a [\gamma z + q] - 2c K_a^{1/2} \quad (5),$$

$$\sigma_p(z) = K_p [\gamma z + q] - 2c K_p^{1/2} \quad (6).$$

Dodatek C.2 i nový graf, který uvádí parabolický průběh mobilizace pasivního tlaku v sypkých materiálech formou procentní závislosti součinitele K na poměru aktuálního posunu stěny ku posunu stěny nutném k mobilizaci pasivního tlaku (pozn. zpracovatele: přesněji by patrně mělo být „*mezního pasivního tlaku*“). Počátek závislosti pro nulový posun je na  $K_0$  (hodnota pro aktivní tlak v klidu  $K_{0a}$ ) a konec v hodnotě  $K_p$ , možný pokles  $K_p$  na  $K_r$  není uvažován.

#### 2.1.4. Extrémní hodnoty tlaku - ČSN 73 0037

Česká norma označuje zemní tlaky při plné mobilizaci vrcholové smykové pevnosti jako „aktivní“ a „pasivní“ zemní tlak. V čl. 47 až 73 jsou uvedeny známé klasické vzorce pro hodnoty koeficientu  $K_a$  aktivního extrémního tlaku sypkých zemin na rovinných smykových plochách (patrně Ohde kolem 1930) a v tabulkách 2 a 3 součinitele  $K_p$  a  $\varphi$  pro základní rovnice

$$\sigma_a = \sigma_z K_a \quad (7),$$

$$\sigma_p = \sigma_z K_p \psi \quad (8),$$

Pro určení pasivního tlaku sypkých zemin je dále uveden graf neuvedeného autora č.12 pro určení součinitele pasivního tlaku  $\omega_r$  při prostorovém působení řady jednotlivých prvků (zápor, pilot a p.). Předpis rovněž řeší oba případy extrémních tlaků (aktivního i pasivního) pro soudržné zeminy, u pasivního tlaku uvádí i grafy č. 13 a 14 pro určení součinitelů  $\eta$  a  $\omega_k$  prostorového řešení..

ČSN 73 0037 uvádí vzorce pro výpočet přírůstků mezního aktivního tlaku od zatížení přímkového i obdélníkového na povrchu terénu a v příloze P1 též postup při prostorovém řešení aktivního (extrémního) tlaku nesoudržných zemin.

## 2.2. Rozpory

Současná teorie obsahuje několik zásadních rozporů. Tyto rozpory jsou víceméně zjevné, avšak není jim věnována pozornost teoretická ani v praxi. Některé z těchto rozporů současného pojetí teorie i provozované praxe se rýsují již ve výše uvedeném popisu současného stavu. V této části jsou hlavní rozpory souhrnně specifikovány a podrobněji pojednány. Za hlavní rozpory současné teorie zemního tlaku lze považovat :

- a) V oblasti nulových nebo velmi malých pohybů opěrné konstrukce je uvažována pouze jediná hodnota tlaku v klidu, jejíž velikost vesměs nebo téměř vždy odpovídá hodnotě aktivního tlaku v klidu, ačkoliv již více než 25 let je známa teoretická existence a přibližná hodnota pasivního tlaku v klidu, která ohraničuje celý interval hodnot , v nichž může působit tlak v klidu.
- b) Představa jediné smykové nebo kluzné plochy (většinou rovinné) v tělese a plné mobilizace smykové pevnosti na ní, při jinak se nepřetvářejícím se zemním (zrnitým) tělese, jako podmínky pro *obecné* působení extrémních hodnot aktivního (minimální) nebo

pasivního (maximální) tlaku na celou opěrnou konstrukci, je nereálná zejména z geometrických avšak i dalších důvodů (viz dále).

- c) V oblasti běžných pohybů opěrné konstrukce jsou uvažovány pouze nejvýhodnější extrémní hodnoty aktivního nebo pasivního tlaku („aktivní“ nebo „pasivní“ tlak podle ČSN, „mezí“ hodnoty podle EC 7-1- tj. hodnoty tlaku při plné mobilizaci vrcholové smykové pevnosti). Všeobecně však je známo, že při smykových zkouškách po překročení příslušného vrcholového posunu smykové napětí klesá na kritickou resp. residuální hodnotu. Kritická resp. residuální smyková pevnost jsou významně nižší, než hodnota vrcholová, jak ukazuje obr.1. Jde tedy o předpoklad velmi optimistický a tedy riskantní. To platí nejen o metodách mezní rovnováhy, ale i o metodě závislých tlaků, která obvykle bývá založena na pružně plastickém lineárním vztahu a bere v úvahu závislost tlaku na pohybu stěny.
- d) Představa obecné platnosti určitých hodnot mezních maximálních pohybů konstrukce přímo závislých na její výšce, které zajišťují plnou mobilizaci vrcholové smykové pevnosti a tím působení aktivního nebo pasivního tlaku po celé její výšce, *není odpovídající*, i když jsou odlišeny tři základní případy pohybů opěrné konstrukce. Hodnoty mezních pohybů udávané v různých předpisech se podstatně liší, což rovněž svědčí o nepřesvědčivosti teorie.

Další podstatné rozpory současné teorie se netýkají přímo vymezeného předmětu příspěvku, ale patří rovněž do oblasti bočních tlaků zrnitých materiálů, je proto účelné je zde rovněž uvést, neboť mohou být příčinou nejistot při používání výsledků z nich vycházejících. Jde zejména o :

- e) Předpoklad zakřivených smykových ploch při výpočtech bočního tlaku metodou mezní rovnováhy (mimo rotační plochy), kdy nejsou zahrnuty do výpočtu geometricky nutné deformace zrnitého tělesa. Neuvažované a nevyhnutelné přetvoření zrnitého tělesa nutně musí mít nezanedbatelný vliv na výsledky výpočtů.
- f) Totéž platí o předpokladu smykových ploch s polygonální řídicí linií, pokud nejde o konsekventní predestinované plochy. Rozpor je zde obecně silnější, než ad e).

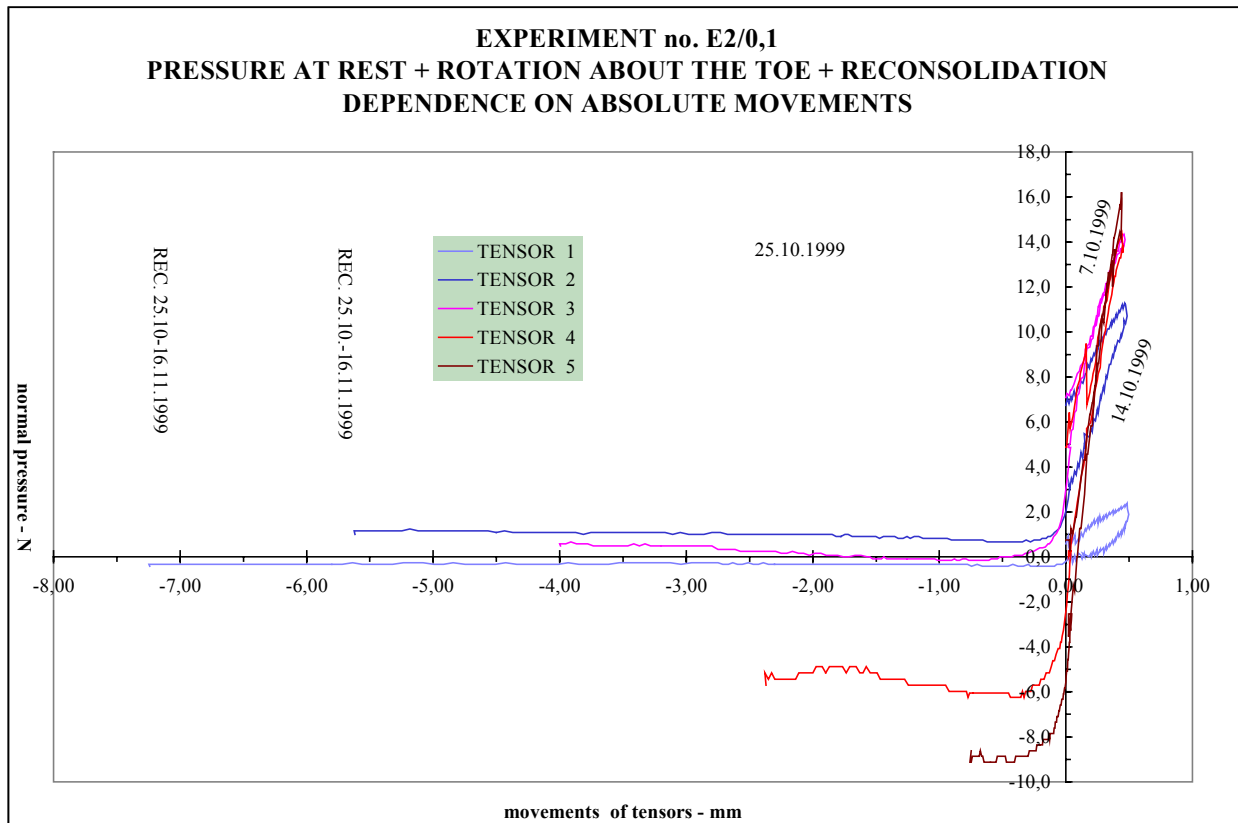
### 3. Současný stav teorie obecného bočního tlaku

Myšlenka koncepce obecného bočního tlaku zemin vznikla na základě zkušeností s dřívějšími výpočty metodami mezní rovnováhy a chováním realizovaných opěrných konstrukcí a s prvními výsledky metody závislých tlaků (MZT/DPM). Od té doby je tato koncepce bočního tlaku a její teorie (GLPT) průběžně vyvíjena podle získávaných poznatků.

V současné době je teorie obecného *aktivního* tlaku a *tlaku v klidu* prokázána u sypkých zemin (písek 0,3 mm) dvojicemi opakovaných fyzikálních experimentů na středně velkých vzorcích (šířka 1,0 m, délka 1,5 m, výška 1,2 m, výška pohyblivé stěny 1,0 m) z let 1998-9. V rámci experimentálních souborů E1 a E2 byly provedeny experimenty s tlaky v klidu E1/0 a E2/0 (viz Obr.1) a dále při otáčení opěrné stěny kolem paty (E1/1 a E2/1 (viz Obr. 1)) a kolem vrcholu (E1/2 a E2/2) a při rovnoběžném posunu celé stěny (E1/3 a E2/3). Při pokusech byly průběžně měřeny obě složky bočního tlaku, tj. normálová a svislé tření, a byla pozorována jejich značná nestabilita v čase, zejména bezprostředně po pohybu stěny.

Výsledky příslušných dvojic experimentů byly odpovídající a zejména prokázaly existenci *zvýšení mezního aktivního tlaku po překročení příslušného posunu* v daném místě, tj. existenci *residuálního aktivního tlaku*. Dále též byl prokázán téměř *singulární průběh*

bočního tlaku v klidu, tj. v bezprostředním okolí výchozí pozice stěny (do pohybu několika setin mm). Původní experimentální výsledky podpořil i třetí experiment E4/2 z roku 2008, který v rámci reálné zkoušky experimentálního zařízení po pěti letech vývoje bylo opakováno otáčení kolem vrcholu na modelu šířky 0,97 m, výšky 1,2 m a délky 3,0 m. I při tomto experimentu se vytvořila strmá zakřivená smyková plocha, jako při experimentech E1/2 a E2/2.



Obr.1 Tlaky na snímače při experimentu E2/0+1 s tlakem v klidu (rovnoběžný posun) a při otáčení pažící stěny kolem paty (na ose x – skutečné posuny jednotlivých snímačů).

Dlouhodobá nestabilita bočního tlaku v čase a jeho *tendence* byla zjištěna při experimentu s *pasivním* tlakem E3/2 z let 2001-2 po otočení cca 10 mm kolem vrcholu na *pasivní stranu*. Při dlouhodobém pokusu (více než 8 měsíců) byla sledována dlouhodobá *klesající* tendence dosaženého pasivního tlaku, tj. *směrem k horní mezi tlaku v klidu*  $e_{0p}$  (viz Koudelka, 2003).

### 3.1. Základní postuláty

Základní charakteristiku současného stavu teorie obecného bočního tlaku lze shrnout do následujících několika východisek (označení veličin viz Obr. 1 a 2):

- I. V původním (výchozím) stavu před jakýmkoliv pohybem konstrukce a přetvořením tělesa působí ve všech bodech kontaktu tlak v klidu v hodnotách  $e_0$ , které u každého bodu jsou závislé na mechanické historii vzniku tělesa a provádění konstrukce. V obvyklých případech hodnoty  $e_0$  bodů kontaktu leží v příslušných intervalech tlaku v klidu.

- II. Nepatrný nebo malý pohyb daného *místa* opěrné konstrukce (v kontaktu) směrem na aktivní (od tělesa) resp. pasivní stranu (do tělesa) vede k prudkému snížení resp. zvýšení tlaku v tomto místě až do mezních hodnot intervalu tlaku v klidu, též v závislosti na směru a velikosti pohybu ostatních míst konstrukce, tj, na tvaru a velikosti přetvoření aktivované zóny tělesa, která je příslušná danému místu kontaktu.
- III. Při dalším pohybu daného *místa* opěrné konstrukce (v kontaktu) na aktivní resp. pasivní stranu se mění hodnota bočního tlaku v tomto místě i ve vzájemné závislosti na směru a velikosti pohybu ostatních míst konstrukce, neboli v závislosti na tvaru a velikosti přetvoření aktivované zóny tělesa, která je příslušná danému místu kontaktu a kterou ovlivňují i pohyby ostatních míst kontaktu. Toto přetvoření určují zejména geometrické a statické podmínky a geotechnické vlastnosti tělesa. U nepodepřené konstrukce při dalším pohybu na aktivní, resp. pasivní, stranu se obvykle tlak snižuje, resp. zvyšuje, až na kritické (mezní) hodnoty, to znamená až na minimální, resp. maximální hodnotu při dosažení kritických hodnot pohybu *daného místa* opěrné konstrukce.
- IV. Při pohybu *daného místa* opěrné konstrukce (rubu) větším, než je jeho kritická hodnota pro dané místo, hodnota bočního tlaku v tomto místě obecně *není konstantní* a dále se mění i ve vzájemné závislosti na směru a velikosti pohybu ostatních míst konstrukce. To znamená, že tlak závisí kromě směru a velikosti pohybu daného místa i na tvaru a velikosti přetvoření aktivované zóny tělesa. Toto přetvoření určují zejména geometrické a statické podmínky a geotechnické vlastnosti tělesa. U nepodepřené konstrukce při dalším pohybu na aktivní, resp. pasivní, stranu se obvykle tlak *zvyšuje, resp. snižuje*, až na příslušné *residuální* hodnoty. Residuální hodnoty se obvykle již příliš nemění při vyšších hodnotách posunů.
- V. Při *konstantních vnějších podmínkách* boční tlak zrnitých látek *není v čase stasbilní* a v průběhu času se mění v závislosti na předchozím přetvoření aktivované části tělesa. U nepodepřených konstrukcí a v určitých částech kontaktu podepřených konstrukcí dochází obvykle k postupnému *zvyšování aktivního tlaku* a *snižování pasivního tlaku* směrem k příslušným *mezím tlaku v klidu*.

Tyto zásady vyjadřuje graf na Obr. 2, který ukazuje celou navrhovanou závislost „pohyb konstrukce-normálový tlak“ pro otáčení kolem paty a pro daný bod stěny. Pro srovnání jde o bod experimentální opěrné stěny v hloubce 0,265 m, který odpovídá snímači č.2. Pro numerickou analýzu byly zvoleny podmínky experimentu E1/0,1 a pro srovnání graf uvádí i jeho výsledky (tenkou čarou).

#### 4. NÁVRH ŘEŠENÍ AKTIVNÍHO BOČNÍHO TLAKU V NÁRODNÍM DODATKU

Níže uvedený výchozí návrh koncepce zásad pro výpočet aktivního bočního tlaku v příloze C českého Národního dodatku EC 7-1 je členěn do kapitol podle přílohy C EC 7-1. Obecně platné zásady nemají vyznačený druh bočního tlaku (aktivní, pasivní, v klidu), jinak je druh tlaku uveden. Nový text je vyznačen *kursivou*, části textu převzaté z EC 7-1, přílohy C jsou uvedeny obyčejným písmem.

##### 4.1 Mezní hodnoty aktivního bočního tlaku

Mezní hodnoty zemních tlaků musí být určeny při uvažování skutečných pohybů zeminy a stěny na poruše a odpovídajícího tvaru plochy poruchy. *Při návrhu opěrných konstrukcí je třeba vzít v úvahu, že mezní hodnoty jsou nejpříznivějším případem zemního tlaku na opěrné konstrukce. Smyková pevnost se uvažuje v efektivních hodnotách. Kombinace 1 návrhového*



postupu 1 se uvažuje pro výpočet hodnot klidového tlaku na konstrukce. Návrhový postup 2 se uvažuje pro výpočet mezních hodnot tlaku a mezních stavů stability (posunutí, překocení a p.). Při výpočtu horninového tlaku je třeba odlišovat dobu působení opěrné konstrukce:

a) U konstrukcí krátkodobých (pažení, provizorní krátkodobé konstrukce apod.) nebo méně důležitých je možno uvažovat místně dosažení mezních hodnot tlaku za podmínky respektování možných nebo skutečných pohybů opěrné konstrukce a závislosti tlaku na nich.

b) Konstrukce dlouhodobé a důležité je třeba navrhovat na tlak v klidu, nebo na základě podrobnějšího výpočtu s uvažováním residuálního zemního tlaku.

Mezní hodnoty aktivního bočního tlaku na svislou stěnu působené objemovou tíhou ( $\gamma$ ), rovnoměrným zatížením povrchu ( $q$ ) a soudržností zeminy ( $c$ ) mají být počítány podle následujícího:

$$e_{afh} = \sigma_a(z) = K_{a,h} * (\gamma * z + q) - 2c \sqrt{K_{a,h}} \quad (C.1)$$

$$e_{afv} = \tau_a(z) = \sigma_a \tan \delta + a \quad (\text{kladná při pohybu zeminy dolů}) \quad (C.2)$$

Hodnoty součinitelů mezních aktivních tlaků mohou být vzaty z obrázků C.1 pro  $K_{a,h}$  nebo podle tabulek ČSN 73 0037. Ve vrstevnatém zemním tělese koeficienty  $K$  by měly být normálně určeny z parametrů smykové pevnosti pouze v hloubce ( $z$ ) nezávisle na hodnotách v jiných hloubkách.

## 4.2 Hodnoty tlaku v klidu

Tlak v klidu působí za podmínky nulového nebo velmi malého pohybu opěrné konstrukce. Výchozím stavem tělesa je původní horninový tlak v klidu  $e_{0c}$  před vybudováním konstrukce. Při působení (opření) tělesa na konstrukci, tj. ve směru ven z tělesa, původní tlak prudce klesá až na hodnotu aktivního tlaku v klidu  $e_{0a}$  při nulovém nebo velmi malém pohybu. Za touto hranicí se opěrná konstrukce pohybuje směrem od tělesa, aktivní tlak dále klesá, někde až na mezní hodnotu  $e_{aef}$ . Rovnovážený stav však nemusí nastat, neboť mobilizace smykové pevnosti může nastat při pohybu konstrukce v řádu cca mm a při dalším pohybu tlak opět stoupá na hodnotu reziduálního aktivního tlaku  $e_{ar}$ .

Při opačném stavu, tj. při opření konstrukce o těleso (ve směru do tělesa) naopak klidový tlak prudce stoupá až na hodnotu pasivního tlaku v klidu  $e_{0p}$  při nulovém nebo velmi malém pohybu. Za touto hranicí se opěrná konstrukce pohybuje směrem do tělesa a pasivní tlak dále stoupá stále mírněji, někde až na mezní hodnotu  $e_{pef}$ , která bývá dosažena při nepřijatelně velkém pohybu konstrukce. Rovnovážený stav však nemusí nastat, neboť při mobilizaci smykové pevnosti je posléze překročena její vrcholová hodnota a při dalším pohybu tlak opět klesá na hodnotu reziduálního pasivního tlaku  $e_{pr}$ .

Pro sypké zeminy a vodorovný povrch zemního tělesa mohou být meze intervalu tlaku v klidu určeny pomocí koeficientů tlaku v klidu  $K_{0a}$  a  $K_{0p}$ , které vyjadřují poměr vodorovného a svislého efektivního tlaku, podle následujících vztahů:

$$K_{0a} = (1 - \sin \phi') \quad (C.3a)$$

pro dolní mez (aktivní tlak v klidu) a

$$K_{0p} = (1 + \sin \phi') \quad (C.3b)$$

pro horní mez (pasivní tlak v klidu). Pak rovnice

$$K_{0c} = (1 - \sin \phi') \sqrt{R_{0c}} \quad (C.3c)$$

dává počáteční (původní) hodnotu tlaku v klidu, kde  $R_{0c}$  je překonsolidační poměr a kde  $K_{0a} \leq K_{0c} \leq K_{0p}$ .

Meze intervalu tlaku v klidu u soudržných zemin mohou být přizpůsobeny vlivu soudržnosti zavedením klidových hodnot smykové pevnosti, které je možno získat z následujících vztahů

$$\phi_0' = \arcsin[\sin \phi' / (2 - \sin \phi')] \quad (C.4a)$$

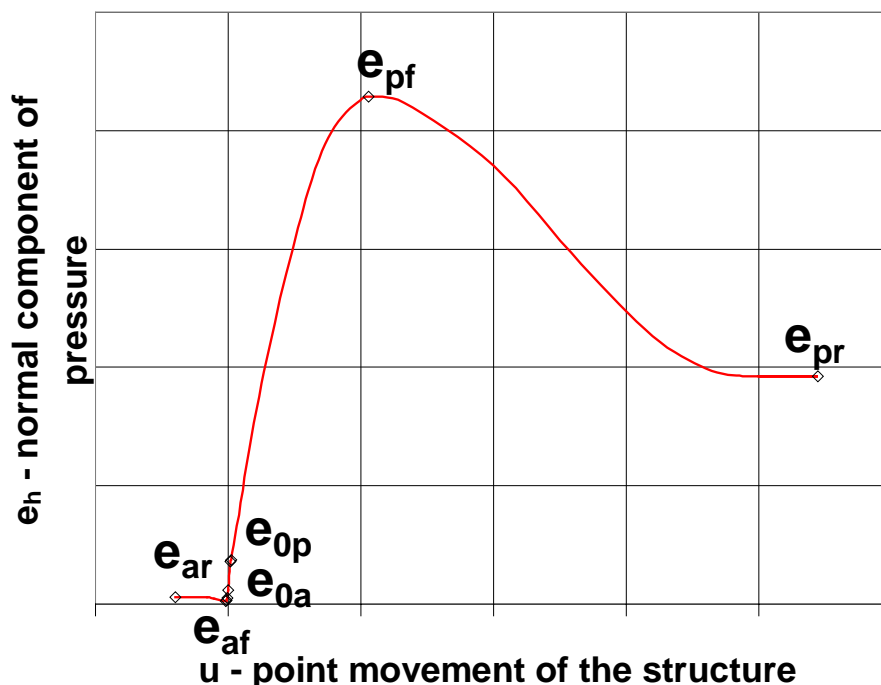
$$c_0' = c' * \tan \phi_0' / \tan \phi' \quad (C.4b).$$

Tyto veličiny mohou být použity pro výpočet Rankinova stavu napjatosti ( $\delta=0$ ).

Skutečná hodnota tlaku v klidu působící v dané době na dané místo opěrné konstrukce závisí na poloze místa, současných podmínkách (geologické skladbě, geotechnických vlastnostech zemin, pohybu konstrukce, ulehlosti atd.) a průběhu závislosti tlaku na pohybu a/nebo stavu napjatosti horninového tělesa.

### 4.3 Mobilizace mezilehlých a mezních zemních tlaků

Pohyb nutný pro vývoj mezilehlých, případně mezních, aktivních nebo pasivních tlaků v tělese za opěrnou konstrukcí by měl být uvažován v závislosti na druhu pohybu stěny a ulehlosti zeminy. Příklad závislosti mezi pohybem daného místa opěrné konstrukce a zemním tlakem v tomto místě ukazuje obr. C.3. Hodnoty pohybu mohou být větší až 1,5-2,0 krát, je-li uvažované těleso pod hladinou vody



Obr. C.3. Příklad závislosti zemního tlaku na pohybu opěrné konstrukce v daném místě stěny.

*Ve skutečnosti hodnoty působícího tlaku nejsou v čase stabilní. Pokud jsou mobilizovány mezilehlé nebo mezní hodnoty tlaku, pak tlak obvykle v průběhu času jeví tendenci změnou směrem ke klidovým hodnotám, tj. k nepříznivějšímu stavu.*

## 5. Závěr

Vývoj teorie obecného bočního tlaku není ukončen. Existence podobných jevů jako u *aktivního* tlaku byla zjištěna i u *pasivního* tlaku (experiment E3/2), je ji však třeba prokázat pro všechny tři druhy pohybů opěrné stěny opakovanými experimenty.

Návrh koncepce a textu přílohy C do českého Národního dodatku (ND) v kap. 4 rovněž není konečný. Pro vypracování jednotlivých článků ND a jeho schvalování však může být výchozím podkladem.

## 6. Poděkování

Příspěvek vznikl za finanční podpory ze státních prostředků prostřednictvím Grantové agentury České republiky a Grantové agentury Akademie věd ČR. Registrační čísla projektů jsou č. 103/97/0702, 103/98/0632, 103/02/0956, A2071302, 103/05/2130, 103/07/0557 a 103/08/1617.

## 7. Literatura

- Ariizumi, K. et al. 1999. Behaviour of large-scale cylindrical earth retaining wall. Proc. IS Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Tokyo, July, Balkema Publ., Vol. 1, pp. 453-464.
- Bakker, K.J. 2005. A 3D FEM Model for Excavation Analysis. In K.J. Bakker (ed.), Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground Amsterdam; Preprint Proc. 5th IS 2005, Sess.4, pp.13-18, Amsterdam: IS SMGE/TC28.
- ČSN 73 0037 (1990): Zemní tlak na stavební konstrukce. Vydavatelství norem, Praha, ps. 52.
- ČSN 73 1001 (1987): Základová půda pod plošnými základy. Vydavatelství ÚNM, Praha, ps. 75.
- ČSN EN 1997-1 (2006): Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí. Část 1: Obecná pravidla. ČNI, Praha, ps.147.
- EUROCODE 7-1 1994, 1999. EN 1997-1 Geotechnical design – Part 1: General rules“(final draft). CEN/TC 250/SC7, Bruxelles-Belgium.
- Gudehus, G.1980a: Materialverhalten von Sand: Neuere Erkenntnisse. Bauingenieur, 55, pp.57-67.
- Gudehus, G. 1980b. Materialverhalten von Sand: Anwendung neuerer Erkenntnisse im Grundbau. Bauingenieur. Vol.55, No. 9, pp.351-359.
- Jáky, J. 1944. A Nyugalmi nyomás tényeroje. A Magyar Mérnökés Építész – Egylet Koylonye. Vol. 78, No. 22, pp. 355-358.

- Kort, D.A. et al. 1999. The Rotterdam sheet pile wall field test: test setup. Proc. IS Geotechnical Aspects of Underground Construction in Koudelka, P. (1990). "The Safety of the Dependent Pressures Method". Proc. 9th Danubian Conf., Budapest, Akadémiai Kiadó, pp. 83-91.
- Koudelka, P. (1992). "Model of Soil for Earth Pressures". Proc. „2nd I.C. NUMEG“, Prague, CS SM CSAV/IACMAG, pp. 208-211.
- Koudelka, P. (1996). "Philosophy of Earth Pressure Analysis by an Advanced Model". Proc. IS EC 7 – Towards Implementation, London, ISE, pp. 21-31.
- Koudelka, P. (1998). "Ultimate Limit State of Retaining Structures – Analysis of Limit Standard Structure Movements". Proc. 6th Symp. Theoretical and Applied Mechanics, Struga-Macedonia, MAM/FCE Skopje, Vol. 2, pp.289-296.
- Koudelka, P. (1999a). "Some Uncertainties of the Elastic-Plastic Earth Pressure Model". Proc. XIIth EC SMGE Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure, Amsterdam, June, Balkema Publ., Vol. 1, pp. 369-374.
- Koudelka, P. (1999b). "Comment of conventional access inaccuracies and advanced General Earth Pressure Model". Proc. IS Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Tokyo, July, Balkema Publ., Vol. 2.
- Koudelka, P. (2000a). "Lateral pressures of granular mass – Experiment no.2". Proc.38th NC Experimental Stress Analysis, Třešť CzR, June, TU Brno, pp.157-164.
- Koudelka, P. (2000b). "Nonlinear bicomponent lateral pressures and slip surfaces of granular mass". Proc. IC GeoEng2000, Melbourne, November, Balkema Publ.
- Koudelka, P. (2000c). "On the theory of General Lateral Pressure in granular multi-phase materials". Proc. IC GeoEng2000, Melbourne, November, Balkema Publ.
- Koudelka, P. – Valach, J. (2000). "Displacements and slip surfaces of granular mass behind a retaining wall – Experiment E2". Proc. NC Engineering mechanics 2000, Svratka CzR, May, ITAM Prague, Vol. ,pp. .
- Koudelka, P. (2003): LSD in Geotechnics – Alternative Approach No.1 for Slope Design. Proc. IWS LSD2003 – 12th PAC SMGE Boston/Cambridge (USA); Phoon, Honjo & Gilbert, World Scientific Publishing Comp., Singapore, ps.12.
- Koudelka, P. (2005): Numerical and comparative analysis of earth passive pressure acting. Proc. 5th IS Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground 2005, Amsterdam. IS SMGE/TC 28, K.J. Bakker, No.75, pp.579-585.
- Koudelka, P. (2008): Granular Mass Behaviour Under Passive Pressure. Proc.6th IC Case Histories in Geotechnical Engineering, Arlington (USA), University of Missouri-Rolla, Rolla (Missouri), Shamsheer Prakash, ISBN 1-8870009-14-0, # 5.35.
- Kusakabe S. et al. 2005. Centrifuge Tests on Lateral Earth Pressures Using a Movable Earth Support Apparatus. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Preprint Vol. of Proc., 5th Int. Symp., Amsterdam. Amsterdam, IS SMGE/TC 28 , Sess.6, pp.63-68.
- Marten, S. & Bougeois, E. 2005. Three-dimensional behaviour of a circular excavation in Nantes, France. In K.J. Bakker (ed.) Preprint Proc. 5th IS Geotechnical Aspects of

- Underground Construction in Soft Ground Amsterdam; Sess.6, pp.69-74, Amsterdam: IS SMGE/TC28.
- Myslivec, A. (1972): "Pressure at rest of cohesive soils". Proc. 5th EC SMFE Madrid, Vol. 1, I-8, pp. 63-67.
- Onishi, K.&Sugawara, T. 1999. Behaviour of an earth retaining wall during deep excavation in Shanghai. Proc. IS Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Tokyo, July, Balkema Publ., Vol. 1, pp. 527-532.
- Powderham, A.J. 1999. Design and construction of deep circular cofferdam in collapsed ground. Proc. IS Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Tokyo, July, Balkema Publ., Vol. 1, pp. 541-546.
- Pruška, L. 1973. Physical Matter of Earth Pressures and Its Application for Solution of Earth Pressures at Rest (in Czech). Proc. IInd NS Progressive Foundation Method and Development of Soil Mechanics, Brno-CS, Dům techniky Brno, pp. 1-23.
- Siemer, T. et al. 1999. Particular demands on deformations of building pit side. Proc. IS Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Tokyo, July, Balkema Publ., Vol. 1, pp. 553-558.
- Simpson, B. – Powrie W. (2001). Embedded retaining walls: theory, practice and understanding (Perspective lecture). Proc. XVth IC SMGE, Istanbul, Balkema, Lisse/Abingdon/ /Exton (PA)/Tokyo, Vol.4 (in press).
- Šmíd J., Xuan P.V., Thýn J. (1993): Effect of Filling Method on the Packing Distribution of a Catalyst Bed. Chem. Eng. Technol. Vol. 16, 117
- Tamrakar, S.B. et al. 2006. Failure heights comparison during excavation using in-flight. In Ng, Yhang & Wang (ed.); Physical Modelling in Geotechnics; Proc. 6th IC Hong Kong 2006, Vol.1, pp.385-390 . London/Taylor & Francis Group..
- Terzaghi, K. (1943). Theoretical soil mechanics. Willey.
- Thevanayagam, S. & Mohan, S 2000. Intergranular state variables and stress-strain behaviour of silty sands. Géotechnique 50, No.1, pp.1-23.
- Wang, Y.Z. 2000. Distribution of earth pressure on a retaining wall. Géotechnique 50, No.1, pp.83-88.
- Zapletal, A. 1981. Design of Diaphragma Walls by Polygonal Method. *Stavebnický časopis* 29(5). Prague (in Czech).