

М. І. Жәркенов

**ЖЕРАСТЫ ҒИМАРАТТАРЫНЫҢ
МЕХАНИКАСЫ ЖӘНЕ БЕКІТПЕЛЕРДІҢ
КОНСТРУКЦИЯЛАРЫ**

Алматы 2007

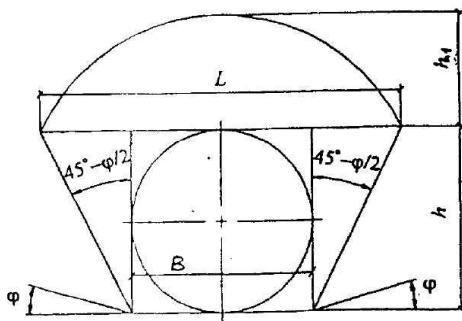
ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ БІЛІМ ЖӘНЕ
ҒЫЛЫМ МИНИСТРЛІГІ

Қ.И. Сәтбаев атындағы Қазақ ұлттық техникалық
университеті

М. І. Жәркенов

ЖЕРАСТЫ ҒИМАРАТТАРЫНЫҢ МЕХАНИКАСЫ
ЖӘНЕ БЕКІТПЕЛЕРДІҢ КОНСТРУКЦИЯЛАРЫ

Қазақстан республикасы Білім және ғылым министрлігі
оқулық ретінде ұсынған



Алматы 2007

ЖОК 622.28/075

ББК 33.21я 73

Ж 37

Ж 37 Жәркенов М.І. Жерасты ғимараттарының механикасы және бекітпелердің конструкциялары. Жоғары оқу орындарына арналған оқулық. – Алматы: ҚазҰТУ, 2007, 211 б.

ISBN 9965-843-589

Оқулықта жерасты қазбаларын жүргізген кездегі жыныстар массивінде болатын механикалық процестер, олардың физика-механикалық қасиеттері, кернеулі жағдайлары, бекітпелер конструкциясын таңдау және есептеу әдістері толығынан қарастырылған. Оқу материалдары әр тарауда жүйеленіп дәйекті түрде берілген, тау қысымының қалыптасу ерекшеліктері, қазбаларға түсетін жүктемелерді, бекітпелерді есептеудің әдістері толық түрде талданған.

Оқулық техникалық жоғары оқу орындарының «Шахта және жерасты құрылысы», «Пайдалы кен орындарын жерасты әдісімен қазу» мамандықтарының Мемлекеттік стандартына, оқу бағдарламаларына сай жазылған. Оқулықтың тау-кен істері, геология мамандарына керек екені сөзсіз.

ББК 33.21я 73

Сурет – 41. Кесте – 70. Әдебиеттер тізімі – 31 ағау.

Пікір жазғандар: *М.Б.Нұрпейісова*, техн. ғыл. докторы, профессор;
Т.Е. Хақимжанов, техн. ғыл. докторы, профессор;
А.Д. Бектібаев, техн. ғыл. докторы, профессор

Қазақстан Республикасы Білім және ғылым министрлігінің
2007 жылғы жоспары бойынша басылады

ISBN 9965-843-58-9

© ҚазҰТУ, 2007

КІРІСПЕ

Республика экономикасының жылдам дамуының басты шараларының бірі түсті және басқа да металдарды өндіру көлемін одан әрі қарай ойдағыдай ұлғайту болып табылады. Ол үшін шахта және жерасты құрылысын, капиталдық және дайындық қазбаларын өзара кең көлемде жүргізу керек.

Шахта құрылысын дамыту және жетілдіру құрылыс мезгілін қысқартуға, оның техникалық деңгейін, еңбек өнімділігін, жұмыс сапасын жоғарылатуға және құрылыс бағасын төмендетуге бағытталуы тиіс.

Кен өндіру жұмыстарының тереңдеуіне, тау қысымының жоғарылауына, тау-геологиялық жағдайлардың нашарлауына байланысты шахта құрылысы және қайта жарактандыру жұмыстары күрделене түсуде, сондықтан да шахта құрылысшыларынан терең кәсіби білімі мен мамандардың байыпты инженерлік дайындығы болуы талап етілуде.

Жерасты ғимараттары құрылысы технологиясының материал сыйымдылығын төмендету үшін және қор үнемдеуге көшуде бекітпелердің қымбат әрі көп еңбекті керек қылатын (металл, бетон, темірбетон, ағаш және басқалардан) конструкцияларының орнына жеңілдетілген тиімді түрлерін (анкер, болатполимер, полимербетон, бүрікпебетон, т.б.) пайдаланған жөн болады. Мұндай бағытқа өту жыныстар массивінің механикалық жағдайын жан жақты терең зерттеулер арқылы мүмкін болады.

Жерасты ғимараттарының механикасы олардың конструкцияларын жобалау мен есептеудің ғылыми негіздерін қарастырып дамытады, жетілдіреді.

Біз оқитын пәннің мақсаттарына байланысты «жерасты ғимараттары» деген термин шахталар мен кеніштердегі тау қазбаларына, сонымен қатар жыныстар массивінде жүргізіліп орналасқан көліктік, энергетикалық, коммуналдық және басқа да өнеркәсіптік ғимараттарға тән болып таралады.

Тау қазбалары мен жерасты ғимараттарының эксплуатациялық сенімділігін қамтамасыз ету міндеттерін ойдағыдай шешу – қазбаны қоршаған жыныс массивінде болатын механикалық процестерді болжау әдістерінің деңгейіне, сонымен қатар жерасты инженерлік

конструкцияларын есептеу әдістеріне байланысты.

Жерасты ғимараттарының эксплуатациялық сенімділігін, яғни белгіленген қызмет мезгілінде өзінің эксплуатациялық көрсеткіштерін сақтау қабілеттілігін әртүрлі керекті инженерлік конструкцияларды тұрғызу жолымен қамтамасыз етуге болады. Қазіргі кезде инженерлік конструкциялар деп – тау қазбаларының бекітпелері мен жерасты ғимараттарының қаптамаларын ғана түсініп қоймай, сонымен қатар таужыныстары массивінің өзін де қарастыруға болады. Қазба айналасындағы массив, табиғи жыныстан болатын конструкция ретінде қарастырылады.

Кен инженері-құрылысшы мамандығын дайындайтын оқу жоспарына сәйкес «Жерасты ғимараттарының механикасы», «Жерасты құрылысының нысандары және олардың конструкциялары», «Жерасты қазбалары бекітпелерін есептеу» пәндері енгізілген. Ұсынылып отырған оқулық, осы пәндердің оқу жоспарларын қамти отырып жерасты қазбаларының конструкцияларын жобалауға, курстық, дипломдық және тәжірибелік жұмыстарды орындауға арналған.

1. ТАУЖЫНЫСТАРЫНЫҢ МАССИВИ ЖӘНЕ ОНЫҢ МЕХАНИКАЛЫҚ ҚҰРЫЛЫМЫ

1.1. Таужыныстарының физика-механикалық және кен технологиялық қасиеттері

Таужыныстарының физика-механикалық қасиеттерін білу – жыныстарды әртүрлі әдістермен бұзудың тиімділігін, қазбалардың орнықтылығын, бекітпенің түрін дұрыс таңдауды, қазба жүргізу әдістерін негіздеуді, тау-кен жұмыстарын дұрыс жоспарлауды толығынан бағалауға мүмкіндік береді.

Таужыныстарының негізгі физика-механикалық және деформациялық қасиеттеріне жататындар: тығыздығы және салмағы, сығылған $\sigma_{сж}$ және созылған σ_p кездегі мықтылық шектері, ұзынабойлық серпімділік модулі (Юнг модулі), Е қатысты көлденең деформациялар коэффициенті (Пуассон коэффициенті) μ [1].

Жыныстардың кен-технологиялық параметрлері эмпериялық тәжірибелік жолдармен анықталады. Олар құралдардың, кен машиналары жұмыс органдарының әсерінен жыныстарда болатын өзгерістер тәртібін сипаттайды. Кен-технологиялық параметрлерге жыныстардың бекемдік коэффициентін, қаттылығын, түрпілігін, сүзілу, коңсу коэффициенттерін, т.б. жатқызады.

Тау кен өндірісі тәжірибесінде ең көп болатын қатты таужыныстарының физика-механикалық сипаттамалармен қарастырайық.

Біртекті заттың (дененің) жалпы қабылданған тығыздығы туралы түсінігіндегі зат массасының (m) оның алатын көлеміне (V) қатынасы әртүрлі дәрежедегі кеуекті және жарықшақты ортадағы таужыныстары үшін келіңкіремейді.

Жыныстарды сипаттау үшін көлемдік тығыздығы және жыныс қаңқасының тығыздығы деген түсініктемелерді қолданады. Көлемдік тығыздық γ (бұдан арықарай – тығыздық) – жыныстың табиғи ылғалдылығы немесе құрғақ кезіндегі массасының оның толық көлеміне, кеуектерін және жарықшақтарын қосқандағы қатынасына тең болады:

$$\gamma = \frac{m}{V}, \quad \text{кг/м}^3. \quad (1.1)$$

Көпшілік таужыныстарының тығыздығы 1500 – ден 3500 кг/м³ дейін өзгереді. Егер жыныс жобамен біркелкі тығыздығы бар минералдардан құралса, онда жыныстың тығыздығы негізінен кеуектілікке тәуелді болады. Мысалы, әктастардың тығыздығы 1500 –

ден 2500 кг/м^3 дейін өзгереді. Осы кезде әктасты құрайтын кальциттің тығыздығы 2700 кг/м^3 тең.

Кенді пайдалы қазбалар үлкен тығыздыққа ие болады, себебі олардың құрамына ауыр кендік минералдар енеді (гематит, магнетит, сидерит, киноварь және басқа да көптеген минералдар). Гидрохимиялық тұнбалардың салыстырмалы тығыздықтары төмен болады. Мысалы, гипстің 2300 кг/м^3 , тас тұзының 2100 кг/м^3 тең тығыздығы бар.

Жыныстардың тығыздығын жаратылыс және лабораториялық жағдайларда анықтайды. Жаратылыс жағдайларында тығыздықты жыныстардың табиғи ылғалдылығы, ал лабораториялық жағдайда көбінесе жыныстар үлгілерінің құрғақ кезінде анықтайды.

Жыныстың көлемдік салмағын төмендегі формула бойынша анықтайды:

$$\rho = \gamma \cdot g, \text{ Н/м}^3 \quad (1.2)$$

мұндағы γ – жыныстың тығыздығы, кг/м^3 ;

g – еркін құлау үдеуі, м/с^2 .

Кеуектік деп таужыныстарындағы қуыстар қосындысының қатынасты көлемін айтады. Кеуектік әдетте процентпен көрсетіледі, оның көлемін V_n жыныстың жалпы көлеміне қатыстыра есептейді:

$$P = 100 \cdot \frac{V_n}{V}, \quad \% \quad (1.3)$$

Кеуектік коэффициенті K_n кеуектер көлемінің, жыныстардың минералдық қаңқасының (затының) көлеміне V_0 қатынасын көрсетеді:

$$K_n = \frac{V_n}{V_0} \quad (1.4)$$

Жыныстардың кеуектілігі өте кең аралықта өзгереді – проценттің кішкене бөлігінен ондаған процентке дейін. Магматикалық жыныстардың (туфолавалар, тахиттер) атқыланған түрлерінің 50 – 60% тең кеуектер болады. Шөгінді жыныстарда өте жоғары кеуектілік болады.

Жалпы кеуектілік (%) есептік сипаттама болып саналады, оның мөлшерін таужынысының тығыздығы және оның қаңқасының тығыздығы арқылы анықтайды:

$$P = \frac{(\gamma_{CK} - \gamma) \cdot 100}{\gamma_{CK}} \quad (1.5)$$

Осылайша жалпы кеуектілік коэффициентін есептеуге болады:

$$K_n = \frac{\gamma_{CK} - \gamma}{\gamma} \quad (1.6)$$

Жыныста кеуектердің және жарқышақтардың болуы оларда белгілі бір мөлшердегі сулардың болуына себебін тигізеді. Бұл кезде химиялық, физикалық байланған және бос сулар болып ажыратылады.

Таужыныстарында судың болуын олардың ылғалдылығы деп айтады. Бос салмақтық ылғалдылық ω үлгідегі су массасының кептірілген үлгі массасына қатынасы арқылы көрсетіледі:

$$\omega = \frac{(m_1 - m_2) \cdot 100}{m_2}, \quad (1.7)$$

мұндағы m_1 – үлгінің кептірілгенге дейінгі массасы;

m_2 – кептірілген үлгінің массасы.

Таужыныстарының суөткізгіштігі деп олардың суды өткізу қабілеттілігі айтылады.

Суөткізгіштік өткізгіштік коэффициентімен K_{np} сипатталады, ол Дарси теңдеуі арқылы анықталады:

$$K_{np} = \frac{Q \cdot l_0}{S \cdot t \cdot \Delta p \cdot \eta}, \quad (1.8)$$

мұнда Δp – сұйықтық сүзілу жолындағы L_0 қысымның айырмашылығы, Па;

Q – үлгі арқылы өткен судың мөлшері, м³;

H – сұйықтық тұтқырлығы, Па · с;

t – сүзілу уақыты, с;

S – үлгінің көлденең қимасының ауданы, м².

Тау-кен ісінде әдетте сүзілу коэффициенті қолданылады

$$K_{\phi} = \frac{Q}{S \cdot t}. \quad (1.9)$$

Сүзілу коэффициентінің мөлшеріне байланысты жыныстар мынадай топтарға бөлінеді:

Жыныстың сүзілу коэффициенті K_{ϕ} , м/тәу	<0,1	≤ 10	≤ 100	>100
Жыныстар	Су өткізбейтін	Әлсіз суөткізгіш	Орташа суөткізгіш	Жеңіл суөткізгіш

Суөткізгіш жыныстардағы кеуектердің, жарықшақтардың өлшемдеріне, олардың сандарына негізінен тәуелді болады.

Тығыз жыныстарға карағанда қопсытылған таужыныстары үйінді тығыздығымен, қопсу коэффициентімен, түйіршікөлшем құрамымен, табиғи қиябет бұрышымен, т.б сипатталады.

Қопсу коэффициенті K_p қопсытылған жыныс көлемінің V_p оның

массивтегі (тұтас) көлемінің V қатынасына тең болады:

$$K_p = \frac{V_p}{V}. \quad (1.10)$$

Үйінді тығыздығы γ_n жыныс тығыздығының γ және оның қопсу коэффициентіне тәуелді, олардың қатынасы арқылы анықталады:

$$\gamma_H = \frac{\gamma}{K_p}. \quad (1.11)$$

Қопсу коэффициенті және үйінді тығыздық қопсытылған массаның түйіршікөлшем құрамына, бұзылған жыныс кесектерінің формаларына, бір-бірімен орналасу жағдайына байланысты болады. Ең аз қопсулық құмды және сазды жыныстарға тән ($K_p = 1,15-1,20$), ең үлкен мөлшері – мортсынғыш жыныстарға ($K_p = 1,3-1,8$).

Мықтылық шегі деп таужыныстары үлгісінің шектік кернеу кезіндегі бұзылуын айтады:

$$\sigma = \frac{P}{F},$$

мұндағы P – бұзатын жүктеме, Н;

F – түсірілген жүктеме әсер ететін үлгінің көлденең қимасының ауданы, m^2 .

Таужыныстары үлгілерінің бір осьті сығылуға беріктік шегі (сығылу беріктігі) $\sigma_{сж}$ – кен ісінде жыныстардың мықтылығын сипаттауда кеңінен қолданылады. Созылу мықтылығы сығылу

мықтылығынан әлдеқайда төмен. Көптеген таужыныстары үшін $\frac{\sigma_{сж}}{\sigma_p}$

қатынасының орташа мөлшері 8-10 арасында.

Сондықтан, тәжірибелік есептеулерде жыныстардың созылуға мықтылық шегін төмендегідей анықтайды:

$$\sigma_p = 0,1 \cdot \sigma_{сж}. \quad (1.12)$$

Сығылу мықтылық шегі бойынша М. М. Протодеяконовтың зерттеулерімен жыныстардың бекемдік коэффициенті анықталады:

$$f = \frac{\sigma_{сж}}{100}, \quad (1.13)$$

мұндағы $\sigma_{сж}$ – бір осьтік сығылуға мықтылық шегі, $кг\ c/cm^2$.

Қазіргі уақытта бұдан нақтылы байланыстағы теңдеулерді пайдалануға болады:

$$f = \frac{\sigma_{с.жс}}{300} + \frac{\sqrt{\sigma_{с.жс}}}{30}, \quad (1.14)$$

Профессор М. М. Портодьяконовтың шкаласы бойынша барлық таужыныстары 10 категорияға бөлінеді (1.1–кестені қара). Бірінші категорияға мықтылық дәрежесі ең үлкен жыныстар жатады (ең тығыз, берік және тұтқыр базальттар, кварциттер, т.б. жыныстар), оныншыға – ең әлсіз қорыс жыныстар. Ең үлкен бекемдік коэффициенті – 20 тең.

Жоғарыда келтірілген есептеу әдістерімен қатар арнайы экспериментальдық ұнтақтау әдісін де қолдануға болады. Ұнтақтау әдісінің негізі мынада: салмағы шамамен 20 – 50г болатын жыныстың 5 дұрыс пішінді емес кесектерін алады. Әр кесекті арнайы стаканда салмағы 2,4 кг, 600 мм биіктіктен тасталатын гірмен ұнтақтайды. Гірді 3 – 15 (n) рет тастағаннан кейін алынған жыныс ұнтағын тесіктері 0,5 мм болатын елеуіштен өткізеді. Бес үлгі кесектен шыққан мөлшері 0,5 мм кем фракцияны жинайды және диаметрі 23 мм көлем өлшегіш стаканға салады. Ұнтақталған шаңның стакандағы биіктігін (l) анықтайды. Бекемдік коэффициентін f төмендегі формуламен есептейді:

$$f = \frac{20 \cdot n}{l}. \quad (1.15)$$

Серпімділік модулі E жыныс үлгісі алаңындағы тік кернеудің σ_n қатысты сызық серпімді деформациясына $\varepsilon_l = \frac{\Delta l}{l}$ (мұнда Δl – абсолютті деформация; l – деформация өлшеген база) қатынасын көрсетеді:

$$E = \frac{\sigma_n}{\varepsilon_l}.$$

Көпшілік жыныстар үшін серпімділік модулі $E = 10^3 - 10^5$ МПа тең болады.

Таужыныстарының жіктелуі
(проф. М. М. Портодяконов бойынша)

Категория	Беріктік дәрежесі	Жыныстар	Бекемдік коэффициенті, f
1	2	3	4
I	Жоғары дәрежедегі берік жыныстар	Ең берік, тығыз және тұтқырлы кварциттер және базальттар, ерекше берік басқа жыныстар	20
II	Өте берік жыныстар	Өте берік гранит жыныстар, кварцитті порфир, кремнийлі тактатас (сланец), ең берік құмтастар, әктастар (известняктар)	15
III	Берік жыныстар	Тығыз граниттер және гранитті жыныстар, өте берік құмтастар және әктастар, берік кангломерат, мрамор, доломит	8-10
IV	Әжептәуір берік жыныстар	Кәдімгі құмтас, темір рудасы, құмды тактатастар, такталы құмтастар	5-6
V	Орташа берік жыныстар	Берік сазды сланец, онша берік емес құмтас және әктас, жұмсақ конгломерат, тығыз мергель	3-4
VI	Әжептәуір жұмсақ жыныстар	Жұмсақ тактатас, өте жұмсақ әктас, бор, тастұз, гипс, тоңазыған жер, антрацит, кәдімгі мергель, бұзылған құмтас, тактатас, берік таскөмір, қатқан саз, малтатас	1,5-2
VII	Жұмсақ жыныстар	Тығыз саз, жұмсақ таскөмір, қатты тасынды, жеңіл құмды саз, малтатас	0,8-1,0
VIII	Топырақ жыныстар	Өсімдікті жер, шымтезек (торф), жеңіл саздақ (суглинок), дымқыл құм	0,6
IX	Сусымалы жыныстар	Құм, ұсақ малта тастар, үйілген жер, өндірілген көмір	0,5
X	Қорысты жыныстар	Қорыстар, батпақты жер, езілген сары топырақты жерлер	0,3

Пуассон коэффициенті μ көлденең және ұзынабойға қатысты деформациялардың қатынасын көрсетеді:

$$\mu = \frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_l}.$$

Көпшілік жыныстар үшін μ 0,15–тен 0,35 арасында өзгереді.

Серпімділік модулін жіңішке өзекше түрлі жыныстағы ұзынабойлық толқынның жылдамдығы C_p арқылы да анықтауға болады:

$$E = \gamma \cdot C_p^2. \quad (1.16)$$

Шексіз ортадағы немесе массивтегі ұзынабойлық толқынның жылдамдығы:

$$C_p = \left[\frac{E \cdot (1 - \mu)}{\gamma \cdot (1 + \mu) \cdot (1 - 2\mu)} \right]^{\frac{1}{2}}. \quad (1.17)$$

Егер $\gamma = 0,25$ болса, онда,

$$C_p = 1,1 \cdot \left(\frac{E}{\gamma} \right)^{\frac{1}{2}}.$$

Тығыз жарықшақсыз жыныстардың серпімділік қасиеттерін ультрадыбыс әдісімен анықтаған кезде серпімділік константаларын мынадай формуламен жүргізуге болады:

$$\mu = (a^2 - 2) / [2 \cdot (a^2 - 1)],$$

мұндағы $a = C_p / C_n$; C_n – үлгідегі көлденең толқынның жылдамдығы.

(1.5) формуласын E байланысты өзгертсек:

$$E = \frac{C_p^2 \cdot \gamma (1 - \mu - 2\mu^2)}{1 - \mu}.$$

ВНИМИ–дің деректері бойынша, C_n орнына рэлеев толқынының жылдамдығын пайдалануға болады, себебі оны анықтау жеңілірек,

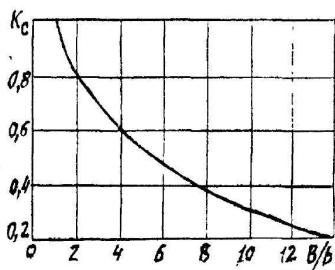
$$C_p = \left(\frac{G}{\gamma} \right)^{\frac{1}{2}} = \left[\frac{E}{2 \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma} \right]^{\frac{1}{2}},$$

мұндағы G – сырғу модулі.

Жыныстар массивінің мықтылығы жарықшақтардың болуына байланысты оның бөлек бір кесегінің беріктігінен кем болады. Жарықшақтар деңгейінің көбеюіне байланысты жыныстар массивінің мықтылық сипаты азаяды, деформациясы көбейеді. Жыныстар үлгісінің беріктігі арқылы массивтің мықтылық сипаттамасын алу үшін есептеулерге құрылымдық әлсіреу коэффициентін K_c кіргізеді (жыныстардың массивтегі мықтылығының кесектегі беріктігіне қатынасы).

Массивтің жарықшақтық деңгейіне байланысты K_c мағынасын 1.2- кестеден алуға болады.

Жарықшақтық деңгейі	Жарықшақтардың бір-бірінен орташа қашықтығы, м	K_c
Тұтастанған	1,5 артық	0,9
Аз жарықшақты	1,5-1,0	0,8
Орта жарықшақты	1,0-0,5	0,6
Көп жарықшақты	0,5-0,1	0,4
Өте жарықшақты	0,1 кем	0,2



1.1-сурет. Құрылымдық әлсіреу коэффициентінің жарықшақтар қарқындылығына байланысы

Массивтің жарықшақтық қарқындылығы белгілі болғанда, 1.1-суретте келтірілген график бойынша K_c коэффициентін анықтауға мүмкіндік туады; абцисса осінде – B/b жарықшақтық қарқындылығы, мұнда B – массивтің қарастырып отырған бөлігінің ұзындық мөлшері; b – құрылымдық кесектің орташа мөлшері; $B/b > 14$ болғанда $K_c = 0,2$.

Беріктіктің ұзақтық коэффициенті ξ жыныс беріктігі жүктемесінің ұзақ уақыт әсерімен кішіреюін көрсетеді. Ол стандартты сынау кезіндегі мықтылық шегі таужынысының ұзақтық беріктік шегінің қатынасына тең болады.

Осы коэффициенттің (ξ) мағынасын қабылдау ұсынысы: серпімді сипатта бұзылатын жыныстар үшін (граниттер, кварциттер, қатты құмтастар, т.б): $\xi = 1-0,7$, ал бұзылу кезіндегі пластикалық деформацияны көрсеткен жыныстар үшін (құмтас, көміртүрлі тақтатастар (сланецтер), орташа беріктікті әктастар, т.б): $\xi = 0,5-0,7$ [3].

Жыныстар массивінің ұзақ сығылуға мықтылық шегі

$$R_{cж} = \sigma_{cж} \cdot K_c \cdot \xi, \quad (1.18)$$

Жыныстар массивінің ұзақ созылуға мықтылық шегі

$$R_p = \sigma_p \cdot K_c \cdot \xi, \quad (1.19)$$

мұндағы $\sigma_{сж}$ және σ_p – жыныстар үлгісінің сығылуға және созылуға мықтылық шектері.

Ішкі үйкеліс коэффициенті және бұрышы. Сыртқы үйкелістен (түйіскен денелердің бір-біріне байланысты қозғалуына кедергісі) өзгеше ішкі үйкеліс - дененің бөлек бөлімдерінің бір-біріне қатысты деформацияланған кездегі қозғалуға кедергісін қарастырады.

Ішкі үйкеліс коэффициенті деп – үйкеліс күшінің F_m нормалды жүктемеге P_H қатынасын айтады:

$$f_m = \frac{F_m}{P_H} = \operatorname{tg} \varphi.$$

$\varphi = \arctg \cdot f_m$ бұрышын ішкі үйкеліс бұрышы деп атайды.

Ішкі үйкеліс бұрышын ұқсастық ішкі үйкеліс немесе ішкі кедергі бұрышынан айыра білу керек, оны жыныстардың бекемдік коэффициенті арқылы есептеп табады - $\arctg f$.

Ішкі үйкеліс бұрышын экспериментальдық жолмен табады (қисық кесу әдісімен немесе жыныстар үлгісін стабилметриялық сынау кезіндегі жыныстардың беріктік паспортымен) [4].

Тау қысымын есептеген кезде ішкі үйкеліс бұрышының ең аз мағынасын біліп қабылдаған дұрыс, бұл кезде тау қысымының ең үлкен мөлшері болады.

Ішкі үйкеліс коэффициентін жыныстар үлгісінің бір осьтік созылуға және сығылуға беріктігінің мөлшерін қолдана жобалап есептеуге болады [4]:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\sigma_{сж} - \sigma_p}{\sigma_{сж} + \sigma_p}. \quad (1.20)$$

Түсті металлургия кеніштерінде жүргізілген зерттеулерге байланысты [5] төмендегі формула ұсынылған:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{f - 1}{f + 1}, \quad (1.21)$$

мұндағы f – жыныстардың бекемдік коэффициенті (М. М. Протоdjяконов бойынша).

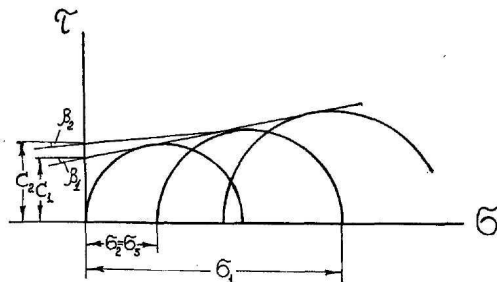
Қатты таужыныстары $f \geq 9$ үшін (1.20) және (1.21) формулалары жақсы нәтиже береді. (1.20) формуласы $f \geq 2$ жарамды.

1.2. Таужыныстарының көлемдік мықтылығын анықтау

Таужыныстары массивін көлемдік кернеулі жағдайда болады деп қарастырамыз. Тау қазбаларын жүргізген кезде оны қоршаған бір аймақта кернеулердің шоғырлану деңгейіне қарай қайта үлесуі болады. Қазбаның контурында жыныстар екі осьті кернеулі жағдайда болады, массивтің тереңдігіне ұзарған сайын ол көлемдік кернеулі жағдайға өтеді. Бұл кезде өздерінің мөлшерлері бойынша кернеу компоненттерінің бір-бірінен көптеген айырмашылықтары болады. Қазбаны қоршаған жыныстар, өзінің мықтылық қасиеттеріне байланысты, кернеу компоненттерінің тең емес мөлшерлерінің кейбір жағдайларда өзара тіркесуінің арқасында бұзыла бастайды.

Жыныстардың көлемдік мықтылығы деп олардың бұзылмай көлемдік кернеулі жағдайға қарсы тұру қасиетін айтады.

Егер $\tau - \sigma$ координаттарында кернеулер компоненттері мөлшерінде Мор шеңберлерін салсақ олардың тіркесулері жыныс үлгісінің бұзылуына әкеледі. Шеңберлердің жанама айналмасын жүргізсек, онда жыныстардың көлемдік мықтылығының сипаттамасын аламыз (1.2-сурет) [4,8].



1.2- сурет. Таужыныстарының көлемдік мықтылығының сипаттамасы

Мордың барлық шектік шеңберлерінің $\tau - \sigma$ осьтеріндегі жанама айналмасы жыныстардың көлемдік мықтылығының сипаттамасын графикалық сурет түрінде көрсетеді. Бұл жанама айналма (қисық немесе тікелей) жыныстардың көлемдік мықтылық паспорты деп аталады.

Жыныстың көлемдік мықтылық паспорты көлемдік кернеулі жағдайда оның сығылуын зерттеу нәтижесінің негіздерінде қарастырылады.

Мықтылық паспортының сандық көрсеткіштеріне мыналар жатады: φ – жанаманың σ осіне құлау бұрышы, ол ішкі үйкеліс

бұрышы деп аталады және C кесіндісі: жанама айналмасының τ осінен кесіндісі, ол ұстасу коэффициенті деп аталады.

Тік сызықты жанама болғанда ішкі үйкеліс бұрышы және ұстасу коэффициенті қарастырылып отырған жыныстар үшін тұрақты мөлшерде болады.

Қысық сызықты жанама болған жағдайда ϕ және C ауыспалы мөлшерде болады, олар жыныстың кернеулі жағдайына тәуелді. Таужыныстарының дағдылы бір түрлі емес құрылымына байланысты олардың қасиеттерінің көрсеткіштері ықтималды сипатта болады. Сондықтан да олар тек абсолюттік мағыналармен ғана көрсетіліп қоймай, орташа мағыналармен және ықтималдық коэффициенттерімен анықталады.

Жыныстарды сынақтан өткізген кезде осы жағдай тиісті сынақ нәтижелерінің өзгеріп шашырауынан көрінеді. Жынысты көлемдік сығылуға қолданылатын сынақ әдістемесі үлгілердің цилиндрлік пішінін қарастырады, олардың ұштарына тіресе дамытатын тік қысым береді (σ_1 – ең үлкен басты кернеу) және оның бүйір беттеріне қоршаған сұйықтың (майдың) гидростатикалық қысымын түсіреді (σ_3 – ең аз басты кернеу).

Сонымен, жыныстар үлгісінің сынақтан өткен кездегі кернеулі жағдайын былай сипаттауға болады:

$$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3.$$

Жыныстың мықтылық паспортын құрастырған кезде мынадай деректерді көрнекті түрде анықтаған жеткілікті болады:

- ішкі үйкеліс бұрышының және ұстасу коэффициентінің, олардың өзгеруінің сандық мағыналарын;
- жыныстар массивінің табиғи кернеулік жағдайынан асып түсетін және оларды бұзатын кернеу компоненттерінің тіркесу диапазонын.

Бірінші талапты қанағаттандыру үшін сынақтар диапазонын кернеулер мағыналарының аралығына орналастыру керек. Бір жағынан бір осьті сығылудың мықтылық шегіне ($\sigma_{сж}$) және екіншіден – ең үлкен кернеуге тең болуы керек (σ_1), ол 2 – 3 есе $\sigma_{сж}$ артық болуы тиіс.

Екінші талапты қанағаттандыру үшін ең үлкен кернеудің (σ_1) мағынасын анықтағанда, оның мөлшері массивте мүмкін болатын кернеуден 1,5 есе артық болуы ұсынылады. Серпімді жыныстар массивіндегі ең үлкен сығымдаушы (σ_{max}) және ең аз созылым (σ_{min})

кернеулерінің мөлшерлері мынадай формулалармен анықталады:

$$\sigma_{\max} = 10 \cdot K_1 \cdot \gamma \cdot H \cdot 10^{-6}, \text{ МПа}, \quad (1.22)$$

$$\sigma_{\min} = 10 \cdot K_2 \cdot \lambda_1 \cdot \gamma \cdot H \cdot 10^{-6}, \text{ МПа}, \quad (1.23)$$

мұндағы K_1 және K_2 – кернеулердің шоғырлану коэффициенттері, сығымдаушы кернеуге $K_1=2$, созылым кернеуіне $f > 12$ үшін $K_2=0,4$; $f \leq 12$ үшін $K_2=0,3$;

γ – жыныстың тығыздығы, кг/м³;

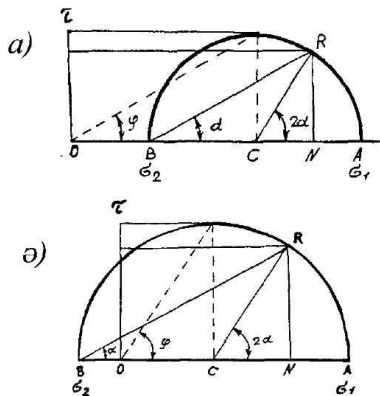
H – қазбаның жер бетінен тереңдігі, м;

λ_1 – бүйір тойтарыс коэффициенті, серпімді орта үшін

$$\lambda_1 = \frac{\mu}{1 - \mu}, \quad \mu - \text{Пуассон коэффициенті.}$$

Жазықтықтың әрбір керекті бағытындағы кернеулерді графиктік түрде анықтау үшін аналитикалық есептеулердің орнына Мор шеңберін пайдалануға болады.

Әртүрлі белгідегі басты кернеулер үшін шеңбер мынадай кезекпен салынады (1.3 а, ә - суреттер).



1.3- сурет. Басты кернеулер үшін Мор шеңберін тұрғызу
а- бір белгілі кернеулер; ә- әртүрлі белгілі кернеулер

Түзудің О нүктесінен бір бағытта масштабпен ОА және ОВ кесінділері салынады, олар σ_1 және σ_2 кернеулерінің мөлшерін анықтайды (мұнда $\sigma_1 > \sigma_2$).

Бұл жағдайда екі оң кернеу белгілі, яғни сығымдаушы (1.3а-сурет). Осыдан кейін АВ кесіндісінің диаметрі ретінде ортасы С нүктесіндегі шеңбер сызылады. Осы шеңбердің радиусы 0,5 ($\sigma_1 - \sigma_2$) тең

болады және ең үлкен жанама кернеудің τ мөлшерін, ал ОС кесіндісі $-0,5(\sigma_1 + \sigma_2)$ тең ең аз нормалды кернеудің мөлшерін σ_n көрсетеді.

Қарастырып отырған бағыттағы σ_1 осімен α бұрышын жасаған әсер етуші кернеулерді анықтау үшін В нүктесі арқылы түзу жүргізу керек, ол ВА кесіндісімен α бұрышын құрайды және шеңберді R нүктесінде кесіп өтеді, осыдан кейін R нүктесінен АВ диаметріне RN перпендикулярын түсіру керек. Осындай тұрғызулардың нәтижесінде мыналарды табамыз:

$$\begin{aligned} ON = \sigma_n &= 0,5 \cdot (\sigma_1 + \sigma_2) + 0,5 \cdot (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \cos 2\alpha = \sigma_1 \cdot \cos^2 \alpha + \sigma_2 \cdot \sin^2 \alpha, \\ RN = \tau &= 0,5 \cdot (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \sin 2\alpha. \end{aligned} \quad (1.24)$$

Басты кернеулер үшін шеңбер σ_1 оң (сығымдаушы), ал σ_2 теріс (созылымдаушы) болғанда, мынадай кезекпен тұрғызылады (1.3ә-сурет).

Түзудің О нүктесінен солға қарай масштабпен σ_2 кернеуі, ал оңға қарай σ_1 кернеуі орналасады. Шеңбердің радиусі $0,5 \cdot (\sigma_1 + \sigma_2)$ тең болады, онда жанама кернеулер былай анықталады:

$$RN = \tau = 0,5 \cdot (\sigma_1 + \sigma_2) \cdot \sin 2\alpha, \quad (1.25)$$

Нормалды кернеулер

$$ON = \sigma_n = 0,5 \cdot (\sigma_1 - \sigma_2) + 0,5 \cdot (\sigma_1 + \sigma_2) \cdot \cos 2\alpha = \sigma_1 \cdot \cos^2 \alpha - \sigma_2 \sin^2 \alpha. \quad (1.26)$$

Мықтылық паспорты жанама және нормалды кернеулер арасындағы графикалық байланысты көрсетеді, бұл кезде жыныстардың бұзылуы болады. Паспорт бойынша жыныстардың ішкі үйкеліс бұрышы φ анықталады.

1-мысал. Мор шеңберін тұрғызу арқылы басты кернеулерге $\sigma_1 = 120$ МПа және $\sigma_2 = 20$ МПа (екі кернеулер де сығымдаушы) $\alpha = 30^\circ$, 45° және 60° бұрыштарымен бағыттас алаңшықтардағы жанама τ және нормалды σ_n кернеулеріне баға беріңіз. Жыныс үлгісіне әсер етіп тұрған кернеулерді шекті деп санап, $\alpha = 45^\circ$ болғандағы ішкі үйкеліс бұрышын φ анықтаңыз.

Шешімі. 1. Түзу сызықтың бойында 1:10 масштабымен σ_1 және σ_2 кернеулерін саламыз және радиусі $0,5 \cdot (\sigma_1 - \sigma_2) = 0,5 \cdot (120 - 20) = 50$ МПа тең жарты шеңберді жүргіземіз (1.4- сурет).

2. Қабылданған масштаб бойынша О нүктесінен τ осін тұрғызамыз.

3. Жарты шеңбермен қиылысқанға дейін $\sigma_2 = 20$ МПа нүктесінен $\alpha = 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ бұрыштарымен сәулелерді жүргіземіз. Сәулелердің жарты шеңбермен қиылысқан жерін σ осіне перпендикуляр түсіреміз және τ осіне қиылысқанға дейін алынған 1, 2 және 3 нүктелерден жазық сызықтар жүргіземіз.

4. Сызылған графиктен масштаб бойынша α бұрышының әртүрлі мағыналарында τ және σ_n кернеулерін анықтаймыз.

α , град	τ , МПа	σ_n , МПа
30	43	95
45	50	70
60	43	45

Графикалық жолмен табылған нәтижелерді формулалар бойынша тексереміз:

$$\sigma_n = \sigma_1 \cdot \cos^2 \alpha + \sigma_2 \cdot \sin^2 \alpha ;$$

$$\tau = 0.5 \cdot (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \sin 2\alpha ;$$

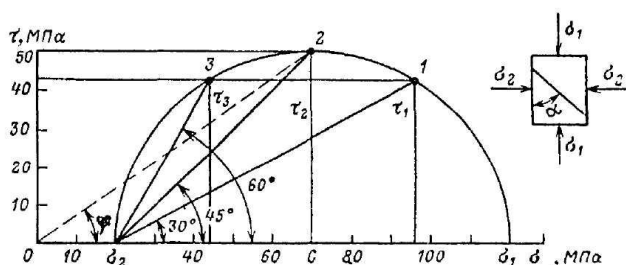
$$\alpha = 30^\circ \text{ үшін : } \sigma_n = 120 \cdot \cos^2 30^\circ + 20 \cdot \sin^2 30^\circ = 95 \text{ МПа};$$

$$\tau = 0.5 \cdot (120 - 20) \cdot \sin 2 \cdot 30^\circ = 43.2 \text{ МПа};$$

$$\alpha = 60^\circ \text{ үшін : } \sigma_n = 120 \cdot \cos^2 60^\circ + 20 \cdot \sin^2 60^\circ = 45 \text{ МПа};$$

$$\tau = 0.5 \cdot (120 - 20) \cdot \sin 2 \cdot 60^\circ = 43.2 \text{ МПа}.$$

Көріп тұрғанымыздай, басты кернеулер үшін Мор шеңбері дұрыс салынған.



1.4- сурет: $\sigma_1=120$ МПа және $\sigma_2=20$ МПа үшін кернеулер шеңбері

5. Егер σ_1 және σ_2 кернеулерін шекті деп санайтын болсақ, онда жыныстың бұзылуы σ_1 кернеуінде $\alpha = 45^\circ$ бұрышпен еңкейген сызықта болады, мұнда $\tau = 50$ МПа, $\sigma_n = 70$ МПа; үйкеліс коэффициенті бұл кезде мынадай болады:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\tau}{\sigma_n} = \frac{0.5 \cdot (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \sin 2\alpha}{(\sigma_1 \cdot \cos^2 \alpha + \sigma_2 \cdot \sin^2 \alpha)} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = \frac{120 - 20}{120 + 20} = 0.714.$$

Ішкі үйкеліс бұрышы:

$$\varphi = 35.5^0$$

Графикте бұл бұрыш О2 кесіндісі мен σ_n осі арасында жасалады.

2-мысал. Таужыныстарының барлық жақтан сығылған ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) кездегі мықтылық паспортын тұрғызыңыз. Мрамор үлгілерінің стабилетрлік сынағының нәтижелері төмендегі 1.3-кестеде келтірілген [4].

Келтірілген деректер бойынша $tg \varphi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{\sigma_1 + \sigma_2}$ формуласын

қолданып ішкі үйкеліс коэффициентін және бұрышын анықтаңыз, мықтылық паспортынан φ бұрышының орташа мағынасын табыңыз. Жыныстың мықтылық паспортын қолдана отырып қазба ашылымының орнықтылығын бағалаңыз. Қазба контурындағы ең үлкен ($\sigma_{\max}$) және ең аз ($\sigma_{\min}$) сығымдаушы кернеулер де кестеде келтірілген.

1.3-кесте

Жүктеменің параметрлері, МПа								Қазба контурындағы кернеулер, МПа			
I		II		III		IV		1		2	
σ_1	σ_3	σ_1	σ_3	σ_1	σ_3	σ_1	σ_3	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$
24,2	1,5	38,5	5,95	39,5	6,7	45,1	8,5	40,0	1,0	30,0	5,0

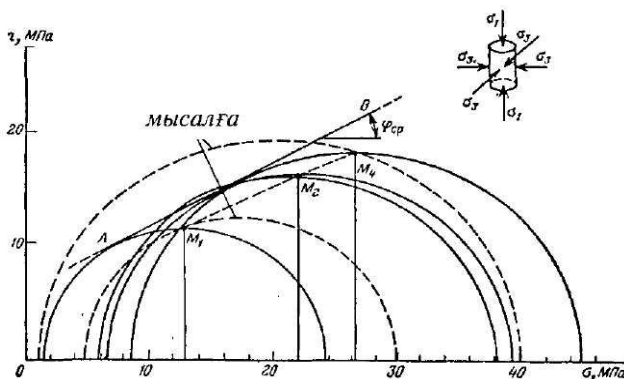
Шешімі. 1. Әрбір төрт сынақ үшін жыныс үлгісінің бұзылуы кезіндегі σ_1 және σ_3 мағыналарын σ осіне түсіріп саламыз. Осыдан кейін $\sigma_1 - \sigma_3$ кесінділерін диаметрлер ретінде қолданып жарты шеңберді сызып саламыз (1.5- сурет).

2. Барлық жарты шеңберлердің айналмасын немесе тура жанамасын жүргіземіз. Қарастырылып отырған мысалда орташаланған жанама жүргізілген, ол екінші сынақ кернеулерінің жарты шеңберін кесіп өткен. Түзудің (жанаманың) еңкею бұрышы $\varphi_{cp} = 32^0$ барлық сынақтар үшін орташаланған болып саналады.

Шынында АВ түзуі шектік жағдайды толығынан көрсете алмайды, себебі әр сынақ үшін M_1 , M_3 , M_4 шектік нүктелері болады және осы нүктелерді қосатын сызық шектік болып саналады (1- мысалды қара).

Осының алдында (1-мысал) екі осьті сығымдалу үшін кернеулер

шеңбері арқылы табылғаны сияқты, әр сынақ үшін өзіндік ішкі үйкеліс бұрышы болады.



1.5- сурет. Барлық жақтан сығылған жағдайдағы жыныстың мықтылық паспорты

3. Әр сынақ үшін $tg\varphi$ және φ экспериментальдық мағыналарын жоғарыда келтірілген формуламен есептейміз.

	I	II	III	IV
$tg\varphi$	0,88	0,73	0,7	0,68
φ	41,4	36,2	35,4	34,3

Есептеулер көрсеткендей, барлық жақтан болатын қысым үлкейген сайын $tg\varphi$ азаяды. Мұны былай түсіндіруге болады, кернеулер үлкейген сайын мрамордың құрылымы көбіне майда түйіршікті бола бастайды, ол түйіршікаралық пластикалық ағысқа байланысты.

4. Жыныстың мықтылық паспортын қолдана отырып ашылымының орнықтылығын бағалаймыз. Ол үшін бірінші жағдай үшін кернеулер осіне $\sigma_{\max} = 40$ МПа және $\sigma_{\min} = 1$ МПа мағыналарын масштабпен түсіріп саламыз, радиусі $0,5 \cdot (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) = 0,5 \cdot (40 - 1) = 19,5$ МПа жарты шеңберін түсіреміз. Осы жарты шеңбер (1.5- суретте пунктирмен сызылған) шектік түзудің (жанаманың) сыртына шығып кеткен, яғни, ашылым орнықты емес.

Қазба контурындағы массивтің екінші жағдайын (II) қарастырайық. Кернеулер осіне $\sigma_{\max} = 30$ МПа және $\sigma_{\min} = 5$ МПа

саламыз, радиусі $0,5 \cdot (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) = 0,5 \cdot (30 - 5) = 7,5$ МПа тең жарты шеңберді жүргіземіз (пунктирмен көрсетілген). 1.5- суретте көрінгендей, бұл жарты шеңбер жанама түзуден төмен тұр, сондықтан да қазба ашылымы орнықты болады.

Тәжірибелік жұмыстың тапсырмасы

Жыныстар үлгілерін сынаудың нәтижелері бойынша (1.2- кесте) Мор шеңберлерін тұрғызыңыз, жобалап осы шеңберлердің айналма жанамаларын жүргізіңіз және графикалық әдіспен ішкі үйкеліс бұрышын, ұстасу коэффициентін анықтаңыз. Берілген тереңдіктегі қазба айналасындағы жыныстар массиві тұрақты бола ма, жоқ па соны бағалаңыз.

1.4-кесте

Бастапқы деректер [4]

Вар. нөм.	Жүктемелеу параметрлері, МПа								Н, м	μ	γ , кг/м ³
	1		2		3		4				
	σ_1	σ_3	σ_1	σ_3	σ_1	σ_3	σ_1	σ_3			
0	83	8	98	12	117	16	143	20	1800	0,27	2400
1	38	3,5	49	7	58	9	66	12	1900	0,25	2300
2	171	20	295	36	360	46	453	64	1700	0,30	2600
3	155	12	210	18	276	24	338	30	2000	0,28	2500
4	24	3	27	4,5	33	6	39	7,5	2500	0,25	2300
5	28	4	34	6	42	8	45	10	1800	0,27	2300
6	42	4,5	52	7	60	10	75	12	1600	0,25	2200
7	63	6	84	9	98	12	115	15	1800	0,26	2400
8	126	12	186	20	242	27	330	34	2500	0,25	2600
9	110	10	152	20	184	30	208	40	1000	0,22	2500
10	35	0	51	5	69	10	80	15	2000	0,30	2500

Ескерту: μ – Пуассон коэффициенті.

Массивтегі кернеудің шоғырлану коэффициенттері $k_1=2$; $k_2=0,4$.

Тарау бойынша бақылау сұрақтары

1. Таужыныстарының физика-механикалық және кен-техникалық қасиеттері туралы жалпы түсініктерді талдап айтыңыз?
2. Таужыныстарының көлемдік тығыздығы, салмағы дегендеріміз не, қалай анықталады?
3. Таужыныстарының қопсу және кеуектілік коэффициенттері

нені көрсетеді, анықтау жолдары?

4. Таужыныстары үлгісінің мықтылық шектері дегеніміз не, қалай анықталады?

5. Жыныстардың бекемдік коэффициентін анықтау жолдары және проф. М.М. Протоद्याконов бойынша таужыныстарының классификациясы?

6. Жыныстар массивінің құрылымдық әлсіреу коэффициенті (K_c) нені көрсетеді, массивтің жарықшақтық деңгейіне байланысты K_c мағыналары?

7. Жыныстар беріктігінің ұзақтық коэффициенті (ξ) нені көрсетеді, әртүрлі жыныстардағы олардың мағыналары?

8. Жыныстар массивінің ұзақ созылуға және сығылуға мықтылық шектері?

9. Ішкі үйкеліс коэффициенті және бұрышы деп нені айтады, жобамен қандай формулалар арқылы анықталады?

10. Таужыныстарының көлемдік мықтылығы дегеніміз не, сипаттамасы?

11. Таужыныстарының мықтылық паспорты қандай жолмен құрастырылады?

12. Мор шеңберін тұрғызу арқылы жанама және нормалды кернеулерге қалай баға беруге болады?

2. ТАУ ҚЫСЫМЫ ЖӘНЕ ЖЫНЫСТАР МАССИВІНІҢ КЕРНЕУЛІ ЖАҒДАЙЫ

2.1. Тиілмеген массивтегі жыныстардың кернеулі жағдайы

Тау қазбаларын жүргізгенше жыныстар массиві тепе-теңдік кернеулі жағдайда болады. Кернеулі жағдай жоғары жатқан жыныстардың өзіндік салмағымен (гравитациялық күштермен), тектоникалық күштермен, температуралық градиенттерімен шақырылады. Тектоникалық күштер және температуралық градиенттер болмаған кезде жыныстардың өзіндік салмағынан болатын кернеулер олардың тереңдігіне пропорционал келеді.

Егер массивтің әр нүктесіндегі басты кернеулер белгілі болса, тиілмеген массивтегі гравитациялық күштермен жасалған кернеулі жағдай белгілі деп саналады. Тік бағыттағы кернеулерді қазіргі уақытта жыныстар бағанының салмағына тең деп қабылдайды

$$\sigma_z = \gamma \cdot H ,$$

мұндағы γ – жыныстардың орташа тығыздығы (массивтегі);

H – жер бетінен тереңдігі.

Қатты жыныстар бірқатар тереңдіктен кейін серпімді жағдайда болады және Гук заңына бағынады деп санай отырып, жазық кернеулердің σ_x және σ_y мөлшерлерін бағалайды, олар жыныстардың жағдайларына және қасиеттеріне байланысты.

Енді жер бетінен H тереңдікте орналасқан қабырғасы бірге тең элементарлық кубиктің кернеулі жағдайын қарастырайық (2.1 – сурет).

Барлық жағынан сығылған кезде кубик тепе-теңдік жағдайда σ_z , σ_x , σ_y кернеулерімен сипатталады.

Егер орта біртекті болса, ол координаттар остері еркімен қабылданса, онда $\sigma_x = \sigma_y$, ал $\sigma_z = \gamma \cdot H$ [6].

Деформация болмағанда бір басты кернеу бойынша толық қатысты деформацияның теңдеуі мынадай түрде болады:

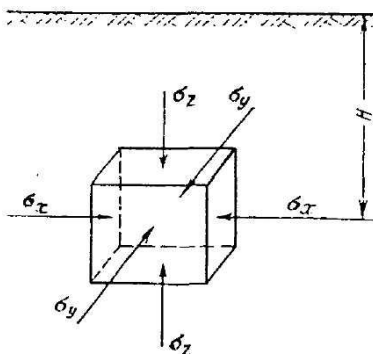
$$\mu \cdot \frac{\sigma_z}{E} - \frac{\sigma_x}{E} + \mu \frac{\sigma_y}{E} = 0 , \quad (2.1)$$

мұндағы μ – Пуассон коэффициенті;

E – серпімділік модулі.

$\sigma_x = \sigma_y$ болған кезде, осы теңдеуді σ_x қатысты шеше отырып табамыз:

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu}{1-\mu} \cdot \sigma_z = \frac{\mu}{1-\mu} \cdot \gamma \cdot H, \quad (2.2)$$



2.1- сурет. Тау массивін серпімді орта деп қараған кездегі кернеулі жағдайын анықтау схемасы

Егер ол Гук заңына бағынатын серпімді орта деп қарастырылса, тиілмеген массивтің кернеулі жағдайын бағалау үшін 2.2 – формула негізгі деп саналады, $\lambda_1 = \frac{\mu}{1-\mu}$ мөлшері бүйір тойтарыс коэффициенті деп аталады.

Қатты жыныстар үшін бүйір тойтарыс коэффициенті 0,2 – 0,45 аралығында болады [7].

Кейбір зерттеушілер белгілі бір жыныстардың құрылымына, құрамына, метаморфизм дәрежесіне қарай λ_1 коэффициенті үлкен мөлшерде өзгереді деп санайды. Басқа зерттеушілер жыныс массивінің кернеулік жағдайын үлкен тереңдіктерде гидростатикалық деп қабылдауды ұсынады. Олай дейтін себебі, ұзақ уақыт кезінде жыныстардың жылжымалылығына байланысты бүйір кернеулері тік бағаттағылармен теңеседі:

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = \gamma \cdot H.$$

Бұл көзқарас $\mu = 0,5$ болғанда, жоғарыда келтірілгеннің жеке бір жағдайын сипаттайды. Бірақ, жоғары берікті жыныстар, мысалы, граниттер, кварциттер, берік құмтастар үлкен тереңдіктерде Гук заңына бағынады және серпімді кернеулі жағдайда болады, оларды 2.2–формуламен анықтайды.

Көп жағдайларда тиілмеген массивті бөлектенген кесек сусымалы

таужыныстары деп қарастыруға болады. Бұл кезде олардың ұстасуы болмайды, тек ішкі үйкеліс бұрышымен φ ғана сипатталады. Сусымалы жыныстардың кернеулі жағдайын бағалауды Кулон ұсынған. Бұл жағдайда тік кернеулер серпімді кернеулі жағдай сияқты бағаланады $\sigma_z = \gamma \cdot H$.

Жазық кернеулер тереңдіктің функциясы ретінде мынаған тең болады:

$$\sigma_x = \sigma_y = \gamma \cdot H \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ - \varphi}{2}\right) = \lambda_2 \cdot \gamma \cdot H, \quad (2.3)$$

мөлшері сусымалы органың (жыныстың) бүйір тойтарыс коэффициенті деп аталады.

Бөлектенген сусымалы жыныстардың кернеулі жағдайы олардың тереңдігіне және ішкі үйкеліс бұрышының мөлшеріне байланысты болады.

2.2. Қазба айналасындағы жыныстар массивінің кернеулі деформацияланған жағдайы

Қазбаларды жүргізгеннен кейін оның контурының жанындағы жыныстар массивінің кернеулі жағдайы өзгереді. Қазбалардың қабырғаларында сығымдаушы кернеулердің шоғырлану зонасы пайда болады, ал төбесі мен табанында сығымдаушы кернеулердің орнына созылушы кернеулер пайда болуы мүмкін.

Қазбалардың қабырғаларында пайда болатын жоғары сығымдаушы кернеулерді мына жағдайлармен түсіндіруге болады, қазба үстіндегі жыныс бағандары өздерінің тіреулерінен айырылады да, оның салмағы массивтің жақын бөліктеріне беріледі. Сонымен бірге, қазбаның қабырғасындағы басты кернеулердің біреуі нөлге тең болады және жыныстардың еркін деформациялануына мүмкіндік туады.

Қазбаның контурындағы және жақын жеріндегі жыныстардың кернеулі жағдайы кернеулердің шоғырлану коэффициентінің мөлшерімен бағаланады.

Белгілі бір нүктедегі кернеулердің шоғырлану коэффициенті деп қазба жүргізілгеннен кейінгі кернеулердің тиілмеген массивтегі болған кернеуіне қатынасын айтады. Шоғырлану коэффициентінің шамасы кең мөлшерде өзгеруі мүмкін. Сығылым кернеулерінің шоғырлану коэффициенті өзінің ең үлкен мөлшеріне қазбаның бұрыштарында және бүйірлерінде жетеді ($K_1=1,8-3,2$). Созылым кернеулерінің

шоғырлану коэффициенті қазбаның төбесі мен табанына $\lambda_1 < 1$ болғанда, онша үлкен емес $K_2 \leq 0.3$ [7].

Жазық пен көлбеу қазбалардың контурында тазалау жұмыстарының, үлкен қуыстардың және тектоникалық жарықшақтардың әсер ету зоналары болмағанда, серпімді жыныстар массивіндегі кернеулі жағдайлар бүйірдегі ең үлкен сығымдаушы ($\sigma_{\max}$) және төбедегі ең аз созылым ($\sigma_{\min}$) кернеулерінің мөлшерімен бағаланады (2.2- сурет):

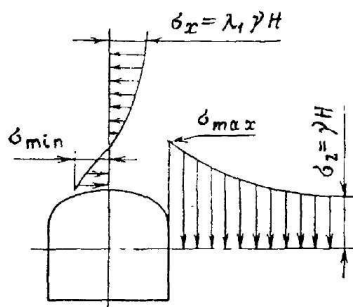
- бүйірлер үшін

$$\sigma_{\max} = K_1 \cdot \gamma \cdot H, \quad (2.4)$$

- төбе үшін

$$\sigma_{\min} = K_2 \cdot \lambda_1 \cdot \gamma \cdot H, \quad (2.5)$$

K_1 және K_2 – коэффициенттерінің мөлшері 2.1- кестеде келтірілген.



2.2-сурет. Жазық қазба контурындағы жыныстардың кернеулі жағдайының сипаты

2.2-суретте тік бұрышты-күмбезді қазбаның айналасындағы кернеулі жағдайдың сипаты басты осьтер бойынша кернеулер эпюрлері түрінде келтірілген. Төбе мен табанында $\sigma_{\min}$ созылым кернеулері әсер етеді, ол контурдан алыстаған сайын кішірейеді және біртіндеп созылым кернеуіне айналады $\lambda_1 \cdot \gamma \cdot H$. Бүйірлерде сығымдаушы кернеулер $\sigma_{\max}$ болады, содан біртіндеп азаяды да, массивтің есепті тереңдігіне $\gamma \cdot H$ тең болады.

Жыныстар массивінде тау қазбаларын жасағанда, ол оның бастапқы кернеулі жағдайының өзгеруіне әкеліп соғады. Жаңа кернеулер және деформациялар алаңдары пайда болады, олардың сапалық және сандық сипаттамалары көптеген факторларға тәуелді

болады, ең алдымен мыналарға:

- жыныстар массивінің құрылымдық-механикалық ерекшеліктері (физикалық және геометриялық анизотропия, жасанды әркелкілік, бастапқы кернеулі жағдайы);
- қазбаның түрі (ұзынбойлы, камералы) және оның көлденең қимасының пішіні;

2.1-кесте

Қазбаның пішіні	Күмбездің параметрлері			Кернеулердің шоғырлану коэффициенттері		Созылым кернеулер зонасының мөлшерлері		Ескертпе
	Осы тік доғаның радиусі, R	Бүйір доғасының радиусі, r	Күмбездің биіктігі, h_0	K_1 бүйірлеріндегі сығымдаушы	K_2 төбедегі созылым	Төбе тұстағы ені (қазба енінің B_1 бөлігі)	Биіктігі (күмбез биіктігінің h_0 бөлігі)	
Тік бұрышты күмбезді	$0,905 \cdot B_1$	$0,173 \cdot B_1$	$1/4 \cdot B_1$	2	0,4	$0,35 \cdot B_1$	$0,3 \cdot h_0$	$f > 12$ жыныстар үшін
	$0,692 \cdot B_1$	$0,262 \cdot B_1$	$1/3 \cdot B_1$	2	0,3	$0,30 \cdot B_1$	$0,1 \cdot h_0$	$f \leq 12$ жыныстар үшін
	0,5	-	$1/2 \cdot B_1$	2	0,25	$0,28 \cdot B_1$	$0,08 \cdot h_0$	
Тік қабырғалармен	-	-	-	2	0,23	$0,25 \cdot B_1$	$0,07 \cdot h_0$	Күмбездің сызылу теңдеуі: $y = x^2 / 0,5btg\varphi$ $\varphi = 39^\circ$ жыныстар үшін
Трапеция тәрізді	-	-	-	2	1,0	$0,9 \cdot B_1$	$0,15 \cdot h_0$	Төбе енінің бөлігі. Табан енінің биіктігіне қатынасы ($\alpha = 80^\circ$) 1:1,45:1,6

- таужыныстарының жүктеме түскендегі тәртібінің заңдылығы (деформацияның сызықты блумауы, реологиялық процестер, т.б).

Есептің ең жай түрі, тау қазбасының айналасындағы жыныс массиві біркелкі изотропты сызықты-деформацияланған жыныстардан болғанда, бастапқы кернеулі жағдай тең компонентті, ал қазбаның көлденең кимасы дөңгелек түрлі болып келгенде серпімділік теориясының осисиметриялық есебінің шығару жолын пайдалануға болады. Егер цилиндрлік координат жүйесінің Z осін қазбаның ұзынабойлық осімен қиыстырса, Z осіне нормалды жыныс массивінің кималары жазық деформациялы жағдайда болады.

Массивтің бастапқы кернеулі жағдайы мынадай компоненттермен сипатталады:

$$\sigma_z = \sigma_r = \sigma_\theta = q; \quad \tau_{rz} = \tau_{r\theta} = \tau_{z\theta} = 0,$$

мұндағы $q = \gamma \cdot H$, H – қазбаның жер бетінен тереңдігі.

Массивтегі қосымша кернеулерді анықтауға керекті есептеу схемасы 2.3-суретте келтірілген, ал шектеу шарттары мынадай түрде болады:

$$\sigma_r = (p - q), \quad r=1 \text{ болғанда (қазба контурында),}$$

$$\sigma_r \rightarrow \sigma_\theta \rightarrow 0, \quad r \rightarrow \infty \text{ болғанда,}$$

мұндағы p – бекітпенің реактивтік кедергісі.

Қосымша кернеулердің компоненттері тең болады:

$$\sigma_r = (p - q) \cdot \frac{1}{r^2}; \quad \sigma_\theta = -(p - q) \cdot \frac{1}{r^2}; \quad \sigma_z = 0;$$

$$\tau_{rz} = \tau_{r\theta} = \tau_{z\theta} = 0.$$

Жыныс массивіндегі толық кернеулерді бастапқы және қосымша кернеулерді қосу нәтижесінде табамыз:

$$\sigma_r = q + \frac{p - q}{r^2}; \quad \sigma_\theta = q - \frac{p - q}{r^2}; \quad \sigma_z = q, \quad (2.6)$$

$$\tau_{rz} = \tau_{r\theta} = \tau_{z\theta} = 0,$$

Деформациялардың компоненттері тең болады:

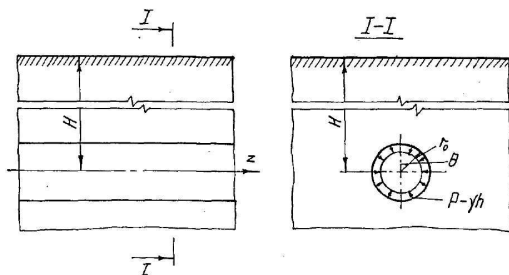
$$\varepsilon_\theta = -\varepsilon_r = \frac{3}{2 \cdot E} \cdot \frac{q - p}{r^2}, \quad (2.7)$$

Бұл жағдайда радиалды өлшемсіз ығысулар тең болады:

$$u = r \cdot \varepsilon_r = \frac{3}{2 \cdot E} \cdot \frac{q - p}{r}, \quad (2.8)$$

Қазба айналасындағы σ_r және σ_θ кернеулерінің таралу

заңдылықтарын талдау мынаны көрсетеді, оның контурында ($r=1$ болғанда) тангенциалды кернеу σ_θ өзінің ең үлкен мөлшерінде, ал радиалды σ_r – ең аз мөлшерінде болады. Қазбаның контурынан қашықтаған сайын кернеулер бұзылмаған массивтегі кернеулердің мағынасына ұмтылады. 2.2-кестеде $\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z$ кернеулері $r=0$ (бекітілмеген қазба) болғандағы q өлшемдерімен келтірілген.



2.3- сурет. Қосымша кернеулерді анықтағандағы ұзын жазық қазбаның есептеу схемасы

Жоғарыда келтірілген формулалардан және 2.2-кестедегі есеп нәтижелерінен көрінгендей дөңгелек қазба контурындағы кернеулердің шоғырлану коэффициенті 2-ге тең және контурдың қарастырылып отырған басқа нүктелерінің орнына байланысты емес.

Ығысулар да қазба контурында ең үлкен мағынасына ие болады және массивтің ішіне терең ұзарған сайын жылдам өшеді.

2.2-кесте

r	Кернеулер q өлшемдерімен		
	σ_r	σ_θ	σ_z
1	0,00	2,00	1,0
2	0,75	1,25	1,0
4	0,94	1,06	1,0
6	0,97	1,03	1,0
10	0,99	1,01	1,0

2.3. Дөңгелек қималы бекітілмеген жазық қазбаның айналасындағы біртекті изотропты таужыныстарына тең компонентті емес жүктемелер түскен кездегі кернеулі жағдайды анықтау

Егер массивтің бастапқы кернеулі жағдайы тең компоненттіктен өзгеше болса, онда симметрия шарттары бұзылады. Массивтің бастапқы кернеулі жағдайын тең жазық нүтелердің компоненттерімен қарастырсақ, ол тікбұрышты координат жүйесінде мынадай түрде болады:

$$\sigma_y = q; \quad \sigma_z = \sigma_x = \lambda q; \quad \tau_{rz} = \tau_{\theta z} = \tau_{z\theta} = 0;$$

$$\lambda = \frac{\mu}{1 - \mu} \leq 1, \quad (2.9)$$

Цилиндрлік координатқа өткенде және қосымша кернеулер бойынша есепті шеше отырып шектеулі жағдайларды былай жазуға болады:

$$\sigma_r = -\left(\frac{1+\lambda}{2} + \frac{1-\lambda}{2} \cdot \cos 2\theta\right) \cdot q; \quad \tau_{r\theta} = \frac{1-\lambda}{2} \cdot q \cdot \sin 2\theta, \quad (2.10)$$

$r = 1$ тең болғанда;

ал $r \rightarrow \infty$ $\sigma_r = \sigma_\theta = \tau_{r\theta} \rightarrow 0$.

Қосымша кернеулердің компоненттері былай жазылады:

$$\sigma_r = -q \cdot \left[\frac{1+\lambda}{2} \cdot \frac{1}{r^2} - \frac{1-\lambda}{2} \left(\frac{3}{r^4} - \frac{4}{r^2} \right) \cdot \cos 2\theta \right];$$

$$\sigma_\theta = q \cdot \left[\frac{1+\lambda}{2} \cdot \frac{1}{r^2} - \frac{1-\lambda}{2} \cdot \frac{3}{r^4} \cdot \cos 2\theta \right];$$

$$\sigma_z = -q \cdot \frac{1-\lambda}{2} \cdot \frac{4\mu}{r^2} \cdot \cos 2\theta; \quad (2.11)$$

$$\tau_{r\theta} = -q \cdot \frac{1-\lambda}{2} \cdot \left(\frac{2}{r^2} - \frac{3}{r^4} \right) \cdot \sin 2\theta.$$

Бастапқы кернеулердің компоненттері цилиндрлік координат жүйесінде былай жазылады:

$$\sigma_r = q \cdot \left(\frac{1+\lambda}{2} + \frac{1-\lambda}{2} \cdot \cos 2\theta \right);$$

$$\sigma_\theta = q \cdot \left(\frac{1+\lambda}{2} + \frac{1-\lambda}{2} \cdot \cos 2\theta \right); \quad \sigma_z = \lambda q; \quad (2.12)$$

$$\tau_{r\theta} = -\frac{1-\lambda}{2} \cdot q \cdot \sin 2\theta; \quad \tau_{rz} = \tau_{\theta z} = 0$$

(2.11) және (2.12) қоса отырып толық кернеудің компоненттерін аламыз:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= q \cdot \left[\frac{1+\lambda}{2} \cdot \left(1 - \frac{1}{r^2} \right) + \frac{1-\lambda}{2} \left(1 - \frac{4}{r^2} + \frac{3}{r^3} \right) \cdot \cos 2\theta \right]; \\ \sigma_\theta &= q \cdot \left[\frac{1+\lambda}{2} \cdot \left(1 + \frac{1}{r^2} \right) - \frac{1-\lambda}{2} \left(1 + \frac{3}{r^4} \right) \cdot \cos 2\theta \right]; \\ \sigma_z &= q \cdot \left[\lambda - \mu \frac{1-\lambda}{2} \cdot \frac{4}{r^2} \cdot \cos 2\theta \right]; \\ \tau_{r\theta} &= -q \cdot \frac{1-\lambda}{2} \cdot \left(1 + \frac{2}{r^2} - \frac{3}{r^4} \right) \cdot \sin 2\theta; \quad \tau_{rz} = \tau_{\theta z} = 0. \end{aligned} \quad (2.13)$$

Ығысу u анықтайтын теңдеу былай жазылады:

$$u = \frac{3 \cdot q}{4 \cdot E} \left[\frac{1+\lambda}{r} - (1-\lambda) \cdot \left(\frac{3}{r^3} - \frac{2}{r} \right) \cdot \cos 2\theta \right]. \quad (2.14)$$

Бүйір тойтарыс коэффициенті $\lambda = 1$ болғанда, жоғарыда келтірілген кернеудің, деформацияның және ығысудың мөлшерін анықтайтын формулалар осисиметриялық жағдайдағы теңдеулерге сәйкес келеді.

Мысал. Көлденең қимасы дөңгелек пішінді бекітілмеген қазбаның айналасындағы бір текті изотропты жыныстар массивінің кернеулі жағдайын анықтаңыз.

Жыныстардың бүйір тойтарыс коэффициенттері $\lambda = 0,3; 0,6$ болғанда және қазба контурының мына нүктелерінде: $\theta = 0^\circ; 45^\circ; 90^\circ$.

Контурдың осы нүктелері үшін анықталған толық кернеудің $\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z$ мағыналары 2.3-кестеде келтірілген.

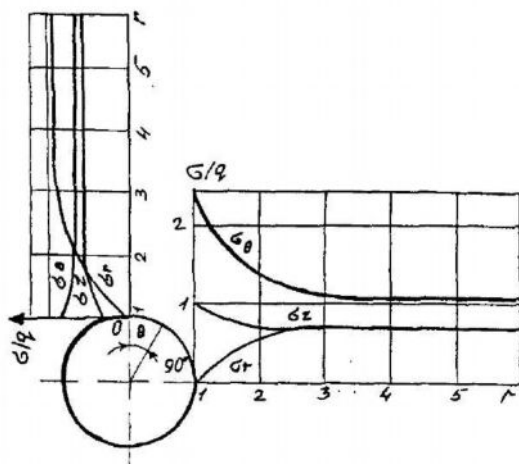
Кестеде келтірілген деректер бойынша, $\lambda = 0,6$ болғанда $\theta = 0^\circ; \theta = 90^\circ$ нүктелер үшін кернеудің $(\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z)$ таралуын график ретінде тұрғызамыз (2.4-сурет).

Алынған нәтижелерді талдай келе, мынаны көруге болады: бүйір тойтарыс коэффициенті $\lambda < 1$ болғанда, $\lambda = 1$ салыстырғанда кернеулердің тарауларында өзгерістер болады. λ азайғанда тангенциалды кернеу σ_θ қазбаның жазық осінде үлкейеді, ал тік

осінде кішірейеді және $\lambda = \frac{1}{3}$ болғанда белгісін өзгертеді, яғни созылма кернеуге айналады.

2.3- кесте

r	Кернеулер q өлшемімен									Бүйір тойтарыс коэф- фициенті. λ
	σ_r			σ_θ			σ_z			
	0^0	45^0	90^0	0^0	45^0	90^0	0^0	45^0	90^0	
1	0	0	0	-0,10	1,30	2,70	-0,02	0,30	0,62	0,3
2	0,56	0,49	0,42	0,40	0,82	1,23	0,22	0,30	0,62	0,3
4	0,79	0,58	0,46	0,36	0,69	1,04	0,28	0,30	0,38	0,3
6	0,94	0,63	0,32	0,32	0,67	1,02	0,29	0,30	0,31	0,3
10	0,99	0,64	0,30	0,31	0,65	1,01	0,29	0,30	0,30	0,3
1	0	0	0	0,80	1,60	2,10	0,30	0,60	0,88	0,6
2	0,64	0,60	0,56	0,72	1,00	1,38	0,52	0,60	0,68	0,6
4	0,90	0,75	0,62	0,65	0,85	1,05	0,58	0,60	0,62	0,6
6	0,96	0,78	0,61	0,63	0,82	1,03	0,59	0,60	0,61	0,6
10	0,98	0,79	0,60	0,61	0,81	1,01	0,59	0,60	0,60	0,6



2.4-сурет. Бүйір тойтарыс коэффициенті $\lambda = 0,6$ болғандағы жазық қазбаның айналасындағы кернеулердің таралу графигі

Тәжірибелік жұмыстың тапсырмасы

Бүйір тойтарыс коэффициентінің λ берілген мағынасы кезінде көлденең қимасы дөңгелек бекітілмеген ($p=0$) қазбаның айналасындағы бір текті изотропты жыныстар массивінің кернеулі жағдайын зерттеңіз. Есептеулердің нәтижелерін кесте және графиктер ($\sigma_\theta = f(r); \sigma_r = f(r); \sigma_z = f(r); u = f(r);$) түрінде келтіріңіз. Графиктерді $\theta = 0^\circ$ және $\theta = 90^\circ$ үшін сызыңыз.

2.4-кесте

Бастапқы деректер

Параметрлердің аттары	Белгіленуі	Вариант нөмірлері									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Қазбаның салыну тереңдігі, м	H	150	250	350	450	500	600	700	750	800	900
Жыныстардың тығыздығы, кг/м^3	γ	2700	2700	2500	2600	2600	2400	2500	2700	2800	2500
Бүйір тойтарыс коэффициенті	λ	0,5	1,0	0,3	0,6	0,8	0,4	0,25	0,5	0,7	0,4
Серпімділік модулі, МПа	E	10000	8000	7000	6000	5000	15000	20000	12000	11000	8000

2.4. Көлденең қимасы дөңгелек пішінді тік қазбалардың айналасындағы анизотропты жыныстар массивіндегі кернеулі жағдайды анықтау. Қазба жыныстардың қабатталуына перпендикулярлы болғанда

Массивтегі табиғи анизотропия болуының басты себебіне таужыныстарының қабатталуы жатады.

Жазық қабатталған жыныстардан тұратын бір текті массивте жүргізілген тік тау қазбасының айналасындағы механикалық процестерді қарастырайық.

Анығынан, тік ұзынабойғы осі Z , көлденең қимасы дөңгелек пішінді тік қазбаның айналасындағы бастапқы кернеулі жағдайы $\sigma_x = \sigma_y$ компоненттерімен болған кезде, механикалық процестер осисиметриялық сипаттарда көрінеді.

Бұл есепте біртекті массив қарастырылады, яғни

$$E = \text{const}, E_1 = \text{const}, \mu = \text{const}, \mu_1 = \text{const},$$

мұндағы E , μ – деформациялық сипаттамалар, қабаттану

алаңдарында параллельді анықталады;

E_1 , μ_1 – деформациялық сипаттамалар, қабагтану алаңдарында нормалды анықталады.

Осындай массивтегі бастапқы кернеулер былай жазылады:

$$\sigma_z = q, \quad \sigma_z = \sigma_\theta = \lambda \cdot q, \quad \tau_{rz} = \tau_{r\theta} = \tau_{z\theta} = 0, \quad (2.16)$$

мұндағы $\lambda = \frac{E}{E_1} \cdot \frac{\mu}{1 - \mu} \leq 1$.

Онда қосымша кернеулерді анықтау үшін 2.3-суретте келтірілген есептеу схемасын қабылдаймыз және геомеханикалық модельдің физикалық теңдеулеріне сәйкес шектелу шарттарын жазамыз:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= -\lambda q \quad r = 1 \text{ болғанда;} \\ \sigma_z &= \sigma_\theta \rightarrow 0 \quad r \rightarrow \infty \text{ болғанда.} \end{aligned} \quad (2.17)$$

Шектелу шарттарын пайдалана отырып қосымша кернеулердің компоненттерін табамыз:

$$\sigma_z = 0, \quad \sigma_z = -\lambda \cdot q \frac{1}{r^2}; \quad \sigma_\theta = \lambda \cdot q \frac{1}{r^2}; \quad \tau_{rz} = \tau_{r\theta} = \tau_{z\theta} = 0, \quad (2.18)$$

Толық кернеулердің компоненттері:

$$\begin{aligned} \sigma_z &= q, \quad \sigma_z = \lambda \cdot q \left(1 - \frac{1}{r^2} \right); \\ \sigma_\theta &= \lambda \cdot q \left(1 + \frac{1}{r^2} \right); \quad \tau_{rz} = \tau_{r\theta} = \tau_{z\theta} = 0, \end{aligned} \quad (2.19)$$

Деформациялардың компоненттері:

$$\varepsilon_\theta = -\varepsilon_r = \lambda \frac{1 + \mu}{E} \cdot \frac{q}{r^2}, \quad (2.20)$$

Өлшемсіз радиалды ығысулар

$$u = \varepsilon_\theta = r = \lambda \frac{1 + \mu}{E} \cdot \frac{q}{r}. \quad (2.21)$$

Мысал. Көлденең кимасы дөңгелек пішінді тік қазбаның айналасындағы біртекті анизотропты массивтің кернеулі деформациялық жағдайын зерттеңіз. Берілген бастапқы деректер:

$$\frac{E}{E_1} = 1.5; \quad \mu = 0.375; \quad \mu_1 = 0.2. \quad \sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z \text{ кернеулерінің } q \text{ өлшемінде}$$

және u ығысулары - $\frac{q \cdot R_B}{E}$ өлшемінде есептеу нәтижелері 2.5-кестеде

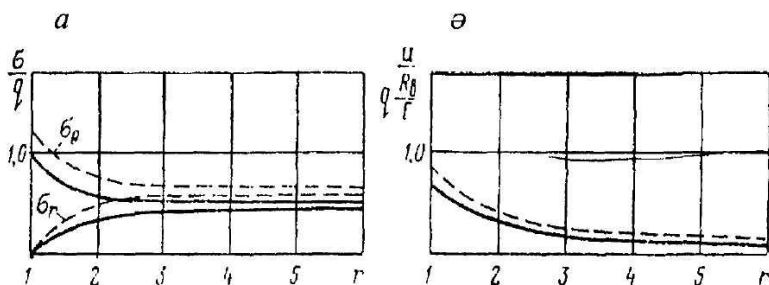
жинақталған, ал графикалық түрде 2.5-суретте келтірілген.

Біртекті анизотропты массивтегі кернеулердің (3.3а-сурет) және ығысулардың (3.3ә-сурет) есептеп алынған мағыналарын сол сияқты изотропты массивтегі ($E = E_1, \mu = \mu_1 = 0,375$, 3.3а,ә-сурет пунктирлі қисықтар) компоненттермен салыстырғанда механикалық процестерде сапалық жағынан өзгерістер болмайды деген қорытындыға келуге болады.

Жыныстардың жазық қатпарлануынан болатын анизотропиясын есептеу тек қана сандық өзгерістерді көрсетеді. Мысалы, бұл келтірілген есептегі анизотропия кернеулер мен ығысу компоненттерінің мағыналары изотропты массивпен салыстырғанда шамамен 20% төмендейді.

2.5-кесте

r	Кернеулер өлшемінде			Ығысулар $\frac{q \cdot R_B}{E}$ өлшемінде
	σ_r	σ_θ	σ_z	
1	0,00	0,96	1,00	0,66
2	0,36	0,60	1,00	0,33
4	0,45	0,51	1,00	0,17
6	0,46	0,49	1,00	0,11
10	0,47	0,48	1,00	0,07



2.5-сурет. Жазық қатпарланған анизотропты массивте жүргізілген тік қазбаның айналасындағы кернеулер мен ығысулардың таралу графигі

Тәжірибелік жұмыстың тапсырмасы

Көлденең кимасының пішіні дөңгелек бекітілмеген тік қазбаның айналасындағы біртекті анизотропты массивтің кернеулі-деформацияланған жағдайын зерттеңіз. Есептеулерді кесте және

графиктер түрінде келтіріңіз. Қазба контурынан ұзаған кездегі кернеулердің өзгеру сипатын талдаңыз.

2.6-кесте

Бастапқы деректер

Параметр-лердің аттары	Бегіле-нуі	Вариант нөмірлері									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Қазбаның салыну тереңдігі, м	H	200	300	400	700	800	250	350	500	600	1000
Жыныстардың тығыздығы, кг/м ³	γ	2600	2700	2800	2500	2400	2500	2600	2800	2700	2600
Жыныс қабаттары бағытындағы деформация модулі, МПа	E	11000	12000	13000	14000	15000	8000	9000	20000	18000	16000
Жыныс қабаттарына перпендикуляр бағыттағы деформация модулі, МПа	E_1	8000	10000	9000	10500	12000	7000	8000	14000	15000	12000
Жыныс қабаттары бағытындағы Пуассон коэф.	μ	0,20	0,25	0,15	0,30	0,20	0,35	0,40	0,10	0,15	0,20
Жыныс қабаттарына перпендикуляр бағыттағы Пуассон коэффиц.	μ_1	0,15	0,20	0,12	0,26	0,12	0,25	0,30	0,10	0,12	0,16

2.5. Бекітілмеген тау қазбасының орнықтылығын болжау

Жыныстар массивінде қазба жұмыстарын жүргізген кездегі болатын механикалық процестер қазба ішіне жыныстардың опырылып түсуі, оның контурындағы өте үлкен мөлшерде ығысуы сияқты керек емес жағдайларға келтіруі мүмкін. Осындай оқиғаларды болдырмаудың әдістерін және құралдарын дәйекті түрде таңдау үшін белгілі геомеханикалық жағдайлардағы механикалық процестердің даму деңгейін алдын-ала бағалау керек. Жыныстар массивінің механикалық жағдайын осындай болжау кен-техникалық әдебиетте «бекітілмеген қазбалардың орнықтылығын болжау» деген атау алды.

Бекітілмеген қазбаның орнықтылығы – бұл ашылған жыныстардың қазба өлшемдерін және пішіндерін сақтау қабілеттілігі, есепті детерминдік тұрғыда қойғанда, ол мынадай шарттың орындалуын тексеруге әкеледі:

$$\sigma_{\max} - R_{сж} \leq 0, \quad (2.22)$$

мұндағы $\sigma_{\max}$ – қазба контурына әсер ететін ең үлкен басты кернеу;

$R_{сж}$ – жыныстар массивінің сығылуға мықтылығы.

Қазбаның контуры орнықты немесе орнықсыз болуы мүкін. Бұл мынадай жағдайларға байланысты: қазбаның жербетінен орналасу тереңдігімен және оның өлшемдерімен, жыныстар массивінің беріктік шамасымен, жарықшақтардың бар болуымен және контурдағы кернеулердің мөлшерлеріне.

Қазбалар арқылы жыныстар массиві ашылатын болғандықтан, орнықты деп ұзақ уақыт тепе-теңдік жағдайда тұра алатын, опырылмайтын және қазба жұмыстарының қауіпсіздігін қамтамасыз ете алатын ашылымды айтады. Егер қазба жүргізілісімен немесе шамалы уақыттан кейін контурда жаңа жарықшақтар пайда болса, жекелеген кесектердің құлап немесе төбе мен бүйірлердің опырылып түсуі байқалса ашылымды орнықсыз деп айтуға болады.

Егер контурға түскен кернеулер массивтің сығылуға $R_{сж}$ және созылуға R_p мықтылығынан аспаса, онда қазбаның контуры орнықты деп санауға болады, сонымен мынадай шарттар орындалуы тиіс

$$n_{\sigma} \frac{R_{сж}}{\sigma_{\max}} > 1 ; n_k = \frac{R_p}{\sigma_{\min}} > 1 , \quad (2.23)$$

мұндағы n_k, n_{σ} – тиісінше төбедегі және бүйірдегі мықтылық (орнықтылық) еселеуіштері.

Шектік немесе нормативтік қасиеттерден есептік түрге көшу үшін қауіпсіздік коэффициенті деген түсінікті пайдаланады [8]. Есептеулерде қабылданған шектік жағдайлардағы беріктік нормативтіктен неше есе кем екенін қауіпсіздік коэффициенті көрсетеді. Сонымен қатар, нормативтік мықтылық шектіктің бір бөлігі болып анықталады, соңғысы үлгілерді стандартты сынаудан өткізу арқылы табылады.

СНиП II-21-75 бойынша, мысалы, бетонның нормативтік кубиктік мықтылығы $R^H = R_{сж} (1 - 1,649)$, мұнда $R_{сж}$ – осьтік сығылу мықтылығы; 9 – вариация коэффициенті $R_p = \frac{R^H}{K}$, мұнда $K=0,5$ –бетонның қауіпсіздік коэффициенті [9].

Сонымен, бетонның жалпы мықтылық еселеуіш коэффициенті $n_1 = \frac{R_{сж}}{R_p} = \frac{1.5}{0.7} = 2$, яғни есептік кедергісі кубиктік беріктіктен екі есе кем.

Бұдан ары қарай жазуларды қысқарту үшін, мықтылық еселеуіш коэффициенті - *мықтылық еселеуіші деп аталады.*

Таужыныстар массивінің мықтылық еселеуіші туралы толық дәлелденген деректер осы уақытқа дейін болмағандықтан оны құрылыстық бетон конструкциясына ұқсас деп қабылдаймыз, сонымен бірге қазба контурындағы кернеулерден болатын құрылымдық өзгерістерді есептегенде ескереміз.

Ұстап тұратын бекітпе керек болмайтын массивтің мықтылық еселеуішін анықтаймыз.

Бетон конструкциясына ұқсатып массивтің мықтылық еселеуішін $n_1=2$ деп қабылдаймыз, массивтің жұмыс жағдайы коэффициенті (бетонның жерасты жағдайындағы) $m=0,7$, тау қысымының артық жүктеме коэффициенті $n_n=1,2 \div 1,5$.

Онда жазық қазба конструкциясының орнықтылық шарты былай болады:

$$R_{сжс} \cdot m > \sigma_{\max} \cdot n_1 \cdot n_n, \text{ яғни } R_{сжс} \cdot 0,7 > \sigma_{\max} \cdot 2 \cdot 1,5, \quad \frac{R_{сжс}}{\sigma_{\max}} \geq 4.$$

Сонымен, қазбаға бекітпе орнатпау үшін массивтің сығылым кезіндегі мықтылық еселеуіші мынадай болу керек $n \geq 4$.

СНИП-тің ұсынысы бойынша, созылымда жұмыс атқаратын массив үшін де мықтылық еселеуіші $n \geq 4$ болуы тиіс.

$R_{сжс}$, R_p , $\sigma_{\max}$ және $\sigma_{\min}$ мағыналарын тиісті формулаларға қоя отырып, бекітпе керек болмайтын массивтің мықтылық еселеуішін табамыз:

$$n_6 = \frac{R_{сжс}}{\sigma_{\max}} = \frac{\sigma_{сжс} \cdot \kappa_c \cdot \xi}{\kappa_1 \cdot \gamma \cdot H} \geq 4, \quad n_k = \frac{R_p}{\sigma_{\min}} = \frac{\sigma_p \cdot \kappa_c \cdot \xi}{\kappa_2 \cdot \lambda_1 \cdot \gamma \cdot H} \geq 4, \quad (2.24)$$

1-мысал. Берілген деректер бойынша массивтің серпімді немесе сусымалы орта екенін бағалаңыз, басты кернеулерді анықтаңыз: тереңдік $H=1200$ м; жыныстардың орташа тығыздығы $\gamma = 2600$ кг/м³; бекемдік коэффициенті $f = 15$; құрылымдық әлсіреу коэффициенті $K_c = 0,25$; ұзақ беріктік коэффициенті $\xi = 0,7$; Пуассон коэффициенті $\mu = 0,25$.

Шешімі. 1. Массивтің жағдайында байланыссыз тік кернеулер

$$\sigma_z = \gamma \cdot H = 2600 \cdot 1200 = 312 \cdot 10^4 \text{ кгс} / \text{м}^2 = 31,2 \text{ МПа}.$$

2. Жыныс үлгісінің мықтылық шегі бойынша массивтің бір осьтік сығылуға мықтылық шегін анықтаймыз:

$$\sigma_{сжс} = 10^7 \cdot f = 10^7 \cdot 15 \text{ Па} = 150 \text{ МПа} ;$$

$$R_{сжс} = \sigma_{сжс} \cdot K_c \cdot \xi = 150 \cdot 0,25 \cdot 0,7 = 26,25 \text{ МПа} .$$

3. Болатын кернеулерді мықтылықпен салыстыра келе, $\sigma_z > R_{сжс}$ белгілі болады, сондықтан да, ашқан кезімізде массив жекеленген құрылымдық кесектерге бұзылуы мүмкін. Осындай жағдайда массивті сусымалы орта деп қарастырамыз.

4. Массивті сусымалы, ал ондағы кернеулерді шекті деп қабылдап, болатын ішкі үйкеліс бұрышын анықтаймыз, массивтің созылуға мықтылық шегі:

$$R_p = 0,1 \cdot R_{сжс} = 0,1 \cdot 26 = 2,6 \text{ МПа}, \text{ онда}$$

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{R_{сжс} - R_p}{R_{сжс} + R_p} = \frac{26,25 - 2,6}{26,25 + 2,6} = 0,819 .$$

$$\varphi = 39^0 .$$

5. Болатын жазық кернеулерді анықтаймыз:

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^0 - \frac{\varphi}{2} \right) = 31,2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^0 - \frac{39^0}{2} \right) = 7 \text{ МПа} .$$

2-мысал. Тік бұрышты-күмбез пішінді қазбаның орнықтылығын бағалаңыз. Берілген бастапқы деректер: $f = 10$; $H = 600 \text{ м}$; $\gamma = 3000 \text{ кг/м}^3$;

$\lambda_1 = 0,25$; $K_c = 0,2$; $\xi = 0,8$. Бекітпенің керектігі туралы шешім қабылдаңыз.

Шешімі. 1. Тік бұрышты-күмбезді қазба $f \leq 12$ болғанда 2.1-кестеден кернеулердің шоғырлану коэффициенттерін анықтаймыз:

$$K_1 = 2; \quad K_2 = 0,3 .$$

2. Бүйірлердегі сығымдаушы және төбедегі созылым кернеулерін анықтаймыз:

$$\sigma_{\max} = K_1 \cdot \gamma \cdot H = 2 \cdot 3000 \cdot 600 = 36 \cdot 10^5 \text{ кгс/м}^2 = 36 \cdot 10^5 \cdot 10 = 36 \cdot 10^6 \text{ Па},$$

$$\sigma_{\min} = K_2 \cdot \lambda_1 \cdot \gamma \cdot H = 0,3 \cdot 0,25 \cdot 3000 \cdot 600 = 1,35 \cdot 10^5 \text{ кгс/м}^2 = 1,35 \cdot 10^6 \text{ Па}$$

3. Жыныс массивінің сығылуға және созылуға мықтылық шектерін анықтаймыз:

$$\sigma_{сжс} = 10^7 \cdot f, \quad \sigma_p = 10^6 \cdot f .$$

$$R_{сжс} = \sigma_{сжс} \cdot K_c \cdot \xi = 10^7 \cdot 10 \cdot 0,2 \cdot 0,8 = 1,6 \cdot 10^7 \text{ Па},$$

$$R_p = \sigma_p \cdot K_c \cdot \xi = 1,6 \cdot 10^6 \text{ Па} .$$

4. Жыныстардың бүйіріндегі және төбесіндегі мықтылық еселеуіштерін анықтаймыз:

$$n_{\sigma} = \frac{R_{сж}}{\sigma_{\max}} = \frac{1.6 \cdot 10^7}{3.6 \cdot 10^7} = 0.44 < 4;$$

$$n_K = \frac{R_p}{\sigma_{\min}} = \frac{1.6 \cdot 10^7}{1.35 \cdot 10^7} = 1.184 < 4.$$

Қазбаның бүйірлері орныксыз, төбесі бір қалыпты орнықты, әйтседе бекітпе керек болады.

2.6. Жыныстардың орнықтылық параметрлерін есептеу және бекітпені таңдау

Жазық және көлбеу қазбалар үшін жыныстардың орнықтылығын бағалауды және бекітпені таңдауды СНиП II-94-80 бойынша қабылданған мемлекеттік нормативтік құжаттар арқылы жүргізуге болады [10].

Донбастағы сияқты терең шахталар үшін бекітпелерді таңдау мақсатында орнықтылық көсеткішін пайдалану ұсынылады [3] (2.7-кесте):

$$P_y = 10 \cdot \gamma \cdot H / \sigma_{сж}, \quad (2.25)$$

мұнда γ — таужыныстарының орташа тығыздығы, кг/м³;

H — қазба жүргізілетін тереңдік, м;

$\sigma_{сж}$ — жыныстар үлгісінің мықтылығы, Па.

Бекітпені таңдаған кезде жеңіл және тиімді түріне артығырақ көңіл бөлген дұрыс: бүрікпекбетонға, анкерлі немесе оларды бірге қолдануға. $P_y \leq 0.05$ болғанда бекітпе керек емес.

Түсті металлургия кеніштері үшін осыған ұқсас орнықтылық параметрі «Тау қазбаларын бекітудің типтік паспорттарында» қабылданған (2.8- кесте):

$$P_y^1 = \frac{10 \cdot \gamma \cdot H}{\sigma_g} = \frac{10 \cdot \gamma \cdot H}{\sigma_{сж} \cdot \xi}, \quad (2.26)$$

мұндағы σ_g — жыныстардың сығылуға ұзақтық мықтылығы;

ξ — ұзақтық беріктік коэффициенті.

Қатты жыныстар үшін ($f > 6 \div 8$. $\xi = 0.8 - 0.9$) екі кестедегі орнықтылық параметрлері бір-бірімен теңдес деп санауға болады.

P_y және $P_y^1 \leq 0,05$ болғанда бекітпе керек емес.

Мысал. Орнықтылық параметрлерін қолдана отырып келтірілген жағдайларда бекітпенің керекті түрін таңдау: қазбаны салудың есепті тереңдігі $H = 600$ м; жыныстардың тығыздығы $\gamma = 3000 \text{ кг/м}^3$; $f = 10$; ұзақтық беріктік коэффициенті $\xi = 0,8$.

2.7- кесте

Донбастағы терең шахталар үшін

Пу мағынасы	Жыныстардың тақталануына қарасты қазбалардың орналасуы	Ұсынылатын бекітпе
0,1 артық емес	Созылымына қарама-қарсы (және біркелкі тақталанбаған кезде)	Бекітпесіз немесе қалыңдығы 3 см бүрікпебетон
0,10-0,24	Сондай	Қалыңдығы 3–5 см бүрікпебетон
0,24 артық	Сондай	Анкерлер және бүрікпебетон комбинациясы
0,1 артық емес	Тақталанудың созылымымен	Бекітпесіз немесе қалыңдығы 3 см дейін бүрікпебетон
0,10-0,24	Сондай	Комбинациялық, анкерлердің арақашықтығы 0,7–1,1 м, бүрікпебетон жабынының қалыңдығы 3–5 см
0,24 артық	Сондай	Арқалы отырма металдан. Параметрлері есеппен табылады

2.8- кесте

Түсті металлургия кеніштері үшін

P_y^1 мағынасы	Ұсынылатын бекітпе
0,1 артық емес	Бекітпесіз, жыныстар орнықты болғанда немесе жыныстар үгітілуге бейімді болса бүрікпебетон қалыңдығы 3–5 см
0,10-0,30	Анкерлі немесе комбинациялы (бүрікпебетон)
0,30-0,45	Кері күмбезсіз: тұтасбетоннан, ағаштан, отырмалы металдан. Комбинациялы болуы мүмкін: анкерлер тұтасбетонмен немесе металды бекітпелермен бірге

Шешімі. 1. Түсті металлургия кеніштері және Донбасс шахталары үшін орнықтылық параметрлерін анықтаймыз (2.25 және 2.26-формулалар):

$$P_y = 10 \cdot \gamma \cdot H / \sigma_{сж} = 10 \cdot \gamma \cdot H / 10^7 \cdot f = 10 \cdot 3000 \cdot 600 / 10^7 \cdot 10 = 0,18.$$

$$P_y^1 = 10 \cdot \gamma \cdot H / \sigma_g = 10 \cdot \gamma \cdot H / 10^7 \cdot f \cdot \xi = 10 \cdot 3000 \cdot 600 / 10^7 \cdot 10 \cdot 0,8 = 0,23.$$

2. 2.7- кестеде қалыңдығы 3–5 см бүрікпебетон бекітпесі, ал 2.8-кестеде анкерлі немесе комбинациялық бекітпе (анкерлі

бүрікпобетонмен) ұсынылған.

Бекітпені таңдау сұрағын біржола шешу үшін тау қысымын есептеуіміз керек.

Бекітпе түрін таңдауға массив жарықшақтығының қарқындылығы мен мықтылық еселеуіші үлкен әсер етеді.

2.7. Жерасты ғимараттарының конструкцияларына түсетін жүктеменің қалыптасуы

2.7.1 Жалпы мәліметтер

Қазбаны қоршаған таужыныстарының қысымынан жерасты ғимараттарының конструкцияларына түсетін жүктемелер мөлшерлері және ұзақтығы бойынша негізгі болып саналады. Осы жүктемелерді анықтау жерасты ғимараттарын жобалаудың ерекшеліктерін қарастырады.

Жерасты ғимараттарының конструкцияларына түсетін жүктеме деп тау қысымынан болатын конструкция және жыныстар массивінің контактісі бойынша бөлініп таралған күштердің әсерлерін түсіну керек.

Конструкцияларды есептеу үшін таралған немесе шоғырланған жүктемені екі құрандының қосындысы түрінде қарастырған жәйлі болады: конструкцияның жыныстары массивімен контактісінің бетіне нормалды (тік) және жанама жүктемелер ретінде.

Жерасты ғимараттарының конструкцияларына түсетін жүктемені есептеу жолдары III-VIII өзара әрекеттесу есеп схемалары бойынша қарастырылады. III схемада қоршама бекітпе немесе қаптамаға түсетін жүктеме локальды опырылыстағы таужыныстарының салмағына тең деп қарастырылады, V схемада ұстап тұрған бекітпеге немесе қаптамаға түсетін жүктеме тұтасынан күмбезденген кездегі таужынысының салмағына тең.

Бұл схемаларда жүктеменің мөлшері алдын-ала белгіленген жерасты ғимараттары конструкцияларының деформациялық сипаттамаларына байланысты емес. VI схема бойынша көтеріп тұрған бекітпеге немесе қаптамаға түсетін жүктеме де тұтас күмбездену кезіндегі таужынысының салмағымен анықталады, бірақ алдыңғы екі схемадан өзгеше күмбезденудің өлшемдері жерасты ғимараттары конструкциясының деформациялық сипаттамасына тәуелді, шеткі шамамен, конструкция деформациялануының бастапқы сатысында, өзара әсерлену деформация режимі іске асқан кезде, үш схеманың (III, V және VI) да жалпы ерекшеліктері бар – жүктемені анықтау үшін күмбезденудің өлшемдерін бағалау. IV схема бойынша қорғайтын

бекітпеге немесе қаптамаға түсетін жүктеме массивтің тұтастығы бұзылмай деформацияланған кездегі жыныс контурының ығысуымен анықталады. VIII схемаға сәйкес көтеріп тұрған бекітпе немесе қаптамаға түсетін жүктемеге массивтің тұтастығы бұзылмаған (күмбезденусіз) кездегі жыныс контурының ығысу мөлшері арқылы анықталады. Қарастырылған екі схемада да жыныс контурының ығысуы конструкциясының деформациялық сипаттамасына тәуелді емес және белгіленген деформациялар режимінде іске асады.

VII схемада көтеріп тұрған бекітпеге немесе қаптамаға түсетін жүктеме жыныс контурының ығысуымен анықталады, бірақ IV және VIII схемалардан өзгеше жыныс массивінің ығысуы бекітпенің немесе қаптаманың деформациялық сипаттамасына тәуелді болады, яғни өзара әсерлік деформациялар режимінде іске асады. Барлық үш схеманың (VII, VIII және IV) жалпы ортақ ерекшеліктері бар – жүктемені анықтау үшін жыныс контурының ығысу мөлшерін бағалау.

Сонымен, таужыныстарының қысымынан түсетін жүктемені анықтағанда негізгі есептеу параметрлеріне күмбездену (опырылыстың) өлшемдерінің немесе жыныс контуры ығысуының мөлшері болуы мүмкін.

2.7.2. Тау қысымының көрініс сипаты және оны есептеудің жолдары

Жерасты ғимараттарының механикасы өзіне таужыныстарының механикасы бөлімін кіргізеді, оның мақсаты қазба айналасындағы жыныстардың қасиеттерін және кернеулі-деформацияланған жағдайын зерттеп білу, сонымен қатар тау қазбалары бекітпелерінің жыныстармен әрекеттесуінің заңдылықтарын, тау қысымын басқару әдістерін жасау үшін пайдалану. Ол сол бекітпелер конструкцияларының есептеу әдістерін жасап құрастырады.

Жыныстар массивінің механикалық қасиеттеріне және ондағы процестердің өту сипаттамасына байланысты әртүрлі модельдер қолданылуы мүмкін, олар барлығы қосылып жыныстар массивімен зерттейтін құбылыстардың көпшілігін қамтиды. Жыныстар массивінің ең көп кеңінен қолданып жүрген модельдері мыналар: серпілмелі, тұтқырлы серпілмелі, серпілмелі және қатаң-пластикалы (оның ішінде біртекті емес), тұтқырлы серпілмелі пластикалы, ақпалы (тұтқырлы), бөлек-кесекті (түйіршікті), т.б.

Жерасты қазбаларын жүргізу жағдайлары үшін ең қолайлысы қатаң пластикалы моделі. Бұл модель жыныстар массивін пластикалық (тұрақты) деформацияларға қабілетті деп қарастырады, олардың

мөлшерлері серпілмелі деформациялардан елеулі артық болады, сондықтан да соңғылар назарға алынбайды. Қатаң-пластикалы орта үшін тау қысымының мынадай негізгі гипотезаларын ерекшелеуге болады – күштер гипотезаларын және деформациялар гипотезаларын.

Күштер гипотезасына жататындар (2.6- сурет):

1) жыныс бағанасының толық массасын есептейтін гипотеза:

$$P_B = \rho \cdot H ;$$

2) жыныс бағанасының (отыратын жыныс бағанасы) массасын толық есептемейтін гипотеза:

$$P_B = \Phi \cdot \rho \cdot H ;$$

3) арқалықтар (тақталар) гипотезасы:

$$L_{yem} \geq 2 \cdot a \text{ болғанда } P_B = 0, \quad L_{yem} < 2 \cdot a \text{ болғанда } P_B = \rho \cdot v_c ;$$

4) опырылу күмбезі гипотезасы:

$$P_B = \Phi \cdot \rho \cdot a ,$$

мұндағы P_B – бекітпеге тік жүктеменің қарқындылығы, H/m^2 ;

$\rho = \gamma \cdot g$ – жыныс тығыздығы, H/m^3 , γ – жыныстар массивінің орташа тығыздығы, $кг/м^3$, g – еркін құлау үдеуі, $м/с^2$;

H – қазба салатын тереңдік, $м$;

a – қазбаның жарты ені немесе радиусі, $м$;

v_c – орнықты қабатқа дейінгі жыныстар қабатының опырылыс аймағының биіктігі, $м$;

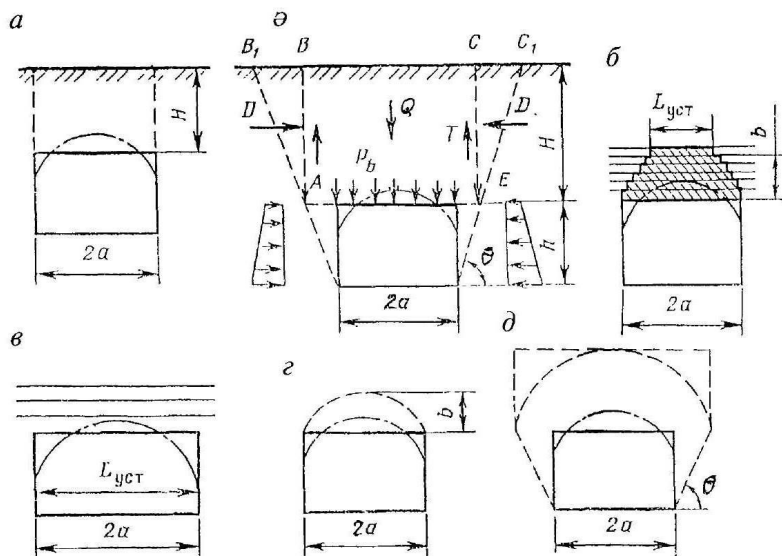
Φ – жүктеменің ең үлкен мөлшерінің бөлшегін сипаттайтын формулалардың мүшесі;

L_{yem} – шектік аралық (ені), $м$.

Бірінші гипотезаны (2.6а-сурет) ұстамсыз жыныстарда және қазбаны аз тереңдікте салғанда ($H \leq 2a$), оның үстінде орнықты тақта немесе табиғи тепе-теңдік күмбезі қалыптасқан кезде қолданады.

Екінші гипотезаны (2.6б-сурет) біріншінің жағдайларында, бірақ $H \geq (1 + 2)a$ тереңдігі болған кезде қолданады.

Үшінші гипотеза қабаттасқан жыныстар массивіне арналған және шекті аралықты L_{yem} табуға құрастырылған (2.6в,г-сурет). Бұл кезде жыныс қабаты (аралық немесе тақта) m қалыңдықтағы өзінің орнықтылығын сақтауға қабілетті. Егер $L_{yem} < 2a$, онда қазба үстінде биіктігі b опырылыс пайда болуы мүмкін, оның массасы бекітпеге түсетін тік жүктемені анықтайды. Егер $L_{yem} \geq 2a$ болса, онда қазбаның төбесі орнықты деп саналады және қазба бекітпесіне тау қысымы үнемі әсер етпейді.



Төртінші күмбездену гипотезасы ілінісуі шамалы сусымалы немесе жарықшақты жыныстарға арналған, бұл жыныстар қазба үстінде табиғи тепе-теңдік күмбезін болдыруға қабілетті, ол жыныстардың одан жоғарғы қабаттарының қысымын қабылдайды (2.6е, д-суреттер).

Қазбаны жер бетінен аз тереңдікте салған кезде $ABCE$ жыныстар бағаны (2.6б-суретін қара) өз массасының әсерімен қазбаға отыруға тырысады, оған жыныстар бағаны мен AB , B және CC , E сырғу призмалары арасындағы үйкеліс күштері кедергі жасайды. «Массив – тау қазбасы» контактісіндегі тау қысымын былай жазуға болады:

$$P = Q \cdot 2 \cdot F_{mp} = 2a \cdot H \cdot \rho \cdot 2 \cdot D \cdot \operatorname{tg} \varphi, \quad (2.27)$$

мұндағы Q – жоғары жатқан жыныстардың массасы;

D – қазба үстіндегі жыныс бағанасына болатын бүйір қысым;

φ – ішкі үйкеліс бұрышы.

Бүйір қысымды анықтау үшін массивті оймен, AB тік жазықтығымен H тереңдігіне дейін кесеміз. Массивтің сол жағын алып тастаймыз да алынған бөліктің іс-әрекетін D күшімен алмастырамыз. Ұзындығы бір шамасындағы ABB_1 призмасының тепе-теңдік шартын қарастырамыз.

Призма θ бұрышымен сырғуға икемді болып келеді. Сырғуды

шақыратын активті күшке призманың Q салмағы жатады. Сырғуға кедергі жасайтын реактивтік күштерге D күші (алынып тасталған бөліктің реакциясы), T үйкеліс күші және параллельдік реакция N жатады. Күштердің көпбұрышынан табатынымыз:

$$D = Q \cdot \operatorname{tg}(\theta - \varphi). \quad (2.28)$$

Жыныс призмасының салмағы:

$$Q = \rho \cdot V_n, \quad (2.29)$$

мұндағы ρ – жыныстардың тығыздығы;

V_n – ауданы бірлік призманың көлемі.

$$\text{Призманың көлемі } V_n = H^2 \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{90^\circ - \theta}{2}\right).$$

$$\text{Онда } Q = H^2 \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{90^\circ - \theta}{2}\right) \cdot \rho.$$

Бүйір қысымының формуласына призманың салмағын қойып алатынымыз:

$$D = H^2 \cdot \operatorname{tg}\left[\frac{(90^\circ - \theta) \cdot \rho \cdot \operatorname{tg}(\theta - \varphi)}{2}\right].$$

Функцияны θ бойынша максимумға зерттейміз.

$$\text{Сонда } \theta = \frac{90^\circ + \varphi}{2}.$$

Онда тірейтін бүйір қабырғаға болатын қысым:

$$D = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot H^2 \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ - \varphi}{2}\right). \quad (2.30)$$

Тау қысымының формуласына Q және D мағыналарын қойып, аламыз:

$$P = 2a \cdot \rho \cdot H - \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot H^2 \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ - \varphi}{2}\right) \cdot \operatorname{tg} \varphi, \quad (2.31)$$

одан:

$$H_{np} \leq \frac{2a}{\operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ - \varphi}{2}\right) \cdot \operatorname{tg} \varphi}. \quad (2.32)$$

Осы талдаулардың нәтижесінде қазбаны салу тереңдігі H_{np} тең болғанда отыратын жыныс бағанасы гипотезасын, H_{np} тереңдігінен көп болғанда – балкалар, опырылым күмбез немесе басқа гипотезаларын қолдану керек.

Профессор М. М. Протодяконовтың жұмыстарында қазба үстіндегі жыныстардың деформациялану аймағын шектейтін тұрақты «күмбездің» пайда болу гипотезасы зерттеліп қарастырылған.

Бекітпеге түсетін қысымның есепті мөлшеріне тепе-теңдік күмбезінің шегіндегі жыныстардың өз салмағын қабылдау ұсынылған.

Есеп кіші үйкелісі бар, бірақ ілініспейтін сусымалы ортаға келтіріліп шешілген.

Ені 2а, Н тереңдікте орналасқан қазбаны қарастырамыз (2.6г-сурет). Гипотеза бойынша қазбаның үстінде күмбез пайда болады.

Есеп күмбездің қисық формасын және оның биіктігін анықтауға әкеледі.

Есептің бірінші бөлігін есептеу үшін ОМ доғасының тепе-теңдік шартын қарастырамыз (2.7-сурет).

Күмбезді екі бөлікке кесеміз. Күмбездің алынып тасталған ОВ және АМ бөліктерін байланыстағы әрекеттеуші күштер Т және R мен алмастырамыз.

Күмбездің ОМ бөлігі тепе-теңдікте болғандықтан М нүктесіне қатысты барлық күштер моменттерінің қосындысы нөлге тең болады:

$$T \cdot y - \frac{P \cdot x^2}{2} = 0, \quad \text{одан} \quad y = \frac{P \cdot x^2}{2 \cdot T}.$$

Тепе-теңдік параболаның тендеуі болады. Күмбез контурының М нүктесі еркін алынғандықтан, тепе-теңдік күмбез параболалық кейіпте болады.

Есептің екінші бөлігін шешу үшін күмбездің өкшесі – А нүктесіндегі тепе-теңдік шарты қарастырылады. Жыныс бөлшектеріне N күші қысым жасайды және үйкеліс күшін шақырады, ал Q кіші тіреуді орнынан қозғауға тырысады. Тепе-теңдік шарттары үшін барлық күштердің қай оське болмасын, проекцияларының қосындысы нөлге тең болады. Күштерді X және Y осьтеріне проекциялаймыз:

$$Q - T = 0, \quad N - P \cdot a = 0.$$

Онда, А тіреуінде пайда болатын үйкеліс күші:

$$N \cdot f_0 = P \cdot a \cdot f_0,$$

мұндағы f_0 – ішкі үйкеліс коэффициенті.

Сырғыту күштері болғанда күмбез шектік тепе-теңдік жағдайға көшеді:

$$Q \leq P \cdot a \cdot f_0.$$

Сонымен, табиғи тепе-теңдіктегі күмбездің биіктігі қазбаның жарты енін ішкі үйкеліс коэффициентіне бөлгендегі бөліндіге тең болады. Бұл порф. М. М. Протоdjяконов теориясының негізгі тұжырымы.

Қазбаның 1м ұзындығындағы бекітпеге қысым жасайтын жыныстардың салмақ күші ең соңында мынадай түрде болады:

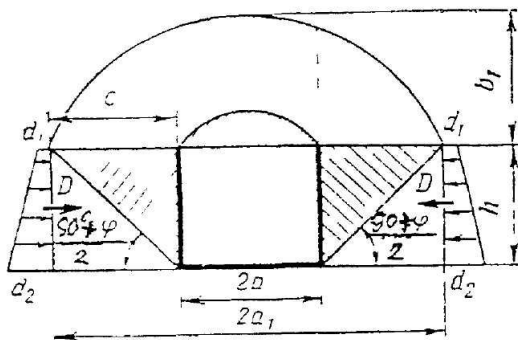
$$P = \frac{2}{3} \cdot 2 \cdot a \cdot b \cdot \rho \cdot 1 = \frac{4}{3} \cdot \frac{a^2}{f_0} \cdot \rho. \quad (2.33)$$

Тау қысымын есептейтін бұл әдісті М. М. Протоdjяконов байланысқан жыныстарға да таратты, ішкі үйкеліс коэффициентін f_0 бекемдік коэффициенті f айырбастау керек. Бұл кезде тау қысымы қазба орналасқан тереңдікке байланысты емес.

Бұл аздаған тереңдікте орналасқан қазбалар үшін әділетті.

Қазбаның бүйірлерінде орнықсыз жыныстар болса, оның қабырғалары бұзылады, тіреуіштер жыныстар қабатының ішіне қарай жылжиды, опырылым күмбезінің өлшемдері мен қазбаның бүйір және төбе тұстарындағы қысымды үлкейтеді. Қазба бекітпесіне бүйір тұстарынан болатын таужыныстарының қысымын проф. П.М. Цимбаревич ұсынған әдістеме арқылы анықтайды. Бұл әдістеменің алғы шарты бойынша қазба қабырғаларында жылжу призмалары пайда болады.

П.М. Цимбаревич бүйір қысымының мөлшерін жыныстардың жылжитын призмаларының (m) тіреп тұрған қабырғаға активті қысымы ретінде анықтауды ұсынады (2.8-сурет).



2.8-сурет. Жұмсақ жыныстарда жүргізілген қазба бекітпесіне түсетін қысымды анықтаудың есеп схемасы

Осындай алғышартқа байланысты, қазба бүйірлеріндегі бекітпе

тіреп тұратын қабырға сияқты жұмыс істейді.

Тіреуіш қабырғаның төбе тұсындағы қысымы:

$$d_1 = \rho \cdot b_1 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right),$$

қазбаның табаны тұсында:

$$d_2 = \rho(b_1 + h) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right).$$

Қазбаның бүйір қабырғасына әсер ететін қысымның эпюрасы трапеция келбетінде болады. Қазба ұзындығының бір бөлшегіне әсер ететін жазық қысымның мөлшері сан бойынша сол трапецияның ауданына тең болады:

$$D = \frac{d_1 + d_2}{2} \cdot h.$$

d_1 және d_2 мағыналарын теңдеуге қойып, аламыз:

$$D = \frac{\rho}{2} (2 \cdot b_1 + h) \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right). \quad (2.34)$$

Тепе-теңдік күмбезінің жарты ені:

$$a_1 = a + c = a + h \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right). \quad (2.35)$$

Күмбездің биіктігі:

$$b_1 = \frac{a_1}{f_0} = \frac{a + h \cdot \operatorname{ctg} \left(\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right)}{\operatorname{tg} \varphi}. \quad (2.36)$$

Жылжу призмалары пайда болған кезде төбе тұсындағы қысым мынадай формуламен жазылады:

$$P = 2 \cdot a \cdot \rho \cdot b_1 = \frac{2 \cdot a \cdot \rho \left[a + h \cdot \operatorname{ctg} \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \right]}{\operatorname{tg} \varphi}.$$

Тік және көлбеу қазбалардағы тау қысымын есептеу

Тік қазбалардағы тау қысымын есептегендегі гипотезалар да екі топқа бөлінеді: күштер гипотезасы және деформациялар гипотезасы. Біріншіге, мысалы, М. М. Протоdjаконовтың және П. М. Цимбаревичтің гипотезалары жатады, олар мынаған негізделеді, сусымалы немесе

шартты сусымалы (аз ілініскен жарықшақты) жыныстарда бекітпеге түсетін тау қысымы биіктігі H тік тіреуіш қабырғадағы қысым теориясы бойынша анықталады. М. М. Протодьяконовтың гипотезасы бойынша қысым жылжу призмаларының пайда болу нәтижелерінде түседі:

$$D = \frac{\rho \cdot H^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right). \quad (2.38)$$

Қазбаның квадрат түрлі бір бөлшек ауданына түсетін қысымның мөлшері:

$$\frac{dD}{dH} = P^1 = \rho \cdot H \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right).$$

Оқпан біртекті емес жыныстар қабаттарын қиып өткенде φ бұрышының орташа өлшенген мағынасы жыныстардың бекемдік коэффициентінің f_{cp} орташа есептелген мағынасы бойынша табылады, яғни:

$$\begin{aligned} \varphi_{cp} &= \arctg f_{cp}; \\ f_{cp} &= \frac{h_1 \cdot f_1 + h_2 \cdot f_2 + h_3 \cdot f_3 + \dots + h_n \cdot f_n}{h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_n}. \end{aligned} \quad (2.39)$$

мұндағы $h_1, h_2, h_3, \dots, h_n$ — кесіп өтетін біртекті емес жыныстар қабаттарының қалыңдығы;

$f_1, f_2, f_3 \dots f_n$ — әр қабаттағы жыныстардың бекемдік коэффициенттері.

Осыған ұқсас кесіп өтетін жыныстардың орташаланған тығыздықтары табылады.

Профессор М. М. Протодьяконовтың тік оқпанның бекітпесіне түсетін тау қысымын есептеуге арналған формуласы жоғарыда айтылғандарға байланысты былай жазылады:

$$P = \rho_{cp} \cdot H \cdot \operatorname{tg}^2 \frac{90^\circ - \varphi_{ch}}{2}. \quad (2.40)$$

Оқпанның қарастырылып отырған жерінде (оқпанның кесіп өтетін жыныстың жеке қабатында) проф. П. М. Цимбаревичтің гипотезасы бойынша тау қысымының мөлшері төменгі формуламен анықталады:

қабаттың төбе тұсында:

$$P_n = \rho_n \left(h_{n-1} \frac{\rho_{n-1}}{\rho_n} + h_{n-2} \frac{\rho_{n-2}}{\rho_n} + \dots + h_1 \frac{\rho_1}{\rho_n} \right) \cdot \lambda_n; \quad (2.41)$$

қабаттың табанында:

$$P_n^1 = \rho_n \left(h_n + h_{n-1} \frac{\rho_{n-1}}{\rho_n} + h_{n-2} \frac{\rho_{n-2}}{\rho_n} + \dots + h_1 \frac{\rho_1}{\rho_n} \right) \cdot \lambda_n \cdot \quad (2.42)$$

мұндағы ρ_n , h_n – тау қысымын есептеліп отырған жыныс қабатының (жердің) сәйкесімен тығыздығы және қалыңдығы;

ρ_{n-1} , ρ_2 , ρ_1 – жоғары жатқан жыныс қабаттарының тығыздығы;

h_{n-1} , h_2 , h_1 – жоғары жатқан жыныс қабаттарының қалыңдығы;

$$\lambda = tg^2 \left(\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right) - \text{ сол жыныс қабатының жазық (бүйір)}$$

тойтарыс коэффициенті.

Бұрынғы Ленинград қаласындағы ВНИМИ институты орташа орнықты және орнықсыз байырғы жыныстарда жүргізілген оқпан бекітпесіне түсетін жүктемені мынадай формуламен анықтауды ұсынады:

$$P = n \cdot n_y \cdot n \cdot P_H [1 + 0.1 \cdot (R - 3)],$$

мұндағы R – оқпанның сәулелі радиусі, м;

$$P_H = (5 \div 23) \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2 - \text{нормативтік жүктеме};$$

n – артық жүктеме коэффициенті;

n_y – бекітпенің жұмыс жағдайы коэффициенті.

Бұл коэффициенттерді қабылдау ұсынысы: бетонды, тубингті және кәсекті бекітпелерде $n=1,5$ және $n_y=0,67$; бүрікпобетон бекітпесі үшін $n=1,25$ және $n=0,5$.

Оқпанды жүргізудің кезекті және параллельді схемаларына, жыныстардың құлау бұрыштарына ($0 - 3^\circ$) байланысты n мөлшері 2-ден 2,75-дейін қабылданады, ал біріктірілген схемада – 1,75-тен 2,25 дейін.

Су басқан жыныстарда келтірілген бекітпеге түсетін есепті жүктемеге гидростатикалық жүктемені (P_2) қосады.

Көлбеу қазбаның бекітпесіне төбе тұсынан түсетін тау қысымын екі құрамға жіктеуге болады:

Қазба төбесінің жазықтығына нормалды (2.9-сурет):

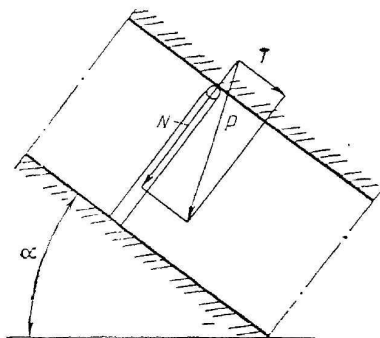
$$N = G \cdot \cos \alpha = \frac{4}{3} \cdot \rho \cdot \frac{a^2}{f} \cdot L \cdot \cos \alpha, \quad (2.43)$$

тангенциалды:

$$T = G \cdot \sin \alpha = \frac{4}{3} \cdot \rho \cdot \frac{a^2}{f} \cdot L \cdot \sin \alpha, \quad (2.44)$$

мұнда α – қазбаның горизонтқа еңкею бұрышы.

Көлбеу қазбаларда бекітпені қазбаның ұзынбойғы осіне перпендикулярлы орнатады, сондықтан да есептік қысымға N күші қабылданады, α бұрышының кішіреюіне қарай оның мөлшері ұлғаяды.



2.9-сурет. Көлбеу қазбаның төбесіндегі тау қысымын анықтау схемасы

Тангенциалдық құрамының T қысымы салыстырмалы онша үлкен емес, ол бекітпені жыныстың құлауы бағытында жылжытуға тырысады, оған бекітпенің конструкциясы қарсы тұрады.

G күшінің мөлшері жазық қазбалардығы тау қысымы сияқты анықталады.

2.7.3. Жазық қазбаларға тау қысымынан түсетін жүктемені анықтаудың әдістемелік нұсқаулары

Тау қысымының мөлшерін есептейтін схемаларды талдаған кезде жыныс массиві және бекітпенің өзара әрекеттесуінен болатын үш режимді ескеруіміз керек: берілген жүктеме режимі (жүктеменің мөлшері массивтің деформациялық сипаттамасына байланысты емес); массив және бекітпенің бірге деформациялану режимі; берілген деформациялар режимі (жүктеменің мөлшері массивтің деформациясымен анықталады және бекітпенің сипаттамасына байланысты емес, СНиП II-94-80 – есеп әдісін қараңыз).

Бұл жерде күмбездену теориясына негізделген тау қысымын есептеу әдістері қарастырылған және бекітпеге әсер ететін активті жүктеме ғана ескеріледі. Бұл жағдайда бекітпе күмбезденуге кедергі етпейді. Сонымен қатар, бекітпенің сыртқы бетінде болатын массивтегі реактивтік тау қысымы немесе бекітпенің серпімді тойтарысы ескерілмейді.

Егер бекітпеге түсетін жүктеме (тау қысымы) теориялық немесе

эмпериялық формулалар арқылы анықталса, онда оларды нормативтік деп атаймыз. Осы жағдайда, есеп жүктеме нормативтігінің артық жүктеме коэффициентіне көбейту арқылы анықталады:

$$Q_p = Q \cdot n_n, \quad (2.45)$$

мұнда Q – нормативтік жүктеме;

n_n – тау қысымының артық жүктеме коэффициенті; камераларға және оқпан албарындағы басқа қазбалар үшін – 1,5, қалған қазбалар үшін – 1,2.

Берілген жүктеме бойынша есептеу әдісін таңдағанда қазба контурындағы жыныстардың мықтылық елеушіне байланысты жыныстардың мынадай өрбу орнықтылығы ұсынылған: төбесі және бүйірлері орнықты ($n \geq 4$); төбесі және бүйірлері бір қалыпты орнықты ($1 < n < 4$); төбесі мен бүйірлері орнықсыз ($n \leq 1$).

Қатты жыныстарда, олардың бұзылар алдында көрінетін пластикалық деформациялары болмағанда, тау қысымын есептеу схемасын таңдағандағы мықтылық елеуші негізінде берілген жүктеме режимдерінің жіктеулері алдымыздағы бөлімдерде ұсынылған (2.9 – кесте, 2.10, 2.11- суреттер).

Келтірілген жүктемені есептеу жолдары әлсіз орнықсыз жыныстарға пайдалануға келмейді, себебі олар ұзақтық беріктік коэффициенті $\xi \leq 0.5$ болғанда бұзылуға көп жетпей-ақ пластикалық ағысқа бейім болады (мергель, тақтатас (сланец), құмды-сазды жыныстар, тұздар, саздар, т.б).

Осындай жыныстарда бекітпеге түсетін жүктемелерді СНиП II-94-80 бойынша анықтайды [10].

Берілген жүктеме режимдерінің жіктемесі жыныстардың беріктік (қосалқы) көрсеткіштерінің барлық болатын тіркесімдерін қамтымайды, бірақ осындай жағдайларды бағалауға және нақтылы есептеу схемасын таңдауға мүмкіндік береді.

Мысалы, төбе қалыпты тұрақты болса ($1 < n_k < 4$), ал бүйірлері орнықсыз ($n_o \leq 1$), онда №2 есеп схемасын пайдалануға болады. Осындай жағдайда, нормативтік жүктемені ($1 < n_k < 4$ үшін), яғни $n_o \leq 1$ кезінде болатын нормативтік жүктемені мықтылық еселеуіш коэффициентіне бөлу арқылы анықтайды, ал бүйір тұстарында толық жүктеме болады.

Схема №	Төбесі мен бүйірлерінің мықтылық еселеуішінің мағынасы	Бекітпеге түсетін жүктеменің режимі және есептеу схемасы
0	$n_k \geq 4$ $n_0 \geq 4$	Бекітпеге жүктеме түспейді және қазбаны бекітпесіз жүргізуге болады. Геологиялық бұзылым мен күшті жарықшақтық зоналарда, және де үгітілуге ыңғайлы жыныстарда қазбаларды торкреттеу немесе құм толтырмалы қалыңдығы 3 см дейінгі бүрікпебетонмен жабу керек
1	$n_k \leq 1$ $n_0 \geq 4$	Төбедегі табиғи тепе-теңдік (опырылым) күмбезінің ішіндегі жыныстардың салмағынан бекітпе толық жүктемені қабылдайды. Бүйірлері орнықты М. М. Протоdjяконовтың есептеу әдісі қолданылады (2.10-сурет)
2	$n_k \leq 1$ $n_0 \leq 1$	Төбе және бүйірлері тұстарынан бекітпе толық жүктемені қабылдайды; қазбаның жаңа контуры пайда болды: төбеде - күмбез, бүйірлерінде - жылжу призмалары. П.М. Цимбаревичтің есептеу схемасы қолданылады (2.11-сурет)
3	$1 < n_k < 4$ $1 < n_0 < 4$	Бекітпе тұрақты жүктемені көтермейді, себебі төбесі мен бүйірлері қалыпты орнықты, бірақ жергілікті опырылыстар болуы мүмкін. Жүктеме мөлшері жергілікті опырылыстан болатын жүктеме формулаларымен анықталады немесе есепті жүктемелер №2 әдіспен табылған нормативтік жүктемелерді мықтылық еселеуіш коэффициентіне бөлу арқылы анықталады
4	$n_k \geq 4$ $n_0 \leq 1$	Бекітпе толық жүктемені бүйір тұсынан ғана қабылдайды (төбесі орнықты). Бүйірден түсетін жүктемелер сусыма орта механикасының әдістерімен тіреме қабырғаға түсетін бүйір қысымы түрінде анықталады

Төбе орнықсыз ($n_k \leq 1$) және бүйірлері бір қалыпты орнықты ($1 < n_k < 4$) болғанда №2 есеп схемасын қолданады және жоғарыда айтылған жолмен жүреді.

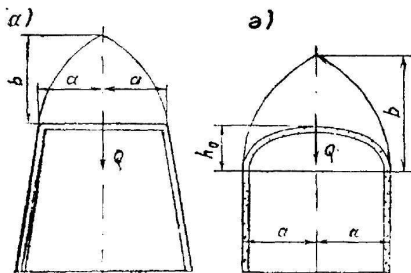
Жүктемені осындай жолдармен анықтау негізді, себебі жыныс массивіндегі деформациялар мен ақаулардың дамуы кернеулердің өсіуіне қарай көбейе түседі.

Егер деформацияланатын жыныстар мықтылануға бейім болмаса, онда массивтің деформациясы және бұзылу деңгейі массивте болатын кернеулердің мөлшеріне пропорционал болады.

Бекітпеге түсетін нормативтік қысымды анықтауға керекті есептеу формулалары кестелер ретінде келтірілген (2.10, 2.11 және 2.12- кестелер).

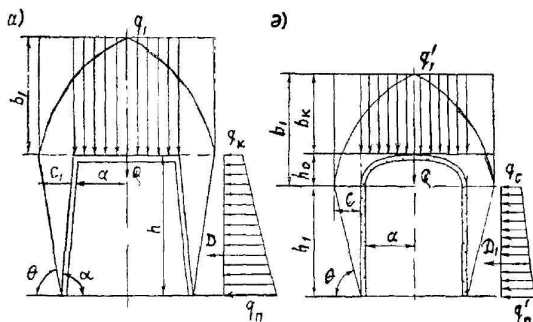
Трапеция және тік бұрышты-күмбез пішінді қазбаларға арналған,

төбесі орнықсыз және бүйірлері орнықты жыныстар үшін ($n_k \leq 1$; $n_o \geq 4$) есептеу формулалары 2.10-кестеде келтірілген, сонымен бірге бірқалыпты орнықты төбесі мен бүйірлері бар жыныстар үшін ($1 < n_k < 4$; $n_o \leq 1$) трапеция пішінді қазбаларға да келтірілген (2.11-кесте).



2.10-сурет. Бекітпеге түсетін тау қысымын есептеу схемасы, қазбаның орнықсыз төбесі және орнықты бүйірлері болғанда

a - трапеция пішінді; *б* - тік бұрышты-күмбез пішінді



2.11-сурет. Бекітпеге түсетін тау қысымын есептеу схемасы, қазбаның орнықсыз төбесі және бүйірлері болғанда

a - трапеция пішінді; *б* - тік бұрышты-күмбез пішінді

Осындай орнықтылық жағдайларда тік бұрышты-күмбез пішінді қазбалардағы тау қысымын есептеу формулалары 2.12-кестеде келтірілген.

Қазбаның белгілі пішіні мен мөлшерлері болғанда, қысымды есептеу төмендегі тізбекпен жүргізіледі:

- 1) жыныс массивінің беріктік параметрлерін есептейді;
- 2) қазба контурындағы болатын кернеулерді анықтайды;
- 3) мықтылық еселеуішін және орнықтылық параметрлерін (бекітпелі тандау үшін) есептейді, 2.9-кестеден есептеу схемасын тандайды;
- 4) нормативтік жүктемелерді есептейді (2.10, 2.11, 2.12-кестелердегі формулалармен);
- 5) есепті жүктемені анықтайды (2.45-формуламен).

2.10-кесте

Есептеу параметрлері	Қазба қимасының пішіні мен мықтылық еселеуіші			
	$n_k \leq 1$	$n_o \geq 4$	$1 < n_k < 4$	$n_o \geq 4$
1	2		3	
Опырылым күмбезінің биіктігі	Трапеция түрлі $\vartheta = \frac{a}{tg\varphi}$		$\vartheta^1 = \frac{a}{(n_k \cdot tg\varphi)}$	
Қысым қарқындылығы (барынша көп)	$q_n = \vartheta \cdot \gamma$		$q_n^1 = \vartheta^1 \cdot \gamma$	
Бекітпе кәсегінің маңдайшасына түсетін жүктеме	$Q = \frac{4 \cdot a^2 \cdot \gamma \cdot l}{3tg\vartheta}$		$Q^1 = \frac{4 \cdot a^2 \cdot \gamma \cdot l}{3 \cdot n_k \cdot tg\vartheta}$	
1	2		3	
Опырылым күмбезінің биіктігі	Тік бұрышты-күмбезді $\vartheta = \left(\frac{a}{tg\varphi} \right) - h_0$		$\vartheta^1 = \left(\frac{a}{n_k \cdot tg\varphi} \right) - h_0$	
Нормативтік қысымның қарқындылығы	$q_n = \vartheta \cdot \gamma$		$q_n^1 = \vartheta^1 \cdot \gamma$	
Нормативтік жүктеме (кәсекке)	$Q = \frac{4}{3} a \left(\frac{a}{tg\varphi} - h_0 \right) \cdot \gamma \cdot l$		$Q^1 = \frac{4}{3} a \left(\frac{a}{n_k \cdot tg\varphi} - h_0 \right) \cdot \gamma \cdot l$	

Ескерту: a — қазбаның бекітпесіз жарты ені; $tg\varphi$ — ішкі үйкеліс коэффициенті; h_0 — жоба бойынша жасанды күмбездің биіктігі (1-кестені қара); n_k — төбенің мықтылық еселеуіші; l — кәсектердің арақашықтығы.

2.11-кесте

Есептеу параметрлері	Қазбаның трапеция пішінді қимасы және мықтылық еселеуіштері	
	$n_k \leq 1; n_o \leq 1$	$1 \leq n_k < 4; n_o \leq 1$
Опырылым күмбезінің биіктігі	$\vartheta_1 = \frac{a + h \cdot ctg\alpha + h \cdot ctg\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)}{tg\varphi}$	$\vartheta_2 = \frac{\vartheta_1}{n_k}$
Төбеден түсетін қысымның қарқындылығы	$q_1 = \vartheta_1 \cdot \gamma$	$q_2 = \vartheta_2 \cdot \gamma$
Кәсек маңдайшасына түсетін жүктеме	$Q_1 = 2 \cdot a \cdot q_1 \cdot l$	$Q_2 = 2 \cdot a \cdot q_2 \cdot l$
Төбе маңындағы бүйір қысымның қарқындылығы	$q_k = \vartheta_1 \cdot \lambda_2$	$q_k^1 = \vartheta_2 \cdot \lambda_2$
Қазба табаны маңындағы бүйір қысымның қарқындылығы	$q_n = (\vartheta_1 + h) \gamma \cdot \lambda_2$	$q_n^1 = (\vartheta_2 + h) \gamma \cdot \lambda_2$
Бүйір қысымы	$D_1 = 0,5(q_k + q_n) \cdot h$	$D_1^1 = 0,5(q_k^1 + q_n^1) \cdot h$

Ескерту: a — қазбаның төбесі бойынша жарты ені; α — бүйірдің (тірсуудің) еңкею бұрышы; φ — жыныстың ішкі үйкеліс бұрышы; l — кәсектердің арақашықтығы; $\lambda_2 = tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$ — сусыма ортаның бүйір тойтарыс коэффициенті; h_0 — қазбаның бекітпесіз биіктігі.

2.12-кесте

Есептеу параметрлері	Қазбаның тік бұрышты-күмбезді пішіні және мықтылық еселеуіштері	
	$n_k \leq 1; n_{\theta} \leq 1$	$1 \leq n_k < 4; n_{\theta} \leq 1$
Опырылым күмбезінің биіктігі	$e_k = \frac{a + h_1 \cdot \operatorname{ctg} \theta}{\operatorname{tg} \varphi} - h_0$	$e_k^1 = \frac{a + h_1 \cdot \operatorname{ctg} \theta}{n_k \cdot \operatorname{tg} \varphi} - h_0$
Тепе-теңдік күмбезінің биіктігі	$e_1 = e_k + h_0$	$e_1^1 = e_k^1 + h_0$
Төбеден түсетін қысымның қарқындылығы	$q_1^1 = e_k \cdot \gamma$	$q_2^1 = e_k^1 \cdot \gamma$
Кәсек маңдайшасына түсетін жүктеме	$Q = 2 \cdot a \cdot q_1^1 \cdot l$	$Q^1 = 2 \cdot a \cdot q_2^1 \cdot l$
Тік қабырға биіктігіндегі бүйір қысымының қарқындылығы	$q_c = e_1 \cdot \gamma \cdot \lambda_2$	$q_c^1 = e_1^1 \cdot \gamma \cdot \lambda_2$
Қазба табаны маңындағы бүйір қысымның қарқындылығы	$q_n = (e_1 + h_1) \cdot \gamma \cdot h_2$	$q_n^1 = (e_1^1 + h_1) \cdot \gamma \cdot h_2$
Бүйір қысымы	$D_1 = 0,5(q_c + q_n) \cdot h_1$	$D_1^1 = 0,5(q_c^1 + q_n^1) \cdot h_1$

Ескерту: a – қазбаның жарты ені; φ – ішкі үйкеліс бұрышы;

$\lambda_2 = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$ – бүйір тойтарыс коэффициенті; h_1 – тік қабырғаның биіктігі;

h_0 – жоба бойынша күмбез биіктігі; l – кәсектердің аракашықтығы; $\theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ – бүйір жыныс призмаларының жылжу бұрышы.

1-мысал. Берілген деректер бойынша қазбаға түсетін қысымның параметрлерін есептеңіз және бекітпені тандаңыз: қазба жүргізетін есепті тереңдік - $H = 500 \text{ м}$; жыныс қасиеттері: үлгілердің шектік мықтылығы - $\sigma_{сж} = 160 \text{ МПа}$; $\sigma_p = 12 \text{ МПа}$; тығыздығы - $\gamma = 2800 \text{ кг} / \text{м}^3$; коэффициенттер: $K_c = 0,3$; $\xi = 0,9$; $\lambda_1 = 0,35$. Қазбаның пішіні – тікбұрышты-күмбезді, ені - $B_1 = 4 \text{ м}$; қораптық күмбездің биіктігі – $h_0 = 1 \text{ м}$; тік қабырғасының биіктігі – $h_1 = 3 \text{ м}$.

Шешімі: 1. Массивтің физика-механикалық қасиеттерін есептейміз:

$$R_{сж} = \sigma_{сж} \cdot K_c \cdot \xi = 160 \cdot 0,3 \cdot 0,9 = 43,2 \text{ МПа}$$

$$R_p = \sigma_p \cdot K_c \cdot \xi = 12 \cdot 0,3 \cdot 0,9 = 3,24 \text{ МПа}$$

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\sigma_{\text{сж}} - \sigma_p}{\sigma_{\text{сж}} + \sigma_p} = \frac{160 - 12}{160 + 12} = 0,86$$

$$\varphi = 40,7^\circ.$$

2. Тік бұрышты-күмбез пішінді қазба үшін 2.1-кесте бойынша ($f > 12$ үшін) $K_1 = 2$; $K_2 = 0,4$ деп қабылдаймыз; кернеулерді, мықтылық еселеуіштерін және орнықтылық параметрлерін төмендегі формулармен есептейміз:

$$\sigma_{\max} = K_1 \cdot \gamma \cdot H \cdot g = 2 \cdot 2800 \cdot 700 \cdot 10 = 3,92 \cdot 10^7 \text{ Па} = 39,2 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{\min} = K_2 \cdot \lambda_1 \cdot \gamma \cdot H \cdot g = 0,4 \cdot 0,35 \cdot 2800 \cdot 700 \cdot 10 = 2,74 \cdot 10^6 \text{ Па} = 2,74 \text{ МПа},$$

$$n_\sigma = \frac{R_{\text{сж}}}{\sigma_{\max}} = \frac{43,2}{39,2} = 1,1 < 4,$$

$$n_k = \frac{R_p}{\sigma_{\min}} = \frac{3,24}{2,74} = 1,18 < 4,$$

$$P_y = 10 \cdot \gamma \cdot H / \sigma_{\text{сж}} = 10 \cdot 2800 \cdot 700 / 160 \cdot 10^6 = 0,12 > 0,1 > 0,5.$$

Төбесі және бүйірлері бірқалыпты орнықты, бірақ бүрікпелбетон бекітпесі қажет (2.7-кестені қара).

3.3-есеп схемасы, 2.12-кестедегі формулалар бойынша нормативтік жүктемелерді есептейміз, $n_\sigma = 1,1$ және $n_k = 1,18$

қосымшаларды, $a = \frac{B_1}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ м}$ ескере отырып, опырылым күмбезінің мөлшері мынадай болады:

$$e_\kappa^1 = \frac{a + h_1 \cdot \operatorname{ctg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)}{n_k \cdot \operatorname{tg} \varphi} - h_0 = \frac{2 + 3 \cdot \operatorname{ctg} \left(45^\circ + \frac{40,7^\circ}{2} \right)}{1,18 \cdot 0,86} - 1 = 2,34 \text{ м}.$$

Мүмкін болатын опырылым күмбезінің биіктігі:

$$e_\kappa^1 = e_\kappa^1 + h_0 = 3,34 \text{ м (тік қабырға бойынша)}.$$

Төбеден түсетін қысымның қарқындылығы:

$$q_2^1 = e_\kappa^1 \cdot \gamma \cdot 10^{-2} = 2,34 \cdot 2800 \cdot 10^{-2} = 65,52 \text{ кПа} = 65,5 \cdot 10^2 \text{ кгс} / \text{м}^2.$$

$$\text{Қазбаның табанында } \lambda_2 = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{40,7^\circ}{2} \right) = 0,21$$

$$q_n^1 = (e_\kappa^1 + h_0) \cdot \gamma \cdot \lambda_2 = (3,34 + 3) \cdot 2800 \cdot 0,21 = 3728 \cdot 10^{-2} \text{ кгс} / \text{м}^2 = 37,3 \text{ кПа},$$

төбесінде:

$$q_c = e_1^1 \cdot \gamma \cdot \lambda_2 = 3,34 \cdot 2800 \cdot 0,21 \cdot 10^{-2} = 19,6 \text{ кПа}.$$

Сызық жүктеме ($n_6 = 1,10$ түзетпесін есептемегенде)

$$D_2^1 = 0,5(q_c^1 + q_n) \cdot h_1 = 0,5 \cdot (19,6 + 37,5) \cdot 10^3 \cdot 3 = 85350 \text{ Н / м}.$$

Қазба бүйірлеріндегі мықтылық еселеуішіне байланысты түзетпелерді есептесек:

$$D_1 = \frac{D_2^1}{n_6} = \frac{85350}{1,1} = 77591 \text{ Н / м}.$$

Төбе және бүйірлер тұсындағы жүктеменің қарқындылығын бекітпелерді есептеген кезде пайдалануға болады.

Анкерлі бекітпені қолданған кезде оның қатарына төбе жақтан түсетін жүктеме мынаған тең болады (егер анкерлер қатарының арақашықтығы $a_2 = 1 \text{ м}$ болса):

$$Q^1 = 2 \cdot a \cdot q_2^1 \cdot a_2 = 2 \cdot 2 \cdot 65,52 \cdot 10^3 \cdot 1 = 2,63 \cdot 10^5 \text{ Н} = 263 \text{ кН}.$$

2-мысал. Тау қысымын есептеп мүмкін болатын бекітпелердің түрлерін алдын-ала көрсетіңіз. Қазба жүргізілетін тереңдік $H = 500 \text{ м}$, жыныстар: $f = 7$; $K_c = 0,25$; $\xi = 0,8$; $\lambda_1 = 0,3$; $\gamma = 2600 \text{ кг / м}^3$.

Қазба трапеция пішінді: жарты ені төбе жағынан $a_2 = 1,25 \text{ м}$; қазбаның жүргізу биіктігі $h = 3 \text{ м}$; тіреулердің еңкею бұрышы $\alpha = 80^\circ$; кәсектердің арақашықтығы $\zeta = 0,5 \text{ м}$.

Шешімі. 1. Жыныс үлгілерінің физика-механикалық қасиеттерін есептейміз:

$$\sigma_{сж} = 10^7 \cdot f = 10^7 \cdot 7 = 70 \text{ МПа}, \quad \sigma_p = 0,1 \cdot \sigma_{сж} = 7 \text{ МПа},$$

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\sigma_{сж} - \sigma_p}{\sigma_{сж} + \sigma_p} = \frac{70 - 7}{70 + 7} = 0,818,$$

$$\varphi = 39,3^\circ.$$

2. Трапеция пішінді қазба үшін $K_1 = 2$; деп қабылдаймыз; $K_2 = 1$; (2.1-кестені қара) және массивтің беріктігін, контурдағы (қазбаның) кернеулерін, мықтылық еселеуішін және орнықтылық параметрлерін есептейміз:

$$\sigma_{\max} = K_1 \cdot \gamma \cdot H \cdot g = 2 \cdot 2600 \cdot 500 \cdot 10 = 26 \cdot 10^6 \text{ Па} = 26 \text{ МПа},$$

$$g = 9,81 \text{ м} / \text{с}^2 \approx 10 \text{ м} / \text{с}^2,$$

$$\sigma_{\min} = K_2 \cdot \lambda_1 \cdot \gamma \cdot H \cdot g = 1 \cdot 0,3 \cdot 2600 \cdot 500 \cdot 10 = 3,9 \cdot 10^6 \text{ Па} = 3,9 \text{ МПа},$$

$$R_{\text{сжс}} = \sigma_{\text{сжс}} \cdot K_c \cdot \xi = 70 \cdot 0,25 \cdot 0,8 = 14 \text{ МПа},$$

$$R_p = 0,1 \cdot R_{\text{сжс}} = 1,4 \text{ МПа},$$

$$n_\sigma = \frac{R_{\text{сжс}}}{\sigma_{\max}} = \frac{14}{26} = 0,539 < 4,$$

$$n_k = \frac{R_p}{\sigma_{\min}} = \frac{1,4}{3,9} = 0,36 < 4,$$

$$P_y = 10 \cdot \gamma \cdot H / \sigma_{\text{сжс}} = 10 \cdot 2600 \cdot 500 / (70 \cdot 10^6) = 0,185.$$

Қазбаның төбесі және бүйірлері орнықсыз ($n_k < 1$; $n_\sigma < 1$), комбинациялық бекітпені (2.2-кестені қара), сонымен қатар ағаш және металл бекітпелерді де қолдануға болады (2.3-кестені қара). Бекітпенің керекті түрін тау қысымын және бекітпе элементтері конструкцияларының мықты өлшемдерін есептегеннен кейін ғана таңдауға болады.

3. Трапеция пішінді қазба үшін нормативтік жүктемелерді есептейміз ($n_k \leq 1$; және $n_\sigma \leq 1$ үшін; 2.11-кесте, 2.11а-сурет):

Опырылым күмбезінің биіктігі:

$$\sigma_1 = \frac{a + h \cdot \text{ctg} \alpha + h \cdot \text{ctg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)}{\text{tg} \varphi} = \frac{1,25 + 3 \cdot \text{ctg} 80^\circ + 3 \cdot \text{ctg} \left(45^\circ + \frac{39,3^\circ}{2} \right)}{0,818} = 4 \text{ м}.$$

Жүктеменің қарқындылығы:

$$q_1 = \sigma_1 \cdot \gamma \cdot g = 4 \cdot 2600 \cdot 10 = 1,04 \cdot 10^5 \text{ Н} / \text{м}^2 = 0,1 \text{ МН} / \text{м}^2.$$

Маңдайшадағы жүктеме:

$$Q_1 = 2 \cdot a \cdot q_1 \cdot \xi = 2 \cdot 1,25 \cdot 0,1 \cdot 0,5 = 0,125 \text{ МН}.$$

Төбе тұсындағы бүйір жүктеменің қарқындылығы:

$$q_k = \sigma_1 \cdot \lambda_2 = q_1 \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,1 \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{39,3^\circ}{2} \right) = 0,023 \text{ МН}.$$

Табандағы бүйір жүктеменің қарқындылығы:

$$q_n = (\sigma_1 + h) \cdot \gamma \cdot h_2 = (4 + 3) 2600 \cdot 0,224 = 40700 \text{ Н} / \text{м}^2 = 0,04 \text{ МН} / \text{м}^2.$$

Бүйір қысымы:

$$D_1 = 0,5(q_k + q_n) \cdot h = 0,5(0,023 + 0,04) 3 = 0,0945 \text{ МН} / \text{м}.$$

Аркалы бекітпені қолданған кезде, 2.11ә-суреттегідей есеп схемасы құрастырылуы керек.

2.7.4. Жекеленген опырылыстардан болатын жүктемені анықтау және қазба контурының мықтылық паспорты

Осы жұмысты орындау барысында студент әртүрлі тау-геологиялық факторлардың (қазбаны жүргізу тереңдігі, қазбаны қоршаған жыныстардың мықтылығы, оның көлденең қимасының пішіні және мөлшерлері) қазба контурының бұзылған жерінің мөлшерлеріне және жыныс опырылыстарынан болатын жүктемеге әсер ету дәрежесін бағалауды үйренуі тиіс.

Тау қысымы көрінісінің бір пішініне опырылыстың болуы жатады. Бұл кезде қазба бекітпесіне түсетін жүктеме оның контурынан опырылып түскен жеке жыныстардан немесе тұтас күмбезденуден қалыптасады.

Жүктемелерді анықтаудың белгілі әдістерінің ең қолайлысы серпімді жүктелу әдісі болып табылады.

Бұл әдістің мәні мынада. Көлденең қимасы белгілі бір пішіндегі қазбамен әлсіреген серпімді модельді массивтегі анықталған кернеулер қоршаған жыныстардың мықтылығымен салыстырылады. Мықтылық шарттары орындалмаған аймақтар бұзылған деп саналады. Жыныс контурының бұзылған жерінің орнын және мөлшерін анықтау үшін Коммунарск кен-металлургия институтында құрастырылған графоаналитикалық әдіс пайдаланылады.

Бұл графикалық түрде мықтылық паспортымен бейнеленеді, ол мықтылық эпюрасын әсер етуші кернеулер эпюрасының үстіне салумен көрсетіледі.

Мұндай паспортты тұрғызу үшін бастапқы деректерге қазбаның геометриялық өлшемдері, қоршаған жыныстардың сығылуға, созылуға мықтылығы және қазба контурындағы әсер етуші кернеулер жатады.

Жерасты ғимараттары құрылысының нақты жағдайларына байланысты тұтас немесе жекелеген бұзылудан болатын күмбездену – жыныстардың өз салмағынан, опырылуынан немесе сығымдаушы, созылым кернеулері әсерінің бұзылуынан пайда болуы мүмкін. Кернеулердің қайта үлесу заңдылығын, бұзылу процесіндегі контурдың кезекпен қалыптасуының қазба контурының кернеулі жағдайының қиялануымен байланыстырады: бұзылу процесінде қиғаштық үлкейген кезде сығымдаушы кернеу артады, ал созымдаушы кішірейеді немесе керісінше, контурдың жаймаланған жерлерінде сығымдаушы кернеулер азаяды, ал созымдаушы – үлкейеді.

Бұзылу процесінде қазба контуры жаңа пішінді қабылдайды, бұның әсерінен кернеулердің жаңа алаңы пайда болады, сондықтан да ол одан әрі бұзылуды шақыруы мүмкін және контур пішіні орнықты келбетті қабылдаған кезге дейін осылай бола береді.

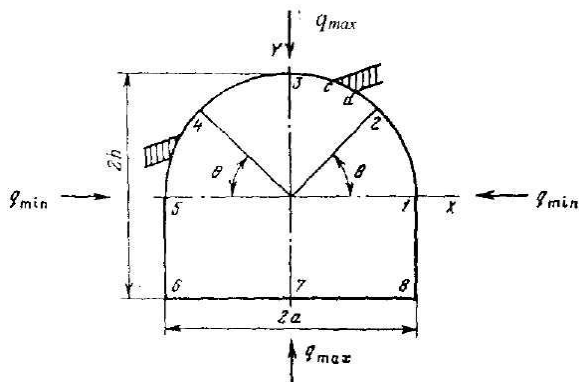
Мықтылық паспортын тұрғызу мынадай кезекпен жүргізіледі.

Қазбаның контуры масштаб бойынша сызылады. Тік бұрышты координат жүйесінің Х-У басы қазба қимасының салмақ орталығына орналасады. Осыдан кейін оның контурында 8 өзіндік нүкте белгіленеді және 2.12-суретте көрсетілгендей нөмірленеді.

2 және 4 нүктелердің орындары θ бұрышымен анықталады:

$$\theta = \pm \arctg \frac{h}{a}, \quad (2.46)$$

мұндағы h және a қазба биіктігі мен енінің жартысы, м.



2.12-сурет. Қазба контурының мықтылық паспортын тұрғызудың есептік схемасы

Контурдың өзіне тән нүктелеріндегі кернеулер эллипс пішінді (салыстырма эллипсі) қазба үшін анықталады, эллипстің ауданы қарастырылып отырған қазбаның ауданына эквивалентті; осындай эллипс тәрізді қазбаның жарты осьтері мынадай формулалармен анықталады:

$$a_s = \sqrt{\frac{S \cdot a}{\pi \cdot h}}, \quad h_s = \sqrt{\frac{S \cdot h}{\pi \cdot a}}, \quad (2.47)$$

мұндағы S – зерттеліп отырған қазбаның көлденең қимасының ауданы, m^2 .

Контурдың әрбір 8 нүктесі үшін салыстырма эллипсінің қисықтық радиустері табылады:

$$\begin{aligned}
 &1, 5 \text{ нүктелері үшін } R_3 = \frac{h_2^2}{a_3}; \\
 &3, 7 \text{ нүктелері үшін } R_3 = \frac{a_2^2}{h_3}; \\
 &2, 4, 6, 8 \text{ нүктелері үшін } R_3 = \frac{1}{a_3 \cdot h_3} \cdot \left(\frac{a_2^2 + h_2^2}{2} \right)^{\frac{3}{2}}.
 \end{aligned} \tag{2.47}$$

Осыдан кейін, берілген қазбаның әр 8 нүктесінде графикалық жолмен контурдың радиусі табылады R_{ki} .

Контурдың әрбір i нүктесінің қатынасты қисықтығы параметрмен n_i сипатталады, ол төмендегі теңдеуден табылады:

$$n_i = \left(\frac{R_{\theta i}}{R_{ki}} \right)^{\frac{2}{3}}. \tag{2.48}$$

Контурдың бұрыштарындағы нүктелер үшін $n = 6$, тіксызықты жерлерінде $n = 0$, $R_{ki} = 9999$.

Кернеулердің тең компонентті алаңдары жағдайларында:

$$q_{\max} = q_{\min} = q = \gamma \cdot g \cdot H.$$

мұндағы γ – жыныстардың тығыздығы; g – еркін құлау үдеуі;

H – қазба жүргізетін тереңдік.

Бұл кезде контурдың белгіленген нүктелеріндегі тангенциалдық кернеулер мынадай жолмен анықталады:

$$\begin{aligned}
 \sigma_i^{1,5} &= q \cdot \left[0,35 \cdot (1 - n_i) + (0,3 + 1,7 \cdot n_i) \cdot \frac{a}{h} \right]; \\
 \sigma_i^{3,7} &= q \cdot \left[0,35 \cdot (1 - n_i) + (0,3 + 1,7 \cdot n_i) \cdot \frac{a}{h} \right]; \\
 \sigma_i^{2,4,5,8} &= q \cdot \left[1,2 \cdot (n_i - 1) + \frac{h^2 + a^2}{a \cdot h} \right].
 \end{aligned} \tag{2.49}$$

Белгіленген нүктелердегі әрекет ететін кернеулерді анықтағаннан кейін $\sigma_i - \theta$ осьтеріндегі қазба контурының жаймасында масштабпен кернеулер эпюрасы тұрғызылады (2.2-сурет).

Эпюраны тұрғызған кезде мынадай ұсыныстарды ескеру керек:

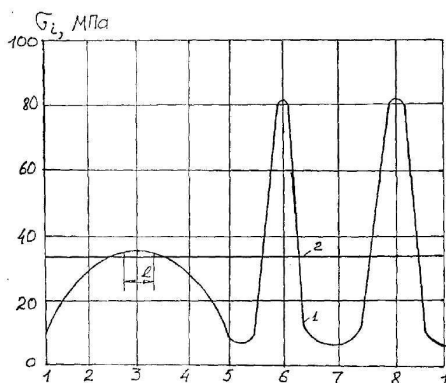
- контурдың басты жерлерінде кернеулер жайлы түрде өзгереді;
- θ бұрышы бойынша кернеулердің өзгеру жылдамдығы келтірілген қисықтықтың өзгеруіне пропорционал болады;
- контурдың бұрыштарындағы нүктелерде кернеулердің жергілікті ауытқулары болады (найза түріндегі шырқаулар);
- контурдың бұрыш нүктесінің әсер ететін жерінің мөлшері шын контурдың салыстырма эллипс контурынан ауытқуына пропорционал болып келеді.

Осыдан кейін графикке сол алынған масштабпен қазба контурындағы жыныстардың мықтылық эпюрасы түсіріледі.

Контурдың кейбір алаңдарында σ_i кернеуі жыныстар мықтылығынан артық болса, олар бұзылған және опырылысқа қауіпті деп саналады.

Осы алаңдардың ұзындығы l графикалық әдіспен анықталады. Еске ала кететін жағдай, қазба табанының бұрыштарындағы нүктелерде бұзылу мөлшері онша болмайды және бекітпеде қалыптасатын жүктемеге әсер ете алмайды, опырылыстар болатын жерлерді анықтағанда есептелмейді (2.12-сурет, 6, 8-нүктелер).

Қазба контурының мықтылық паспорты бойынша графикалық түрде l алаңшасының ұзындығы анықталады, бұл жерде кернеулер жыныстар мықтылығынан артық болып келеді.



2.13-сурет. Қазба контурының мықтылық паспорты
1) кернеулер эпюрасы; 2) мықтылық эпюрасы

Бұзылатын жердің ұзындығын l білгеннен кейін, М. М. Протодьяконовтың белгілі шешімін қолдана отырып оның

болады, опырылыс ауданы S өскен кезде P жүктеме сызықты емес заңмен өседі.

Мысал. Берілген деректер бойынша керекті есептеулерді жүргізіп қазба контурының мықтылық паспортын тұрғызыңыз және опырылыстың мөлшерін, осы опырылыстан бекітпеге түсетін жүктемені анықтаңыз.

Қазбаның өлшемдері: $2a = 5\text{ м}$; $2h = 4,5\text{ м}$; $S_{\text{вч}} = 19,8\text{ м}^2$, периметрі $P = 16,8\text{ м}$; сонымен бірге күмбезді бөлімінің $P_1 = 7,8\text{ м}$; қазба жүргізетін тереңдік $H = 400\text{ м}$; $R_g = 2,5\text{ м}$.

Массивтегі басты кернеулер: $q = 10\text{ МПа}$, $\kappa_c = 0,5$, тығыздығы $\gamma = 2,5\text{ т/м}^3$.

Шешімі. 1. Қазбаның контурын берілген өлшемдермен масштаб бойынша саламыз. Контурда 1-ден 8-ге дейін керекті нүктелерді белгілейміз (2.12-суретті қара).

2 және 4 нөмірлі нүктелердің орындарын θ бұрышымен анықтаймыз:

$$\theta = \arctg \frac{h}{a} = \arctg \frac{2,25}{2,5} = \arctg 0,9 = 42^\circ.$$

2. Салыстырмалы эллипстің жарты осьтерін анықтаймыз:

$$a_3 = \sqrt{\frac{S \cdot a}{\pi \cdot h}} = \sqrt{\frac{19,8 \cdot 2,5}{3,14 \cdot 2,25}} = 7,0\text{ м}.$$

$$h_3 = \sqrt{\frac{S \cdot h}{\pi \cdot a}} = \sqrt{\frac{19,8 \cdot 2,25}{3,14 \cdot 2,5}} = 5,68\text{ м}.$$

3. Салыстырма эллипсінің қисықтық радиустерін табамыз (әр 8 нүкте үшін);

$$R_3^{1,5} = \frac{h_3^2}{a_3} = \frac{(5,68)^2}{7,0} = 4,60\text{ м};$$

$$R_3^{3,7} = \frac{a_3^2}{h_3} = \frac{(7)^2}{5,68} = 8,62\text{ м};$$

$$R_3^{2,4,6,8} = \frac{1}{a_3 \cdot h_3} \cdot \left(\frac{a_3^2 + h_3^2}{2} \right)^{\frac{3}{2}} = \frac{1}{7 \cdot 5,68} \cdot \sqrt{\left(\frac{7^2 + (5,68^2)}{2} \right)^3} = 6,51\text{ м}.$$

4. Графикалық жолмен контурдың әр нүктесінің радиустерін табамыз:

$$R_{\kappa}^{1,5,7} = 9999\text{м}; \quad R_{\kappa}^{2,3,4} = 2,5\text{м}; \quad R_{\kappa}^{6,8} = 0.$$

5. Контур нүктелерінің қатынасты қисықтық параметрлерін анықтаймыз:

$$\begin{aligned} h_{6,8} &= 6, \quad h_{1,5,7} = 0; \\ h_{2,3,4} &= \left(\frac{R_{\partial i}}{R_{ki}} \right)^{\frac{2}{3}} = \sqrt[3]{\left(\frac{R_{\partial i}}{R_{ki}} \right)^2}; \\ h_{2,4} &= \sqrt[3]{\left(\frac{6,51}{2,5} \right)^2} = 1,89; \\ h_3 &= \sqrt[3]{\left(\frac{8,62}{2,5} \right)^2} = 2,29. \end{aligned}$$

6. Контур нүктелеріндегі тангенциалдық кернеулерді анықтаймыз;

$$\begin{aligned} \sigma_i^{1,5} &= q \cdot \left[0,35 \cdot (1 - h_{1,5}) + (0,3 + 1,7 \cdot h_{1,5}) \cdot \frac{a}{h} \right] = 10 \cdot \left[0,35 \cdot (1 - 0) + (0,3 + 1,7 \cdot 0) \cdot \frac{2,5}{2,25} \right] = 6,8 \text{ МПа} \\ \sigma_i^3 &= q \cdot \left[0,35 \cdot (1 - h_3) + (0,3 + 1,7 \cdot h_3) \cdot \frac{h}{a} \right] = 10 \cdot \left[0,35 \cdot (1 - 2,29) + (0,3 + 1,7 \cdot 2,29) \cdot \frac{2,25}{2,5} \right] = 33,2 \text{ МПа} \\ \sigma_i^{2,4} &= q \cdot \left[1,2 \cdot (h_{2,4} - 1) + \frac{h^2 + a^2}{a \cdot h} \right] = 10 \cdot \left[1,2 \cdot (1,89 - 1) + \frac{(2,25)^2 + (2,5)^2}{2,5 \cdot 2,25} \right] = 31,0 \text{ МПа} \\ \sigma_i^7 &= q \cdot \left[0,35 \cdot (1 - h_7) + (0,3 + 1,7 \cdot h_7) \cdot \frac{h}{a} \right] = 10 \cdot \left[0,35 \cdot (1 - 0) + (0,3 + 0) \cdot \frac{2,25}{2,5} \right] = 6,2 \text{ МПа} \\ \sigma_i^{6,8} &= q \cdot \left[1,2 \cdot (h_{6,8} - 1) + \frac{h^2 + a^2}{a \cdot h} \right] = 10 \cdot \left[1,2 \cdot (6 - 1) + \frac{(2,25)^2 + (2,5)^2}{2,5 \cdot 2,25} \right] = 80,1 \text{ МПа} \end{aligned}$$

7. Қазба контурының графикалық жаймасында масштабпен әрбір нүктелердегі кернеулер эпюра түрінде тұрғызылады және сол масштабпен оның үстіне жыныстардың мықтылық эпюрасы түсіріледі. 2.13-суретте көрінгендей 3 нүктенің маңайында σ_i кернеуі жыныс мықтылығынан артық, сондықтан да бұл жерде опырылыс қаупі болады.

Графикалық әдіспен бұзылатын алаңның ұзындығын l анықтаймыз, мысал бойынша $l = 0,70\text{м}$.

8. Бұзылатын жердің биіктігін h_c есептейміз (2.14-сурет):

$$h_c = \frac{a_0}{f},$$

$$f = \frac{R_{сж}}{10 \cdot k_c} = \frac{32,5}{10 \cdot 0,5} = 6,5.$$

$$a_0 = 2 \cdot R_g \cdot \sin \left(\frac{180 \cdot l}{2 \cdot \pi \cdot R_g} \right),$$

мұндағы $R_g - l$ доғасының радиусі, м, $R_g = 2,5$ м.

Опырылыстың ауданын (S_0) анықтаймыз:

$$S_0 = \frac{R_g}{6} \left[8 \cdot \left(1 + \frac{l}{2R_g f} \right) \sin \alpha - \frac{3l}{R_g} - \sin 2\alpha \right],$$

мұндағы $\alpha = \frac{180l}{2\pi R_g} = \frac{180 \cdot 0,7}{2 \cdot 3,14 \cdot 2,5} = 8^0, \quad 2\alpha = 16^0.$

$$S_0 = \frac{(2,5)^2}{6} \left[8 \cdot \left(1 + \frac{0,7}{2 \cdot 2,5 \cdot 6,5} \right) \sin 8^0 - \frac{3 \cdot 0,7}{2,5} - \sin 16^0 \right] = 0,028 \text{ м}^2.$$

Жыныс опырылысының салмағынан болатын жүктеме

$$P_0 = \gamma \cdot g \cdot S_0 = 2,5 \cdot 10 \cdot 0,028 = 0,70 \text{ кН / м}.$$

Тәжірибелік жұмыстың тапсырмасы

Берілген деректер бойынша қазба контурының мықтылық паспортын тұрғызып, опырылыстың мөлшерін, одан бекітпеге болатын жүктемені есептеңіз және графикалық жолдармен анықтаңыз.

2.13-кесте

Бастапқы деректер

Параметр- лердің аттары	Вариант нөмірлері											
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Қазбаның пішіні	КЗ	КЗ	КЗ	АР	КЗ	АР	КЗ	КЗ	АР	АР	КЗ	КЗ
Ені, $2a, \text{м}$	5,1	2,4	2,7	3,78	2,9	4,08	3,14	3,7	5,76	3,78	3,95	4,70
Биіктігі, $2h, \text{м}$	3,7	2,9	3,1	3,87	3,25	4,0	3,3	3,15	4,76	3,87	3,60	4,30

2.13-кестенің жалғасы

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Қимасының ауданы, $S_{вч}, м^2$	17,0	6,54	7,84	11,56	8,8	12,9	10,32	10,9	21,3	8,8	13,04	18,76
Осытік доғаның радиусі, $R_6, м$	3,53	1,66	1,87	1,62	2,0	1,78	2,33	2,55	2,6	2,0	2,59	3,23
Бүйір доғасының радиусі, $r_6, м$	1,34	0,63	0,73	-	0,75	-	0,87	0,97	-	-	1,15	1,26
Қазба жүргізлетін тереңдік, $H, м$	630	455	710	640	750	520	620	920	1040	800	700	650
Жыныстардың тығыздығы, $\gamma, т/м^3$	2,7	2,2	2,4	2,2	2,5	2,3	2,2	2,4	2,4	2,3	2,6	2,5
Жыныс массивінің мықтылығы $R_{сж}, МПа$	30	10	12	14	13	12	18	22	26	25	20	40
Жыныстардың құрылымдық әлсіреу коэффициенті, κ_c	0,7	0,4	0,5	0,6	0,4	0,5	0,5	0,6	0,7	0,6	0,5	0,6

Ескерту: КЗ–күмбез пішінді қазба; АР–аркалы қазба.

Қазбаның (кара) жүргізген кездегі контурының периметрі:
 $f \leq 12 - P_{вч} = 2h_3 + 2.33B_{вч}$ (күмбезді); $f > 12 - P_{вч} = 2h_3 + 2.219B_{вч}$ (күмбезді),
 мұнда h_3 – қазба табанынан тік қабырғаның биіктігі, м; $B_{вч}$ – қазбаның кара ені, м.

Тарау бойынша бақылау сұрақтары

1. Тиілмеген массивтегі жыныстардың кернеулі жағдайы, тік σ_z және жазық $\sigma_x = \sigma_y$ бағыттардағы кернеулердің серпімді жыныстардағы мөлшерлері қалай аныкталады?

2. Серпімді және сусымалы жыныстар үшін бүйір тойтарыс

коэффициенттерін (λ_1 және λ_2) анықтау жолдары.

3. Жазық қазбалардың контурындағы серпімді жыныстар массивіндегі ең үлкен сығымдаушы ($\sigma_{\max}$) және ең аз созылым ($\sigma_{\min}$) кернеулерінің мөлшерлері қалай анықталады?

4. Дөңгелек қималы бекітілмеген жазық қазбаның айналасындағы таужыныстарына жүктемелер түскен кездегі кернеулі жағдайды анықтау?

5. Көлденең қимасы дөңгелек пішінді тік қазбаның айналасындағы жыныстар массивіндегі кернеулі жағдайды анықтау?

6. Қазба контурының орнықтылық шарттары, мықтылық еселеуіштері (n_6 ; n_k) туралы түсініктер, анықтау жолдары?

7. Таужыныстарының орнықтылық көрсеткіштерін (параметрлерін) (P_y) есептеу және бекітпені таңдау жолдары?

8. Жерасты ғимараттарының конструкцияларына тау қысымынан түсетін жүктемені есептеу схемаларын (III-VIII) талдаңыз?

9. Қатаң пластикалы жыныстар массиві үшін тау қысымының күштер және деформация гипотезаларын талдаңыз, айырмашылықтары?

10. М. М. Протодьяконов гипотезасы бойынша опырылым күмбезінің параметрлерін анықтау жолдары?

11. П. М. Цимбаревичтің әдістемесі бойынша бүйірлері орнықсыз жыныстардағы тау қысымын анықтау жолдары?

12. Тік және көлбеу қазбалардағы тау қысымын проф. М. М. Протодьяконовтың және проф. П. М. Цимбаревичтің гипотезасы бойынша есептеудің айырмашылықтары және жолдары?

13. Жазық қазбаларға түсетін есепті жүктеме қалай анықталады, артық жүктеме коэффициенті дегеніміз не?

14. Қатты жыныстардағы қазба қимасының пішіні және жүктемелердің мықтылық еселеуіші бойынша опырылым күмбезінің биіктігін анықтау жолдары?

15. Тік бұрышты-күмбез пішінді қазбалардағы (мықтылық еселеуіштері бойынша) опырылым және тепе-теңдік күмбездерінің (θ_k, θ_1) биіктіктері қалай анықталады?

16. Жазық қазбаларға түсетін нормативтік жүктемелерді ($q_1^I, q_2^{II}, Q, Q^I, q_c, q_c^I$) есептеу жолдары?

17. Қазбаның белгілі пішіні және мөлшерлері болғанда тау қысымын есептеу қалай жүргізіледі?

18. Қазба контурының мықтылық паспорты қалай есептеледі және тұрғызылады?

19. Біртекті массивтегі жекелеген опырылыстардан бекітпеге түсетін жүктемені анықтаудың жолдары?

3. ҚҰРЫЛЫС НОРМАЛАРЫ ЖӘНЕ ЕРЕЖЕЛЕРІ (СНиП-тер) БОЙЫНША ҚАЗБА КОНСТРУКЦИЯЛАРЫНА ТҮСЕТІН ЕСЕПТІ ЖҮКТЕМELEPДІ АНЫҚТАУ

3.1. Жазық қазбалар айналасындағы жыныстардың орнықтылығын олардың ығысу мөлшері бойынша анықтау, бекітпенің түрін таңдау

Тау қазбаларындағы жыныстардың орнықтылығын бағалау және бекітпелерді таңдау СНиП II-94-80 бойынша жүргізіледі [10].

Жазық және көлбеу қазбалардағы бекітпелердің түрін таңдау, оның параметрлерін есептеу – тазалау жұмыстары мен басқа қазбалардың әсер ету дәрежесін ескере отырып жыныстардың орнықтылық категорияларына байланысты жүргізіледі. Жыныстардың орнықтылық категориясын анықтаудың критериясы ретінде қазбаның көлденең қимасы контурының бекітпесіз бүкіл қызмет мезгілінде ығысу (U) мөлшерін қабылдау ұсынылады.

Жыныстардың орнықтылық категориялары 3.1-кестеде келтірілген.

3.1-кесте

Категория	Жыныстардың орнықтылық жағдайын бағалау	Ығысулар, U , мм		
		Шөгінді жыныстар	Атқылама жыныстар	Тұзды жыныстар
I	Орнықты	50-дейін	20-дейін	200-дейін
II	Орташа орнықты	50-200	20-100	200-300
III	Орныксыз	200-500	100-200	300-500
IV	Өте орныксыз	500 артық	200 артық	500 артық

Қазбаларды орнықтылықтың қандай категориясына жатқызуды оның көлденең қимасының контурындағы жыныстардың ең үлкен ығысуының абсолюттік мөлшерлері бойынша жүргізу керек, олар қазбаның төбесінде, табанында және бүйірлерінде дифференциалды түрде анықталады.

Шөгінді, атқылама жыныстарда орналасқан жазық және көлбеу қазбалардың ығысу мөлшерін мынадай формуламен анықтауға болады:

$$U = k_{\alpha} \cdot k_{\theta} \cdot k_s \cdot k_e \cdot k_t \cdot U_T, \text{ мм}, \quad (3.1)$$

мұнда k_{α} – жыныстардың жатыс бұрышының және қазба бағытының жыныстардың созылымына қатынасының әсер ету коэффициенті, 3.2-кестедегі деректер бойынша анықталады;

k_θ – жыныстардың ығысу бағытының коэффициенті: төбе немесе табан (тік бағытта) тұстарындағы ығысуды анықтаған кезде $k_\theta = 1$, ал жыныстардың бүйір ығысуын (жазық бағытта) анықтаған кезде 3.2-кесте бойынша анықталады;

k_s – қазба өлшемдерінің әсер ету коэффициенті, $k_s = 0,2(B-1)$ формуласымен анықталады,

мұндағы B – қазбаның жүргізгендегі ені (қара), м;

k_e – басқа қазбалардың әсер ету коэффициенті, жеке дара қазбалар және камералар үшін $k_e = 1$; қазбалардың біржақты түйіскенінде $k_e = 1,4$; күрделі екі жақтан түйіскен кірмелерде немесе қиылысқан қазбаларда $k_e = 1,6$; параллель қазбаларда мына формуламен анықталады:

$$k_e = \frac{B_1 + B_2}{l} \cdot k_\zeta,$$

мұндағы l – қазбалардың арақашықтығы, м;

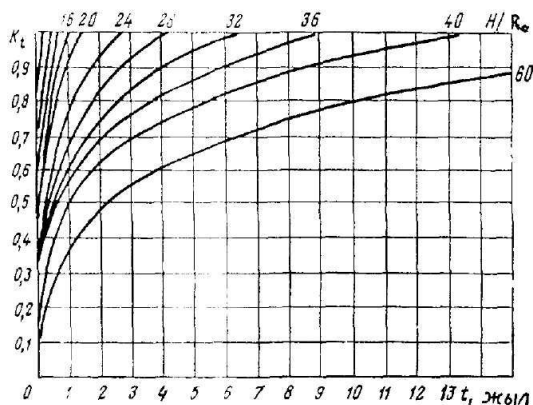
$B_1 + B_2$ – бір-біріне әсер ететін қазбалардың жүргізу кезіндегі ендерінің қосындысы, м;

k_ζ – арнайы кесте бойынша анықталатын коэффициент;

k_t – бекітпені тұрғызу уақытының әсер ету коэффициенті, қазбалардың қызмет уақыты 15 жылдан артық болғанда $k_t = 1$, ал уақыт 15 жылдан кем болса 3.1-суретте келтірілген графиктер бойынша анықталады.

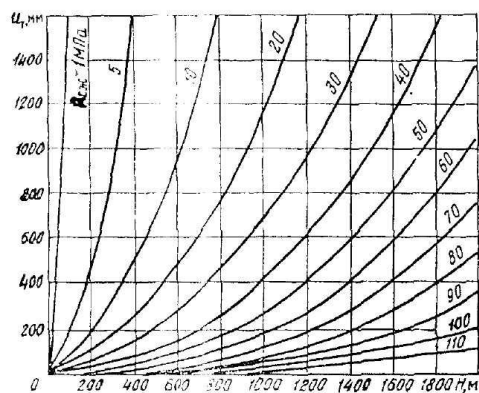
3.2-кесте

Қазба жүргізу бағыты	k_α және k_θ коэффициенттері жыныстардың жатыс бұрышында											
	20° дейін		20°-30°		30°-40°		40°-50°		50°-60°		60°-70° жоғары	
	k_α	k_θ	k_α	k_θ	k_α	k_θ	k_α	k_θ	k_α	k_θ	k_α	k_θ
Созылым бойынша	1,0	0,35	0,95	0,55	0,80	0,80	0,65	1,2	0,60	1,70	0,60	2,25
Созылымға көлденең	0,70	0,55	0,60	0,80	0,45	0,95	0,25	0,95	0,20	0,80	0,15	0,55
Созылымға бұрышпен	0,85	0,45	0,80	0,65	0,65	0,90	0,45	1,05	0,35	1,10	0,35	0,95



3.1-сурет. K_t – коэффициентінің қазба қызмет уақытына t байланыстылығы

U_T – жыныстардың типтік ығысу мөлшері, мм, 3.2-суретте келтірілген график бойынша жыныстардың сығылуға есепті кедергісіне R_c және қазбалардың есепті орналасу тереңдігіне H байланысты анықталады.



3.2-сурет. Жыныстардың типтік ығысуының U_T оның мықтылығымен R_c және қазбаның тереңдігімен H байланыстылығы

Ең үлкен ығысуды анықтағаннан кейін жыныс массивінің орнықтылығы және орнықтылық категориясы анықталады (3.1-кестені кара), бекітпелердің алдын-ала керекті түрлері таңдалады.

Тазалау жұмыстары және басқа қазбалар әсер етпеген кезде шөгінді және атқылама жыныстарда жүргізілген қазбаларда мына бекітпелерді қолдану ұсынылады:

- орнықтылығы I категориялы жыныстарда – анкерлі немесе қалыңдығы 30 мм бүрікпебетон бекітпелері. Тұтас, жарықшақтары аз жыныстардағы қазбаларды бекітпесіз қалдыруға болады;

- орнықтылығы II категориялы жыныстарда – тұтасбетон бекітпесі, комбинациялық – қалыңдығы 50 мм-ден кем емес бүрікпебетон анкерлермен және металл тормен, кәсекті бекітпені темірбетон тіреуіштері металл маңдайшаларымен, құрастырмалы тюбингтерді, кері күмбезсіз металл отырмалы бекітпені, металл арқалық бекітпені бүрікпебетон жабындысымен бірге және бекітпе сыртын тампонаждау арқылы;

- орнықтылығы III және IV категориялы жыныстарда – құрастырмалы тюбинг және кәсек, ал тиісті негіздеген кезде металлбетон, металл отырмалы және анкер-металл бекітпелері.

Орнықтылығы III және IV категориялы шөгінді жыныстарда және IV категориялы атқылама жыныстарда – бекітпелер әлбетте кері күмбезді болуы тиіс.

Орнықтылығы IV категориялы жыныстарда орналасқан жазық және көлбеу қазбаларда, сонымен бірге тазалау жұмыстары мен басқа қазбалардың әсері болса, конструктивтік отырмалылығы бар бекітпелерді қолданған жөн.

Кәсекті бекітпелерде қатты құрастырылмалы темірбетон және иілмелі (металл тордан, шынылы металлдардан) кәсекаралық тартпа қоршаулар қолданылуы тиіс.

Жазық қазбалардың түйіспелерінде ең аз өлшемдері бар бетон тіреулері қарастырылуы керек: ұзындығы бойынша – 2000 мм, ал түйіспенің бұрышы тұсынан ені бойынша – 500 мм.

Жазық және көлбеу қазбалардың орнықтылығы I категориялы жыныстар үшін бекітпелерді жобалаған кезде, олардың параметрлерін есептеусіз қабылдауға рұқсат етіледі.

Орнықтылығы I, III және IV категориялы жыныстар үшін қазбалардың бекітпелерін таңдау, конструктивтік параметрлерін есептеу, жыныстардың күтілген ығысуларын және бекітпелерге түсетін жүктемелерді есептеу негізінде, бекітпелерді тұрғызу, қазбаларды жүргізу технологиясын ескере отырып жасалуы тиіс.

3.2. Жазық қазбалардың бекітпелеріне тау қысымынан түсетін есепті жүктемелерді анықтау (СНиП П-94-80)

Кәсекті отырмалылардан басқа бекітпелердің барлық түрлеріне түсетін есепті жүктеме төбесінде, бүйірлерінде және табанында жеке-жеке болғанда, ал жыныстардың құлау бұрышы α 20^0 -тан 50^0 дейін, сонымен қатар созылымына нормалды болғанда мына формула арқылы анықтайды:

$$P = K_n \cdot K_n \cdot m_g \cdot P^n, \text{ кПа}, \quad (3.2)$$

мұндағы P^n – бекітпеге түсетін нормативтік жүктеме, кПа (тс/м²)

K_n – артық жүктеме коэффициенті 3.3-кесте бойынша қабылданады;

K_n – коэффициент, басты ашу қазбалары үшін $K_n=1,1$, басқалары үшін $K_n=1$ деп қабылданады;

m_g – қазбаны жүргізу жағдайы коэффициенті, бұрғылау-аттыру әдісінде $m_g = 1$, ал комбайндық әдісте 3.4-кесте бойынша қабылданады.

3.3-кесте

Ығысу мөлшері, $U, \text{мм}$	K_n коэффициенті	
	Басты ашу қазбалары	Магистральды және басқа қазбалар
50-ге дейін	1,25	1,10
50-200	1,10	1,05
200-500	1,05	1,00
500-ден артық	1,00	1,00

3.4-кесте

H / R_c қатынасы	1,6 дейін	1,6-2,0	2,0-2,5	2,5 жоғары
m_g коэффициенті	0,6	0,8	0,9	1,1

Бекітпеге түсетін нормативтік жүктеме 3.3-суреттегі график бойынша бекітілмеген қазбаның бүкіл қызмет уақытындағы контурының ығысуына U және бекітілген қазба контурының ығысуына U_k байланысты анықталады:

$$U_k = U_t + U_s + U_n, \text{ мм}, \quad (3.3)$$

мұндағы U_t – бекітпе орнатқанға дейінгі ығысу, мм;

$$U_t = U \cdot k_t, \text{ мм},$$

k_t – бекітпе орнатқанға дейінгі уақыттан жыныстардың ығысуына әсер ету коэффициенті 3.4-суреттегі график бойынша анықталады;

U_3 – бітемелеу материалдарының сығылуынан болатын ығысу, материалдардың сығымдалу қасиетіне, бітеу қабатының қалыңдығына және бекітпеге түсетін есепті жүктемеге байланысты.

Ұнтақталған жыныстардан болатын бітемелеу материалдары үшін, U_3 мөлшері бітеу қабатының қалыңдығы 25 % тең деп алуға болады. Бітелмейтін бекітпелерде U_3 қабылдамауға болады (анкерлі, бүрікпебетон).

Бекітпенің конструктивтік отырмалылығы U_n оның техникалық сипаттамасы бойынша қабылданады (3.5-кесте).

3.5-кесте

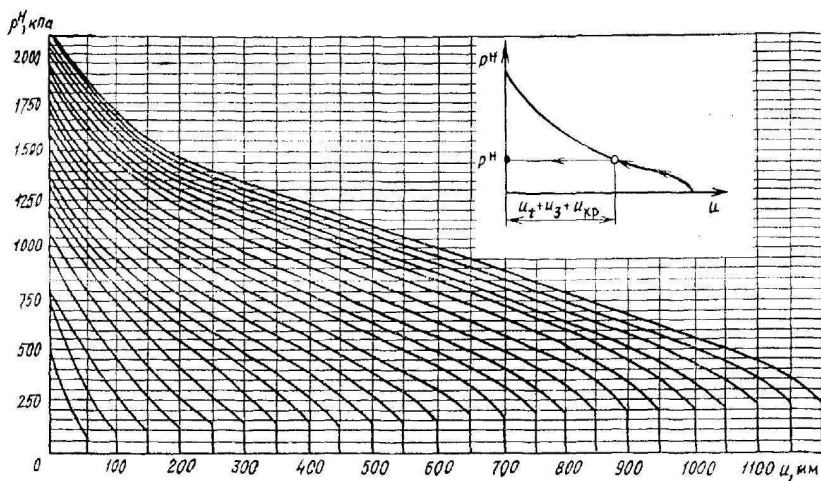
Бекітпенің отырмалық мөлшерлері (мм)

Тұтасбетон		Металл отырмалы		Анкерлі	Бүрікпе бетон	Тюбингі		Кәсекті (бетон, темір-бетон)
Бір жолды қазба	Екі жолды қазба	Ар-калы	Саки-налы			Темір-бетон	Металл	
20	40	300	350	20-40	$0,01 \cdot B$	100	150	300

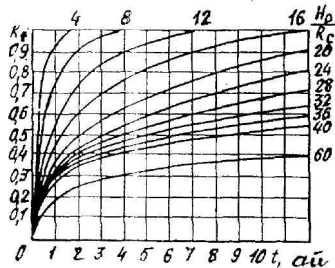
Кәсекті отырмалы бекітпелерге түсетін есепті жүктемелерді мамандандырылған мекемелердің әдістемелері бойынша анықтайды.

СНиП П-94-80 талаптары бойынша жоғарыда қарастырылған әдістемелерді пайдалана отырып әртүрлі бекітпелер үшін ұсынылатын орнықтылық категориялары (ығысу мөлшері бойынша) 3.6-кестеде жинақталып келтірілген [11].

Мысал. Тау қазбаларын қоршаған жыныстардың ығысу мөлшері бойынша орнықтылық категориясын анықтаңыз, бекітпелердің түрлерін таңдаңыз және тау қысымынан болатын есепті жүктемелерді анықтаңыз. Берілген деректер: қазбаның ені $B = 3,3 \text{ м}$; жүргізілетін тереңдігі $H = 1100 \text{ м}$;



3.3-сурет. Нормативтік жүктеменің ығысуға байланыстылығы



3.4-сурет. K_c коэффициентінің қазбаның қызмет ету уақытына байланыстылығы (t бір жылдан кем болғанда)

жыныстардың жатыс бұрышы $\alpha = 25^\circ$; жыныстар шөгінді; тығыздығы $\gamma = 2400 \text{ кг/м}^3$; сығылуға мықтылығы $\sigma_{сж} = 37,5 \text{ МПа}$; құрылымдық әлсіреу коэффициенті $K_c = 0,9$; қазбаның бағыты жыныстардың созылымы бойынша; қазбаның қызмет уақыты $T = 10$ жыл; негізгі бекітпені орнатқанға дейінгі уақыт $t = 20$ күн; қазбаны жүргізу әдісі – бұрғылау-аттыру жұмыстары.

№ к/к	Бекітпе түрі	Қазбаның пішіні	Орнықтылық категориялары (ығысу мөлшерімен)
1	2	3	4
1	Бекітпесіз	күмбезді	I
2	Бүрікпобетон	күмбезді	I
3	Темірбетон анкерлері	күмбезді	I
4	Металл анкерлері	күмбезді	I
5	Комбинациялы анкер және бүрікпобетон	күмбезді	I, II
6	Аркалы арнайы профильден	аркалы	II
7	Аркалы арнайы профильден	кері күмбезді	II, III
8	Дөңгелек арнайы профильден	дөңгелек	II, III
9	Металдан	трапеция тәрізді	II
10	Тұтасбетон	күмбезді	II
11	Тұтасбетон	дөңгелек	II, III
12	Бетон кесектерінен	аркалы	II
13	Бетон кесектерінен	дөңгелек	II, III
14	Кәсекті темірбетоннан	трапеция тәрізді	II
15	Темірбетон тюбингі	аркалы	II, III
16	Темірбетон тюбингі	дөңгелек	III, IV
17	Тұтас темірбетон	күмбезді	II, III
18	Тұтас темірбетон	дөңгелек	III, IV
19	“Монолит” бекітпесі	күмбезді	II, III

Шешімі. 1. Жыныстардың қазба төбесі мен бүйірлеріндегі ығысуын анықтаймыз:

$$U = k_{\alpha} \cdot k_{\theta} \cdot k_s \cdot k_e \cdot k_t \cdot U_T, \text{ мм},$$

ол үшін алдымен жыныс массивінің мықтылық шегін табамыз:

$$R_c = \sigma_{с.ж} \cdot K_c = 37,5 \cdot 0,9 = 33,75 \text{ МПа}$$

3.2-кестеден коэффициенттер K_{α} және K_{θ} табамыз:

казба төбесінде $K_{\alpha} = 0,95$; $K_{\theta} = 1,0$,

казба бүйірлерінде $K_{\alpha} = 0,95$; $K_{\theta} = 0,55$.

Қазба өлшемінiң әсер ету коэффициенті:

$$k_s = 0,2(B - 1) = 0,2 \cdot (3,3 - 1) = 0,46.$$

Жеке қазба үшін $K_e = 1$.

Қазбаның қызмет уақыты $T = 10$ жыл болғандықтан
3.1-суреттегі графиктен K_t коэффициентін табамыз:

$$H / R_c = \frac{1100}{33,75} = 31,5; \quad K_t = 1.$$

Жыныстардың типтік ығысу мөлшерін 3.2-суреттегі график бойынша анықтаймыз:

$$U_T = 750 \text{ мм.}$$

Қазбаның бүкіл қызмет уақыты үшін төбедегі ығысуды анықтаймыз:

$$U^{\kappa} = 0,95 \cdot 1,0 \cdot 0,46 \cdot 1 \cdot 750 = 328 \text{ мм.}$$

Қазбаның бүйірлеріндегі ығысу:

$$U^{\sigma} = 0,95 \cdot 0,55 \cdot 0,46 \cdot 1 \cdot 750 = 180 \text{ мм.}$$

Осы ығысулардың ең үлкен мөлшері $U = 328 \text{ мм}$ бойынша жыныс массивінің орнықтылығын бағалаймыз, ол орнықсыз деп сипатталады. 3.1-кестеден шөгінді жыныстарды III-категориялы орнықтылыққа жатқызамыз.

Табылған орнықтылық категориясы бойынша 3.6-кестеден техникалық жағынан қолдануға болатын бекітпелердің түрлерін қабылдаймыз: аркалы арнайы профильден кері күмбезді, аркалы темірбетон тубингі, тұтас темірбетон күмбезді.

Қазбаның үлкен тереңдікте орналасуына және жоғары тау қысымының болуына байланысты келесі есептеулерге күмбезді тұтас темірбетон бекітпесін қабылдаймыз.

2. Қабылданған бекітпенің төбесіне (тік бағытта) және бүйірлеріне (жазық бағытта) түсетін есепті жүктемелерді анықтаймыз:

$$P = K_n \cdot K_n \cdot m_g \cdot P'' , \quad \kappa \text{Па.}$$

3.3-кестеден кәдімгі қазбалар үшін табылған ығысулардың мөлшеріне қарай $U^{\kappa} = 328 \text{ мм}$, $U^{\sigma} = 180 \text{ мм}$ артық жүктеме коэффициентін қабылдаймыз: $K_n = 1,0$; осы қазба үшін $K_n = 1,0$; $m_g = 1$ (БАЖ болғанда).

Бекітпеге түсетін нормативтік жүктеме P'' қазбаның төбесі және бүйірлері үшін 3.3-суреттегі график бойынша анықтаймыз. Ол үшін алдымен бекітпе жасалған қазбаның ығысуын анықтаймыз:

$$U_k = U_t + U_z + U_n , \quad \text{мм,}$$

$U_t = U \cdot k_t$, мм, R_t – коэффициентін 3.4-суреттегі графиктен табамыз, негізгі бекітпені орнатқанға дейінгі уақыт $t = 20$ күн болғанда $K_t = 0,2$.

Бекітпе орнатқанға дейінгі төбедегі ығысу:

$$U_t^k = 328 \cdot 0,2 = 65,6 \text{ мм.}$$

Бүйірлердегі ығысу:

$$U_t^{\delta} = 180 \cdot 0,2 = 36 \text{ мм.}$$

Бітемелеу материалдары ұнтақталған жыныстардың тұтас темірбетон бекітпесінің сыртында сығылуынан болатын ығысудың бітемелеу қабатының қалыңдығын ($\delta = 100 \text{ мм}$) 25 % тең деп қабылдаймыз, яғни:

$$U_3 = 100 \cdot 0,25 = 25 \text{ мм.}$$

Бекітпенің конструктивтік отырмалылығын U_n 3.5-кестеден табамыз:

$$U_n = 25 \text{ мм.}$$

Бекітпе жасалғаннан кейінгі қазбаның қосынды ығысуын есептейміз:

төбедегі $U_{\kappa}^k = 65,6 + 25 + 20 = 110,6 \text{ мм.}$

бүйірлердегі $U_{\kappa}^{\delta} = 36 + 25 + 20 = 81,0 \text{ мм.}$

Бекітпенің төбесіне түсетін нормативтік жүктеме (3.3-сурет):

$$P_{\kappa}'' = 750 \text{ кПа,}$$

бүйірлерге түсетін нормативтік жүктеме

$$P_{\delta}'' = 450 \text{ кПа.}$$

Қазба бекітпесінің төбесіне және бүйірлеріне түсетін есепті жүктемелер:

$$P_{\kappa} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 750 \text{ кПа.}$$

Осы бөлім бойынша тәжірибелік жұмыстардың тапсырмасы

Қазба айналасындағы жыныстардың орнықтылық категориясын анықтаңыз, бекітпенің түрін таңдаңыз және тау қысымынан болатын есепті жүктемені анықтаныз. Бастапқы деректер 3.7-кестеде келтірілген.

Бастапқы деректер

Берілген деректер		Варианттар										
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Қазба ені, $B, мм$	2,80	3,67	4,47	3,0	3,35	3,50	3,0	2,70	3,95	4,50	3,35
2	Қазба жүргізетін тереңдік, $H, мм$	800	500	400	800	600	100	200	400	700	600	1100
3	Жыныстардың жатыс бұрышы, $\alpha, град$	15	22	25	50	60	15	35	25	28	35	25
4	K_c	0,8	0,6	0,6	0,6	0,5	0,4	0,4	0,6	0,4	0,8	0,9
5	$\sigma_{сжс}$, $МПа$	100	50	60	40	45	30	30	40	45	55	40
6	Қазбаның қызмет уақыты, $T, жыл$	20	25	15	22	30	18	15	23	12	15	10
7	Қазбаны жүргізу бағыты	созылымға көлденең	созылым бойымен	созылымға бұрышпен	созылымға бұрышпен	созылымға көлденең	созылымға көлденең	созылым бойымен	созылым бойымен	созылымға көлденең	созылым бойымен	созылым бойымен
8	Бекітпені орнатқанға дейінгі уақыт, t , күндер	200	25	30	15	20	1	2	2	1	7	20
9	Қазу әдісі	БАЖ	БАЖ	БАЖ	Комбай.	БАЖ	Комбай.	Комбай.	БАЖ	БАЖ	БАЖ	БАЖ

БАЖ – бұрғылау-аттыру жұмыстары.

3.3. Көлік тоннелінің қаптамасына тау қысымынан түсетін есепті жүктемені анықтау (СНиП п-44-78)

Тоннельдің қаптамасына (бекітпесіне) түсетін жүктемені қазбаның орналасу тереңдігіне және мөлшеріне байланысты анықтайды. Сонымен қатар, құрылыстың климаттық, инженерлік-геологиялық, гидрогеологиялық және сейсмикалық жағдайларын, қаптаманың конструкциясын, жұмыс жүргізу әдістерін, көрші қазбалардың орналасуын, көлік жабдықтарының түрлерін ескеру қажет болады [12].

Қатты жарықшақты жыныстар массивінде жарықшақтар 2 және одан көп. Жазықтарда жарықшақтардың орташа арақашықтығы $v_T > 0,04 \cdot B$ және жыныстың бекемдік коэффициенті $f > 4 + 0,005 \cdot H$ болғанда, көлік тоннелінің қаптамасына түсетін тау қысымының мөлшерін күмбездің (төбедегі) және қазба қабырғалары көлеміндегі құлайтын жыныстың салмағы бойынша анықтауға болады.

Опырылыстан болатын нормативтік тау қысымын 3.8-кестеде келтірілген формулалармен есептеп анықтайды.

3.8-кесте

Массивтегі жарықшақтардың орташа арақашықтықтары, $v_T, м$	Нормативтегі тау қысымы, Па	
	Тік бағыттағы, q''	Жазық бағыттағы, p''
$0,04 \cdot B < v_T < 0,08 \cdot B$	$0,6 \cdot \gamma \cdot B \cdot g$	$0,19 \cdot \gamma \cdot h \cdot g$
$0,08 \cdot B < v_T \leq 0,17 \cdot B$	$0,35 \cdot \gamma \cdot B \cdot g$	0
$0,17 \cdot B < v_T$	0	0

мұндағы B – қазбаның ені немесе диаметрі, м;

f – жыныстың бекемдік коэффициенті;

H – қазба жүргізетін тереңдік, м ;

h – қазбаның биіктігі (немесе диаметрі), м;

γ – жыныстың тығыздығы, кг/м³;

$g = 9,81$ м/с².

Бір жүйедегі жарықшақтары бар массив үшін 3.8-кесте бойынша қабылданған нормативтік тау қысымының мөлшерін төмендетуші коэффициентке K көбейту керек, ол тоннель осі мен жарықшақтар жүйесінің созылым бағыты арасындағы бұрышқа α байланысты қабылданады:

$\alpha = 45^\circ$ үшін $K = 0,7$, $45^\circ < \alpha \leq 90^\circ$ үшін $K = 0,4$.

Тік тау қысымын ені $0,25 \cdot B$ алаңшықта біркелкі тарайды деп,

Орныксыз жыныстарда күмбездену мүмкін болмағанда, опырылыс күмбезінің төбесінен жер бетіне дейінгі қашықтық күмбез биіктігінен кем болса, онда тау қысымының мөлшерін тоннель үстіндегі барлық жыныс қабатының салмағы бойынша қабылдау керек.

Бұл жағдайда тік q^n және жазық P^n нормативтік тау қысымдарының мөлшерлерін төмендегі формулалар арқылы анықтайды:

$$q^n = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot H_i \cdot g, \quad P^n = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot H_i \cdot g \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi^k}{2} \right),$$

мұндағы γ_i — жыныстардың кезекті қабаттарының тығыздығы, $\text{кг} / \text{м}^3$;

H_i — қазба үстіндегі тақталанған қабаттардың қалыңдығы, м ;

n — қабаттар саны; $g = 9,81 \text{ м} / \text{с}^2$.

3.9-кесте

№ к/к	Жыныстардың түрлері	Жыныстардың сипаттамасы			K_p
		γ , $\text{тс} / \text{м}^3$	φ^k , град	f	
1	Орташа беріктігі бар қатты жыныстар (су тұтқан жағдайдағы сығылуға уақытша кедергісі $\sigma_{ар} = 250 - 400 \text{ кгс} / \text{см}^2$) - аз жарықшақты	2,8	70	4	1,6
	- күшті жарықшақты	2,4	65	2	1,8
2	Әлсіз қатты жыныстар $\sigma_{ар} = 80 - 250 \text{ кгс} / \text{см}^2$ - аз жарықшақты	2,5	70	2,5	1,7
	- жарықшақты	2,0	60	1,5	1,5
	- күшті жарықшақты	1,8	60	0,8	1,2
	Мергельді жоғары тасты көмірлі саздар:				
3	- саздар	1,8	60	1,0	2,0
	- саздар	1,8	40	0,8	1,5
	- саздар	1,8	30	0,6	1,3

Ескертулер: 1. Сазды жыныстарда тоннель жүргізу тереңдігі 45 м-ден артық болса

K_p мөлшерін нақты жергілікті жағдайларға және қазба тереңдігіне байланысты үлкейту керек.

2. Жыныстардың жарықшақтық дәрежесі жарықшақтардың арақашықтықтарымен және де жыныс кесектерінің көлемімен сипатталады:

- аз жарықшақты — жарықшақтардың өзара қашықтығы 0,5 м-ден

артық, кесектің көлемі $0,1\text{ м}^3$ -ден көп;

- жарықшақты – жарықшақтардың арақашықтығы $0,25\text{--}0,5\text{ м}$, кесектердің көлемі $0,01\text{--}0,1\text{ м}^3$;

- күшті жарықшақты – жарықшақтардың арақашықтықтары $0,25\text{ м}$ -ден аз, кесектердің көлемі $0,01\text{ м}^3$ -ден аз.

Тоннель қаптамаларының мықтылығын және орнықтылығын есептеген кезде керек болатын есепті жүктемені нормативтік жүктеменің мөлшерін артық жүктеме коэффициентіне көбейту арқылы табады (3.10-кесте, СНиП II-44-78).

3.10-кесте

Жүктемелер мен әсерлер	Артық жүктеме коэффициенті, K_n
Жекелеген опырылыстардың салмағынан болатын тау қысымы:	
- тік	1,4
- жазық	1,2
Күмбезденгенде:	
- тік	1,5
- жазық	1,8 (1,2)
Жоғары жатқан жыныс қалыңдығының салмағынан:	
- тік	1,1
- жазық	1,3 (0,9)
Гидростатикалық қысым	1,1 (0,9)
Конструкциялардың өзіндік салмағы:	
- құрастырылма	1,1 (0,9)
- тұтас (монологит)	1,2 (0,8)
Алдын ала кернеуленуі	1,3 (0,7)

Ескерту: Жақша ішінде көрсетілген артық жүктеме коэффициенттерінің мөлшерлерін мынадай жағдайларда қабылдау керек: жүктеменің азаюы тоннель қаптамасының көбірек тиімсіз жүктелуіне әкелсе.

Мысал: Көлік тоннелінің қаптамасына тау қысымынан болатын жүктеменің мөлшерін анықтаңыз. Берілген деректер: $B = 7\text{ м}$ тоннельдің ені; биіктігі $h = 5,5\text{ м}$; жүргізу тереңдігі $H = 30\text{ м}$; массив жарықшақтарының орташа арақашықтығы $e_r = 0,8\text{ м}$; жыныстардың тығыздығы $\gamma = 2,3\text{ т/м}^3$; бекемдік коэффициенті $f = 6$; тоннель осімен жарықшақтар созылымы арасындағы бұрыш $\alpha = 40^\circ$; жарықшақтар жүйесінің саны – 1; ұқсастық ішкі үйкеліс бұрышы $\varphi^k = 80^\circ$.

Шешімі: Көлік тоннелінің қаптамасына түсетін тау қысымын жарықшақты қатты жыныстар массиві үшін анықтаймыз:

$$\text{себебі, } e_T > 0,4 \cdot B = 0,4 \cdot 7 = 0,28 \text{ м, } 0,8 > 0,28 \text{ м.}$$

$$f = 6 > 4 + 0,005 \cdot H = 4 + 0,005 \cdot 30 = 4,15, \quad f = 6 > 4,15.$$

$$e_T < 0,08 \cdot B = 0,08 \cdot 7 = 0,56 \text{ м, } e_T = 0,08 > 0,56$$

$$0,08 \cdot B < B_T \leq 0,17 \cdot B, \quad 0,08 \cdot 7 < 0,8 \leq 0,17 \cdot 7,$$

$$0,56 < 0,8 \leq 0,19.$$

Олай болса, нормативтік тік тау қысымы:

$$q'' = 0,35 \cdot 2,3 \cdot 7 \cdot 10 = 56,35 \text{ кПа.}$$

Нормативтік жазық қысым:

$$P'' = 0.$$

Есепті жүктеме нормативтіні артық жүктеме коэффициентіне K_n көбейту арқылы анықталады.

3.10-кестеден K_n мағынасын қабылдаймыз: $K_n = 1,4$.

Тік есепті жүктеме тең болады:

$$q_p = K_p \cdot q'' = 1,4 \cdot 56,35 = 78,9 \text{ кПа.}$$

Тәжірибелік жұмыстардың тапсырмасы

Көліктік тоннельдің қаптамасына тау қысымынан болатын жүктемені анықтаңыз. Керекті деректерді 3.11-кестеден алыңыз.

3.11-кесте

Бастапқы деректер

Вариант №	$B, \text{м}$	$h, \text{м}$	$H, \text{м}$	$e_T, \text{м}$	$\gamma, \text{т/м}^3$	f	$\varphi^k, \text{град}$	Жарықшақтар жүйесінің саны	$\alpha, \text{град}$
0	7,0	6,0	50	0,4	2,5	8	83	1	30
1	7,5	6,0	80	0,4	2,0	2	63	2	30
2	8,0	7,0	40	-	1,8	1	43	-	-
3	7,0	6,0	100	-	1,8	0,8	39	-	-
4	5,5	5,5	80	0,3	2,4	6	80	2	-
5	6,0	6,0	120	-	1,6	0,8	39	-	-
6	6,0	6,0	140	0,2	2,5	3	72	2	-
7	8,0	5,5	80	-	1,5	0,6	31	-	-
8	12	0,6	100	-	2,0	1,5	56	-	-
9	8,0	6,0	70	-	2,0	1,5	56	-	-
10	7,0	5,5	30	0,8	2,3	6	80	1	40

3.4. Метрополитен тоннельдерінің және станцияларының қаптамасына тау қысымынан болатын есепті жүктемелерді анықтау (СНиП II-40-80)

Қаптамаларға тау қысымынан болатын жүктемелердің мөлшерлерін инженерлік-геологиялық ізденістердің және экспериментальдық зерттеулер нәтижелерінің негізінде анықтау керек.

Тау қысымынан түсетін тік және жазық жүктемелер, сонымен бірге ашық әдіспен жұмыстар жүргізгендегі жыныстар қысымынан болатын тік жүктемелер қазбаның ені және биіктігі бойынша біркелкі тарайды деп қабылдауымыз керек [13].

Біркелкі жыныстарда құрастырмалы қаптамаларының сыртқы диаметрі 5,5 м жабық әдіспен салынған жеке-дара тоннельдерде тау қысымынан болатын нормативтік тік жүктеменің және артық жүктеме коэффициентінің мөлшерлерін 3.12, 3.13-кестелер бойынша қабылдауға болады (СНиП II-40-80, 16, 17-беттер).

Жеке-дара тоннельдердің басқа мөлшерлерінде (9,5 м артық емес) тау қысымынан олардың қаптамаларына түсетін нормативтік тік жүктемені осы 3.12, 3.13-кестелердегі деректер арқылы анықтауға болады. Тек қана жобалап отырған тоннель диаметрінің кестелерде келтірілген диаметріне қатынасына байланысты жүктеменің мөлшерін пропорционалды түрде өзгерту керек.

Ескерту. Егер тоннельдер арасындағы таза қашықтық қатты жыныстарда және берік саздарда қаптаманың сыртқы диаметрінің жартысынан кем болмағанда, мықты топырақтарда қаптаманың сыртқы диаметрінен кем емес уақытта олар жеке деп саналады.

Тоннельдің үстіндегі біркелкі жыныстың қалыңдығы оның қаптамасының сыртқы диаметрінен кем болған жағдайда, соған қоса одан жоғары әлсіз жыныстар жатқанда, тау қысымынан болатын нормативтік тік жүктеменің мөлшерін мына формуламен анықтауға болады:

$$q'' = q_z'' - \frac{Z \cdot (q_z'' - q_o'')}{d},$$

мұндағы q_z'' – ең аз беріктігі бар жыныстың нормативтік тік жүктемесі кН/м^2 (тс/м^2), 3.12 немесе 3.13-кестелер бойынша қабылданады;

мұнда Z – тоннель қаптамасы күмбезінің жоғары жерінен тоннельді қоршаған ең әлсіз жыныстың контактісіне дейінгі қашықтық, м;

q_o'' – тоннельдің үстінде жатқан жыныстың нормативтік тік жүктемесі, кН/м^2 (тс/м^2), 3.12 немесе 3.13-кестелер бойынша қабылданады;

d – қаптаманың сыртқы диаметрі, м.

Сазды жыныстарда тереңдігі 45 м артық жерлердегі жүргізілген тоннельдерге тау қысымынан болатын нормативтік тік жүктемелердің

мөлшерін арнайы коэффициент $K = \frac{H}{45}$ арқылы қабылдау керек,

мұндағы H – тоннель жүргізілетін тереңдік, м (жер бетінен тоннель қаптамасының табанына дейін).

Егер 3.12 немесе 3.13-кестелер бойынша анықталған нормативтік тік жүктеменің мөлшері тоннельдің үстіндегі барлық жыныс қабаттарының салмағынан болатын жүктемеден артық болса, онда соңғысын нормативтік деп қабылдау керек.

3.12-кесте

Қазба қимасындағы және төбесіндегі қатты емес жыныстардың түрлері	Нормативтік тік жүктеме (сыртқы диаметрі 5,5 м тоннель қаптамасы үшін) $\text{кН/м}^2 (\text{тс/м}^2)$	Артық жүктеме коэффициенті	Жыныстардың сипаттамасы		
			Тығыздығы, т/м^3 (көлемдік салмағы тс/м^3)	Ішкі үйкеліс бұрышы, град.	Меншікті ұстасуы, МПа (кгс/см^2)
<i>Сазды жыныстар</i>					
Мергельді жоғары таскөмірлік саздар	130(13)	1,5	2,15	25	0,20(2,0)
Протерезойлық, жоғары таскөмірлік саздар	160(16)	1,5	2,15	23	0,15(1,5)
Төменгі кембрийлік саздар	180(18)	1,5	2,10	21	0,10(1,0)
Спондилдік (палеогендік) саздар	180(18)	1,5	1,95	19	0,15(1,5)
Бұзылған құрылымды спондилдік саздар	240(24)	1,5	1,90	15	0,07(0,7)
Дислоцияланған кембрийлік саздар	260(26)	1,5	2,00	18	0,06(0,6)
Юрскийлік саздар	260(26)	1,5	1,75	18	0,06(0,6)
Апшерондық (неогендік) саздақтар (суглинктер)	230(23)	1,5	2,05	20	0,08(0,8)
Ұсақтас және шым аралас супесті саздақты жыныстар	200(20)	1,4	1,90	22	0,02(0,15)
Қойтас, малта және ұсақ тастар (14% дейін) қосылған теңіздік супестер	180(18)	1,4	2,20	28	0,03(0,3)
Ірі сынықты жыныстар Супесті-құмды толтырмасы бар (30% дейін) қойтасты-малтатасты шөгінділер	170(17)	1,4	2,20	40	0,01(0,1)
<i>Құмдар</i> тығыз, аз ылғалды құмдар	150(15)	1,3	1,75	32	0,01(0,1)

Ескертулер. 1. Тоннельді жерасты суларының ағыны бар саздақ жыныстарда жүргізгенде тау қысымынан болатын нормативтік тік жүктеменің мөлшерін 30 % дейін көбейту керек.

2. Кестеде келтірілген сипаттамалардан басқа жыныстарда жүргізілетін тоннельдердің бөлімдерінде нормативтік жүктеменің және артық жүктеме коэффициентінің мөлшерін арнайы инженерлік зерттеулердің нәтижелерін пайдалана отырып анықтау керек.

Тоннель қаптамаларына тау қысымынан болатын нормативтік жазық жүктеменің мөлшерін P^H мына формуламен анықтайды:

$$P^H = q^H \cdot tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi^k}{2} \right), \text{ кН/м}^2, \quad (3.8)$$

мұндағы q^H – нормативтік тік жүктеме, кН/м²;

φ^H – жыныстардың нормативтік ішкі үйкеліс бұрышы, град.

Тоннель қимасының айналасында қазба төбесіндегіден көбірек әлсіз жыныстар кездескенде, q^H және φ^H мөлшерін сол әлсіздеу жыныстардан қабылдау керек.

3.13-кесте

Қазбаның қимасындағы және төбесіндегі қатты жыныстардың түрлері және олардың жағдайлары	Нормативтік тік жүктеме (сыртқы диаметрі 5,5 м тоннель қаптамасы үшін) кН/м ² (тс/м ²)	Артық жүктеме коэффициенті
Орташа мықты (су сорған жағдайдағы бір осьті сығылуға уақытша кедергісі 40-25 МПа (400-250 кгс/см ²)): - аз жарықшақты	30-40(3-4)	1,7
- күшті жарықшақты	60-70(6-7)	1,6
Орташа және аз мықты (су сорған жағдайдағы бір осьті сығылуға уақытша кедергісі 25-8 МПа (250-80 кгс/см ²)): - аз жарықшақты	40-90(4-9)	1,7
- күшті жарықшақты	70-120(7-12)	1,6
Жартылай қатты, күшті үгітілген, жарықшақтанып бұзылған немесе жұмсарған	140-200(14-20)	1,5

Ескертулер. 1. Судағы жұмсару коэффициенті үгітілу дәрежесі және бір осьтік сығылуға уақытша кедергісі бойынша қатты жыныстардың түрлерін үйлер мен ғимараттардың табандарын жобалаудағы СНиП-тің тарауларына қарай қабылдау керек.

2. Теміржол және автожол тоннельдерін жобалаудағы СНиП тарауларының талаптары негізінде қатты жыныстардың жарықшақтық дәрежелері анықталады.

Қатты және жартылай қатты жыныстарға тау қысымынан түсетін нормативтік тік жүктемелерді анықтайтын зерттеулер болмаған кезде СНиП II-44-78 «Теміржолдар мен автожолдар тоннельдері. Жобалау

нормалары» 5–тараудың талаптарына сәйкес олардың мөлшерін жыныстардың күмбезденуі бойынша қабылдауға болады [12].

Тасымал тоннельдер мен станциялардың конструкцияларына түсетін жыныстардың нормативтік қысымын оларды ашық әдіспен салған кезде былай қабылдауға болады:

- тік жүктемені ғимараттың үстіндегі жыныс қабатының салмағына тең қылып, конструкцияның жоғарғы тұсынан жер бетіне

дейінгі биіктікті есептей келе, $q_o'' = \gamma \cdot g \cdot H$, $\kappa H / \text{м}^2$;

- жазық жүктемені P_o'' , $\kappa H / \text{м}^2$; төмендегі формуламен

$$P_o'' = \gamma \cdot g \cdot H \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi''}{2} \right), \kappa H / \text{м}^2, \quad (3.9)$$

мұндағы H – жоғары жатқан жыныстар қабатының биіктігі, м;

γ – жыныс тығыздығы, т/м^3 ;

g – еркін салмақ күшінің үдеуі $9,81 \text{ м/с}^2$.

Есепті жүктемелер нормативтік жүктемелерді артық жүктеме коэффициентіне көбейту арқылы анықталады (3.12, 3.13-кестелер).

Метрополитен бекітпелері конструкцияларының өз салмағынан болатын сейсмикалық инерциялық жүктеме конструкцияның К нүктесіндегі (мысалы, қабырғаның салмақ орталығында) жазық құраушысы және оның өзіндік толқуы ретінде қарастырылып, мына теңдеу бойынша анықталады:

$$P_{ik} = k_c \cdot m_0 \cdot \beta_i \cdot \eta_{ik} \cdot G_k, \quad (3.10)$$

мұндағы k_c – сейсмикалық коэффициент, жеті, сегіз, тоғыз балдық жер сілкіністері үшін сәйкесімен 0,025; 0,05; 0,1 тең болады;

m_0 – қаптаманың (бекітпенің) материалын есептейтін коэффициент, темірбетон үшін 1,0; бетон үшін 0,8;

β_i – өзіндік тербелістің периодына байланысты динамикалық коэффициент, конструкцияның өзіндік толқынысы периодының 0-ден 2,0 с өзгеруіне байланысты 1,0-ден 0,6-ға дейін қабылданады;

η_{ik} – конструкция деформациясы формасының коэффициенті, конструкцияның өзіндік тербелісіне және жүктеменің (G_k) түсетін жеріне байланысты әр кезекте арнайы есеппен анықталады;

G_k – конструкция элементінің қарастырылып отырған К нүктесіне келтірілген өз салмағынан болатын нормативтік жүктеме.

Сонымен қатар, терең салынған тоннельдердің (күмбездің төбесінен

жер бетіне дейінгі қашықтық Н тоннельдің көлденең өлшемінен В үш есе артық болғанда) қаптамалары сейсмикалық толқындардың сығу-соғу және сырғыту әрекеттеріне есептеледі [25, 26].

Бұл кезде болатын жүктемелер қазбадан біраз қашықтықтағы жыныстар массивіне статикалық әсер ретінде қарастырылады.

Тайыз тереңдікте салынатын тоннельдердің қаптамаларын (Н<3В) есептеуді таужыныстарының сейсмикалық инерциялық қысымдарына жүргізу керек. Жыныстар қысымынан болатын инерциялық жүктеменің қарқындылығын бұл жағдайда былай анықтайды:

$$q_b^c = k_c \cdot q_b^H. \quad (3.11)$$

Инерциялық жүктеменің жазықтық құрамасының қарқындылығын мына формуламен анықтау ұсынылады:

$$P_z^c = 2 \cdot k_c \cdot P_z^H \cdot \operatorname{tg} \varphi, \quad (3.12)$$

мұндағы q_b^H , P_z^H – кезегімен нормативтік тік және жазық жүктемелер, МПа.

Тәжірибелік жұмыстардың тапсырмасы

Метроның тасымал тоннельдері мен станциялары қаптамаларына тау қысымынан болатын есепті жүктемелерді анықтаңыз. Бастапқы деректер 3.14-кестеде келтірілген.

3.14-кесте

Бастапқы деректер

№	Қазбаның аты	Жыныстар қабаттарының $\left(\frac{m_1}{m_2}\right)$ түрлері	$\left(\frac{m_1}{m_2}\right)$, м	В, м	h, м	Н, м
0	Тасымал тоннелі	Тығыз құмдар	$\frac{35}{5}$	5,5	5,5	4,
		Юрскийлік саздар				
1	Тасымал тоннелі	Қойтас-малтатас	$\frac{32}{20}$	5,5	5,5	45
		Кембрийлік саздар				
2	Тоннель	Қойтас-малтатас	70	6,0	6,0	70
3	Станция. Ашық әдіспен	Теңіздік супесь	20	12	6,0	20
4	Станция. Жабық әдіспен	Теңіздік супесь	34	17	9,0	4,
		Юрскийлік саздар	16			
5	Тасымал тоннелі	Құмтас 20 МПа	$\frac{40}{5}$	5,5	5,5	45
		Құмтас 30 МПа				
6	Тоннель	Протерозойлық саздар	50	7,5	7,5	50
7	Тоннель	Тығыз құмдар	55	7,0	7,0	55
8	Станция. Ашық әдіспен	Тығыз құмдар	20	12,0	8,0	20
9	Тоннель	Мергельдік саздар	$\frac{16}{20}$	5,5	5,5	30
		Юрскийлік саздар				

3.5. Тік тау қазбалары жыныстарының орнықтылығын және бекітпелеріне түсетін жүктемелерді есептеу. Бекітпелерінің түрін таңдау және есептеу

Инженерлік-геологиялық, гидрогеологиялық жағдайларға, сонымен қатар, қазбаны жүргізу әдістеріне, жұмысты ұйымдастыру схемаларына байланысты тік оқпан бекітпесінің түрін саралай отырып оқпан аузына, ұзынабойына, жазық және басқа қазбалармен тоғысқан жерлеріне лайықтап таңдау керек.

Оқпан аузының бекітпесін әлбетте тұтасбетон немесе темірбетоннан, металл немесе темірбетон түбингтерден жобалайды. Оқпан аузы бекітпесін тік және жазық қысымдарының әсерлеріне байланысты есептейді (СНиП II-94-80, 3.21 және 3.22 бөлімдері) [10].

Оқпанның ұзынабойы аралығының, сонымен қатар басқа жазық немесе көлбеу қазбалармен тоғысқан жерлері бекітпелерінің түрін, оның параметрлерін, қоршаған жыныстардың орнықтылық категориясын (С) анықтай отырып таңдайды (3.5-кестені қара).

3.15-кесте

Бекітілмеген тік қазбалардың орнықтылық категориялары

Орнықтылық категориялары	Жыныстардың орнықтылық жағдайын бағалау	Тік қазбалардағы жыныстардың орнықтылық критериясы (С)
I	Орнықты	3-ке дейін
II	Орташа орнықты	3-тен 6-ға дейін
III	Орныксыз	6-дан 10-ға дейін
IV	Өте орныксыз	10-нан артық

Ескерту: $R_{сж} \leq 2 \text{ МПа}$ болғанда, жыныстар IV категорияға жатады.

Тік қазбалардағы жыныстардың орнықтылық критериясының С мөлшерін төмендегі формула бойынша анықтайды:

$$C = \frac{k_{сб} \cdot k_u \cdot k_t \cdot H_p}{26,3 + k_\alpha \cdot R_{сж} (5,25 + 0,0056 \cdot k_\alpha \cdot R_{сж})}, \quad (3.13)$$

мұндағы $k_{сб}$ – оқпанға басқа қазбалар әсерінің коэффициенті, оқпанның ұзынабойында $k_{сб} = 1$, тоғысу жерлерінде $k_{сб} = 1,5$;

k_u – оқпанға тазарту жұмыстары әсерінің коэффициенті, бұлардың әсері болмағанда $k_u = 1$, тазарту жұмыстарының әсері

болған кезде k_u арнайы зерттеу мекемелерінің ұсынысымен алынады;

H_p – қазбаның жобалық тереңдігі, м;

k_t – жобалайтын қазбаның жұмыс уақытының әсер ету коэффициенті, шахта оқпандары үшін $k_t = 1$, басқа қазбаларда $k_t = 0,9$;

k_α – жыныстардың жатыс бұрышының әсер ету коэффициенті, жазық жатқан жыныстарда $k_\alpha = 1$, басқа жағдайларда k_α төмендегі теңдікпен табылады:

$$k_\alpha = \frac{1}{1 + 0,5 \cdot \sin \alpha};$$

$R_{сж}$ – жыныс массивінің мықтылығы, МПа.

Оқпан ұзынабойы қатты арқаумен жасақталғанда, жыныстар орнықтылығының I, II және III категорияларында тазарту жұмыстарының, сүтөмендетудің теріс әсерлері болмаған кезде тұтасбетон бекітпесін қолдану ұсынылады. Оқпан жыныстарының орнықтылығы IV-категория және жерасты ағын суының қысымы болған кезде, оны бекіту тубингті, темірбетонды және көпқабатты бекітпелерді қолданған жөн болады.

Жыныстардың I категория орнықтылығында бетон бекітпенің қалыңдығын есептемей-ақ 3.16-кестенің деректерінен алуға болады, жыныстардың II және III категория орнықтылығында бетон бекітпенің қалыңдығын СНиП II-94-80 талаптарына сәйкес есептеу керек, бірақ жоғарыда айтылған кестедегі мөлшерден кем болмауы тиіс.

Егер тұтасбетон бекітпенің есепті қалыңдығы 500 мм артық болса, онда бетонның жоғарылау маркасын немесе бекітпенің басқа түрін пайдаланған дұрыс болады.

3.16-кесте

Оқпанның тереңдігі, м	Бетон бекітпенің қалыңдығы жыныстардың жатыс бұрышына байланысты, мм	
	35°-дейін	35°-үлкен
500-дейін	200	250
500-үлкен	250	300

Иілмелі арқаулары бар оқпандарда, сонымен қатар көтерме қондырғылармен жасақталмаған желдетуші оқпандар мен шурфтарда,

су ағыны $8 \text{ м}^3/\text{сағ}$ артық емес өрлеме қазбаларда, кенқұдықтарда тазарту жұмыстарының әсері болмаған кезде орнықтылығы I және II категориялы жыныстарда бүрікпобетон бекітпесін немесе анкерлерден, металл тордан және бүрікпобетоннан тұратын комбинациялы бекітпені қолдануға болады; су ағыны $8 \text{ м}^3/\text{сағ}$ артық болған кезде орнықтылығы I, II және III категориялы жыныстарда тұтасбетон бекітпесін ғана қолдану керек. Бұл кезде орнықтылығы I категориялы жыныстарда бүрікпобетон бекітпесінің қалыңдығын оқпанның ұзына бойғы аралығында есептеусіз 3.17-кесте бойынша қабылдауға болады.

3.17-кесте

Оқпан ұзынабойының тереңдігі, м	Бетон бекітпенің қалыңдығы жыныстардың жатыс бұрышына байланысты, мм	
	35°-дейін	35°-үлкен
500-дейін	80	120
500-үлкен	100	150

Оқпанның тоғысқан жерлеріндегі орнықтылығы I категориялы жыныстарда, сонымен қатар оқпанның ұзынабойы аралығында орнықтылығы II категориялы жыныстарда бүрікпобетон бекітпесінің қалыңдығын есептеу жолымен анықтау керек (СНиП-тің 3.34 п. талаптары бойынша). Бұл кезде бүрікпобетон бекітпесінің қалыңдығы 500 м тереңдікке дейін 150 мм ден кем болмауы тиіс, ал 500 м артық тереңдіктерде 200 мм кем емес.

Комбинациялы бекітпелерде анкердің ұзындығын $l = 2m$ тең деп қабылдау керек; анкерлердің арақашықтықтары : $a_k = 0,7l_a$.

Оқпандардың және шурфтардың ұзынабойындағы бекітпелерді жыныстар массиві P_n және жерасты суларының қалдықтары P_c жазық (радиалды) қысымдарының әсерлері бойынша есептеу керек.

Жалпы қысымды оның ең үлкен мөлшері болған кездегі уақыт моменті бойынша анықтау керек.

Жыныстардың есепті жазық (радиальды) қысымын P_n кПа ($\text{тс}/\text{м}^2$), тік қазбалардың ұзынабойы бөліміне тазарту жұмыстарының әсерінен болатын жазық деформациялар болмаған кезде, төмендегі формуламен анықтауға болады:

$$P_n = n \cdot m_y \cdot n_n \cdot P'' \cdot [1 + 0,1(r_0 - 3)], \quad \text{кПа}, \quad (3.14)$$

мұндағы r_0 – қазбаның таза сәулелі қимасының радиусі, м;

n – артық жүктеме коэффициенті, $n = 1,3$ тең;

m_y – жұмыс жағдайы коэффициенті 3.18-кесте бойынша қабылданады.

3.18-кесте

Бекітпенің түрі	Жұмыс жағдайы коэффициенті, m_y
Бүрікпобетон	0,50
Құрастырмалы	0,75
Тұтасбетон (темірбетон)	0,80

n_n – жүктеменің біркелкі емес эпюрасы болғандағы есепті (ең үлкен) қысымға келтіру коэффициенті 3.19-кестеден қабылданады.

3.19-кесте

Жыныстардың жатыс бұрышы, α град.	n_n коэффициенті	
	Кезекті және параллельді жүргізу схемаларында	Бірлескен жүргізу схемаларында
10-дейін	2,00	1,75
10-нан 35-дейін	2,50	2,00
35-тен үлкен	2,75	2,25

P_n – бекітпеге түсетін нормативтік қысым, кПа (тс/м²) орнықтылығы I, II және III категориялы жыныстар үшін мынадай формулалар бойынша анықталады:

$$C \leq 6 \text{ үшін } P_n = 10 \cdot [(2 \cdot C - 1) + \Delta], \quad (3.15)$$

$$10 \geq C > 6 \text{ үшін } P_n = 10 \cdot [(3 \cdot C - 7) + \Delta], \quad (3.16)$$

мұндағы C – тік қазбалардың орнықтылық критеріі 3.11-формула бойынша анықталады;

Δ – қазба жұмыстарының технологиясын есептейтін параметр келесі жағдайлар бойынша қабылданады: кезекті және параллельді технологиялық схемаларда нөлге тең, жылжымалы қалыптаманы пайдаланған бірлескен схемада $C \leq 6$ үшін $\Delta = 2$, $10 \geq C > 6$ үшін $\Delta = 3$.

Ескертулер. 1. Орнықтылығы IV категориялы жыныстар үшін бекітпеге түсетін нормативтік қысым P^n арнайы мекемелердің әдістемелері бойынша анықталады.

2. 3.13, 3.14 – формулалардағы көбейткіш 10 СИ жүйесі болғанда қолданылады.

Тік қазбаның басқа қазбалармен тоғысқан жерлерінен 20 м жоғары және 20 м төмен бекітпелеріне жыныстардан түсетін есепті жазық қысымды P_n 3.12 - формуламен анықтауға болады, тек ондағы n_n және P'' мөлшерлерінің орнына төмендегі формулалармен анықталған n_{nc} және P_c'' мағыналарын қоюмыз керек:

$$n_{nc} = n_n + (20 - Z) \cdot x, \quad (3.17)$$

$$P_c'' = P'' \cdot (1,5 - 0,025Z), \quad (3.18)$$

мұндағы Z – оқпан қимасының қарастырып отырған 20 м жерден тоғысу торабына дейінгі қашықтық, м;

x – оқпанның ұзынабойынан тоғысу ауданына көшетін коэффициент 3.20-кесте бойынша анықталады.

Тік қазбаның тұтасбетон және бүрікпелбетон бекітпесінің қалыңдығын δ_k мынадай формуламен есептеуге болады:

$$\delta_k = m_y \cdot r_0 \cdot \left(\sqrt{\frac{m_1 \cdot m_3 \cdot m_7 \cdot R_\sigma}{m_1 \cdot m_3 \cdot m_7 \cdot R_\sigma - 2 \cdot k_p \cdot P}} - 1 \right) - \delta_{nb}, \text{ мм} \quad (3.19)$$

мұндағы r_0 – тік қазбаның таза сәулелі қимасының радиусі, мм;

m_y – бекітпенің жұмыс жағдайы коэффициенті, 1.25-тең деп қабылданады;

m_1 – бетонның жұмыс жағдайы коэффициенті, жүктеме әсерінің ұзақтығын көрсетеді, тұтасбетон үшін $m_1 = 1$;

m_3 – температураның өзгеруін есептейтін коэффициент (еріп және қайта мұздануын), 0,7-ден 0,95-дейін өзгереді;

m_7 – бетондау жағдайын ескеретін коэффициент (1,5 м артық бетондау қабаты болғанда $m_7 = 0,85$);

R_σ – бетонның сығылуға есепті кедергісі, МПа, ауыр бетонның маркалары үшін СНиП II-21-75 бойынша 3.21-кестеде келтірілген;

k_p – бекітпе конструкцияларындағы кернеулердің шоғырлану коэффициенті, оқпанның ұзынабойында $k_p = 1$, басқа қазбалармен тоғысқан жерлерінде $k_p = (2 - 0,05Z)$, мұнда Z – тоғысу торабынан қарастырылып отырған оқпан қимасына дейінгі қашықтық, м;

P – жазық қысым, кПа (тс/м²), жыныстардың P_n және жерасты суларының P_r қосындысы қысымдары арқылы анықталады;

$\delta_{нб}$ – жыныс бетон қабықшасының қалыңдығы, оқпанды қоршаған бұзылған жыныстарға бетонның кіруінен пайда болады, бүрікпелі бетон үшін 50 мм тең деп қабылданады, ал басқа бекітпелердің түрлері үшін нөлге тең.

3.20-кесте

Жыныстардың жатыс бұрышы, α град	X коэффициенті	
	Кезекті және параллельді жүргізу схемаларында	Бірлескен жүргізу схемаларында
10-дейін	0,050	0,037
10 үлкен	0,025	0,025

3.21-кесте

Ауыр бетон маркаларының есепті кедергілері
(СНиП II-21-75)

Кедергі түрлері	Бетонның жобалық маркасы кезіндегі есепті кедергі, МПа							
	150	200	250	300	350	400	450	500
Осытік сығылу	7	9	11	13,5	15,5	17,5	19,5	21,5
Осытік созылу	0,63	0,75	0,88	1,0	1,1	1,2	1,28	1,35

Мысал. Оқпанның ұзынабойындағы тұтасбетон бекітпеге түсетін есепті жүктемені анықтаңыз, бекітпенің қалыңдығын есептеңіз.

Оқпан сусыз горизонттар және тазарту жұмыстарының әсері жоқ жерлермен жүргізіледі; оқпанның таза сәулелі радиусі $r_0 = 3,0$ м, тереңдігі $H = 1000$ м бірлескен технологиялық схемамен жүргізіледі және жатыс бұрыштары 10° қалың жыныс қабаттарын кесіп өтеді. Жыныстардың орташа сипаттамалары: $f = 9$, құрылымдық әлсіреу коэффициенті $k_c = 0,40$; қосымша шарттар: оқпандағы температураның өзгеру шегі $\pm 25^\circ (m_3 = 0,7)$; бетондауға секциялық қалыптама қолданылады, бетондау биіктігі 3,0 м ($m_7 = 0,85$); М200 бетон маркасы қолданылады, оның сығылуға есепті кедергісі $R_6 = 9$ МПа (3.21-кестені қара); жерасты суларының қысымы $P_r = 30$ кПа = 0,03 МПа.

Шешімі. 1. Жыныстар массивінің бір осьтік сығылуға мықтылық шегін анықтаймыз:

$$R_{сж} = \sigma_{сж} \cdot k_c = 10 \cdot f \cdot k_c = 10 \cdot 9 \cdot 0,4 = 36,0 \text{ МПа.}$$

2. Қазбадағы жыныстардың орнықтылық критериясын анықтаймыз:

$$C = \frac{k_{сб} \cdot k_u \cdot k_t \cdot H_p}{26,3 + k_\alpha \cdot R_{сж} (5,25 + 0,0056 \cdot k_\alpha \cdot R_{сж})},$$

Қосымша шарттар бойынша: $k_{сб} = 1$; $k_u = 1$; $k_t = 1$.

$$k_\alpha = \frac{1}{1 + 0,5 \cdot \sin 10^\circ} = \frac{1}{1 + 0,5 \cdot 0,17} = 0,92,$$

$$C = \frac{1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1000}{26,3 + 0,92 \cdot 36 \cdot (5,25 + 0,0056 \cdot 0,92 \cdot 36)} = 4,85.$$

3.15-кесте бойынша жыныстар орташа орнықты.

3. Тұтасбетон бекітпесіне түсетін нормативтік жазық қысымды анықтаймыз, $\Delta = 2$ деп қабылдаймыз:

$$P'' = 10 \cdot [(2 \cdot C - 1) + \Delta] = 10 \cdot [(2 \cdot 4,85 - 1) + 2] = 107 \text{ кПа}.$$

4. Жыныстардың есепті жазық қысымын 3.12-формуламен анықтаймыз:

$$P_n = n \cdot m_y \cdot n_n \cdot P'' \cdot [1 + 0,1(r_0 - 3)] = 1,3 \cdot 0,8 \cdot 1,75 \cdot 107 [1 + 0,1 \cdot (3 - 3)] = 194,74 \text{ кПа} = 0,195 \text{ МПа.}$$

5. Тұтасбетон бекітпесінің қалыңдығын есептейміз $\delta_{нб} = 0$:

$$P = P_n + P_r = 0,195 + 0,030 = 0,225 \text{ МПа,}$$

$$\delta_k = m_y \cdot r_0 \cdot \left(\sqrt{\frac{m_1 \cdot m_3 \cdot m_7 \cdot R_{\delta}}{m_1 \cdot m_3 \cdot m_7 \cdot R_{\delta} - 2 \cdot k_p \cdot P}} - 1 \right) - \delta_{нб} =$$

$$1,25 \cdot 3000 \cdot \left(\sqrt{\frac{1 \cdot 0,7 \cdot 0,85 \cdot 9}{1 \cdot 0,7 \cdot 0,85 \cdot 9 - 2 \cdot 0,225}} - 1 \right) - 0 = 150 \text{ мм.}$$

СНиП II-94-80 ұсыныстары бойынша (3.16-кестені кара) 500 м тереңдіктен төмен болған тұтасбетон бекітпенің қалыңдығы 250 мм болуы керек.

Біржолата бекітпенің қалыңдығын $\delta_k = 250 \text{ мм}$ деп қабылдаймыз.

Тәжірибелік жұмыстардың тапсырмасы

Тік қазбаның бекітпесіне түсетін жазық қысымды және бекітпенің (тұтасбетон) қалыңдығын анықтаңыз.

3.22-кесте

Бастапқы деректер

№	H , м	r_0 , м	f	k_c	α , град	P_r , МПа	Оқпанның бөлімі	Z , м	Қазба әдісі	$R_{сб}$
0	500	3,0	3	0,6	25	0,050	Ұзынабойы	-	Кезекті	9,0
1	800	3,5	6	0,8	40	0,020	Тоғысқан жері	10	Бірлескен	11,0
2	600	2,75	4	0,7	15	0,040	Ұзынабойы	-	Кезекті	11,0
3	700	3,0	5	0,5	10	0,030	Тоғысқан жері	5	Параллельді	9,0
4	900	3,25	7	0,7	30	0,010	Ұзынабойы	-	Бірлескен	13,5
5	500	2,75	3	0,5	45	0,025	Тоғысқан жері	10	Кезекті	11,0
6	800	4,0	8	0,8	50	0,020	Тоғысқан жері	8	Кезекті	13,5
7	1000	3,5	9	0,7	15	0,010	Ұзынабойы	-	Бірлескен	15,5
8	900	3,0	7	0,6	20	0,030	Ұзынабойы	-	Бірлескен	17,5
9	700	3,25	6	0,6	12	0,040	Ұзынабойы	-	Бірлескен	13,5
10	900	3,0	10	0,8	36	0,020	Тоғысқан жері	5	Бірлескен	13,5
11	600	3,25	4	0,5	15	0,040	Тоғысқан жері	10	Параллельді	11,0
12	750	3,0	12	0,8	8	0,035	Ұзынабойы	-	Бірлескен	11,0

Ескертулер: $m_3 = 0,75$; $m_7 = 0,75$; $\delta_{пб} = 0$.

Тарау бойынша бақылау сұрақтары

1. Жазық қазбалар айналасындағы жыныстардың орнықтылығын ығысу мөлшері бойынша анықтау, олардың категориялары?
2. Шөгінді және атқылама жыныстарда жүргізілген жазық қазбалардың ығысу (u) мөлшерін қалай анықтайды?
3. Жазық қазбалардың бекітпелеріне тау қысымынан түсетін нормативтік (P'') жүктеме қалай анықталады?
4. СНиП II-94-80 бойынша жазық қазбалардың бекітпелеріне тау қысымынан түсетін есепті жүктемелерді (P) анықтау жолдары?
5. СНиП II-94-80 талаптары бойынша ығысу мөлшерімен анықталған орнықтылық категорияларымен бекітпенің түрін қалай анықтайды?
6. Жыныстардың бекемдік коэффициентіне (f) байланысты көлік тоннелінің қаптамасына түсетін есепті жүктемені анықтау жолдары?

7. Опырылым күмбезінің төбесінен жер бетіне дейінгі қашықтық күмбез биіктігінен кем болған кездегі көлік тоннельдеріне түсетін тау қысымын анықтау жолдары?

8. Біркелкі жыныстарда диаметрі 5,5 м метро тоннельдерін салғанда болатын нормативтік тік жүктеменің (q'') және артық жүктеме коэффициентінің K_n мөлшері қалай анықталады?

9. Метро тоннелінің үстіндегі біркелкі жыныстың қалыңдығы оның сыртқы диаметрінен кем болғанда нормативтік тік жүктеме қалай анықталады?

10. Метро тоннелінің қаптамаларына тау қысымынан болатын нормативтік жазық жүктеменің (P'') мөлшерін анықтау жолы?

11. Метроның тасымал тоннельдерін және станцияларын ашық әдіспен салған кезде тік және жазық жүктемелер қалай анықталады?

12. Метрополитен бекітпелері конструкцияларының өз салмағынан болатын сейсмикалық инерциялық жүктемені анықтаудың теңдеуін талдаңыз?

13. Тайыз тереңдікте салынатын ($H < 3B$) тоннельдердің қаптамаларына жыныстар қысымынан болатын сейсмикалық жүктеменің қарқындылығын анықтау жолдары?

14. Оқпан бекітпелерінің түрін және параметрлерін қалай таңдайды, анықтайды?

15. Тік қазбалардағы жыныстардың орнықтылық критериясын (C) анықтау жолдары?

16. Жыныстардың I категория орнықтылығы кезінде бетон бекітпенің қалыңдығын қалай қабылдауға болады?

17. Желдетуші оқпандар мен шұрфтарда, орнықты жыныстарда (I категория) бүрікпебетон бекітпесінің қалыңдығын қалай қабылдайды?

18. Оқпандардың ұзынабойындағы бекітпеге түсетін нормативтік (P'') және P_n жазық қысымдарды анықтау жолдарын көрсетіңіз?

19. Тік қазбалардың басқа қазбалармен тоғысқан жерлеріндегі нормативтік жүктеме P_c'' және келтіру коэффициенті n_{nc} қалай анықталады?

20. Тік қазбаның тұтасбетон және бүрікпебетон бекітпелерінің қалыңдығын δ_k анықтау жолдары?

4. БЕКІТПЕЛЕРДІҢ ЖӘНЕ ҚАПТАМАЛАРДЫҢ КОНСТРУКЦИЯЛАРЫН ЕСЕПТЕУ

4.1. Негізгі есептік қағидалар

Жерасты ғимараттарының инженерлік конструкцияларын – бекітпелерді және қаптамаларды есептеу үшін ең алдымен оларға тау қысымынан түсетін жүктемелер жиынтығын анықтауымыз керек.

Жүктемелер жиынтығын анықтаған кезде жалпылай қабылданған жүктемелердің нормативтік жүктемесін және оларды анықтаудағы нормативтік ұсыныстарды қолдануға болады (2-тарауды қара). Тау қысымынан болатын жүктемелерді анықтағанда нормативтік ұсыныстардан басқа осы кітаптың 3-тарауында келтірілген ғылыми-әдістемелік зерттеулердің нәтижелерін пайдаланған орынды болады. Нормативтік ұсыныстар жерасты ғимараттарын жобалаудың әржақты жағдайларын қамти бермейді.

Сондықтан да, тау қысымынан болатын жүктемелер туралы нормативтік және ғылыми ұсыныстардың рационалды түрде қиюласуы жерасты ғимараттарының инженерлік конструкцияларын есептеудің ерекше өзгешеліктерінің бірі болып саналады.

Жерасты ғимараттарының конструкцияларын есептегенде таралған жүктемелер жинақталған күштер, иілтуші моменттердің түсетін координаттары, бағыттары және мөлшерлері түрінде көрсетіліп қабылданады. Бұның бәрі жүктелудің схемасы деп аталады.

Активті жүктемелер жүктелудің схемаларында жиі-жиі тік, жазық болып бөлінеді және келбеті тік сызықты эпюралар түрінде таратылады (мысалы, көліктік тоннельдердің қаптамаларын есептеудің ұсыныстары) немесе нормалдық, жанамалық болып бөлінеді. Келбеті қисықсызықты эпюралар түрінде таралады (мысалы, тік оқпандардың бекітпесін есептеу ұсыныстары).

Активтік жүктемелердің түскен орнына, бағытына және мөлшеріне, сонымен қатар деформалану жағдайларына байланысты **реактивтік жүктемелер** конструкцияның барлық параметрлерінде немесе оның бір бөлімінде пайда болады. Конструкцияның сыртқы беттеріне нормалдық немесе жанамалық бағытта болады, келбеттері тіксызықты немесе қисықсызықты эпюралар түрінде таралады.

Конструкцияның периметрі бойынша жүктелу схемаларында активтік және реактивтік жүктемелердің әртүрлі тіркесімдері болуы мүмкін. Олардың бөлектеніп немесе бірлесіп түсуі.

Осыған байланысты жүктелу схемаларын төмендегідей жүктемелеу орынды.

Жүктелудің бірінші схемасы – еркін деформалану жағдайларында, барлық периметр немесе оның бір бөлігінде активтік жүктелу болған кезде, периметрдің басқа бөлігінде (конструкцияның тіреуіш бөлігінде) тек реактивтік жүктеме пайда болады, олар конструкцияның статикалық тепе-теңдік шарттары немесе конструкцияның тіреуіш бөліктерінің және жыныс табанының бірге деформалану шарттары бойынша анықталады.

Жүктелудің екінші схемасы – активтік және реактивтік жүктелудің барлық периметрі бойынша қысылып деформаланған жағдайларында реактивтік жүктемелер конструкция мен жыныс массивінің тек бірігіп деформаланған жағдайларында анықталуы мүмкін.

Жүктелудің үшінші схемасы – комбинациялық схема периметрдің бір бөлігінде еркін деформалану жағдайларында активтік жүктелу түрінде болады, ал периметрдің басқа бөлігінде қысылып деформалану жағдайларында активтік және реактивтік жүктемелер болады, олай болса реактивтік жүктемелер конструкция мен жыныс массивінің бірге деформаланған жағдайларында анықталуы мүмкін.

Бірінші схема қоршайтын және кәсекті бекітпелер, жайпак күмбездер, суасты тоннельдерінің қаптамалары және әлсіз жыныстарға арналған қаптамалар үшін сипатты, олар реактивтік қарсылық (кедергі) көрсетпейді.

Екінші схема әдетте шахта оқпандары бекітпесін, қысымды гидротехникалық тоннельдердің қаптамаларын, сонымен бірге престелген бетон мен жынысқа сығымдалған қаптамаларды эксплуатациялау кезінде байқалады.

Үшінші схема жазық қазбалардың бекітпелерін және жерасты ғимараттарының қаптамаларын эксплуатациялау кездерінде ең көп тараған. Бұл жағдайлар күмбезде активтік жүктеме туғызатын қатты жыныстарда қазбаларды жүргізгенде болады.

Бекітпелер мен қаптамалардың конструкциялары өте алуан түрлі болып келеді, сондықтан әр конструкцияны монтаждаған және эксплуатациялаған кездерде бірнеше жүктелеу схемалары болуы мүмкін. Осыған байланысты, жүктелеу схемаларының сипаттарын есептей келе жерасты ғимараттары конструкцияларын есептеудің негізгі схемаларын тандап анықтаған жөн болады.

Осылай құрастырылған жіктеме 4.1-кестеде келтірілген, ол негізгі алты есептік схемаларды камтиды [21].

Бекітілмеген жерасты ғимараттары және нығайтылған жыныстар конструкциялары, яғни тау қазбаларын қоршаған жыныстар массиві таужыныстарының немесе жерасты суларының көлемдік салмақ

күштерінен бірінші жүктеу схемасы бойынша активтік жүктемелерді қабылдайды.

Оларды есептеу бірінші негізгі есептік схема бойынша атқарылады және қазбаның ішкі контурындағы шектік кернеулерді, деформацияларды немесе опырылыс көлемдерін қазбаны дұрыс эксплуатациялау шарттары бойынша мүмкін болатын мөлшерлерімен салыстырумен тұжырымдалады.

Армировкаланған немесе армировкаланбаған таркретбетон және бүрікпелбетон жабындылары түріндегі қоршайтын конструкциялар жіңішке қабырғалы қабықша ретінде қарастырылады, активтік жүктемені жергілікті опырылымы мен жыныс контурының белгіленген деформациясы түрінде қабылдайды, екінші негізгі есептік схема бойынша есептеледі.

4.1.- кесте

Негізгі конструктивтік схемалар	Жүктелу схемалары	Негізгі есептік схемалар
Бекітілмеген жерасты қазбалары және нығайтылған жыныс конструкциялары	I	1
Қоршайтын конструкциялар	I	2
Анкерлік конструкциялар	I	3
Кәсекті тіреуішсіз конструкциялар	I	4
Кәсекті тіреуішті конструкциялар	III	
Панельдік тіреуішсіз конструкциялар	I	
Панельдік тіреуішті конструкциялар	III	
Секциялық конструкциялар	I	
Құрастырмалы тюбингі және кәсекті конструкциялар жіктеріндегі созылым байланыстарымен	I	
Құрастырмалы-монолиттік көпқабатты конструкциялар	I	
Монолиттік конструкциялар, жайпақ күмбез немесе кәсекті жүйе түрінде	I	5
Монолиттік конструкциялар, қатты қабырғалары бар жайпақ күмбез түрінде, кері күмбезсіз немесе кері күмбезімен	III	
Құрастырмалы тюбингі және кәсекті конструкциялар, элементтер түйісуінің әртүрлі жағдайларымен	III	
Монолиттік конструкциялар көтерімді күмбездерімен, иілмелі қабырғаларымен, кері күмбезсіз немесе кері күмбезімен	III	6
Элементтерінің түйісуі әртүрлі болып келетін құрастырмалы тюбингі және кәсекті	II	
Монолиттік конструкциялар	II	
Құрастырмалы-монолиттік көпқабатты конструкциялар	II	

Бұзылған немесе қабаттанып бөлінген жыныстардан активтік

жүктеме қабылдайтын анкерлік конструкциялардың есептеуі үшінші негізгі есептік схемаға бөлінеді. Керекті ұзындығын, орнатылу тығыздығын, анкерлердің көтеру қабілеттілігін, сонымен қатар алдын ала кернелген анкерлік конструкциялардың бастапқы тартылуының керекті мөлшерін анықтау болып табылады.

Төртінші негізгі есептік схема өзіне кіретін конструктивтік схемаларының және жүктелу схемаларының саны бойынша ең ауқымдысы. Бұған бірінші жүктелу схемасымен жұмыс істесетін бекітпелердің құрастырмалы және панельдік тіреуішсіз конструкциялары, қазба жұмыстарын ашық әдіспен жүргізген кездегі қаптамалардың құрастырмалы-панельдік тіреуішсіз және секциялық конструкциялары, жіктерінде созылым байланыстары бар құрастырмалы тюбингтік және кесектік конструкциялары, жайпақ күмбезді немесе кәсекті жүйе түріндегі моноклиттік конструкциялар жатады.

Бесінші негізгі есептік схемаға элементтері әртүрлі жағдайларда түйісетін тюбингтік және кесектік конструкциялар кіреді, үшінші жүктелеу схемасы бойынша жұмыс істейтін кері күмбезсіз немесе кері күмбезді иілмелі қабырғалары бар көтеріңкі күмбезді моноклиттік конструкциялар жатады, бұл кезде конструкцияның жоғарғы бөлігіне түсетін активтік жүктеме алдын ала беріліп, ал реактивтік жүктеме конструкциямен қоршаған жыныс массивінің бірлескен деформациялану шарттары бойынша табылады.

Алтыншы негізгі есептік схемаға элементтері әртүрлі түйіскен жағдайдағы тюбингтік және кесектік конструкцияларды, екінші жүктелеу схемасы бойынша жұмыс істейтін, яғни конструкцияның бүкіл периметрі бойынша активтік және реактивтік жүктелуі жағдайларындағы, моноклиттік, құрастырмалы-моноклиттік көпқабаттық конструкцияларды есептеуді жатқызуға болады. Бұл кезде активтік және реактивтік жүктемелердің қосындысын әлбетте конструкцияның сыртқы немесе ішкі беттеріне таужыныстарының, судың гидростатикалық қысымдарының әсерінен болатын конструкция мен қоршаған жыныс массивінің бірлескен деформацияларын талдау арқылы табуға болады.

Бекітпелердің беріктік мөлшерлері жыныс массивінің мықтылық еселеуішіне байланысты есепті жүктемелер арқылы анықталады.

Алдыңғы қатарлы бекітпелердің түріне мыналар жатады: бүрікпобетон, анкерлер және олардың комбинациясы. Кеніштерде дайындық қазбаларын бекіту үшін ағаш немесе металл кәсекті бекітпелер, ал күрделі қазбаларда – тұтасбетон, құрама кесек бетондар немесе темірбетондар қолданылады.

СНиП II-94-80 талаптары бойынша, шахталар құрылысы және

қазбаларды эксплуатациялау кездерінде болатын жайсыз жүктемелердің жиынтығын ескере отырып, қазба бекітпелерін есептеу керек. Ұсынылып отырған әдістерде тазалау жұмыстарының әсерінен және температураның өзгеруінен болатын уақытқа байланысты ұзақтық жүктемелер ескерілмейді. Сонымен бірге динамикалық жүктемелер мен сейсмикалық әсерлер де ескерілмейді.

Бекітпелердің конструкциялары олардың көтеру қабілеттілігі бойынша есептеледі, ал орнықтылыққа тек құрастырылмалы кәсекті бекітпелер тексеріледі.

Бекітпе конструкцияларының материалдарының есептік және нормативтік қасиеттері СНиП II-94-80, СНиП II-21-75, СНиП II-B.4-71 талаптарын және олардың жерасты жағдайларында қызмет істейтіндіктерін ескере отырып қабылданады.

Бекітпені көтеру қабілеттілігі және орнықтылығы бойынша есептеу олардың негізгі және ерекше жүктемелерінің жиынтығын, конструкцияларының жұмыс жағдайын, артық жүктеме коэффициенттерін ескере отырып жүргізіледі.

4.2. Анкерлі және комбинациялық бекітпелерді есептеу

4.2.1. Анкерлі бекітпені есептеу

Қазіргі уақытта анкерлі бекітпе озық және тиімді бекітпенің бір түрі болып саналады, олар кен өндіру өнеркәсібі саласының көптеген кеніштерінде кеңінен пайдаланылуда.

Анкерлі бекітпе өзекті-анкер түрінде болады (металл, ағаш, темірбетон, металл-резина, полимербетон және басқа да материалдардан).

Соңғы кездерде, тау-кен өнеркәсібі кеніштерінде, ғылыми-зерттеу институттарында анкерлі бекітпелердің жоғары көтеру қабілеттілігі, отырымдылығы, экономикалық тиімділігі бар конструкцияларын зерттеу және игеру жұмыстары көптеп жүргізілуде.

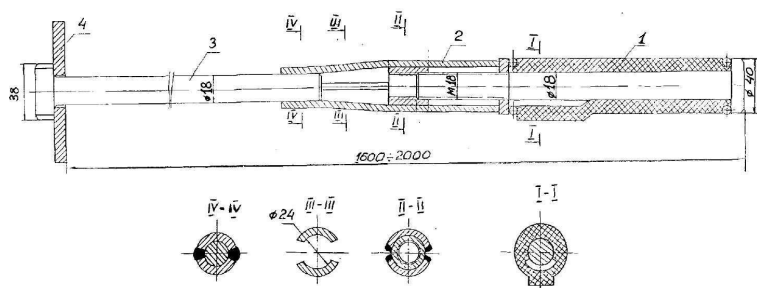
Жоғарыда келтірілген талаптарға Жезқазған кеніштерінде ойлап табылып, өндірістік сынақтан өтіп игерілген металл-резиналы анкер жатады [14].

Металл-резиналы анкер диаметрі - 40 мм және қалыңдығы 10 мм дөңгелек басы бар металл-резиналы құлыптан тұрады (4.1-сурет) (1), анкердің ыстықтай құлыптан шыққан төртбұрышты басы (27x38 мм) бар өзегі (3) пісірілген муфта (2) арқылы құлыппен (1) қосылады, өзекке тірейтін тақта (шайба) (4) кигізіледі, ол бекітілетін төбеге анкердің керіп тартылуын қамтамасыз етеді, опырылып құлаудан сақтайды.

Өзекті айналдырғанда ол құлыптың нақысты болтына бұрандалады, резинка втулканы осьтік бағытта қысады, бұл кезде втулка радиалды бағытта ісінеді және шпурдың түбінде бекітіледі, өзек отырмалылыққа ие болады.

Қазбаларды металл-резиналы анкерлермен бекітудің темірбетон анкерлерімен салыстырғандағы артықшылықтары:

- анкер орнатылған уақыттан бастап-ақ толық статикалық жүктемені (орташа 9-12 т) қабылдайды, сондықтан аттыру жұмыстарынан болатын сейсмикалық әсер, анкердің көтеру қабілеттілігін төмендетпейді;
- амортизациялық-отырмалық қасиеттері барлық орнатылған анкерлерге жүктеменің біркелкі бөлінуіне әсер етеді;
- сулы төбелерде анкер өзінің көтеру қабілеттілігін төмендетпейді;
- анкерлердің кері тартуы төбедегі жарықшақтардың әрі қарай өсуіне кедергі жасайды;
- анкерлерді орнату бұрғылау жұмыстарына пайдаланатын қондырғылар арқылы толығынан механикаландырылады;
- бекіту жұмыстарының өнімділігі екі еседен көп артады;
- бекітуге керекті материалдарды забойға жеткізу көлемі 4 есе азаяды.



4.1-сурет.. Металл-резиналы анкердің конструкциясы

1 – металл-резиналы құлып; 2 – пісірілген муфта; 3 – анкердің өзегі; 4 – тірейтін тақта

Бұл бекітпені жеке дара бекітпе ретінде немесе бекітпенің басқа түрлерімен біріктіре пайдалануға болады.

Анкерлі бекітпені әртүрлі тау-геологиялық жағдайларда пайдалануға болады. Оларды қабаттасқан және ұстамсыз, берік жарықшақты жыныстарда беріктік коэффициенті көмірлерде $f > 1$ және таужыныстарында $f > 3$ болғанда да пайдалануға болады.

Анкерлі бекітпелердің көтеру қабілеттілігін анықтау мынадай кезекпен жүргізіледі.

Анкер өзегінің есепті көтеру қабілеттілігі оның үзілуге мықтылық шарты бойынша:

$$P_c = F \cdot R_c \cdot m, H, \quad (4.1)$$

мұндағы F – өзектің көлденең қимасының ауданы, m^2 ;

R_c – өзек материалының созылуға есепті кедергісі (СНиП-21-75 бойынша): $R_c = 210 MPa$ - ыстықтай созылған класы А-1 дөңгелек таза бетті болаттар үшін; $R_c = 270 MPa$ класы А-II -периодты профильді болаттар үшін; $R_c = 360 MPa$ класы А-III периодты профильді болаттар үшін есеп формуласында $R_c = 210 \cdot 10^6 Pa$ өлшемінде қабылдау керек.

m – анкер өзегінің жұмыс жағдайы коэффициенті, кәдімгі жұмыс жағдайында $m = 0,9 - 1$ деп қабылдауға болады.

Анкер өзегінің есепті көтеру қабілеттілігі оның бетонда (полимербетон) бекітілу мықтылығы шарты бойынша:

$$P_3 = \pi \cdot d_c \cdot \tau_i \cdot l_3 \cdot k_l \cdot m_1, H, \quad (4.2)$$

мұндағы d_c – арматура өзегінің диаметрі, m ;

τ_i – өзектің бетонмен (полимербетонмен) меншікті ұстасуы, Pa ;

l_3 – өзектің жыныс массивінің орнықты зонасына кіру тереңдігі (бітелу ұзындығы), m ;

k_l – бітелу ұзындығына түзету коэффициенті;

Тәжірибелік деректердің негізінде түзетпе коэффициентінің мөлшерлерін бітелу ұзындығына байланысты төмендегідей қабылдауға болады:

l_3, m	0,1	0,2	0,25	0,3	0,4
k_l цементбетонда	1	0,65	0,62	0,58	0,55
k_l полимербетонда, т.б.	1	0,75	0,72	0,68	0,65

m_1 – бекіту құлыбының жұмыс жағдайы коэффициенті, құрғақ шпурларда $m_1 = 0,8$, ылғалды шпурларда $m_1 = 0,7 - 0,6$.

Эксперименттік жұмыстардың нәтижелері бойынша, өзектің бітелу ұзындығы үлкейген сайын τ_i мөлшері азаяды. Бетонның маркасы М300-400 болғанда $\tau_i = (11 - 12) \cdot 10^6 \text{ Па}$; эпоксидтік шайыр полимербетон үшін $\tau_i = (20 - 24) \cdot 10^6 \text{ Па}$.

Диаметрі 0,016–0,018 м периодты профильді өзектің бекітілу мықтылығы тәжірибе бойынша анықталған, оның мөлшері – цементбетонда бітелу ұзындығы 0,3–0,4 м, полимербетонда 0,2–0,25 м және металл-резина втулкасында 0,20–0,30 м, осындай жағдайларда ол өзектердің үзілу мықтылығына сәйкес болады.

Анкер құлыбының есепті көтеру қабілеттілігін оның шпур қабырғасы бойынша үйкеліп жылжу шарты бойынша анықтайды:

$$P_3^1 = \pi \cdot d_{uc} \cdot \tau_2 \cdot l_3 \cdot k_l \cdot m_1, \quad H, \quad (4.3)$$

мұндағы d_{uc} – шпурдың диаметрі, м;

τ_2 – жыныс пен бетонның, полимербетонның немесе резинаның меншікті ұстасауы, Па;

m_1 – құлыптың жұмыс жағдайы коэффициенті, құрғақ шпурларда $m_1 = 0,9$;

ылғалды шпурларда $m_1 = 0,75$; шпурдан су тамып тұрғанда $m_1 = 0,6$.

Су-цемент қатынасы 0,5 және бетонның маркасы М500 болғанда әктастарда $\tau_2 = 1 \cdot 10^6 \text{ Па}$, гранодиориттерде $\tau_2 = 1,4 \cdot 10^6 \text{ Па}$.

Полимербетонның әктастармен ұстасуы: $\tau_2 = 3 \cdot 10^6 \text{ Па}$, тақтатастарда (сланецтерде) $\tau_2 = (2 - 2,5) \cdot 10^6 \text{ Па}$.

Резина втулкасының құмтастармен, алевролиттермен ұстасуы $\tau_2 = (4,5 - 5,5) \cdot 10^6 \text{ Па}$.

Анкердің есепті көтеру қабілеттілігі P_a ретінде P_c , P_3 немесе P_3^1 мөлшерлерінің ең азы қабылданады.

Анкердің ұзындығын жыныстардың опырылу немесе құлау қалыңдығы және алаңы бойынша анықтайды, олар төбедегі, бүйірлердегі жыныстардың қосалқы беріктігіне және тау қысымының есептеу схемасына байланысты болады.

Болатын опырылу немесе құлау алаңының биіктігін 2.10–2.12-кестелерде (2-тарауды қара) келтірілген формулалармен анықтайды.

Жыныстардың болатын опырылу биіктігін l_e тапқаннан кейін (ϵ^1, ϵ_2 және басқа), анкерлердің ұзындығын l_a мынадай формуламен анықтайды:

$$l_a = l_e + l_{3_1} + l_n, \text{ м} \quad (4.4)$$

мұндағы l_e – жыныстардың болатын опырылу немесе құлау алаңының биіктігі, м;

l_{3_1} – анкердің жыныс массивінің орнықты зонасына кіру тереңдігі, 0,20–0,4 м тең болады;

l_n – анкердің шпурдан шығып тұрған бөлігінің ұзындығы, 0,05–0,12 м тең.

Түсті металлургия кеніштерінің тау қазбаларын бекітудің типтік паспорттары бойынша анкердің ұзындығын эмперикалық формуламен анықтайды, оны комбинациялық бекітпе қолданғанда ұсынуға болады:

$$l_a = \frac{B_1}{\sqrt{f}} + K, \text{ м}, \quad (4.5)$$

мұндағы B_1 – қазбаның бекітпесіз ені (жүргізудегі жоба мөлшері), м;

K – коэффициент, қазбаның ені $B_1 \leq 3,5 \text{ м}$ болғанда $K = 0,4 - 0,5$ қабылданады, $B_1 > 3,5 \text{ м}$ үшін ; $K = 0,15 - 0,2$;

f – жыныстардың М. М. Протодяконов бойынша бекемдік коэффициенті.

Анкердің ұзындығы 1 м-ден кем емес және 2,5 м-ден артық емес болып қабылданады (сирек 3м).

Анкердің қазба төбесіндегі орналасу тығыздығы:

$$S = q_n \cdot n_n / P_a, \quad \frac{\text{дана}}{\text{м}^2}, \quad (4.6)$$

мұндағы q_n – төбеден түсетін нормативтік қысым Pa , тау қысымының есептеу схемасына, қазбаның пішініне және төбедегі жыныстардың қосалқы беріктігіне байланысты (2.5, 2.6-кестедегі формулалар);

n_n – артық жүктеме коэффициенті, 1,2 тең қабылданады;

P_a – анкердің есепті көтеру қабілеттілігі H , (4.1- 4.3) формулаларындағы ең аз мөлшері қабылданады.

Анкерлердің квадрат сеткасымен төбеде орналасқандағы бір-бірінен арақашықтығы:

$$a_1 = \sqrt{\frac{1}{S}}, \text{ м.} \quad (4.7)$$

Қазба бүйірлеріндегі анкерлердің ұзындығын және орналасатын тығыздығын есептеу.

Қазба бүйірлеріндегі жыныстар орныксыз ($n_6 \leq 1$) және бірқалыпты орнықты ($1 < n_6 < 4$) болғанда анкердің керекті ұзындығын төмендегі формуламен анықтау ұсынылады:

$$l_6 = \sqrt{\frac{C}{n_6}} + l_3 + l_n, \text{ м} \quad (4.8)$$

мұндағы C – жыныс призмаларының сырғуына байланысты қазбаның жарты енінің көбеюі, м;

тік бұрышты-күмбез пішінді қазбада (2.11ә-суретке қара)

$$C = h_1 \cdot \operatorname{ctg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right), \text{ м;}$$

h_1 – тік қабырғаның биіктігі, м.

Қосалқы беріктік ($n_6 \leq 1$) болмаса, онда $n_6=1$ деп қабылдау керек.

Қазба бүйіріндегі анкерлердің орналасу тығыздығы:

$$S^1 = q_n \cdot n_n / P_a, \frac{1}{\text{м}^2}, \quad (4.9)$$

мұндағы q_n – табан тұсындағы бүйір қысымның қарқындылығы P_a , ол тау қысымының схемасына, қазбаның пішініне және жыныстың мықтылық еселеуіне байланысты қабылданады (2.10, 2.11 және 2.12-кестелердегі формулаларды қара).

Бүйірдегі анкерлердің арақашықтығы жоғарыда келтірілген формулаға ұқсас табылады:

$$a_2 = \sqrt{\frac{1}{S^1}}, \text{ м,} \quad (4.10)$$

Қазбаның төбесіндегі (n_1) және бүйірлеріндегі (n_2) анкерлердің санын есептеуге мына формулаларды пайдалануға болады:

$$n_1 = q_n \cdot n_n \cdot B_1 \cdot a_1 / P_a, \quad n_2 = q_n \cdot h_1 \cdot a_2 \cdot n_n / P_a, \quad (4.11)$$

мұндағы q_n – төбе тұсындағы нормативтік қысым, P_a ;

q_n – табан тұсындағы нормативтік қысым, P_a (2.11, 2.12-кестелер);

h_1 – қазбаның тік қабырғасының биіктігі, м;

B_1 – қазбаның бекітпесіз ені, м.

Мысал. Төмендегідей алғашқы деректері келтірілген жазық қазбаның анкерлі бекітпесін есептеңіз:

- қазбаның есепті жүргізілу тереңдігі $H = 800$ м;
- жыныстардың орташа тығыздығы $\gamma = 2700$ кг/м³;
- жыныстар массивінің сығылуға және созылуға беріктіктері -

$$R_{сж} = 50 \text{ МПа}, R_p = 4,7 \text{ МПа} (f = 15);$$

- бүйір тойтарыс коэффициенті $\lambda_1 = 0,3$;
- қазбаның пішіні – тік бұрышты-күмбезді;
- қазбаның ені $B_1 = 4$ м;
- қорапты күмбездің биіктігі $h_0 = 1$ м;
- тік қабырғасының биіктігі $h_1 = 3$ м.

Шешімі. 1. Орнықтылық параметрі бойынша мүмкін болатын бекітпелердің түрлерін анықтаймыз:

$$\Pi_y = 10 \cdot \gamma \cdot H / \sigma_{сж} = 10 \cdot 2700 \cdot 800 / 150 \cdot 10^6 = 0,144 > 0,1;$$

$$\sigma_{сж} = 10 f, \text{ МПа} = 10 \cdot 15 = 150 \text{ МПа} = 150 \cdot 10^6 \text{ Па}.$$

2.7-кесте бойынша анкерлі немесе комбинациялы бекітпе ұсынылған, ал 2.8-кестеде комбинациялы бекітпені (егер қазбаны жыныстарының созылымы бойынша жүргізгенде) немесе бүрікпебетон бекітпесін қолдануға болады (жыныстардың созылымына қарама-қарсы қазбаны жүргізгенде).

Есептеу үшін анкерлі бекітпені қабылдаймыз.

2. Қазбаның контурына түсетін кернеулерді анықтаймыз. Кестедегі $f > 12$ болғанда кернеудің жиынтық коэффициенттерін $K_1 = 2$, $K_2 = 0,4$ қабылдаймыз және төмендегі формулалар бойынша кернеулерді есептейміз:

$$\sigma_{\max} = K_1 \cdot \gamma \cdot g = 2 \cdot 2700 \cdot 800 \cdot 10 = 43,2 \cdot 10^6 \text{ Па};$$

$$g = 9,81 \approx 10 \text{ м/с}^2;$$

$$\sigma_{\min} = K_2 \cdot \lambda_1 \cdot \gamma \cdot H \cdot g = 0,4 \cdot 0,3 \cdot 2700 \cdot 10 = 2,6 \cdot 10^6 \text{ Па} = 2,6 \text{ МПа}.$$

3. Қазба контурындағы жыныстардың мықтылық еселеуіш коэффициенттерін есептейміз:

$$n_o = \frac{R_{сж}}{\sigma_{\max}} = \frac{50}{43,2} = 1,15 < 4;$$

$$n_k = \frac{R_{сж}}{\sigma_{\min}} = \frac{4,7}{2,6} = 1,8 < 4.$$

Төбесі мен бүйірлері бірқалыпты орнықты, бірақ мықтылық еселеуіштері қазбаны бекітпесіз қолдануға жеткіліксіз.

Жыныстардың ішкі үйкеліс коэффициенті және бұрышы:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{R_{\text{с.жс}} - R_p}{R_{\text{с.жс}} + R_p} = \frac{50 - 4,7}{50 + 4,7} = 0,83;$$

$$\varphi = 39,6^{\circ}.$$

4. Тау қысымын есептеу схемасын таңдаймыз. Төбесі және бүйірлері жеткіліксіз орнықты қазбалар үшін ($1 < n < 4$) №3 есеп схемасы ұсынылған (2.9-кестені және 2.11а-суретті қара).

Табылған мықтылық еселеуіш коэффициенттерін $n_6 = 1,15$ және $n_6 = 1,8$ ескере отырып, $1 < n_k < 4$ және $n_6 \leq 4$ жағдайлары үшін төмендегі формулалар бойынша есептеулерді жүргіземіз (2.12-кестедегі формулаларды қара).

4.1. Төбедегі жыныстардың қосалқы беріктігін ескере отырып опырылым зонасының биіктігін анықтаймыз:

$$e_k^1 = \frac{a + h_1 \cdot \operatorname{ctg} \left(45^{\circ} + \frac{\varphi}{2} \right)}{n_k \cdot \operatorname{tg} \varphi} - h_0 = \frac{2 + 3 \cdot \operatorname{ctg} \cdot \left(45^{\circ} + \frac{39,6^{\circ}}{2} \right)}{1,8 \cdot 0,83} - 1 = 1,28 \text{ м.}$$

4.2. Төбеден түсетін қысымның қарқындылығы:

$$q_2^1 = e_k^1 \cdot \gamma \cdot g = 1,28 \cdot 2700 \cdot 10 = 34,6 \cdot 10^3 \text{ Па} = 34,6 \text{ кПа}.$$

4.3. Қазбаның табаны тұсындағы бүйір қысымын қарқындылығы ($n_6 = 1,15$ есептеумен):

$$q_n = \frac{(e_k^1 + h_1) \cdot \gamma \cdot \lambda_2 \cdot g}{n_6} = \frac{(2,28 + 3) \cdot 2700 \cdot 0,22 \cdot 10}{1,15} = 27,3 \text{ кПа},$$

мұнда $e_k^1 = e_k^1 + h_0 = 1,28 + 1 = 2,28 \text{ м},$

$$\lambda_2 = \operatorname{tg}^2 \cdot \left(45^{\circ} - \frac{39,6^{\circ}}{2} \right) = 0,22.$$

5. Темірбетон анкерін есептейміз: өзегі дөңгелек тегіс А-1 класты болаттан, диаметрі $d_c = 0,016 \text{ м}$; болаттың созылуға кедергісі $R_c = 210 \text{ МПа}$; бетонның маркасы М 300, оның өзекпен ұстасуы $\tau_1 = 11 \text{ МПа}$; бітелудің есепті ұзындығы $l_3 = 0,4 \text{ м}$; шпурдың диаметрі $d_{ш} = 0,036 \text{ м}$; бетонның жыныспен меншікті ұстасуы $\tau_2 = 1 \text{ МПа}$; шпурлардың ылғалдылығы $m_1 = 0,75$.

Өзектің көтеру қабілеттілігін оның үзілуге, бетонда бекітілу мықтылығы мен шпур қабырғасы бойынша жылжу шарттарымен есептейміз.

$$R_c = \pi \cdot R_c^2 \cdot R_p \cdot m = 3,14 \cdot (0,008)^2 \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 0,9 = 3,8 \cdot 10^4 \text{ Н},$$

$$P_3 = \pi \cdot d_c \cdot \tau_1 \cdot l_3 \cdot K_1 \cdot m_1 = 3,14 \cdot 0,016 \cdot 11 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,55 \cdot 0,75 = 9,1 \cdot 10^4 \text{ Н},$$

$$P_3 = \pi \cdot d_{\text{ш}} \cdot \tau_2 \cdot l_3 \cdot m_1 = 3,14 \cdot 0,036 \cdot 1 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,75 = 3,3 \cdot 10^4 \text{ Н}.$$

Бұдан кейінгі есептеулерді ең аз көтеру қабілеттігі бойынша жүргіземіз:

$$P_a = P_3^1 = 3,3 \cdot 10^4 \text{ Н}.$$

6. Анкердің ұзындығын анықтаймыз:

$$l_a = l_{\epsilon} + l_{3_1} + l_n = 1,28 + 0,3 + 0,05 = 1,63 \text{ м},$$

мұндағы $l_{\epsilon} = \epsilon_{\kappa}^1 = 1,28 \text{ м},$

$$l_a = 1,6 \text{ м деп қабылдаймыз.}$$

7. Төбедегі анкерлердің орналасу тығыздығы:

$$S = \frac{q_2^1 \cdot n_n}{P_a} = \frac{34,6 \cdot 10^3 \cdot 1,2}{3,3 \cdot 10^4} = 1,25 \frac{\text{дана}}{\text{м}^2}.$$

8. Анкерлердің төбедегі арақашықтығы:

$$a_1 = \sqrt{\frac{1}{S}} = \sqrt{\frac{1}{1,25}} 0,9 \text{ м}.$$

Анкерлердің төбедегі орналасуын квадратты сетка бойынша қабылдаймыз – $0,9 \times 0,9 \text{ м}$.

9. Қазба бүйіріндегі анкерлердің ұзындығын анықтаймыз, алдымен қазбаның жарты енінің құлау кезіндегі ұлғаюын есептейміз:

$$C = h_1 \cdot \text{ctg} \cdot \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = 3 \cdot \text{ctg} \cdot 64,8^\circ = 1,41 \text{ м},$$

$$l_{\epsilon} = \frac{C}{n_{\epsilon}} + l_3 + l_n = \frac{1,41}{1,15} + 0,3 + 0,05 = 1,57 \text{ м},$$

бүйірдегі анкердің ұзындығын төбедегідей $l_{\epsilon} = 1,6 \text{ м}$ қабылдаймыз.

10. Қазба бүйіріндегі анкерлердің орналастыру тығыздығын есептейміз:

$$S_{\epsilon}^1 = \frac{q_n \cdot n_n}{P_a} = \frac{27,3 \cdot 10^3 \cdot 1,2}{3,3 \cdot 10^4} = 0,99 \frac{\text{дана}}{\text{м}^2}.$$

11. Анкерлердің қазба бүйіріндегі орналасу арақашықтығы:

$$a_2 = \sqrt{\frac{1}{S_6^1}} = \sqrt{\frac{1}{0,99}} = 1 \text{ м.}$$

Анкерлердің қазба бүйіріндегі орналасуын квадратты сетка бойынша қабылдаймыз – $1,0 \times 1,0 \text{ м}$.

Осы есептеулерге керекті таужыныстарының кейбір физика-механикалық қасиеттері және тау-технологиялық параметрлері:

1. Жыныс үлгілерінің бір осьті сығылуға және созылуға беріктігінің шектері:

$$\sigma_{сжс} = 100f, \text{ кгс/см}^2, \quad \sigma_{сжс} = 10f, \text{ МПа}, \\ \sigma_p = 0,1 \cdot \sigma_{сжс}, \text{ МПа}.$$

2. Жыныс массивінің ұзақтық сығылуға және созылуға беріктігінің шектері:

$$R_{сжс} = \sigma_{сжс} \cdot K_c \cdot \xi, \quad R_p = \sigma_p \cdot K_c \cdot \xi.$$

3. Жыныстардың ішкі үйкеліс коэффициентін жеңіл жолмен есептеу үшін төмендегідей формулаларды ұсынуға болады:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\sigma_{сжс} - \sigma_p}{\sigma_{сжс} + \sigma_p}, \quad (f \geq 9), \\ \operatorname{tg} \varphi = \frac{f-1}{f+1}, \quad (f \geq 2).$$

4. Жыныстардың бүйір тойтарыс коэффициенті (бірқалыпты серпімді массив үшін):

$$\lambda_1 = \frac{\mu}{1 - \mu},$$

мұндағы μ – Пуассон коэффициенті.

Сусымалы орта (жыныс) үшін жазық тойтарыс коэффициенті:

$$\lambda_2 = \operatorname{tg}^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

5. Қазба контурындағы массивтегі ең үлкен сығылу (бүйірлерінде) және төбедегі ең аз кернеулердің мөлшері:

$$\text{бүйірлерінде} \quad \sigma_{\max} = K_1 \cdot \gamma \cdot H \cdot g,$$

$$\text{төбеде} \quad \sigma_{\min} = K_2 \cdot \lambda_1 \cdot \gamma \cdot H \cdot g.$$

6. Қазба контурындағы жыныстардың мықтылық еселеуіш коэффициенттері:

$$n_6 = \frac{R_{сжс}}{\sigma_{\max}}, \quad n_k = \frac{R_p}{\sigma_{\min}},$$

7. Қысқартпалар: т.б.а. – темірбетон анкері;
п.б.а. – полимербетон анкері;
м.р.а. – металл-резина анкері.

Тәжірибелік жұмыстардың тапсырмасы: берілген деректер бойынша анкерлі бекітпенің параметрлерін есептеңіз; қазбаның пішіні – тік бұрышты-күмбезді, $R_c=340 \cdot 10^6 \text{ Па}$

4.2-кесте

Бастапқы деректер

Вар. №	H, м	f	$\gamma, \text{кг/м}^3$	K_c	ξ	λ_1	$B_1, \text{м}$	$h_1, \text{м}$	$d_c, \text{м}$	$\tau_1, \text{Па}$	$\tau_2, \text{Па}$	$d_{\text{ш}}, \text{м}$
0	600	10	2650	0,28	0,80	0,33	2,90	2,40	0,016 т.б.а.	$11 \cdot 10^6$	$1,1 \cdot 10^6$	0,036
1	700	12	2700	0,35	0,85	0,35	4,9	2,65	0,016 т.б.а.	$12 \cdot 10^6$	$1,2 \cdot 10^6$	0,036
2	800	12	2800	0,40	0,80	0,32	4,6	2,85	0,016 п.б.а.	$20 \cdot 10^6$	$2,3 \cdot 10^6$	0,036
3	900	16	2750	0,35	0,80	0,33	4,2	2,85	0,018 м.р.а.	-	$4,5 \cdot 10^6$	0,042
4	1000	15	2800	0,40	0,80	0,35	3,8	2,30	0,018 м.р.а.	-	$5,0 \cdot 10^6$	0,042
5	500	8	2500	0,30	0,85	0,37	3,1	2,50	0,018 п.б.а.	$22 \cdot 10^6$	$2,5 \cdot 10^6$	0,042
6	800	10	2700	0,45	0,75	0,35	3,6	2,30	0,016 т.б.а.	$11 \cdot 10^6$	$1,2 \cdot 10^6$	0,036
7	700	12	2600	0,30	0,85	0,33	4,8	2,85	0,016 т.б.а.	$12 \cdot 10^6$	$1,25 \cdot 10^6$	0,036
8	600	9	2600	0,40	0,75	0,39	2,85	2,55	0,016 п.б.а.	$20 \cdot 10^6$	$2,4 \cdot 10^6$	0,036
9	900	12	2700	0,40	0,80	0,30	4,1	2,85	0,018 м.р.а.	-	$4,55 \cdot 10^6$	0,042
10	1000	14	3000	0,50	0,80	0,33	4,3	2,85	0,018 м.р.а.	-	$5,0 \cdot 10^6$	0,042

4.2.2. Бүрікпобетон бекітпесін есептеу

Кейінгі уақытта тау қазбаларын ұстап тұру үшін бүрікпобетон бекітпесі кеңінен қолданылуда. Бұл бекітпені қолдану – қазба жүргізу уақытын қысқартады, бағасын төмендетіп оның жұмыс істеу кезеңін ұлғайтады.

Тау-техникалық және тау-геологиялық жағдайларға байланысты бүрікпобетон бекітпесі бөлектейтін, қорғайтын және жүктеме көтеретін мақсаттарына қызмет етеді. Бүрікпобетон бекітпесінің қызмет түрін, тау қысымының нақтылы жағдайларындағы көрінісіне байланысты таңдайды.

Бүрікпобетон ірілігі 25 мм дейін болатын толтырымдардан және қатыруды жылдамдататын қосындылардан тұрады. Оны қазба бетіне

қалыңдығы 3–20 см қабаттап арнайы пневматикалық машиналармен бүркіп жағады. Бүрікпобетон алу үшін цемент пен құмның арқатынасы 1:3-тен 1:5-дейін болады.

Бүрікпобетон бекітпесі қабатының қалыңдығы жыныстардың бекемдік коэффициентіне байланысты қабылданады: $f = 7 \div 9$ болғанда бекітпенің қалыңдығын 4–6 см қабылдайды; $f = 10 \div 12$ – 3-5 см; $f > 12$ – 2-3 см.

Бүрікпобетон бекітпе жабындыларының қалыңдығын СН 238-73 (Гидротехникалық тоннельдерді жобалау нұсқаулары. М., 1974) нормативтік құжаты бойынша анықтайды.

Қазбаның пішіні тік бұрышты-күмбезді болғанда, оның ені 6 м кем болса және төбедегі жыныстардың қосалқы беріктігі болмаса ($n_k \leq 1$ болғанда), онда бүрікпобетонның қалыңдығын мынадай формуламен анықтайды:

$$\delta_k = 0,35 \sqrt{\frac{q_n \cdot n_n}{m_\sigma \cdot [\sigma_p]}}, \quad (4.12)$$

қосалқы беріктігі болған кезде ($n_k > 1$):

$$\delta_k = 0,35 \sqrt{\frac{q_n \cdot n_n}{m_\sigma \cdot [\sigma_p] \cdot n_k}}, \quad (4.13)$$

мұндағы q_n – төбе тұсындағы нормативті қысымның қарқындылығы тау қысымын есептеу әдісіне байланысты анықталады (2.10, 2.11 және 2.12-кестелерді қара);

n_n – артық жүктеме коэффициенті, 1,2 тең;

m_σ – жұмыс жағдайы коэффициенті, 0,85-тең егер бүрікпобетон армировкаланбаса, ал армировкаланған кезде 1-тең;

$[\sigma_p]$ – бүрікпобетонның созылуға есепті кедергісі, олардың жобалық маркалары М300, 400, 500 болғанда және армировкалағанда кезегімен 1,2; 1,4; 1,6 МПа тең, ал армировка жоқ кезде 1,0; 1,2; 1,35 МПа.

Басқа ауыр бетон маркалары үшін есепті кедергілер СНиП II-21-75 бойынша 4.3-кестеде келтірілген.

4.3-кесте

Кедергі түрлері	Бетонның жобалық маркасы бойынша есепті кедергілер							
	150	200	250	300	350	400	450	500
Осытік сығылу	7	9	11	13,5	15,5	17,5	19,5	21,5
Осытік созылу	0.63	0.73	0.88	1.0	1.1	1.2	1.28	1.35

(4.12) және (4.13) формулаларын бүйір тұстан қысым болған кезде бүрікпобетонның қалыңдығын есептеуге қолданады, тек қана q_n

орнына қазба табаны тұсындағы бүйір қысымының қарқындылығы q_n қойылады, ал бүйірлерінде қосалқы беріктік болғанда n_k орнына n_6 мағынасы қойылады.

Бүрікпобетонның қалыңдығын есеп бойынша қабылдағанда, ол 30 мм кем болмауы керек.

Мысал. Тік бұрышты-күмбез пішінді қазбаны бекітетін бүрікпобетонның қалыңдығын анықтаңыз, қазба $f = 12$ жыныстарда, есепті тереңдігі $H=700$ м жүргізілген; жыныс массивінің мықтылық еселеуіштері: $n_k=13$; $n_6=0,6$; нормативті жүктемелері: төбе тұсында $q_n=39 \cdot 10^6$ Па; $q_n=28,36 \cdot 10^3$ Па.

Шешімі. Бекіту үшін М500 бетонын қабылдаймыз, оның $[\sigma_p] = 1,35 \text{ МПа} = 1,35 \cdot 10^6 \text{ Па}$; $n_n=1,2$; $m_6=0,85$;

Төбені бекіту үшін бүрікпобетонның қалыңдығын (4.13) формуласымен есептейміз:

$$\delta_k = 0,35 \cdot \sqrt{\frac{39 \cdot 10^3 \cdot 1,2}{0,85 \cdot 1,35 \cdot 10^6 \cdot 1,3}} = 0,06 \text{ м}.$$

Бүйірлерді жабатын бүрікпобетонның қалыңдығын анықтаймыз ($n_6=0,6 < 1$ болғандықтан есептеу формуласына $n_6=1$ мағынасын қоямыз):

$$\delta_k = 0,35 \cdot \sqrt{\frac{28,36 \cdot 10^3 \cdot 1,2}{0,85 \cdot 1,35 \cdot 10^6 \cdot 1}} = 0,06 \text{ м}.$$

Төбедегі және бүйірлердегі бүрікпобетон жабындысының қалыңдығын 6 см деп қабылдаймыз.

Тәжірибелік жұмыстардың тапсырмасы: бастапқы деректер бойынша тік бұрышты-күмбез пішінді жазық қазбаның бүрікпобетон бекітпесінің қалыңдығын есептеңіз.

4.4-кесте

Вар. №	q_n , Па	q_n , Па	n_k	n_6	n_n	m_6	$[\sigma_p]$ Па
1	2	3	4	5	6	7	8
0	$34,6 \cdot 10^3$	$27,3 \cdot 10^3$	1,8	1,15	1,2	0,85	$1,35 \cdot 10^6$
1	$45,6 \cdot 10^3$	$34,8 \cdot 10^3$	0,80	0,44	1,2	0,85	$1,28 \cdot 10^6$
2	$65 \cdot 10^3$	$30 \cdot 10^3$	1,45	1,5	1,25	1,0	$1,8 \cdot 10^6$
3	$40 \cdot 10^3$	$30 \cdot 10^3$	1,20	0,85	1,2	0,85	$1,7 \cdot 10^6$
4	$36 \cdot 10^3$	$20 \cdot 10^3$	1,4	1,3	1,2	0,85	$1,3 \cdot 10^6$
5	$37 \cdot 10^3$	$25 \cdot 10^3$	0,95	0,56	1,2	1,0	$1,88 \cdot 10^6$
6	$53 \cdot 10^3$	$30 \cdot 10^3$	0,89	0,51	1,2	1,0	$2,0 \cdot 10^6$
7	$104 \cdot 10^3$	$41 \cdot 10^3$	0,54	0,36	1,3	1,0	$2,2 \cdot 10^6$
8	$71,1 \cdot 10^3$	$32,5 \cdot 10^3$	1,18	1,1	1,25	1,0	$2,5 \cdot 10^6$
9	$15 \cdot 10^3$	$10,5 \cdot 10^3$	0,90	0,75	1,20	0,85	$1,25 \cdot 10^6$
10	$80 \cdot 10^3$	$37 \cdot 10^3$	1,40	1,05	1,25	1,0	$1,45 \cdot 10^6$

4.2.3. Комбинациялы бекітпені есептеу

Егер қазба тек анкерлі бекітпемен бекітілсе, онда үдемелі жарықшақтық болған жерлерде анкерлердің арасынан жыныс кесектерінің кейбіреулері опырылып түсуі мүмкін. Егер массивтегі құрылымдық кесектерінің мөлшерлері 3-4 есе анкерлер арақашықтығынан кем болса, опырылыстар болуы мүмкін.

Осындай жағдайларда комбинациялық бекітпені қолдануға тура келеді. Анкерлерді орнатқан соң қазбаны қосымша бүрікпекбетонмен бекітеді, кейбір кездерде бүрікпекбетон жабуын сым торларының үстінен жасайды.

Тәжірибелік деректер бойынша, анкерлер арасындағы опырылыстың биіктігі анкерлер арақашықтығының жартысындай болуы мүмкін. Опырылыстың пішіні пирамида сияқты деп санайды.

Пирамида сияқты опырылымның биіктігі $0,5 \cdot a_1$ және табанының ұзындығы a_1 болғанда, бүрікпекбетон бекітпесіне төбеден түсетін жүктеменің қарқындылығын есептеуге төмендегі формуланы пайдалануға болады:

$$q = 0,17 \cdot a_1 \cdot \gamma \cdot g, \quad (4.14)$$

мұнда a_1 – квадрат торымен төбеде орналасқан анкерлердің арақашықтығы, м.

Егер анкерлер қатарларының арақашықтығы a_2 анкерлердің қатардағы арақашықтығынан көп болса, онда (4.14) формуласындағы a_1 орнына $a_2 > a_1$ мәні қойылады.

Бүрікпекбетон жабындысының қалыңдығын есептеу үшін (4.12) формуласын қолданады.

Жабындының қалыңдығын 30 мм кем емес деп қабылдау керек.

Мысал. Комбинациялық бекітпедегі бүрікпекбетон жабындысының қалыңдығын есептеңіз. Анкерлердің арақашықтығы $a_1 = a_2 = 1$ м; жыныстардың қосалқы беріктігі $n_k = 1,8$; $\gamma = 2700 \text{ кг/м}^3$; $n_6 = 1,15$; артық жүктеме коэффициенті $n_n = 1,2$; бетон маркасы М500, $[\sigma_p] = 1,35 \text{ МПа} = 1,35 \cdot 10^6 \text{ Па}$.

Шешімі. 1. Төбе тұсындағы нормативтік қысымның қарқындылығын анықтаймыз:

$$q_n = 0,17 \cdot a_1 \cdot \gamma \cdot g = 0,17 \cdot 1,0 \cdot 2700 \cdot 10 = 4600 \text{ Па} = 4,6 \text{ кПа}.$$

2. Бүрікпекбетон жабындысының қалыңдығын есептейміз

(4.12 формула):

$$\delta_{\kappa} = 0,35 \sqrt{\frac{q_n \cdot n_n}{m_{\sigma} \cdot [\sigma_p]}} = \sqrt{\frac{4,6 \cdot 10^3 \cdot 1,2}{0,85 \cdot 1,35 \cdot 10^6}} = 0,024 \text{ м},$$

бүрікпесбетон жабындысының қалыңдығын $\sigma_{\kappa} = 30 \text{ мм}$ деп қабылдаймыз.

4.3. Тұтасбетон бекітпесін есептеу

Қызмет мезгілі үлкен және капиталды жазық қазбаларды бекітуге тұтасбетон бекітпесі арналады. Мұндай қазбаларға беріктігі $f = 1 \div 9$ жыныстарда жүргізілген оқпан албарындағы камералар, квершлагтар және штректер жатады.

Беріктігі $f = 3 \div 9$ жыныстарда жүргізілген қазбаларда тік қабырғалы-күмбезді (кері күмбезсіз) тұтасбетон бекітпелері қолданылады, ал беріктігі $f = 1 \div 3$ жыныстарда да осындай бекітпенің түрі, бірақ кері күмбезді қолданылады. Бекітпені маркасы М150-250 бетоннан тұрғызады.

Күрделі тау-геологиялық жағдайларда, қарқындылығы $(35-40) \cdot 10^4$ Па барлық жақтан болатын қысымдарда цилиндрлік немесе кері күмбезді аркалы бетон бекітпелерді қолданады.

Қазба контурындағы жыныстардың жылжу мөлшері өте үлкен болуын болжаған кезде тұтасбетон бекітпесін қолдануға болмайды, себебі өте қатты бетон бекітпесі жыныс контурындағы жылжуларды қабылдамай деформацияланады [15].

Бетон бекітпесін дайындауға шақпақтас (малтатас), құм және цемент материалдарын пайдалануға болады, олар ГОСТ талаптарын қанағаттандыруы тиіс.

Тік бұрышты-күмбез пішінді қазбаның қорапты күмбезінің биіктігі h_0 жыныстардың беріктік коэффициентіне байланысты қабылданады:

$$f \leq 12 \text{ үшін } h_0 = \frac{B}{3}, \quad f \geq 12 \text{ үшін } h_0 = \frac{B}{4},$$

мұндағы В – қазбаның таза ені, м, (4.2-сурет).

Күмбездің құлып тұсындағы қалыңдығын d_0 проф. М. М. Протоdjяконовтың эмперикалық немесе проф. С. С. Давыдовтың (бетон күмбездері үшін) формуласымен жобалап анықтауға болады:

$$d_0 = 2,2 \cdot \frac{B}{[\sigma_{сж}] \cdot \sqrt{f}} \cdot \sqrt[3]{\frac{B}{2 \cdot h_0}}, \text{ см}, \quad (4.15)$$

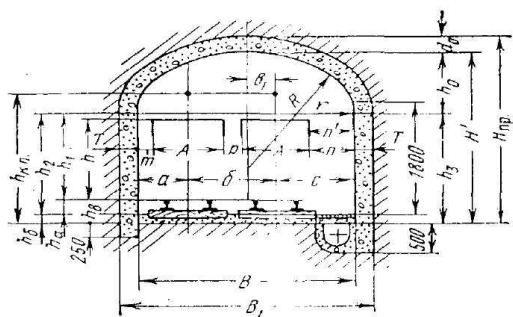
$$d_0 = 0,06 \cdot \sqrt{\frac{B}{h_0}} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{B}{f}}\right), \text{ см}, \quad (4.16)$$

мұндағы d_0 – күмбездің құлыптағы қалыңдығы, см;

$[\sigma_{сж}]$ – бетон күмбезінің сығылуға рұқсат етілген кернеуі,

$[\sigma_{сж}]$ – 40 – 60 кгс / см²;

B – қазбаның таза ені, см.



4.2-сурет. Тұтасбетон бекітпесі

Бетон қабырғасының қалыңдығы:

$$T = (1,2 \div 1,5) \cdot d_0, \text{ см.}$$

«Түсті металлургия кеніштеріндегі қазбаларға арналған бекітпелеудің типтік паспорттар» [5] бойынша тұтасбетон бекітпенің қалыңдығын жыныстардың бекемдік коэффициенттері мен қазбалардың ендерін ескере отырып қабылдау ұсынылған. Қазбаларды жобалау және эксплуатациялау тәжірибесіне сүйене отырып, маркасы M150 бетон бекітпелерінің қалыңдықтарын 4.4-кестеде келтірілген деректер бойынша қабылдауға болады.

Қазбаның таза ені, мм	Жыныстардың бекемдік коэффициенті f байланысты бетон бекітпенің қалыңдығы, мм		
	$f = 3$	$f = 4+6$	$f = 7+9$
1	2	3	4
1800-2400	170/200	170/200	170/200
2401-3400	200/250	170/200	170/200
3401-4400	200/300	200/250	170/250
4401-4600	200/300	200/300	200/250
4601-5000	250/350	200/300	200/250
5001-5200	250/350	250/300	200/300
5201-5400	300/400	250/300	200/300

Ескерту. Алымында – қазбаның күмбезіндегі бекітпенің, ал бөлімінде – қабырғаларындағы қалыңдығы келтірілген.

4.4. Аркалы металл отырма бекітпелерді есептеу

Қазіргі кезде металл бекітпелері көмір және тау-кен өнеркәсіптерінде ұстамсыз әлсіз жыныстарда жүргізілген қазбаларды және әртүрлі тоннельдерді бекітуге кеңінен қолданылуда [16].

Өндіріс тәжірибесінде мынадай кәсекті металл бекітпелер пайдаланылуда: аркалы және сақиналы отырма бекітпелер, аркалы, сақиналы және трапеция тәрізді шарнирлік қатты бекітпелер, т.б. конструкциялар.

Аркалы отырма бекітпелер қазбада бір-бірінен 0,3–1,3м арақашықтықта орнатылатын жеке аркалардан, арка аралық тіреулерден және темірбетон немесе ағаш тартпалардан тұрады.

Үшбуынды отырмалы бекітпенің АП-3 аркасы (4.3а-сурет) маңдайшадан (1) және екі тіреуден (2), ал бес буынды отырмалы бекітпенің АП-5 (4.3б-сурет) аркасы маңдайшадан (1), екі тіреулерден (2) және екі отырмалы аяқтарынан (3) тұрады.

Арканың барлық буындары қапсырмалармен (4), планкалармен (5) және тығырықтармен (6) (4.3-сурет I, IV түйіндер) өзара бір-біріне қосылған. Қазбаның бойымен әрбір арка бір-бірімен үш кәсекаралық тартпалармен (3) (4.3а-суретті кара) қосылады, олар қазбаның төбе және бүйір тұстарында орналасады (III түйін). Кәсекаралық тартпалар (3) бекітпенің аркасына қапсырмалар (4), планкалармен (5) және тығырықтар (6) арқылы бекітіледі.

Бекітпенің тірелу ауданын ұлғайту үшін бүйір тіреулердің ішіне (үшбуынды бекітпе) (II түйін) немесе отырмалық элементтерге (бес буынды бекітпе) (IV түйін) диафрагма (7) пісіріліп бекітіледі. Қазба

табанында әлсіз жыныстар болғанда, кейде арнайы тірелетін башмақтар орнатады (V түйін).

Аркалы отырма бекітпелердің алты типмөлшерлерлі арнайы астау тәрізді профилі бар болат прокаттардан (ст. 5 маркадан) дайындайды: СВП-14, СВП-17, СВП-19, СВП-22, СВП-27, СВП-33.

Бекітпелерді дайындайтын кейбір болаттардың механикалық қасиеттері 4.6-кестеде келтірілген [17].

Сапасы кәдімгідей болаттардың ағын (созылу) шегінің салыстырмалы мәні төмен болғанда, бекітпенің массасы да ұлғаяды.

Кәсекаралық тартпалар әлбетте бұрыштама прокаттардан дайындалады - 60×60×6 мм.

Бекітпенің отырмалылығына арқа буындарының бір-біріне қосылған жерде кірісуі арқылы жетеді. Үшбуынды арқаның отырмалық шамасы жоба бойынша 300 мм, бесбуындық – 700 мм дейін.

4.6-кесте

Болаттың аталуы	Болаттың маркасы	Ағын (созылу) шегі (кем емес) σ_T , МПа	Беріктік шегі (кем емес) σ_{np} , МПа	Салыстырмалы созылуы (кем емес), %	
				δ_1	δ_5
Сутегілік кәдімгі сапалы	Ст. 3	200-250	380-470	21	25
	Ст. 4	230-270	420-520	19	23
	Ст. 5	260-290	500-620	15	190
Төмен легіріленген қазба бекітпелері үшін	20 Г2 АФпс	580	750	18	22,6
	23 ГАХ пс	480	710	17	21,0

Бесбуынды – төбенің ығысуы 300 мм артық болғанда, аркалық үшбуынды бекітпе төбенің ығысуы 300 мм аспайтын қазбаларда қолданылады.

Аркалы үшбуынды бекітпелердің түрлері мен қазбалардың параметрлері 4.7-кестеде келтірілген. Аркалы металл отырмалы бекітпенің параметрлерін есептеу мынадай кезекпен жүргізіледі.

1. 4.4-суретте келтірілген есептеу схемасы бойынша қазбаның төбе және бүйірлері тұсындағы нормативтік қысымның қарқындылығы анықталады:

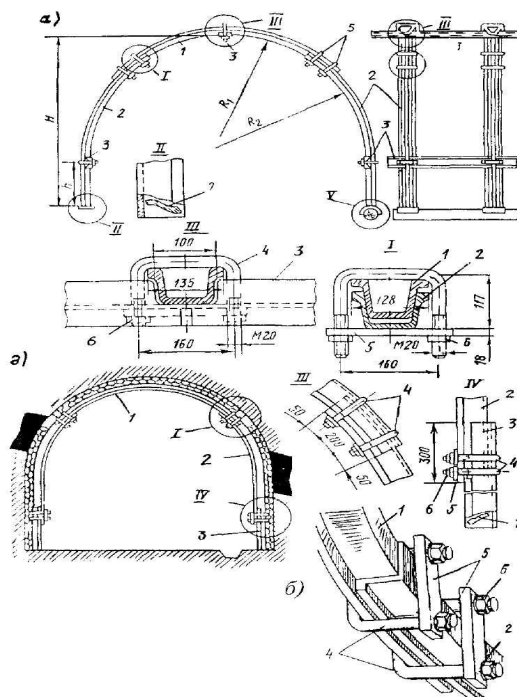
а) төбедегі жыныстардың мықтылық еселеуіштері $n_k \leq 1$ болғандағы опырылым күмбезінің биіктігі:

$$e_1 = \frac{0,5 \cdot l \cdot h_0 \cdot \operatorname{ctg} \theta}{\operatorname{tg} \varphi}, \text{ м}, \quad (4.18)$$

мұндағы l – арқаның табандағы ені, м

h_0 – арканың биіктігі, м

$$\theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}.$$



4.3-сурет. Арнайы профильден жасалған аркалы металл отырма бекітпелер
а – үшбуынды; ә – бесбуынды; б – арка буындарының отырмалы қосындыларының жалпы түрі

ә) төбе тұсындағы қазбаның 1 м еніне түсетін нормативтік жүктеменің қарқындылығы:

$$q = \epsilon_1 \cdot \gamma \cdot L \cdot g \cdot 10^{-3}, \text{ кН/м}, \quad (4.19)$$

мұндағы L – аркалардың арақашықтығы, м

б) арқаға түсетін нормативтік бүйір жүктемесі

$$D = 0,5 \cdot \gamma \cdot L \cdot h_0 \cdot (2 \cdot \epsilon_1 + h_0) \cdot \text{tg}^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot 10^{-2}, \text{ кН}. \quad (4.20)$$

2. Жазық тойтарыс күші H төмендегі формула бойынша есептеледі:

$$H = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot h_0} - \frac{D \cdot r}{h_0}, \text{ кН}, \quad (4.21)$$

мұндағы r – арка доғасының радиусі, м

3. Тіреулердің керітартпа серпілістері табылады:

$$A=B=0,5 \cdot q \cdot l, \text{ кН}. \quad (4.22)$$

4. Қауіпті қиманың координаттары есептеледі:

$$x_0 = \sqrt{r^2 - \frac{(H + D)^2}{q^2}}, \text{ м}, \quad (4.23)$$

$$y_0 = \sqrt{(r^2 - x_0^2)} + h, \text{ м}. \quad (4.24)$$

5. Ең үлкен иілу моменті есептеледі:

$$M_{\max} = A \cdot (0,5 \cdot l - x_0) - 0,5 \cdot q \cdot (0,5 \cdot l - x_0)^2 - H \cdot y_0 - D \cdot (y_0 - h), \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (4.25)$$

мұндағы h – осьтік доғаның ортасынан қазба табанына дейінгі биіктік, м.

6. Кедергі моменті анықталады:

$$W = \frac{M_{\max}}{[\sigma_T]}, \text{ м}^3, \quad (4.26)$$

мұндағы $[\sigma_T]$ – ағынға (иілуге) мүмкін болатын кедергі (4.5-кесте), МПа $\left(10^3 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}\right)$.

7. 4.7-кестеден арнайы профильдің нөмірі, параметрлері таңдалады.

8. Осьтік сығылу күші анықталады:

$$N = A \cdot \frac{x_0}{r} + q \cdot \left(\frac{l}{2} - x_0\right) - H \cdot \frac{(y_0 - h)}{r} - D \cdot \frac{(y_0 - h)}{h}, \text{ кН}. \quad (4.27)$$

9. Қауіпті қимадағы жалпы кернеу есептеледі:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} + \frac{N}{F}, \text{ Н/м}^2 \text{ (Па)}, \quad (4.28)$$

мұндағы F – профильдің көлденең қимасының ауданы, м^2 , (4.7-кестені қара).

10. Егер $\sigma \leq [\sigma_T]$ болса, онда арка берік деп саналады. Бұдан басқаша болса, арқалардың арақашықтығын кеміту немесе прокаттың профилін үлкейту керек.

Мысал. Мына шарттар бойынша металл-аркалы отырмалы бекітпені есептеңіз. Қазбаның көлденең қимасының таза ауданы $S=8,5 \text{ м}^2$

(4.7-кестені кара). Арканың ені $l = 3,5$ м, биіктігі $h_0 = 2,8$ м, осьтік доғаның ортасына дейінгі қазбаның табанынан биіктігі $h = 1,1$ м, осьтік доғаның радиусі $r = 1,7$ м.

Жыныстардың ішкі үйкеліс бұрышы $\varphi = 39^0$; $tg\varphi = 0,80$; төбедегі және бүйірлеріндегі жыныстар орныксыз (қазба жүргізетін тереңдік $H=500$ м, $f = 7$, мықтылық еселеуіш коэффициенттері $n_6=0,3$, $n_6=1,15$ $n_k=0,4$).

Жыныстардың тығыздығы $\gamma = 2600$ кг/м³. Арка кәсектерінің арақашықтығы $L=0,5$ м.

Шешімі. Опырылыс күмбезінің биіктігін анықтаймыз:

$$a) \quad e_1 = \frac{0,5 \cdot 3,5 + 2,8 \cdot ctg \cdot \left(45^0 + \frac{39^0}{2}\right)}{0,80} = 3,85 \text{ м},$$

ә) төбе тұсындағы жүктеменің қарқындылығы:

$$q = 3,85 \cdot 2600 \cdot 0,5 \cdot 10 \cdot 10^{-3} = 50 \text{ кН/м};$$

б) нормативтік бүйір жүктемесі:

$$D = 0,5 \cdot 2600 \cdot 0,5 \cdot 2,8 \cdot (2 \cdot 3,85 + 2,8) \cdot tg^2 \cdot (45^0 - 19,5^0) \cdot 10^{-2} = 42,04 \text{ кН};$$

2. Жазық тойтарыс күшін H есептейміз:

$$H = \frac{50 \cdot (3,5)^2}{8 \cdot 2,8} - \frac{42,04 \cdot 1,7}{2,8} = 1,84 \text{ кН}.$$

3. Тіреулердің керітартпа серпілістерін табамыз:

$$A = B = 0,5 \cdot 50 \cdot 3,5 = 87,5 \text{ кН}.$$

4. Қауіпті қиманың координаттарын есептейміз:

$$x_0 = \sqrt{(1,7)^2 - \frac{(1,84 + 42,04)^2}{(50)^2}} = 1,45,$$

$$y_0 = \sqrt{(1,7)^2 - (1,45)^2} + 1,1 = 2,0 \text{ м}.$$

5. Ең үлкен иілу моментін есептейміз:

$$M_{\max} = 87,5 \cdot (0,5 \cdot 3,5 - 1,45) - 0,5 \cdot 50 \cdot (0,35 \cdot 3,5 - 1,45)^2 - 10 \cdot 20 - 4204 \cdot (2,0 - 1,1) = -1750 \approx [175] \text{ кК} \cdot \text{м}$$

6. Ст. 5 маркалы болат үшін $[\sigma_T] = 270 \text{ МПа} = 270 \cdot 10^3 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$

4.5-кесте қабылдаймыз, онда:

$$W = \frac{17,5}{270 \cdot 10^3} = 0,64 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3 \quad 64,0 \text{ см}^3.$$

7. Табылған кедергі моменті бойынша 4.6-кестеден керекті профильді – салмағы $21,9 \text{ кг/м}$, кедергі моменті $W = 74,8 \text{ см}^3$ және көлденең қимасының ауданы $F = 27,9 \text{ см}^2 = 27,9 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$ қабылдаймыз.

4.7-кесте

Қазбаның және аркалы үшбуынды металл бекітпенің кейбір параметрлері

Қазбаның көлденең қимасының ауданы $S, \text{ м}^2$	СВП профилінің нөмірі	Арнайы профильдің 1 м массасы, кг	Профильдің биіктігі, см	Профильдің көлденең қимасының ауданы $F, \text{ см}^2$	X-X осіне қатысты момент кедергісі $W_x, \text{ см}^3$	Арканың табан бойынша ені $l, \text{ м}$	Арканың биіктігі, $h_0, \text{ м}$	Осьтік доғаның радиусі $r, \text{ м}$	Осьтік доғаның ортасынан қазба табанына дейінгі биіктік $h, \text{ м}$
5,5	14	14,7	8,8	18,7	40,7	2,5	2,5	1,2	1,3
6,5	17	17,1	9,4	21,3	50,3	3,2	2,6	1,5	1,1
7,5	17	17,1	9,4	21,3	50,3	3,2	2,8	1,5	1,3
8,5	19	19,2	10,2	24,4	61,3	3,5	2,8	1,7	1,1
10,5	22	21,9	11,0	27,9	74,8	4,2	3,1	2,0	1,1
12,5	27	27,0	12,3	34,37	100,2	4,7	3,3	2,2	1,1
14,5	27	27,0	12,3	34,37	100,2	5,0	3,3	2,3	1,1
17,2	27	27,0	12,3	34,37	100,2	5,2	3,4	2,4	1,2

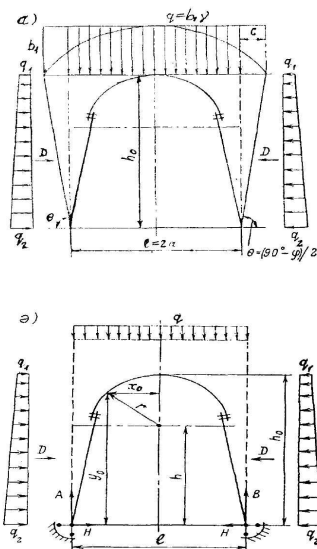
8. Осьтік сығылу күшін анықтаймыз

$$N = 87,5 \cdot \frac{1,45}{1,7} + 50 \cdot \left(\frac{3,5}{2} - 1,45 \right) - 1,84 \cdot \frac{(2-1,1)}{1,7} - 42,04 \cdot \frac{(2-1,1)}{1,7} = 66,4 \text{ кН}.$$

9. Қауіпті қимадағы жалпы кернеуді есептейміз:

$$\sigma = \frac{17,50 \cdot 10^3}{74,8 \cdot 10^{-6}} + \frac{66,4 \cdot 10^3}{27,9 \cdot 10^{-4}} = (234 + 23,8) \cdot 10^6 = 257,8 \cdot 10^6 \text{ Па} = 257,8 \text{ МПа}.$$

10. Егер $\sigma \leq [\sigma_T]$ болса, онда арка берік деп саналады. Есептеу бойынша $257,8 \leq 270 \text{ МПа}$, сондықтан біржола прокат профилін ($21,9 \text{ кг/м}$) және аркалар арақашықтығын $L=0,5 \text{ м}$ деп қабылдаймыз.



4.4-сурет. Аркалы отырмалы бекітпені есептеу схемасы
а - тау қысымын; б - бекітпенің элементерін

Тәжірибелік жұмыстардың тапсырмасы: бастапқы деректер бойынша металл-аркалы отырмалы бекітпенің параметрлерін есептеңіз.

4.8-кесте

Бастапқы деректер

Вар. №	$H, м$	$\gamma, кг/м^3$	f	K_c	ξ	$S_{вч}, м^2$	$l, м$	$h_0, м$	$r, м$	$h, м$	$[\sigma_T], МПа$
0	700	2750	3,0	0,50	0,75	8,5	3,5	2,8	1,7	1,1	280
1	800	2800	4,0	0,40	0,65	12,0	4,7	3,3	2,2	1,1	270
2	600	2600	1,5	0,25	0,80	6,5	3,2	2,6	1,5	1,1	260
3	650	2700	2,0	0,30	0,75	7,5	3,2	2,8	1,5	1,3	270
4	750	2650	4,0	0,50	0,85	8,5	3,5	2,8	1,7	1,1	270
5	900	2750	5,0	0,45	0,80	10,5	4,2	3,1	2,0	1,1	280
6	850	2700	3,0	0,65	0,75	10,5	4,2	3,1	2,0	1,1	280
7	1000	2900	6,0	0,50	0,80	12,0	4,7	3,3	2,2	1,1	290
8	950	2800	5,0	0,60	0,90	7,5	3,2	2,8	1,5	1,3	290
9	700	2650	4,0	0,55	0,65	14,5	5,0	3,5	2,3	1,1	280
10	800	2750	3,0	0,60	0,75	10,5	4,2	3,1	2,0	1,1	270

Ескерту: Аркалар кәсектерінің аракашықтығы: $L = 0,5 м$; $tg\varphi = \frac{R_{сжс} - R_{сжс'}}{R_{сжс} + R_{сжс'}}$;

$R_{сжс} = \sigma_{сжс} \cdot K_c \cdot \xi$; $R_p = \sigma_p \cdot K_c \cdot \xi$; $\sigma_{сжс} = 10 \cdot f, МПа$; $\sigma_p = 0,1 \cdot f, МПа$.

4.5. Ағаш бекітпелердің конструкцияларын және кәсекті ағаш бекітпелерін есептеу

Көмір шахталары мен кеніштерде дайындық қазбаларын бекітпелеуде ағаш бекітпелерінің меншікті үлесі жыл санап азаюда. Олар алдыңғы қатардағы бекітпелердің түрлерімен: анкермен, металмен, бүрікпобетонмен, т.б. алмастырылуда. Түсті металлургия кеніштеріндегі бекітілген қазбалардың жалпы ұзындығының 66 % ағаш бекітпелер үлесіне жатады.

Олай болатын себебі, қазбалар негізінен жартасты берік жыныстарда жүргізетіндігі.

Сондықтан күрделі және ауыр конструкциялы (металдан, бетоннан, темірбетоннан) бекітпелер аз көлемде қолданылады.

Тау қысымы бірқалыпты орныққан ($6-8 \cdot 10^4$ Па дейін) және қызмет уақыты 2–3 жылдан аспаған кезде дайындық қазбаларын бекітуге ағаш бекітпелерді пайдаланған жөн болады.

Бекітпенің қолданылатын негізгі конструкциялары – трапеция тәрізді немесе тік бұрышты бекітпелеу кәсегі, олар толық емес, толық, симметриялы емес болуы мүмкін (4.5-сурет). Осындай бекітпені беріктік коэффициенті $f = 3 \div 9$ жыныстарда қолданады.

Толық емес бекітпе кәсегі екі тіреу мен маңдайшадан тұрады (4.5а,ә-сурет); толық бекітпе кәсегінің оған қоса төсемесі болады, оны қазбаның табанына төсейді. Төсемге тіреулерді тұрғызады (4.5ә-сурет). Трапеция тәрізді бекітпе кәсегінің тіреулерін $80-85^\circ$ бұрышпен тұрғызады.

Кәсектерді қазбаның ұзына бойғы осіне перпендикулярлы тұтас (бір-біріне түйістіре) немесе 0,5–1 м және бір-бірінен одан да көп қашықтықта (адымдап) тұрғызады. Маңдайшасының тіреулерге қосылған жерлерінде кәсекті сыналайды. Адымдап бекіткен кезде кәсектердің арасын тақтайлармен, ағаш кесінділермен тартып біріктіреді. Қазбаның төбесін әлбетте тұтас тартып бекітеді, ал бүйірлерін жыныстардың беріктігі және орнықтылығына байланысты; $f = 1 \div 3$ болғанда бүйірлерін тұтас тартпалармен бекітеді; $f = 4 \div 7$ болғанда бүйірлерін адымдап тартпалайды; $f = 8 \div 9$ болғанда бүйірлерін тартпаламайды. Тартпалардың арасындағы қуыстар толтырылады немесе ұсақ жыныстар салынады.

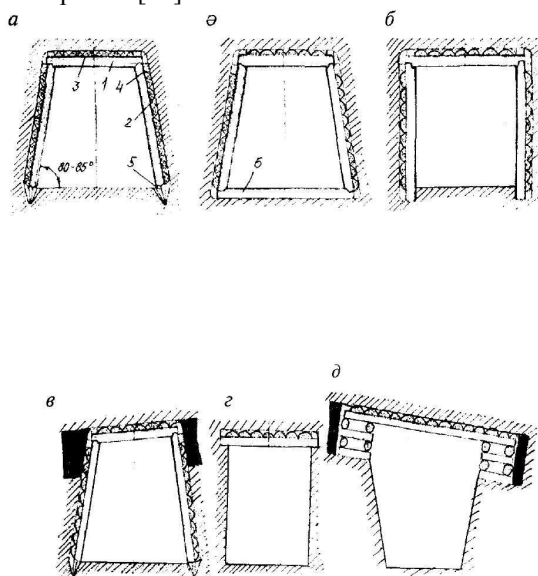
Тұтас ағаш кәсекті бекітпені ұстамсыз жыныстардағы қазбаларды бекітуге, адымдаған бекітпелерді орнықты және берік жыныстарда, төсемесі бар кәсек бекітпелерді қазбаның табанындағы жыныстар әлсіз болғанда қолданады.

Бекітпе кәсегі бөлшектерінің қосылған жерлерін құлыптар деп атайды. Барлық ағаш кәсекті бекітпелер шектеулі отырмалылығы бар конструкцияларға жатады.

Ағаш бекітпеге отырмалықты қамтамасыз ету үшін тіреулердің төменгі жағы конус немесе сына түрінде үшкірленеді. Жыныстардың қысымымен тіреулердің үшкір бастары жапырылады да, бекітпе өзінің көтеру қабілеттігін сақтай төмендеп отырады. Осындай бекітпенің отырмалылығы 0,1–0,15 м шамасында болады.

Тіреулердің төменгі ұштарының қазба ішіне тайып шығып кетпеуі үшін, оларды тереңдігі 0,15–0,2 м кішілеу шұңқырларға орнатады.

Тау қазбаларын бекіту үшін қарағайды, шыршаны, бал қарағайды және май қарағайды қолданады. Бекітпе материалдарының сорттары ГОСТ талаптарын қанағаттандыруы керек. Дөңгелек діңгек ағаштардың кәсекті бекітпені дайындауға керекті диаметрі 16 см кем болмауы керек. Діңгек ағаштардың қысымға есепті кедергілері 4.9-кестеде келтірілген [16].



4.5-сурет. Ағаш бекітпе конструкциялары.

1-маңдайша; 2-тіреулер; 3-тартпалар; 4-сыналар; 5-тіреу шұңқыры; 6-төсеме

4.5.1. Қысым төбе тұсында болып, бүйірлерінде болмаған кездегі бекітпені есептеу

Егер төбе орнықсыз ($n_k \leq 1$), ал қазбаның бүйірлері орнықты ($n_\phi \geq 4$) болғанда, бекітпеге түсетін есепті жүктеме №1 схема бойынша анықталады (2.9-кесте, 2.10а-сурет). Осындай жағдайда тек мандайша мен тартпалардың мықты мөлшерін анықтайды. Себебі тіреулер аз жүктелген элементтерге жатады, сондықтан олардың мөлшері есептелмейді. Тіреулердің диаметрін конструктивтік байыпқа байланысты мандайшаның диаметріне тең етіп қабылдайды.

Төбедегі жыныстардың мықтылық еселеуіші болмағанда ($n_k \leq 1$) мандайшаның диаметрі:

$$d = 1,61 \cdot a \cdot \sqrt[3]{\frac{10 \cdot \gamma \cdot \zeta \cdot n_n}{m \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot R_u}}, \text{ м,}$$

мұндағы a – қазбаның төбе тұсындағы жарты ені, м;

ζ – бекітпе кәсектерінің арақашықтығы, м;

γ – жыныс тығыздығы, $\text{кГ} / \text{м}^3$;

n_n – артық жүктеме коэффициенті, 1,2 тең;

m – шахтадағы бекітпенің жұмыс жағдайы коэффициенті, 0,85 тең;

R_u – діңгек ағаштардың иілуге есепті кедергісі;

СНиП II-В. 4-7.1 бойынша қарағай үшін $R_u = 16 \cdot 10^6 \text{ Па}$.

Төбедегі жыныстар бірқалыпты орнықты ($1 < n_k < 4$) болғанда мандайшаның диаметрі төбедегі жыныстардың мықтылық еселеуіш коэффициентіне n_k түземен енгізу арқылы анықталады. Ол үшін (4.29) формуласындағы радикалдың бөліміне n_k кіргізіледі.

Ағаш қалдықтарынан дайындалған тартпалардың қалыңдығы δ ($n_k \leq 1$ болғанда):

$$\delta = 1,3 \cdot \zeta \cdot \sqrt{\frac{10 \cdot \gamma \cdot a \cdot n_n}{m \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot R_u}}, \text{ м,} \quad (4.30)$$

мұндағы $R_u = 13 \cdot 10^6 \text{ Па}$ – сүргіленбеген ағаштар үшін.

Сүргіленген тақтайлардан дайындалған тартпалардың қалыңдығы $\delta_0 = 0,67 \cdot \delta, \text{ м}$.

4.5.2. Төбеден және бүйірлерден қысым түскен кездегі бекітпені есептеу

Егер төбе мен бүйірлер орнықсыз болғанда, онда қазбаның трапеция тәрізді ағаш бекітпесін есептеу мынадай кезекпен жүргізіледі.

1. Опырылым күмбезінің биіктігін σ_1 анықтайды, төбеде мықтылық еселеуіші болмағанда (2.11-кестедегі формуланы қара, $n_k \leq 1$ және $n_o \leq 1$ үшін).

2. Мықтылық еселеуішін ескере отырып маңдайшаның диаметрін төмендегі формуламен есептейді:

$$d = 1,17 \cdot \sqrt[3]{\frac{10 \cdot \sigma_1 \cdot \gamma \cdot L \cdot a^2 \cdot n_n}{m \cdot R_u \cdot n_k}}, \text{ м}, \quad (4.31)$$

мұндағы n_k – төбедегі жыныстардың мықтылық еселеуіші, егер $n_k \leq 1$ болғанда, онда (4.31) формуласына $n_k = 1$ қою керек; қалған белгілер жоғарыда келтірілген.

4.9-кесте

Діңгек ағаштардың есепті кедергілері

Кернеулі жағдайы және элементтерінің сипаттамалары	Ағаштардың түріне байланысты есепті кедергісі $\left(\frac{\text{МПа}}{\text{кгс/см}^2} \right)$		
	Қарағай	Шырша	Бал қарағай
Дөңгелек діңгек ағаштардың есепті қимасындағы талшықтарының бойымен иілуі (R_u), сығылуы (R_c), және жапырылуы (R_{cm})	$\frac{16}{160}$	$\frac{16}{160}$	$\frac{16}{160}$
Элементтерінің талшық бойымен созылуы (R_p)	$\frac{10}{100}$	$\frac{7}{70}$	-
Барлық ауданы бойынша талшықтарына көлденең сығылуы (R_c^{90}) және жапырылуы (R_{cm}^{90})	$\frac{1,8}{18}$	$\frac{1,8}{18}$	$\frac{1,8}{18}$
Элементтерінің қосылған бұрыштарындағы және конструкциялардың тірелген кертпештеріндегі талшықтарға көлденең жергілікті жапырылуы (R_{cm}^{90})	$\frac{3}{30}$	$\frac{3}{30}$	$\frac{3}{30}$
Талшықтар бойымен жиырылуы: -элементтері иілген кезде (R_{ck})	$\frac{1,8}{18}$	$\frac{1,6}{16}$	$\frac{1,6}{16}$
-максималды кернеулерге маңдай кертпештерінде (R_{ck})	$\frac{2,4}{24}$	$\frac{2,1}{21}$	$\frac{2,1}{21}$
Элементтердің қосылған жерлеріндегі талшықтарға көлденең жарылуы (R_{ck}^{90})	$\frac{1}{10}$	$\frac{0,8}{8}$	$\frac{0,6}{6}$

Маңдайшаның диаметрі белгілі болғанда, бекітпе кәсектерінің арақашықтығын есептеуге болады:

$$L = \frac{m \cdot R_u \cdot d^3 \cdot n_k}{(1,17)^3 \cdot 10 \cdot \sigma_1 \cdot \gamma \cdot n_n \cdot a^2}, \text{ м.} \quad (4.32)$$

3. Кәсектердің арақашықтығы берілген кезде маңдайшаға түсетін есепті жүктемені анықтайды; Q_1 немесе Q_2 нормативтік жүктемені 2.11-кестеде келтірілген формуламен анықтайды (2-тарауды қара).

4. Тіреу диаметрін маңдайшаның диаметріне тең етіп қабылдайды және тіреуді бүйір күштерінің әсерінен сығылудан және көлденең иілуден болатын күрделі кедергілерге тексереді (2.9а-сурет). Бүйір қысымды (жүктемені) D 2.11-кестеде келтірілген формулалар бойынша анықтайды (2-тарауды қара).

5. Бір тіреуге түсетін осьтік есепті күшті анықтайды

$$P = 0,5 \cdot Q_p \cdot \sin \alpha = 0,5 \cdot Q \cdot n_n \cdot \sin \alpha, H, \quad (4.33)$$

мұндағы n_n – артық жүктелу коэффициенті, 1,2 тең;

α – тіреудің көлбеу бұрышы, 80–85° тең.

6. Тіреудің есепті биіктігін және көлденең иілу коэффициентін ψ анықтайды:

иілгіштігі $\lambda \leq 75$ болғанда:

$$\psi = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2, \quad (4.34)$$

иілгіштігі $\lambda \geq 75$ болғанда:

$$\psi = \frac{3100}{\lambda^2}. \quad (4.35)$$

Тұтас элементтердің иілгіштігі төмендегі формуламен анықталады:

$$\lambda = \frac{l_0}{r}, \quad (4.36)$$

мұндағы l_0 – элементтердің (тіреудің) есепті ұзындығы (биіктігі), м;

r – элемент қимасы инерциясының радиусі.

$$r = \sqrt{\frac{I}{F}}, \quad (4.37)$$

мұндағы I – инерция моменті, см², дөңгелек қима үшін $I = 0,1 \cdot d^4$;

F – көлденең қимасының ауданы, м^2 .

Тіреудің таза ұзындығы: $l^1 = \frac{h-d}{\sin \alpha}$, м .

Тіреудің есепті ұзындығын l_0 оның таза ұзындығын белгілі коэффициентке көбейту арқылы анықтаймыз: екі басы да шарнирлі бекітілгенде – 1; бір басы бекітіліп, екінші басы бос жүктелгенде – 2; бір басы қысылғанда және басқасы шарнирлі бекітілсе – 0,8; екі басы да қысылғанда – 0,65.

7. Сығылған кездегі көлденең иілуден және тік иілуден тіреудің мықтылығын тексереді:

$$\frac{P}{\psi \cdot F} + \frac{D \cdot l_0}{4,5 \cdot W} \leq R_u, \quad (4.38)$$

мұндағы F – тіреудің көлденең қимасының ауданы, м^2 ;

W – тіреудің кедергі моменті, $0,1 \cdot d^3$, м^3 – тең.

Егер (4.38) шарты орындалмаса, онда тіреудің диаметрін үлкейту керек.

1-мысал. Кәсекті ағаш бекітпе мандайшасының диаметрін есептеңіз; төбе орнықсыз ($n_k \leq 1$), бүйірлері орнықты. Жыныстардың тығыздығы $\gamma = 2600 \text{ кг/м}^3$; ішкі үйкеліс коэффициенті $\text{tg} \varphi = 0,82$; төбе тұсындағы қазбаның жарты ені $a = 1,25 \text{ м}$.

Шешімі. 1. Бекітпе үшін иілуге кедергісі $R_u = 16 \cdot 10^6 \text{ Па}$ қарағайды қабылдаймыз; кәсектердің арақашықтығы $\zeta = 0,5 \text{ м}$; бекітпенің жұмыс жағдайы коэффициенті $m = 0,85$; артық жүктеме коэффициенті $n_n = 1,2$.

2. Мандайшаның диаметрін (4.29) формуласы бойынша есептейміз:

$$d = 1,61 \cdot a \cdot \sqrt[3]{\frac{10 \cdot \gamma \cdot \zeta \cdot n_n}{m \cdot \text{tg} \varphi \cdot R_u}} = 1,61 \cdot 1,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{10 \cdot 2600 \cdot 0,5 \cdot 1,2}{0,85 \cdot 0,82 \cdot 16 \cdot 10^6}} = 0,225 \text{ м}.$$

Бөрене ағаштың диаметрін $d = 0,22 \text{ м}$ деп қабылдаймыз.

3. Сүргіленбеген ағаш тартпалардың қалыңдығын анықтаймыз:

$$\delta = 1,3 \cdot \zeta \cdot \sqrt{\frac{10 \cdot \gamma \cdot a \cdot n_n}{m \cdot \text{tg} \varphi \cdot R_u}} = 1,3 \cdot 0,5 \cdot \sqrt{\frac{10 \cdot 2600 \cdot 1,25 \cdot 1,2}{0,85 \cdot 13 \cdot 10^6 \cdot 0,82}} = 0,042 \approx 0,05 \text{ м}.$$

Сүргіленген тақтай тартпалардың қалыңдығы:

$$\delta_0 = 0,67 \cdot \delta = 0,67 \cdot 0,05 = 0,035 \text{ м.}$$

Біржолата сүргіленген тақтайдан жасалған қалыңдығы 35 мм тартпаларды қабылдаймыз.

2-мысал. Трапециялы ағаш кәсек бекітпесінің келтірілген жағдайлардағы мықты мөлшерлерін анықтаңыз. Қазбаның бекітпесіз биіктігі $h = 3 \text{ м}$; төбе тұсындағы жарты ені $a = 1,25 \text{ м}$; тіреулердің көлбеу бұрышы $\alpha = 80^\circ$; жыныстың ішкі үйкеліс коэффициенті $\text{tg} \varphi = 0,8$; $\varphi = 39^\circ$; төбедегі және бүйірлеріндегі жыныстар орнықсыз ($f = 7$; $H = 500 \text{ м}$; $n_\sigma = 0,3$; $n_\kappa = 0,4$); $\gamma = 2400 \text{ кг} / \text{м}^3$.

Шешімі. 1. Опырылым күмбезінің биіктігін анықтаймыз (2.11-кестені қара):

$$e_1 = \frac{a + h \cdot \text{ctg} \alpha + h \cdot \text{ctg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)}{\text{tg} \varphi} = \frac{1,25 + 3 \cdot \text{ctg} 80^\circ + 3 \cdot \text{ctg} \left(45^\circ + \frac{39^\circ}{2} \right)}{0,8} = 4 \text{ м.}$$

2. Алдына $L = 0,5 \text{ м}$; $n_\kappa = 1$ деп қабылдап, маңдайшаның диаметрін есептейміз:

$$d = 1,7 \cdot \sqrt[3]{\frac{10 \cdot e_1 \cdot \gamma \cdot \zeta \cdot a^2 \cdot n_n}{m \cdot R_u \cdot n_\kappa}} = 1,7 \cdot \sqrt[3]{\frac{10 \cdot 4 \cdot 2400 \cdot 0,5 \cdot (1,25)^2 \cdot 1,2}{0,85 \cdot 16 \cdot 10^6 \cdot 1}} = 0,27 \text{ м.}$$

Егер $L = 0,22 \text{ м}$ деп тұтас бекітпені қабылдасақ, онда есеп бойынша $d = 0,2 \text{ м}$ болады.

Бекітпелеу паспорттары бойынша маңдайшаның диаметрі 16 см кем және 22 см артық болмауы ұсынылады.

Қазбаны тұтас бекітпелеуді қабылдаймыз және оның бір метріне 4,5 кәсек кетеді беп есептейміз ($d = 0,22 \text{ м}$).

3. Бір кәсекке түсетін есепті қысымды анықтаймыз ($L = d = 0,22 \text{ м}$ болғанда, маңдайшаға түсетін нормативтік жүктемені 2.11-кестедегі формулалармен есептейміз):

$$Q_p = Q_1 \cdot n_n = 2 \cdot a \cdot e_1 \cdot \gamma \cdot L \cdot n_n \cdot g = 2 \cdot 1,25 \cdot 4 \cdot 2400 \cdot 0,22 \cdot 1,2 \cdot 10 = 63360 \text{ Н.}$$

4. Алдын ала қазбаның төбе және табаны тұстарындағы бүйір қысымдарының қарқындылығын (q_κ және q_n) анықтай отыра бүйірге түсетін жүктемені D_1 анықтаймыз (2.11-кестені қара):

$$q_\kappa = q_1 \cdot \lambda_2 \cdot g = e_1 \cdot \gamma \cdot \text{tg}^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot 10 = 4 \cdot 2400 \cdot \text{tg}^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{39^\circ}{2} \right) \cdot 10 = 21840 = 21840 \frac{\text{Н}}{\text{м}^2}$$

$$q_n = (e_1 + h) \cdot \gamma \cdot \lambda_2 \cdot (4 + 3) \cdot 2400 \cdot 0,227 \cdot 10 = 38140 \frac{H}{m^2}.$$

$$D_1 = 0,5 \cdot (q_k + q_n) \cdot h = 0,5 \cdot (21840 + 38140) \cdot 3 = 89970 \frac{H}{m}.$$

Тіреуге әсер ететін бүйір күш, оның диаметрі ($d = 0,22m$) болғанда:

$$D = D_1 \cdot d = 89970 \cdot 0,22 = 19790 \text{ H}.$$

5. Тіреуге түсетін осьтік күшті анықтаймыз:

$$P = 0,5 \cdot Q_p \cdot \sin \alpha = 0,5 \cdot 63360 \cdot \sin 80^\circ = 31200 \text{ H}.$$

6. Тіреудің таза ұзындығын l^1 және көлденең иілу коэффициентін ψ есептейміз:

$$l^1 = \frac{h - d}{\sin \alpha} = \frac{3 - 0,22}{0,985} = 2,82 \text{ м}.$$

Инерция моменті $I = 0,1 \cdot d^4 = 0,1 \cdot (22)^4 = 23,4 \cdot 10^3 \text{ см}^4$; тіреудің есепті ұзындығы $l_0 = l^1 \cdot 1 = 282 \text{ см}$.

$$\text{Инерция радиусі: } r = \sqrt{\frac{I}{F}} = \sqrt{\frac{23,4 \cdot 10^3 \cdot 4}{3,14 \cdot 22^2}} = 7,84 \text{ см}.$$

$$F = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 22^2}{4} = 0,25 \cdot 3,14 \cdot (0,22)^2 = 0,038 \text{ м}^2.$$

$$\text{Тіреудің иілгіштігі: } \lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{282}{7,84} = 35,9 < 75.$$

$$\text{Онда } \psi = 1 - \frac{0,8 \cdot \lambda^2}{100^2} = 1 - \frac{0,8 \cdot (35,9)^2}{100^2} = 0,9.$$

7. Тіреу қимасының ауданы F және оның кедергі моментін анықтаймыз:

$$F = 0,25 \cdot \pi \cdot d^2 = 0,25 \cdot 3,14 \cdot (0,22)^2 = 0,038 \text{ м}^2,$$

$$W = 0,1 \cdot d^3 = 0,1 \cdot (0,22)^3 = 0,001 \text{ м}^3.$$

8. Тіреудің сығылғандағы көлденең иілуінің мықтылығын тексереміз:

$$\frac{P}{\psi \cdot F} + \frac{D \cdot l_0}{4,5 \cdot W} \leq R,$$

$$\frac{31200}{0,9 \cdot 0,038} + \frac{19790 \cdot 2,82}{4,5 \cdot 0,001} \leq 16 \cdot 10^6,$$

$$0,9123 \cdot 10^6 + 12,4 \cdot 10^6 \leq 16 \cdot 10^6, \quad 13,3 < 16.$$

Тіреу мықты болғандықтан, қарастырылып отырған жағдайларда және қазбаның мөлшерінде тұтас ағаш бекітпені қолдануға болады. Қосымша есептеу арқылы мынадай қорытындыға келуге болады, егер қазбаның төбе тұсындағы жарты ені 1,25 м артық болса, онда тұтас бекітпе ($d = 22$ см болғанда) берік және орнықты болмайды.

4.6. Жыныстардың жасанды конструкциялары және оларды есептеу

4.6.1. «Монолит» бекітпесі және оны есептеу

Күрделі қазбаларда олардың таза сәулелі өлшемдерін өзгеріссіз сақтау үшін белгілеген деформациялар режимінде жұмыс істейтін бекітпелерді тұрғызу керек болады. Терең қазбалардың күрделі тау-геологиялық жағдайлары үшін тау қазбаларының айналасында күшті монолитті қабыршықты жасау мақсатымен жыныстар массивінің кернеулі жағдайын және мықтылығын басқаратын активтік тәсіл ұсынылған [27].

Ұсынылған тәсілдің мәнін былай тұжырымдауға болады, алдымен таужыныстарын кернеулер әрекетінен болатын жүктемеден босатады. Ол үшін, жыныстардың жүктемеден босататын бөлігін массивтен жарықшақтармен ажыратады, мысалы, қазбаның жобалық контурының сыртында бекітпе қалыптың қорғауымен АЗ (атылғыш заттардың) камуфлеттік октамаларын жарады. Бұзылған жарықшақтар мен жыныста пайда болған аймақтың кернеулері массивтің тереңіне қарай ауысады. Жүктемеден босаған аймақ тас кесектерінің қалау түріндегі табиғи құрылыс конструкциясын құрайды. Жекелеген жыныс кесектерінің өлшемдері бірталай шамада өзгереді (0,1–2 м).

Жасанды жарықшақтармен жүктемеден босанған жыныстар массивінің бөлігіне бекітуші ерітіндіні тығындай айдайды. Демек, қарастырылып отырған тәсіл екі этапты орындауға әкеледі: кернеулі жағдайды төмендетуге және одан кейінгі жүктемеден босаған жыныстарды бекітпелеуге.

Бекітілген жыныстардан болатын конструкцияны тұрғызғандағы технологиялық операциялардың тізбегі 4.6-суретте келтірілген. Қазбаны комбайнмен немесе бұрғылау-аттыру әдісімен жылжымалы бекітпе қалыптың қорғауында жүргізеді, онда бағыттаушы тесіктер

қарастырылады, олар арқылы радиалдық бағытта камуфлеттік оқтамаларды орналастыру үшін ұзындығы 2 м шпурлар бұрғыланады. Камуфлеттік оқтамаларды арттыруды қазба забойындағы шпурларды аттырумен бірге жүргізеді. Бұл кезде қазбаның қара көлденең қимасының өлшемдерін оның таза сәулелі өлшемдеріне 0,05–0,1 м артық етіп жасайды. Бекітпе-қалыппен жыныс контурының арасындағы осы саңылау жарылыстан кейін қопарылған жыныс кесектерімен толады. Қазбаның ішіне жыныс кесектерінің атылып түсуін болғызбайтындай қылып АЗ оқтамасының мөлшерін жүктемеден босанатын аймақтың массивтен ажырасуын қамтамасыз ететін жарықшақтарды жасауға жететіндей таңдап есептейді.

Қарқынды жарықшақталған аймақты бекіту үшін бекітпе қалыптағы тесіктер арқылы алдын ала қалдырылған немесе қайтадан бұрғыланған ұңғыларға иньекторлар орнатылады және қыспалау немесе циркуляциялық әдіспен бекітуші ерітіндіні айдайды, ол жарықшақтарға кіріп, массивтің тереңінен қазбаның контурына қарай қозғалып бұзылған жыныс кесектерінің арасын толтырады. Қалып пен контурдың арасына толған ерітінді қатқаннан кейін қазбаның ішкі тегістелген бетін құрайды.

Әртүрлі қоспаларды қолдану кеңейтілген шектерді бекітуші ерітіндінің қасиеттерін өзгертуге мүмкіндік береді (мықтылығын, ұстасу, т.б.). Ерітіндінің шығыны жүктеме жасаған босаған аймақтың жарықшақтық қуыстығының көлемімен анықталады.

Ерітінді ұстасып қата бастағаннан кейін қалыпты жаңа еңбеге жылжытылады және жұмыстар тізбегі қайталанады.

Технологиялық процестердің параметрлері тұтасталған жыныс бекітпесінің көтеру қабілеттігіне, төзімділігіне және сенімділігіне қойылатын талаптарға сәйкестенуі керек. Осыған байланысты бекітпе мен массивтің әрекеттесуінің есептік схемасын қарастырамыз (4.7-сурет).

Камуфлеттік жарылыстан кейін ені $\delta = R_K - T_B$ қарқынды жарықшақтық аймақта жыныстардың серпімді жүктемеден босауы және радиусі R_K аймақтың сыртқы шекарасында жыныс массивінің қосымша серпімді ығысуы пайда болады (R_B – қазба радиусі, R_K – бекітпе радиусі, R_p – бұзылу радиусі). Бұзылған жыныстардың бекітпеленуі камуфлеттік жарылыс болғаннан кейін бірден болады деп санаймыз.

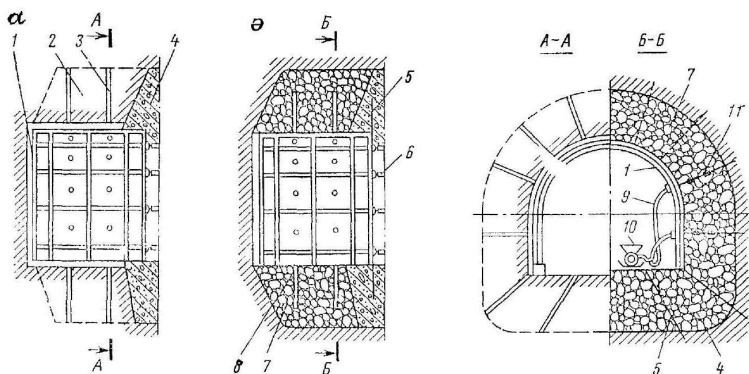
Қалыңдығы δ жасанды бекітпеленген жыныстың конструкцияға түсетін жүктеме жыныс массивінің бұзылу процесінде қалыптасады, бұдан соң қазба контурына қарай жыныстардың бұзылу аймағы және ығысуы пайда болады.

Ығысулардың тұрақтануы бұзылу аймағының өлшемдері R_p радиусінің шектік мөлшеріне жетуімен сипатталады, бұл кезде қалыңдығы δ жыныс конструкциясы жағынан керекті тойтарыс күштері туады.

Бекітпе мен массивтің серпімді қасиеттері бір-бірінен шамамен тең деп санап, бекітілген жыныс бекітпесіне түсетін жүктемені P және бұзылу аймағының радиусін мына теңдеулер жүйесінен анықтайды:

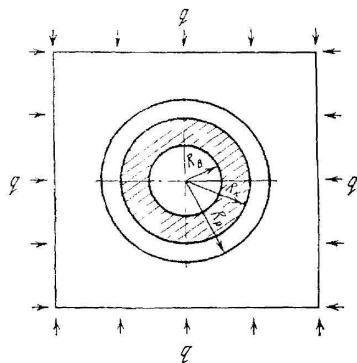
$$(f - 2\lambda) \cdot P \cdot r_p^f = \delta_{с.ж.с.};$$

$$q \left(\frac{f \cdot r_p^2}{f + 2} - 1 \right) \cdot (2 \cdot r_p^{f+2} + f) = P \cdot (f + 2) \frac{R_B^2}{R_K^2 + R_B^2}, \quad (4.39)$$



4.6- сурет. «Монолит» бекітпесінің конструкциясы
а – жарылысқа дейінгі; ә – жарылыстан кейінгі

1 – жылжымалы бекітпе-қалып; 2 – жүктемеден босатылған жыныс аймағы;
3 – комуфлеттік аттыру шпұры; 4 – бекітілген жыныс аймағы; 5 – анкер; 6 – бекітпе-
қалыпты жылжытатын домкрат; 7 – жүктемеден босаған жыныс аймағы; 8 – айдау
ұңғысы; 9 – ерітінді айдайтын шланг; 10 – Тампонаждық сорап; 11 – ерітінді
айдайтын инъектор



4.7-сурет. «Монолит» бекітпесінің есептік схемасы

мұндағы

$$f = 2 \cdot \frac{2\lambda \cdot q + \sigma_{сж}}{2q - \sigma_{сж}}; \quad \lambda = \frac{\sin \varphi}{1 - \sin \varphi};$$

R_B – бекітпенің ішкі радиусі, ол қазбаның радиусіне тең, егер қазбаның қимасы берілсе, онда келтірілген радиус $R_B = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$ тең;

R_K – бекітпенің сыртқы радиусі, массивтің жүктемеден босаған аймағының радиусіне тең;

r_p – R_K радиусінің бөлігінде келтірілген бұзылу аймағының радиусі, яғни $r_p = \frac{R_p}{R_K}$;

$\sigma_{сжсж}$ – жыныс массивінің бір осьтік сығылуға ұзақтық мықтылығы;

q – жыныс массивінің бастапқы кернеулі жағдайының тік бағыттағы құраушысы, оны былай қабылдауға болады $q = \gamma \cdot g \cdot H$;

φ – жыныстың ішкі үйкеліс (кедергі) бұрышы.

Онда жасанды бекітілген жыныстық конструкцияның қалыңдығы мынаған тең болады:

$$\delta = R_B \cdot \left(\sqrt{\frac{\sigma_{сжсж}^y}{\sigma_{сжсж}^y - 2P}} - 1 \right), \text{ м} \quad (4.40)$$

мұндағы $\sigma_{сж}^y$ – бекітілген жыныстың бір осьтік сығылуға мықтылығы.

Берілген әдістемені тәжірибелік жағдайда қолданған кезде r_p және P анықтағанда технологиялық байыпқа байланысты $R_K = R_B + \delta$ мөлшерін тағайындап алу жөн деп саналады, осыдан кейін (4.40) формуласынан бекітілген жыныстардың керекті мықтылығын $\sigma_{сж}^y$ анықтауға болады.

Бұл кезде R_K тағайындалған мөлшері мынадай шартты қанағаттандыруы керек:

$$R_K \geq R_B \cdot \sqrt{\frac{1}{\sin \varphi}}. \quad (4.41)$$

Бекітпенің ең аз қалыңдығы төмендегі теңсіздікті қанағаттандыруы тиіс:

$$\delta \geq R_B \cdot \left(\sqrt{\frac{1}{\sin \varphi}} - 1 \right). \quad (4.42)$$

«Монолит» бекітпесін тұрғызу тәжірибесі көрсеткендей δ мөлшерін 1 ден 2 м дейінгі аралықта қабылдау жөн болады.

Мысал. Күрделі жазық қазбаның айналасында жасалатын «Монолит» бекітпесінің параметрлерін анықтаңыз. Қазбаның қара қимасы $S = 12,57 \text{ м}^2$, онда келтірілген радиусі $R_B = 2,0 \text{ м}$. Қазба жүргізілген тереңдік $H = 1000 \text{ м}$; жыныстардың ұзақтық мықтылығы $\sigma_{сж\infty} = 20 \text{ МПа}$, ішкі үйкеліс бұрышы $\varphi = 30^\circ$, массивтің бастапқы кернеулі жағдайын тең компонентті деп қабылдаймыз $q = \rho \cdot H = 0,025 \cdot 1000 = 25 \text{ МПа}$.

Шешімі. Бекітпенің ең аз қалыңдығын табамыз:

$$\delta \geq 2 \cdot \left(\sqrt{\frac{1}{\sin 30^\circ}} - 1 \right) = 0,83 \text{ м}.$$

Тәжірибелік деректерге сүйеніп $\delta = 1,05 \text{ м}$ қабылдаймыз.

Онда бекітпенің сыртқы радиусі болады:

$$R_K = 2 + 1,05 = 3,05 \text{ м}.$$

Тендеулер жүйесін (4.39) шешеміз және берілген қалыңдығы $\delta = 1,05 \text{ м}$ бойынша «Монолит» бекітпесіне түсетін жүктемені анықтаймыз. Берілген деректерді (4.39) қойып алатынымыз: $r_p = 1,22$;

$$P = 2,93 \text{ МПа} .$$

Бекітпеленген жыныстардың керекті мықтылығын мына формуламен анықтаймыз:

$$\sigma_{\text{сж}}^y = \frac{2 \cdot P \cdot R_K^2}{R_K^2 - R_B^2} = \frac{2 \cdot 2,93 \cdot (3,05)^2}{(3,05)^2 - (2)^2} = 11 \text{ МПа}. \quad (4.43)$$

Демек, бекітуші ерітіндінің керекті сипаттамаларын солай таңдап алу керек, бұзылған жыныстарды онымен бекітілгеннен кейін соңғылардың мықтылығы 11 МПа кем болмауы тиіс.

Тәжірибелік жұмыстардың тапсырмасы: берілген бастапқы деректер бойынша «Монолит» бекітпесінің параметрлерін (бекітпеге түсетін жүктемені, бекітпе мен бұзылудың радиустерін, бекітпеленген жыныстың керекті мықтылығын) есептеп анықтаңыз. Бастапқы деректер 4.10-кестеде келтірілген.

4.10-кесте

Бастапқы деректер

Вар. №	Қазбаның радиусі $R_B, \text{ м}$	Тереңдік $H, \text{ м}$	Жыныстардың мықтылығы $\sigma_{\text{сж}}^y, \text{ МПа}$	Ішкі үйкеліс бұрышы $\varphi, \text{ градус}$	Жыныстардың тығыздығы γ , $\text{кг} / \text{м}^3$
0	2,0	500	20	27	2200
1	1,8	600	18	26	2300
2	2,2	700	16	28	2500
3	2,5	800	22	30	2600
4	2,0	1100	16	28	2400
5	2,0	800	18	29	2300
6	2,2	700	20	26	2000
7	2,5	600	22	25	2200
8	3,0	700	25	26	2400
9	2,5	800	20	27	2500
10	2,6	700	18	28	2400

Ескерту: Жыныстар массивінің бастапқы кернеулі жағдайын қалыптастыратын негізгі күштер таужыныстарының гравитациялық күштері. Бастапқы факторлар берілмесе, онда тік құраушысы тең болады $q = \gamma \cdot g \cdot H$, ал жазық құрастырушысы

$P_r = \lambda \cdot q$, мұнда λ – бүйір тойтарыс коэффициенті.

4.6.2. Мұзды жыныс қоршауы және оның қалыңдығын есепте

Кен өндіретін кәсіпорындардың және әртүрлі жерасты нысандарының құрылысын гидрогеологиялық жағдайда жиі жүргізуге

тура келеді. Жоғары гидростатикалық қысымдар, құмды және сазды сулармен толған карстық кеңістіктер, әлсіз суланған жыныстардың болуы, ақпалы қорысты қасиеттері бар жыныстар тау-қазба жұмыстарын жүргізгенде өте қолайсыз жағдайлар туғызады.

Құрылыс уақытында тау қазбаларына су ағынының алдын алу және жою әртүрлі технологиялық әдістер, белгілі бекітпелер конструкциялары арқылы қамтамасыз етіледі, соның ішінде су басқан таужыныстарын мұздатып қатыру арқылы.

Жасанды мұздату әдісін пайдаланып жазық және тік қазбалар құрылыстарында жасалатын мұзды жыныс қоршауы уақытша болса да өте жауапты конструкцияларға жатады, себебі олардың жағдайларына тау-құрылыс жұмыстарының қауіпсіздігі, тіпті оларды жүргізу мүмкіндігі де тәуелді болады.

Мұндай қоршаулардың есептеуі шектік жағдайлардың екі топтары арқылы орындалады: көтеру қабілеттігі бойынша (бірінші топ) және деформациялар бойынша (екінші топ).

Шектік жағдайдың бірінші тобы бойынша есептеуге мұзды жыныс қоршауының сондай өлшемдерін (қабырғасының қалыңдығын) анықтау жатады, ол кезде оның көтеру қабілеттігі эксплуатацияның барлық уақытында қамтамасыз етілуі тиіс.

Шектік жағдайдың екінші тобы бойынша есептеген кезде мұзды жыныс қоршауының табылған өлшемдері берілген технологиялық байып бойынша оның ішкі контурының ығысуы немесе мұздатқыш мұнарасының деформациясы мүмкін болатын шектік мөлшерден аспауы керек.

Мұзды жыныс қоршауын есептеу үшін бірінші негізгі есептік схема қолданылады (4.1-кесте).

Шектік жағдайдың бірінші тобы бойынша мұзды жыныс қоршауы қабырғасының қалыңдығы оның қабырғасының бекітілмеген бөлімінің биіктігі $h > 2R_B$ болғанда мынадай формуламен жүргізіледі:

$$\delta_1 = (R_B + \Delta\delta) \cdot \left[\left(\frac{2\lambda \cdot q \cdot k_y \cdot k_H}{\alpha \cdot \sigma_{сж}} + 1 \right)^{\frac{1}{2\lambda}} - 1 \right], \quad (4.44)$$

ал $h \leq 2R_B$ болғанда мына формуламен:

$$\delta_1 = \frac{1,3 \cdot q \cdot k_y \cdot k_H \cdot h}{\alpha \cdot \sigma_{сж}}, \quad (4.45)$$

мұндағы δ_1 – мұзды жыныс қоршауы қабырғасының қалыңдығы, м;

R_B – мұзды жыныс қоршауының ішкі контурының радиусі, м;

$\Delta\delta = 0,2m$ – уақытша бетон бекітпесін тұрғызған кездегі мұзды жыныс қабырғасының еруі мөлшері;

h – мұзды жыныс қабырғасының бекітілмеген бөлімінің биіктігі, м;

q – мұзды жыныс қоршауына жүктемелердің есепті тіркесімі, МПа;

$\sigma_{сж}$ – мұздатылған жыныстың бір осьтік сығылуға мықтылық шегінің мөлшері, МПа;

$\lambda = \frac{\sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$ – бүйір тойтарыс коэффициенті;

φ – мұздатылған жыныстың ішкі үйкеліс бұрышы, градус;

α – есепті уақыт аралығында $\sigma_{сж}$ өзгеруін есептейтін реологиялық коэффициент;

k_y – мұзды жыныс қоршауының жұмыс жағдайы коэффициенті; уақытша бекітпе болмағанда $k_y = 1$; уақытша бекітпенің көтеру қабілеттігіне байланысты $k_y = 0,75 - 0,95$ үлкен мөлшері бекітпенің аз көтерім қабілеттігіне сай келеді;

k_H – сенімділік коэффициенті, жобалау мекемелері тағайындайды, барлық жағдайларда 1,2-ден кем қабылданбайды.

Шектік жағдайдың екінші тобы бойынша, мұзды жыныс қабырғасының бекітілмеген бөлігінің биіктігі $h > 2R_B$ болғанда мұзды жыныс қоршауы қабырғасының қалыңдығын мынадай формуламен жүргізеді:

$$\delta_2 = (R_B + \Delta\delta) \cdot \left\{ \left[1 - \frac{m \cdot P \cdot k_y \cdot k_H}{\beta \cdot A \left(\frac{2\Delta_B}{R_B + \Delta\delta} \right)^m} \right]^{-\frac{1}{2m}} - 1 \right\}, \quad (4.46)$$

ал $h \leq 2R_B$ болғанда

$$\delta_2 = (R_B + \Delta\delta) \cdot \left\{ \left[1 + k \cdot \frac{(1-m) \cdot P \cdot k_y \cdot k_H}{\beta \cdot A \left(\frac{2\Delta_B}{R_B + \Delta\delta} \right)^m} \cdot \left(\frac{h}{R_B + \Delta\delta} \right)^{1+m} \right]^{-\frac{1}{1-m}} - 1 \right\}, \quad (4.47)$$

мұндағы (4.44), (4.45) қабылданған белгілерден басқалары,

Δ_B – мұзды жыныс қабырғасының шектік мүмкін болатын радиалдық ығысуы, м;

m және A – мұзды жыныс қабырғасының құлыптық жазықтығындағы орташа мұздату температурасы кезіндегі жыныстардың деформациялық параметрлерінің есептік мөлшері;

P – мұзды жыныс қоршауына түсетін жүктемелердің нормативтік тіркесімі, МПа;

k – мұзды жыныс цилиндрі ұштарының қыстырылуының дәрежесін сипаттайтын коэффициент, нақтылық жағдайлар үшін k мағыналары мына шектік арасында болады $\frac{1}{2^{1+m}} < k < 1$;

β – деформациялық параметр A есептік уақыт аралығында өзгеруін есептейтін реологиялық коэффициент.

Әдетте мұзды жыныс қоршауы қабырғасының қалыңдығын есептік жүктемелердің тіркесіміне байланысты көтеру қабілеттігін есептеу арқылы анықтайды, содан кейін δ_1 табылған мағынасын нормативтік жүктемелер тіркесімінен болатын шектік мүмкін болатын деформацияға тексереді.

Бұл кезде екі бағытта есеп жүргізуге болады: (4.46) немесе (4.47) формулалары арқылы δ_2 мағынасын анықтап, оны δ_1 салыстыру керек, немесе (4.46), (4.47) формулаларын u ығысуына қатысты жазып, оларды $\delta = \delta_1$ болғандағы шартымен анықтайды. Осыдан кейін Δ шектік ығысумен салыстырады. Мынадай шарт орындалуы керек:

$$\delta_2 \leq \delta_1 \quad (4.48)$$

$$\text{немесе} \quad u \leq \Delta_B \quad (4.49)$$

осыдан кейін есептеу аяқталды деп саналып, δ_1 мағынасы есептік деп қабылданады.

Егер мұзды жыныс қоршауының қалыңдығы δ_1 шектік деформациялар шарттары бойынша жеткіліксіз болса, онда оны δ_2 мағынасына дейін үлкейту керек немесе мұздатын температураны төмендету, өтпенің биіктігін өзгерту арқылы фактілік ығысу u кішірейтуге қол жеткізу керек. Соңғы шешім варианттарды техника-экономикалық салыстыру нәтижесінде қабылдануы тиіс.

Мысал [21]. Оқпан аяласындағы мұзды жыныс қоршауы қабырғасының қалыңдығын анықтаңыз. Берілген деректер: оқпанның қазба радиусі $R_B = 4,5 \text{ м}$, өтпелердің биіктігі $h = 18 \text{ м}$, уақытша бекітпенің жүк көтеру қабілеттігі $P = 0,1 \text{ МПа}$, жұмыс жағдайы коэффициенті $k_y = 0,85$. Мұздатылған жыныстардың механикалық сипаттамаларының есептік мағыналары мынадай:

$\sigma_{сж} = 4,0 \text{ МПа}$, $\varphi = 27^\circ$, $\Phi = 13 \text{ МПа}$, $m = 0,27$, $\alpha = 0,4$, $\beta = 0,4$. Нормативтік жүктемелердің тіркесімі және әрекеттесуі $P = 2,5 \text{ МПа}$. Мұзды жыныс қоршауы қабырғасының шектік мүмкін ығысуы $\Delta = 0,1 \text{ м}$, сенімділік коэффициентінің мөлшері $k_H = 1,2$.

Шешімі. Алдымен мұзды жыныс қоршауы қабырғасының қалыңдығын көтеру қабілеттігі δ_1 арқылы анықтаймыз. $h > 2R_B$ болғандықтан, есептеуді (4.44) формуласымен жүргіземіз:

$$\delta_1 = (4,5 + 0,2) \cdot \left[\left(\frac{2 \cdot 0,83 \cdot 3,2 \cdot 0,85 \cdot 1,2}{0,4 \cdot 4} + 1 \right)^{\frac{1}{1,66}} - 1 \right] = 5,1 \text{ м.}$$

$$\lambda = \frac{\sin 27^\circ}{1 - \sin 27^\circ} = 0,83; \quad h > 2R_B = 18 > 2 \cdot 4,5$$

Енді тексереміз, табылған қалыңдық мұзды жыныс қоршауының фактілік ығысуы шектік мүмкін болатын ығысудан $\Delta = 10 \text{ см}$ артық болмауы тиіс.

Бұл үшін (4.46) формуласы бойынша δ_2 мағынасын анықтаймыз:

$$\delta_2 = (4,5 + 0,2) \cdot \left\{ \left[1 - \frac{0,27 \cdot 2,5 \cdot 0,85 \cdot 1,2}{0,4 \cdot 13 \left(\frac{2 \cdot 0,1}{4,7} \right)^{0,27}} \right]^{-\frac{1}{0,54}} - 1 \right\} = 4,66 \text{ м.}$$

(4.48) шарты орындалатындықтан, яғни $\delta_2 < \delta_1$, онда есептік мағынаға $\delta_1 = 5,1_m$ қабылдаймыз.

Тәжірибелік жұмыстардың тапсырмасы: берілген деректер бойынша мұзды жыныс қоршауы қабырғасының қалыңдығын анықтап есептеңіз. Бастапқы деректер 4.11-кестеде келтірілген.

Анықталған параметрлерді компьютердегі «K5» бағдарламасы бойынша есептеп тексеруге болады [11].

4.11-кесте

Бастапқы деректер

Вар. №	$R_b, М$	$h, м$	$q, МПа$	$\sigma_{сжк}, МПа$	λ	α	κ_y	κ_n	Δ_B	m	$A, МП$	$P, МПа$	β
0	4,0	20	3,0	4,5	0,6	0,45	0,80	1,2	0,10	0,28	13	2,5	0,40
1	4,5	15	3,2	4,0	0,5	0,40	0,85	1,2	0,05	0,27	11	2,2	0,41
2	5,0	18	3,5	3,5	0,6	0,40	0,85	1,25	0,10	0,26	10	2,3	0,40
3	3,5	15	4,0	3,8	0,5	0,38	0,80	1,2	0,07	0,25	11	2,4	0,42
4	3,0	15	3,4	3,6	0,7	0,42	0,80	1,25	0,10	0,25	10	2,5	0,40
5	3,75	18	2,8	4,0	0,7	0,42	0,90	1,2	0,10	0,26	10	2,6	0,41
6	4,0	25	4,0	5,0	0,5	0,38	1,0	1,25	0,08	0,30	15	2,8	0,40
7	4,25	20	3,3	4,2	0,8	0,40	0,90	1,25	0,10	0,28	12	2,6	0,40
8	4,5	20	3,5	4,0	0,6	0,41	0,80	1,2	0,10	0,27	11	2,5	0,39
9	3,5	15	3,0	3,8	0,7	0,43	0,60	1,2	0,05	0,26	11	2,4	0,40
10	4,0	18	3,7	5,0	0,6	0,41	0,80	1,15	0,10	0,26	12	2,7	0,40

4.7. Дөңгелек монолиттік тұтас конструкцияларды есептеу

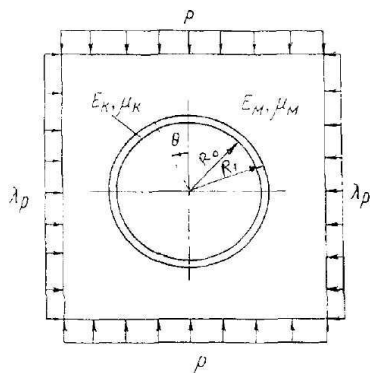
Монолиттік тұтас дөңгелек конструкцияларға цилиндр пішінді монолиттік бетоннан және темірбетоннан жасалған бекітпелер мен қаптамалар жатады. Бекітпеге түсетін қысымдарға байланысты бетонның қалыңдығы 170-тен 500 мм дейін өзгереді.

Бекітпе маркасы 150–300 ауыр бетоннан орындалады. Бекітпені тұрғызу үшін әртүрлі қалыптарды қолданады.

Алтыншы негізгі есептік схема бойынша жобаланатын тоннельдер мен тау қазбаларының монолиттік конструкциялары қазбаның барлық периметрін қоршаған жыныстар мен бетонның

ұстасуы жағдайында жұмыс атқарады, сондықтан да оларды есептеу әдістерінің бірінші және екінші варианттарын пайдалана отырып есептеген дұрыс болады. Үшінші есеп әдісі бойынша конструкцияның және массивтің деформациялары деформацияланатын қатты денелер механикасының әдістерімен талданады, осы үшінші әдісті қарастырамыз.

Біртекті жартасты массивтегі монолиттік бекітпенің (қаптаманың) есептік схемасы 4.8-суретте көрсетілген.



4.8-сурет. Дөңгелек монолиттік конструкцияның есептік схемасы.

Конструкцияның материалы E_k деформация модулімен және μ_k Пуассон коэффициентімен, қоршаған жыныстар массиві E_m деформация модулімен және μ_m Пуассон коэффициентімен сипатталады. Массивтегі таужыныстары жылжығыштық сипат көрсеткен кезде, олардағы конструкцияларды жобалағанда E_m үшін статикалық деформация модулін, ал μ_m динамикалық зерттеулердің нәтижелері бойынша қабылдау жөнді болады. Конструкцияның материалдары үшін E_k және μ_k динамикалық сипаттамаларын қабылдау керек. Деформациялық сипаттамаларды бұлай таңдау алғашқы жақындауда конструкция материалы мен жыныс массивінің жылжығыштығын ескеруге мүмкіндік береді.

Есептік формулаларды оңайлату үшін мынадай шарттық белгілерді енгіземіз:

$$\begin{aligned} r_1 &= \frac{R_0}{R_1}; & \beta &= \frac{E_\kappa (1 + \mu_\mu)}{E_\mu (1 + \mu_\kappa)}; & x_\mu &= 3 - 4\mu_\mu; \\ t &= \frac{1 + x_\mu \beta}{1 + x_\kappa}; \end{aligned} \quad (4.50)$$

$$L = 1 - d; \quad S = 1 - t; \quad \lambda = \frac{\mu_\mu}{1 - \mu_\mu}.$$

мұндағы R_0 — ішкі контурдың есептік радиусі, м;

R_1 — конструкцияның сыртқы контурының есептік радиусі, м.

4.8-суретте көрсетілгендей, конструкциядан қашықтағы массивте біркелкі таралған, шартты түрде түсетін тік және жазық жүктемелерден болатын кернеулерді мынадай формулалармен анықтауға болады:

конструкцияның ішкі контурындағы нормалдық созушы тангенциалды кернеу:

$$\sigma_\theta^{(0)} = P \cdot [(1 + \lambda) \cdot (2 \cdot C_1 \cdot d - 1) - 2 \cdot (1 - \lambda) \cdot (3 \cdot C_3 \cdot d \cdot r_1^2 - t \cdot C_2 \cdot r_1^{-2}) \cdot \cos 2\theta]; \quad (4.51)$$

конструкцияның сыртқы контурындағы кернеу:

$$\sigma_\theta^{(1)} = P \cdot \left\{ \frac{1 + \lambda}{2} [(4d - 1) \cdot C_1 - 1] - \frac{1 - \lambda}{2} [3 \cdot (4d - 1) \cdot C_3 + (1 - 4t) \cdot C_2 - 1] \cdot \cos 2\theta \right\}; \quad (4.52)$$

конструкция мен массивтің контактісіндегі нормалдық радиалдық кернеулер, яғни конструкцияға түсетін радиалдық реактивтік қысым:

$$\sigma_r^{(1)} = P \cdot \left[\frac{1 + \lambda}{2} (C_1) + \frac{1 - \lambda}{2} (C_2 - 3 \cdot C_3 - 1) \cdot \cos 2\theta \right], \quad (4.53)$$

мұндағы:

$$\begin{aligned} C_1 &= \frac{r_1^2}{1 - 2 \cdot d(1 - r_1^2)}; \\ C_2 &= \frac{r_1^2 (d \cdot r_1^6 + L)}{(t + S \cdot r_1^2) \cdot (d \cdot r_1^6 + L) + 3 \cdot t \cdot r_1^2 \cdot d \cdot (r_1^2 - 1)^2}; \\ C_3 &= \frac{t \cdot r_1^2 (r_1^2 - 1)}{(t + S \cdot r_1^2) \cdot (d \cdot r_1^6 + L) + 3 \cdot t \cdot r_1^2 \cdot d \cdot (r_1^2 - 1)^2}; \end{aligned}$$

θ — конструкцияның қарастырылып отырған қимасының бұрыштық координаты, градус (4.8-суретті қара).

Бұл формулаларды тау қысымының әсеріне байланысты

конструкцияларды есептеуге пайдалануға болады, бұл кезде тау қысымы жыныстар массивіндегі бастапқы нормалдық тік P және жазықтық $\lambda \cdot P$ кернеулер түрінде берілген.

Конструкцияның кимасын есептеген кезде әдетте иілдіруші моменттер M және нормалдық күштер N түріндегі ішкі жүктемелер есептеледі, оларды төмендегі келтірілген формулалар бойынша жеңіл есептеуге болады:

$$M = \frac{\sigma_{\theta}^{(0)} - \sigma_{\theta}^{(1)}}{12} \cdot \varphi \cdot (R_1 - R_0)^2; \quad M = \frac{\sigma_{\theta}^{(0)} + \sigma_{\theta}^{(1)}}{2} \cdot \varphi \cdot (R_1 - R_0), \quad (4.54)$$

мұндағы φ – қазбаның ұзына бойғы осі бойынша конструкция элементінің жекеленген өлшемі, әдетте 1м тең деп қабылдайды.

Тәжірибелік жұмыстардың тапсырмасы: берілген деректер бойынша дөңгелек монолиттік контрукцияға түсетін ішкі жүктемелерді анықтаңыз, моменттік және нормалдық күштердің эпюраларын тұрғызыңыз. Бастапқы деректер 4.12-кестеде келтірілген. Есептеуді компьютерлік «КБ» бағдарламасы бойынша да жүргізуге де болады.

4.12-кесте

Бастапқы деректер

Вар №	R_0 , м	R_1 , м	E_k , $МПа \cdot 10^{-3}$	E_m , $МПа \cdot 10^{-3}$	μ_k	μ_m	γ , $кг / м^3$	H , м	P , МПа
0	2,0	2,6	34,5	6,1	0,17	0,15	2400	400	9,6
1	2,2	2,7	32,5	7,0	0,18	0,35	2300	500	11,5
2	1,8	2,4	37,5	20,0	0,17	0,20	2500	600	15,0
3	2,4	3,0	34,5	15,0	0,17	0,22	2600	400	10,4
4	2,5	3,0	34,5	30,0	0,17	0,25	2300	700	16,1
5	2,3	2,9	37,5	12,5	0,18	0,30	2400	800	19,2
6	2,2	2,6	37,0	40,0	0,18	0,26	2200	500	11,0
7	2,7	3,0	34,5	25,0	0,17	0,25	2400	700	16,8
8	2,8	3,1	40,0	7,0	0,18	0,27	2300	400	9,2
9	2,0	2,4	34,5	15,5	0,17	0,25	2600	600	15,6
10	2,7	3,0	37,5	22,0	0,17	0,22	2400	500	12,0

Есептеу жолдарын бақылап салыстыру үшін, әр варианттың бұрыштық координатының (θ) бір мағынасына есептелген ішкі күштердің нәтижелері 4.13-кестеде келтірілген. Моменттік және нормалдық күштердің (M, N) эпюраларын тұрғызу үшін әр вариантта бұрыштық координаттардың қалған 10 мағыналарын (нүктелерін) есептеу керек.

4.13-кесте

Салыстырмалық есептік деректер

Вар №	θ град.	$\sigma_{\theta}^{(0)}$, МПа	$\sigma_{\theta}^{(1)}$, МПа	$\sigma_r^{(1)}$, МПа	M , МН·м	N , МН	ε , м
0	0	11,26	18,44	-12,0	-0,054	4,45	-0,012
1	9	10,22	17,70	-12,07	-0,056	4,19	-0,0134
2	18	7,17	15,54	-12,28	-0,063	3,41	-0,0184
3	27	2,43	12,18	-12,59	-0,073	2,19	-0,0334
4	36	-3,54	7,95	-12,99	-0,086	0,66	-0,130
5	45	-10,16	3,26	-13,43	-0,101	-1,03	0,097
6	54	-16,78	-1,43	-13,87	-0,115	-2,73	0,042
7	63	-22,76	-5,66	-14,26	-0,128	-4,26	0,030
8	72	-27,50	-9,02	-14,58	-0,139	-5,48	0,025
9	81	-30,56	-11,18	-14,78	-0,145	-6,26	0,023
10	90	-31,62	-11,93	-14,85	-0,148	-6,53	0,026

Ескерту. $\varepsilon = \frac{M}{N}$, м. – қимадағы эксцентриситет.

4.8. Монолиттік және құрастырмалы-монолиттік конструкцияларды есептеу

Монолиттік және құрастырмалы-монолиттік конструкцияларды есептеу үшін төртінші, бесінші және алтыншы негізгі есептік схемаларды қолдануға болады (4.1-кестені кара). Негізгі есептік схеманы таңдау бекітпенің оны қоршаған массивтің конструктивтік ерекшеліктерімен, бір-бірімен әрекеттесу жағайымен және ең бастысы жүктелу схемасымен анықталады. Анықтаушы конструктивтік ерекшеліктеріне мыналарды жатқызуға болады: тау-құрылыс жұмыстарын жүргізу әдістерін (ашық немесе жабық, яғни жерасты), конструкцияны тұрғызудың технологиялық схемасын (толық қимасымен немесе жекелеген элементтерге бөлу арқылы), геометриялық келбетін (сақиналық, жайпақ және күмбезді жабындымен, тіксызықты және қисықсызықты қабырғалармен, жайпақ және күмбезді арнасымен). Монолиттік конструкциялардың

негізгі көтеруші элементіне күмбез жатады. Оның негізгі есептік схемасын таңдаудағы анықтаушы конструктивтік ерекшеліктеріне жататындар: геометриялық келбеті (дөңгелек, параболалық, қораптық), конструктивтік орындалуы (жатық немесе көтеріңкі, тұрақты немесе өзгермелі қалыңдығы) және тірелу жағдайлары (жыныстық қабырғаларға, бетондық қабырғаларға, астауға немесе қазба табанына).

Төртінші негізгі есептік схема бойынша жобаланған күмбезді монолиттік конструкциялардағы ішкі жүктемелерді анықтаудың әдістемесін қарастырамыз.

Мұндай конструкциялар статикалық дұдамал жүйелерге жатады және олардың геометриялық параметрлерін тура есептеу жолдарымен табу мүмкін болмайды. Сондықтан да геометриялық параметрлері алдын ала тағайындалады, содан кейін ішкі жүктемелері анықталады және бетондық, темірбетондық конструкцияларды жобалаудың қолданылып жүрген нормаларымен тексеріледі. Егер нормативтік шарттар орындалмайтын болса, онда конструкцияның геометриялық параметрлері өзгертіледі және есептеу қайталанатын.

Тау қазбалары үшін алдын ала күмбезді конструкцияның геометриялық параметрлерін төмендегі формуламен анықтауға болады (4.9-суретті қара):

күмбездің құлпындағы қалыңдығы:

$$t = \frac{0,1 \cdot l_0}{n_0} \cdot \sqrt{P}, \text{ м}, \quad (4.55)$$

мұндағы n_0 — бетондық және темірбетондық күмбездер үшін сәйкесімен 1,0 және 1,6 тең коэффициент;

l_0 — күмбездің сәулелі аралығы, м;

P — өзіндік салмағын есептемегендегі конструкцияға түсетін тік қысым (жүктеме), МПа;

өзгермелі қималы күмбездің өкшесіндегі қалыңдығы:

$$t_n = (1,25 \div 2,0) \cdot t_0, \quad (4.56)$$

күмбездің сәулелі орта көтерілімі:

$$h_{cs} = \frac{l_0}{2 \cdot \sqrt{f}}, \text{ м}, \quad (4.57)$$

мұндағы f — бекемдік коэффициенті;

тік көтеруші қабырғалардың қалыңдығы

$$t_c = (1 \div 2) \cdot t_n, \text{ м}; \quad (4.58)$$

олардың фундаментінің ені:

$$b = (1 \div 1,5) \cdot t_c, \text{ м}; \quad (4.59)$$

фундаментінің салыну тереңдігі:

$$t_\phi = \frac{b - t_c}{0,6}, \text{ м}. \quad (4.60)$$

Көтеріп тұратын жайпақ күмбездің геометриялық келбеті шеңберлік, парабодалық немесе үш орталық (қораптық), ал көтерімді көтеруші күмбездікі үш орталық болып қабылданады (4.9а-суретті кара).

Шеңбер пішінді күмбездің орта сызығы мынадай радиуспен сызылады:

$$R_0 = \frac{l}{2 \cdot \sin \alpha}, \text{ м}, \quad (4.61)$$

мұндағы l — күмбездің орта сызығы, м;

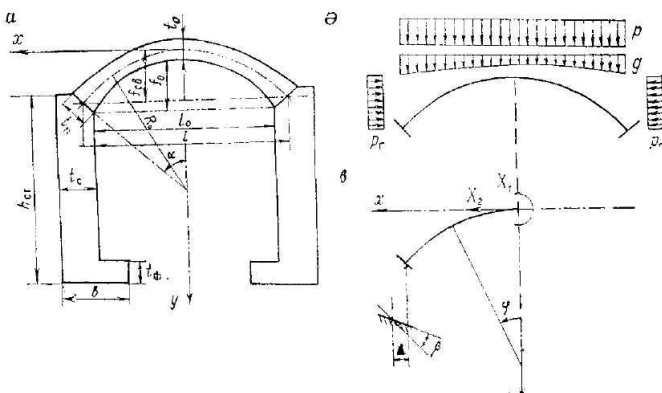
α — жарты күмбездің камту бұрышы

$$\alpha = 2 \cdot \arctg \frac{2 \cdot h_{ce}}{l}, \quad (4.62)$$

h_{ce} — күмбес көтермесінің орта сызығы, м.

Парабодалық күмбездің орта сызығы мына теңдеу бойынша тұрғызылады:

$$y = \frac{4 \cdot h_{ce}}{l^2} \cdot x, \quad \left(-\frac{1}{2}l < x < \frac{1}{2}l \right). \quad (4.63)$$



4.9-сурет. Монолиттік жатық күмбездің есептік схемасы

Үш орталықты жайпақ күмбездің орта сызығы қабырғаларға түйіскен жерлерінде R_{01} радиусімен, ал құлыпты жерлерінде R_{02} радиусімен сызылады, бұл кезде бұл жерлер қимада өтетін тік осьпен ψ бұрышымен түйіседі. Үш орталықты жайпақ күмбездер үшін $h_{cv} = \frac{l}{3}$ болғанда былай ұсынуға болады:

$$R_{02} = 0,692 \cdot l, \quad R_1 = 0,262 \cdot l, \quad \psi = 33^\circ 40', \quad h_{cv} = \frac{l}{4} \text{ болғанда -}$$

$$R_{02} = 0,905 \cdot l, \quad R_1 = 0,172 \cdot l, \quad \psi = 26^\circ 40'.$$

Үш орталықты көтерімді күмбездің орта сызығы қабырғаларының биіктігі h_{cm} жерлерінде төменгі радиуспен сызылады:

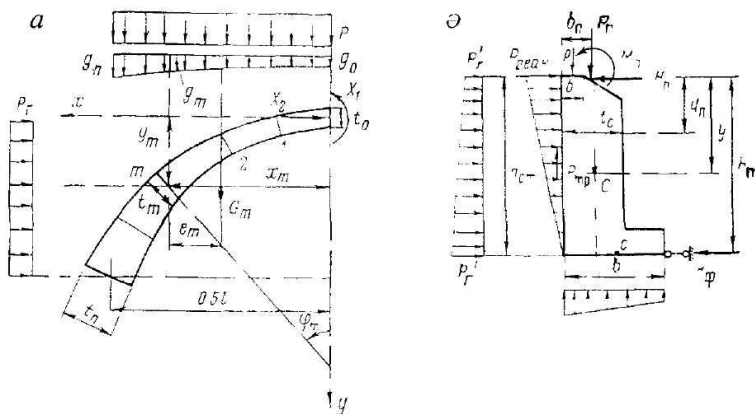
$$R_{01} = \frac{h_{cm}}{2 \cdot \cos \psi}, \quad (4.64)$$

құлыпты жерлерінде радиуспен:

$$R_{02} = \frac{h_{cm}}{2 \cdot \sin \psi}, \quad (4.65)$$

мұндағы

$$\psi = 2 \cdot \arctg \frac{2 \cdot h_{cv}}{l} \quad (4.66)$$



4.10-сурет. Монолиттік қаптама күмбезінің жүктелу схемасы

Жобаланып отырған конструкцияның қабылданған геометриялық параметрлерін есептей келе оның көлденең қимасын 1:20 немесе 1.25 масштабта 4.10-суретте көрсетілгендей сызып келтірілген жөн болады. Одан кейін көлденең қимада конструкция күмбезінің орта сызығын көрсетіп қабылданған жүктелу схемасы және шеткі қималардың бекітпелер шарттары бойынша есептік схемасы тұрғызылады.

Жартасты жыныстарға немесе массивті тік қабырғаларға сүйеніп тұрған монолиттік қаптамалардың және бекітпелердің күмбездері симметриялық жүктемелер түскен кезде өкшелері серпімді түрінде қысылған екі қайта статикалық дұдамал конструкциялар болады.

Мұндай статикалық дұдамал жүйелерді күштер әдісімен есептеген жөн болады.

Құлыптық қимадағы белгісіз иілтуші момент X_1 және нормалдық күш X_2 каноникалық тендеулерден анықталады, олар жарты күмбез үшін былай жазылады:

$$X_1(\delta_{11} + \beta_1) + X_2(\delta_{12} + \beta_2 + h_{cs} \cdot \beta_1) + (\Delta_{1p} + \beta_p) = 0, \quad (4.67)$$

$$X_1(\delta_{21} + \Delta_1 + h_{cs} \cdot \beta_1) + X_2(\delta_{22} + \Delta_2 + 2 \cdot h_{cs} \cdot \Delta_1 + h_{cs}^2 \cdot \beta_1) + (\Delta_{2p} + h_{cs} \beta_p + \Delta_p) = 0, \quad (4.68)$$

мұндағы X_1 және X_2 – сәйкесімен күмбездің құлыптық қимасындағы белгісіз момент және нормалдық күштер;

δ_{11} , δ_{12} – сәйкесімен бастапқы күштер $X_1=1$, $X_2=1$ болғандағы құлыптық қималардың сызықтық жазық жылжуы;

δ_{21} , δ_{22} – сәйкесімен осы бастапқы күштердің әсерінен құлыптық қималардың сызықтық жазық жылжуы;

Δ_{1p} , Δ_{2p} – сәйкесімен сыртқы жүктемелердің әсерінен құлыптық қиманың бұрыштық және сызықтық жылжулары;

β_1 , β_2 , β_p – сәйкесімен сыртқы жүктемелерден және бастапқы күштерден $X_1=1$, $X_2=1$ болатын күмбез өкшесінің айналу бұрыштары;

Δ_1 , Δ_2 , Δ_p – сәйкесімен осы күштер факторларынан күмбез өкшесінің серпімді жазық жылжуы.

Қазба параметрі бойынша күмбез конфигурациясының күрделілігін және оның қалыңдығының өзгермелі екенін еске ала отырып, жарты күмбездің ұзындығын $(S/2)m$ тең бөлікке (4.10-сурет) немесе саны 6-дан 10-дейінгі және ұзындығы $\Delta S(m)$ сыналарға (6 бөлікке (жікке) бөлеміз) бөлген дұрыс.

Күмбез кимасының есептеуге керекті қосымша параметрлерін анықтаймыз:

симметрияның тік осінен бастап m — ші санының қамту бұрышын:

$$\varphi_1 = \frac{\alpha}{6}, \text{ градус, } \varphi_m = m \cdot \varphi_1, \text{ градус,} \quad (4.69)$$

жарты күмбездің ұзындығы:

$$\frac{S}{2} = R_0 \cdot \frac{\pi \cdot \alpha}{180}, \text{ м,} \quad (4.70)$$

сынаның ұзындығы:

$$\Delta S = \frac{S/2}{6} = \frac{S}{12}, \text{ м.} \quad (4.71)$$

Каноникалық теңдеулердің коэффициенттерін есептеу үшін интегралдық операцияларды қосындыға алмастырып Симпсонның формулаларымен жылжудың мөлшерін анықтаймыз:

$$\begin{aligned} \delta_{11} &= \frac{12 \cdot \Delta S}{E} \cdot \sum_{m=0}^{m=6} \frac{1}{t_m^3}; & \delta_{12} = \delta_{21} &= \frac{12 \cdot \Delta S}{E} \cdot \sum_{m=0}^{m=6} \frac{y_m}{t_m^3}; \\ \delta_{22} &= \frac{12 \cdot \Delta S}{E} \cdot \left[\sum_{m=0}^{m=6} \frac{y_m^2}{t_m^3} + \frac{1}{12} \cdot \sum_{m=0}^{m=6} \frac{\cos^2 \varphi_m}{t_m} \right]; \\ \Delta_{1P} &= \frac{12 \cdot \Delta S}{E} \cdot \sum_{m=0}^{m=6} \frac{M_{mp}}{t_m^3}; \\ \Delta_{2P} &= \frac{12 \cdot \Delta S}{E} \cdot \left[\sum_{m=0}^{m=6} \frac{y_m \cdot M_{mp}}{t_v^3} + \frac{1}{12} \sum_{m=0}^{m=6} \frac{N_{mp} \cdot \cos \varphi_m}{t_v} \right], \end{aligned}$$

мұндағы y_m , φ_m , t_m — сәйкесімен ордината, м; бұрыштық координата және сыналар арасындағы m кимасындағы күмбездің қалыңдығы, м;

M_{mp} , N_{mp} — сәйкесімен m кимасындағы сыртқы жүктемеден болатын иілтуші момент және нормалдық күш, кН.

Бұл ішкі күштер мынадай формулалармен анықталады:

$$\begin{aligned} M_{mp} &= - \left[P \cdot \frac{x_m^2}{2} + P_r \cdot \frac{y_m^2}{2} + G_m \cdot e_m \right], \\ N_{mp} &= (P \cdot x_m + G_m) \cdot \sin \varphi_m - P_r \cdot y_m \cdot \cos \varphi_m, \end{aligned} \quad (4.73)$$

мұндағы P және P_r - сәйкесімен конструкцияға тік және жазық жүктемелердің қарқындылығы, кН/м;

G_m — конструкция бөлігінің O және m қималары аралығындағы өзіндік салмағынан болатын тепе-теңдік жүктемесі, кН.

$$G_m = \frac{g_0 - g_m}{2} \cdot x_m; \quad (4.74)$$

e_m — m қимасына қатысты тепе-теңдік жүктеме G иінінің ұзындығы, м;

$$e_m = \frac{x_3}{3} \cdot \frac{2 \cdot g_0 + g_m}{g_0 + g_m}; \quad (4.75)$$

g_0 және g_m — конструкция салмағынан болатын таратылған жүктеме қарқындылығының бастапқы және соңғы ординаталары, кН/м;

күмбездің құлпында:

$$g_0 = \rho_{\delta} \cdot t_0 \cdot \vartheta; \quad (4.76)$$

күмбездің өкшесінде:

$$g_n = \rho_{\delta} \left[t_n \cdot \frac{S}{l} + t_0 \left(\frac{S}{l} - 1 \right) \right] \cdot \vartheta; \quad (4.77)$$

кез келген m қимасында:

$$g_m = (g_n - g_0) \cdot \frac{2 \cdot x_m}{l} + g_0, \quad (4.78)$$

мұндағы ρ_{δ} — конструкция материалының (бетонның) көлемдік салмағы, $\rho_{\delta} = \gamma_{\delta} \cdot g$ (γ_{δ} — бетонның тығыздығы, g — еркін құлау үдеуі), кН/м³;

S — күмбездің орта сызығы бойынша ұзындығы, м;

l — күмбездің орта сызығы бойынша жазық аралығы, м.

Күмбездің сүйену жағдайларына байланысты β_1 , β_2 , β_p , Δ_1 , Δ_2 , Δ_p параметрлерін анықтаудың әдістемесін қарастырамыз: жынысқа немесе қабырғаларға. Күмбез жынысқа сүйенгенде күмбездің өкшесіндегі $x_1 = 1$ күшінен болатын ең үлкен және ең аз шектік кернеулер $\pm \left(\frac{6}{t_n^2} \right)$ тең, күмбездің өкшесіне

нормалдық нүктелеріндегі жыныс табанының жылжуы $\pm \left(\frac{6}{K_n \cdot t_n^2} \right)$ тең

болады, мұндағы K_n – күмбез өкшесінің астындағы жыныс табанының серпімділік тойтарыс коэффициенті, онда айналу бұрыштары:

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 2 \cdot \frac{6}{K_n \cdot t_n^2 \cdot t_n} = \frac{12}{K_n \cdot t_n^3} = \frac{12 \cdot \Delta S}{E} \cdot \frac{E}{\Delta S \cdot K_n \cdot t_n^3}; \\ \beta_2 &= 0; \quad \beta_1 = M_{np} \cdot \frac{12}{K_n \cdot t_n^3} = \frac{12 \cdot \Delta S}{E} \cdot \frac{E \cdot M_{np}}{\Delta S \cdot K_n \cdot t_n^3}; \\ \Delta_1 &= 0, \quad \Delta_2 = \frac{12 \cdot \Delta S}{E} \cdot \frac{E \cdot \cos^2 \alpha}{\Delta S \cdot K_n \cdot t_n}; \quad \Delta_p = \frac{12 \cdot \Delta S}{E} \cdot \frac{E \cdot N_{np} \cdot \cos \alpha}{\Delta S \cdot K_n \cdot t_n}.\end{aligned}\quad (4.79)$$

Координаттары x_m, y_m, φ_m (4.10-суретті қара) күмбез қималарындағы ішкі күштер төмендегі формуламен анықталады:

$$M_m = M_{mp} + X_1 + y_m \cdot X_2; \quad N_m = N_{mp} + X_2 \cdot \cos \varphi_m, \quad (4.80)$$

мұндағы M_{mp}, N_{mp} 4.73-теңдеу бойынша анықталады;

X_1 және X_2 (4.67) және (4.68) каноникалық теңдеулерді шешу арқылы табылады.

Күмбез қималарының эксцентриситеттері де анықталады:

$$\varepsilon_x = \frac{M_x}{N_y}, \text{ м.} \quad (4.81)$$

Қаптамалар мен бекітпелер элементтеріндегі ішкі күштер анықталғаннан кейін қабылданған қималар бетон және темірбетон конструкцияларын жобалау нормаларының шектік жағдайларына байланысты тексеру есептеулері жүргізіледі [9].

Мысал. Берілген деректер бойынша дөңгелек пішінді күмбез қаптаманы есептеу. Қазба жерасты таужынысында жүргізіледі, күмбезі сол жыныстарға сүйенеді.

Эксплуатациялық жағдайларға байланысты қаптаманың сәулелі аралығы $l_0 = 12,5 \text{ м}$, орта сызығы бойынша $l = 13 \text{ м}$, күмбездің

ортамен көтерілуі $h_{св} = \frac{l}{5} = 2,6 \text{ м}$.

Күмбезге түсетін тік жүктеме $P = 32 \text{ кПа} \left(\text{кН} / \text{м}^2 \right)$, жазық жүктеме $P_{\kappa} = 16 \text{ кПа} \left(\text{кН} / \text{м}^2 \right)$. Күмбездің өкше тұстарындағы массивтің серпімділік тойтарыс коэффициенті $K_n = 5,8 \text{ кПа} / \text{м} \cdot 10^{-6}$. Қаптама материалы – маркасы М200 бетон,

көлемдік салмағы $\rho_6 = 2,4 \cdot 10^{-6} \text{ кН} / \text{м}^3$ және серпімділік модулі $E = 2400 \text{ МПа} = 24 \cdot 10^6 \text{ кПа}$.

Шешімі. 1. (4.55) және (4.56) формулалары бойынша күмбездің қалыңдығын таңдаймыз:

$$t_0 = \frac{0,1 \cdot 12,5}{1,0} \cdot \sqrt{0,032} = 0,024 \text{ м},$$

$$t_0 = 0,35 \text{ деп қабылдаймыз.}$$

$$t_n = 1,7 \cdot t_0 = 1,7 \cdot 0,35 = 0,595 \approx 0,6 \text{ м.}$$

2. (4.61), (4.62), (4.70) формулалары бойынша күмбез қимасының геометриялық параметрлерін анықтаймыз:

$$\alpha = 2 \arctg \frac{2 \cdot h_{св}}{l} = 2 \arctg \frac{2 \cdot 2,6}{13} = 44^\circ;$$

$$R_0 = \frac{13}{2 \cdot \sin 44^\circ} = 9,35;$$

$$\frac{S}{2} = R_0 \cdot \frac{\pi \cdot \alpha}{180} = 9,35 \cdot \frac{3,14 \cdot 44}{180} = 7,2 \text{ м.}$$

3. Жарты күмбезді тең алты бөлшекке бөлеміз (4.11-сурет) және сыналардың геометриялық сипаттамаларын анықтаймыз: сынаның ұзындығын:

$$\Delta S = \frac{7,2}{6} = 1,2 \text{ м};$$

тік симметрия осінен бастап сынаның қамту бұрышын:

$$\varphi_1 = \frac{\alpha}{2} = \frac{44}{6} = 7^\circ 20'; \quad \varphi_m = 7^\circ 20' \cdot m.$$

4. (4.76), (4.77), (4.78) формулалары бойынша өздік салмағынан болатын таралған жүктемелердің қарқындылығын есептейміз:

$$g_0 = 2,4 \cdot 10 \cdot 0,35 \cdot 1 = 8,4 \text{ кН} / \text{м};$$

$$g_n = 2,4 \cdot 10 \cdot \left[0,6 \cdot \frac{2 \cdot 7,2}{13,0} + 0,35 \cdot \left(\frac{2 \cdot 7,2}{13,0} - 1 \right) \right] \cdot 10 = 16,7 \text{ кН} / \text{м}.$$

5. 4.9-суретте көрсетілген негізгі есептік жүйені қабылдаймыз, осыдан кейінгі барлық есептеулерді кесте түрінде орындаймыз (4.14-кесте).

Бірінші графада жарты күмбездегі шартты түрде бөлінген сыналардың арасындағы кималардың нөмірлері жазылады. 2–8 графаларға жарты күмбездің масштабтық сызбаларынан графикалық жолмен анықталған кезегімен жазылып алынған кималардың x_m , y_m , φ_m координаттары, $\sin \varphi_m$, $\cos \varphi_m$ функциялары, осы

қималардағы күмбездің қалыңдықтары t_m және $\frac{1}{t_m}$ мөлшері

келтіріледі (4.11а-суретті қара).

9–13 және 24–26 графаларда – 4.72-формуланың қосындылау белгілерінің астындағы мөлшерлер есептеліп келтіріледі. Соңғы үш мөлшерді есептеу үшін ең алдымен 4.74–4.78 – формулалардың көмегімен жүктемелік сипаттамалар анықталады, олар 4.14-кестенің 14-23 графаларында жазылады.

Осыдан кейін 4.72 – формуласы бойынша каноникалық теңдеулердің (4.67-4.68) коэффициенттерін қосындылау арқылы анықтаймыз:

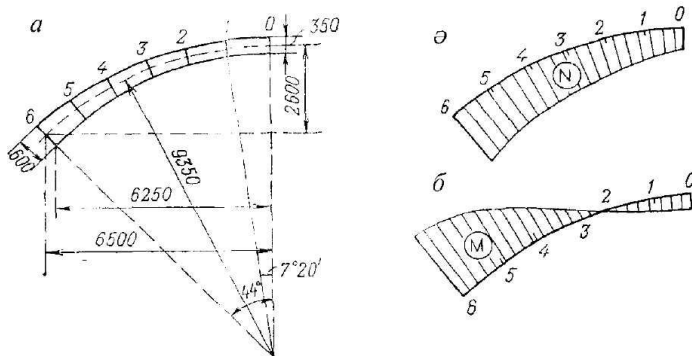
$$\sum_{m=0}^{m=6} \frac{1}{t_m^3} = 0,87; \quad \sum_{m=0}^{m=6} \frac{y_m}{t_m^3} = 44,04; \quad \sum_{m=0}^{m=6} \frac{y_m^2}{t_m^3} = 68,73;$$

$$\sum_{m=0}^{m=6} \frac{\cos^2 \varphi}{t_m} = 12,91 \quad \sum_{m=0}^{m=6} \frac{M_{mp}}{t_m^3} = -16552;$$

$$\sum_{m=0}^{m=6} \frac{M_{mp} \cdot y_m}{t_m^3} = -25650,5; \quad \sum_{m=0}^{m=6} \frac{N_{mp} \cdot \cos \varphi}{t_m} = 670,9;$$

$$\beta_1 = \frac{12 \cdot \Delta S}{E} \cdot \frac{E}{\Delta S \cdot K_n \cdot t_n^3} = \frac{12 \cdot \Delta S}{E} \cdot \frac{24 \cdot 10^6}{1,2 \cdot 5,8 \cdot 10^6 \cdot (0,6)^3} = \frac{12 \cdot \Delta S}{E} \cdot 16,02;$$

$$\delta_{11} + \beta_1 = \frac{12 \cdot \Delta S}{E} \cdot (80,7 + 16,02) = \frac{12 \cdot \Delta S}{E} \cdot 96,72;$$



4.11-сурет. Монолиттік күмбезді есептеу мысалының схемасы

$$\delta_{12} + \beta_2 + \beta_1 \cdot h_{c6} = \delta_{21} + \Delta_1 + \beta_1 \cdot h_{c6} = \frac{12 \cdot \Delta S}{E} \cdot (4404 + 1602 \cdot 2,6) = \frac{12 \cdot \Delta S}{E} \cdot 857;$$

$$\Delta_{1p} = \frac{12 \cdot \Delta S}{E} \cdot \sum_{m=0}^{m=6} \frac{M_{mp}}{t_m^3} = \frac{-12 \cdot \Delta S}{E} \cdot 16552;$$

$$\beta_p = M_{np} \cdot \beta_1 = \frac{12 \cdot \Delta S}{E} \cdot \frac{E \cdot M_{np}}{\Delta S \cdot K_n \cdot t_n^3} = \frac{-12 \cdot \Delta S}{E} \left[\frac{9667 \cdot 24 \cdot 10^6}{12 \cdot 5,8 \cdot 10^6 \cdot (0,6)^3} \right] = \frac{-12 \cdot \Delta S}{E} \cdot 1548,5;$$

$$\Delta_2 + \beta_p = -\frac{12 \cdot \Delta S}{E} (16552 + 15468,5) = -\frac{12 \cdot \Delta S}{E} \cdot 32038,5;$$

$$\delta_{22} + \Delta_2 + 2 \cdot h_{c6} \cdot \Delta_1 + h_{c6}^2 \cdot \beta_1 = \frac{12 \cdot \Delta S}{E} \left[6873 + \frac{1291}{12} + 297 + (2,6)^2 \cdot 1602 \right] = \frac{12 \cdot \Delta S}{E} \cdot 18106$$

$$\Delta_p = \frac{12 \cdot \Delta S}{E} \cdot \frac{E \cdot N_{np} \cdot \cos \alpha}{\Delta S \cdot K_n \cdot t_n} = \frac{12 \cdot \Delta S}{E} \cdot \frac{24 \cdot 10^6 \cdot 172 \cdot \cos 44^\circ}{1,2 \cdot 5,8 \cdot 10^6 \cdot 0,6} = \frac{12 \cdot \Delta S}{E} \cdot 711;$$

$$\delta_{2p} + h_{c6} \cdot \beta_p + \Delta_p = \frac{12 \cdot \Delta S}{E} \cdot \left(-2565,6 + \frac{6709}{12} - 2,6 \cdot 1548,5 + 711 \right) = \frac{-12 \cdot \Delta S}{E} \cdot 6514,9.$$

(4.67), (4.67) теңдеулер жүйесін $\frac{12 \cdot \Delta S}{E}$ мөлшеріне қысқартқаннан

кейін, олар мынадай түрге келеді:

$$96,72 \cdot X_1 + 85,7 \cdot X_2 - 32038,5 = 0;$$

$$85,7 \cdot X_1 + 181606 \cdot X_2 - 65149,5 = 0;$$

бұл теңдеулерден X_1 және X_2 табамыз:

$$X_1 = 21,5 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad X_2 = 349,6 \text{ кН}.$$

Күмбез қималарындағы ішкі күштер 4.80-формула арқылы анықталып, 4.14-кестенің 27, 28, 29 графаларына, $\varepsilon_x = \frac{M_x}{N_x}$

эксцентриситеті есептеліп жазылады.

Есептеліп табылған M_x пен N_x мөлшерлері 4.11ә,б-суреттерде көрсетілгендей N және M күштері эпюралар түрінде масштабпен сызылады.

Сонымен, орындалған статикалық есептеулердің нәтижесінде күмбездің басты қималарында болатын күштер мынадай: құлпында $M_0 = 21 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $N_0 = 349,6 \text{ кН}$; $\varepsilon_{0p} = 0.061 \text{ м}$; өкшесінде - $M_n = -32,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $N_n = 423.5 \text{ кН}$; $\varepsilon_{np} = 0,076 \text{ м}$.

Бетоннан және темірбетоннан тұрғызылған бекітпелер мен қаптамалардың көтеру қабілеттігін тексеру.

Бекітпелердің және қаптамалар қималарының көтеру қабілеттігін жұмыста қолданып жүрген нормативтік құжаттардың негізінде жүктеуші күштердің ең қолайсыз тіркесіміне тексереді. Бекітпенің қалыңдығы өзгермелі болғанда қиманың ең аз қалыңдығына тексеру керек.

Бетон және темірбетон бекітпелердің және қаптамалардың көтеру қабілеттігі СНИП 2.03.01-84 «Бетон және темірбетон конструкциялары. Жобалау нормалары» ұсыныстары негізінде тексеріледі. Бұл кезде қималар нормалдық күштің N эксцентриситеті $\varepsilon \cdot \eta$ арқылы ортасынан тыс қысылуы сипатында қарастырылады, ол мынаған тең болады:

$$\varepsilon_0 \cdot \eta = \left(\frac{M}{N} + \varepsilon_{cl} \right) \cdot \eta, \quad (4.81)$$

мұндағы ε_{cl} — кездейсоқ эксцентриситет, есептеуде ескерілмеген факторлармен шарттасады және мына екі мөлшердің үлкен мағынасы қабылданады: күмбез ұзындығының $\frac{1}{600}$ немесе бекітпе қалыңдығының $\frac{1}{30}$;

η — ұзына бойғы иілуінің коэффициенті, ол элементтің майысу мөлшерінің эксцентриситетке әсерін есептейді, $\frac{l_0}{i} \leq 14$ болғанда $\eta = 1$,

ал $\frac{l_0}{i} > 14$ болғанда мынадай формуламен анықталады:

$$\eta = \frac{1}{\left(1 - \frac{N}{N_{y,k}} \right)}, \quad (4.82)$$

мұндағы l_0 — конструкцияның есептік ұзындығы қабылданады $l_0 = 0,365 \cdot S$, S — күмбездің осі бойынша ұзындығы, м;
 $S = \frac{2 \cdot \pi \cdot \alpha}{180} \cdot R_0$; i — қиманың инерция радиусі;

4.14-кесте

Жік (м) №	Жіктердің геометриялық сипаттары							Симпсон бойынша қосындылауға				Симпсон бойынша
	$x_m, \text{м}$	$y_m, \text{м}$	φ_m градус	$\sin \varphi_m$	$\cos \varphi_m$	$t_m, \text{м}$	$1/t_m$	$1/t_m^3$	y_m^3/t_m^3	y_m^2/t_m^3	$\cos \varphi_m/t_m$	$\cos^3 \varphi_m/t_m$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0	0	0	0	0,000	1,000	0,35	2,86	23,39	0,000	0,000	2,86	2,86
1	1,19	0,077	$7^0 20'$	0,1276	0,9918	0,39	2,56	16,78	1,29	0,100	2,54	2,52
2	2,36	0,305	$14^0 40'$	0,2532	0,9674	0,43	2,33	12,65	3,86	1,18	2,25	2,18
3	3,50	0,680	$22^0 0'$	0,3746	0,9272	0,47	2,13	9,66	6,57	4,47	1,97	1,83
4	4,55	1,200	$29^0 20'$	0,4900	0,8718	0,51	1,96	7,53	9,04	10,84	1,71	1,49
5	5,60	1,85	$36^0 40'$	0,5972	0,8021	0,55	1,82	6,03	11,16	20,64	1,46	1,17
6	6,50	2,600	$44^0 0'$	0,6947	0,7193	0,60	1,67	4,66	12,12	31,50	1,20	0,86

4.14-кестенің жалғасы

Жік (м) №	Негізгі жүйенің m-ші жігіндегі ішкі күштер										Симпсон бойынша қосындылауға			Соңғы нәтижелері		
	Px_m кН	$Px_m^2/2$ кН·м	$Px_m y_m$ кН	$Py_m^2/2$ кН·м	g_m кН/м	G_m кН	$e_m, \text{м}$	$G_m e_m$ кН·м	$M_{гр}$ кН·м	$N_{гр}$ кН	$M_{гр}/t_m^3$	$M_{гр} y_m/t_m^3$	$N_{гр}/\cos \varphi_m/t_m$	M_b кН·м	N_b кН	$\varepsilon_b, \text{м}$
	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
0	0	0	0	0	8,4	0	0	0	0	0	0	0	0	21,5	349,6	0,061
1	38,0	22,6	1,23	0,04	9,8	10,8	0,58	6,3	-28,9	5,1	-485	-37,5	12,9	19,5	351,8	0,055
2	75,6	89,2	5,00	0,80	11,2	23,1	1,12	25,9	-115,9	20,2	-1466	-448	45,5	12,2	358,4	0,034
3	112,0	196,0	10,8	3,60	12,6	36,7	1,63	59,8	-259,4	46,2	-2506	-1705	91,5	-0,2	370,4	0,0005
4	145,6	332,2	19,2	11,6	14,0	51,0	2,09	107,1	-450,9	80,0	-3400	-4060	137	-9,9	384,8	0,025
5	179,2	501,8	29,6	25,4	15,4	66,6	2,53	167,5	-694,7	123,2	-4190	-7700	178	-36,5	403,6	0,090
6	208,0	676,0	41,6	54,0	16,8	81,9	2,89	23,07	-966,7	172,0	-4506	-11700	206	-32,3	423,5	0,076

I және F – сәйкесімен инерция моменті және бекітпенің көлденең қимасының ауданы:

$$I = \frac{\vartheta \cdot t^3}{12}, \text{ м}^4; \quad F = \vartheta \cdot (t - 2 \cdot \varepsilon_0) \cdot \eta, \text{ м}^2; \quad (4.83)$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{F}}, \text{ м}; \quad \vartheta = 1, \text{ м} - \text{бекітпенің ұзындығы};$$

t – бекітпе күмбезінің көлденең қимасының ені, м.

Жалпы жағдайда шартты сындарлы күш $N_{y.k}$ мына тендеуден анықталады:

$$N_{y.k} = \frac{6,4 \cdot E_{\sigma} \cdot I}{K_{\partial l} \cdot l_0^2} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_c} + 0,1 \right), \text{ кН}, \quad (4.84)$$

мұндағы E_{σ} – бетонның серпімділік модулі, КПа;

$K_{\partial l}$ – жүктеме әсерінің ұзақтығын есептейтін коэффициент,

қысқа уақытты жүктеме болғанда $K_{\partial l} = 2$; $\delta_c \frac{\varepsilon_0}{t}$ – қатысты

эксцентриситет, ол $\delta_{c \min} = 0,5 - \frac{l_0}{t} - 0,01 \cdot R_{\sigma} (R_{\sigma}, \text{ МПа})$ кем қабылданбауы керек.

Эксцентриситеттердің жоғары мағыналары, яғни $\varepsilon_0 \cdot \eta \geq 0,9 \cdot y$ (y – қиманың салмақ орталығынан ең көп сығылған қырына дейінгі қашықтық, $y = 0,5 \cdot t$ деп қабылдауға болғанда) бетонның серпімді пластикалық деформациясын есептей келе, тік бұрышты қиманың көтеру қабілеттілігі мына формула бойынша тексеріледі :

$$N_n = \frac{1,75 \cdot R_p \cdot \hat{a} \cdot t^2}{6 \cdot \varepsilon_0 \cdot \eta - 0,8 \cdot t}, \hat{e} \hat{I}, \quad N_n > N \quad (4.85)$$

мұндағы R_p – бетонның сығылуға кедергісі, кПа.

Аздаған эксцентриситеттер, яғни $\varepsilon_0 \cdot \eta \leq 0,9 \cdot y$ болғанда:

$$N_n = \kappa \cdot R_{\sigma} \cdot \vartheta \cdot (t - 2 \cdot \varepsilon_0 \cdot \eta), \text{ кПа}, \quad N_n > N \quad (4.86)$$

Жоғарыда келтірілген мысалдың нәтижелері бойынша күмбез қималарының мықтылығын СНиП II-21-75 [9] бойынша ортадан тыс қысылған бетон элементтері ретінде есептейміз.

Алдымен күмбез құлпы қимасының мықтылығын тексереміз. Кездейсоқ эксцентриситетті анықтаймыз:

$$\varepsilon_{cl} = \frac{S}{600} = \frac{2 \cdot 7,2}{600} = 0,024 \text{ м.}$$

Онда $\varepsilon_0 = \varepsilon_{0p} + \varepsilon_{cl} = 0,061 + 0,024 = 0,085 \text{ м.}$

Бұдан кейін шартты сындарлы күш $N_{y,k}$ есептейміз, ол үшін мыналарды ескеріп есептейміз:

$$E_0 = 24 \cdot 10^6 \text{ кПа}, \quad I = \frac{\sigma \cdot t_0^3}{12} = \frac{1,0 \cdot (0,35)^3}{12} = 0,0036 \text{ м}^4,$$

$$l_0 = 0,365 \cdot S = 0,365 \cdot 14,4 = 5,26 \text{ м}; \quad R_0 = 9 \text{ МПа} = 9000 \text{ кПа};$$

$$\delta_c = \frac{\varepsilon_0}{t} = \frac{0,085}{0,35} = 0,24; \quad \delta_{c \min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{5,26}{0,35} - 0,01 \cdot 9 = 0,26.$$

$\delta_c = 0,26$ – қабылдаймыз.

$$N_{y,k} = \frac{6,4 \cdot E_0 \cdot I}{K_{01} \cdot l_0^2} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_{c \min}} + 0,1 \right) = \frac{6,4 \cdot 24 \cdot 10^6 \cdot 36 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot (5,26)^2} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,26} + 0,1 \right) = 99812 \text{ кН.}$$

Бұдан кейін η коэффициентін табамыз:

$$\eta = \left(1 - \frac{N}{N_{0,k}} \right)^{-1} = \left(1 - \frac{349,6}{9981,2} \right)^{-1} = 1,04.$$

$$\varepsilon_0 \cdot \eta > 0,9 \cdot 0,5 \cdot t \text{ бола ма немесе } \varepsilon_0 \cdot \eta < 0,9 \cdot 0,5 \cdot t$$

$\varepsilon_0 \cdot \eta = 0,085 \cdot 1,04 = 0,0884$, $0,9 \cdot 0,35 = 0,1575$, яғни $0,0884 < 0,1575$ болғандықтан

$$N_n = \kappa \cdot R_0 \cdot \sigma \cdot (t - 2 \cdot \varepsilon_0 \cdot \eta) = 1 \cdot 9000 \cdot 1,0 \cdot (0,35 - 2 \cdot 0,085 \cdot 1,04) = 1557 \text{ кН.}$$

Күмбез құлпы қимасының есептелген нормалдық күші $N = 34966$ кН, яғни $N_n > N$ шарты орындалғандықтан қиманың мықтылығы қамтамасыз етіледі.

Тәжірибелік жұмыстардың тапсырмасы: берілген деректер бойынша монолиттік бетон күмбезі қималарындағы ішкі күштерді есептеп олардың эпюраларын тұрғызыңыз. Күмбездің қабылданған қалыңдығының мөлшерін тексеріңіз, керек болса қайта айқындаңыз. Бастапқы деректер 4.15-кестеде келтірілген.

Есептеуді арнайы құрастырылған компьютерлік «SWOD» бағдарламасы бойынша да жүргізуге болады.

Бастапқы деректер

Вар. №	f	$l, м$	$P, кПа$	$P_r, кПа$	$K_n, кПа/м \cdot 10^{-5}$	$\gamma, кз/м^3$	$R_{\delta}, МПа$	$R_{\delta r}, МПа$	$E_{\delta}, МПа$
0	4	10	40	20	40	2300	7,5	0,66	32500
1	3	8	50	30	60	2400	11,5	0,90	37500
2	5	12	45	20	20	2300	6,0	0,57	30000
3	4	6	80	30	50	2300	11,5	0,90	37500
4	3	14	60	20	40	2400	14,5	1,05	40000
5	4	11	90	40	30	2400	7,5	0,66	32500
6	5	10	60	30	20	2300	8,5	0,75	34500
7	3	8	80	40	50	2400	8,5	0,75	34500
8	2	9	80	40	50	2400	11,5	0,90	37500
9	2	12	100	50	60	2400	9,0	0,75	24000
10	3	13	32	16	58	2400	11,5	0,90	37500
11	6	15	75	32	40	2500	11,5	0,90	37500
12	5	13	70	30	30	2300	14,5	1,05	40000
13	4	12	50	25	50	2300	8,5	0,75	34500
14	3	9	60	30	60	2400	7,5	0,66	32500

Бетонның, темірбетонның және болат арқаулардың СНИП бойынша сипаттамалары 4.16 және 4.17-кестелерде келтірілген.

Бетонның физика-механикалық сипаттамалары

Бетонның		Мықтылық шектері		Серпімділік модулі, $E_{\delta}, МПа$
класы	маркасы	сығылуға, $R_{\delta}, МПа$	созылуға, $R_{\delta r}, МПа$	
B5	M50	2,8	0,37	22500
B7,5	M75	4,5	0,48	28000
B10	M100	6,0	0,57	30000
B12,5	M150	7,5	0,66	32500
B15	M200	8,5	0,75	34500
B20	M250	11,5	0,90	37500
B25	M300	14,5	1,05	40000
B30	M400	17,0	1,20	42000

Болат арқаулардың физика-механикалық сипаттамалары

Болат арқаулардың түрлері және кластары	Есептік кедергілері		Серпімділік модулі, $E \cdot 10^{-3}, \text{МПа}$
	созылуға, $R_s, \text{МПа}$	сығылуға, $R_{co}, \text{МПа}$	
Өзектік арматура:			
А – I	225	225	210
А – II	280	280	210
А – III диаметрімен, мм			
6-8	355	355	200
10-40	365	365	200
A-IV	510	400	190
A-V	680	400	190
Сым арқаулар	365	365	170

4.9. Тюбингтік және кесектік конструкцияларды есептеу

Тау қазбаларында, гидротехникалық және көліктік, коллекторлық тоннельдерде кеңінен қолданылатын құрастырмалы тюбингтік, кесектік конструкцияларды төртінші, бесінші және алтыншы негізгі есептік схемалар бойынша есептеуге болады.

Құрастырмалы тұтас бекітпелер мен қаптамалардың кәсектіктен өзгеше ерекшеліктеріне олардың элементтерінің (кесектер, тюбингтер, панельдер) жүк көтерушілік функциясы ғана емес сонымен бірге қоршап-қорғайтын функциялары да жатады. Олар заводтық жағдайларда дайындалады және дайын күйінде тұрғызылатын жеріне жеткізіледі.

Тюбинг периметрі бойынша қаттылық қабырғаларымен шектелген темірбетон, шойын (сирек болат) цилиндрлік сегменттер түрінде болады. Тюбингтердің ұзындығы 1-ден 2 м-ге дейін, ені 0,7–1,5 м, тақтасының қалыңдығы 0,02–0,1 м, массасы 300–2300 кг, көтеру қабілеттілігі 0,1–0,5 МПа.

Кесектік бетон бекітпелер радиалдық немесе сына тәрізді кесектерден тұйықталған және тұйықталмаған контурлар түрлерінде орындалады. Кесектердің қалыңдығы 0,2–0,5 м. Кесектің қалыңдығына және бетонның маркасына байланысты көтеру қабілеттілігі 0,5–0,8 МПа құрайды.

Жерасты ғимараттарының еркін деформаланатын тюбингтік және кесектік конструкцияларды есептеуді төртінші негізгі есептік схема бойынша жүргізген жөн болады. Жазық жерасты ғимараттарында олар өзіндік салмағынан монтаждық жүктемені және ұңғылау жабдықтары салмағының жүктемесін қабылдайды. Егер ұңғылау жабдықтары оны

астаулық тубингке түсіретін болса, оларды есепке алмауға болады. Онда тубингтік (кесектік) сақинаның қималарындағы (орталық бұрышы 2α астаулық тубингтің доғасы бойынша) иілтуші моменттерді M_θ^1 және нормалдық күштерді N_θ^1 анықтауға мынадай формулаларды ұсынуға болады (4.12а-сурет):

$$0 < \theta < \pi - \alpha$$

$$M_\theta^1 = \frac{G \cdot R}{2 \cdot \pi \cdot \sin \alpha} \cdot [\alpha - \theta \cdot \sin \theta \cdot \sin \alpha - \cos \theta \cdot (1,5 \cdot \sin \alpha - \alpha \cdot \cos \alpha)]$$

$$N_\theta^1 = \frac{G \cdot R}{2 \cdot \pi \cdot \sin \alpha} \cdot [\theta \cdot \sin \theta \cdot \sin \alpha + \cos \theta \cdot (0,5 \cdot \sin \alpha - \alpha \cdot \cos \alpha)]$$

$$\theta = \pi \text{ болғанда}$$

$$M_\theta^1 = \frac{G \cdot R}{2 \cdot \pi \cdot \sin \alpha} \cdot [1,5 \sin \theta - (\pi - \alpha) \cdot (1 - \cos \alpha)]$$

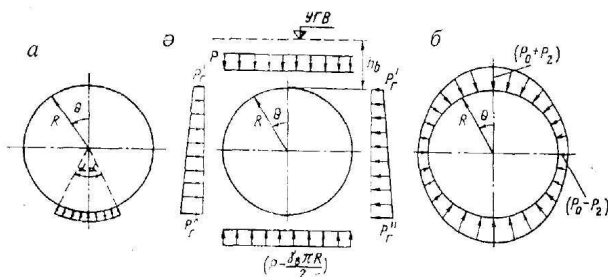
$$N_\theta^1 = \frac{G \cdot R}{2 \cdot \pi \cdot \sin \alpha} \cdot [\pi - 0,5 \sin \alpha - (\pi - \alpha) \cdot \cos \alpha] \quad (4.87)$$

мұндағы G – қаптама сақинасының (ені 1 м) салмағы, $\kappa\text{Н}$;

R – қаптаманың осьтік сызығы бойынша радиусі, м ;

θ – қарастырылып отырған қимадағы координаттық бұрышы (тік осьтен бастап есептеледі);

M_θ^1 және N_θ^1 – ені 1 м қаптама сақинасына есептелген ішкі күштер ($\kappa\text{Н}\cdot\text{м}$ және $\kappa\text{Н}$).



4.12-сурет. Еркін деформаланатын тубингтік конструкциялардың жүктелу схемалары

Қарастырылып отырған конструкция эксплуатация кезінде (4.12ә-сурет) қосымша активтік тік жүктемені $P(\kappa\text{Н}/\text{м})$, ординаттары P_r^1 және P_r^{II} ($\kappa\text{Н}/\text{м}$) трапеция бойынша таралған активтік жазық жүктемелерді, гидростатикалық судың немесе қорыстың (көлемдік массасы $\rho_s(\kappa\text{Н}/\text{м}^3)$ және күмбез төбесінен деңгейі $h_s(\text{м})$ қысымын,

жыныстық табанның реакциясын қабылдайды, олар біркелкі таралған тік жүктеме $(P - \frac{\rho_B \cdot \pi \cdot R}{2}, \text{ кН / м})$ түрінде есептеледі.

Есептік схема (4.12а-сурет) $\theta = \pi$ қимасында жалған қысылған тұрақты қаттылығы бар серпімді сақина түрінде қарастырылады.

Бұл жағдайда M_θ^{11} және N_θ^{11} ішкі күштер координаттары θ кималарда тең болады:

$0 < \theta \leq \pi$ болғанда

$$M_\theta^{11} = R^2 \cdot [P \cdot (0,25 - 0,5 \cdot \sin^2 \theta) + P_r \cdot (0,25 - 0,5 \cdot \cos^2 \theta)];$$

$$N_\theta^{11} = R \cdot (P \cdot \sin^2 \theta + P_r \cdot \cos^2 \theta). \quad (4.88)$$

Бұдан кейін эксплуатация және монтаждау кездеріндегі ішкі күштер қосындалады:

$$M_\theta = M_\theta^1 + M_\theta^{11}; \quad N_\theta = N_\theta^1 + N_\theta^{11}. \quad (4.89)$$

Қабылданған тюбингтік конструкциялар кималарының мықтылығы қолданыстағы жобалау нормаларына сәйкес тексеріледі. Бұл үшін қабылданған тюбингтің (кесектің) есептік сипаттамалары қабылданады: сығылу R_c және иілгендегі созылуға R_u есептік кедергілері, қабырғасының қалыңдығы δ , жұмыстық көлденең қимасының ауданы F , бейтарап оське қатысты жұмыстық қимасының инерция моменті I_{nc} , бейтарап осьтен ішкі беттеріне дейінгі және η_1 , сыртқы беттеріне дейінгі η_2 қашықтық тюбингтік сақинаның ені b .

Ішкі контур үшін кедергі моменті тең болады:

$$W_B = \frac{I_{nc}}{\eta_1},$$

ал сыртқы контур үшін – $W_H = \frac{I_{nc}}{\eta_2}.$

Қауіпті кимадағы кернеулер тең болады:

$$R_1 = \frac{M_\theta}{W_\theta} + \frac{N_\theta}{F} \leq R_u; R_2 = \frac{M_0}{W_H} + \frac{N_\theta}{F} \leq R_c. \quad (4.90)$$

Бұл жағдайда конструкция орнықты деп саналады, оның екі қимасына орнықтылық шарттары орындалса, онда конструкция дұрыс қабылданған.

Төртінші негізгі есептік схема бойынша тік оқпандардың тюбингтік конструкцияларын есептеу үшін Москва кен институтында И. В. Баклашов құрастырған есептеу әдістемесін қолдануға болады. Бұл жағдайда жүктеме эксперименттік деректердің немесе жұмыс

гипотезаларының негізінде беріліп, 4.12в-суретте көрсетілгендей радиалды және таратылған түрде қабылданады:

$$P = P_0 + P_2 \cdot \cos 2\theta, \quad (4.91)$$

$$P_0 = (P_\omega + P_g) \cdot (1 + 0,5 \cdot \omega); \quad (4.92)$$

$$P_2 = (P_\omega + P_g) \cdot 0,5 \cdot \omega; \quad (4.93)$$

P_ω – құрастырылып отырған тереңдіктегі жерасты суларынан немесе қорыстарынан болатын гидростатикалық жүктеме, МПа;

P_g – бекітпенің периметрімен тау қысымынан болатын жүктеменің орташа мөлшері, МПа;

ω – осы жүктеменің біркелкі еместік коэффициенті.

Конструкциядағы тангенциалдық нормалдық созушы кернеулерді σ_θ (МПа) оң деп қабылдап, мынадай теңдеулерді жазуға болады:

ішкі контур үшін:

$$\sigma_\theta = -2 \cdot P_0 \cdot \frac{K_1^2}{K_1^2 - 1} + 4 \cdot P_2 \cdot K_1^2 \cdot \frac{K_1^2 + 1}{(K_1^2 - 1)^2} \cdot \cos 2\theta; \quad (4.94)$$

сыртқы контур үшін:

$$\sigma_\theta = -P_0 \cdot \frac{K_1^2}{K_1^2} - P_2 \cdot \left[1 + 8 \cdot \frac{K_1^2}{(K_1^2 - 1)^2} \right] \cdot \cos 2\theta, \quad (4.95)$$

мұндағы $K_1 = \frac{R_1}{R_0}$; R_0 – ішкі контурдың есептік радиусі, м;

R_1 – сыртқы контурдың есептік радиусі, м;

(4.94) және (4.95) формулалары бойынша есептелген кернеулерді қолданыстағы СНиП-тер шарттарымен қабылданған қималарды тексеруге болады.

Мысал. Осы қорытындыларды пайдаланып оқпанның шойын тюбинг бекітпесін қарастырамыз. Бастапқы деректер: оқпанның сәулелі диаметрі $2R_{BH} = 7$ м; қабылдайтын гидростатикалық және тау қысымдарының қосындысы $(P_\omega + P_D) = 0,5$ МПа; тау қысымының біркелкі еместік коэффициенті $\omega = 0,04$. Тюбингтер СЧ-21-40 шойыннан орындалған, оның иілгендегі сығылуға есептік кедергісі $R_c = 180$ МПа, ал созылғандағы $R_u = 60$ МПа.

Қабылданған нормалдық I сериялы тюбингтердің геометриялық сипаттамалары: қабырғасының қалыңдығы $\delta = 0,03$ м; тюбингтік сақинаның ені $h = 1$ м; жұмыс көлденең қимасының ауданы $F_{HT} = 568,8 \cdot 10^{-4}$ м²; бейтарап оське қатысты жұмыс қимасының инерциялық моменті $I_{HT} = 392,0 \cdot 10^{-6}$ м⁴; бейтарап осьтен ішкі бетіне дейінгі қашықтық $\eta_1 = 0,193$ м, сыртқы бетіне дейінгі қашықтығы $\eta_2 = 0,077$ м.

Есептеулердің мықтылық еселеуішіне тубингтік бекітпенің сыртына толтырылған тампонаждық бетонның жұмыс қабілеттілігін ескермейміз.

Алдын ала (4.92) және (4.93) формулаларымен берілген қысымның параметрлерін есептейміз:

$$P_0 = 0,51 \text{ МПа}, \quad P_2 = 0,01 \text{ МПа}.$$

Конструкцияның есептік геометриялық сипаттамаларын анықтаймыз:

$$R_0 = R_{BH} + \eta_1 - \frac{F_{HT}}{2h} = 3,66 \text{ м}, \quad R_1 = R_0 + \frac{F_{HT}}{h} = 3,72 \text{ м}.$$

$$K_1 = \frac{R_1}{R_0} = 1,015.$$

Содан кейін, (4.94) формуласы бойынша бекітпенің ішкі контурының $\theta = 0$, $\theta = \frac{\pi}{2}$ координаталарындағы кернеулерді анықтаймыз (4.12в-суретті кара) және мықтылық шарттарына тексереміз:

$$\sigma_{\theta=0} = 57,8 \text{ МПа} < R_u = 60 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{\theta=\frac{\pi}{2}} = 127,8 \text{ МПа} < R_c = 180 \text{ МПа}.$$

(4.95) формуласы бойынша бекітпенің сыртқы контурының $\theta = 0$, $\theta = \frac{\pi}{2}$ координаттарындағы кернеулерді анықтаймыз және оны да мықтылық шарттарына тексереміз:

$$|\sigma_{\theta=0}| = 126,2 \text{ МПа} < R_c = 180 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{\theta=\frac{\pi}{2}} = 57,2 < R_u = 60 \text{ МПа}.$$

Сонымен, есептеулер көрсеткендей, қабылданған қималардың мөлшері тубингтік конструкцияның мықтылығын қамтамасыз етеді.

Тәжірибелік жұмыстың тапсырмасы: Берілген деректер бойынша тубингтік немесе кесектік конструкцияларды таңдап алып есептеңіз, тубингтік сақинаның қималарындағы ішкі күштердің эпюраларын тұрғызыңыз. Бастапқы деректерді 4.18-кестеден, ал тубингтер немесе кесектердің параметрлерін 4.19, 4.20, 4.21-кестелерінен қабылдап алыңыз.

Шахтаспецстрой шойын тубингісінің конструкциясы 4.13-суретте келтірілген.

Есептеулерді «К-78» (тубинг) және «К-72» (кесек) компьютерлік бағдарламалармен де жүргізуге болады.

4.18-кесте

Бастапқы деректер

№ вар.	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\varnothing, м$	5,5	4,0	4,5	7,0	5,5	6,0	7,0	7,5	8,0	5,5	8,0
$P, МПа$	0,4	0,45	0,5	0,3	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,5	0,3
$P_p, МПа$	0,2	0,2	0,25	0,2	0,3	0,3	0,3	0,2	0,1	0,3	0,1

4.19-кесте

Шахтаспецстрой шойын тубингтерінің параметрлері

$\delta, мм$	$M, кг$	$F, м^2 \cdot 10^3$	$I, м^4 \cdot 10^6$	$W_1, м^3 \cdot 10^4$	$W_2, м^3 \cdot 10^4$
20	745	454	94,0	16,12	6,6
30	1050	671	148,3	22,93	10,2
40	1350	889	213,2	30,02	14,3
50	1656	1670	290,3	37,51	19,0
60	198	1324	381,0	45,50	24,4
80	2540	1759	609,5	62,20	37,0

Тубинг сақинасының диаметрі, мм	4,0	4,5	5,5	6,0	7,0	7,5	8,0	9,0
Сақинадағы тубинг саны, дана	8	9	10	11	13	14	15	17

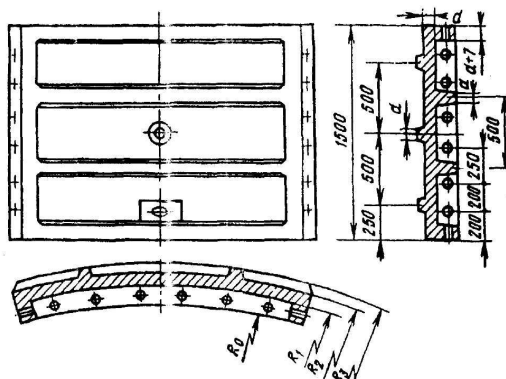
Ескертулер. δ – тубинг аркасының қалыңдығы; M – бір тубингтің массасы; F – тубинг көлденең қимасының ауданы; I – жұмыс қимасының момент инерциясы; W_1 – тубингтің ішкі контурының кедергі моменті; W_2 – тубингтің сыртқы контурының кедергі моменті.

Тубингтің сығылуға мықтылығы $R_{сжс}=180 МПа$; созылуға мықтылығы $R_p=60 МПа$.

4.19-кесте

ВНИИОМШС-тың темірбетон тубингтерінің параметрлері

Сақина диаметрі, мм	Сақинадағы тубингтер саны, дана	$M, кг$	$F, м^2 \cdot 10^3$	$I, м^4 \cdot 10^6$	$W_1, м^3 \cdot 10^4$	$W_2, м^3 \cdot 10^4$	$R_{сжс}, МПа$	$R_p, МПа$
4,5	7	1090	1780	315	15,3	39,4	25	10
5,0	8	1150	1900	430	18,6	52,3	25	10
5,5	8	1250	1900	430	18,6	52,3	25	10
6,0	9	1240	1900	430	18,6	52,3	25	10
6,5	9	1325	1900	430	18,6	52,3	25	10
7,5	10	1540	2100	720	25,8	81,8	25	10
8,0	11	1500	2100	720	25,8	81,8	25	10
4,5	9,5	1200	1800	-	16,7	40,8	22	8
5,5	10,5	1200	1800	-	16,7	40,8	22	8
6,0	11,5	1200	1800	-	16,7	40,8	22	8
7,0	10	1450	2100	720	25,8	81,8	25	10



4.13-сурет. Шахтаспецстрой шойын түбингісінің конструкциясы

4.20-кесте

Бетон кесектерінің параметрлері

Сақина диаметрі, м	Сақинадағы кесектердің саны, дана	δ , м	M , кг
4,0	17	0,3	540
		0,4	720
		0,5	900
4,5	19	0,4	720
5,0	21	0,4	720
5,5	23	0,4	720
6,0	25	0,4	720
6,5	27	0,4	720
7,0	31	0,4	720
7,5	29	0,4	720
8,0	33	0,3	540
		0,4	720
		0,5	900

Ескерту. Кесектер B25, B2,0 кластарындағы (300 маркалы) бетондардан дайындалады, бірінші топтағы шектік жағдайдағы есептік кедергі $\sigma_{сж}=14,5$ МПа; $\sigma_p=1,55$ МПа немесе B30, B4,4 (400 маркалы) бетондар үшін $\sigma_{сж}=17,0$ МПа; $\sigma_p=1,85$ МПа. Блоктың ұзындығы 0,75 м, ені – 1,0 м.

Тарау бойынша бақылау сұрақтары

1. Жерасты қазбаларының тау қысымынан жүктелуінің схемаларын талдаңыз?
2. Бекітпелер конструкцияларының түрлері және жүктелу

схемалары бойынша құрастырылған жіктемені талдап түсіндіріңіз?

3. Анкерлі бекітпелердің түрлері, конструкциялық элементтері, ерекшеліктері?

4. Металл-резинолы анкердің конструкциясын талдаңыз, оның темірбетон анкерлерімен салыстырғандағы артықшылықтары?

5. Анкерлі бекітпелерді есептеу жолдары?

6. Бүрікпебетон бекітпесі дегеніміз не, оның құрамы, артықшылықтары?

7. Бүрікпебетон бекітпесінің қалыңдығын есептеу, қандай жағдайда есептеусіз қабылдауға болады?

8. Комбинациялы бекітпе қандай жағдайда қолданылады, артықшылықтары және есептеу жолдары?

9. Тұтасбетон бекітпесін қолдану аймағы, конструкциялары, бетонның маркалары және есептеу жолдары?

10. Аркалы отырмалы металл бекітпелер қандай тау-геологиялық жағдайларда қолданылады, олардың түрлері, конструкциялары?

11. Аркалы отырмалы металл бекітпелерді есептеудің әдістемесі, параметрлері қалай анықталады?

12. Ағаш бекітпелердің конструкциялары, олар қандай қазбаларды бекітуге қолданылады?

13. Кәсекті ағаш бекітпелерін есептеу жолдары?

14. «Монолит» бекітпесінің мәні, оны тұрғызу технологиялық операцияларының тізбегі?

15. «Монолит» бекітпесін есептеудің схемасы және әдістемесі, бекітілген жыныстардың керекті мықтылығын анықтау?

16. Мұзды жыныс қоршауының конструкциялары, қолдану аймақтары?

17. Мұзды жыныс қоршауының параметрлерін есептеудің шектік жағдайларының екі әдістемесін қарастырып талдаңыз, есептеу жолдарын көрсетіңіз?

18. Дөңгелек монолиттік тұтасбетон және темірбетон конструкцияларын есептеудің әдістемесін талдап көрсетіңіз?

19. Монолиттік және құрастырмалы-монолиттік конструкцияларды есептеудің схемасын талдаңыз?

20. Тұтасбетоннан және темірбетоннан тұрғызылған бекітпелердің көтеру қабілеттілігін қалай тексереді?

21. Тюбингтік және кесектік құрастырмалы бекітпелердің конструкциялары, параметрлері, есептік схемасын таңдау?

22. Жерасты ғимараттарының тюбингтік және кесектік конструкцияларын төртінші негізгі есептік схема бойынша есептеудің жолдары?

5. ЖЕРАСТЫ ТАУ ҚАЗБАЛАРЫ КОНСТРУКЦИЯЛАРЫНЫҢ ПІШІНДЕРІ ЖӘНЕ ӨЛШЕМДЕРІ

5.1. Тік оқпандардың көлденең қимасының пішінін таңдау және өлшемдерін анықтау

Оқпан қимасының пішінін таңдау бірнеше факторлармен шарттасады, оның ішінде ең маңыздылары: оқпанның қызмет мерзімі, оқпан құрылысы кезіндегі болатын су құйылымы, бекітпе материалдары және шахтаның өндірістік қуаты.

Кен ісі дамуының алғашқы кезеңдерінде шахтаның өндірістік қуатының шағын, оның пайдалану уақытының қысқа және тереңдігінің аз болуына байланысты оқпанның көлденең қимасының пішіні төртбұрышты, ал бекітпелері негізінен ағаштан болып келеді. Қазіргі уақытта, оқпандар жұмысының ауыр режимін (тау қысымының, су құйылымының, өрт қауіптілігінің ұлғаюын) және жөндеу жұмыстарына кететін шығынның өсуін ескере отырып, оқпандарда ағаш бекітпелер сирек қолданылады.

Шашыранды кенқайранды кенорындарын өндіргенде, кен-барлау жұмыстарын жүргізген кезде терең емес тік оқпандарды ағашпен бекітеді.

Көтерме ыдыстардың (скиптер немесе клеттер) санына, түріне және өлшемдеріне байланысты төртбұрыш пішінді оқпанның қара қазбалық өлшемдері мынадай болады: $4,0 \times 4,3$ м (негізгі скипті-клетті оқпан), $2,83 \times 4,91$ және $2,62 \times 3,66$ м (әртүрлі мақсаттағы көмекші оқпандар).

Шахтаның өндірістік қуатының, оның қызмет уақытының және қазбалар тереңдігінің өсуі оқпандарды бекітуге тұтасбетон, кірпіш және бетон, темір кесектері сияқты өте берік, ұзаққа шыдайтын материалдарды пайдалануды қажет етеді. Бұл материалдардың сығылу күштеріне қарсы тұруы өте жоғары, ал бекітпелер конструкцияларында сығылу кернеуі оқпандар қимасының дөңгелек пішінінде ең үлкен дәрежеде болатыны белгілі.

Қазіргі уақытта, шахта құрылысында оқпандар қимасының дөңгелек пішіні барлық жерде жаппай пайдаланылуда.

Осы күнгі оқпан құрылысы тәжірибесінде дағдылы тау-геологиялық орнықты жыныстарда және аздаған су құйылымы жағдайларында бекітпе материалы ретінде негізінен тұтасбетон кеңінен қолданыс тауып отыр. Тұтасбетон бекітпесінің негізгі артықшылықтары мынада: қоршаған таужыныстарымен нық және тығыз байланысуы сүйену тәждерін қолданбауға мүмкіндік береді; бекітпені тұрғызу жұмыстарын кеңінен механикаландыруға мүмкіндік туады; жоғары су өткізбеушілікке жеткізеді; оқпанның ұзынабойымен ауаның қозғалуына аэродинамикалық кедергі біршама төмендейді, т.б.

Көмекші оқпандарды орнықты жыныстарда, су құйылымы шамалы ортада салған кезде, таужыныстарының қысымын қабылдайтын, оларды әртүрлі атмосфералық (ылғал, температура айырмашылығы, т.б.) әсерлерден қорғау үшін, бекітпе ретінде бүрікпобетонды пайдалануға болады. Тау қысымы айрықша болған кезде бүрікпобетонды металл тормен және анкерлі бекітпемен бірлестіре қолдануға болады.

Ұстамсыз және өте сүтұтқыш жыныстарда бекітпе ретінде шойын тубингтер немесе металл қабыршық қаптапалар қолданылады, ал бекітпе сырты бетонмен толтырылып тығындалады.

Оқпандардың көлденең қимасының ауданы олардың қандай қызметке арналғанымен анықталады. Қызметіне байланысты оқпанның ауданы көтерме, баспалдақ және құбыр-кабель бөлімшелеріне бөлінеді.

Негізгі оқпанның сәулелі диаметрін графикалық түрде көтерме ыдыстарының, қарсы салмақтардың, арқаудың, баспалдақ және құбыр-кабель бөлімшелерінің орналасуын есептей келе анықтайды. Одан кейін табылған қиманың ауданын кенішті желдету шартымен тексереді.

Көмекші оқпанның сәулелі диаметрі материалдарды, жұмысшыларды, таужыныстары бар вагонеткаларды түсіріп-көтеретін клет габариттеріне байланысты болады.

Өндірістік қуаты жылына 30 мыңнан 8000 мың тоннаға дейін кен өндіретін түсті металлургия кеніштері үшін Москвадағы Гипроцветмет жобалау институты оқпандардың типтік қималарын есептеп жасаған.

Қатты немесе канатты арқаулармен жасакталған оқпанның диаметрін анықтаған кезде «Пайдалы кен орындарын өндірген кездегі қауіпсіздіктің біркелкі ережелерінің» [18] 388 және 390 параграфтарын, қосымшаларын басшылыққа алуымыз керек.

Оқпан қимасының өлшемдерін анықтау реті былай ұсынылады.

Скиптердің немесе клеттердің түрін және санын анықтау үшін оқпан бойынша бір көтерімдегі көтерілген жүктің мөлшерін анықтауымыз керек.

Көтерме ыдыстарының оптималдық жүккөтергіштігін проф. Г. М. Еланчиктің формуласымен анықтайды:

екі ыдысты көтерме үшін:

$$Q_2 = \frac{A_2 \cdot \kappa \cdot (4\sqrt{H} + T)}{3600 \cdot n_d \cdot n_q}, \quad (5.1)$$

бір ыдысты көтерме үшін:

$$Q_2 = \frac{2A_2 \cdot \kappa \cdot (4\sqrt{H} + T)}{3600 \cdot n_d \cdot n_q}, \quad (5.2)$$

мұндағы A_2 – шахтаның кен өндіру бойынша жылдық қуаты, m ;

$\kappa=1,1\div1,3$ – кеннің (тау массасының) оқпанға біркелкі емес түсу коэффициенті;

$H=h_{cm}+h_3+h_n$ – көтеру биіктігі, м; h_{cm} – оқпан аузынан оқпан албары табанына дейінгі тереңдік, м; h_n – қабылдау алаңшасының биіктігі (скиптік көтермеде 20-дан 32 м-ге дейін, аударылмайтын клеттерде 6–12 м); $h_n=0$ – егер қабылдау алаңшасы оқпан аузы деңгейінде болғанда; $h_3=15\div20$ м – скипті көтерме бункерінде тиеу биіктігі, (клеттер үшін $h_3=0$);

T – екі көтерменің арасындағы пауза (үзіліс), клеттер үшін $T=15\div20$ с, скиптер үшін - $T=30$ с;

h_d – жылдағы жұмыс күндерінің саны (үзілісті аптада – 300 күн);

h_v – сөтке бойынша көтерменің жұмыс сағаты.

Аударылмайтын кузовты және секторлы тартпалары бар скиптердің параметрлік қатары бойынша төрт типтік мөлшерлерге бөлінеді (5.1-кесте).

5.1-кесте

Типтік мөлшері	Скиптердің сыйымдылықтары, м ³	Пландағы өлшемдері, мм	
		ұзындығы	рамасы бойынша ені
I	5;7;9;5;11	1850	1540
II	11;15;20	2230	1740
III	20;25;35	2350	1900
IV	20;25;30	2800	2000

Өртүрлі вагонеткаларға арналған аударылмайтын клеттердің негізгі өлшемдері 5.2-кестеде келтірілген.

Клеттердің, скиптердің керекті типтік өлшемдерін толығынан анықтама кітаптардан және оқу құралдарынан алуға болады [28, 29].

5.2-кесте

Вагонеткалардың типтері	Клеттің пландағы өлшемі, мм		Бұрыштарының қисық кесіндісі, мм
	ұзындығы	ені	
ВГ-0,7-ВГ-1,4 (600 мм колея)	2550	1022	90 × 90
ВГ-1,6 (600 мм колея)	3000	1022	90 × 90
ВГ-2,2 немесе ВБ-2,5 (750 және 600 мм колея) ВГ-2,5 (900 мм колея)	3600	1400	125 × 125
ВГ-4,3 (900 мм колея)	4000	1500	200 × 200
ВГ-4,5 (750 және 900 мм колея)	4500	1500	200 × 200

Жоғарыда келтірілген формулалар бойынша анықталған бір

уақытта көтерілетін пайдалы жүктің массасын қабылдап, керекті скиптің немесе клеттің типтік өлшемдерін табамыз (5.1 немесе 5.2-кестелер бойынша). Анықтама кітаптардан [28, 29] кергіштердің типтік түрін, өлшемдерін таңдайды.

Оқпандағы көтергіш ыдыстардың қозғалып жүрген кезінде олардың бір-бірімен соқтығысуын немесе арқауға, оқпанның қабырғасына тиіп кету мүмкіндіктерін болғызбау керек. Көтергіш ыдыстарының ең шығыңқы жерлері мен оқпанның бекітпесінің, кергіштерінің арасындағы болатын ең аз саңылаулардың мөлшерлері қауіпсіздік ережелерімен анықталады және 150–200 мм кем болмауы керек [18,28].

Оқпан қимасының өлшемдерін графикалық әдіспен анықтау үшін қағазға масштабпен кергіштерді торлап салады және (көтергіш ыдыстарды, баспалдақ және құбыр бөлімшелерін) керекті саңылауларды есептей отыра жабдықтарды орналастырады. Бекітпе мен ыдыстардың арасындағы саңылауларды есептей отыра жабдықтарды айналдыра шеңбер жүргізіледі. Ол үшін бір түзу сызықта жатпайтын және бір жазықтықта жатқан үш нүктені табамыз. Тек осы жағдайда ғана керекті бір шеңберді жүргізуге болады. Мұндай нүктелер болып, жабдықтардың өте шығып тұрған жерлерінен 150 мм кем емес қашықтықта, баспалдақ және құбыр-кабель бөлімшесін бөліп тұрған кергіштің ортасынан 1,5–1,6 м жерде орналасқан нүктелер табылады.

Осыдан кейін, қабылданған масштаб бойынша осы шеңбердің диаметрі анықталады, яғни оқпанның сәулелі диаметрі.

Табылған диаметр бойынша оқпанның типтік қималарының жақын үлкен мөлшері қабылданады.

Баспалдақ бөлімшесінің өлшемдері қауіпсіздік ережелерін, стандарттық өлшемдерді есептей отырып қабылданады: сөредегі шығатын тесіктің ауданы $0,6 \times 0,7$ м, баспалдақтың еңкею бұрышы 80° , баспалдақ сатыларының арақашықтығы 300 мм. Баспалдақ сөреден 1 м шығып тұруы тиіс. Баспалдақтың табанынан бекітпеге дейінгі қашықтық 600 мм.

Құбыр-кабель бөлімшесінің өлшемдері олардың санына, диаметріне және оқпан қабырғасына бекіту әдісіне байланысты болады.

Оқпандар пайдалы қазбаларды шығару, адамдарды шахтаға түсіріп-көтерумен қатар желдету мақсатында да пайдаланылады. Оқпанмен жүретін ауаның жылдамдығы қауіпсіздік ережелеріндегі шектеулерден аспауы керек [18]. Оның қызметіне қарай ауа қозғалысының шектелеген жылдамдығы V_{kp} 5.3-кестеде келтірілген.

Оқпанның қызметі	Ауа қозғалысының шектеулі жылдамдығы, $V_{kp}, м/с$
Көтергімен жабдықталмаған оқпан	15
Жүктерді түсіріп-көтеретін оқпан	12
Адамдарды, жүктерді түсіріп-көтеретін оқпан	8

Оқпанмен қозғалатын ауаның жылдамдығы:

$$V = \frac{Q}{60 \cdot S_{CB} \cdot \mu}, \text{ м/с} \quad (5.3)$$

мұндағы Q – желдетуге керекті ауаның көлемі, $м^3/мин$;

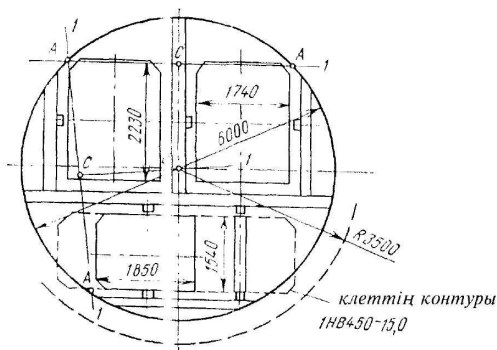
S_{CB} – оқпанның сәулелі көлденең қимасының ауданы, $м^2$;

$\mu=0,75 \div 1$ – оқпан ауданының арқаумен, көтергі ыдыстармен, жабдықтармен азаюын есептейтін коэффициент.

Ауа жылдамдығының есептелген мөлшері $V < V_{kp}$ теңсіздігін қанағаттандыруы тиіс.

Тік оқпанның диаметрін графикалық әдіспен анықтау схемасы 5.1-суретте келтірілген.

Көмір және тау-кен өнеркәсібінің шахталарында қолданылып жүрген оқпандардың сипатты типтік көлденең қималары 5.2-суретте келтірілген.



5.1-сурет. Оқпан диаметрін анықтау схемасы

1-мысал. Берілген деректер бойынша негізгі оқпанның сәулелі қимасын тандап есептеу.

Оқпанмен жылына 2500000 $т$ тау массасы көтеріледі, оның ішінде 2300000 $т$ кен және 200000 $т$ бос жыныстар. Кеннің

тығыздығы 2900 кг/м^3 , жыныс тығыздығы 2750 кг/м^3 ; тау массасының қопсу коэффициенті $k_p=1,9$.

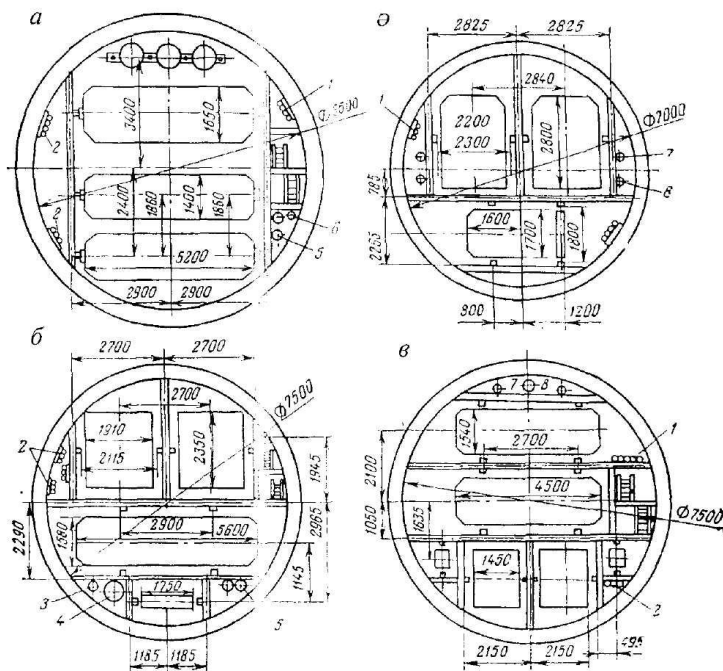
Көтеру биіктігі $H=792 \text{ м}$ (оқпан тереңдігі $h_{cm}=700 \text{ м}$).

Негізгі окпада клеттік көтерме және баспалдақ бөлімшесін қарастырмаймыз. Кенді шығару үшін екі ыдысты скиптік көтерме, ал жынысқа бір ыдысты скиптік көтерме қабылдаймыз.

Есептеу үшін мынаны қабылдаймыз: $A_I=230000 \text{ т}$ кен; жыныстар үшін $A_I=200000 \text{ т}$; көтерменің сөткедегі жұмыс уақыты $n_4=14 \text{ сағат}$; $\kappa=1,3$; $T=30 \text{ с}$; $n_0=300 \text{ сөтке}$; желдету ауасының көлемі $Q=10000 \text{ м}^3/\text{мин}$.

Шешімі. Екі ыдысты көтермедегі кен скибінің жүккөтергіштігі:

$$Q_2 = \frac{A_z \cdot \kappa \cdot (4\sqrt{H} + T)}{3600 \cdot n_\lambda \cdot n_y} = \frac{2,3 \cdot 10^6 \cdot 1,3 \cdot (4 \cdot \sqrt{792} + 30)}{3600 \cdot 300 \cdot 14} = 28,19 \text{ m.}$$



5.2-сурет. Көмір және тау-кен өнеркәсібінде кездесетін окпандар кимасының мысалдары
 а) клетті; ә) скипті (сыйымдылығы 25 м³-ден екі скип және біреуі 11 м³); б) скип-клетті (екі скип 20 м³-ден және клет); в) скип-клетті (екі скип 10 м³-ден және екі клет); 1,2 сигналды және күш-қуат кабельдері; 3, 4, 5, 6, 7, 8 – су жеткізетін, сүтке құбырлары

Жыныстарды көтеретін скиптің жүккөтергіштігі (бір ыдысты көтерме):

$$Q_1 = \frac{2 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 1,3 \cdot (4 \cdot \sqrt{792} + 30)}{3600 \cdot 300 \cdot 14} = 4,9 \text{ т.}$$

Скиптердің көлемдері:

$$V_2 = \frac{Q_2}{K_p} = \frac{28,19}{1,9} = 14,8 \text{ м}^3 \text{ (кендік);}$$

$$V_1 = \frac{Q_1}{K_p} = \frac{4,9}{1,9} = 2,6 \text{ м}^3 \text{ (жыныстық).}$$

Скиптерді 5.1-кесте бойынша қабылдаймыз: кенді көтеру үшін $V_2=15 \text{ м}^3$ (өлшемдері $2230 \times 1740 \text{ мм}$) және жыныстар үшін $V_1=5 \text{ м}^3$ (өлшемдері $1850 \times 1540 \text{ мм}$).

Оқпанды арқауларға қорапты кергіштерді және бағыттауыштарды қабылдаймыз: қорапты кергіштердің – $250 \times 100 \times 10$ және бағыттауыштар өлшемдері – $200 \times 190 \times 16$ және $160 \times 160 \times 12 \text{ мм}$ [26].

Скиптердің шығыңқы бөлімдерімен бекітпенің арасындағы ең аз саңылауды 200 мм деп, кергіштер, бағыттауыштар мен скиптердің арасындағы ең аз саңылауды 150 мм деп қабылдаймыз.

Миллиметрлік бір бет қағазға масштабпен кергіштердің пландағы торын түсіреміз және жоғарыда келтірілген саңылауларды сақтай отырып скиптерді орналастырамыз.

Скиптердің кесілген бұрыштарына қарсы A нүктесін белгілейміз, одан кейін белгілі екі C нүктесі бойынша шеңбердің ортасы O нүктесін табамыз (5.1-суретті қара).

Тұрғызу сызықтары 5.1-суретте 1 цифрымен көрсетілген (A нүктесі арқылы өтетін екі қиылысатын кесінділерде шеңбердің ортасы орналасады).

Графикалық салмалар көрсеткендей, оқпанның сәулелі диаметрін 6000 мм деп қабылдауға болады. Оқпанның қазбадағы диаметрі бетон бекітпесінің қалыңдығын есептей отыра анықталады.

2-мысал. Жоғарыда келтірілген 1-мысалдағы шарттары бойынша скипті-клетті оқпанның диаметрін анықтаңыз. Бұл мысалда бос жыныстар клеттегі вагонеткалар бойынша жер бетіне шығарылады. Клеть материалдарды шахтаға түсіру үшін де пайдаланылады.

Шешімі. Осының алдындағы есептеулер бойынша жыныстарды шығару үшін керекті вагонетка кузовының көлемі $2,6 \text{ м}^3$. 5.2-кесте бойынша осыған жақын көлемді ВГ- 3,3 вагонеткасын қабылдауға болар еді, бірақ ол жаңа салынып жатқан кеніштерге ұсынылмайды. Сондықтан да ВГ – 4,5 вагонеткасын қабылдаймыз. Көлемі $4,5 \text{ м}^3$

ВГ – 4,5 вагонеткасы үшін 5.2-кесте бойынша өлшемдері 4500×1500 мм клетті қабылдаймыз. I НВ $\times 450-150$ клетінің өлшемдері 5.1-суретте пунктирмен түсіріліп көрсетілген. Графикалық салу көрсеткендей, бұл жағдайда оқпанның сәулелі диаметрі 7 м болуы тиіс. Оқпанның мұндай қимасында қарсы салмақ, құбыр-кабель және баспалдақтар бөлімшелері кеңінен орналасады.

Есептеліп табылған оқпан қимасының ауданын (1-мысал) ауа қозғалысының жылдамдағына тексереміз .

Оқпанның сәулелі қимасының ауданы:

$$S_{CB} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 6^2}{4} = 28,26 \text{ м}^2.$$

Оқпан қимасы ауданын ауа қозғалысының жылдамдағына тексереміз:

$$V = \frac{Q}{60 \cdot S_{CB} \cdot \mu} = \frac{10000}{60 \cdot 28,26 \cdot 0,75} = 7,86 \text{ м/с}.$$

Оқпанмен тек жүктерді (кен және жыныс) көтерген кезде қауіпсіздік ережелері бойынша ауаның ең үлкен қозғалыс жылдамдағы $V_k=12 \text{ м/с}$, $V < V_k$ болғандықтан, анықталған оқпан қимасының ауданы желдету шарттарын да қанағаттандырады.

Тәжірибелік жұмыстардың тапсырмасы: 5.4-кестеде келтірілген бастапқы деректер бойынша тік оқпанның көлденең қимасының өлшемдерін есептеп анықтаңыз.

Бастапқы деректер

№	Көтерменің түрлері	Кеніштің жылдық қуаты, мың тонна		Көтерме биіктігі, Н, м	Кен және жыныстардың тығыздығы, кг/м ³		Қосы коэффициенті, К _р	n _ч , сағ	Желдету аясының көлемі, м ³ /мин
		кен	жыныс		кен	жыныс			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	Кен скибі-екі ыдысты Жыныс скибі-бір ыдысты	1200	150	500	2800	2600	1,7	14	5000
1	Кен скибі-екі ыдысты Жыныс скибі-бір ыдысты	2400	200	700	2700	2500	1,6	15	5800
2	Кен скибі-екі ыдысты Жыныс клетпен бірге	3000	250	800	2850	2700	1,9	15	7000
3	Кен скибі-екі ыдысты Жыныс скибі-бір ыдысты	4000	300	850	2750	2600	1,8	15	8000
4	Кен скибі-екі ыдысты Клеть-адамдарға, материалдарға	2000	180	750	2900	2700	1,7 5	14	6500
5	Кен скибі-екі ыдысты Жыныс клетпен бірге	1600	170	650	2800	2650	1,8	14	6000
6	Кен скибі-екі ыдысты Жыныс скибі-бір ыдысты	2600	210	600	2700	2550	1,7	15	7500
7	Кен скибі-екі ыдысты Жыныс клетпен бірге	2700	220	550	2900	2650	1,9	15	6800
8	Кен скибі-екі ыдысты Клеть-адамдарға, материалдарға, жыныстарға	3500	270	750	2750	2600	1,7	15	7600
9	Кен скибі-екі ыдысты Жыныс скибі-бір ыдысты	2500	180	680	2800	2700	1,7	14	6600
10	Кен скибі-екі ыдысты Жыныс скибі-бір ыдысты	5000	350	780	2900	2750	1,8	15	8800

Ескерту: Басқа керекті деректерді анықтама кітаптарынан, дәрістерден, оқу құралдарынан алыңыздар.

5.2. Жазық тау қазбаларының көлденең қимасының пішіндері және мөлшерлері

5.2.1. Жалпы мағлұматтар

Жазық қазбалардың көлденең қимасының пішіндері тау қысымының шамасына, оның бағытына, бекітпенің конструкциясына,

қазбаның мөлшеріне және қызмет ету уақытына байланысты болады. Тау-кен өнеркәсібінде қазбалардың көлденең қимасының негізінен мынадай пішіндері қолданылады: тікбұрышты, трапеция тәрізді, тікбұрышты-күмбезді (тік қабырғалары және жарты циркульді немесе қорапты күмбез). Көмір өнеркәсібінде келтірілгеннен басқа таға тәрізді және дөңгелек пішіндер қолданылады [15].

Тікбұрышты пішінді кәсекті немесе аралас бекітпелер кезінде қолданады, онда жыныстардың қысымы төбе жақтан дамиды, ал бүйір қысымы болмайды. Орнықты қатқан шашыранды жыныстарда жүргізілген қазбалар көбінесе тік бұрыш пішінді болады.

Трапеция тәрізді пішінді қазбаларды төбе тұсынан қысым және аздаған бүйір қысымы болғанда қолданады.

Бұл пішін аса шашыранды кен өндіретін орындарда кеңінен тараған, сонымен бірге кейбір кеніштерде.

Тікбұрышты-күмбез пішінді тұтасбетон, бүрікпелбетон, анкерлі, комбинациялы (анкер бүрікпелбетонмен) бекітпелер болғанда және орнықты жыныстардағы бекітпесіз қазбаларда қолданылады.

Қорапты немесе жарты циркульді күмбез төбе тұстан болатын үлкен қысымдарды қабылдауға қабілетті, оларды қазбаның бүйіріне түсіріп таратады.

Таға пішінді қазбаларды тюбингпен, кесек тастармен бекіткенде төбе және табан тұстарында үлкен қысымдар болғанда кері күмбезді немесе аркалы бекітпелермен (егер бекітпелер тұйық болса), сонымен қатар бірқалыпты аздаған бүйір қысымдары болғанда қолданады.

Дөңгелек пішінді әлсіз және орнықсыз жыныстарда тұйық бекітпелер болғанда қолданады (металл сақиналы, кәсекті, тюбингті және басқа да бекітпелер болғанда).

Жазық қазбалардың бұдан басқа да көлденең қимасының пішіндері болуы мүмкін: бөшке тәрізді, аркалы (жарты циркульді күмбез және көлбеу қабырғалары), полигоналды (құранды темірбетоннан және ағаштан күшейтілген кәсекті бекітпелер үшін).

Жазық қазбалардың көлденең қимасының таза (сәулелі), қара және қазғандағы аудандарын айырады. Таза ауданын қазбаның бекітпеден кейінгі өлшемдерімен анықтайды, бұл кезде қазба қимасындағы балласт қабатының және траптың алатын ауданын алып тастайды.

Қара ауданы жобадағы немесе қазу кезіндегі жобалы аудан деп саналады. Бұл ауданды анықтаған кезде таза ауданға бекітпенің, балласт қабатының, траптың және тартпаның (кәсекті бекітпелерде) алып жатқан аудандарын қосады. Қазбаларды жүргізген кездегі

болатын нақты аудан жобадағы ауданнан 3–5 % артық болып шығады.

Таза көлденең қиманың өлшемдері қазбаның жұмыс бабына және жылжымалы құрамның габаритіне, рельс жолдарының санына, конвейердің немесе тиеу-тасымал машинасының еніне байланысты анықталады. Сонымен қатар, қауіпсіздік ережелердің талаптарына байланысты керек болатын саңылаулар, арақашықтықтар есепке алынады [18,19].

Тұтасбетон және темірбетон бекітпелерінде қазбаның тура сызықты бөлімдерінде жылжымалы құрам мен бекітпенің арасындағы саңылау рельсті көлікте 200 мм, бекітпелердің басқа түрлерінде (ағаш, металл кәсекті және темірбетон бекітпелері үшін) 250 мм кем емес болып қабылданады.

Қазбада рельстік жолдар болғанда адамдардың жүріп тұруы үшін ені 700 мм кем емес жаяу жүретін жол қарастырылады, осы арақашықтық (>700 мм) траптың (балласт қабатының) деңгейінен 1800 мм биіктікке дейін сақталуы талап етіледі.

Таужыныстарын тасымалдауға аккумуляторлық электровоздар жобаланған қазбаларда адамдар жүретін жолдың ені 750 мм тең болуы қарастырылады. Сығымдалған ауаның және судың құбырлары адамдар өтетін қазбаның қабырғасына орнатылса, (балластың деңгейіне немесе адамдардың поездарға отыратын жерлерінде 1800 мм биіктіктен төмен) онда жолдың саңылауы 300 мм ұлғайтылады.

Екі теміржолды қазбаларда, вагонеткаларды бір-біріне тіркейтін-ағытатын және маневрлік жұмыстар болатын жерлерде, екі жағынан да ені 700 мм кем емес балласт қабатынан 1800 мм биіктік бойында адамдар жүретін жолдар болуы тиіс.

Қазбалардың дөңгелектеніп бұрылу иіндерінде электровозбен тасымалдаған кезде адамдар жүретін жолдың мөлшері иіннің сырт жағында 300 мм үлкейтіледі, ал иіннің ішкі жағында 100 мм.

Екі рельсті жол осьтерінің арақашықтығы тура сызықты бөлімдерінде А+200 мм кем қабылданбауы тиіс, мұнда А – электровоздың немесе вагонетканың ені (қайсысы үлкен болса). Дөңгелектеніп бұрылған жерлерінде жолдар арасының ені 300 мм үлкейтіледі.

Таза қазбаның биіктігін рельстердің бастарынан 2000 мм кем емес мөлшерде қабылдайды, себебі контакт сымының ең аз іліну биіктігі 1800 мм болатынын ескеру керек. Контакт сымы мен кәсекті бекітпе маңдайшасы арасының таза ең аз саңылауы 200 мм құрайды. Поездың адамдар отыратын жерінде және оқпан албары қазбаларында контакт сымының іліну биіктігі сәйкесімен 2000 және 2200 мм болып қабылданады.

Конвейерлермен жабдықталған қазбаларда бір жағындағы арақашықтық 700 мм кем болмауы керек, ал басқа жағындағы саңылау – 400 мм; конвейердің ең жоғары шығып тұрған бөлігінің мандайшадан қашықтығы 500 мм кем болмауы тиіс.

Конвейердің тартпа және жетек бастары тұстарындағы өтетін жердің ені 600 мм кем болмауы тиіс.

Өздігінен жүретін жабдықтарды қолданған кездегі қазбалардың параметрлерін (таза ені және биіктігі) «Жерасты кеніштерінде өздігінен жүретін жабдықтарды қауіпсіз қолдану конструкциясы» талаптарын сақтай отыра анықтайды. Керекті саңылаулар төменде көрсетілген мөлшерлерден кем емес болып қабылданады [18]:

1. Тиеу-тасымалдау жабдығы машинисінің орындығы төбесінің ең шығып тұрған тұсының ең үлкен арақашықтығы қазбаның төбесі орнықты және бекітілген жағдай болғанда – 1300 мм.

2. Машинаның ең жоғары шығып тұрған бөлшегімен қазба төбесінің ең аз саңылауы – $e=500$ мм.

3. Көлік жабдығының бүйірінен шығып тұрған бөлшегі мен қазба қабырғасының (бекітпенің) немесе онда орнатылған қондырғылардың арасындағы ең аз саңылау:

- адамдар жүретін жағында..... $a=1200$ мм;

- қарсы жағында..... $b=500$ мм.

4. Адамдар еркін жүретін жағында биіктігі 300 мм, ені 800 мм жаяу жолдары немесе әрбір 25 м кейін арнайы тығылатын қуыстарды салғанда ең аз саңылау..... $a=1000$ мм.

5. Айырық қуыстарының ең аз мөлшерлері:

- биіктігі..... - 1800 мм;

- ені..... - 1200 мм;

- тереңдігі..... - 700 мм.

6. Көлік жабдығы және қазба қабырғасы арасындағы ең аз саңылау, осы қазбаларда адамдардың болмауын қамтамасыз еткенде және көліктің жүру жылдамдығы:

- 10 км/сағ дейін болғанда..... $b=500$ мм;

- 10 км/сағ артық болғанда..... $b=600$ мм.

7. Қазбаның барлық ені бойынша еркін өтудің табаннан ең аз биіктігі..... $h_2=1800$ мм.

8. Машинаның ені..... d .

9. Көлік жүретін жақтың ені жүру жылдамдығына байланысты:

- 10 км/сағ дейін..... $A=d$

- 10 км/сағ артық..... $A>d$.

10. Қазбалардың бұрылыстағы енінің кеңеюі.....300–500 мм.

11. Көлік жүретін қазбалардағы жол жабындысының қалыңдығы

сөткесіне 100 жүру саны немесе одан көп болғанда..... $h_n=300$ мм.

5.2.2. Тікбұрышты күмбез пішінді қазбаның мөлшерлерін анықтау

Бекітудің типтік паспорттарының ұсыныстары бойынша рельстік транспорт үшін қазба қимасының мөлшерлерін анықтау мынадай кезекпен жүргізіледі (5.3-сурет).

Күмбез пішінді төбе болғанда таза қазбаның биіктігі мен күмбез биіктігі қосындысынан тұрады. Қара қазбаның биіктігін оның таза биіктігіне тұтасбетон бекітпенің күмбездегі қалыңдығын қосу арқылы немесе бүрікпелетон, анкерлі және комбинациялы бекітпелер болғанда 50 мм қосу арқылы анықтайды.

Рельс бастарының деңгейінен күмбездің өкшесіне дейінгі қабырғаның биіктігі h_1 аккумуляторлық электровоздармен тасымалданған кезде электровоздың (вагонетканың) биіктігіне байланысты анықталады.

Контакт электровоздармен тасымалданған кезде қазба қабырғасының биіктігі мынадай шарттарды қанағаттандыруы тиіс: электровоздар (вагонеткалар) мен бекітпенің арасындағы ең аз саңылауларды сонымен бірге токқабылдауыш (пантограф) пен бекітпенің арасындағы саңылауларды қамтамасыз ету.

Күмбездің биіктігі h_0 жыныстардың бекемдік коэффициенті мен бекітпенің түріне байланысты қабылданады (5.3-суретке қара):

- тұтасбетон бекітпе үшін жыныстардың бекемдік коэффициенті $f=3÷9$;

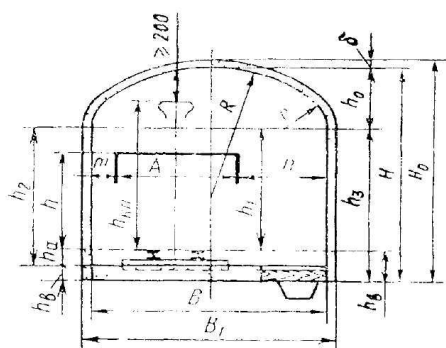
$$h_0 = \frac{1}{3} \cdot B,$$

мұндағы B – қазбаның таза ені;

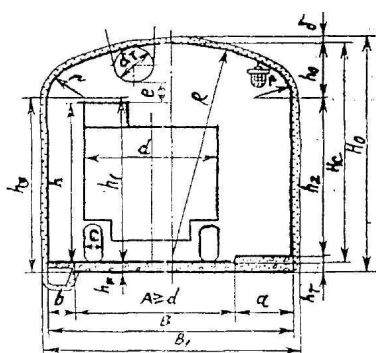
- бүрікпелетон үшін жыныстардың бекемдік коэффициенті $f \leq 12$ болғанда $h_0 = \frac{1}{3} \cdot B$; $f > 12$ болғанда $h_0 = \frac{1}{4} \cdot B$.

Қорапты күмбездің қисық иіні шеңбердің үш доғасымен жасалады: осьтік R және 2 бүйірлік r .

Күмбездің радиустері оның биіктігіне байланысты 5.5-кестеде келтірілген.



5.3-сурет. Бүрікпесетонмен бекітілген тікбұрышты күмбез пішінді қазбаның пішіні (рельсті көлік үшін)



5.4-сурет. Тікбұрышты-күмбез пішінді бүрікпесетонмен бекітілген өздігінен тиеу-көлік машиналары жүретін қазбаның кимасы

5.5-кесте

Күмбездің биіктігі	Осьтік доғаның радиусі R	Бүйірлік доғаның радиусі r
$\frac{1}{3} \cdot B$	$0,692 \cdot B$	$0,262 \cdot B$
$\frac{1}{4} \cdot B$	$0,905 \cdot B$	$0,173 \cdot B$

Бір рельс жолы бар қазбаның таза ені:

$$B = m + A + n. \quad (5.4)$$

Екі рельс жолды қазбаның таза ені:

$$B = m + 2 \cdot A + p + n . \quad (5.5)$$

Бетон бекітпелі қазбаны жүргізген кездегі жобалық ені:

$$B_1 = B + 2 \cdot T , \quad (5.6)$$

мұндағы m – жылжымалы құраммен қазба қабырғасы арасындағы ең аз саңылау (200 мм кем емес), мм;

A – электровоздың (вагонетканың) ені, мм;

n – адамдар жүретін жақтағы ең аз саңылау (700 мм кем емес), мм;

p – құрамдардың арасындағы саңылау (200 мм кем емес), мм;

T – бекітпе қабырғасының қалыңдығы, мм.

Бүрікпобетон, анкерлі және комбинациялы бекітпелер болғанда:

$$B_1 = B + 100, \text{ мм.} \quad (5.7)$$

Қазбаның көлденең қимасының таза ауданы қорапты күмбездің

биіктігі $h_0 = \frac{1}{3} \cdot B$ болғанда тең болады:

$$S_{св} = B \cdot (h_2 + 0,262 \cdot B), \quad (5.8)$$

$h_0 = \frac{1}{4}$ болғанда:

$$S_{св} = B \cdot (h_2 + 0,175 \cdot B). \quad (5.9)$$

мұндағы h_2 – балласт қабатынан бастап қазбаның тік қабырғасының биіктігі

$$h_2 = h_1 + h_a,$$

мұндағы h_a – балласт қабатынан рельс басына дейінгі биіктік (рельстер Р33 - $h_a = 200$ мм, Р24 - $h_a = 190$ мм).

Қазбаның табанынан қабырғасының биіктігі:

$$h_3 = h_2 + h_6 = h_1 + h_6,$$

мұндағы h_6 – балласт қабатының биіктігі (Р33 - $h_6 = 200$ мм, Р24 - $h_6 = 190$ мм);

h_6 – қазбаның табанынан рельстердің басына дейінгі биіктік ($h_6 = h_a + h_6$);

Қазбаның таза периметрі қорапты күмбез болғанда:

$$h_0 = \frac{1}{3} \quad \text{үшін} \quad P_{св} = 2 \cdot h_2 + 2,33 \cdot B, \quad (5.10)$$

$$h_0 = \frac{1}{4} \quad \text{үшін} \quad P_{св} = 2 \cdot h_2 + 2,219 \cdot B. \quad (5.11)$$

Бүрікпобетон, анкерлі және комбинациялы бекітпелері бар қазбаны жүргізгенде көлденең қиманың жобалық ауданы:

$$h_0 = \frac{1}{3} \quad \text{үшін} \quad S_{np} = B_1 \cdot (h_3 + 0,26 \cdot B_1), \quad (5.12)$$

$$h_0 = \frac{1}{4} \text{ үшін } S_{np} = B_1 \cdot (h_3 + 0,175 \cdot B_1). \quad (5.13)$$

Бетон бекітпелі қазбаны жүргізгендегі көлденең қиманың жобалық ауданы:

$$S_{np} = S_c + B \cdot h_0 + S_{cm} + S_{св} \quad (5.14)$$

мұндағы S_{cm} – қабырға қимасының ауданы, $S_{cm} = 2 \cdot h_3 \cdot T$;

S_c – күмбездегі бетонның көлденең қимасының ауданы,

$$S_c = 0,157 \left(1 + \frac{d_0}{T} \right) \cdot (B_1^2 - B^2),$$

мұндағы d_0 – бекітпенің күмбездегі қалыңдығы.

Тау массасын рельсі жоқ көлікпен тасымалдаған кезде қазбаның мөлшерлерін тиеу-көлік өздігінен жүретін машиналарының габариттері бойынша анықтайды (5.4-сурет). Қазбалардың таза және жобадағы көлденең қималарының аудандарын жоғарыда келтірілген формулалармен анықтайды.

Су ағыс арналарында бордюр болған кезде қазбаның осы жағындағы саңылауды инструкция бойынша 600 мм орнына $\varphi=300$ мм деп қабылдауға болады. Адамдар жүретін тротуарларда бордюр болса, онда жаяу жолдардың енін де азайтуға болады $a=800$ мм (1000 немесе 1200 орнына). Бірақ осы жағдайда машиналар жүретін жабдықтың енінен үлкен болады:

$$A = d + 1,5 \cdot C + 12 \cdot V, \quad (5.15)$$

мұндағы C – машина дөңгелегі (резина) профилінің ені, мм;

V – машинаның жүру жылдамдығы, км/сағ.

Қазбаның таза ені:

$$B = a + A + \varphi. \quad (5.16)$$

Егер су арнасында бордюр болмай, тротуардың орнына жаяу жүретін жол ғана болса, бордюрмен жиектелмеген және машинаның жүру жылдамдығы 10 км/сағ артпаса, онда қазбаның ені:

$$B = a + d + \varphi,$$

мұндағы d – машинаның ені, мм;

$a=1200$ мм және $\varphi=500$ мм.

Егер қазбада адамдардың тұрақты болуы қарастырылмаса, онда жаяу жүретін жол болмайды. Қазбаның ені мынадай болады:

$$B = d + 2 \cdot \varphi, \quad (5.17)$$

мұндағы $\varphi=500$ немесе 600 мм.

1-мысал. Бір жолды (рельсті) қазбаның көлденең қимасының мөлшерін анықтаңыз. Берілген бастапқы деректер: бекітпе – бүрікпобетон $\delta=50$ мм; тау массасын тасымалдауға 14КР-2А

электровозы (ені $A=1340$ мм, биіктігі $h=1550$ мм) және ВГ-2,2 вагонеткалары (ені $A=1200$ мм, биіктігі $h=1300$ мм); контакт сымның іліну биіктігі $h_{к.н}=2000$ мм; рельстер Р33, онда $h_6=390$ мм; $h_0=200$ мм; $h_a=190$ мм.

Қосымша шарттар: қазба тікбұрышты-күмбез пішінді, $f=14$ жыныстарда жүргізіледі; қазба бойынша $Q=40$ м³/с ауа келуге тиіс.

Шешімі. Есептеуді жылжымалы құрамның ең үлкен өлшемдері – электровоздың өлшемдерімен жүргіземіз: $A=1340$ мм; $h=1550$ мм.

Қатты бекітпе үшін керекті саңылаулар: $m=200$ мм, $n=1000$ мм (себебі құбырларды адамдар еркін жүретін жағында 1800 мм биіктікте орнатамыз).

Қазба қабырғасының биіктігі,
рельстің бастарынан жоғары:

$$h_1=1800 - h_a=1800 - 190=1610 \text{ мм},$$

балластан жоғары:

$$h_2=h_1+h_a=1610+190=1800 \text{ мм},$$

табанынан жоғары:

$$h_3=h_2+h_0=1800+200=2000 \text{ мм}.$$

Бір жолды қазбаның таза ені:

$$B=m+A+n=200+1340+1000=2540 \text{ мм}.$$

Қазбаны бекіткеннен кейінгі ені:

$$B_1=B+2\cdot\delta=2540+2\cdot50=2640 \text{ мм}.$$

$f > 12$ болғанда қорапты күмбездің биіктігі:

$$h_0 = \frac{B}{4} = \frac{2540}{4} = 635 \text{ мм}.$$

Қазбаның көлденең қимасының таза ауданы ($f > 12$):

$$S_{св}=B\cdot(h_2+0,175\cdot B)=2,54\cdot(1,8+0,175\cdot2,54)=5,7 \text{ м}^2.$$

Қазбаның көлденең қимасының жобалық ауданы (қара ауданы):

$$S_{жв}=B_1\cdot(h_3+0,175\cdot B_1)=2,64\cdot(2,0+0,175\cdot2,64)=6,5 \text{ м}^2.$$

Осьтік және бүйір доғаларының таза радиустері:

$$R = 0,905 \cdot B = 0,905 \cdot 2540 = 2300 \text{ мм},$$

$$r = 0,173 \cdot B = 0,173 \cdot 2540 = 440 \text{ мм}.$$

Қазбаны жүргізгендегі жобалық периметрі:

$$P_{жв}=2\cdot h_3+2,219\cdot B_1=2\cdot2,0+2,219\cdot2,64=9,86 \text{ м}.$$

Қазба қимасындағы бүрікпекбетонмен жабылған контурдың ұзындығы:

$$L = 2 \cdot h_3 + 1,219 \cdot B_1 = 2 \cdot 2,0 + 1,219 \cdot 2,64 = 7,22 \text{ м}.$$

Қазба жүргізу кезіндегі жобалық биіктігі:

$$H_0 = h_3 + h_0 + \delta = 2000 + 635 + 50 = 2685 \text{ мм}.$$

Контакт сымның іліну нүктесінен төбеге дейінгі саңылаудың жеткіліктігін тексереміз, ол 200 мм кем болмауы тиіс.

Қазба төбесінің ортасы бойынша саңылау:

$$c = h_1 + h_0 - h_{к.н} = 1610 + 635 - 2000 = 245 \text{ мм},$$

яғни рельстік жолдың осі бойынша сымның іліну биіктігі 200 мм артық болады.

Қазбаның көлденең қимасының таза ауданын ауаның мүмкін болатын жылдамдығына тексереміз:

$$V = \frac{Q}{S_{\text{н.а}}} = \frac{40}{5,7} = 7 \text{ м/с} < 8 \text{ м/с},$$

яғни жылдамдық қауіпсіздік ережесіне сай болады.

Қазбаның көлденең қимасының мөлшерлерін есептеп болған соң олар типтік қимаға сәйкес болуы шарт. Сондықтан, бекітпелердің типтік паспорттары келтірілген альбомнан есептеліп шыққан қазбаның көлденең қимасының мөлшеріне жақын (көп жағына қарай) типтік қиманы қабылдаймыз [20]:

$$S_{св} = 7,42 \text{ м}^2, S_{вч} = 8,31 \text{ м}^2, H_0 = 3150 \text{ мм}, B = 2700 \text{ мм}, B_1 = 2800 \text{ мм}.$$

2-мысал. Өздігінен жүретін жерасты автосамосвалы МоА3-7405 пен тау массаларын тасымалдайтын қазбаның көлденең қимасының ауданын және өлшемдерін анықтаңыз. Автосамосвалдың жүру қарқындылығы – 500 машина сәткесіне және жылдамдығы 20 км/сағ. Қазба тікбұрышты-күмбез пішінді, қалыңдығы $\delta = 50$ мм бүрікпекбетонмен бекітілген, жыныстардың бекемдік коэффициенті $f = 15$.

Шешімі. МоА3-7405 техникалық сипаттамасы бойынша: оның ені $d = 2850$ мм; кабинасының биіктігі $h = 2680$ мм; дөңгелек профілінің ені $c = 430$ мм.

Қазбада II типті жалпы қалыңдығы $h_n = 300$ мм болатын жол жабындысын қабылдаймыз. Қазбада табанынан биіктігі $h_1 = 500$ мм тротуар салынады (биіктігі 200–300 мм болатын бордюрді есептей отыра).

Су ағатын арна жағынан бордюрді қарастырмаймыз, онда $\varphi = 600$ мм (5.4-суретті қара).

Көлік машиналарының жүретін жолының енін анықтаймыз:

$$A = d + 1,5 \cdot C + 2 \cdot V = 2850 + 1,5 \cdot 430 + 2 \cdot 20 = 3735 \text{ мм}.$$

Жүру жылдамдығын ескергендегі қазбаның таза ені:

$$B = a + A + \hat{a} = 800 + 3735 + 600 = 5135 \text{ мм}.$$

Бекітпесі бар қазбаның ені:

$$B_1 = B + 2 \cdot \delta = 5135 + 2 \cdot 50 = 5235 \text{ мм}.$$

$f > 12$ болғанда қорапты күмбездің биіктігі:

$$h_0 = \frac{B_1}{4} = \frac{5235}{4} = 1310 \text{ мм.}$$

Қазбаның осі бойынша биіктігі:

$$H_c = h + e + d_T = 2680 + 500 + 600 = 3780 \text{ мм,}$$

мұндағы $d_T = 600 \text{ мм}$ – желдету құбырының диаметрі;

$e = 500 \text{ мм}$ – кабина мен құбыр арасындағы саңылау.

Жол жабындысы деңгейінен тік қабырғаның биіктігі:

$$h_1 = H_c - h_0 = 3780 - 1310 = 2470 \text{ мм.}$$

Тротуар жағындағы тік қабырғаның биіктігі:

$$h_2 = h_1 - 200 = 2470 - 200 = 2270 \text{ мм,}$$

яғни $a=800 \text{ мм}$ арақашықтық 1800 мм биіктік бойынша сақталады.

Қазба табанынан тік қабырғаның биіктігі:

$$h_3 = h_1 + h_n = 2470 + 300 = 2770 \text{ мм.}$$

Массивтің бекемдігі $f > 12$ болғандағы қазбаның көлденең қимасының таза ауданы:

$$S_{св} = B \cdot (h_1 + 0,175 \cdot B) = 5,135 \cdot (2,47 + 0,175 \cdot 5,135) = 17,3 \text{ м}^2.$$

Қазба қимасының жобалық ауданы (қара):

$$S_{сч} = B_1 \cdot (h_3 + 0,175 \cdot B_1) = 5,235 \cdot (2,77 + 0,175 \cdot 5,235) = 19,3 \text{ м}^2.$$

Осьтік және бүйірлік доғалардың таза радиустері ($f > 12$ үшін):

$$R = 0,905 \cdot B = 0,905 \cdot 5,135 = 4,650 \text{ мм,}$$

$$r = 0,173 \cdot B = 0,173 \cdot 5,135 = 890 \text{ мм.}$$

Қазбаның жүргізу (қара) биіктігі:

$$H_0 = h_3 + h_0 + \delta = 2770 + 1310 + 50 = 4130 \text{ мм.}$$

Қазбаның есептелген қимасының өлшемдері бойынша масштабты пайдаланып сызба түрінде келтіруге болады.

3-мысал. Тау массасын сөткесіне тасымалдау қарқындылығы 100 машинаға дейін, жылдамдығы 10 км/сағ ПТ-6 тау-тасымалдау машинасымен тасымалдағандағы қазбаның көлденең қимасының ауданын және өлшемдерін анықтаңыз.

Қазба бойынша адамдардың тұрақты жүріп-тұруы мүмкін (жаяу жүретін жолды қарастыру керек). Қазба анкер бекітпесімен бекітілген, анкердің қазбаға шығып тұратын басы $\delta=50 \text{ мм}$; бекемдік коэффициенті $f=10$. Желдету құбырының диаметрі $d_T = 600 \text{ мм}$.

Шешімі. Техникалық сипаттамасы бойынша ПТ-6 машинасының ені $d=2120 \text{ мм}$; кабина бойынша биіктігі $h=2360 \text{ мм}$.

Қазбада I типтегі қалыңдығы $h_n=300 \text{ мм}$ жол жабындысы болуы

тиіс; бордюрлер және тротуарлар қарастырылмаған, тек қана жаяу жүретін жол ені $a=1200$ мм, ал басқа жағының саңылауы $\phi=500$ мм.

Жүру жылдамдығы 10 км/сағ дейін болғанда қазбаның таза ені былай анықталады:

$$B = a + \phi + d = 1200 + 500 + 2120 = 3820 \text{ мм.}$$

Қазбаның бекітілгенге дейінгі ені (қара):

$$B_1 = B + 2 \cdot \delta = 3820 + 2 \cdot 50 = 3920 \text{ мм.}$$

Қорапты күмбездің биіктігі ($f < 12$ үшін):

$$h_0 = \frac{B_1}{3} = \frac{3920}{3} = 1310 \text{ мм.}$$

Қазбаның осі бойынша ең аз таза биіктігі:

$$H_c = h + e + d_T = 2360 + 500 + 600 = 3460 \text{ мм.}$$

мұндағы $d_T = 600$ мм – желдету құбырының диаметрі;

$e = 500$ мм – кабина мен құбыр арасындағы саңылау.

Жол жабындысы деңгейінен тік қабырғаның биіктігі:

Тәжірибелік жұмыстардың тапсырмасы: берілген деректер бойынша жазық қазбаның көлденең кимасының өлшемдерін есептеп анықтаңыз; қазбаның пішіні тікбұрышты-күмбезді

5.6-кесте

Бастапқы деректер

№	Тасымал, көлік машиналарының маркалары	Машиналардың негізгі өлшемдері		f	Бекітпенің түрі	Желдету-ге керекті ауаның көлемі Q , м ³ /с	Рельстің маркасы	Машинаның жүру қарқындылығы, жылдамдығы маш-сөт/км/сағ
		ені A (д),	биіктігі					
0	7 КР-1У	1200	1300	10	Анкер	50	Р-24	-
1	К-14	1350	1650	12	Бүрікпобетон	62	Р-33	-
2	ПД-3	1600	1860	14	Анкер	77	-	100 маш/10 км/сағ
3	К-14	1350	1650	9	Тұтасбетон	61	Р-33	-
4	МоАЗ-7405	2850	2680	15	Бүрікпобетон	130	-	300 маш/10 км/сағ
5	К-22	1800	1600	14	Бүрікпобетон	69	Р-33	-
6	ПД-2Б	1750	1650	12	Комбинациялы анкер+бүрікпобетон	78	-	100 маш/10 км/сағ
7	К-22	1800	1600	10	Комбинациялы анкер+бүрікпобетон	69	Р-33	-
8	ПД-8	2500	2500	15	Анкер	120	-	200 маш/10 км/сағ
9	7 КР-1У	1200	1300	12	Анкер	50	Р-24	-
10	К-14	1350	1650	9	Тұтасбетон	61	Р-33	-

$$h_1 = H_c - h_0 = 3460 - 1310 = 2150 \text{ мм} \quad (1800 \text{ мм артық}).$$

Қазба табанынан тік қабырғаның биіктігі:

$$h_3 = h_1 + h_n = 2150 + 300 = 2450 \text{ мм.}$$

Қазбаның көлденең қимасының таза ауданы ($f < 12$):

$$S_{св} = B \cdot (h_2 + 0,26 \cdot B) = 3,82 \cdot (2,15 + 0,26 \cdot 3,82) = 12 \text{ м}^2.$$

Қазбаның жүргізу кезіндегі жобалық ауданы (қара):

$$S_{сж} = B_I \cdot (h_3 + 0,26 \cdot B_I) = 3,92 \cdot (2,45 + 0,26 \cdot 3,92) = 13,6 \text{ м}^2.$$

Осьтік және бүйірлік доғалардың таза радиустері ($f < 12$):

$$R = 0,692 \cdot B = 0,692 \cdot 3820 = 2640 \text{ мм},$$

$$r = 0,262 \cdot B = 0,262 \cdot 3820 = 1000 \text{ мм.}$$

Қазбаның жүргізу (қара) биіктігі:

$$H_0 = h_3 + h_0 + \delta = 2450 + 1310 + 50 = 3810 \text{ мм.}$$

Тарау бойынша бақылау сұрақтары

1. Оқпан қимасының пішінін таңдау шарттары?
2. Оқпан қимасы пішіндерінің түрлері, пайдалану аймақтары?
3. Төртбұрышты оқпан қимасының пішіні қандай жағдайда қолданылады, бекітпесінің материалдары?
4. Осы күнгі оқпан құрылысындағы негізгі бекітпе материалдары, олардың қолдану аймақтары және артықшылықтары?
5. Оқпанның көлденең қимасының ауданын анықтау жолдары?
6. Көтерме ыдыстардың оптималдық жүккөтергіштігін анықтаудың әдістемесі, оқпан қимасының мөлшерін анықтауда олар қалай қолданылады?
7. Көтергі ыдыстарының, бекітпенің және кергіштердің арасындағы ең аз саңылау мөлшерінің мәндері, анықталу жолдары?
8. Оқпан қимасының өлшемдерін графикалық әдіспен анықтаудың кезекті жолдары?
9. Тау-кен өнеркәсібінде жазық қазбалардың көлденең қимасының қандай пішіндері кеңінен қолданыс тапты?
10. Қазбадағы бекітпелердің түріне байланысты рельстік жолдар және өздігінен жүретін жабдықтар болған кездегі ең аз қауіпсіздік саңылаулары?
11. Тікбұрышты-күмбез пішінді қазбаның рельстік жолдар болғандағы мөлшерлерін анықтау жолдары?
12. Өздігінен жүретін жабдықтарды пайдаланған кездегі тікбұрышты-күмбез пішінді қазбаның мөлшерлерін анықтау жолдары.
13. Қазбамен жүретін желдету ауасының жылдамдығы, олар қызметіне қарай қалай шектеледі?

6. ЖАЗЫҚ ҚАЗБАЛАРДЫ БЕКІТПЕЛЕУДІҢ ПАСПОРТЫН ҚҰРАСТЫРУ

Кен, кен емес және кенқайран пайдалы қазбаларын жерасты әдісімен қазу қауіпсіздігінің бірыңғай ережелері (ҚБЕ) бойынша қазбаларды бекітуді уақытымен және мақұлданған бекітпелеу паспорттарымен жүргізу керек. Тиісті инструкциялар бойынша паспортты учаске бастығы құрастырады және кеніш бас инженерімен бекітіледі. Қазба жұмыстары басталмай тұрып, бекітпе паспорттымен жұмысшылар, учаскенің техникалық бақылау қызметкерлері қол қойып таныстырылуы тиіс.

Нақты кеніш жағдайында бекітпелеу паспортын жасаған кезде паспорттың типтік формаларын пайдалану ұсынылады. Түсті металлургия кеніштері үшін тау қазбаларын бекітпелеудің типтік паспорттары 1976ж. 1 шілдесінен бастап іске қосылған [5].

Қазбалардың көлденең қимасының аудандарын, тасымал ыдыстарының және көлік машиналарының ең үлкен габариттерін, қауіпсіздік ережелерінің талаптарына сай саңылауларды есептей отыра анықтайды [18, 19, 20].

Бекітпелеудің типтік паспорттарының альбомы 1500 паспортты қамтиды. Паспорттар бойынша қазбаларды бекітпелеу жыныстардың бекемдік коэффициенті $f \geq 1 \div 3$ болғанда қарастырылады; $f = 3 \div 9$ ағаш және тұтасбетон бекітпелері ұсынылады; $f \geq 7 \div 12$ – бүрікпобетон; $f \geq 4 \div 9$ – анкерлі және комбинациялы бекітпелері.

Бекітпенің түрін алдын ала өлшемсіз орнықтылық көрсеткіштері P_y арқылы таңдау ұсынылады. Тиянақты түрде бекітпені тиісті есептеулерді жүргізген соң талдап қабылдауға болады.

Паспортты құрастыру үшін типтік форма қарастырылған, ол стандартты форматты беттен тұрады. Беттің сол жақ жартысында графикалық материалдар орналастырылады, онда бекітпенің конструкциясы және мөлшерлері 2 проекция түрінде келтіріледі; оң жағында түсіндірме жазба болады.

Паспорттың түсіндірме жазбасында жыныстардың сипаттамалары және орнықтылығы, бекітпенің түрін және конструкциясын таңдау дәйектемесі, бекітпенің забойдан кейін қалу мүмкіндігі, материалдар шығыны, қазбаның қималары және конструкцияларының элементтері мазмұндалады.

ҚБЕ қарастырған осындай дәйектермен қатар, бекітпелерді эксплуатациялау мезгілінде болатын олардың бұзылулары және жөндеу мүмкіндіктері туралы мәліметтер жазылады.

Мысал. Штректің бекітпелеу паспортын есептеп құрастырыңыз, оны жүргізу параметрлері: есепті тереңдігі $H=700$ м; біркелкі жыныстардың бекемдік коэффициенті $f \geq 12$; тығыздығы $\gamma=2800$ кг/м³; Пуассон коэффициенті $\mu=0,25$; құрылымдық әлсіреу коэффициенті $K_c=0,40$; ұзақтық беріктік коэффициенті $\zeta=0,85$. Қазба тікбұрышты-күмбез пішінді, оның мөлшерлері: қазбадағы ені $B_f=4$ м; тік қабырғасының биіктігі $h_1=3$ м; қорапты күмбездің биіктігі $h_0 = \frac{1}{4} \cdot B_1 = 1$ м.

Шешімі. 1. Жыныс үлгілерінің сығылуға және созылуға беріктік шектерін анықтаймыз:

$$\sigma_{\tilde{n}\tilde{e}} = 10^7 \cdot f = 10^7 \cdot 12 = 120 \text{ МПа},$$

$$\sigma_p = 0,1 \cdot \sigma_{\tilde{n}\tilde{e}} = 120 \cdot 0,1 = 12 \text{ МПа}.$$

2. Массивтің сығылуға және созылуға беріктік шектерін анықтаймыз:

$$R_{\tilde{n}\tilde{e}} = \sigma_{\tilde{n}\tilde{e}} \cdot \hat{E}_{\tilde{n}} \cdot \xi = 120 \cdot 0,4 \cdot 0,85 = 40,8 \text{ МПа}.$$

$$R_p = \sigma_p \cdot \hat{E}_{\tilde{n}} \cdot \xi = 12 \cdot 0,4 \cdot 0,85 = 4,08 \text{ МПа}.$$

3. Қазбаның төбесіндегі және бүйірлеріндегі кернеулерді анықтаймыз, алдын ала (2.1-кестені кара) кернеулердің шоғырлану коэффициенттерін қабылдаймыз: $K_1 = 2$ және $K_2 = 0,3$.

$$\sigma_{\max} = K_1 \cdot \gamma \cdot H \cdot g = 2 \cdot 2800 \cdot 700 \cdot 10 = 39 \cdot 10^6 \text{ Па} = 39 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{\min} = K_2 \cdot \frac{\mu}{1-\mu} \cdot \gamma \cdot H \cdot g = 0,3 \cdot \frac{0,25}{1-0,25} \cdot 2800 \cdot 700 \cdot 10 = 1,96 \text{ МПа}.$$

4. Жыныстардың төбедегі, бүйірлеріндегі мықтылық еселеуіш коэффициенттерін және орнықтылық параметрлерін анықтаймыз:

$$n_k = \frac{R_p}{\sigma_{\min}} = \frac{4,08}{1,96} = 2,08, \quad 1 < n_k < 4 - \text{бірқалыпты орнықты},$$

$$n_a = \frac{R_{\tilde{n}\tilde{e}}}{\sigma_{\max}} = \frac{40,8}{39} = 1,05, \quad 1 < n_a < 4 - \text{бірқалыпты орнықты},$$

$$\ddot{I}_{\circ} = 10 \cdot \gamma \cdot H / \sigma_{\tilde{n}\tilde{e}} \cdot \xi = \frac{10 \cdot 2800 \cdot 700}{120 \cdot 10^6 \cdot 0,85} = 0,204.$$

Төбесі және бүйірлері бірқалыпты орнықты, 2.8-кесте бойынша анкерлік немесе комбинациялық бекітпе ұсынылған. Жыныстардың құрылымдық әлсіреу коэффициенті $K_c=0,5$ болғанда құрылымдық кесектің мөлшері $b_{\delta}=0,6$ м шамасында болады, егер анкерлердің орнатылу сеткасы 1×1 м болғанда, кесек мөлшері 2 есеге жақын анкерлердің арақашықтығынан кем, сондықтан да олардың арасынан

жекелеген жыныстың кесектері құлап түсуі мүмкін.

Есептеуге комбинациялы бекітпені қабылдауға болады: темірбетон, полимербетон немесе резина анкері және бүрікпебетон.

Қазбаға орнатуға металл-резина анкерлері және бүрікпебетон жабынды комбинациялық бекітпелерін қабылдап есептейміз.

5. Тау қысымының параметрлерін есептейміз. Жүктемелерді анықтауға №3 есептеу схемасын тандаймыз (2.9-кесте, 2.11б-суретке қара). Есептеуді $1 < n_k < 4$ және $n_6 \leq 4$ жағдайлары үшін жүргіземіз (2.12-кестені қара).

а) Күмбез опырылымы биіктігі:

$$\epsilon_k^1 = \frac{a + h_1 \cdot \text{ctg} \cdot \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)}{n_k \cdot \text{tg} \varphi} - h_0 = \frac{2,0 + 3 \cdot \text{ctg} \cdot \left(45^\circ + \frac{39,4}{2}\right)}{2,08 \cdot 0,82} - 1 = 1,0 \text{ м},$$

$$\text{мұнда} \quad \text{tg} \varphi = \frac{R_{\text{сж}} - R_p}{R_{\text{сж}} + R_p} = \frac{40,8 - 4,08}{40,8 + 4,08} = 0,82;$$

$$a = \frac{B_1}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ м}; \quad \varphi = 39,4^\circ.$$

Тепе-теңдік күмбезінің биіктігі: $\epsilon_1^1 = \epsilon_k^1 + h_0 = 1 + 1 = 2 \text{ м}.$

ә) төбеден түсетін қысым:

$$q_2^1 = \epsilon_k^1 \cdot \gamma \cdot g = 1,0 \cdot 2800 \cdot 10 = 28 \cdot 10^3 \text{ Па} = 28 \text{ кПа}.$$

б) қазба табаны тұсындағы бүйір қысымының қарқындылығын есептейміз:

$$q_n^1 = (\epsilon_1^1 + h_1) \cdot \gamma \cdot \lambda_2 \cdot 10 = (1 + 3) \cdot 2800 \cdot 0,221 \cdot 10 = 24,8 \text{ кПа},$$

$$\text{мұнда} \quad \lambda_2 = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{39,4^\circ}{2}\right) = 0,221.$$

6. Есептеуге металл-резина анкерін қабылдаймыз: өзегі $d_c = 0,018 \text{ м}$ класы А-III болаттан; $R_p = 360 \text{ МПа}$; $l_3 = 0,20 \text{ м}$; металл-резина втулкасының жыныспен ұстасуы $\tau_2 = 4,5 \text{ МПа}$; шпурдың диаметрі $d_o = 0,040 \text{ м}$; $m = 1,0$; $m_1 = 0,80$.

Анкер өзегінің үзілуге беріктік шарты бойынша көтеру қабілеттілігі:

$$P_c = \pi \cdot r_c^2 \cdot R_p \cdot m = 3,14 \cdot (0,009)^2 \cdot 360 \cdot 10^6 \cdot 1 = 91,5 \text{ кН}.$$

Анкер құлыбының шпур қабырғасы бойынша ығысу шартымен көтеру қабілеттілігі:

$$P_3^1 = \pi \cdot d_{\sigma} \cdot \tau_2 \cdot l_3 \cdot m_1 = 3,14 \cdot 0,040 \cdot 4,5 \cdot 10^6 \cdot 0,20 \cdot 0,8 = 90,4 \text{ кН.}$$

Бұдан кейінгі бекітпенің есебін ең аз көтерме қабілеттілігі бойынша жүргіземіз:

$$P_a = P_3^1 = 90,4 \text{ кН.}$$

7. Анкердің ұзындығын анықтаймыз:

$$l_a = l_{\sigma} + l_{3z} + l_n = 1,0 + 0,4 + 1,10 = 1,5 \text{ м,}$$

мұнда $l_{\sigma} = e_{\kappa}^1 = 1\text{м; } l_{3z} = 0,4\text{м; } l_n = 0,10 \text{ м.}$

8. Төбедегі анкерлердің орналасу тығыздығы:

$$S = q_2^1 \cdot n_n / P_a = \frac{28 \cdot 10^3 \cdot 1,2}{90,4 \cdot 10^3} = 0,37 \text{ дана/м}^2,$$

мұнда n_n – артық жүктеме коэффициенті; $n_n = 1,2$;
бұл өте аз тығыздық болғандықтан $S = 0,70 \text{ дана/м}^2$ деп қабылдаймыз.

9. Төбедегі анкерлердің арақашықтығы:

$$a_1 = \sqrt{\frac{1}{S}} = \sqrt{\frac{1}{0,70}} = 1,2 \text{ м.}$$

Анкерлерді орнату сеткасы $1,2 \times 1,2 \text{ м}$ деп қабылдаймыз.

Қазба төбесіндегі анкерлердің саны:

$$n_1 = 2 \cdot a \cdot q_2^1 \cdot a_1 \cdot n_n / P_a = \frac{2 \cdot 2 \cdot 28 \cdot 10^3 \cdot 1,2 \cdot 1,2}{90,4 \cdot 10^3} = 1,79,$$

қабылдаймыз $n_1 = 3 \text{ дана.}$

Күмбез доғасының ұзындығы:

$$l_g = 1,33 \cdot B_1 = 1,33 \cdot 4 = 5,32 \text{ м} \approx 5 \text{ м.}$$

Анкерлердің доға бойынша арақашықтығы:

$$a_1 = \frac{5}{3} = 1,66 \approx 1,65 \text{ м.}$$

10. Қазба бүйіріндегі анкердің ұзындығын анықтаймыз, ол үшін алдымен қазбаның жарты енінің тік қабырға тұсындағы ұзаруын есептейміз:

$$C = h_1 \cdot \text{ctg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = 3 \cdot \text{ctg} 65^\circ = 3 \cdot 0,47 = 1,40 \text{ м,}$$

$$l_{\sigma} = C + l_{3z} + l_n = 1,40 + 0,3 + 0,10 = 1,80 \text{ м.}$$

11. Анкерлердің бүйірдегі орналасу тығыздығы:

$$S^1 = q_n^1 \cdot n_n / P_a = \frac{24,8 \cdot 10^3 \cdot 1,2}{90,4 \cdot 10^3} = 0,33 \approx 0,50 \text{ дана/м}^2.$$

12. Анкерлердің бүйірдегі арақашықтығы:

$$a_2 = \sqrt{\frac{1}{S^1}} = \sqrt{\frac{1}{0,5}} = 1,4 \text{ м.}$$

Тік қабырға $h_I = 3 \text{ м}$ тұсындағы анкерлердің саны:

$$n_2 = q_n \cdot h_I \cdot a_2 \cdot n_n / P_a = \frac{24,8 \cdot 10^3 \cdot 3 \cdot 1,4 \cdot 1,2}{90,4 \cdot 10^3} = 1,38 \approx 2 \text{ дана.}$$

13. Маркасы М500 бүрікпобетон жабындысының қалыңдығын есептейміз $[\sigma_p] = 1,35 \text{ МПа}$; алдымен төбе тұстағы нормативтік қысымының қарқындылығын анықтаймыз:

$$q_i = 0,17 \cdot a_1 \cdot \gamma \cdot g = 0,17 \cdot 1,2 \cdot 2800 \cdot 10 = 5,71 \text{ кПа,}$$

$$\delta_\kappa = 0,35 \cdot \sqrt{\frac{q_n \cdot n_n}{m_\phi \cdot [\sigma_p]}} = 0,35 \cdot \sqrt{\frac{5,71 \cdot 10^3 \cdot 1,2}{0,85 \cdot 1,35 \cdot 10^6}} = 0,027 \text{ м} \approx 0,030 \text{ м} = 30 \text{ мм.}$$

Қазба бүйірлеріне де бүрікпобетон жабындысының қалыңдығын 30 мм деп қабылдаймыз.

14. Қазбаның бір метріне кететін материалдардың шығынын есептейміз:

а) класы А-III болат, $d_c = 18 \text{ мм}$

$$L_c = \frac{n_1 \cdot l_a}{a_1} + \frac{n_2 \cdot l_a}{a_2} = \frac{3 \cdot 1,5}{1,2} + \frac{2 \cdot 1,8}{1,4} = 6,32 \text{ м,}$$

жалпы массасы $Q_c = \zeta_c \cdot G_c = 6,32 \cdot 2 = 12,64 \approx 13 \text{ кг,}$

мұндағы $G_c = 2,0 \text{ кг/м}$ – диаметрі 18 мм арматуралық болат өзектің 1 м салмағы, шайбалар мен гайкалардың салмақтарын есептей келе (5 кг), барлығы $\sum Q_c = 18 \text{ кг.}$

ә) маркасы М500 бетонның 15 % түсіп қалуын есептегендегі шығыны:

$$V_\phi = 1,15(2 \cdot h_I + 1,33 \cdot B_I) \cdot \delta_\kappa = 1,15 \cdot (2 \cdot 3 + 1,33 \cdot 4) \cdot 0,03 = 0,39 \text{ м}^3.$$

Орындалған есептеулердің негізінде қазбаны бекітпелеу паспорты хатталады, графикалық сызбалары дайындалады.

Курстық жұмыстың (жобаның) үлгілік тақырыбы: «Жазық қазбаны бекітудің паспортын дайындап құрастыру».

Осы тақырыпқа арналған курстық жұмыс төмендегі кезекпен жүргізіледі:

1) Қазбаның көлденең қимасының мөлшері (ені, биіктігі және ауданы) анықталады. Олар оның қызметіне жабдықтардың (тасымал, көлік және басқа машиналардың) негізгі мөлшеріне, қазбадан өтетін 200

ауаның көлеміне, адамдардың жүретін жолдарына қауіпсіздік ережелері қарастырған керекті арақашықтық пен саңылауларға байланысты болады. Графо-аналитикалық әдіспен табылған қазбаның көлденең қимасының мөлшері түсті металлургия кеніштеріне арналған қазбалардың типтік қималарының арнайы альбомымен салыстырылып [20], оған жақын типтік қима мен оның мөлшері қабылданады және кейінгі есептеулерде пайдаланылады.

2) Орнықтылық көрсеткіштерін қолдана отырып, бекітпенің түрі таңдалады және негізгі параметрлері есептеледі.

3) Бекітпелеу паспорты құрастырылады. Оның графикалық бөлімі стандартты форматты беттің сол жақ жартысында сызылып дайындалады, оң жақ жартысында паспорттың негізгі түсіндірме жазбасы келтіріледі.

4) Түсті металлургия кеніштерінде негізінен қазбаның тікбұрышты-күмбез пішіні пайдаланылады, сол себепті курстық жұмыста да қазбаның осы пішінін қабылдау ұсынылады.

5) Курстық жұмысты орындау кезіндегі барлық дәйектемелер, есептеулер арнайы түсіндірме жазбада келтіріледі, А4 форматты беттерде орындалады.

6) Курстық жұмысты орындауға керекті бастапқы деректер 6.1-кестеде келтірілген.

Есептеуге керекті басқа деректерді осы курстың арнайы бөлімдерінен алып пайдалануға болады.

6.1-кесте

Бастапқы деректер

Вар №	Тасымал, көлік машиналарының маркалары	Тасымал көлік машиналарының негізгі		H, м	f	γ , кН/м ³	K _c	ξ	μ
		ені, А, мм	биіктігі h, мм						
0	Электровоздар – 7КР-1У вагонеткалар – ВГ-2,2	1200	1300	500	10	2600	0,25	0,75	0,25
1	Электровоздар – К-10, К-14 вагонеткалар – ВГ-4	1350	1650	700	12	2700	0,30	0,85	0,26
2	Тиеу-тасымал машинасы ПД-3	1600	1860	1000	14	2800	0,35	0,80	0,24
3	Электровоздар – К-10, К-14 вагонеткалар – ВГ-4	1350	1650	700	9	2650	0,40	0,80	0,25
4	Автосамосвал МоА3-7405	2850	2680	950	15	2750	0,45	0,75	0,26
5	Электровоздар – К-22 вагонеткалар – 10 м ³	1800	1600	1150	14	2700	0,50	0,80	0,27
6	Тиеу-тасымал машинасы ПД-2Б	1750	1650	800	12	2650	0,35	0,85	0,26
7	Электровоздар – К-22 вагонеткалар – 10 м ³	1800	1600	700	10	2700	0,40	0,75	0,25
8	Тиеу-тасымал машинасы ПД-8	2500	2500	900	15	2800	0,40	0,80	0,28
9	Электровоздар – 7КР-1У вагонеткалар – ВГ-2,2	1200	1300	800	12	2700	0,30	0,80	0,26
10	Электровоздар – К-10, К-14 вагонеткалар – 4 м ³	1350	1650	650	9	2600	0,35	0,80	0,25

7. ЖЕРАСТЫ ҚАЗБАЛАРЫ КОНСТРУКЦИЯЛАРЫН ЖОБАЛАУДЫҢ НЕГІЗДЕРІНЕ ЖӘНЕ ТИІМДІЛІГІНЕ ҚОЙЫЛАТЫН ТЕХНИКАЛЫҚ ЖӘНЕ ЭКОНОМИКАЛЫҚ ТАЛАПТАР

Жерасты қазбаларының және ғимараттарының конструкцияларын жобалағанда инженерлік шешімдерге техникалық және экономикалық талаптар қойылады.

Барлық жерасты ғимараттары үшін қызмет уақытына байланысты мықтылықты, орнықтылықты қамтамасыз ететін және деформациялануды шектейтін жалпы техникалық талаптары жатады. Сонымен қатар, қазбалардың немесе жерасты ғимараттарының қызмет бабына байланысты арнайы техникалық талаптар қамтамасыз етілуі тиіс: аэродинамикалық кедергінің аз болуы, отқа және аязға төзімділігі, су немесе газ өткізбеушілігі, шектелген жылу өткізгіштігі, сейсмотөзімділігі, сыртқы ортаның агрессивтігіне төзімділігі, т.б.

Мықтылықта, орнықтылыққа және деформацияны шектеуге қойылатын талаптардың негізгілерін осы оқу құралының басқа бөлімдерінде қарастырып өттік, содықтан да экономикалық талаптарға көбірек көңіл бөлсек.

Инженерлік конструкциялардың жобалық шешімдеріне қойылатын экономикалық талаптардың мақсаты – ең аз капиталдық және эксплуатациялық шығындармен жерасты қазбаларының, ғимараттарының эксплуатациялық сапасын, орнықтылығын қамтамасыз ету [21,3].

Экономикалық талаптарды орындай отырып жобалық шешімдерді таңдау күрделі техника-экономикалық есепті шешуге алып келеді.

Сондықтан да, жобалаушының алдында бірнеше техникалық жағдайда бәсеке қабілетті варианттардан экономикалық байып бойынша оптимальды бір вариантын таңдау мақсаты тұрады.

Бірақ, кен-техникалық әдебиетте осы уақытқа дейін бекітпенің оптимальдық конструкциясын таңдау сұрағы өз дамуын таппай отыр.

Осы сұрақты шешудің белгілі жолдарынан [22] жұмыста келтірілген әдістемені қарастыруға болады.

Бекітпелердің бәсеке қабілетті варианттарын экономикалық салыстыру критерііне келтірілген шығындарды C қабылдайды. Салыстырылып отырған варианттардың оптимальдысы болып C мөлшерінің ең азы саналады. Жалпы түрде осы шарт мынадай түрде жазылады:

$$C = E_f \cdot C_e + C_y \rightarrow \min, \quad (7.1)$$

мұндағы C_k – қазбаны жүргізуге кететін капиталдық шығындар;

E_n – капиталдық салымдардың нормативтік коэффициенті, көмір өнеркәсібі үшін $E_n=0,10$; тау-кен $E_n=0,14$; тау-химия өнеркәсібінде $E_n=0,33-0,2$; құрылыстың басқа салаларында $E_n=0,17$;

C_3 – қазбаны барлық қызмет уақыты бойынша қалыпты жағдайын қамтамасыз етуге кететін капиталдық эксплуатациялық шығындар.

Қазбаны тұрғызуға кететін капиталдық шығындар төмендегі теңдеу арқылы анықталады:

$$C_k = \frac{C_{np} \cdot l \cdot K_{n,p} \cdot K_{o,p}}{0,4 + 0,6 \cdot K_p}, \quad (7.2)$$

мұндағы C_{np} – 1 м қазбаны тұрғызуға кететін тура нормаланған шығындар, руб/м (7.1-кестені қара).

Осы кестеде 1 м қазбаны тұрғызуға кететін тура шығындардың мөлшерлері орталанып келтірілген, бұл көрсеткіш көптеген факторларға байланысты (бекітпелеу технологиясына, құрылыс ауданына, қазбаның көлденең қимасына, материалдар шығынына, т.б.), нақты жағдайлар үшін ол есеп бойынша анықталуы тиіс;

l – қазбаның ұзындығы, м;

$K_{n,p} = 1,344$ – үстеме шығындар және жоспарлы қорландыру коэффициенті;

$K_{o,p}$ – жалпышахта шығындары коэффициенті, салынып жатқан шахталар үшін $K_{o,p}=2,14$; істеп тұрғандары үшін $K_{o,p}=1,37$;

$K_{к,p}$ – бекітпе түрінің қазбаны жүргізу жылдамдығына әсер ету коэффициенті: кәсекті толық қабыспаған бекітпелер үшін – 0,9; құрастырмалы темірбетон және қатты металбетон бекітпелері үшін – 1,0; металбетонды (отырмалы) және арнайы профильді кәсекті бекітпелерге – 1,1; анкерлі және бүрікпелбетон бекітпелерге – 1,2; толық қабысқан бекітпе конструкциялары үшін $K_{к,p}$ – мағыналары 1,1 есе азайтылуы тиіс.

Эксплуатациялық шығындар (C_3) амортизациялық өтемге (C_a), желдетуге (C_6) және жөндеу-қайта құру жұмыстарына (C_p) кететін шығындардың қосындысынан тұрады:

$$C_3 = C_a + C_6 + C_p$$

№	Бекітпенің түрі	1 м қазбаны жүргізуге кететін тура нормаланған шығындар, руб	
		бір жолды	екі жолды
1	2	3	4
1	Металл аркалы арнайы профильден	106	142
2	Металл сакина тәрізді арнайы профильден	145	-
3	Керікүмбезді металл сакина тәрізді арнайы профильден	126	196
4	Күмбезді тұтасбетоннан	105	160
5	Қабысқан тұтасбетоннан	126	196
6	Аркалы тұтасбетоннан	213	445
7	Қабысқан металбетоннан	281	578
8	Аркалы құрастырмалы темірбетоннан	88	132
9	Аркалы аралас түрлі	104	137
10	Аркалы темірбетон тазабетті тюбингтен	277	321
11	Қабысқан темірбетон тазабетті тюбингтен	466	486
12	Кәсекті бетон бекітпе	166	308
13	Бүрікпбетоннан	130	220
14	Темірбетон анкерлері	75	130
15	Металл анкерлері	90	136

Ескертулер. 1. Шығындар 1985 жылға дейінгі бағалармен берілген.

2. Кәсекті бекітпелер туралы деректер тығыздығы 1 кәсек 1 м орнатылған жағдай үшін берілген.

Амортизациялық өтемдерге кететін шығындар төмендегі теңдеу арқылы анықталады:

$$C_a = 0,01 \cdot A_z \cdot C_k, \quad (7.4)$$

мұндағы A_z – амортизациялық өтемдердің есепті жылдық проценті, заттың (объектінің) баланстық бағасының оның қызмет ету уақытына қатынасы арқылы анықталады. Кейбір шахталардағы зерттеулердің деректеріне байланысты [22] қазбаның қызмет уақыты мөлшері кәсіпорынның эксплуатация уақытына тең болғанда A_z орташа есеппен 1,7–1,8-ге тең болады, ал шахтаның горизонтындағы немесе бір қанатындағы кен қорын қамтамасыз ететін қазбалар үшін – 3,7–3,8.

Желдетуге C_e кететін шығындар (берілген бекітпенің түрімен қазба бойынша ауаның қозғалуы) мынадай кезекпен анықталады:

$$C_e = \frac{190 \cdot \alpha \cdot N \cdot l \cdot Q^3 \cdot e}{S^3}, \quad (7.5)$$

мұндағы α – қазбаның аэродинамикалық кедергі коэффициенті; арнайы профильді аркалы бекітпелермен бекітілген қазбалар үшін $\alpha = 0,002$, тұтасбетон және темірбетон бекітпелері үшін $\alpha = 0,0005 \div 0,0006$, бүрікпбетон үшін $\alpha = 0,0008 \text{ кг} \cdot \text{с}^2 / \text{м}^4$;

N – қазбаның периметрі, м

Q – қазба бойынша өтетін ауаның мөлшері, $\text{м}^3/\text{с}$;

S – қазбаның көлденең кимасы, m^2 ;

e – электроэнергия төлем тарифі, $руб/квт.ч$, құрылыс жүріп жатқан аудандарға байланысты, орта есеппен $0,022$ $руб/квт.ч$ тең болады.

Жөндеу-қайта құру жұмыстарына (C_p) кететін шығындар қазбаның деформацияланған анкерлерін қайта бекітуге немесе бекітпелерді күшейтуге ($\Delta(C_{p,k})$) кететін шығындырдың және қазба табанының бұзылған жерлерін ($\Delta(C_{p,n})$) қайтадан қалпына келтіруге кететін шығындырдың қосындысынан тұрады:

$$C_p = C_{p,k} + C_{p,n}. \quad (7.6)$$

Толық қабысқан бекітпе конструкциялары үшін $C_{p,n} = 0$, сондықтан барлық шығындар $C_{p,k}$ құнымен есептеледі.

Бекітпені жөндеуге кететін шығын былай анықталады:

$$C_{p,k} = (1 - P_k) \cdot l \cdot n \cdot K_{n,p} \cdot K_{n,n} \cdot K_{o,p}, \quad (7.7)$$

мұндағы P_k – бекітпе конструкциясының жұмыс сенімділігі;

кейбір бекітпелер үшін P_k мағыналары [22] жұмыстан алынып 7.2-кестеде келтірілген;

n – қазбаның деформацияланған жерін қалпына келтіруге кететін шығынның оның бастапқы құрылыс бағасына қатынасы (қайта бекітпелеу болғанда 7.2-кестеден) алынады.

Қазба табанындағы жыныстардың қабынуынан болған бұзылуларды қайта қалпына келтіруге кететін шығындарды мынадай теңдеумен анықтау ұсынылады:

$$C_{p,n} = (1 - P_n) \cdot l \cdot C_n \cdot K_{n,p} \cdot K_{o,p}, \quad (7.8)$$

мұндағы P_n – бекітілмеген қазба табанының жұмыс сенімділігі; $P_n \leq 0,9$ деп қабылдау ұсынылады;

C_n – бекітілмеген 1 м қазба табанын қалпына келтіру жұмыстарының бағасы; бір жолды қазбалар үшін $C_n = 12-20$ $руб/м$, екі жолды үшін $C_n = 22-34$ $руб/м$.

Егер келтірілген шығындар C бекітпелердің бірнеше варианттары үшін тең болып шықса (10 % дейін ауытқулармен), онда капиталдық шығындары кем, тұрғызу технологиясы, жұмыс сенімділігі жоғары конструкцияларға артық жол берген дұрыс болады.

Д. А. Қонаев атындағы тау-кен ғылыми-зерттеу институтының қызметкерлерімен бірге автордың нақты қатысуымен 1993-1996 жылдары Жезқазған кеніштерінде тиімділігі жоғары металл-резина анкерлерін өндірістік сынақтан өткізіп, жазық қазбалардың төбесін бекітуге кеңінен пайдаланылды.

Металл-резина, темірбетон анкерлерін дайындауға және орнатуға кететін шығындардың салыстырмалы талдауы төменде келтірілген.

Талдауға керекті бастапқы деректер 1996 жылғы АО «Жезқазғанцветмет» үш жерасты кенішінің орташа көрсеткіштерінен алынған.

Есеп жүргізген (1996ж. наурыз) кездегі АҚШ долларының құны

65,3 теңге болды, осыған байланысты келесі жылдарғы керекті цифрларды есептеп алуға болады.

Металл-резина және темірбетон анкерлерін дайындауға және орнатуға кететін салыстырмалы шығындар 7.3-кестеде келтірілген.

7.2 кесте

№ к/к	Бекітпелердің түрлері	Бекітпе жұмысының сенімділігі, P_k	n коэффициентінің мағыналары
1	Құрастырылмалы кәсектерден	$\frac{0,99}{0,98}$	$\frac{1,11}{1,3}$
2	Құрастырылмалы темірбетоннан	$\frac{0,97}{0,94}$	$\frac{1,0}{1,2}$
3	Тұтас темірбетоннан (екі таврлы кәсектер бетонда)	$\frac{0,99}{0,98}$	$\frac{0,8}{1,1}$
4	Тұтас темірбетоннан (СВП аркалары бетонда)	$\frac{0,98}{0,96}$	$\frac{0,7}{0,9}$
5	СВП кәсектері металдан	$\frac{0,95}{0,90}$	$\frac{0,6}{0,8}$
6	Тұтас бетоннан	$\frac{0,96}{0,90}$	$\frac{0,5}{0,7}$
7	Бүрікпелетоннан	0,95	0,2

Ескерту. Алымында қабыспаған бекітпелер конструкцияларының көрсеткіштері; бөлімінде қабысқан бекітпелер үшін.

7.3 кесте

№ к/к	Анкер комплектісін дайындауға және орнатуға кететін шығындар тізбегі	Темірбетон анкері	Металл-резина анкері
<i>Дайындауға кететін өндірістік шығындар</i>			
1	Материалдар	214,1	213,1
2	Дайындау еңбекақыға 32% салықты ескергенде	137,2	337,7
<i>Орнатуға кететін шахталық шығындар</i>			
3	Бұрғылау (с/а салығын ескергенде)	42,0	17,9
4	Барлығы шахталық шығындар	191,0	137,5
5	Бекітпелеу комплектісіне жалпы шығындар	542,3	725,1

Металл-резина анкерін дайындау $587,6-351,3= 236,3$ теңге қымбатқа түседі, ал орнатуға кететін шығын $191-137,5= 53,5$ теңге темірбетон анкерге қарағанда аз кетеді.

Дайындалған және орнатылған металл-резина анкері $725,1-542,3=182,8$ теңгеге ғана қымбат түседі.

«Темірбетон штангалық бекітпені пайдалану инструкциясы» бойынша (ДНИПИцветмет, 1990, 22 бет), бұл бекітпе $1,0 \times 1,3$ м² торы

бойынша орнатылады, мұндағы $1,3 \text{ м}$ – қазба осі бойынша бекіту қадамы.

Онда темірбетон анкеріне төбенің $1,0 \times 1,3 = 1,3 \text{ м}^2$ ауданы келеді, сондықтан төбені бекітудің 1 м бағасы мынадай болады:

$$542,3 : 1,3 = 417 \text{ теңге/м}^2.$$

Металл-резина анкерлерін төбеде орналастыру торы олардың көтеру қабілеттілігіне байланысты есептеледі. Өндірістік және лабораториялық жағдайларда жүргізілген сынақтардың нәтижесі бойынша 1 анкердің көтеру қабілеттілігі орта есеппен 9 м құрайды. Бекітпелеуге кететін шығындарды азайту үшін металл-резина анкерін оның көтеру қабілеттілігі 9 м келістіріп жүктемелеу керек.

Штрек төбесіндегі жыныстардың орнықтылығын арттыру мен бекітпелеуге кететін шығындарды азайту үшін металл-резина анкерлерін рационалды түрде орналастыруымыз керек, штректің осі бойынша олардың қатарларын 1 м арақашықтықта орналастырамыз, ал темірбетон анкерлерінде бұл қашықтық $1,3 \text{ м}$ болатын.

Сонымен қатар металл-резина анкерлерінің қатардағы өзара қашықтықтары үлкейтіледі.

Өздігінен жүрегін жабдықтарды пайдаланған кезде тасымал штректерінің орташа жүргізу ені $B_I = 4,7 \text{ м}$ болады, ал бұрылатын иіндерінде $B_I = 5,4 \text{ м}$ дейін жетеді.

Ені $B = 4,7 \text{ м}$ штректі металл-резина анкерімен бекітпелегенде бірінші қатарға арақашықтығы 1 м 3 анкерді орналастырамыз, штрек қабырғасына дейінгі қашықтық $1,35 \text{ м}$ болады, екінші қатарға 2 анкер, олардың арасы $1,5 \text{ м}$ құрайды, штрек қабырғасына дейін $1,6 \text{ м}$. Екі қатардағы 5 анкер штректің 2 м төбесін ұстап тұрады, бір металл-резина анкеріне келетін төбенің ауданы $(4,7 \times 2) : 5 = 1,88 \text{ м}^2$. Осылай орналастырылған 1 анкерге түсетін жүктеме опырылым биіктігі $\sigma = 1 \text{ м}$ болғанда $1 \times 1,88 \times 2,6 = 4,8 \text{ т}$, мұнда $2,6 \text{ т/м}^3$ жыныстардың меншікті тығыздығы. Мықтылық еселеуіші $n_k = \frac{9}{4,8} = 1,8$ құрайды.

Металл-резина анкерлерін осылай рационалды түрде орналастырған кезде қазба төбесінің 1 м^2 бекітпелеудің шығыны $725,1 : 1,88 = 386 \text{ теңге/м}^2$ болады, ал темірбетон анкерлерімен салыстырғанда оның бағасы төмендейді:

$$417 - 386 = 31 \text{ теңге/м}^2.$$

Штректерді жүргізудің орташа жылдамдығын 100 м/ай деп алған кезде, ені $4,7 \text{ м}$ ұзындығы 100 м штректі металл-резина анкермен бекіткенде шығынның азаюы:

бір айда $4,7 \times 100 \times 31 = 14570 \text{ теңге}$, ал жылына $14570 \times 12 = 174840 \text{ теңге}$ құрайды.

Кеніштерде 1996 жылы 80000 темірбетон анкерлері орнатылған болса, олардың жалпы ауданы $80000 \times 1,3 = 104000 \text{ м}^2$ құрайды.

Металл-резина анкерлерін темірбетон анкерлерінің орнына қолданған кезде бір жыл ішіндегі қазба жүргізу жұмыстарындағы шығындардың азаюы төмендегідей болады:

$$104000 \times 31 = 3224000 \text{ теңге.}$$

Қазба жұмыстарында металл-резина және темірбетон анкерлерінің экономикалық салыстыруларының қорытынды нәтижелері 7.4-кестеде келтірілген.

Еңбек шығынының 14,8 адам/смена төмендеуі қазба жүргізушілерге қосымша 9–10 м штректі қазуға мүмкіндік береді және еңбекақылары жоғарылайды.

7.4 кесте

Металл-резина және темірбетон анкерлерінің экономикалық салыстырма есептеулерінің жиынтығы

№ к/к	Салыстырмалы позициялары	Бекітпе түрі		Салыстыру нәтижелері және ескертпелер
		темірбетон анкері	металл- резина анкері	
1	2	3	4	5
1	Бір анкерге келетін төбенің ауданы	1,30	1,88	$1,88 - 1,30 = 0,58 \text{ м}^2$ артық
2	Қазба төбесінің 1 м^2 бекітпелеуінің бағасы, теңге/ м^2	417	386	$417 - 386 = 31 \text{ теңге}/\text{м}^2$, төмендейді
3	Ені 4,7 м штректің 100 м кететін анкерлердің комплектісі	361	250	$361 - 250 = 111$ анкерге азаяды
4	Бір забойға кететін шығынның жыл бойынша жобамен төмендеуі, теңге	-	174840	Кеніш бойынша жобамен экономикалық тиімділік 3224000 теңге
5	100 м штректі бекітпелеуге кететін еңбек шығыны, адам/см	23,4	8,6	Еңбек шығыны 14,8 адам/см шахта бойынша 1 айда төмендейді
6	Бекітпені дайындауға кететін еңбек шығыны, адам/см	6,2	16,3	Жер үстіндегі шеберханадағы еңбек шығыны 10,1 адам/см өседі
7	Забойға әкелінетін материалдардың көлемі, 1 айда 1 жылда	4,7 55,2	1,2 14,4	Материалдарды әкелу көлемі 4 есе төмендейді

Тарау бойынша бақылау сұрақтары

1. Жазық қазбаларды бекітпелеудің паспорты не үшін керек, оны кім құрастырады?
2. Түсті металлургия кеніштері үшін жазық қазбаларды жүргізудің типтік қималарының альбомын қолданудың жолдары?
3. Бекітпелеу паспортын құрастыру қандай кезекпен жүргізіледі?
4. Жазық қазбаны бекітпелеудің паспортын дайындап құрастыруға арналған курстық жұмыстың, түсіндірме жазбаның және сызбаларының құрамы?
5. Жерасты қазбалары конструкцияларын жобалаған кездегі инженерлік шешімдерге қойылатын техникалық және экономикалық талаптар?
6. Бекітпелердің бәсеке қабілетті варианттарын экономикалық салыстыру критеріі қандай?
7. Қазбаны тұрғызуға кететін капиталдық шығындарды анықтау жолдары?
8. Ақпалы эксплуатациялық шығындар қандай шығындардың қосындысынан тұрады, оларды табудың жолдары?
9. Бекітпені кезекті жөндеуге кететін шығындарды анықтаудың жолдары?
10. Металл-резина және темірбетон анкерлерін дайындауға және орнатуға кететін шығындарды салыстырып талдаңыз?
11. Металл-резина анкерін жазық қазбаларда қолданудың техникалық, геомеханикалық және экономикалық тиімділіктерін талдап айтыңыз?

ӘДЕБИЕТТЕР ТІЗІМІ

1. Ржевский В.В., Новик Г.Я. Основы физики горных пород. М.: Недра, 1978.
2. Дмитриев А.П., Новик Г.Я., Андриенко Н.И. Лабораторный практикум по курсу «Основы физики горных пород». М.: МГИ, 1971.
3. Галушко В.Т., Цой Т.Н., Ваганов И.И. Охрана выработок глубоких шахт. М.: Недра, 1975.
4. Карташов Ю.М., Матвеев Г.В., и др. Прочность и деформируемость горных пород. М.: Недра, 1979.
5. Губенин Ю.Б., Крахин Н.С. Типовые паспорта крепления для рудников цветной металлургии//Горный журнал. 1982. №9. С. 54-57.
6. Максимов А.П. Горное давление и крепь выработок. М.: Недра, 1973.
7. Ломако П.Ф. Рудная база – основа развития цветной металлургии СССР//Горный журнал. 1977. №11. С. 9-14.
8. Шехурдин В.К. Задачник по горным работам, проведению и креплению горных выработок. М.: Недра, 1985.
9. СНиП II-21-75. Бетонные и железобетонные конструкции (Гострой СССР). М.: Стройиздат, 1976.
10. СНиП II-94-80. Подземные горные работы (Гострой СССР). М.: Стройиздат, 1982.
11. Аксель А.М. Определение нагрузки на крепь и выбор типа крепи. Алматы: КазНТУ, 1993.
12. СНиП II-44-78. Тоннели железнодорожные и автодорожные. Нормы проектирования. М., 1978.
13. СНиП II-40-80. Метрополитены. Нормы проектирования. М., 1981.
14. Жаркенов М.И., Никуйко Е.С. Металло-резиновый анкер. Патент РК, KZ. №4308. 15.09.1998. Бюл. №1.
15. Шехурдин В.К., Холобаев Е.Н., Несмотряев В.Н. Проведение подземных горных выработок. М.: Недра, 1980.
16. Каретников В.Н., Клейменов В.Б., Нужиких А.Г. Крепление капитальных и подготовительных горных выработок. М.: Недра, 1989.
17. Заславский Ю.З., Мостков В.М. Крепление подземных сооружений. М.: Недра, 1979.
18. Единые правила безопасности при разработке рудных, нерудных и рассыпных месторождений подземным способом. М.: Недра, 1986.
19. Вьяльцев М.М. Технология строительства горных предприятий в примерах и задачах. М.: Недра, 1989.
20. Руководство по применению типовых сечений горных выработок для рудников цветной металлургии СССР. М., 1987.
21. Баклашов И.В., Картозия Б.А. Механика подземных сооруже-

ний и конструкций крепей. М.: Недра, 1984.

22. Руководство по выбору крепи для выработок, проводимых комбайнами. Донецк, 1979.

23. Әбдіраманов Ш., Жаркенов М.І. және т.б. Тау-кен атауларының орысша-қазақша және қазақша-орысша терминологиялық сөздігі. Алматы: Республикалық баспа кабинеті, 1993.

24. Жаркенов М.І. және авторлар ұжымы. Қазақша-орысша, орысша-қазақша терминологиялық сөздік. Кен ісі және металлургия. Алматы: «Рауан», 2000.

25. Руководство проектированию гидротехнических тоннелей. М.: Стройиздат, 1982.

26. СН-238-73. Указания по проектированию гидротехнических тоннелей. М., 1974.

27. Литвинский Г.Г. Крепь «Монолит» из разгруженных и упроченных пород//Тез. Всес. научно-техн. семинара. Л: ЛПИ, 1974, С.101-104.

28. Жаркенов М.І. Тік окпандардың конструкцияларын жобалау. Әдістемелік нұсқау. -Алматы: ҚазҰТУ, 2001.

29. Справочник инженера-шахтостроителя. Т. 1, 2/Под ред. В.В. Белого. М.: Недра, 1983.

30. Жаркенов М.І., Сердалиев Е.Т. Жерасты ғимараттары конструкцияларының материалдары. Әдістемелік нұсқау. -Алматы: ҚазҰТУ, 2002.

31. Жапаев С.Қ. Таужыныстары массивінің механикалық сипаттамалары. Әдістемелік нұсқау. -Алматы: ҚазҰТУ, 2001.

МАЗМҰНЫ

Кіріспе.....	3
1. Таужыныстарының массиві және оның механикалық құрылымы.....	5
1.1. Таужыныстарының физика-механикалық қасиеттері.....	5
1.2. Таужыныстарының көлемдік мықтылығын анықтау.....	14
2. Тауқысымы және жыныстар массивінің кернеулі жағдайы.....	23
2.1. Тиілмеген массивтегі жыныстардың кернеулі жағдайы.....	23
2.2. Қазба айналасындағы жыныстар массивінің деформацияланған жағдайы	25
2.3. Дөңгелек қималы бекітілмеген жазық қазбаның айналасындағы біртекті изотропты таужыныстарына тең компонентті емес жүктемелер түскен кездегі кернеулі жағдайды анықтау.....	30
2.4. Көлденең қимасы дөңгелек пішінді тік қазбаның айналасындағы анизотропты жыныстыр массивіндегі кернеулі жағдайды анықтау. Қазба жыныстардың қабатталуына перпендикуляр болғанда.....	33
2.5. Бекітілмеген тау қазбасының орнықтылығын болжау.....	36
2.6. Жыныстардың орнықтылық параметрлерін есептеу және бекітпені таңдау.....	40
2.7. Жерасты ғимараттарының конструкцияларына түсетін жүктеменің қалыптасуы.....	42
2.7.1. Жалпы мәліметтер.....	42
2.7.2. Тау қысымының көрініс сипаты және оны есептеудің жолдары.....	43
2.7.3. Жазық қазбаға тау қысымынан түсетін жүктемені анықтаудың әдістемелік нұсқаулары.....	53
2.7.4. Жекеленген опырылыстардан болатын жүктемені анықтау және қазба контурының мықтылық паспорты.....	62
3. Құрылыс нормалары және ережелері (СНиП тер) бойынша қазба конструкцияларына түсетін есепті жүктемелерді анықтау.....	72
3.1. Жазық қазбалар айналасындағы жыныстардың орнықтылығын олардың ығысу мөлшері бойынша анықтау, бекітпенің түрін таңдау.....	72
3.2. Жазық қазбалардың бекітпелеріне тау қысымынан түсетін есепті жүктемелерді анықтау (СНиП II-91-80).....	76
3.3. Көлік тоннелінің қаптамасына тау қысымынан түсетін есепті жүктемені анықтау (СНиП II-44-78).....	83
3.4. Метрополитен тоннельдерінің және станцияларының қаптамасына тау қысымынан болатын есепті жүктемелерді анықтау (СНиП II-40-80).....	88

3.5. Тік тау қазбалары жыныстарының орнықтылығын және бекітпелеріне түсетін жүктемелерді есептеу. Бекітпенің түрін таңдау және есептеу.....	93
4. Бекітпелердің және қаптамалардың конструкцияларын есептеу.....	102
4.1. Негізгі есептік қағидалар.....	102
4.2. Анкерлі және комбинациялық бекітпелерді есептеу.....	106
4.2.1. Анкерлі бекітпені есептеу.....	106
4.2.2. Бүрікпобетон бекітпесін есептеу.....	116
4.2.3. Комбинациялы бекітпені есептеу.....	119
4.3. Тұтасбетон бекітпесін есептеу.....	120
4.4. Аркалы металл отырма бекітпелерді есептеу.....	122
4.5. Ағаш бекітпелердің конструкциялары және кәсекті ағаш бекітпені есептеу.....	129
4.5.1. Қысым төбе тұсында болып, бүйірлерінде болмаған кездегі бекітпені есептеу.....	131
4.5.2. Төбеден және бүйірлерден қысым түскен кездегі бекітпені есептеу.....	132
4.6. Жыныстардың жасанды конструкциялары және оларды есептеу.....	137
4.6.1. «Монолит» бекітпесі және оны есептеу.....	137
4.6.2. Мұзды жыныс қоршауы және оның қалыңдығын есептеу.....	142
4.7. Дөңгелек монолиттік тұтас конструкцияларды есептеу.....	147
4.8. Монолиттік және құрастырмалы-монолиттік конструкцияларды есептеу.....	151
4.9. Тюбингтік және кесектік конструкцияларды есептеу.....	167
5. Жерасты тау қазбалары конструкцияларының пішіндері және өлшемдері.....	175
5.1. Тік оқпандардың көлденең қимасының пішінін таңдау және өлшемдерін анықтау.....	175
5.2. Жазық тау қазбаларының көлденең қимасының пішіндері.....	183
5.2.1. Жалпы мағлұматтар.....	183
5.2.2. Тікбұрышты-күмбез пішінді қазбаның мөлшерін анықтау.....	187
6. Жазық қазбаларды бекітпелеудің паспортын құрастыру.....	196
7. Жерасты қазбалары конструкцияларын жобалаудың негіздеріне және тиімділігіне қойылатын техникалық және экономикалық талаптар.....	202
Әдебиеттер тізімі.....	210

Оқулық басылым

Жәркенов Марат Іскендірұлы

**ЖЕРАСТЫ ҒИМАРАТТАРЫНЫҢ МЕХАНИКАСЫ ЖӘНЕ
БЕКІТПЕЛЕРДІҢ КОНСТРУКЦИЯЛАРЫ**

Оқулық

РБ меңгерушісі
Редакторы
Техн. редакторы
Компьютерде басып,
терген

З. А. Ғұбайдулина
А. М. Балхашева
Ж. Н. Байменова
А.А. Сегізбаева

Басуға қол қойылды « _ » _____ 2007 ж.
Таралымы 500 дана. Пішімі 60x84 1/6. №1 баспаханалық қағаз.
Көлемі 13,5 есепті - баспа табақ. Тапсырыс № 89.
Бағасы келісімді.

Қ.И. Сәтбаев атындағы Қазақ ұлттық техникалық
университетінің басылымы
ҚазҰТУ-дың Ғылыми-техникалық баспа орталығы,
Алматы, Ладыгин көшесі, 32