

СОЈУЗ НА РУДАРСКИТЕ И ГЕОЛОШКИТЕ
ИНЖЕНЕРИ НА РЕП. МАКЕДОНИЈА



II^{PO} СТРУЧНО СОВЕТУВАЊЕ НА ТЕМА:
"ТЕХНОЛОГИЈА НА ПОДЗЕМНА КСПЛОАТАЦИЈА НА МИНЕРАЛНИ СУРОВИНИ"

ПОДЕКС '08 ↗

со меѓународно учесјиво -

ЗБОРНИК НА ТРУДОВИ



МАКЕДОНСКА КАМЕНИЦА
05 - 06. 12. 2008 год.

Зборник на трудови:
**ТЕХНОЛОГИЈА НА ПОДЗЕМНА ЕКСПЛОАТАЦИЈА
НА МИНЕРАЛНИ СУРОВИНИ**

Издавач:

**Сојуз на рударски и геолошки инженери
на Република Македонија**

Главен и одговорен уредник:

Проф. д-р Ристо Дамбов

За издавачот:

Љупчо Трајковски, дипл. руд. инж.

Техничка подготовка:

Асс.Стојанче Мијалковски

Асс.Радила Каранакова Стефановска

Печатница:

Киро Дандарот - Битола

Година:

2008

Тираж:

200 примероци

CIP - каталогизација во публикација
Народна и универзитетска библиотека "Св. Климент Охридски, Скопје

622.33.026 (497.71) (062)

Технологија на подземна експлоатација: II Советување со меѓународно учество, 05 декември 2008, Македонска Каменица, Република Македонија: зборник на трудови. - Скопје: Сојуз на рударските и геолошките инженери на Македонија, 2008. - 205 стр.: илустрации; 23 cm

ISBN 978-9988-2921-1-8

a) рудник - Експлоатација - Македонија - Собири

COBIS: MK-ID 73766154

Сите права и одговорности за одпечатениите трудови ги задржуваат авторите. Не е дозволено да нишудел од оваа книга биде репродуциран, снимен или фототографиран без дозвола на авторите и издавачот.



ОРГАНИЗАТОР:

СОЈУЗ НА РУДАРСКИТЕ И ГЕОЛОШКИТЕ
ИНЖЕНЕРИ НА РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА

ОРГАНИЗАЦИОНЕН ОДБОР:

Претседател:

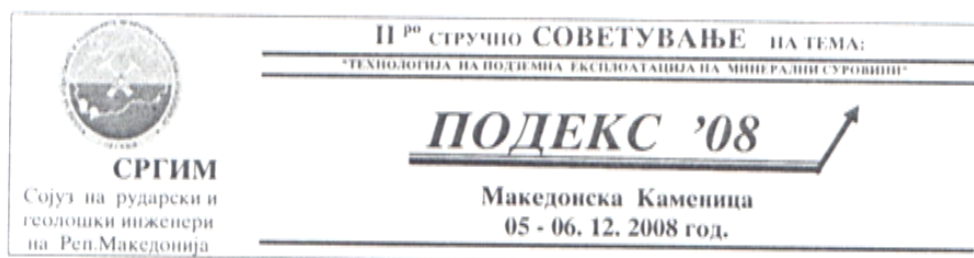
Филип Петровски, Рудници САСА ДООЕЛ,
Македонска Каменица

Потпретседатели:

Проф. д-р Ристо Дамбов, СРГИМ - ФРГП - Штип
Проф. д-р Зоран Десподов, ФРГП - Штип

Членови:

Љупчо Трајковски, извршен секретар, СРГИМ - Скопје
доц. д-р Дејан Мираковски, ФРГП - Штип
Мише Кацарски, дипл. руд. инж., ИММ,
рудници "Злетово", Пробиштип
м-р Раде Станковски, ИММ,
рудник "Тораница", Крива Паланка
Зоран Костоски, дипл. руд. инж., Мармо Бјанко,
Прилеп - СРГИМ



КОМПАРАТИВНА АНАЛИЗА ЗА ПОДГРАДУВАЊЕ НА ХОРИЗОНТАЛНА РУДАРСКА ПРОСТОРИЈА СО ЕЛАСТИЧНА И ДРВЕНА ПОДГРАДА

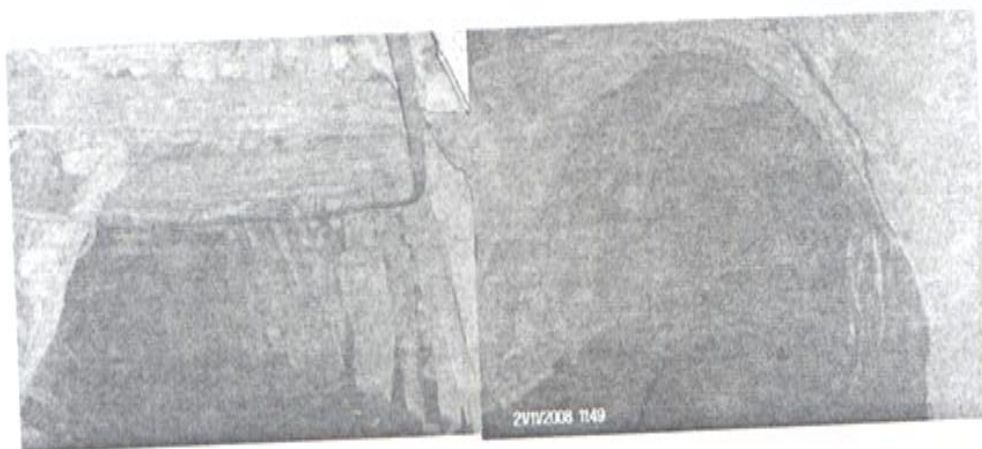
*м-р Николинка Донева, ФРГП - УГД, Штип, инж. Перо Веселиновски, РОЦ Саса - ДООЕЛ,
М.Каменица инж. Стојанче Мијалковски, ФРГП - УГД, Штип*

Анстракт

Во овој труд се дадени теоретеките основи за еластичната и дрвената подграда, со можности за примена и начин на пресметка. На база на искусвени податоци е направена споредбена анализа за подградувањето со еластична и дрвена подграда, како и цената на чинење на 1 m³ подграден објект. Анализата е извршена за исти услови на работа, што подразбира иста работна средина и големина на попречен пресек на рударската просторија.

1. Вовед

Изработката на подземните рударски простории ја разгледуваме како комплексен систем, составен од повеќе подсистеми и тоа: подсистем I - раздробување на карпестата маса, подсистем II - проветрување на работилиште, подсистем III - товарење и транспорт на одминираниот карпест материјал, подсистем IV - поградување на просторијата. Подсистемот IV - поградување на просторијата завзема важно место во изработката на хоризонталните рударски простории заради фактот што овозможува приближно враќање на природната рамнотежа во околниот карпест масив. Добриот избор на вид на подграден материјал и точната негова пресметка, значи добри и сигурни рударски простории, а со тоа и сигурна и безбедна работа во подземниот рудник. Заради овој факт во рамките на овој труд се анализирани два типа на подграда и тоа: еластична и дрвена (слика 1).



Слика 1. Фотографија од дрвена и еластична подграда

2. Еластична подграда

Суштината на оваа метода на подградување е карпите околу профилот од зона на оптоварување да станат носечка зона, која заедно со подградата учествува во носењето на товарот од масите над профилот. Овој товар е познат како подземан притисок.

Во рамките на овој труд како еластична подграда ќе биде разгледана комбинирана подграда, која ја чинат прескан бетон, челична мрежа и анкери. Еластичната конструкција на овој подграден систем лесно ги прифаќа деформациите кои настануваат при прераспределба на напрегањата во масите околу профилот до конечно враќање на рамнотежата. Треба да се напомене дека во пракса се среќаваат повеќе комбинации на пресканиот бетон со останати типови подграден материјал и тоа:

- ❖ прескан бетон + анкер;
- ❖ прескан бетон + челична мрежа;
- ❖ прескан бетон + анкер + челична мрежа;
- ❖ прескан бетон + челична рамка + челична мрежа.

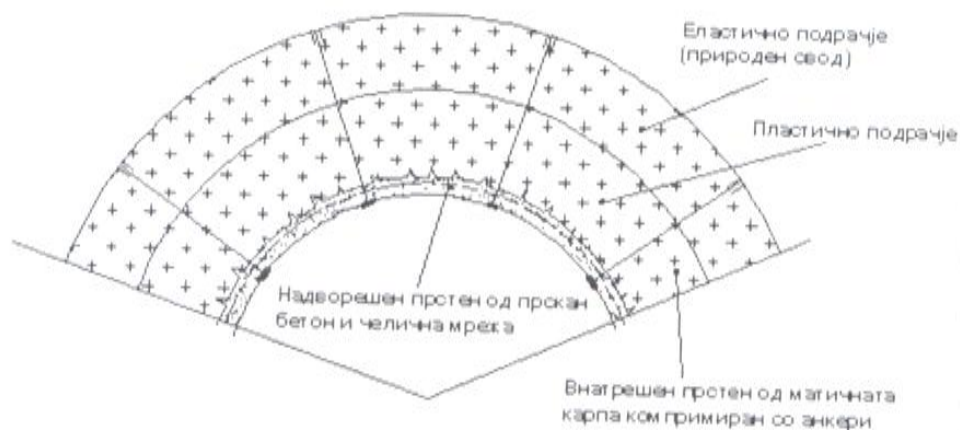
Пресканиот бетон во однос на монолитниот бетон има способност 2 - 2,5 пати подобро да се врзе со карпестиот масив. Бидејќи вградувањето е под притисок се овозможува негово продирање во пукнатините и на тој начин подобра стабилизација на карпестиот масив.

Пресканиот бетон се применува како самостоен подграден материјал само во случај кога имаме поволни геолошки и хидрогеолошки услови, при стабилен температурен режим и кај простории кај кои деформациите на контурата се незначителни. Во сите други услови се користи во комбинација со други подградни материјали.

2.1 Начин на вградување

Непосредно после ископот на просторијата, веднаш до челото, се нанесува по контурата на просторијата првиот слој прскан бетон со дебелина од 5 - 7 см. Овој слој игра улога на привремена подграда, кој покрај заштитната има улога на средство за инектирање, бидејќи вдолж пукнатините и прелините, до одредена длабочина прсканиот бетон продира во карпестниот масив и на тој начин површински ги поврзува блоковите издвоени со пукнатини, го спречува нивното придвижување и ја зголемува стабилноста на ископната контура. Кога ќе заврши деформирањето на контурата од подземната просторија, се поставува челичната мрежа и анкерите. При што треба да се напомене дека мрежата е добро поставена доколку истата ја следи контурата на ископниот профил. После ова се нанесува вториот - носечки слој (со проектирана дебелина), кој има задача да ги покрие сите прелини што настанале после поставувањето на првиот слој, како и да и даде завршен облик на подградата. Во пракса се среќаваат случаи кога анкерите се поставени после вториот слој прскан бетон. Функционално (според носивоста) еластичната подграда може да се подели на два претена (слика 2):

- *надворешен прстен*, изграден од прскан бетон и челична мрежа, со кој се врши стабилизација на контурите од профилот;
- *внатрешен прстен* од матичните карпи, поврзани со помош на анкери со непроменетите маси во т.н. природен свод, кој што ја чини носечката зона.



Слика 2. Зони на еластичната подграда

2.2 Пресметка на еластична подграда

2.2.1 Пресметка на дебелината на слојот од прскан бетон

Постојат пресметки на дебелината на слојот од прскан бетон по повеќе автори. Во овој труд е усвоена пресметката по Sattler, според него за стабилизација на облогата од прскан бетон од посебно значење е интензитетот на страничното оптоварување (q_h). Кога ова оптоварување ја помине границата на носивост на облогата од прскан бетон, тогаш во зоната на потпирање на сводот (слика 3) доаѓа до такви напрегања на смолкнување, кои се во состојба да предизвикаат лом. Како последица на овој лом, под влијание на големиот страничен притисок, страните се втиснуваат во профилот на просторијата. Според Sattler рамнината на смолкнување зафаќа агол со хоризонталата од околу $\alpha=30^\circ$, така да површината по која доѓа до смолкнување (s_p) за дебелина на прскан бетон - d , ќе изнесува:

$$s_p = \frac{d}{\sin 30^\circ} = 2d, [m] \dots \dots \dots (1)$$

Силата која го предизвикала ломот и смолкнувањето ќе зависи од површината на смолкнување (s_p) и отпорот на смолкнување на прсканиот бетон (τ_{sm}^h):

$$S = \tau_{sm}^h \cdot s_p, [kN / m'] \dots \dots \dots (2)$$

Граничното хоризонтално оптоварување на боковите од просторијата, доколку е позната силата на лом во бетонот може да се напише на следниот начин:

$$H = 2 \cdot S, [kN / m'] \dots \dots \dots (3)$$

Оваа големина може да се пресмета уште и ако е познато хоризонталното оптоварување од бокот (q_h [kN/m^2] - во овој случај се разгледува како континуирано оптоварување) и површината на која дејствува ова оптоварување (висината на страната h):

$$H = h \cdot q_h, [kN / m'] \dots \dots \dots (4)$$

Со изедначување на последниве две равенки и извршување на соодветните замени во равенката (2), како и додавање на коефициент на сигурност се добива образец кој може да се реши по d_{sig} - сигурносна дебелина на слојот од прскан бетон:

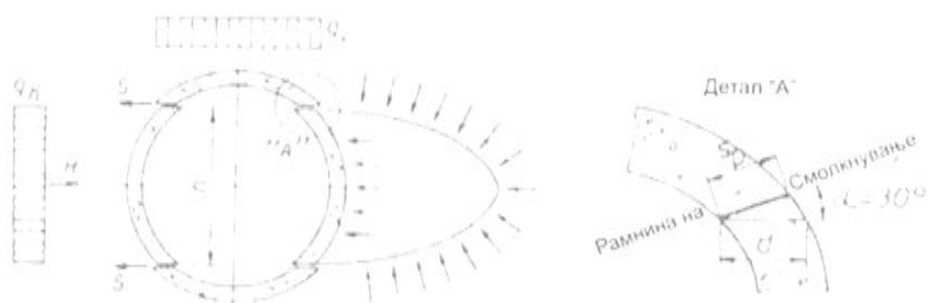
$$d_{sig} = \frac{k_s \cdot q_h \cdot h}{4 \cdot \tau_{sm(doz)}^h}, [m] \dots \dots \dots (5)$$

каде се: k_s - коефициент на сигурност (обично 1,5),
 q_h - интензитет на хоризонталната компонента на оптоварување на боковите [kN/m^2],

h - висина на бокот [m] (растојание помеѓу рамнините на смолкнување, сл. 3),

$\tau_{sm(doz)}^d = 0,1 \cdot \sigma_{p(doz)}^b$ - дозволена смолкнувачка цврстина на бетон,

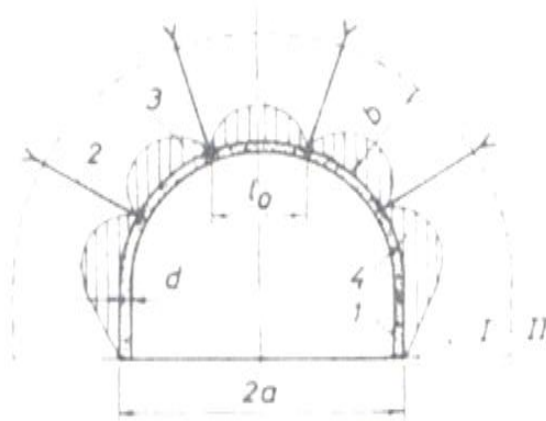
$\sigma_{p(doz)}^b$ [kN/m²] - дозволена притисна цврстина на бетон.



Слика 3 Шема на пресметка на дебелината на слојот од прекан бетон по Sattler

2.2.2 Пресметка за анкери

Основна улога на анкерите при подградување на подземна рударска просторија е да го врзе распукиатиот со неоштетениот дел од карнестият масив. Благодареејќи на ваква улога на анкерите, најголем дел од карнестата маса во испуканата зона е стабилизирани (слика 4). Нестабилноста се јавува во просторот измеѓу анкерите (на сликата означен со шрафура), што значи дека преканиот бетон е оптоварен само со делот од карнестият материјал кој се наоѓа помеѓу два анкери.



Слика 4 Шематски приказ на испуканата зона, I – испукана и нестабилна зона, II – стабилна зона, 1 – слој од прекан бетон, 2 – анкер, 3 – дел од карнестата маса кој ја оптоварува подградата, 4 – странично оптоварување

Должина на анкер. За дефинирање на параметрите на анкерите неопходно е познавање на длабочината на испуканата зона (b). На основа на искуства се покажало дека доколку анкерот навлезе 30 – 50 cm во неоштетениот дел од карпестиот масив, тоа значи дека е обезбедена потребната стабилност на самиот анкер.

Длабочината на испуканата зона зависи од повеќе фактори и може да се изрази со следната корелациска зависност:

$$b = 1,3 \cdot B \cdot \left(0,2 \cdot \frac{\gamma \cdot H}{\sigma_c} - 5,38 \cdot 10^{-4} \cdot t - \frac{2,96 \cdot 10^{-2}}{\frac{\gamma \cdot H}{\sigma_c}} - \frac{1,33}{t} + 0,21 \right), [m] \dots \dots \dots (6)$$

каде се: γH - примарно вертикално оптоварување (q_v), [kN/m^2],
 σ_c - едноаксијална притисна цврстина, [kN/m^2],
 $B = 2a$ - ископна ширина на просторијата, [m],
 t - потребно време за формирање на еден појас од испукан и нестабилен карпест материјал, изразено во денови.

На основа на инструментални мерења во рудниците утврдено е дека формирањето на зоната на разорување е најинтензивно во првиот месец по ископот, а завршува при крајот на вториот месец. Така што за вредност на (t) во образецот (5) се усвојува 60 денови.

Должината на анкерот може да претстави со следниот образец:

$$l_a = b + l_{sk} + l_{sl}, [m] \dots \dots \dots (6)$$

каде се: b - ширина на нестабилната зона, [m],
 l_{sk} - должина на делот од анкерот кој навлегува во стабилниот карпест масив, [m],
 l_{sl} - должина на анкерот која се гледа и служи за поставување на подложната плоча и затворање на анкерот, обично 8 – 10 cm, [m].

Растојание помеѓу анкерите (l_0). Растојанието помеѓу анкерите, кај рапоред по квадратна мрежа, се пресметува на основа на тежината на карпестиот материја кој треба да го носи еден анкер и носивоста на самиот анкер:

$$l_0 = \sqrt{\frac{N_s}{b \cdot \gamma \cdot n}}, [m] \dots \dots \dots (7)$$

каде се: N_s - носивост на анкерот, [kN],
 n - коефициент на преоптоварување на анкерот во зависност од работната средина (табела 1)

Табела 1. Коefициент на преоптоварување на подградата во зависност од работните услови

Коefициент на преоптоварување на подградата (n)	Услови на кои подградата е изложена		
		Лесни и средни услови (стабилна и средностабилна работна средина)	Тешки услови (слаби и нестабилни карпи, појава на бубрење, тектонски и откопни зони)
	1,20 - 1,25	1,5	2,0

2.3 Пресметка на носивоста на еластичната подграда

Вкупната носивост на еластичната подграда претставува аритметички збир од носивоста на сите поединечни конструктивни елементи.

$$P_{vk} = P_{pb} + P_m + P_{ank}, [kN/m^2], \dots \dots \dots (7)$$

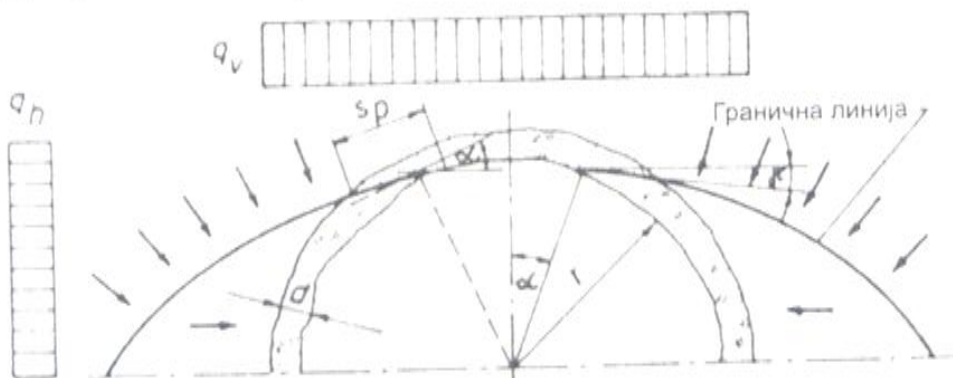
каде се : P_{vk} - вкупна носивост на еластичната подграда,
 P_{pb} - носивост на слојот од прекан бетон со дебелина

(d),
 P_m - носивост на челичната мрежа,
 P_{ank} - носивост на анкерот во системот.

Вообичаено е да секој од конструктивните елементи биде посебно пресметан. Коefициентот на сигурност на подградата претставува однос на вкупната носивост на подградата и оптоварувањето на истата:

$$n = \frac{P_{vk}}{q_0} \geq 1 \dots \dots \dots (8)$$

Носивост на слојот од прекан бетон. Граничниот отпор на слојот од прекан бетон со дебелина (d) се спротивставува на напрегањето на смолкнување кое дејствува на должина (s_p) (слика 5).



Слика 5. Механизам на лом со смолкнување

Граничниот отпор всушност претставува носивост на слојот од прскан бетон и може да се напише во облик:

$$P_{pb} = \frac{\sigma_{sm}^{pb} \cdot s_p \cdot \cos \gamma}{r \cdot \cos \alpha}, [kN / m^2], \dots \dots \dots (9)$$

каде се: α - агол помеѓу радиусот на почетната точка на лом и оската на просторијата (20 - 30°), [rad],
 σ_{sm}^{pb} - цврстина на смолкнување на прсканиот бетон, [kN/m²],
 r – радиус на сводот од ископната просторија, [m].

Аголот γ за мали дебелини на слојот од прскан бетон е многу мал, што значи $\cos \gamma \approx 1$ (слика 5). Цврстината на смолкнување се добива преку притиснатата цврстина:

$$\sigma_{sm}^{pb} = f \cdot \sigma_c^{pb}, [kN / m^2], \dots \dots \dots (10)$$

каде е: f – коефициент кој зависи од староста на бетонот (0,2 – 0,3)

Должината на површината по која доаѓа до смолкнување зависи од дебелината на слојот од прскан бетон и се пресметува по образецот:

$$s_p = \frac{d}{\sin \alpha}, [m], \dots \dots \dots (11)$$

Со додавање на коефициент на сигурност ($k_s=1,5 - 1,8$) и внесување на веќе спомнатите замени се добива конечниот израз за носивост на слојот од прскан бетон:

$$P_{pb} = \frac{\sigma_c^{pb} \cdot f \cdot d}{k_s \cdot r \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha}, [kN / m^2], \dots \dots \dots (12)$$

Носивост на челичната мрежа. За изработка на челичната мрежа се користи арматурен челик од тип $\check{C}BM 500/560$. Носивоста на една арматурна мрежа вградена во прскан бетон може да се пресмета по следниов образец:

$$P_m = \frac{2 \cdot A_m \cdot 0,385 \cdot \sigma_{z(doz)}^m}{r \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha}, [kN / m^2], \dots \dots \dots (13)$$

каде се: A_m – површина на пресекот на челична мрежа со ширина од 1 m', [m²/m'] (карактеристика која зависи од типот на мрежата и ја има во проспектоот од производителот),

$\sigma_{z(doz)}^m$ - дозволена затегнувачка цврстина за тип челик $\check{C}BM 500/560$, [kN/m²].

Носивост на анкерите. Носивоста на анкерите се пресметува по следниот образец:

$$P_{ank} = \frac{A_{ank} \cdot \sigma_t}{k_s \cdot l \cdot l_{\check{c}}}, [kN / m^2], \dots \dots \dots (14)$$

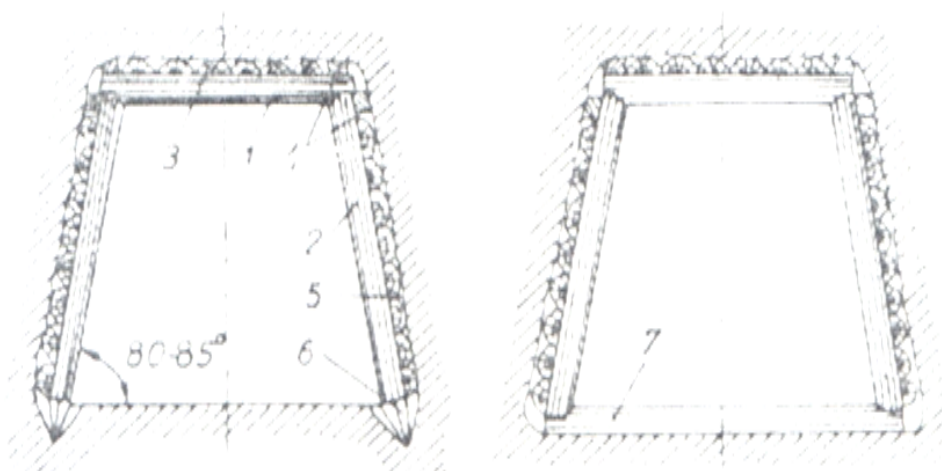
каде се:

- $A_{\text{анк}}$ – површина на попречниот пресек на стеблото од анкерот, $[\text{m}^2]$,
- σ_i – граница на развлекување на челикот од кој е изработен анкерот, $[\text{kN}/\text{m}^2]$,
- k_s – коефициент на сигурност (2,0 – 2,4),
- l и l_0 – растојание помеѓу соседни анкери, $[\text{m}]$.

3. Дрвена подграда

Дрвената подграда се применува обично во случај кога имаме умерен интензитет на подземан притисок и кога подземната просторија се користи за временски период не подолг од 7 години. Сепак не се ретки случаите кога дрвена подграда се користи и во тешки подземни услови, тогаш подградната конструкција добива сложен изглед.

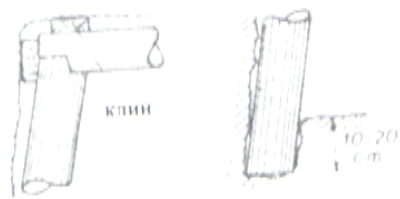
Основниот облик на дрвената подграда е претставен со дрвена рамка која се состои од кровна греда и два столба (стојки). Овој облик се нарекува *непотполна подградна рамка* (слика 6 а) и се користи во цврета работна средина со стабилен под. Во послаби работни средини, каде што се очекува издигнување на подот од просторијата на непотполната рамка се додава уште и подна греда. Ваквата подградна рамка се нарекува *полна подградна рамка* (слика 6 б).



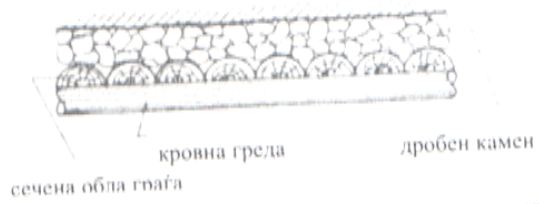
Слика 6. Дрвена подградна рамка, а) непотполна, б) потполна; 1- кровна греда, 2 – столб, 3 – сечена обла дрвена граѓа, 4 – дрвени клинови, 5 – дробен камен, 6 – лежиште на столбот, 7 – подна греда.

Дрвената подграда обично се користи за трапезна форма на попречен пресек на подземната просторија.

Стабилизација и зацврстување на рамката во нејзиниот горен дел се врши со помош на клинови, додека кај непотполните рамки за зацврстување во подот се прават посебни вглабнувања (10 – 20 cm) (слика 7).



Слика 7. Начин на зацврстување на дрвена подграда

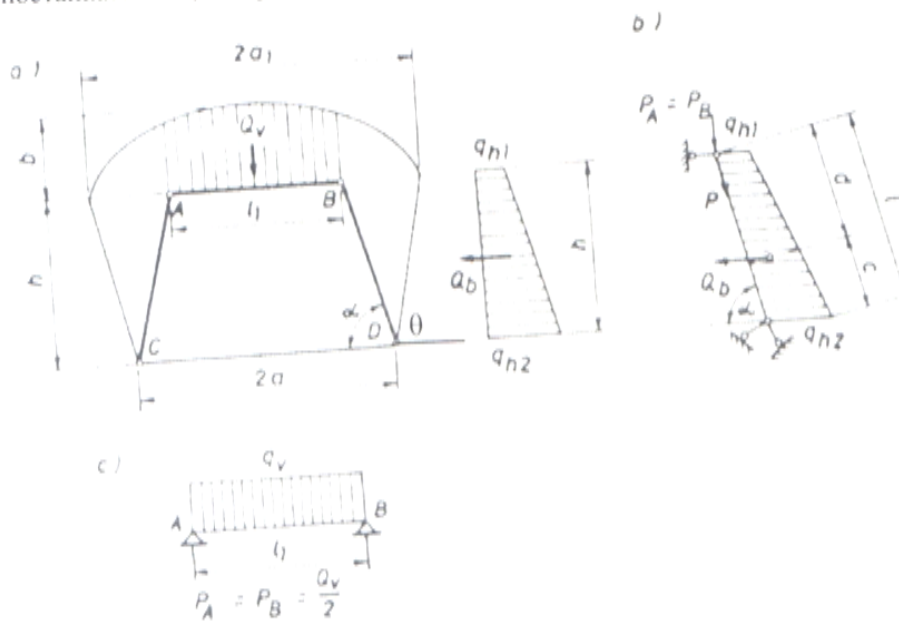


Слика 8. Начин на изведба на дрвена подграда при поголем подземен притисок

Во зависност од интензитетот на подземниот притисок се одредува растојанието помеѓу подградните рамки, доколку растојанието е поголемо имаме ретка, а доколку е мало, збиена дрвена подграда. Кај поголем подземен притисок подградните рамки се поврзуваат со сечена обла дрвена граѓа или даски, во некои случаи просторот од даските до ископниот профил се заполнува со дробен камен (слика 8).

3.1 Пресметка на дрвена подграда

Дефинирање на оттоварувањето. Како што беше веќе спомнато во случај на појава на подземен притисок и од кровот и од страните се применува трапезна дрвена подграда. Подземниот притисок го одредуваме по постапката на Цимбаревик (слика 9).



Слика 9. Начин на пресметка на дрвена подграда

Зоната на зарушување има поголема ширина од должината на кровната греда и тоа:

$$a_1 = a + h \cdot \operatorname{tg} \theta, [m] \dots \dots \dots (15)$$

каде се: a – половина од ширината на просторијата при подот [m],

h – висина на просторијата [m],

$$\theta = \frac{90 - \varphi}{2}, [^\circ],$$

φ – агол на внатрешно триење на карпестиот материјал во кој се изработува рударската просторија, [°],

Подземниот притисок на кровот се пресметува по образецот:

$$q_v = b \cdot \gamma \cdot L, [kN / m'] \dots \dots \dots (16)$$

каде се: b – висина на сводот на зарушување, $b = \frac{a_1}{f}, [m]$,

f – коефициент на цврстина на карпите, $f = \sigma_c \cdot 10^{-1}$,

σ_c – едноосијална притисна цврстина на карпите,

[MPa],

L – растојание меѓу подградните рамки (усвоено), [m],

γ – специфична тежина на карпестиот материјал,

[kN/m³].

Пресметка на кровната греда. Моментот на свткување кај кровната греда изнесува:

$$M_{\max} = \frac{q_v \cdot l_1^2}{8} = \frac{b \cdot \gamma \cdot L \cdot l_1^2}{8}, [kNm] \dots \dots \dots (17)$$

каде е: l_1 – должина на кровна греда.

Отпорниот момент за кружен попречен пресек изнесува: $W = \frac{\pi \cdot d^3}{32}, [m^3]$, а

од друга страна отпорниот момент е: $W = \frac{M_{\max}}{\sigma_{s(doz)}}, [m]$ и зависи од добисниот

момент на свиткување (M_{\max}) и дозволеното напрегање на свиткување на дрвото. Со издначување на овие две равенки и решавање по $[d]$ – дебелина на дрвената граѓа добиваме:

$$d = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot M_{\max}}{\sigma_{s(doz)} \cdot \pi}} \approx \sqrt[3]{10 \cdot W}, [m] \dots \dots \dots (18)$$

Пресметка на столб. Од конструктивни причини се усвојува пречникот на столбот да е еднаков со пречникот на кровната греда. Понатаму се врши само проверка на напрегањето во дозволените граници. Кај трапезна подградна рамка столбот е оптоварен со $\frac{1}{2}$ од тежината на карпестиот материјал кој врши притисок на кровот и изнесува:

$$P_A = P_B = \frac{Q_V}{2} = \frac{q_v \cdot l_1}{2} \cdot L, [kN] \dots \dots \dots (19)$$

Бидејќи столбот е поставен под агол (α), во однос на хоризонталната рамнина, подолжната сила која врши притисок на столбот ќе биде:

$$P = \frac{P_A}{\sin \alpha} \dots \dots \dots (20)$$

Напрегањето кое го предизвикува во столбот притисената сила P имајќи го во предвид и извиткувањето може да се изрази во облик:

$$\sigma_c = \frac{\omega \cdot P}{m \cdot S} = \frac{\omega \cdot q_v \cdot l_1}{2 \cdot m \cdot S \cdot \sin \alpha}, [kN / m^2] \dots \dots \dots (21)$$

каде се: ω - коефициент на извиткување, кој зависи од виткоста на стапот (λ) и се движи во граници од 1 до 10,
 m - коефициент кој зависи од условите за работа (0,6 – 0,8),
 S - површина на попречен пресек на дрвениот столб [m^2].

Освен од подолжната сила на столбот дејствува странично оптоварување (q_{h2}) по целата должина на столбот и за пресметка се усвојува оптоварувањето на подот од просторијата:

$$q_{h2} = (b + h) \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}), [kN / m'] \dots \dots \dots (22)$$

каде e : h - висина на просторијата, (m).

Од овде страничното свиткување ќе има интензитет:

$$Q_b = q_{h2} \cdot l, [kN] \dots \dots \dots (23)$$

Збирното напрегање кај столбот ќе има вредност:

$$\sigma = \frac{\omega \cdot P}{m \cdot S} \pm \frac{M_{\max}}{m \cdot W} \leq \sigma_{c(doz)}, [kN / m^2] \dots \dots \dots (24)$$

каде e : $M_{\max} = \frac{q_{h2} \cdot l^2}{8}, [kNm]$ - момент на свиткување,

$$W = \frac{\pi \cdot d^3}{32} \cdot [m^3] - \text{отпорен момент за кружен попречен пресек.}$$

Што значи, столбот е правилно димензиониран доколку збирното напрегање е помало од неговото дозволено напрегање.

4. Компаративна анализа помеѓу еластичната и дрвената подграда

Компаративната анализа е направена на база на податоци од рудникот „Саса“. Работната средина во која се изработуваат подземните рударски простории, на основа на геомехничките карактеристики на карните и долгогодишното искуство во овој рудник е поделена на четири категории и тоа:

- I категорија – постојана и цврста средина,
- II категорија – средно цврста средина,
- III категорија – неповолна, многу кршлива и раздробена средина,
- IV категорија – многу неповолна средина (некохерентни средини, клизишта и рушевини).

Во табела 2 се дадени елементите на еластична подграда во зависност од категоријата на работна средина, на база на извршени пресметки.

Табела 2 Елементи на еластична подграда во зависност од категоријата на раб. средина

Категорија работна средина	Елементи на еластична подграда
I категорија на раб.средина	Прекан бетон (3 – 4 cm)
II категорија на раб.средина	SN – анкери (\varnothing 22 cm и L=1,8 m) + прекан бетон (5 – 7 cm)
III категорија на раб.средина	SN – анкери (\varnothing 22 cm и L=2 m) + челична мрежа + прекан бетон (7 – 10 cm)
IV категорија на раб.средина	SN – анкери (\varnothing 22 cm и L=2,2 m) + челична мрежа Q131 + прекан бетон (10 – 12 cm) + челични решеткасти рамки

Направена е споредбена анализа за цената на чинење за подградување на на 1 m³ подземна рударска просторија, со површина на попречен пресек од 9 m² и тоа со: еластична и дрвена подграда. Добиените резултати се прикажани во табела 3.

Како што може да се види од табелата за IV категорија на карни нема податок за цена на чинење на дрвена подграда, ова е поради фактот што дрвото како подграден материјал не може да се примени во многу тешки работни услови, заради неговата мала носивост. Воочлива е исто така и големата разлика во цената на чинење и во просек изнесува 2 – 3 пати поголема цена на дрвената во однос на еластичната подграда.

Табела 3 Цена на чинење на дрвена и еластична подграда

Категорија работна средина	Цена на чинење на еластична подграда (€/m ²)	Цена на чинење на дрвена подграда (€/m ²)
I категорија на раб.средина	120	225
II категорија на раб.средина	220	680
III категорија на раб.средина	420	816
IV категорија на раб.средина	780	-

Покрај поголемата цена на чинење на дрвената подграда, еластичната подграда има и низа други предности во однос на дрвената:

1. Системот од прекан бетон, анкери и челична мрежа врши стабилизација на карпестиот масив и заедно со него создава еластична бетонска лушна – подграда, која е во состојба до одреден степен да ја прати деформацијата на масивот;
2. Еластичната подграда има голема цврстина на притисок и добра водоотпорност;
3. Вградувањето на еластичната подграда е машинско, побрзо и поедноставно и дава поголема сигурност при работата;
4. По нанесувањето на преканиот бетон после 3 - 4 h може да се минира при што не доаѓа до негово оштетување, што не е случај со дрвената подграда;
5. Еластичната подграда е попогодна за подградување на подетажи, затоа што овозможува многу поедноставна изработка на пречници со потребни радиуси на кривини во однос на дрвената подграда;
6. Подградувањето во категорија на работна средина III и IV со дрвена подграда е речиси нефункционално и во последно време не се користи;
7. За капитални ходници и рампи со подолг век на употреба воопшто не се користи дрвена подграда;
8. Трајноста на дрвената подграда е максимум 5 до 7 години, после овој период треба да се обнови, за разлика од еластичната подграда чија трајност е многу поголема;
9. Единствен услов за добро поставена еластична подграда е: голема работна дисциплина и добро обучени и квалификувани работници.

5. Заклучок

На основа на претходно изложеното може да се заклучи дека еластичната подграда или како што уште се нарекува *нова австриска метода* е многу пофлексибилна и може да се примени во различни работни услови. Оваа подграда го следи ископниот профил и е многу полесна за изведба, обезбедува поголема носивост, што значи може да се примени и во услови на голем подземен притисок. Векот на траење е многу подолг одолку на дрвената подграда, така што кога станува збор за капитални објекти изlišно е да се прави споредба.

6. Литература

1. Јовановиќ П., Подграда хоризонталних подземних просторија (проектовање и прорачун) – книга 3, Рударско-геолошки факултет – Београд, 1995 год;
2. Дополнителен рударски проект за отворање и разработка на хоризонт XIII во ревиrot „Свиња Река“ во рудниците „Саса“, Македонска Каменица, Рударски институт – Скопје, 1992 год;
3. Искусствени податоци од рудници „Саса“.