

## ПОДПОРНИ СТЕНИ ОТ ЕСТЕСТВЕНА АРМИРАНА ПОЧВА

Ина Попова

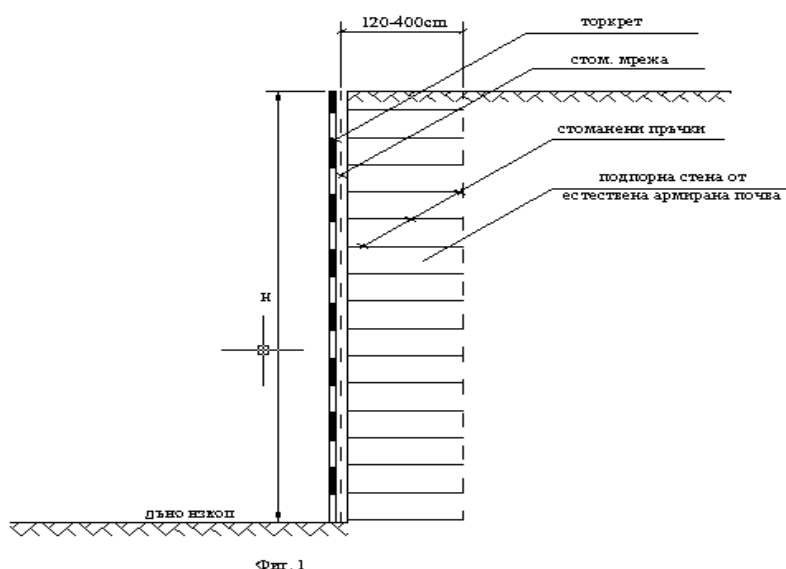
Минно-геоложки университет "Св. Иван Рилски", София 1700, България

### РЕЗЮМЕ

При изпълнението на строителни ями, особено при по-големи дълбочини на изкопите, често се налага укрепяване на откосите. Това става по известни технологии, като шилоциви стени, пилоти, шпунтови огради и др. В последните години се практикува и друг вид укрепяване, който се състои в забиване на откосите на стоманени пръчки на определени разстояния и с определени дължини. Получава се условна подпорна стена от естествена армирана почва, която може да осигури значителни дълбочини на изкопите при вертикални или слабо наклонени откоси. Теорията за определяне на статическата схема на стените се базира на теорията на земния натиск, но с изменения, отчитащи спецификата на взаимодействие на стените от армирана почва и околния масив. Съществената част от тези изменения е включването на кохезията, която съществува между почвата от стените и останалия почвен масив. Това взаимодействие не се отчита от класическата теория на Coulomb и води до чувствително намаление на натиска от почвата до стойност, която може да се поеме от стените от армирана почва. В статията се дават предпоставките и методите за определяне на коригираните стойности на земния натиск при този тип стени и особености при тяхното изпълнение.

При изпълнението на строителните изкопи, особено при по-големи дълбочини на изкопите, не винаги могат да се изпълняват откоси с наклони, отговарящи на изискванията на геотехниката. Това важи особено при строителството в застроената градска част, където съществуват редица ограничителни условия, поради наличието в непосредствена близост на пътища, подземни комуникации, като ВиК мрежи, електрически и телефонни кабели и др. Едно от изискванията е, да не се нарушава транспортният и жизнен гафик в близост на строителните участъци. Във всички тези случаи се налага укрепяване на откосите на

строителните изкопи, особено в случаите на сравнително дълбоки котловани. Това става по известни технологии, като шлицови стени, пилоти /обикновено сондажни/ Къси пасивни или дълбоки предварително напрегнати анкери, шпунтови огради и др. В последните години се практикува и друг вид укрепяване, който се състои в забиване в откосите на стоманени пръчки на определени разстояния и с определени дължини ( фиг. 1). Получава се условна подпорна стена от естествена армирана почва, която може да осигури значителни дълбочини на изкопите при вертикални или слабо наклонени откоси.



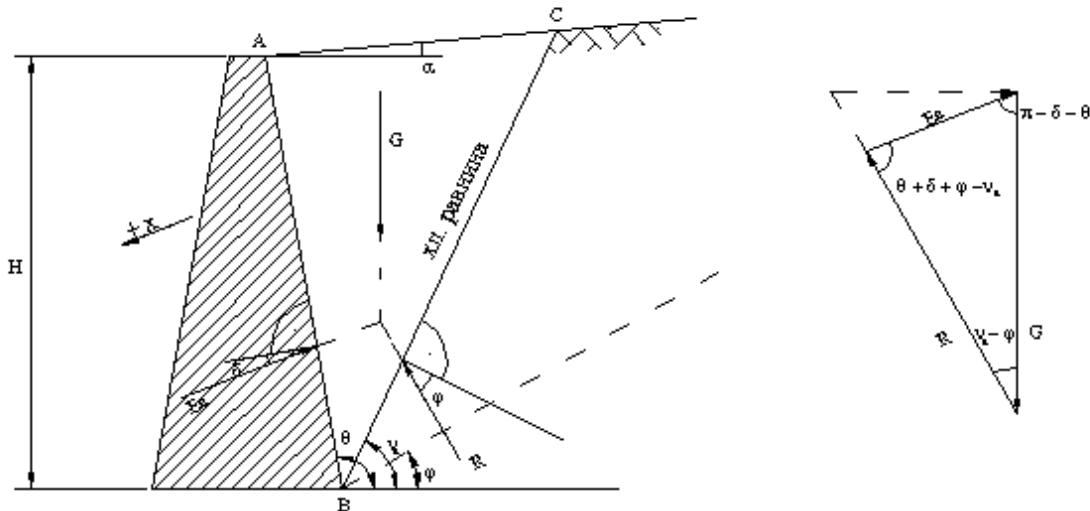
Теорията за определяне на статическата схема на такива стени от армирана почва в естествено състояние, се базира на теорията на земния натиск, но с изменения, отчитащи спецификата на взаимодействие на стените от армирана почва и околния масив. Съществената част от тези изменения е включването на кохезията, която

съществува между почвата от така изпълнените стени и останалия почвен масив. Това взаимодействие не се отчита в класическите теории на Coulomb и води до чувствително намаление на натиска от почвата до стойност, която може да се поеме от стените от армирана почва.

В класическата теория на земния натиск, която е създадена от Coulomb (1773), при предпоставки, които са цитирани достатъчно в специалната литература, (почвата е еднородна по отношение на обемното си тегло и ъгъла на вътрешно триене, земният натиск се получава при плъзгането на почвен клин по равнина, преодоляването на

якостта на срязване става едновременно по цялата повърхнина на разрушаване и почвата е без кохезия) (фиг. 2), земният натиск се получава от зависимостта [1]:

$$E = \frac{G \sin(\nu_a - \varphi)}{\sin(\theta + \delta + \varphi - \nu_a)} \quad (1)$$



Фиг. 2 Изчислителна схема за определяне на активния земен натиск

Значението на отделните величини е показано на фигурата.

Един от основните въпроси е свързан с определянето на ъгъла на наклона на пръзгателната повърхнина -  $\nu_a$ . В теорията на този ъгъл се определя от условието за получаване на максимална стойност на активния земен натиск, което е елемент от теорията за максимум на функцията. След разработка, се получава стойност на ъгъла  $\nu_a$ . Тя представлява сложна функция на ъгъла на наклона на терена, наклона на стената, ъгъла на вътрешно триене на почвата и ъгъла на триене между стената и почвата [1]. След заместване на получената стойност на  $\nu_a$  във формула (1), се получава окончателна стойност на земния натиск  $E_a$ .

При оразмеряване на подпорни конструкции на дълбоки изкопи, изразите се опростяват, като се приема хоризонтален терен и вертикална задна стена на подпорното съоръжение -  $\alpha=0$ ,  $\theta=\pi/2$ . В по-точните изчисления се включва и ъгъла на триене между стената и почвата -  $\delta$ , а при някои по-специални случаи – и наклона на задния край на стената  $\theta \neq \pi/2$ . В аналитичните изрази за хоризонталната компонента на активния земен натиск, се използва формулата :

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (2)$$

Където:  $\gamma$  е средното обемно тегло на почвата в почвения клин, който се плъзга по плъзгателната повърхнина,  $H$  е височината на стената, а  $K_a$  е коефициент на страничния земен натиск.  $K_a$  се определя по формули, дадени в специалната литература, например [1].

В обикновените случаи включването на триенето между почвата и стената може да доведе до намаление на земния натиск с 20 и повече процента. Ако това триене, както и влиянието на наклона на задния край на стената се пренебрегнат, както обикновено е в строителната практика, формулата за определяне на коефициента на страничния земен натиск се опростява още и получава класически вид от Ранкинното минимално напрегнато състояние:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3)$$

Във всички посочени формули, кохезията не участва. Нейното влияние се отчита също на основата на Ранкинното напрегнато състояние, като от диаграмата на земния натиск се вади постоянната скорост  $P_c$ :

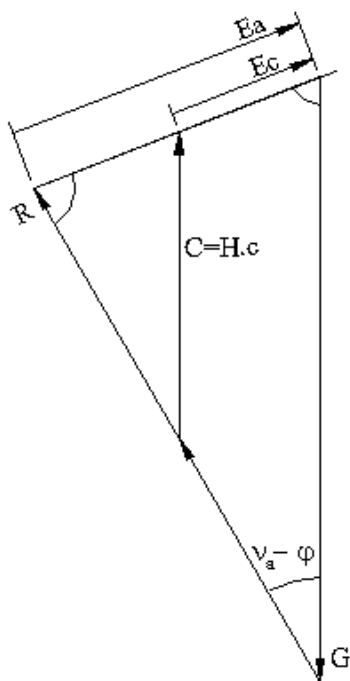
$$P_c = 2c\sqrt{K_a} \quad (4)$$

Кохезията, въпреки своята непостоянна стойност, оказва значително влияние върху земния натиск и това следва да се отчита, особено при временните съоръжения, каквито представляват укрепителните конструкции на дълбоките изкопи, тъй като след изграждане на подземната част на сградите, тяхното съдействие в статическата схема на сградата обикновено се пренебрегва. Кохезията може да се отчете директно в стойностите на земния натиск, като нейното съдействие се включи директно в плъзгателната повърхнина на почвения клин. При подпорните стени от естествена почва обаче, влиянието на кохезията може да

се отчете и при взаимодействието между стената и почвата, тъй като при тези стени, поради тяхното естество, винаги съществува сцепление между условната подпорна стена от почва и останалия почвен масив. За да се отчете това влияние, се разглежда силовия триъгълник от фиг.2. Ефектът от наклоняването земния натиск под ъгъла на триене между почвата и стената може да се отчете приблизително от фигурата, като неговия вектор се постави хоризонтален. При положение, че се включи и действието на кохезията, което не се правеше до сега, в силовия триъгълник следва да се включи още една сила, която приблизително е вертикална и за един линеен метър от дължината на стената има стойност:

$$C = cH \quad (5)$$

където  $c$  е стойността на кохезията, а  $H$  е височината на стената. Включването на силата  $C$  може да стане еднозначно, тъй като направлението на силата  $R$  е известно, както е известно и направлението на силата на земния натиск  $E_a$ . След отчитането на силата  $C$ , силовият полигон има вида, показан на фиг.3. Очевидно, това води до значително намаляване на земния натиск и с това става обяснимо, как стени с дебелина 1,2 до 2,0m могат да държат вертикални откоси с височина до 7 – 8 m.



Фиг. 3

Определянето на новата коригирана стойност на земния натиск може да стане по общите зависимости и величини, известни от класическите решения. Като се използва условието, че силите  $G$  и  $C$  са успоредни, ако задните части на стените са вертикални и приблизително успоредни в останалите случаи, може да се използват зависимостите от подобните триъгълници посочени на фиг.3. Теглото на почвената призма  $G$  се определя лесно, като се знае ъгъла на наклона на плъзгателната повърхнина. Значението на земния натиск също се определя по класически методи. Коригираната стойност на земния натиск с отчитане на действието на кохезията на

почвата в задната повърхност на почвената стена  $E_c$  се определя от равенството:

$$\frac{cH}{G} = \frac{E_a - E_c}{E_a} \quad (6)$$

Или явен вид, значението на  $E_c$  може да се определи от формулата:

$$E_c = E_a \left( 1 - \frac{cH}{G} \right) \quad (7)$$

В съкратен вид, формулата може да се представи във вида:

$$E_c = E_a K_c \quad (8)$$

където  $K_c$  може да се определи като коефициент на намаление на земния натиск с отчитане на кохезията между стената от армирана почва и прилежащия терен. Този коефициент е винаги по-малък от единица. Допълнително условие е, че  $H \leq G$ .

Формулата важи за всякакви случаи на земен натиск, при произволни стойности на величините, влизащи във формулите за неговото определение. Остава проблемният въпросът за допълнителното включване на кохезията, съгласно постановките на Ранкин, с изваждането от диаграмата на земния натиск на стойността  $P_c$ , определена по формула (4). Намираме това за аргументирано на същата основа, на която това се прави, независимо от отчитането на ъгъла на триене между почвата и подпорната стена.

Ефектът от използването на кохезията между почвения масив и стената от естествена армирана почва може лесно да се определи, като се приеме най-често използвания в практиката на Ранкин случай за определяне на земния натиск при условие, че задния край на стената е вертикален, терена е хоризонтален и ъгъла на триене между почвата и стената  $\delta = 0$ . Тогава плъзгателната повърхнина на почвения клин е наклонена към хоризонта

под ъгъл  $\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ , теглото на почвената призма е

$$G = 1/2 H^2 \gamma \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad (9)$$

И активният земен натиск  $E_a$  се определя по формулата

$$E_a = 1/2 \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad (10)$$

Коефициентът на намаление на земния натиск, вследствие на кохезията между стената и почвата става:

$$K_c = 1 - \frac{2c}{\gamma H \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)} \quad (11)$$

**Числен пример:**

Да се определи земния натиск върху стена от армирана естествена почва при следните данни:

Дълбочина на изкопа (височина на откоса)  $H=6$  m  
Ъгъл на вътрешно триене на почвата  $\varphi=22^\circ$   
Кохезия на почвата  $c=15$  kPa  
Обемно тегло на почвата  $\gamma=20$  kN/m<sup>3</sup>  
Земният натиск, определен по класическия начин е:

$$E_a = 1/2 \cdot 20 \cdot 6^2 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{22}{2}\right) = 163,79 \text{ kN/m}$$

Коефициент на намаление на земния натиск, вследствие отчитането на кохезията между почвата и стената:

$$K_c = 1 - \frac{2 \cdot 15}{20 \cdot 6 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{22}{2}\right)} = 0,45$$

Коригираната стойност на земния натиск е:

$$E_c = 163,79 \cdot 0,45 = 73,7 \text{ kN/m}$$

Намалението на земния натиск е с 55 %, което е значително.

При други случаи това намаление може да бъде различно, но най-често – значително, както се вижда и от числения пример. Във всички случаи при решенията трябва да се процедира внимателно, със занижени стойности на кохезията, например до 2-2,5 пъти, за да несе получи драстично и нереално значение на коригирания земен натиск, въпреки правилната постановка на теоретичното решение.

След определянето на коригираната стойност на земния натиск, при оразмеряването на подпорната стена се процедира, както и при останалите стени, с определяне на диаграмата на земния натиск, намаление вследствие действието на кохезията – ранкиновия случай и проверки на стената за напрежения в основната плоскост, плъзгане и обръщане.

Препоръчана за публикуване от  
катедра "Хидрогеология и инженерна геология", ГПФ

# REINFORCED WALLS OF NATURAL REINFORCED SOIL

Ina Popova

University of Mining and Geology "St. Ivan Rilski", Sofia 1700, Bulgaria

## ABSTRACT

When excavations are picked, especially in more depth excavations, often is necessary to reinforce the slopes. The well known technologies are applied – slurry walls, pilots, sheets, etc. In recent years another type reinforcement is being used, which consist in driving the steal rods in slopes at definite angle on determined intervals and with determined lengths. A result is a conditional reinforced wall of natural reinforced soil, which can provide considerable depths of excavations in vertical or low-pitched slopes. The theory of determination of static diagram of the walls is based on the theory of earth pressure, but with alternations that admit the specific of interaction between walls of reinforced soil and surrounding massif. The most important part of these alternations is inclusion of cohesion between soil of the wall and soil massif. This interaction is not considered in classical theory of Coulomb and leads to considerable reduction of soil pressure to values, that could be taken by the walls of reinforced soil. Assumptions and methods of determination of corrected values of earth pressure in such type walls and peculiarities of their accomplishment are given in the report.

When excavations are picked, especially excavations with greater depth, it is not always possible to carry out the reinforcement of slopes in compliance to geo-technology requirements. This applies mostly where construction in built-up city areas is performed and a number of restrictions arises, due to the existence of roads and underground communications such as water supply systems, electrical and phone cables, etc. in close proximity. An important requirement is not to disturb the transport and life cycle in the areas surrounding building sites. In all these occasions

reinforcement of the slopes, especially for relatively deep hollows is needed. This reinforcement is carried out by well-known technologies such as slurry walls, pilots (usually borehole), short passive or deep pre-stressed anchors, sheets, etc. In recent years a new type of reinforcement, comprising of driving steel rods with a certain length into slopes at defined intervals, is implemented (fig. 1). As a result a conditional reinforced wall of natural reinforced soil, which can provide for considerable depth of excavations in vertical or light slopes is created.

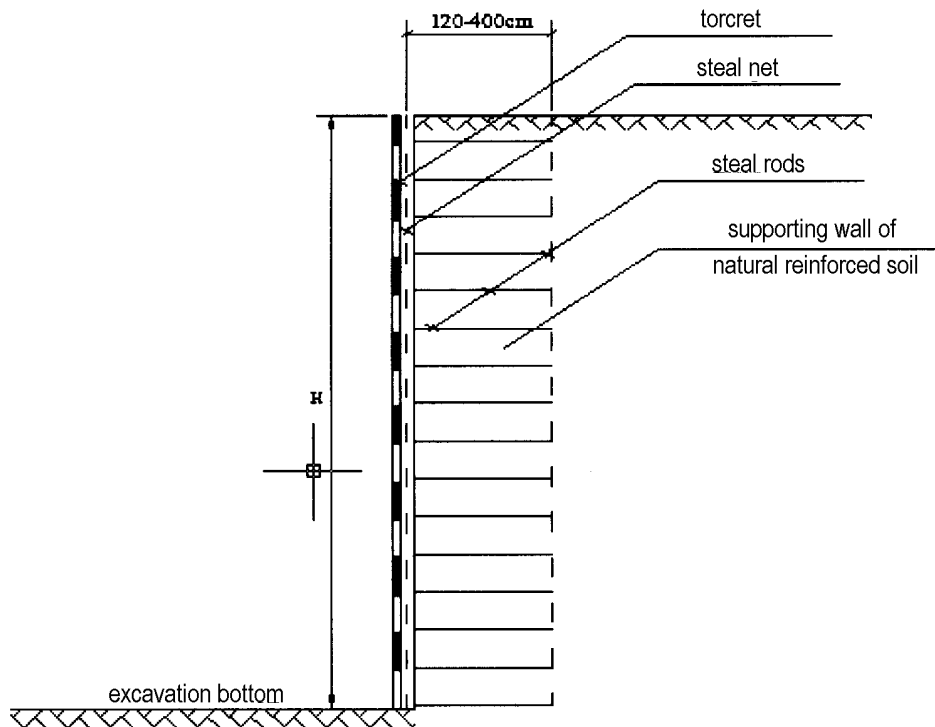


Fig. 1

The theory for determination of the static diagram of such walls of natural reinforced soil is based on the earth pressure theory, but with alternations, taking into consideration the specific character of the interaction between reinforced soil walls and the surrounding massif. An essential part of these alternations is the provision for of cohesion between the soil of the thus constructed walls and the rest of the soil massif. This interaction is not accounted for in Coulomb's classical theory and leads to significant reduction in the soil pressure

quantity to a value that could be supported by reinforced soil walls.

In the classical theory on earth pressure, created by Coulomb (in 1773), and prerequisites sufficiently quoted in specialised literature, /the soil volumetric mass and the internal friction angle are homogeneous, earth pressure is a result of the soil wedge sliding along the plane, the bridging over the shearing strength takes place simultaneously along

the entire failure plane, and there is no soil cohesion/ (fig.2), earth pressure is calculated by dependence [1]:

$$E = \frac{G \sin(v_a - \varphi)}{\sin(\theta + \delta + \varphi - v_a)} \quad (1)$$

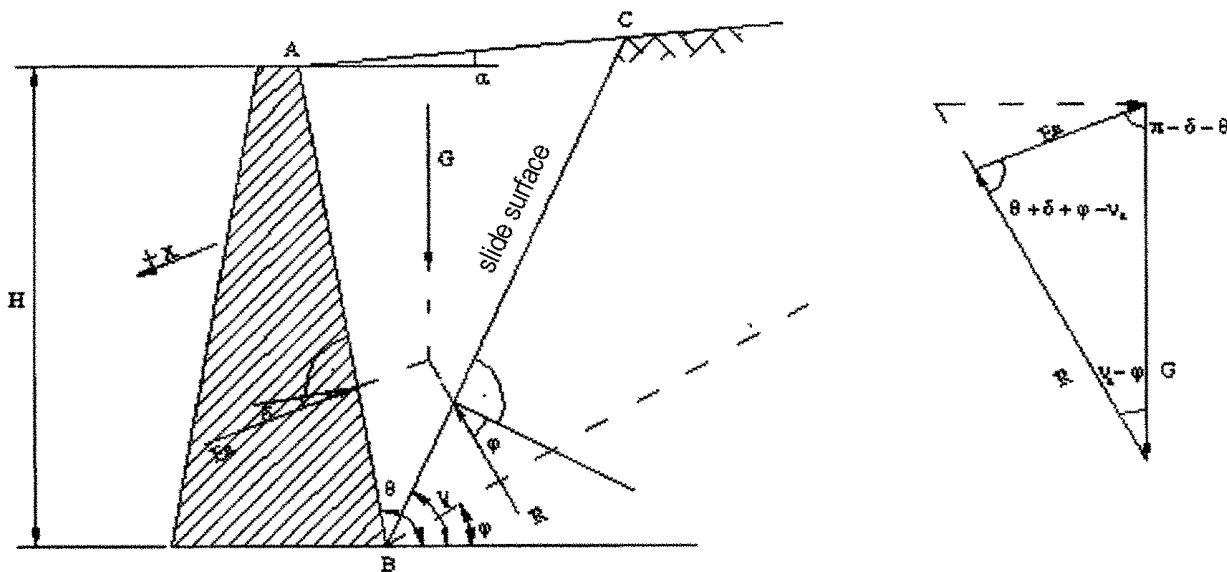


Fig. 2 Calculation scheme of the active earth pressure

The meaning of separate values is presented in the figure.

One of the essential problems is related to determination of the slope angle of the sliding surface -  $v_a$ . According to theory this angle is determined by the condition for obtaining the peak of active earth pressure, an element of the theory for peak value of a function. Following performance of the specific operations, which shall not be subject of this study, an angle value  $v_a$  is reached. It is a complex function of ground slope's angle, the wall's rise, the angle of the soil's internal friction and the friction angle between wall and soil [1]. By substitution of the value reached for  $v_a$  by formula (1), the final value of the earth pressure  $E_a$  is calculated.

In dimensioning the scale of reinforcing constructions of excavations of significant depth, dependencies are reduced by admitting for horizontal ground and vertical back wall of the reinforcing works -  $\alpha=0$ ,  $\theta=\pi/2$ . In more accurate calculations the angle of friction between wall and soil -  $\delta$  is accounted for, and in some more specific cases – the rise of the back of the wall  $\theta \neq \pi/2$  is also accounted for. In analytical expressions for determining the horizontal component of active earth pressure the following formula is applied:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \quad (2)$$

Where:  $\gamma$  is the average volumetric mass of soil in the soil wedge sliding along the sliding surface,  $H$  is the wall height, and  $K_a$  is the side earth pressure factor.  $K_a$  is calculated by formulas, presented in specialized literature, such as formula [1].

In more typical cases the inclusion of friction between soil and wall may lead to a reduction of earth pressure by 20 or more than 20 %. If this friction, as well as the influence of the back of the wall's rise are disregarded, as is the normal

practice in construction, the formula for calculation of the side earth pressure factor is reduced and the classical type of Rankin's minimum state of tension is reached:

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3)$$

Cohesion is not included in all the above mentioned formulas. The cohesion influence is taken in consideration also on the basis of Rankin's state of tension, where the constant speed  $P_c$  is eliminated from the earth pressure diagram:

$$P_c = 2c\sqrt{K_a} \quad (4)$$

Cohesion, despite its changing value, has a significant influence on earth pressure, therefore it should be accounted for, especially for temporary constructions, such as reinforcing constructions of excavations of greater depth, because following construction of the underground parts of buildings their interaction in the static diagram of buildings is usually disregarded. Cohesion may be directly accounted for in the earth pressure values by directly including its interaction in the sliding surface of the soil wedge. In the case of reinforced walls of natural soil, the cohesion influence may be taken into consideration also in the interaction between wall and soil, because for such walls, due to their nature, there is always adhesion between conditional reinforced soil wall and the rest of the soil massif.

In order to account for this influence, the force triangle in fig. 2 is considered. The effect of tilting earth pressure to the angle of friction between soil and wall may be accounted for approximately by the figure, where its vector is determined to be horizontal. If the cohesion action is included, which has not been done previously, another force, that is

approximately vertical and for one linear meter of the wall length has a value of:

$$C = cH \quad (5)$$

should be included in the force triangle, where  $c$  is the cohesion value, and  $H$  is the wall height. The inclusion of the force  $C$  may be synonymous, due to the fact that the direction of the force  $R$  is known, as well as the direction of the earth pressure  $E_a$ . Following recording of the force  $C$ , the force polygon is of the type presented in fig.3. Obviously this leads to significant reduction of earth pressure and this fact makes it possible to understand the way walls thick 1.2 m to 2.0 m may hold in vertical slopes with a height of up to 7 – 8 m.

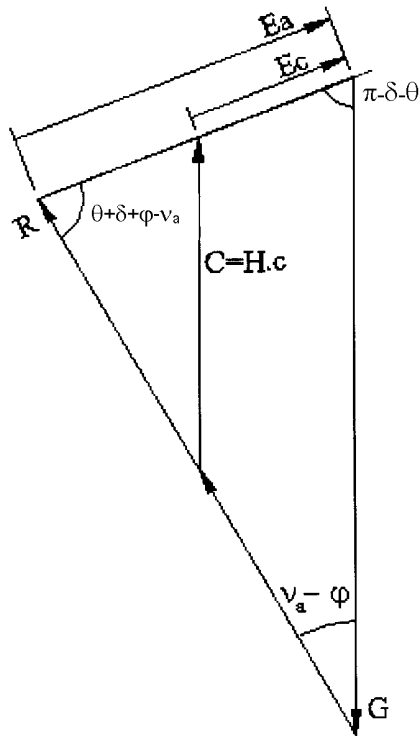


Fig. 3

The determination of the new corrected value of earth pressure may be carried out by general dependencies, known from trigonometry, by using all other dependencies and quantities, known from classic solutions. By applying the prerequisite that forces  $G$  and  $C$  are parallel, where the backs of walls are vertical and approximately parallel in all other cases, the dependencies for similar triangles, presented in fig.3, may be applied. The weight of soil prism  $G$  is easy to calculate due to the fact that the slope angle of the sliding surface is known. The value of earth pressure is also calculated by classic methods. The corrected value of the earth pressure by including the action of soil cohesion in the back surface of the soil wall  $E_c$  is calculated by the equation:

$$\frac{cH}{G} = \frac{E_a - E_c}{E_a} \quad (6)$$

Or more clearly, the value of  $E_c$  may be calculated by the formula:

$$E_c = E_a \left( 1 - \frac{cH}{G} \right) \quad (7)$$

Following reduction, the formula may be presented as:

$$E_c = E_a K_c \quad (8)$$

where  $K_c$  may be defined as factor of reduction of earth pressure by reporting cohesion between the reinforced soil wall and the surrounding ground. This factor is in all cases lower than 1. An additional prerequisite is  $c.H \leq G$ .

This formula can be applied for all cases of earth pressure, for random values of the quantities, included in the formulas for its determination. The question for additional inclusion of cohesion, in compliance to Rankin's postulates, by elimination of the value of  $P_c$  from the earth pressure diagram determined by formula (4), still poses a problem. It is based on the same reasoning, as the basis for its performance, independent of the reading of the angle of friction between the soil and the reinforced wall.

The effect of inclusion of cohesion between soil mass and the wall of natural reinforced soil may be easily determined. This determination is carried out by implementing the most widely used of Rankin's examples for determination of earth pressure under the condition that the back of the wall is vertical, the ground is horizontal and the friction angle between soil and wall is  $\delta = 0$ . In this case the sliding surface of the soil wedge is rising to the horizon under an angle of

$\nu_a = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ , the weight of the soil prism is, as follows:

$$G = 1/2 H^2 \gamma \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad (9)$$

and the active earth pressure  $E_a$  is calculated by the formula:

$$E_a = 1/2 \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad (10)$$

The factor of reduction of earth pressure as a result of reporting the cohesion between wall and soil shall be:

$$K_c = 1 - \frac{2c}{\gamma H \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)} \quad (11)$$

Numeric example:

Determine the earth pressure on a wall of natural reinforced soil using the following values:

Excavation depth (height of slope)	$H=6$ m
Angle of internal friction of the soil	$\phi=22^\circ$
Soil cohesion	$c=15$ kPa
Volumetric mass of the soil	$\gamma=20$ kN/m <sup>3</sup>

The earth pressure, determined by the classic method shall be:

$$E_a = 1/2 \cdot 20.6^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{22}{2} \right) = 163,79 \text{ kN/m}$$

The factor of reduction of earth pressure, as a result of reporting the cohesion between soil and wall shall be, as follows:

$$K_c = 1 - \frac{2 \cdot 15}{20.6 \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{22}{2} \right)} = 0,45$$

The corrected value of earth pressure is as follows:

$$E_c = 163,79 \cdot 0,45 = 73,7 \text{ kN/m}$$

The reduction of earth pressure is 55%, which is significant.

In other cases this reduction may be different, but most often it is significant, as may be seen from the numeric example. In all cases the solving must be carried out carefully, using reduced cohesion values, for example reduced 2 – 2.5 times, in order not to calculate a drastic and unrealistic value of the corrected earth pressure, despite the correct postulate of the theoretical solution.

After calculation of the earth pressure, the same procedure shall be followed in the dimensioning of the reinforced wall, as with all other walls. The diagram of earth pressure shall be constructed, reduction as a result of the cohesion action – Rankin's example and control of the wall for tensions in the base plane, sliding and conversion shall be used.

*Recommended for publication by Department  
of Hydrogeology and Engineering Geology, Faculty of Geology*