

NODEX

INFORMATION REPORT INFORMATION REPORT

CENTRAL INTELLIGENCE AGENCY

This material contains information affecting the National Defense of the United States within the meaning of the Espionage Laws, Title 18, U.S.C. Secs. 793 and 794, the transmission or revelation of which in any manner to an unauthorized person is prohibited by law.

C-O-N-F-I-D-E-N-T-I-A-L

JCB

COUNTRY	Bulgaria	REPORT	[Redacted]	25X1
SUBJECT	Bulgarian Engineering Geology Textbook	DATE DISTR.	15 October 1958	
		NO. PAGES	1	
		REQUIREMENT NO.	RD	
DATE OF INFO.	[Redacted]	REFERENCES		25X1
PLACE & DATE ACQ.	[Redacted]			25X1

PROCESSING COPY

SOURCE EVALUATIONS ARE DEFINITIVE. APPRAISAL OF CONTENT IS TENTATIVE.

Bulgarian geology textbook published by the State Publishing House for Science and Art, Sofia in 1958. Bulgarian title for the book Naruchnik po Inzhenerna Geologia.

[Large Redacted Area]

25X1

C-O-N-F-I-D-E-N-T-I-A-L

62 101

STATE	X	ARMY	X	NAVY	X	AIR	X	FBI		AEC				
-------	---	------	---	------	---	-----	---	-----	--	-----	--	--	--	--

(Note: Washington distribution indicated by "X"; Field distribution by "#".)

INFORMATION REPORT INFORMATION REPORT

НАРЪЧНИК ПО ИНЖЕНЕРНА ГЕОЛОГИЯ

НАРЪЧНИК
ПО
ИНЖЕНЕРНА ГЕОЛОГИЯ

НАУКА И ИЗКУСТВО

Д-р Л. АНТОНОВ, инж. М. БОРАДЖИЕВ, инж. СТР. ДИМИТРОВ, инж. К. ЗЛАТАРЕВ,
д-р С. КЕРЕКОВ, К. КОЛЕВ, П. ЛАЛОВ, инж. Н. ЧИНОВСКИ, д-р Д. ЯРАНОВ

НАРЪЧНИК
ПО
ИНЖЕНЕРНА ГЕОЛОГИЯ

ДЪРЖАВНО ИЗДАТЕЛСТВО „НАУКА И ИЗКУСТВО“,
София — 1958 г.

ПРЕДГОВОР

Хидротехническото, промишленото и другите видове строителства, предприети у нас в огромен мащаб, изискват детайлни инженерногеоложки и хидрогеоложки проучвания, без каквито, както показва практиката у нас след 9. IX. 1944 г., не може да се проектира и строи икономично. Съоръжения, за които не са проведени предварително инженерногеоложки проучвания, са подложени почти винаги на аварии, особено при тежките геоложки условия, характерни за нашата страна.

Успешното изпълнение на плана за хидротехническото и мелиоративно строителство, който беше набелязан на V и VI конгрес на БКП, изисква по-нататъшното подобрене на инженерногеоложките и хидрогеоложките проучвания. Изпълнението на тази задача ще се осъществи не само с наличието на млади и надеждни инженер-геолози, но и от издаването на подходяща и отговаряща на специфичните български условия научнотехническа литература.

Настоящият Наръчник по инженерна геология за хидротехническото строителство е предназначен за инженер-геолози и инженери хидротехници, които работят по проучването, проектирането и строителството на хидроенергийни и мелиоративни обекти.

Наръчникът се състои от девет раздела. Първият раздел е съставен от геолозите д-р Л. Антонов, К. Колев и д-р Д. Яранов. В него са дадени основни геоложки данни. Разгледаните индекси и условни знаци са съобразени с приетите на Варшавското съвещание по геология от 1955 г. индекси с цел да се постигне уеднаквяване на документацията. В точките относно тектониката и геоморфологията са взети предвид специфичните условия, които са налице у нас.

Вторият раздел е съставен от геол. д-р Д. Яранов. В него са разгледани физико-геоложките явления пак с оглед на специфичните условия у нас. Данните за сеизмичността в България са съгласувани с новия правилник за антисеизмично строителство.

Третият раздел е съставен от геол. д-р Д. Яранов. В него са дадени само най-елементарни сведения за климата на нашата страна и указания за изчисляване на твърди сток при специфичните условия у нас.

Четвъртият раздел е съставен от инж. Кр. Златарев, геол. д-р С. Кереков и геол. К. Колев. В него има конкретни указания за физико-механичните свойства на най-разпространените скални видове в България.

Петият раздел е съставен от инж. Кр. Златарев. Той ни запознава основно с всички въпроси на земната механика, с които може да се срещне в практиката инженер-геологът и строителният инженер, както и с методите на лабораторните земномеханични изследвания.

Шестият раздел е съставен от геол. д-р Д. Яранов, инж. Стр. Димитров, инж. М. Бораджиев и инж. Н. Чиновски. Той ни запознава с полскопроучвателните работи за нуждите на строителството, като се дават обилни сведения от нашия досегашен опит по улътнително-инжекционните работи.

Седмият раздел е съставен от геол. П. Лалов. В него са дадени всички основни данни и положения от хидрогеологията, с които не само хидрогеологът, но и инженер-геологът често пъти е принуден да борави при своята непосредствена полска работа.

Осмият раздел е съставен от геолозите д-р Л. Антонов и д-р С. Кереков. Той ни запознава конкретно с проблемите, които инженер-геологът трябва да разреши при изследване на скалната основа на хидротехническите съоръжения.

Деветият раздел е съставен от геол. д-р Л. Антонов. Той ни запознава с по-съществените въпроси, свързани с прилагането на взривното дело при проучването и строителството.

При съставянето на Наръчник по инженерна геология са взети под внимание ценните забележки на рецензентите: доц. канд. геол.-мин. науки А. Демирев, доц. инж.

Г. Стефанов и старши науч. сътр. д-р Н. Бояджиев. Дейно участие при редактирането взе инж.-геологът Т. Хеския.

Сложните проблеми, обширните въпроси, които се третираат в този пръв опит за издаване на нагоден към специфичните условия у нас Наръчник по инженерна геология, дават право на авторите и редакцията да смятат, че са допуснати редица недостатъци и непълноти.

За всички забележки, които читателите ще направят с цел да се подобри настоящото издание, съставителите и редакцията изказват предварително своята признателност.

I. ОСНОВНИ ГЕОЛОЖКИ ДАНИ

А. ГЕОХРОНОЛОГИЧНО ПОДЕЛЯНЕ И ИНДЕКСИРАНЕ НА СКАЛНИТЕ ОБРАЗОВАНИЯ

Скалните образувания, които изграждат земната кора, в зависимост от геоложката си възраст се поделят на четири комплекса. Всеки комплекс съдържа група от скални наслойки, отложени в геохронологичен ред във време от една ера. Както скалните групи, така и времената (ерите) на тяхното образуване се поделят на по-малки подразделения. Тия подразделения са дадени в таблица 1—2.

За удобно боравене, както и за въвеждането на общи правила при изразяването на геоложките формации върху геоложките карти, профили, колонки и други приложения и графични материали е възприета съкратена индексация за почти всички подразделения в геохронологичната колонка. Индексирването на магмените скални образувания се извършва както въз основа на възрастта им, така и на състава им.

1. ОБЩИ ПРАВИЛА ЗА ИНДЕКСИРАНЕ

1. Главните скални групи се индексират чрез големи и малки латински букви:

Архай — А
Протерозой — Pt
Палеозой — Pz
Мезозой — Mz
Кайнозой — Kz

2. Тия от главните групи, които се поделят на съответен брой подгрупи, носят към буквената индексация на групата малка арабска цифра. По-малките цифри се поставят към ония подгрупи, които геоложки са по-стари, т. е. стоят по-долу в геохронологичната колонка.

3. Горните правила важат и за индексацията на системите. При тези подразделения буквените означения съответствуват на тяхното наименование.

4. Индексирването на отделите се извършва чрез буквено обозначение въз основа на наименованието на системите, към които те принадлежат. Зад буквените индекси се поставят арабски цифри. Редът на поставяне на цифрите е както при индексирването на подгрупите (точка 2).

Изключение от това правило се допуска за горния и долния отдел на терциерната система, които са получили специално наименование — палеоген и неоген.

Отделите, на които се поделя кватернерът, се индексират чрез Q и съответните арабски цифри, поставени ниско долу след буквеното обозначение.

5. Индексирването на етажите се извършва чрез групиране на индекса на отделите, към които те принадлежат, с първите малки букви от латинското название на етажа. Буквата е една, когато в съответния отдел няма друго название на етаж, който да започва със същия буквен знак. Ако има такъв етаж, то по-малкият се означава с две малки букви, обикновено първите съгласни или първата гласна и следващата след нея съгласна.

6. Обозначаването на отделни хоризонти или пластове, които имат местно название, се извършва чрез прикрепване към индекса на отдела на нов индекс, съставен от две латински букви, първата от които е началната буква от местното название, а втората е следващата съгласна. Тези две букви се пишат в курсив. Например хасковският етаж има индекс *Pg₂ h_s*.

7. При възприемане на местни подразделения, които обхващат по възраст две системи или два отдела, съответният индекс се получава чрез съединяване на индексите на обединяваните подразделения. Обединяването на индексите се бележи със знаците (+) или (—).

Знакът (+) се поставя, когато се обединяват напълно две съседни по възраст подразделения. При непълно обединяване се поставя знакът (—). На първо място се поставя индекс-

сът на геоложки по-старото поделение. Например обединяване на отделни хоризонти от еоцена и олигоцен се бележи по следния начин: $Pg_2 - Pg_3$. Пълното обединяване на еоценските с олигоценските седименти обаче ще се отбележи с индекса $Pg_2 + Pg_3$.

8. За обозначаване произхода и фациалния тип на седиментите се възприемат следните индекси:

- а) за седименти от морски произход — m ;
- б) „ „ „ лагунен произход — l ;
- в) „ „ „ континентален произход — c ;
- г) „ „ „ ледников произход — gl ;
- д) за фацис с флишки характер — f ;
- е) за въгленостност на формациите — h ;
- ж) моласи — ml .

Тези обозначения се поставят пред индекса на отделните поделения; например флишки олигоценски седименти: fPg_3 ;
ледникови кватернерни седименти: glQ_2 ;
въгленосни туронски седименти: hCr_2t .

9. Индексиратето на ефузивните и интрузивните скали се извършва по същия начин (т. 8), но поставяните пред главния индекс знак малки букви са от гръцката азбука; например

- палеогенски андезит: αPg_2 ;
- миоценски гранит: γN_1 .

10. Главният буквен индекс за метаморфните скали е буквата M .

Петрографските разновидности на метаморфните скали се индексират чрез малки букви от латинската азбука. Малките букви се поставят пред главното индексно обозначение M ; например

- гнайси от неопределена възраст gnM ;
- палеозойски гнайси $gnPz$.

11. При известна неопределеност или съмнение във възрастта на даден скален вид се поставя въпросителен знак след индекса, а при неопределеност на генезиса на същия вид въпросителният знак се поставя след индекса, означаващ произхода или характера на скалния вид, например:

- ледникови среднокватернерни? седименти $glQ_2?$;
- ледникови? среднокватернерни седименти $gl?Q_2$.

2. ОБЩИ ПРАВИЛА ЗА ИНДЕКСИРАНЕ НА МАГМЕНИТЕ СКАЛИ

1. Неовулканизмът на ефузивните скали като техен характерен белег не се отбелязва с отделен знак. В този случай индексът на скалния вид е единичен и съдържа в себе си и белега на неовулканичност. Например липарит (риолит) λ , базалт β , андезит α .

2. Палеовулканските ефузивни скали се индексират чрез прикрепване на буквите: μ и π към основните индекси; буквата π означава порфирния характер, а μ охарактеризира порфиритните разновидности. Например липаритов (риолитов) порфир $\lambda\pi$, андезитов порфирит $\alpha\mu$ и др.

3. Скали, които се причисляват към ефузивните разновидности, но по начина на своето залягане в природата имат интрузивен характер, също така се индексират с двоен буквен знак. Двойният индексен знак при тия скали се образува, като пред основното обозначение се поставят буквите μ и π със същото значение (т. 2). Например интрузивен кварцпорфир $\mu\lambda$.

4. Всички интрузивни и ефузивни скали, които по своя състав прекождат от един скален тип към друг такъв и въз основа на това имат двойно название (гранодиорит, андезитобазалт, трахидолерит), се индексират чрез обединяването на двата индекса на семействата скали, към които принадлежат, например гранодиорит $\gamma\delta$. По същия начин се индексират и ония скални типове, които по същество имат преходен характер между скалите на две семейства. Например монзонитът, който е преходен тип между габрото и sienита, се обозначава с буквите $\nu\epsilon$.

5. Индексите на хипоабисалните и жилавите интрузивни скали са двузначни, когато те имат порфирен характер (порфирна структура), или са по същество порфирити и когато названието им е образувано чрез комбиниране на името на скалния тип с термините „порфир“ и „порфирит“, например гранитпорфир. Към индекса на скалния тип се поставят буквите $\gamma\mu$.

а) Индексиране на магмените скали

Албитофири аполипаритови, фелзитови, кварцови	λφ	Диорити	δ
Албитофири апоацитови	ζφ	Диоритпорфир	δφ
Албитофири апоандезитови	αφ	Дунити	εδ
Анамезити	β	Лампрофирови скали/	χ
Анортозити	νσ	Липарити (риолити)	λ
Андезити	α	Липаритови (риолитови), кварцови и фелзитови порфири	λη
Андезитови порфирити	απ	Монзонити	πμ
Аплити	ι	Норити	νσ
Базалти	β	Нефелинови сненити	ε
Базалтови стъкла	υβ	Пироксенити	φj
Вулканско стъкло с неопределен състав	γ	Перидотити	ε
Габро	ν	Пикрити	ω
Габропегматит	νρ	Пикритови порфирити	ωπ
Габронорит	νδ	Пегматити	ρ
Гранит	γ	Плагногранити	Γσ
Гравитпорфир	γη	Сненити	ε
Гранодиорит	γδ	Спилити	βμ
Граносенит	γε	Стъкла и афанити	σ (Γ)
Гранитаплит	γι	Трахити	τ
Гранитпегматит	γρ	Трахитови порфири	τη
Диабаз	βμ	Чарнокити	δλ
Диабазови порфирити	βμ	Фелзити	υη
Дациити	ζ	Фонолити	θ
Дациитови порфири	ζη	Хорнблендити	σ
Дациитови порфирити	ζπ		

Примери за възрастна индексация

Каледонски гранит с-γ Варисцийски гранит ν-γ Алпийски базалт αl-β

б) Индексиране на магмените скали въз основа на състава им.

Интрузивни скали		
Неразчленени скали от гранитов тип		Γ (гама главна)
Неразчленени скали — основни		N (ню главна)
Ултраосновни неразчленени скали		Σ (сигма главна)
Ефузивни скали		
Неразчленени кисели ефузивни скали		
Палеовулкански		Π (пи главна)
Неовулкански		Λ (лямбда главна)
Неразчленени основни ефузивни скали		
Палеовулкански		Μ (мю главна)
Неовулкански		Β (бега главна)
Неразчленени албитофири		Φ (фи главна)
Неразчленени ефузивни аналози на елеолитовите сненити, перидотитите и техните производни		Θ (тета главна)

3. ИНДЕКСИРАНЕ НА КВАТЕРНЕРНИТЕ СЕДИМЕНТИ ВЪЗ ОСНОВА НА ТЕХНИЯ ПРОИЗХОД

Алувиални	al-Q	Континентални неразчленени	c-Q
Делувиални	dl-Q	Ледникови	gl-Q
Елувиални	el-Q	Льосови	ls-Q
Елувиално-делувиални	eldl-Q	Пролувиални	pl-Q
Езераи	l-Q	Свлячущи	dp-Q
Езерно-алувиални	lal-Q	Флувиоглациални	fgl-Q
Езерно-ледникови	lgl-Q	Химически	ch-Q
Еолови пясъци (дюни)	s-Q	С неопределен произход	x-Q

4. ОЗНАЧАВАНЕ ГЕОЛОЖКАТА ВЪЗРАСТ НА СКАЛИТЕ С ЦВЕТОВЕ

Геоложката възраст на скалите може да бъде означена освен с индекси и с цветове. По правило с по-светлите цветове се означават по-младите скални формации. Това важи както за цялата стратиграфска подялба, така и за отделните системи, отдели и др. скални групировки, които също подлежат на разчленяване по възраст (индексирани) в границите на един или няколко основни цветни тона. В много случаи за удобство и прегледност се допуска зашриховка върху цветните означения.

Означаването на геоложката възраст на скалите с цветове е следното:

Седиментни скали

Система	Цвят
Терциер (третична)	Жълт
Млад терциер	Светложълт (техниколор № 2)
Стар терциер	Тъмножълт . . . № 3
Креда	Зелен
Горна креда	Светлозелен . . . № 14, 15
Долна креда	Тъмнозелен . . . № 16, 17
Юра	Син
Горна юра	Светлосин . . . № 10
Средна юра	Син . . . № 11, 12
Долна юра	Тъмносин . . . № 13
Триас	Виолетов . . . № 9
Карбон	Кафяв . . . № 18, 21, 22
Силур	Сив . . . № 23
Архай	Розов



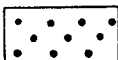
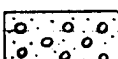
Масивни скали

За масивни скали с неопределена възраст се употребяват следните цветове:




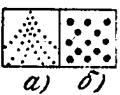
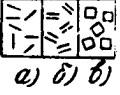
Интрузивни скали	Цвят
Ултракисели и кисели	Оранжевочервен (техниколор № 4, 5)
Средни и основни	Тухленочервен . . . № 6
Ефузивни скали	Виненчервен . . . № 7
Кисели и средни	Яркосиньозелен
Основни и ултраосновни	

Кватернерът и неговите поделения остават нецветени, но се използват определени растери, дадени в таблица 1—1.

Таблица 1—1

Растери	Наноси
1 	Съвременни и субрецентни (почти съвременни) речни наноси — бял цвят
2 	Съвременни и холоценски речни наносни конуси — бял цвят и черни дъги
3 	Холоценски речни наноси — бял цвят с черни точки
4 	Плейстоценски ледникови отложения (морени) — горен плейстоцен — бял цвят с черни точки и кръгчета

Продължение

Растери	Наноси
5 	Плейстоценски лъс и лъсови глини — горен плейстоцен — бял цвят и черни вертикални чертички
6 	Среден плейстоцен — тиренски наносни конуси — бял цвят с пунктирани черни дъги
7 	Среден — горен плейстоцен — речни наноси — бял цвят и гъсто разположени черни точки
8  a) б)	Долен плейстоцен — чакъли: а) наносни конуси, б) покривни чакъли — бял цвят и плътни черни точки
9  a) б) в)	Склонови наноси (делувий): а) глинесто-песъчливи наноси, б) споени варовити склонови брекчии, в) риолитови блокажи — бял цвят и неправилни квадратчета.

Ребровската скална серия и диабазфилитоидната скална формация нямат още точно определена възраст в рамките на палеозоя. Затова те не са сложени даже и условно в стратиграфската таблица.

3. СТРАТИГРАФСКО (ГЕОХРОНОЛОГИЧНО) ПОДЕЛЯНЕ
НА СКАЛИТЕ НА ЗЕМНАТА КОРА

Таблица 1—2

Ера	Период	Епоха (отдел)	Век—време		Продължителност, в години	По-важни седиментни задруги, вулкански, пирокластични и нитруженни формации и морфоложки форми				
			етаж	хоризонт						
Канезон (неозон) Kz	Кватернер Q	Холоцен Q ₁	Фландър	Следлединово Къснолединово	20 000	Енеолитична (балканска) тераса				
			Горен Q ₃	Монастир Q _{3m}	Вюрм III W ₃ Вюрм II W ₂ Вюрм I W ₁	50 000 45 000 25 000	Неолитична (ничка) тераса			
			Среден Q ₂	Тирен Q _{2f}	Рис—Вюрм R-W Рис R	45 000 45 000	Морени в Рила и Пирин; вюрмска (монастирска) тераса в тези части на България, които не са претърпели следвюрмско потъване; льос в Северна България			
			Долен Q ₁	Милац Q _{1m}	Миндел—Рис M-R Миндел M	75 000 55 000	Тиренска тераса			
		Плейстоцен Q ₁₋₃	Кватернер Q	Плиоцен N ₂	Сицил Q _{1s}	Гюнц-Миндел G-M Гюнц G	50 000 80 000	Милаца (младосицилийска) тераса		
					Левант N _{2l}	Аст		Сицилийска (старосицилийска) тераса; покривни чакъли в Северна България		
					Д к N _{2d}	Пиачетин		Главно езерни и континентални седименти: чакъли, пясъци и глина		
				Неоцен N	Терциер Tr	Понг N _{2p}	Сахел		5 000 000	Главно бракчни седименти: пясъци, глини и възлища, мергели в езерните басейни
							Меот N _{2m}			Главно бракчни и сладководни седименти: варовици, чакъли, пясъци
										Пясъчници, пясъци, глини

Продължение на табл. 1—2

Ера	Период	Епоха (отца)	Век — време		Продължителност, в години	По-важни седиментни зандри, вулкани, пирокластични и интрузивни формации и морфоложки форми											
			етаж	хоризонт													
Каньон (неозен) Kz	Терциер Tr	Палеоцен Pg ₁	Долен	Ипрес Pg _{1y}	40 000 000	В България не е установен											
							Среден	Лютес Pg _{1l}	Мергел, пясъци, варовити пясъчници и варовици; езотични конгломерати								
										Горен	Приабон Pg _{1p} Оверс Pg _{1ov}	Предимно морски седименти: варовици, конгломерати, пясъчници, мергели, пясъчни мергели, глинни, в Източните Родопи — вулканити и пирокластата					
		Олигоцен Pg ₃	Долен	Хат Pg _{3ch} Рупел Pg _{3r} Латорф Pg _{3l}		25 000 000	Седименти от тази епоха не са установени в България; образувани на денудационни равнинности в Средните и Западните Родопи										
								Среден	Бурдигал N _{1b} Аквитан N _{1a}	Горен Долен	Херсон Волни	Главно бракични седименти: черупчести варовици, мергели, пясъчни глина, пясъци					
													Хелвет N _{1h}	II медигерански етаж	Конка Караган Чокрак	Главно морски и бракични седименти: варовици, мергелни варовици, глинни, пясъчни глинни, образувани на равнинности	
		Горен	Сармат N _{1s}	Горен Долен	Херсон Волни		Главно бракични седименти: черупчести варовици, мергели, пясъчни глина, пясъци										
		Ера	Терциер Tr	Палеоцен Pg	Долен	Ипрес Pg _{1y}	40 000 000	В България не е установен									
									Среден	Лютес Pg _{1l}	Мергел, пясъци, варовити пясъчници и варовици; езотични конгломерати						
												Горен	Приабон Pg _{1p} Оверс Pg _{1ov}	Предимно морски седименти: варовици, конгломерати, пясъчници, мергели, пясъчни мергели, глинни, в Източните Родопи — вулканити и пирокластата			
Олигоцен Pg ₃	Долен								Хат Pg _{3ch} Рупел Pg _{3r} Латорф Pg _{3l}		25 000 000	Седименти от тази епоха не са установени в България; образувани на денудационни равнинности в Средните и Западните Родопи					
													Среден	Бурдигал N _{1b} Аквитан N _{1a}	Горен Долен	Херсон Волни	Главно бракични седименти: черупчести варовици, мергели, пясъчни глина, пясъци
Горен	Сармат N _{1s}								Горен Долен	Херсон Волни		Главно бракични седименти: черупчести варовици, мергели, пясъчни глина, пясъци					

Продължение на табл. 1—2

Ера	Период	Епоха (отдел)	Век — време		Продължителност, в години	Описание
			етаж	хоризонт		
Мезозой Мз	Крета Cr	Дан Cr _{2d}				Мергелни пясъчливи варовици, варовици
			Горен	Мастрихт Cr _{2p}		
		Сенон Cr _{2sp}	Кампан Cr _{2c}		В Средногорieto: мергелни пясъри, предимно внолетови варовици и вулканити, главно андезити и андезитови пирокластити. В северния тип — предимно пясъчливи варовици	
			Долен	Сантон Cr _{2s}		
		Турон Cr _{2tu}	Коняк Cr _{2co}		Средиземноморски тип: морски и бракични до сладководни седименти, с голямо разнообразие в зърнометричния състав, въгленосни	
			Ангум Cr _{2a}	Лижер Cr _{2l}		
		Ценоман Cr _{2cp}	Рогомаг Cr _{2r}		Средиземноморски тип: конгломерати, пясъчници, рифови варовици и глинести лиски	
			Турс Cr _{2t}			Пясъчници с глинесто-мергелна спойка и глаукоцит. Глаукоцитни мергели и варовити пясъчници
		Алб Cr _{1al}			40 000 000	
		Ап Cr _{1ap}	Гаргас Cr _{1g} Бедул Cr _{1bd}		Варовит тип в Западна Добруджа	

Продължение на табл. 1—2

Ера	Период	Епоха (отдел)	Век — време		Продължителност, години в години	По-важни седиментни заруди, вулканични, пирокластични и интрузивни формации и морфологични форми	
			етаж	хоризонт			
Мезозой Мз	Креда Cr	Дюна Cr1	Барем Cr1b			Разградски тип: мергели, пясъчници, варовици Ургонски тип: мергели, пясъчници, варовити пясъчници, варовици и преходни скали	
			Нсоком Cr1п	Хотрав Cr1h		Мергели, пясъчни мергели, пясъчни варовици, глинести мергели, пясъчници, конгломерати и алевролити	
	Горна J3 (Мам)	Горна J3	Горен	Валанж Cr1v		Варовит тип в Южна Добруджа: разновидности варовици Мергелно-пясъчлив тип: пясъчни и варовити мергели	
			Среден	Тигон J3t		Варовит тип: мергелни варовици и варовици Флищоподобен тип: глинести ляски, мергели и варовици	
	Юра J	Юра J	Долен	Кимеридж J3k		Гъсти и плътни, сивобели до червено и розово обатрени варовици	
				Оксфорд J3ox		Варовици, на места мергелни, гъсти; варовити пясъчници и сивозелени мергели	
			Калов J3cl		Пясъчни варовици, солитни варовици, гъсти ядчести червени варовици		
						40 000 000	

Продължение на табл. 1—2

Епоха (отдел)	Век — време		Продължителност, в години	Поясни седиментна заруга, вулканик, пирокластични и интрузивни формации и морфоложки форми
	етаж	хоризонт		
Горен	Бат J ₄ b _t		40 000 000	Главно варовити пясъчници, пясъчливи варовици, оолитни варовици, мергели
Долен	Байос J ₄ b _j Аал J ₄ a			
Горен	Тоарс J ₄ t		40 000 000	Алевритови глина, алевритови мергели и алевритови силно варовити мергели и глинни
Среден	Домер J ₄ d			
Долен	Лотаринг J ₄ l Синемур J ₄ s Хетанж J ₄ h		35 000 000	Пясъчливи мергелни лиски, варовити мергели, пясъчливи варовици, глинни и др. Предимно пясъчливи, варовити и глинести мергели Конгломерати, едрозърнести светли пясъчници — слабо кварцитизувани, пясъчливи глинни, оолитни варовици, варовити пясъчници, на места прослойки от въглищни чернилки Пъстри брекчии и конгломерати; мергели и пясъчници, пъстри мергели и глинни; сиви дахшайски варовици Доломити, дахшайски варовици, варовици, пъстри брекчии, червени халцатски варовици. Светли окремелени варовици, доломити и светло сиви, гъсти окремелени варовици Доломити, варовици, глинести мергели и шисти, доломитизирани варовици, зеленикави и сивочерни лиски Доломити, варовици и криноидни варовици, тъмни мергелни варовици, тъмни мергели и шисти
Горен T ₃ (Койпер)	Горен Среден Долен	Рег T ₃ г Нор T ₃ л Карн T ₃ к Ладин T ₃ л Аниз T ₃ а		
Среден T ₂ (Мушелкал)	Горен T ₂ Среден Долен	Долна J ₁ (Линс) Средна J ₂ (Дорер) Горна J ₃ (Лорер)		

Продължение на табл. 1—2

Ера	Период	Епоха (отдел)	Век—време		Продължителност, в години	По-важни седиментни закрити, вулкански, иро-класични и интрузивни формации и морфоложки форми					
			етаж	хоризонт							
Мезозой Mz	Триас T	Германски тип	Долен T ₁ (Бунзаид-шайн)	Рьот T _{1r}	Верфен T _{1w}	Пясъчници и варовици, тънкослойни глинести пясъчници и варовици; сивозелени варовици и мергели					
				Алпийски тип			Скиг T _{1s}				
Палеозой Pz	Перм P	Горен P ₂ (Цехшайн)	Горен Среден Долен		40 000 000	Пъстри предимно винено до керемиденочервени пясъчници, на места кварцитизувани, а другаде с конгломератни прослойки					
							Долен P ₁ (Ротлигенд)	Горен Среден Долен		50 000 000	Веруканоподобен фацнес: конгломерати, пясъчници, пясъчливи и глинести шисти, пясъчливи и глинести варовици
Карбон C	Долен C ₁ Горен C ₂	Кулм				Конгломерати и кварцови пясъчници, грауваки, пясъчници, пясъчливо-глинести мергели, варовити пясъчници, с прослойки от антрацитни въглища					
						Не е установен в България					

Продължение на табл. 1—2

Ера	Период	Епоха (отдел)	Век—време		Продължителност, в години	Пояснение
			етаж	хоризонт		
Ера	Девон D	Фам Фран			35 000 000	Според схващанията на някои геолози към девона се отнася днабазо-филитонидната формация
		Живет Айфел				
		Кобленц Жалин				
Силур	Горен S (Готлаш)	Долен D ₁	Дантън S _d		35 000 000	Кварцитизирани пясъчници, грубозърнести кварцити, ивичести и виолетови лиски, лидити, сивочервени глинести лиски и тъмни глинести лиски
		Среден D ₂	Лудлоу S _{ll}			
		Горен D ₃	Уелок S _{ul}			
Силур	Долен O (Ордовик)	Долен O ₁	Тараньон S _t		45 000 000	Сивозелени лиски без вмянености и често с кварцови жили; черни, тънкослойни кремъчни или глинести лиски; сивобели, розови и бозови на цвят звънски лиски със седефен блясък
		Среден O ₂	Ландовер S _l			
		Горен O ₃	Ашгил O _a			
Камбрий Cm	Камбрий Cm	Горен Cm ₃	Карзлок O _c		65 000 000	Не е установен в България
		Среден Cm ₂	Ландейло O _{lp}			
		Долен Cm ₁	Ланвиря O _l			
Прекамбрий A	Прекамбрий A	Керфай	Тремадок O _{tt}		Обхваща може би част от Родопския кристалин	
		Меливан	Лингулов Cm ₁			
		Среден Cm ₂	Среден Cm ₂			

Стратиграфското поделение на палеогена според различни автори и за различните страни не е еднакво. Така днес в някои западноевропейски стратиграфски таблици палеогенът е поделен по друг начин (табл. 1—3).

Таблица 1—3

Период (система)	Епоха (отдел)		Век	
Терциер T ₂	Палеоген Pg (стар терциер)	Горен	Олигоцен Pg ₃	Хат Pg ₃ h
			Рупел Pg ₃ r	
			Латорф Pg ₃ l	
		Среден	Еоцен Pg ₂	Вемел Pg ₂ w
				Лед Pg ₂ ld
				Лютес Pg ₂ lt
				Ипрес Pg ₂ i
		Долен	Палеоцен Pg ₁	Спарнас Pg ₁ s
				Танет Pg ₁ t
	Монт Pg ₁ m			

6. ПРОИЗХОД НА НАИМЕНОВАНИЯТА НА НЯКОИ ОТ СКАЛНИТЕ ХОРИЗОНТИ,
ФОРМАЦИИ И ГЕОЛОЖКИ ВРЕМЕНА В СТРАТИГРАФСКАТА ТАБЛИЦА

Таблица 1—4

Наименование	Произход
1	2
Аал	От името на гр. Аал в Югозападна Германия
Аквитан	По името на провинцията Аквитания в Галия
Айфел	От името на пл. Айфел в Западна Германия
Алб	От латинското название Алба на областта Об в Южна Франция
Алгонк	По името на племето алгонки
Алувий	На латински значи нанос
Аниз	Име на село в австрийските Алпи
Апт	Име на област в департамента Воклюз, Южна Франция
Арениг	Име на град в Англия
Архай	От гръцкото archaios — стар
Аст	По името на гр. Асти в областта Пиемонт, Италия
Байос	От набогатените с желязо оолитни варовици, които се разкриват в Байос (Калвадос), Франция
Барем	По името на с. Барем в департамента Долни Алпи, Франция
Бартон	Местност в Южна Франция
Бат	От името на гр. Бат в Англия
Бедул	Местност в Южна Франция
Бесараб	По името на Бесарабия в СССР
Бунтзандшайн	Немско название на пътър пясъчник
Бурдигал	От латинското название Бурдигала на гр. Бордо във Франция
Валанж	От името на историческата кула-крепост при Ньошател в Швеяцария
Волин	От името на областта Волиния в Западна Украйна
Вюрм	Ледниково езеро в Баварските Алпи
Вемел	От името на гр. Вемел във Фландрия
Гаргас	Местност в Южна Франция
Голт	По местното название на тъмните глини в района на Кембридж-шайр
Готланд	От името на остров Готланд в Балтийско море
Гюнц	От името на с. Гюнц в Баварските Алпи
Дак	От старото име на Румъния — Дакия
Дан	От латинското име на Дания
Девон	От името на графство Девон в Уелс, Западна Англия
Догер	Английско название на кафяви мергели
Домер	По името на планината Монте Домера (Домара) в Ломбардските Алпи
Виндобон	От латинското название Виндобона на Виена
Даунтон	От името на гр. Даунтон в Англия
Динант	Село в Белгия
Дилувий	На латински значи поток
Ипрес	От името на гр. Ипр във Франция
Еоцен	От гръцкото eos — зора, и cenos — нов, съвременен, „зора на съвременния живот“
Жедин	От името на гр. Жедин в Белгия
Живет	От името на с. Живет в Ардените
Кайнозой	От гръцкото kainos или cenos — нов, и zoe — живот, „ера на новия живот“
Калабрий	От името на полуостров Калабрия, Ю. Италия
Камбрий	От латинското име Cambria на английската провинция Уелс
Калов	По името на селището Каловей, Англия

Продължение

1	2
Карбон	От латинското наименование на въглищата <i>carbopium</i>
Кампан	От латинското име <i>Campania</i> на областта Шампан в Северна Франция
Карн	Име на част от Австрийските Алпи (Каринтия)
Карадок	От името на гр. Карадок в Англия
Коняк	Име на град в областта Шарант, Франция
Кобленц	Име на град на р. Рейн
Койпер	От немската дума за „пъстър“
Климен	По името на фосила <i>Climonia</i>
Кимеридж	По името на гр. Кимеридж в Англия
Конка	По името на р. Конка, приток на р. Днепър
Креда	По името на скалата креда
Ладин	От името на древното племе ладини, което е населявало Тиро-ските планини (Ладинските Алпи)
Левант	По италианското наименование на Близкия Изток
Латорф	Име на село в Северна Германия
Лнас	От английското название на плочести скали — <i>layers</i>
Лингулов	По името на фосила <i>Lingula</i>
Лотаринг	По името на Лотарингия, провинция в Североизточна Франция
Лудлоу	От името на гр. Лудлоу в Англия
Луд	Община в департамента Марна, Франция
Лютес	От латинското название Лутетия на гр. Париж
ЛяндOVER	По името на гр. ЛяндOVERи в Англия
Ляндейл	По името на местност в Южна Англия
Мастрихт	По името на гр. Мастрихт в Холандия
Малм	Локално английско название на формация със средноюрска възраст
Меот	По старото название на Азовско море
Мезозой	От гръцкото <i>mesos</i> — среден, и <i>zoe</i> — живот, „ера на средния живот“
Милац	Име на град в Сицилия
Миндел	Име на село в Баварските Алпи
Миоцен	От гръцкото <i>miop</i> — малко повече, и <i>senos</i> — нов, „малко повече съвременен живот“
Мисисип	От името на р. Мисисипи
Монастир	Име на град в Тунис
Москов	По името на гр. Москва
Мушелкалк	От немското название на черупчест варовик
Намюр	По името на гр. Намюр на р. Маас, Белгия
Неоген	От гръцкото <i>neos</i> — нов, и <i>genos</i> — произход
Неоком	От латинското име Неокомум на гр. Ньошател, Швейцария
Нор	Местност в Австрийските Алпи
Оверс	Община в департамента Оаз, Северна Франция
Оксфорд	По името на гр. Оксфорд в Западна Англия
Олигоцен	От гръцкото <i>oligos</i> — малко, и <i>senos</i> — нов, „малко съвременен живот“
Отвайлер	Име на град в Саарската област
Ордовик	По името на племето ордовики, обитавали древен Уелс
Палеозой	От гръцкото <i>palaios</i> — стар, и <i>zoe</i> — живот, „ера на стария живот“
Палеоцен	От гръцкото <i>palaios</i> — стар, и <i>senos</i> — нов, „стар съвременен живот“
Палеоген	От гръцкото <i>palaios</i> — стар, и <i>genos</i> — произход
Перм	От името на гр. Перм в Русия
Плейстоцен	От <i>pleiston</i> — най-много, и <i>senos</i> — нов, „най-много съвременен живот“

Продължение

1	2
Плиоцен	От гръцкото pleion — много и ceros — нов, „много съвременен живот“
Пиачентин	По името на гр. Пиаченца в Ломбардия
Понг	По старото име на Черно море
Приабон	Име на град в Ломбардия, Италия
Портланд	Име на остров край южния бряг на Англия
Пурбек	Местност на южния бряг на Англия
Раурас	По името на галското племе раураси
Рет	Местност в Алпите
Рис	Местност в Алпите
Ротоманг	По името на племето ротоманги, населявало Галия
Ротлийгенд	Немско название, означаващо „червени, отдолу лежащи скали“
Рупел	Име на река във Франция
Рьот	Локално немско название на формация с долнотриаска възраст
Сантон	От латинското название Сантония на областта Сантон в Южна Франция
Саксон	От името на областта Саксония в Германия
Сахел	По името на прибрежна провинция в Северна Африка
Сармат	По името на старите сармати, които са живели на север от Черно море
Сенон	От латинското име Сенонес на гр. Сен във Франция
Силур	По името на племето силури, населявало Уелс
Синемур	От латинското име на селището Семюр във Франция
Сицил	По името на о-в Сицилия, Южна Италия
Спарнас	От латинското название на гр. Еперне в Северна Франция
Стамп	От латинското название на гр. Етамп в Северна Франция
Стефан	По името на гр. Сен Етиен във Франция
Танет	По името на п-ов Танет, Англия
Тирен	По името на Тиренско море
Титон	Из гръцката митология — Титон, съпруг на Аврора
Тоарс	От местността Тоара във Франция
Тортон	По името на с. Тортоне в Пиемонт, Италия
Тремадок	Име на град в Англия
Турон	От латинското название Турония на областта Турен, Франция
Тюринг	По името на областта Тюрингия в Средна Германия
Уинлок	Име на град в Англия
Фамен	По името на р. Фамен, Белгия
Фран	По името на р. Фран в Белгия
Харков	По името на гр. Харков, СССР
Хетанж	По името на област край Мьозел
Хелвет	От латинското название Хелвения на Швейцария
Херсон	По името на град Херсон, СССР
Хесен (Хат)	От областта Хесен, в Средна Германия
Холоцен	От гръцкото holos — пълен, завършен, и ceros — нов, „пълен нов живот“
Ценоман	От латинското име Ценоманум на р. Ман във Франция
Цехшайн	От немското название на камък, използван в занаятчийството
Чокрак	Местно название по северния бряг на Черно море
Юра	От името на планината Юра в Швейцария и Франция

Б. УСЛОВНИ ЗНАЦИ, УПОТРЕБЯВАНИ ПРИ СЪСТАВЯНЕ НА ГЕОЛОЖКИ КАРТИ

Таблица 1—5

1	Изобщо	Хоризонтално	Вертикално	Седиментни и метаморфни скали
Структурни знаци				
1				Пластове в нормално положение
2				Пластове в преобърнато положение
3				Постоянен наклон, променливо простиране
4				Постоянно простиране, променлив наклон
5				Променливо простиране и променлив наклон. Посочва се средното положение
6				Периклинално разположение на пластове; стрелката показва наклона на оста
7				Елементи на кливажа и на кливажната напуканост
8				Разположение и наклон на главните пукнатини
9				Простиране на по-важните пукнатинни системи
<p>Структурни знаци за детайлните карти (M=1:1000 — 1:10 000), които могат да се употребят и за карти с по-малък мащаб, в ония случай, когато това е възможно и наложително</p>				
	Антиклинали	Синклинали	Седиментни и метаморфни скали	
10			С хоризонтални и субхоризонтални оси	

Продължение

	Антиклинали	Синклинали	Седиментни и метаморфни скали
11			Наклон на осите
12			Линии на осите
13			Брахиструктури

Структурни знаци за интрузивните скали.
Разположение на цепителността и пукнатините

	Изобщо	Хоризонтално	Вертикално	Интрузивни скали
14				Разположение на първичната цепителност, обусловена от паралелното разположение на минералните съставки (шлири)
15				Разположение на вторичната цепителност (батроклази), коса към първичната или еднопосочна с нея
16				Разположение на главните системи на първичната напуканост
17				Ход на първичната напуканост а) картирана б) интерполирана




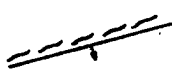
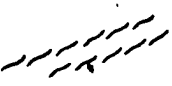
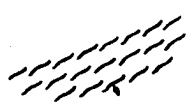
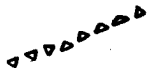




Структурни знаци за вулканити и субвулканити

	Изобщо	Хоризонтално	Вертикално	
18				Разположение на плакорните зовърхности, на пирокластичните прослойки и на флуидалната текстура
19				Стълбовидна цепителност
20				Главни системи пукнатини (главно в субвулканитите)
21				Брекчи във вулканските гърла


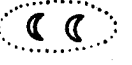
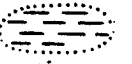
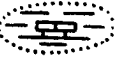








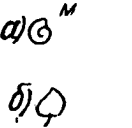
Знаци за тектонските нарушения

22		Разсед, сигурно локализиран
23		Вероятен разсед
24		Разсед с хоризонтално отместване, с относителна посока на отместването
25		Навлак или люспа от първи разред: а) доказани; б) известни, но неточно локализирани; в) хипотетични или теоретично правдоподобни
26		Навлак или люспа от втори разред: а) доказани; б) известни, но неточно локализирани; в) хипотетични или теоретично правдоподобни

Продължение

27		Тектонска клипа
28		Тектонски прозорец
29		Тектонски полупрозорец
30		Тектонска линия, свързана с милонитизация
31		Милонитна запълнка на тектонска зона
32		По-широка милонитна зона
33		Брекчозна запълнка на тектонското нарушение
34		Същата, но по-широка и по-силно надробена
Разни знаци		
35		Поройни и сипейни конуси
36		Мури
37		Камени морета

Продължение

38		Подлежащи на развяване пясъци
39		Дюни
40		Блата и влажни почви
41		Торфища
42		Морени
43		Пещери
44		Карстови валози
45		Карстови ували
46		Шкрапови полета
47		Понори (губилища)
48		Повор (губилище) в края на сляпа долина
49		Изход на повърхността на подземна река
50		

а) Фосилна фауна { М — морска
Б — бракична
б) Фосилна флора { С — сладководна



















Продължение

51		Извори — свободни и каптирани, числото показва дебита в л/сек
52		Термални извори
53		Означения за химизма на термалните извори: солени — NaCl, сернисти — SO ₂ , серни — S, и др.
54		Радиоактивни извори
55		Кисели извори
56		Артезианска вода
57		Газови изходища (CO ₂ и др.)

Знаци за технически изработки

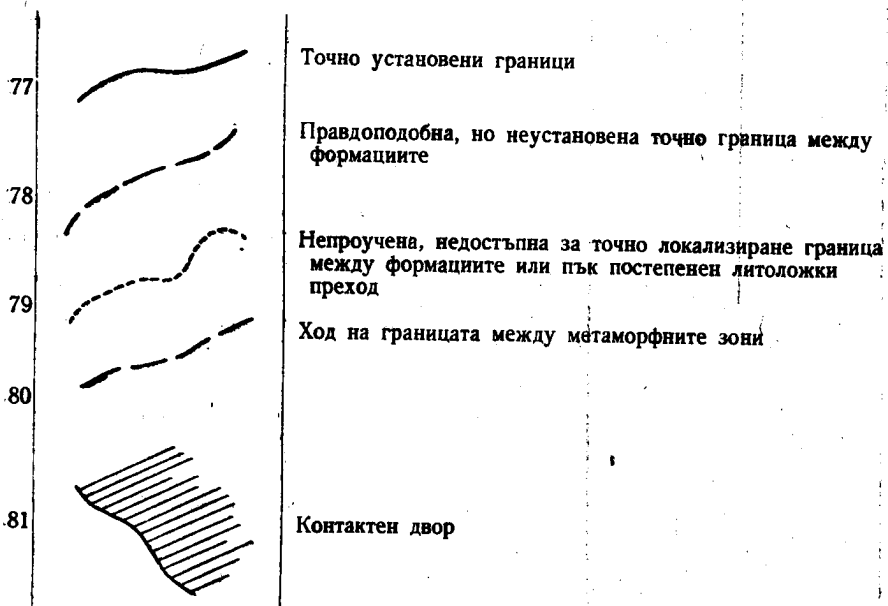
	Поддържани и в експлоатация	Напуснати	
58			Каменоломна, хоризонтална
59			Каменоломна в яма
60			Карьера за пясък
61			Карьера за чакъл
62			Карьера за глина и за материали за чакъл
63			Рудник
64			Устие на щолня

Продължение

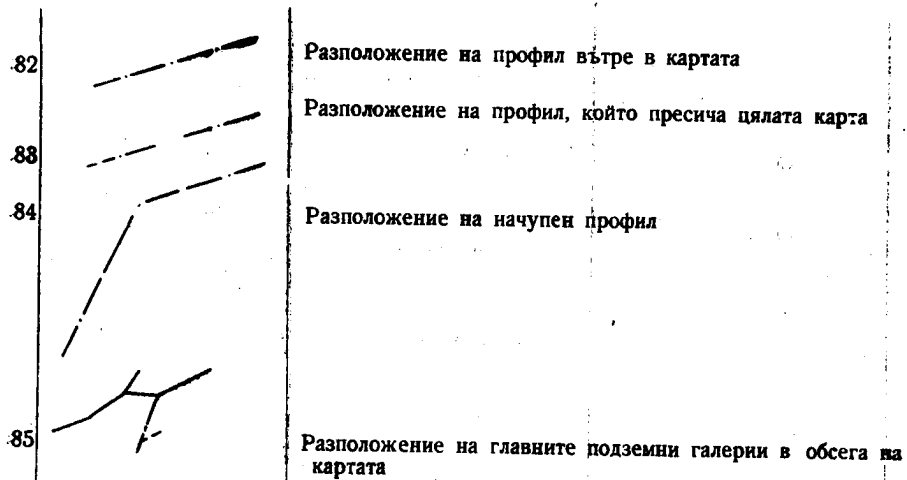
	Поддържани и в експлоатация	Напуснати	
65			Устие за шахта
66			Открит рудник
67			Халди, депонии (дава се машабно). Числото показва височината на насипа
68			Знак за депония, която не може да се израви машабно
69			Провали на местата на стари рудници
70			Следи от стари повърхностни изработки
71			Сгурни насипи
72			Ръчни сондажи до 2 м
73			Ръчни сондажи над 2 м
74			Ядкови сондажи
75			Щурфове със съвсем малко сечение
76			Шлицове, канавки и др.

Продължение





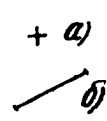
Контури на формациите



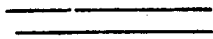
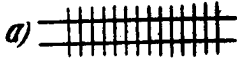



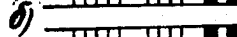
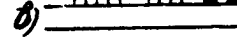
Други помощни знаци



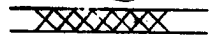
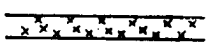
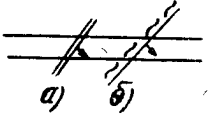
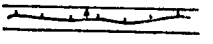
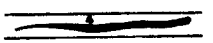
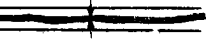
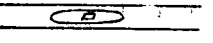
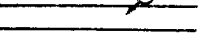
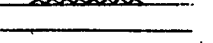


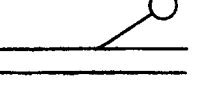
Продължение

86		Район на използваните подземни богатства
87		Район на повърхностно разположени изкопави
88		Същите, но една част от тях е вече използвана
89		Охранявани периметри (минерални бани, резервати)
90		а) Документирано разкритие, Мб на точката; б) документирано разкритие в речна долина, по шосе, жп линия и пр.

Знаци за документация на галерии

91		Галерия без укрепване
92	а) 	Галерия с цялостно укрепване: а) дървено;
	б) 	б) каменно-зидано или бетоново;
	в) 	в) желязно
93	а) 	Галерия с частично укрепване: а) укрепен е таванът;
	б) 	б) укрепени са стените;
	в) 	в) укрепена е една стена

Продължение

94		Зазидана галерия
95		Обрушена галерия
96		Дислокации, видими в галерията : а) запълнени с глина ; б) запълнени с милонит
97		Дислокации, видими в галерията
98		Наклон на жилата или на залежа
99		Мощност на жилите или на залежа в м
100		Разкритие на месторождение на полезно изкопаемо
101		Съсредоточен водоприток, числото показва дебита в л/сек
102		Несъсредоточен приток на вода
103		Комин
104		Шахта в галерията
105		Място, откъдето е взет образец за физико-механично, петрографско, минераложко или палеонтоложко изследване

Продължение

106		Места, откъдето са взети образци за химически или технологичен анализ: а) чрез шлицово засичане; б) чрез откъртване; в) чрез сондаж; г) чрез взривяване
107		Хидротермално променени скали и контактно променени скали (черно)
108		Рудни импрегнации (червено, техникхлор № 5)
109		Означаване времето, когато е започната галерията
110		Подземни ядрови сондажи в галерия

Знаци за извършени проучвателни работи

111		Пробиване на водоносни хоризонти (три) и тяхното изолиране чрез обсадни гръби Цифрите отдясно показват котите на дъното на водоупорните хоризонти
112		Опитни водочерпения от единични сондажни пробиви
113		Опитни водонагнетявания в единични сондажни пробиви
114		Водочерпения в опитен участък
115		Водонагнетявания в опитен участък
116		Стационарни наблюдения за режима на подземните води в сондажи

Продължение







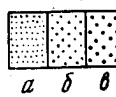
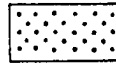
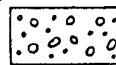
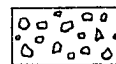
117		Същото при извор
118		Същото в кладенец
119		Опит на Болдирев

Таблица 1-6

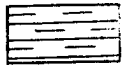





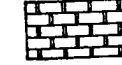

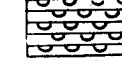
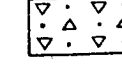
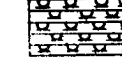
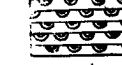
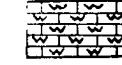
Условни означения на литоложкия (петрографския) тип на скалите
Седиментни скали

1		Растителен (почвен) слой
2		Културен слой и депонии (скални материали, изхвърлени от изкоп)
3		Торф и тресавища
4		Пясък: а) дребнозърнест; б) среднозърнест и в) едрозърнест
5		Дребнозърнест, чакъл (гравий на руски, Kies на немски)
6		Чакъл (галечник на руски, Schotter на немски, gravier на френски)
7		Ръбест и слабо заоблен чакъл (щебень на руски)

Продължение

8		Валуни, блокаж в поройните реки
9		Глини При наличност на няколко разновидности глина могат да се употребят и повече растери
10		Глини
11		Тиня
12		Песъчливи глини
13		Глинести пясъци
14		Лъос
15		Лъосовидни песъчливи глини
16		Дребнозърнест делувий, който прехожда към лъосовидни песъчливи глини
17		Среднозърнест делувий с примес от малки ръбести скални късчета
18		Груб делувий, съставен предимно от ръбести и едри скални късове
19		Аргилит

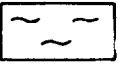
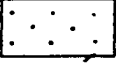
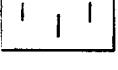
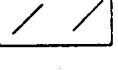
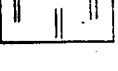
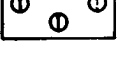
Продължение

20		Глинести шисти, хартиени шисти
21		Пясъчник
22		Конгломерат
23		Брекчия
24		Варовик
25		Креда (като петрографско понятие)
26		Доломит
27		Мергел
28		Трепел, диатомит
29		Гипс
30		Анхидрит
31		Каменна сол
32		Варовиков туф (травертин, бигор)

Продължение

33		Каменни въглища, въглищни чернилки, паяки
----	---	---

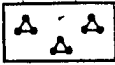
Допълнителни характерни литоложки белези, които се бележат със знаци, разположени наредко на фона на основния литоложки растер

34		Глинеост
35		Наличност на тиня, скален прах
36		Наличност на пясък
37		Примес от чакъл и валуни (дребни и едри)
38		Примес от калциев карбонат
39		Мергелен примес
40		Доломитов примес
41		Примес от силицево вещество

Продължение

42  Примес от желязни съединения

43  Пиритизация

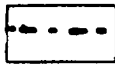
44  Примес от глауконит

45  Битуминозност

46  Примес от въглишно вещество

47  Гипсоносност

48  Соленоносност, засоленост


49  Наличие на фосфорит

50  Флинови ядки

Примери



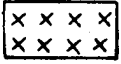

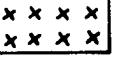

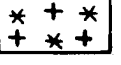
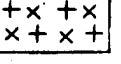
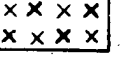
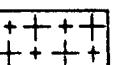
I  Глинеи пясък

II  Глинеи глауконитови пясъци

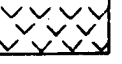
III  Флинов варовик

Масивни скали

а) Главни видове интрузивни скали

51		Ултракисели скали: аплитгранит и др.
52		Гранит
53		Сиенити, кварцови диорити
54		Диорити
55		Габро
56		Ултраосновни скали: перидотити, пироксенити и др.
57		Граносиенити
58		Гранодиорити
59		Габродиорити
60		Порфирни гранити



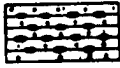
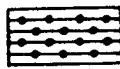
б) Главни видове ефузивни скали

61		Кисели ефузивни скали (риолити, дацити и др.)
----	---	---

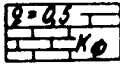


Продължение

62		Средни ефузивни скали (трахити и др.)
63		Основни ефузивни скали (андезити, диабази, базалти)
64		Стъкленни разновидности на различните ефузивни скали (обсидиан, смолест камък, перлит и др.)
65		Туфи от кисели ефузивни скали
66		Туфи от средни ефузивни скали
67		Туфи от основни ефузивни скали
		в) Жилни скали
68		Q — кварцови жили A — аплитови жили P — пегматитови жили
		Метаморфни скали (основни типове)
69		Гранитогнайс
70		Гнайс
71		Слюдени шисти
72		Хлоритови, епидотови, серицитови, талкови и др. полукристални шисти
73		Филити

Продължение

74		Амфиболити
75		Кристалинни варовици (мрамори)
76		Рогови скали, кварцови шисти, лидити и др.
77		Серпентинити

Примери за употребата на някои условни знаци за състоянието на скалите и техните свойства

a		Напуканост на скалите, изразена с относителното водопоглъщане Q в л/м или с коефициента на филтрация $K\phi$ в м/24 часа.
б		Изветрителна зона
в		Окарстени скали

Във всички случаи, когато върху геоложките карти и профили литоложният (петрографският) състав на скалите се изобразява чрез шриховка, растертът трябва да се придружава и със съответния индекс за възрастта.

За да се избегне претрупаността в картите и профилите при означаване на литологията и възрастта на скалите, е необходимо да се дава основната литоложка характеристика, а от второстепенните белези да се изразяват само ония, които имат някакво теоретическо или практическо значение.

В. МИНЕРАЛЕН И СКАЛЕН СЪСТАВ НА ЗЕМНАТА КОРА

1. ОБЩИ ДАННИ ЗА ЗЕМЯТА

Екваториален радиус	6 378 388 ± 53 м
Полярен радиус	6 356 911 ± 72 м
Среден радиус	6 371 221 м
Повърхност на земното кълбо	510 100 934 км ²
Обем на земното кълбо	1 083 819 780 000 км ³
Площ, заета от водата	70,8% от повърхността
Площ, заета от сушата	29,2% "
Най-голяма морска дълбочина	10 430 м
Най-висока точка на сушата (Монт Еверест, Хималаи)	8882 м

Плътност на земята

На повърхността	2,66
На дълбочина 500 км	3,30
" " 800 км	3,75
" " 1300 км	5
" " 2500 км	7,4
" " 5000 км	10,8
В центъра на земята	11,3
Средна плътност на земята	5,52

Съотношение на масите на литосферата, хидросферата и атмосферата

(по тегловни проценти според Кларк — 1924 г.)

Литосфера (слой 16 км)	93,06
Хидросфера	6,91
Атмосфера	0,03

Разпределяне на скалите в литосферата

Масивни скали	88,4%	} 93%
Шисти	3,7%	
Пясъчници	0,7%	
Варовици	0,2%	

Среден химически състав на земната кора до дълбочина 16 км в %

(по Кларк)

SiO ₂	59,87	K ₂ O	2,93
Al ₂ O ₃	15,02	H ₂ O	1,86
Fe ₂ O ₃ + FeO	5,98	TiO ₂	0,72
MgO	4,06	CO ₂	0,52
CaO	4,79	P ₂ O ₅	0,26
Na ₂ O	3,39	други	0,60

Таблица 1—7

Средно съдържание на елементите в земната кора в %

O	Si	Al	Fe	Ca	Na	Mg	K	H	Други елементи
49,13	26,00	7,45	4,20	3,25	2,40	2,35	2,35	1,00	1,87

2. СКАЛООБРАЗУВАЩИ МИНЕРА ЛИ

От известните 2170 минерала и около 1600 техни разновидности само около 50 вземат по-голямо участие в изграждането на скалите на земната кора.

Скалообразуващите минерали се разделят на 8 класа, от които силикатите са най-важни. Те представляват около 85% от теглото на земната кора.

Главни скалообразуващи минерали

а) Окиси и хидрати

Вода (сняг, лед)	H_2O
Кварц	SiO_2
Хематит	Fe_2O_3
Илменит	$FeTiO_3$ или $FeO \cdot TiO_2$
Лимонит	$Fe_2O_3 \cdot nH_2O$
Магнетит	Fe_3O_4

б) Хлориди

Готварска сол	$NaCl$
Флуорит	CaF_2

в) Сулфиди

Пирит	FeS_2
Пиротин	$Fe_{11}S_{12}$

г) Карбонати

Калцит	$CaCO_3$
Доломит	$(CaMg)CO_3$
Магнезит	$MgCO_3$

д) Сулфати

Анхидрит	$CaSO_4$
Гипс	$CaSO_4 \cdot 2H_2O$
Барит	$BaSO_4$

е) Фосфати

Апатит	$Ca_5Cl(PO_4)_3$ или $Ca_5F(PO_4)_3$
--------	--------------------------------------

ж) Силикати (SiO_2 + съставните окиси)

Фелдшпати — съдържат следните окиси — $SiO_2 \cdot Al_2O_3 \cdot K_2O$ (Na_2O). (CaO)
 Зеолити — $(SiO_2 \cdot Al_2O_3 \cdot Na_2O \cdot CaO$
 $(K_2O) \cdot (BaO) \cdot H_2O$
 Каолинит — $SiO_2 \cdot Al_2O_3 \cdot 2H_2O$ или изобщо $Si_2Al_2O_7 \cdot 2H_2O$
 Слюди — съдържат следните окиси — $SiO_2 \cdot Al_2O_3 \cdot K_2O$ (MgO) (Na_2O) . OH
 Пироксени — }
 Амфиболи — } — $SiO_2 \cdot Mg$ (Fe , Ca , Al , Na) . O
 Левцит — $SiO_2 \cdot Al_2O_3 \cdot K_2O$
 Нефелин — $SiO_2 \cdot Al_2O_3 \cdot Na_2O$
 Нозеан — $SiO_2 \cdot Al_2O_3 \cdot Na_2O \cdot SO_3$
 Хлорити — $SiO_2 \cdot Al_2O_3 \cdot Mg$ (Fe) . O . H_2O
 Гранати — $SiO_2 \cdot Al$ (Fe) $_2O_3 \cdot Ca$ (Mg , Fe , Mn) O
 Епидот и цоизит — $SiO_2 \cdot Al$ (Fe) $_2O_3 \cdot CaO$. OH

Турмалин — $\text{SiO}_2 \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Na}(\text{Li})_2\text{O} \cdot \text{Mg}(\text{Fe})\text{O} \cdot \text{B}_2\text{O}_3 \cdot \text{OH}$
 Скаполит — $\text{SiO}_2 \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaO} \cdot \text{Na}_2\text{O}$
 Везувиан — $\text{SiO}_2 \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaO} \cdot \text{OH}$
 Андалузит, цианит — $\text{SiO}_2 \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$
 Ставролит — $\text{SiO}_2 \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{FeO}_2 \cdot \text{OH}$
 Топаз — $\text{SiO}_2 \cdot \text{Al}(\text{Fe})_2\text{O}_3$
 Кордиерит — $\text{SiO}_2 \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Mg}(\text{Fe})\text{O}$
 Оливин (перидот) — $\text{SiO}_2 \cdot \text{Mg}(\text{Fe}) \cdot \text{O}$
 Талк — $\text{SiO}_2 \cdot \text{MgO} \cdot \text{H}_2\text{O}$
 Серпентин — $\text{SiO}_2 \cdot \text{Mg}(\text{Fe}) \cdot \text{O} \cdot \text{H}_2\text{O}$

з) Минерални вещества от организмов произход

Въгледороди: земно масло (нефт), озокерит, асфалт.
 Въглища: антрацит, черни въглища, кафяви въглища, торф.
 От изброените дотук минерали преобладаващи са следните:

1. Фелдшпати (ортоклаз и плагиоклази)	57,9%
2. Амфиболи, пироксени, оливини	16,5%
3. Кварц	12,6%
4. Магнетит и хематит	3,6%
5. Слюди	3,3%
6. Калцит	1,5%
7. Други минерали	4,8%

3. ТВЪРДОСТ НА МИНЕРАЛИТЕ

По Моос	Относителна твърдост
Талк 1	1 — дращи се с нокът
Гипс 2	11 — трудно се дращи с нокът
Калцит 3	129 — дращи се с нож
Флуорит 4	143 — трудно се дращи с нож
Апатит 5	517 — не се дращи с нож и не дращи стъкло
Ортоклаз 6	975 — трудно дращи стъкло
Кварц 7	2700 — леко дращи стъкло
Топаз 8	3400
Корунд 9	5300
Диамант 10	Между скалообразуващите минерали не се срещат такива с твърдост от 8 до 10

4. МАСИВНИ СКАЛИ

а) Температури за кристализиране на магмените скали (по Фогт, 1923 г.)

1. Дувит	1500—1600°
2. Перидотит	1400°
3. Анортозит	1400°—1450°
4. Габро и норит	1250°
5. Диорит	1200°
6. Сиенит	1100°
7. Гранит	900—1000°
8. Гранитни пегматити	700°
9. Аплитови жили	300—400°

**б) Среден химически състав на магматичните скали
в тегловни проценти**

Таблица 1—8

Брой на анализите	Магматични скали	Кисели скали			Основни скали		
		гранити	рвблоти	габро	базалти	плато- базалти	
	515	546	102	41	148	318	
Окиси							
SiO ₂	59,12	70,18	72,77	48,24	49,06	48,80	
TiO ₂	1,05	0,39	0,29	0,97	1,36	2,19	
Al ₂ O ₃	15,34	14,47	13,33	17,88	15,70	13,98	
Fe ₂ O ₃	3,08	1,57	1,40	3,16	5,38	3,58	
FeO	3,80	1,78	1,02	5,95	0,37	9,78	
MnO	0,12	0,12	0,07	0,13	0,31	0,17	
MgO	3,49	0,88	0,38	7,51	6,17	6,70	
CaO	5,08	1,99	1,22	10,99	8,95	9,38	
Na ₂ O	3,84	3,48	3,34	2,55	3,11	2,55	
K ₂ O	3,13	4,11	4,58	0,89	1,52	0,69	
H ₂ O	1,15	0,84	0,50	1,45	1,62	1,80	
P ₂ O ₅	0,30	0,19	0,10	0,28	0,45	0,33	
CO ₂	0,10						

**в) Среден състав на магматичните скали, изразени
чрез съдържанието на хим. елементи в тегловни проценти**

(по Кларк и Вашингтон, 1924 г.)

1. Кислород	46,41	30. Берилий	0,001
2. Силиций	27,58	31. Рубидий	0,000X
3. Алюминий	8,08	32. Арсен	0,000X
4. Желязо	5,08	33. Молибден	0,000X
5. Калций	3,61	34. Калай	0,000X
6. Натрий	2,83	35. Бром	0,000X
7. Калий	2,58	36. Цезий	0,0000X
8. Магнезий	2,09	37. Скандий	0,0000X
9. Титан	0,72	38. Антимон	0,0000X
10. Фосфор	0,157	39. Кадмий	0,0000X
11. Водород	0,129	40. Живак	0,0000X
12. Манган	0,124	41. Йод	0,0000X
13. Хлор	0,096	42. Бисмут	0,00000X
14. Барий	0,081	43. Волфрам	0,00000X
15. Сяр	0,080	44. Торий	0,00000X
16. Хром	0,068	45. Ниобий (Колумбий)	0,00000X
17. Циркон	0,052	46. Тантал	0,00000X
18. Въглерод	0,051	47. Уран	0,00000X
19. Ванадий	0,041	48. Сребро	0,00000X
20. Стронций	0,034	49. Селен	0,00000X
21. Никел	0,031	50. Платина	0,000000X
22. Флуор	0,030	51. Телур	0,000000X
23. Церий, Итрий	0,020	52. Злато	0,0000000X
24. Мед	0,010	53. Галий	0,00000000X
25. Литий	0,005	54. Индий	0,000000000X
26. Цинк	0,004	55. Галий	0,000000000X
27. Кобалт	0,003	56. Германий	0,0000000000X
28. Олово	0,002	57. Радий	0,00000000000X
29. Бор	0,001		

г) Классификация на масивните скали

Таблица 1-9

	Състав на скалата	Интрузивни	Вулкани		Алпстни желяз скали
			неовулкани	палеовулкани	
Кисели скали $\text{SiO}_2 > 65\%$	Само кварц и фелдшпат	Аляскит	—	—	—
	Кварц, калиев фелдшпат, кисел плагиоклаз, слюда, рядко други тъмни минерали	Гранити	Риолити (липарити)	Кварцпорфири	Гранитпорфири
Средни скали SiO_2 от 65 до 55 %	Основен фелдшпат, кисел плагиоклаз, малко тъмни минерали	Сиенити	Трахити	Ортофири	Сиенитпорфири
	Среден плагиоклаз и тъмни минерали	Диорити	Андезити	Порфирити	Диоритови порфирити
Основни скали SiO_2 от 55 до 45 %	Основен плагиоклаз и тъмни минерали (понякога оливин)	Габро и норити	Базалти	Диабази	Диабазови порфирити
	Оливин и рудни минерали	Дунити	—	—	—
Ультраосновни скали $\text{SiO}_2 < 45\%$					

д) Съдържание на минералите в магматичните скали
(по Гроут)

Таблица 1—10.

Семейства	Процент на феричните минерали	Процент на силичните минерали
Гранит	биотит — 10	ортоклаз 30 } албит 30 } 90 кварц 30 }
Сиенит	амфибол — 20	ортоклаз 35 } албит 40 } 80 други 5 }
Нефелинови сиенити	егерия } 15—20 биотит }	ортоклаз 35 } албит 35 } 85—80 нефелин 25 }
Монционит	амфибол } 15—40 биотит }	ортоклаз 35 } андезин 40 } 85—60 кварц 10 }
Шонкинит	60	40
Гранодиорит	15	75
Диорит	амфибол } 35—45 авгит } магнетит }	ортоклаз 10 } андезин 50 } 65—55 кварц 4 }
Габро	амфибол } 45—50 оливин } магнетит }	лабрадор 55—50
Базанити Фелдшпатоиди Базалти	45	55
Пироксенити	пироксен } 95—98 оливин } руди }	5—2

5. СЕДИМЕНТНИ СКАЛИ

Седиментните скали са продукт от разрушението на другите видове скали, жизнената дейност на организмите и от паднали от въздуха или от водата материали от космичен произход.

Класификация на седиментните скали

Седиментните скали могат да бъдат класифицирани по различни белези. От инженерногеоложка гледна точка най-голямо значение има подялбата им по зърнометричен състав и степен на споеност (за теригенните седименти) и по химически състав и генезис (за хемогенните и биогенните седименти).

Таблица 1—11

Класификация на теригенните седиментни скали по зърнометричен състав и степен на споеност

Зърнометричен състав, %				Споени седиментни скали	Несвързани седименти
глинести частици < 0,001 мм	прахови частици 0,001 до 0,1 мм	пясък 0,1 до 2,0 мм	гравий и чакъл > 2,0 мм		
50	50	—	—	Аргилит, глинести шисти	Глина
20—50	50	2	—	Алевролит, пясъчливо-глинести шисти	Алеврит, лъс, пясъчлива глина (суглинка)
5—20	20—30	50	—	Пясъчник, псамолит	Пясък, псамит, глинест пясък (супес)
5	20	50	5—10	Едрозърнест пясъчник, дребнозърнест конгломерат (гравелит)	Едрозърнест пясък, гравий
2	2	50	50	Конгломерат, брекчия	Чакъл
2	2	20	80	Едроблоков конгломерат, едрообломъчна брекчия	Блокажи

Таблица 1—12

Класификация на хемогенните и биогенните седиментни скали по химически състав и генезис

Хемогенни	Биогенни
Лагунни седименти Готварска сол Калиева сол Анхидрит Гипс и др.	Кизелгур Каустобиолити Лигнити Кафяви въглища Черни въглища Антрацити Битуминозни шисти Земно масло (нефт) Асфалт

Смесени		
	Съдържание %	
	CaCO ₃	CaMg(CO ₃) ₂
Варовик	100—95	0—5
Слабо доломитизиран варовик	95—80	5—20
Доломитизиран варовик	80—65	20—35
Силно доломитизиран варовик	65—50	35—50
Силно варовит доломит	50—35	50—65
Варовит доломит	35—20	65—80
Слабо варовит доломит	20—5	80—95
Доломит	5—0	95—100

Таблица 1—13

Класификация на смесените глинестоваровити скали

Название на скалата	Съдържание на CaCO ₃ , %
Варовик	90
Мергелен варовик	75—90
Мергел	40—75
Глинест мергел	12—40
Мергелна или варовита глина	2—12
Глина	2

Таблица 1—14

Таблица за разпространението на главните типове седиментни скали в тегловни % по Л. В. Пустовалов

Типове седиментни скали	По Кларк	По Линдгрен
Глина	80	77,0
Пясъци и пясъчници	15	11,3
Карбонатни скали	5	5,9
Гипс и соли	—	5,8
	100	100

6. МЕТАМОРФНИ СКАЛИ

Метаморфните скали се образуват от промяната на седиментните и масивните скали в резултат на висока температура и налягане, а понякога и чрез пренасяне на различни минерализатори от дълбочина.

Има доста класификации на метаморфните скали, но най-подходяща е тази на Грубенман, защото е най-удобна при съпоставяне на масивните и седиментните скали, от една страна, и метаморфните, от друга страна.

Таблица 1—15

**Главни типове метаморфни скали
(по Ескола)**

Изходни скали	Съответстващи метаморфни скали	Главни съставни минерали
1	2	3
Гранити	Гнайси Филонити	Кварц, фелдшпат, тъмни минерали
Диорити и съответните ефузивни	Лептити Гранулити	Също плюс (Fe, Mg) Al-ев гранат
Глина	Рогови скали (хорнфелзи)	Кварц, фелдшпат, тъмни минерали, андалузит и кордиерит
	Al-силикатни гнайси	Кварц, фелдшпат, биотит, мусковит, силиманит, кордиерит и андалузит
	Слюдени шисти, филити	Кварц, слюда, хлорит, силиманит, дистен, хлорити, ставролит, алмандин
Пясъчници	Кварцити	Кварц и акцесорни минерали — слюда, фелдшпат, дистен, силиманит, диопсид, тремолит, волластонит, калцит, доломит и грюнерит
Мергели, габро и съответните ефузивни	Роговик	Фелдшпат, пироксени, кварц
	Амфиболит	Плагиоклаз, амфибол
	Епидотов амфиболит	Диопсид, албит, епидот
	Зелени шисти	Амфибол, епидот, хлорит
	Еклогити	Гранати, амфоцит
	Глаукофанови шисти	Глаукофан (Mg, Fe, Ca), гранат, епидот, хлорит
Перидоти	Оливинови скали Пироксенови скали Амфиболови скали Хлоритови скали Талкови скали Серпентинови скали	Оливин Пироксен Амфибол Хлорит, магнетит Талк Серпентин
Варовик и доломит	Мрамори	Калцит, доломит
Седиментни и магматични железни руди	Магнетитови руди Хематитови руди	Магнетит Хематит
Боксит и латерит	Корундови руди Хематитови руди Магнетитови руди	Корунд, хематит, магнетит, (диаспор)

**7. ОТНОСИТЕЛНИ ЕЛЕКТРИЧЕСКИ СЪПРОТИВЛЕНИЯ НА НЯКОИ
МИНЕРАЛИ И СКАЛИ**

Таблица 1—16

Наименование на скалите	Относително съпротивление, ом/м
1	2
Базалт	$2 \cdot 10^4$
Гнайс	$2 \cdot 10^3 \div 3,4 \cdot 10^4$
Гранит	$3 \cdot 10^2 \div > 10^4$
Диабаз	$2 \cdot 10^3 \div 2 \cdot 10^4$
Диорит	$5 \cdot 10^4$
Кварцит	$10 \div 2 \cdot 10^5$
Кристалинни шисти	$2 \cdot 10^2 \div 2 \cdot 10^4$
Мрамор	$10^2 \div 10^6$
Глина, съдържаща солена вода	$0,5 \div 10$
Варовик	$6 \cdot 10^3 \div 5 \cdot 10^5$
Конгломерат	$2,5 \cdot 10 \div 1,15 \cdot 10^4$
Мергел	$0,5 \div 7 \cdot 10$
Пясък, наситен с прясна вода	$10 \div 10^2$
Пясък, наситен със солена вода	0,4
Пясъчник	$3 \cdot 10 \div 1 \cdot 10^5$
Песъчлива глина	$10 \div 4,5 \cdot 10^2$
Каменни въглища	$10^2 \div 10^6$
Антрацит	$10^{-4} \div 10^{-2}$
Нефт	$10^9 \div 10^{16}$
Анхидрит	10^9
Калцит	$5 \cdot 10^7 \div 5 \cdot 10^{12}$
Каменна сол	$5 \cdot 10^{14} \div 10^{15}$
Кварц	$1,2 \cdot 10^{12} \div 3,2 \cdot 10^{14}$
Фелдшпат	$4 \cdot 10^{11}$
Слюда	$10^{14} \div 2 \cdot 10^{15}$
Пирит	$2,4 \cdot 10^4$
Графит	$1,2 \cdot 10^{-6} \div 3 \cdot 10^{-4}$
Магнетит	$3,6 \cdot 10^{-4} \div 6 \cdot 10^{-3}$

Както се вижда от таблицата, с изключение на някои рудни минерали (пирит, магнетит), антрацит и др. скалообразуващите минерали се характеризират със съвсем малка електропроводимост.

Съпротивлението на скалите се определя главно от количеството и разпределението на водата в тях, което зависи главно от концентрацията на солите, химическия състав и температурата на скалите. Съпротивлението е обратно пропорционално на концентрацията на солите във водата.

Ролята на химическия състав на разтворите за съпротивлението е малка.

Съпротивлението на водните разтвори се понижава с повишение на температурата, и то приблизително с 2—3% на 10° .

Високото съпротивление на масивните скали, варовиците, доломитите и др. се обяснява с малката порьозност и съдържанието на малко количество минерализирана вода.

Съпротивлението е във връзка с литоложкия състав, структурата и порьозността на скалните типове. Особено значение имат формата, големината и разпределението на порите и връзките между тях.

Съпротивлението се намалява и с повишението на глинестото вещество.

8. ЛИТОЛОГИЯ

Скалите, както масивните, така и седиментните и метаморфните, не са разпределени безразборно в земната кора и по земната повърхност.

Масивните скали, които съставят най-голямата част от земната кора, се разкриват на ограничени пространства, тъй като са покрити най-често от повече или по-малко мощни седименти. Ограничено разкритие имат и метаморфните скали, които са привързани много често към киселите масивни скали. Както масивните, така и метаморфните скали се разкриват в тези части на земната кора, които влизат в обсега на тектогените и така наречените „стари масиви“. Тези големи структури в земната кора по изостатични причини са били подложени на интензивно издигане и тук седиментната и отчасти и метаморфната покривка е била денудирана. Тъй като България спада с почти цялата си територия в обсега на един тектоген — алпийския, у нас, противно на много други страни, масивните и метаморфните скали имат значително разкритие. Това положение от строителна гледна точка е благоприятно за нашата страна.

В България, а така е и навред по света, най-голямо разпространение имат най-киселите масивни скали — гранитите. При това, колкото едно гранитно разкритие е по-пространно, както е случаят с Южна България, толкова гранитите са по-типични. При малките гранитни разкрития в Стара планина и Странджа, напротив, се наблюдават многобройни преходи към сродните на гранита малко по-базични скали, означавани общо като гранитоиди. Средните и особено базичните масивни скали имат у нас много ограничено разпространение, което е във връзка с обстоятелството, че България не е попадала през геоложкото минало в типични геосинклинални корита, в които са се образували най-големите маси от базични масивни скали. Това обстоятелство също така трябва да се отчете като особено благоприятно от инженерногеоложка гледна точка, тъй като базичните и ултрабазичните скали са особено неподходящи за строителството. В Албания, където тези скали заемат около 28% от общата площ на страната, в много долини не могат да се построят железопътни линии, нито пък хидротехнически съоръжения.

Метаморфните скали се различават по дълбочината и другите условия на образуване. По този белег делим метаморфните скали на ката-, мезо- и епизонални (дълбоко, средно, горно), като при последните промяната е най-слаба. Огромна е разликата в качествата на тези три вида скали. Докато първите два вида, доколкото не са засегнати от тектонските движения, са много добри, някои от скалните видове от третата група са особено неблагоприятни за строителството. Трябва да се отбелязват при картиране и старателно да се избягват при строителството серицитовите шисти и другите нискокристалинни шисти, които съдържат серицит.

Седиментните скали могат да се поделят според мястото, където са образувани (таблица 1—17).

Таблица 1—17

Фащиална класификация на седиментните скали

Фащиес	Литоложки състав и инженерногеоложки качества	В кои формации в България се срещат
1	2	3
А. Спокойна тектонска обстановка		
1. Континентален		
а) Делувиален	Нескални седименти с различен зърнометричен състав. При по-голям наклон на склона са неблагоприятни, тъй като подлежат на свличане	Само в кватернера като склонови покривки с мощност от няколко дециметра до 40 м в цяла България
б) Алувиален	Чакъли, пясъци и тини. Голяма водопропускливост; при по-дребен зърнометричен състав са с много ниско допустимо натоварване	Само в кватернера в долините на цяла България и в неогена на Родопите и плиоплейстоцена на Предбалкана

Продължение		
1	2	3
в) Сладководен езерен (лимничен)	Най-разнообразни по зърнометрия кластични седименти; при по-старите формации повече или по-малко споени. Носители на въглища. Неспоените допускат образуване на много оврази	В неогена и палеогена, много по-рядко в по-старите формации, като турона и карбона
г) Ледников (гляциален)	Морени с много разнообразен зърнометричен състав вътре във всяка една морена — едри блокове се разполагат сред дребнозърнеста маса. У нас неспоени и неблагоприятни за фундиране	Само в горния плейстоцен (вюрма) в Рила и Пирин
д) Еоличен (навеяни от вятъра)	Лъс и дюни около големи реки, ледници и пустини. Извънредно неблагоприятни за строителството — лъсът поради пропадаването, дюните поради развяването	Само в кватернера, и то лъсът почти изключително в горния плейстоцен в Северна България, а дюните — и в холоцена, покрай Черно море
2. Бракичен (седименти в лагуните и полусолените езера)	Предимно фини кластични седименти, понякога сбити в глинести лиски, често пъти носители на нефт. При наличие на повече глина има голяма опасност от свлачища	В сармата, олигоцен, турона и много рядко в по-старите геоложки формации
3. Морски а) Литорален (крайбрежен)	Конгломерати и пясъчници, стари делти, с кръстосано наслояване. Здрави и удобни за строителството скали	В почти всички предкватернерни формации, Особено характерни са за долния триас (бунтзаидщайн)
б) Неритичен (плиткоморски)	Варовици и пясъчници, в по-дълбоките части — мергели и глинести пясъчници. Варовиците създават условия за образуване на карст	Варовиците и пясъчниците се срещат в почти всички предкватернерни формации и са особено характерни за триаса и юрата, а мергелите — за долната креда и някои отдели на палеогена и неокома
в) Батиален (дълбокоморски)	Глини и глинести шисти, радиоарити	Имат ограничено разпространение във всички предтерциерни формации
Б. Неспokoйна тектонска обстановка		
Флишки (във връзка с чести, но слаби колебателни движения)	Постоянно, през няколко метра редуване на пелитни и псамитни седименти, често пъти с мергелни и доритънки варовити интеркалации. Общо взето, не са особено благоприятни за строителството поради честата литоложка смяна	Има голямо разпространение в Източна Стара планина и Източните Родопи, където е с юрска и палеогенна възраст. Някои от седиментите на долната креда могат да се означат като флишоподобни

Продължение

1	2	3
Моласа (в морски и езерни басейни) във връзка с интензивни възходящи, колебателни движения на сушата	Грубообломъчни, често пъти несвързани седименти: блокажи с блокове до няколко десетки м ³ , конгломерати с пясъчникови прослойки. Блокажите са неудобни за прокарване на тунели и канали, а също и за подложка при фундиране на по-големи хидротехнически съоръжения. Конгломератите и пясъчниците могат да бъдат много добри за строителството	Много характерни за палеогена в Стара планина (екзотичен флиш) и особено в Родопите и Западна България

Като се има предвид, че съществува постепенен преход между трите основни морски фациса: литорален, неритичен и батналей, явно е, че и между седиментите, които ги характеризират, може да съществуват и действително са налице многобройни преходи. Затова чистите мергели са почти изключение, а редовно се срещат преходи, от една страна, към глинестите шисти и, от друга страна — към варовиците. Все по същата причина типични чисти варовици се срещат сравнително рядко. Изобщо не трябва да се забравя, че преходите от едни към други скали са нещо обичайно и че тъкмо поради това се налагат много често сложни наименования с много думи, например глинесто-песъчлив мергел и пр.

Особено голяма скална пъстрота с огромни разлики в минералния и петрографския състав, зърнометрията и якостта има на тези места, гдето са станали вулкански ефузии, придружени с пирокластични, които показват извънредно голямо разнообразие сами за себе си. При смесването им със седименти се получава много широка гама, от чисти пирокластични до туфити, в които съдържанието на вулканска пепел е нищожно. От строителна гледна точка е много важно, че това разнообразие се осъществява на някои места на съвсем късо хоризонтално и вертикално разстояние. Прослойките от туфи понякога имат мощност само няколко сантиметра, прослойките от лавови потоци — само няколко метра. Това положение е особено характерно за Източните Родопи, където именно поради това някои изгодни хидротехнически проекти не можаха да се осъществят така, както се желаше.

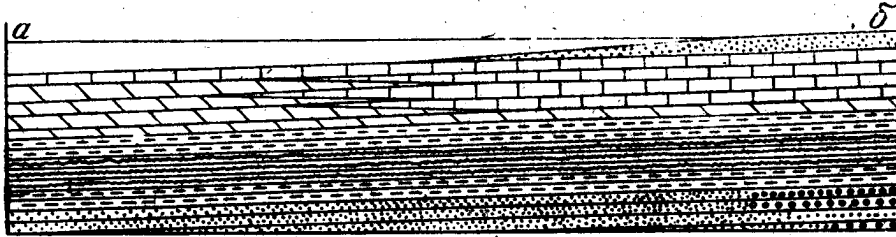
Г. ТЕКТОНИКА И СТРУКТУРНА ГЕОЛОГИЯ

Тектониката има за задача да изследва особеностите в строежа и развитието на земната кора, обусловени от механичните процеси, предизвикани от вътрешните сили. Тектониката установява закономерностите в развоя на тези процеси и изяснява причините за тяхното проявяване.

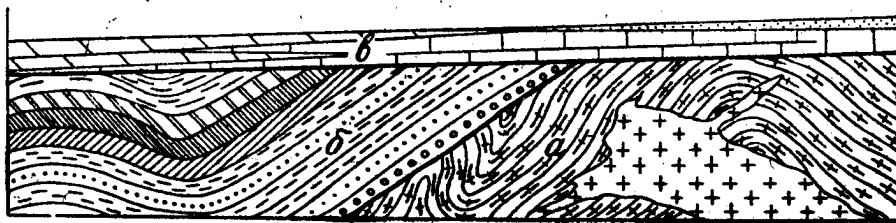
Структурната геология има по-конкретната задача да изясни характера на отделните структури, които съставят земната кора, да ги класифицира, както и да даде методите за тяхното изследване.

Значението на тектонското развитие и на структурата на даден участък за хидротехническото строителство е огромно и поради това тези въпроси се разглеждат най-подробно в инженерногеоложките и хидрогеоложките доклади. Именно с оглед на това се дават следващите по-долу таблици и фигури. Фигурите (от 1—1 до 1—14) и таблиците 1—20 и 1—21 имат за задача да улеснят проектантите и строителите при използване на геоложките доклади, а табл. 1—18 и 1—19 — да улеснят геолозите и инженер-геолозите при начертването на геоложките, инженерногеоложките и хидрогеоложките профили.

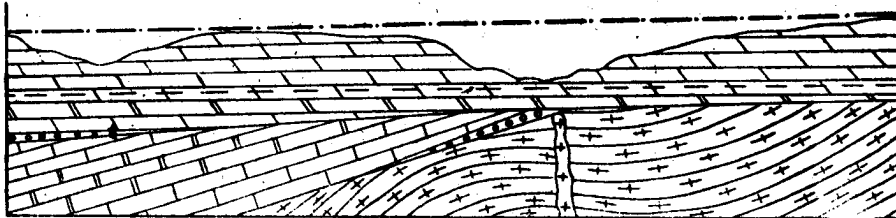
Тектонски движения и структури



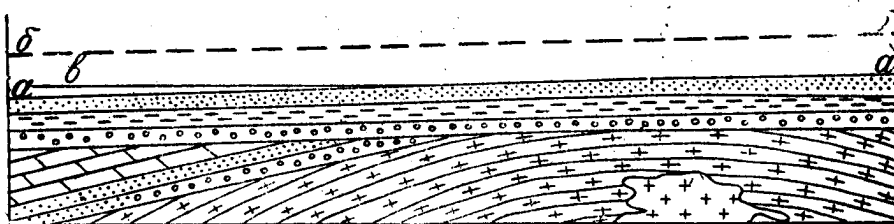
Фиг. 1—1. Нормален пласторед, обусловен от продължително тектонско спокойствие в дадения участък. Морски седименти; сушата се е намирала откъм б



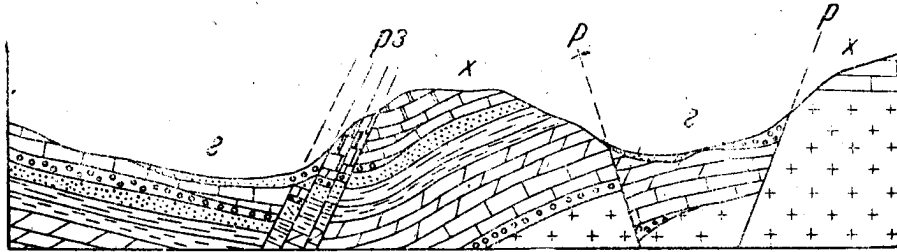
Фиг. 1—2. Дискорданция — несъгласие между трите скални задруги а, б и в. Една по-стара тектонска фаза е извадила от първоначалното положение задругата а. Една по-млада тектонска фаза е нагнала задругите а и б, след което настъпва общо издигане



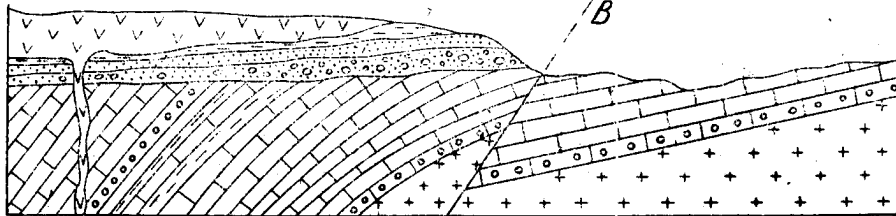
Фиг. 1—3. Епирогенеза — относително равномерно издигане на обширни пространства. С непрекъсната линия е показано първоначалното положение на топографската повърхност на блока преди издигането, с пунктир — същата повърхност след издигането, но преди ерозийното разсичане



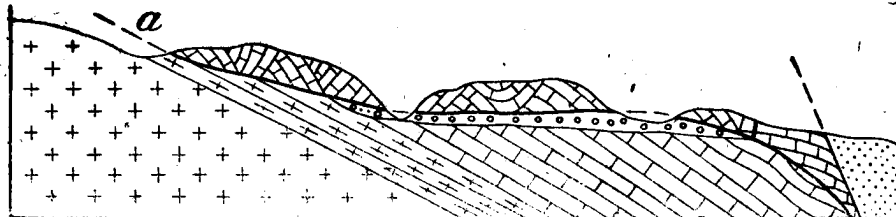
Фиг. 1—4. Талатогенеза — относително равномерно потъване на обширни пространства, най-често свързано със заливане от морета : а — а — съвременна повърхност на блока, която е имала преди това положението б — б ; в — ниво на морето, което е заляло същия блок след талатогенезата



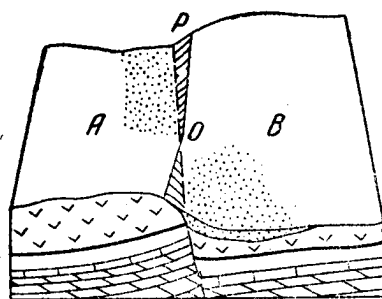
Фиг. 1—5. Дизъюнктивна (руптурна) тектоника :
p — разседи ; *pz* — разседна зона ; *x* — хорст ; *z* — грабен



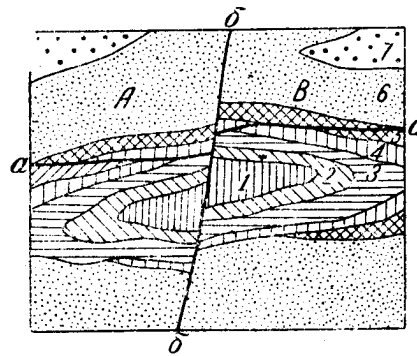
Фиг. 1—6. Дизъюнктивна (руптурна) тектоника :
z — възсед



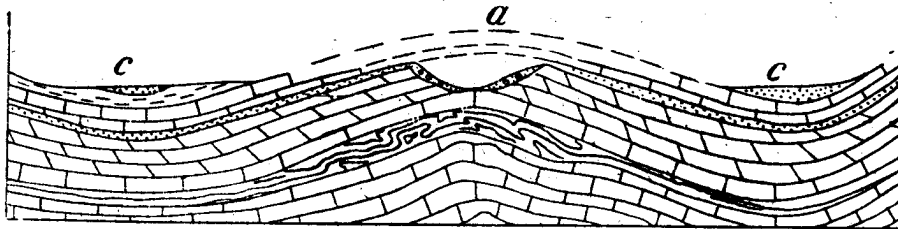
Фиг. 1—7. Дизъюнктивна (руптурна) тектоника — блоков навлак :
a — навлачна повърхност



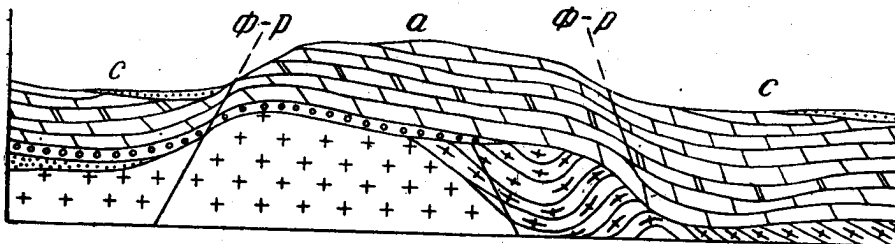
Фиг. 1—8. Дизъюнктивна (руптурна) тектоника — шарнирен разсед.
 Забележи взаимоотношението между блоковете *A* и *B* от едната и другата страна на шарнирната точка *O* на разседа *p*!



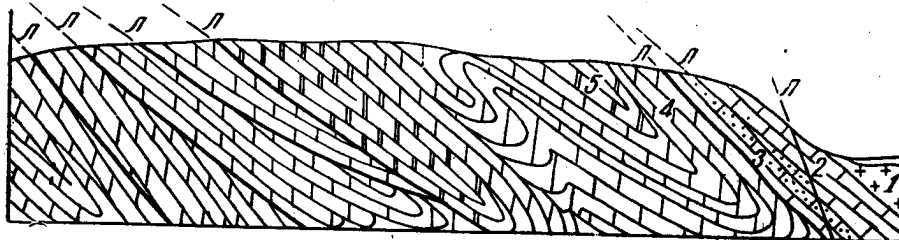
Фиг. 1—9. Дизъюнктивна (руптурна) тектоника — отсед *б*, гледан в план :
 1 до 7 — афлорименти на различни формации ; *a* — разсед, по-стар от отсядането, т. е. хоризонталното отместване на блок *A* спрямо блок *B*



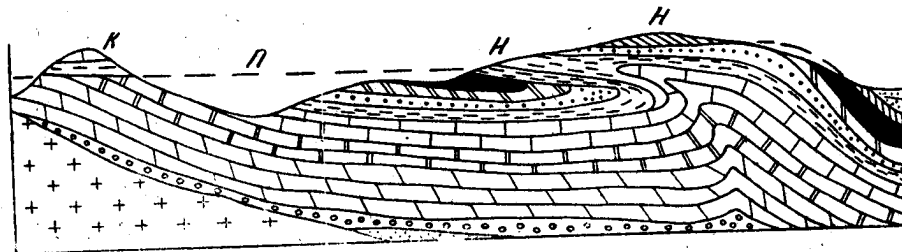
Фиг. 1—10. Пликативна тектоника (тектогенеза в тесен смисъл на думата) — юротипно нагъване на седиментни задруги:
а — антиклинала; с — синклинала
Забележи дисхармоничното надпяване на глинестите пластове между варовитите!



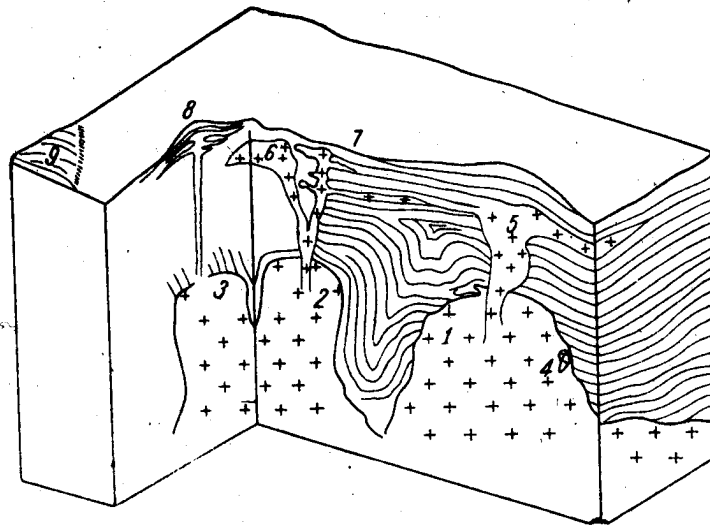
Фиг. 1—11. Пликативна тектоника (тектогенеза в тесен смисъл на думата) — саксонско нагъване с разсядане:
а — антиклинала; с — синклинала; Ф-р флексура-разсед



Фиг. 1—12. Пликативна тектоника (тектогенеза в тесен смисъл на думата) — люспуване, поради много интензивен хоризонтален натиск:
л — люспи; 1—5 — различни формации (1 — най-стара, 5 — най-млада), разположени една върху друга в обратен ред поради люспуването



Фиг. 1—13. Пликативна тектоника (тектогенеза в тесен смисъл на думата):
 н — навлаци; к — клипа; п — прозорец



Фиг. 1—14. Вулканизъм и плутонизъм (вулкански и плутонични структури):

1 — пирамидален плутон (батолит в тесен смисъл на думата); 2 — антиклинален плутон (конкордантен по отношение на скалите, в които е бил внедрен); 3 — вертикален плутон (дискордантен по отношение на скалите, в които е бил внедрен); 4 — ксенолити в плутоните, заграбени от скалните задруги, в които е станала интрузията; 5 — интрузивни лагери и плоски гамаги; 6 — плосък субвулкан с разклонения; 7 — жили; 8 — смесен вулкан от лава и туфи; (вулкански конус; стратовулкан); 9 — лавни плата

Забележки: 1. Дадените на фиг. 1—1 до 1—14 структури не изчерпват огромното разнообразие от структури, срещани се в земната кора. Дадени са само основните типове.

2. Описани са само макроструктурите. Микроструктурите са още по-разнообразни и поради това се избягва тяхното назоваване.

3. За да се получи извесна представа за разгледаните структури, трябва да се има предвид, че дължината на схематичните профили и на схематичната геоложка карта може да бъде средно около 25 км, а дължината на дългата страна на блокдиаграмата — 60 км.

4. Макроструктурите не са разпределени безразборно по земната повърхност. Земната кора се разделя на два основно различни участъка:

а) Млади силно удължени зони на нагъване (тектогени, орогени), които са две на брой: алп-хималайска и тихоокеанска. В първата от тях спада изцяло и България. За тези зони е типична пликативната тектоника, придружена около Тихия океан и от много интензивен вулканизъм.

б) Стари области (кратони), които са били подложени на нагъвания в по-далечни геоложки времена и сега се проявяват като стабилизирани. Обикновено те са покрити с мощни ненагънати задруги, например Руската плоча.

Част от тектогените и кратогените са обхванати в най-ново време от интензивна руптурна тектонска дйност. Към тези земи спада и Южна България. Ето защо ефектът от пликативната тектоника се е запазил в нашата страна само в Северна България.

Таблица 1—18

Таблица за начертване на геоложки профили с еднакъв вертикален и хоризонтален мащаб
Зависимост между действителния наклон на пластовете и наклона, под който се явяват на профила, в
зависимост от ъгъла между посоката (азимута) на наклона и простирането на профила (с точност до 0,5°)

Действителен наклон на пла- стовете в гра- дуси	Ъгъл между посоката (азимута) на наклона на пластовете и простирането на профила в градуси																	
	0	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	10	10	9,5	9,5	9,0	8,5	8,0	7,5	7,0	6,5	5,5	5,0	4,3	3,5	2,5	1,5	1,0	0
15	15	15	14,5	14,0	13,5	13,5	12,5	11,5	10,0	10,0	8,5	7,5	6,3	5,0	3,5	2,5	1,5	0
20	20	19,5	19,5	19,0	18,0	17,5	16,5	15,5	14,5	13,0	11,5	10,5	8,5	7,0	5,5	3,5	2,0	0
25	25	24,5	24,0	23,5	23,0	22,0	21,0	19,5	18,0	16,5	15,0	13,0	11,0	9,0	7,0	4,5	2,5	0
30	30	29,5	29,0	28,5	27,5	26,5	25,5	24,0	22,0	20,5	18,5	16,0	13,5	11,0	8,5	5,5	3,0	0
35	35	34,5	34,0	33,5	32,5	31,0	30,0	28,0	26,5	24,0	22,0	20,5	18,5	16,0	13,5	11,0	8,5	0
40	40	39,5	39,0	38,0	37,0	36,0	34,5	32,5	30,5	28,5	25,5	22,5	20,5	16,5	13,5	10,0	7,0	0
45	45	44,5	44,0	43,0	42,0	41,0	39,5	37,5	35,5	32,5	30,5	28,5	25,5	22,5	19,5	16,0	12,0	0
50	50	49,5	49,0	48,0	47,0	46,0	44,5	42,5	40,0	37,5	34,5	30,5	26,5	23,0	19,0	14,5	10,0	0
55	55	54,5	54,0	53,5	52,5	51,0	49,5	47,5	45,5	42,5	39,5	35,5	31,0	26,0	22,0	17,0	11,0	0
60	60	59,5	59,0	58,5	57,5	56,5	55,0	53,0	51,0	48,0	45,0	41,0	36,0	30,5	24,0	16,5	8,5	0
65	65	64,5	64,0	63,5	62,5	61,5	60,5	58,5	56,5	54,0	51,0	47,0	42,0	36,0	29,0	20,5	10,5	0
70	70	69,5	69,5	69,0	68,0	67,0	66,0	64,5	63,0	60,5	57,5	54,0	49,5	43,0	35,5	25,5	13,5	0
75	75	75	74,5	74,0	73,5	73,0	72,0	70,5	69,0	67,5	65,0	62,0	57,5	52,0	44,0	33,0	18,0	0
80	80	80	79,5	79,5	79,0	78,5	78,0	77,0	76,0	74,5	73,0	70,5	67,5	62,0	55,5	44,5	26,5	0
85	85	85	85	84,5	84,5	84,0	84,0	83,5	83,0	82,0	81,5	80,0	78,5	75,5	71,5	63,9	45,0	0
90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	0

Забележки:

1. В хоризонталните редове е дадено с какъв наклон се явяват на начертания геоложки профил пластовете с даден действителен наклон при различен ъгъл между посоката на наклона и простирането на профила.
2. При всякакво положение хоризонталните пластовете се отбелязват хоризонтални и вертикалните — вертикални; при простиране на профила точно паралелно на простирането на пластовете всички те се чертаят хоризонтални без оглед на действителния им наклон.

Таблица 1—19

Таблица за начертване на геоложки профили с различен хоризонтален и вертикален мащаб

Действителен наклон на пластовете	Видим наклон на пластовете върху профилиите, когато вертикалният мащаб е по-голям от хоризонталния			
	два пъти	три пъти	четири пъти	пет пъти
0°	0°00'	0°00'	0°00'	0°00'
5°	9°55'	14°45'	19°15'	23°30'
10°	19°20'	29°45'	35°00'	41°30'
15°	28°15'	38°45'	47°00'	53°15'
20°	37°10'	47°30'	55°30'	61°15'
25°	43°00'	54°30'	61°45'	66°45'
30°	50°00'	60°00'	66°30'	71°00'
35°	54°30'	64°45'	70°20'	74°10'
40°	59°15'	68°30'	72°30'	76°40'
45°	63°30'	71°45'	76°00'	78°45'
50°	67°15'	74°30'	78°19'	80°45'
55°	70°45'	76°45'	80°00'	82°00'
60°	73°45'	79°00'	81°45'	83°25'
65°	76°45'	81°10'	83°20'	84°40'
70°	80°00'	83°05'	84°50'	85°50'
75°	82°30'	85°00'	86°10'	86°55'
80°	85°00'	86°40'	87°30'	88°00'
85°	87°30'	88°20'	88°45'	89°00'
90°	90°00'	90°00'	90°00'	90°00'

Забележки:

1. Таблицата може да се използва направо само в случаите, когато посоката на наклона на пластовете и простирането на профила съвпадат напълно. Във всички останали случаи действителният наклон на пластовете трябва да бъде редуциран по таблица 1—18 и след това получената при редуцията цифра да се потърси в първата графа на настоящата таблица.

2. В хоризонталните редове е посочено с какъв наклон трябва да се нанася на профила с различен хоризонтален и вертикален мащаб даден действителен наклон на пластовете (респективно редуциран по предходната таблица действителен наклон).

Пример. Пластовете с действителен наклон от 30° към север трябва да се нанасят на профил с простиране 60° и при два пъти по-голям вертикален мащаб по следния начин. Редуцираме по предходната таблица действителния наклон от 30° и получаваме 16°. По таблица 1—19 16° попада между 15° и 20°, на които съответствуват наклони от 28°15' до 37°10'. Като вземем предвид разликата между последните две цифри и я разделим на 5, получаваме, че наклонът трябва да бъде даден с 30°.

3. Желателно е геоложките, а по възможност и инженерногеоложките профили да се чертаят с еднакви вертикални и хоризонтални мащаби, а когато това не е възможно, трябва да се използват настоящите таблици.

4. Когато се налага начертването на геоложки и инженерногеоложки профили с по-голям вертикален мащаб, не бива да се отива до съотношение между вертикалния и хоризонталния мащаб, по-голямо от 5:1, и поради това и на таблицата това съотношение е дадено като най-голямото допустимо.

Таблица 1—20

Тектонски движения, които са засегнали България

Название на тектонската фаза	Време на проявяване	Интензитет и начин на проявяване	Място на проявяване
1	2	3	4
Алпийска (и следалпийска) тектонска ера			
Съвременна фаза	Холоцен и до днес	Слабо, радиално	На отделни места в Южна България
Бакинска (пасаденска, предвюрмска) фаза	Краят на средния плейстоцен	Слабо, радиално	Издигане на всички планини и потъване на някои от низините в Южна България
Влашка фаза	Краят на плиоцена, началото на кватернера	Интензивни разломявания	Южна България
Роданска (ронска) фаза	Средата на плиоцена	Разломявания	Южна България
Атийска фаза	Началото на плиоцена	Разломявания, слаби нагъвания	Предимно в Южна България
Савска фаза	Краят на олигоцен — началото на миоцена	Интензивни разломявания, нагъвания и люспувания	Южна България на юг от Средногорската зона и специално Краищидите
Млада пиренейска фаза	Краят на приабона — началото на олигоцен	Разломявания и образуване на блокови навлаци	Родопите и Рила
Средна пиренейска фаза	Краят на оверса — началото на приабона	Нагъване и навлакообразуване. Разломяване	Стара планина и Предбалканът, Родопите
Стара пиренейска фаза	Краят на лютеса — началото на оверса	Разломяване, синтетогенни движения	Източни Родопи, Източна Стара планина
Средногорска (ларамийска) фаза	Между дана и лютеса	Люспуване	Средногорието
Субхерцински фази	Между турона и мастрихта	Синтетогенни движения	Северна България и Средногорието
Девненска фаза	Между ценомана и турона	Синтетогенни движения	Северозточна България
Австрийска фаза	Между алба и ценомана	Синтетогенни движения	Северна България и Средногорието

Продължение			
1	2	3	4
Млада гетска фаза	Между апта и алба	Синтектогенни движения	Северна България
Лудогорска (стара гетска) фаза	Между барема и апта	Синтектогенни движения	Северна България
Младокимерски фази	През догера, малма и долната креда	Тектогенни движения и епирогенези	Северна и Западна България и Странджа
Старокимерска фаза	Крайт на триаса и началото на лиаса	Синтектогенни движения	Северна и Западна България
Херцинска тектонска ера			
Саалска фаза	Крайт на долния перм	Интензивно нагъване	Западна България
Астурийска фаза	През вестфал С и Д	Интензивно нагъване	Западна България
Бретонска фаза	Началото на долния карбон	Гранитни и гранитоидни интрузии	Северозападна България и Родопите
Каледонска тектонска ера			
Арденска фаза	Крайт на готланда	Интензивно нагъване	Сигурно установено в Западна България
Таконска фаза	Крайт на ордовика	Нагъване	Сигурно установено в Западна България

Предкамбрийска тектонска ера

Не може да се установи със сигурност поради липса на датирани формации, по-стари от ордовика.

Забележка. Тектонските фази не трябва да се разглеждат като краткотрайни едноактивни процеси, тъй като в много случаи това са били дълготрайни и комплексни явления, свързани и с магматични прояви.

Таблица 1—21

Структурни зони в България

Название на зоната	Обхват на зоната	Специфични особености на зоната	Инженерногеоложка характеристика
1	2	3	4
Мизийска плоча	Между Вит и Черно море, на север от Предбалкана	Преобладават много слабо денивелирани крени седименти, препокрити на места в близост с Дунав от плиоценски седименти	Неудобна за големи хидротехнически съоръжения поради наличието на карст с общо ниво на карстовата вода и поради льосовата покривка

Продължение			
1	2	3	4
Гетска депресия	Между Тимок и Вит на север от Предбалкана	На запад и юг преобладават много слабо денivelирани сарматски седименти, в близост с Дунав има плиоценски седименти, а льосовата покривка е в непосредствено съседство с Дунав	Неудобна за големи хидротехнически съоръжения поради наличието на скали с малка якост и поради льосовата покривка и свлачищата край Дунав
Предбалкан	Между Михайловград и с. Бяла на Черно море и между Севернобългарската равнина на север и Стара планина на юг	Преобладават крени седименти, нагънати в антиклиналя с простирание запад-изток. Има мощни делувиялни наслаги по склоновете на антиклиналните долини. В антиклиналите близо до Балкана се разкриват и по-стари мезозойски седименти	Неудобен за големи хидротехнически съоръжения поради това, че тесвините в долините са обусловени от варовикови афьорименти. Голямо разпространение на карстовите прояви
Старопланинска тектонска зона	Съпада с най-високите части на Стара планина		
а) Западна част на зоната	От югославската граница между Връшка чука и Нишава докъм Черни Вит	Големи антиклиналовидни подувания от слабо денivelирани мезозойски седименти с ядки от силно нагънати палеозойски седименти	Удовлетворителни условия за хидротехническо строителство с изключение на дълбоката долина на Искър и неговите притоци поради големите свлачища и срутшиа
б) Средна част на зоната	От Черни Вит до изворите на Камчия	Много силно нагънати мезозойски и палеозойски скали	Добри условия за хидротехнически съоръжения
в) Източна част на зоната	В поречието на р. Камчия и северно от Сливен—Поляновград—Айтос	Предимно силно нагънати горнокрени и еоценски флишки седименти. Ограничено разкритие на по-стари мезозойски формации	Удовлетворителни условия за хидротехническо строителство
Средногорска тектонска зона	Задбалканските котловини, включително южните склонове на Стара планина, Средна гора и Витоша	Интензивно нагънати туронски и сеновски седименти, вулканити и пирокластични (предимно андезити) и стари ядки от гранити и гнайси	Удовлетворителни условия за хидротехническо строителство

Продължение

1	2	3	4
Сакар-Странджанска зона	Странджа планина (без североизточните склонове), Сакар, Свети-илийски възвишения и районът Димитровград—Свиленград	Нискометаморфни мезозойски седименти, частично гнайсувани, с мезозойски интрузии	Интрузиите и гнайсуваните партии са много добри за всякакво строителство, нискометаморфните партии са неудобни
Краище	Между градовете Трън—Радомир—Станке Димитров—Кюстендил—Босилеград	Триаски и юрски седименти, на места слабо променени, силно засегнати от егейска разломна дейност	Неудобни за хидротехническо строителство и специално за язовирно и тунелно строителство
Родопски масив а) Околородопско горнопалеогенно субгеосинклинално корито	Източни Родопи на изток от Асеновград, Кърджали и Златоград и районът Кюстендил—Сухострел (Благоевградско)	Флишки субгеосинклинални палеогенни седименти, интензивно нагънати, с пирокластични и вулканити, главно андезити	Само отделни партии от вулканитите са удобни за хидротехническо строителство.
б) Периферна част на Родопския масив, засегната от късноалпийските тектонски етапи	Северните склонове на Рила и Родопите на север от Говедарци—Сестримо—Батак—Михалково—Лъки	Високо-средно- и нискокристалинни скали, частично надхлъзнати на юг върху палеогенни седименти и силно засегнати от егейските разломания	Много лоши условия за хидротехническо строителство
в) Централни части на Родопския масив	Голяма част от Средните и Западните Родопи и Рила, целият Пирин и планините в ЮЗ България	Слабо нагънати кристалинни скали с гранитни ядки в подуванията и частична олигоценска и плиоценска препокривка. Интензивно изразени егейски разломи	Много добри инженерногеоложки условия в кристалина извън обсега на егейските разломи

Д. ГЕОМОРФОЛОГИЯ

Геоморфологията има за задача да опише, класифицира и обясни произхода и еволюцията на земеповърхните форми и формени комплекси. Последните са плод на два фактора, които действуват в противоположна посока: външни сили, действащи разрушително и изравняващо върху позитивните форми на релефа, и вътрешни сили, обхващащи почти непрекъснато денивелациите в релефа. Съобразно с това можем да различим:

1. *Екзогенни (климатогенни) формени комплекси*, които на отделни места, където тектонските движения са без значение за релефа, може да се явят и в чист вид.
2. *Ендогенни (структогенни) формени комплекси*, които се срещат много рядко като чисто ендогенни (напр. вулкански конуси веднага след ефузията, разседни откоси веднага след силен земетръс). Най-често те са орнаментирани от по-дребни екзогенни формени комплекси.

Когато ефектът от въздействието на външните сили върху структурните формени комплекси е значителен, говорим за субструктурни форми, а често установяваме, че структурните форми са напълно заличени от външните сили.

В табл. 1—21 е дадено кои физико-геоложки процеси какви земеповърхни форми и формени комплекси създават, като е обърнато специално внимание на тези от тях, които се срещат в България.

1. КЛАСИФИКАЦИЯ НА ФОРМИТЕ НА РЕЛЕФА

Таблица 1—22

Формообразуващи фактори	Формени комплекси и форми	
1	2	
А. Екзогенни физико-геоложки процеси и екзогенни формени комплекси и форми		
	Денудационни	Корелатни седиментационни
Пряко въздействие на гравитацията след предварително подготвяне на скалния материал от други процеси	Срутищни и свлачищни ниши и стъпала; корозионни жлебове	Симейни и срутищни конуси и свлачищни натрупани
Повърхностна денудация	Елувиални склонове с твърдици	Делувиални склонове
Ерозия	Ерозионни долини, денудационни заравнености (при напреднало изравняване на релефа)	Наносни конуси, алувиални речни равнини и делти
Повърхностна ерозия	Повърхностно-ерозионни заравнености с кора от латеритно изветряване	Заравнености от конгломерати, съставени от конкреции от железни окиси
Абразия	Клифове, подмоли и морски и езерни абразионни заравнености	Пясъчни коси и валове, подморски и подезерни седиментационни повърхности
Дейност на лавините и на ембрионалните и долините ледници; в България не се срещат форми от други видове ледници	Лавинни жлебове, циркуси, трогови долини с мутонирани скали, прагове: в България — само в Рила и Пирин	Морени: латерални (странични), медианни (междинни) и фронтални (челни), крайни и стадиални; в България се срещат само в Рила и Пирин. Лавинни мореноподобни натрупани

Продължение

1	2
Солифлукция	Структурни почви в най-високите части на планините у нас
Корозия (химическа дейност на водата)	Надземни и подземни карстови форми : шкрапи, карстови полета, ували, валози, понори, ями, пещери
Дефлация (дейност на вятъра)	Лъсови плата ; дюни

Б. Ендогенни физико-геоложки процеси и структурни и субструктурни формени комплекси и форми

Епирогенеза с голям обхват	Когато не се извършва непрекъснато, а на скокове, морските и езерните брегове и ерозионните долини се оформяват терасовидно. Тези тераси не трябва да се смесват с терасите от друг произход, например терасите, които се получават при меандрирането на реките, терасите от подрязването на наносните конуси и др.
Много слабо диференцирана епирогенеза с образуване на синеклизи и антеклизи	Плоски плата и равнини, украсени при наличност на по-устойчиви пластове, особено варовици, от каньони, с пластови стъпала между тях — около Коларовград и Провадия
Верижна епирогенеза	Антиклинориуми и синклинориуми. Много изразителни в Задбалканските котловини и Средна гора
Нормално нагъване	Антиклинални височини и синклинални котловини. При напреднала денудация първите се разпадат на изоклинални гребени, симетрично разположени от двете страни на антиклиналните оси; получават се толкова чифта, колкото са устойчивите на денудацията пластове; при общо издигане на нагънатата зона синклиналите се превръщат в синклинални възвишения, а антиклиналите — в антиклинални долини. На много места в Предбалкана
Разломяване	Еднострани и двустрани хорстове и грабени, с разседни откоси, фацетирани, с големи поройни конуси под тях. Много характерни в Южна България, особено около и в Родопите и Рила и около Пирин
Вулканизъм	Вулкански конуси (плиоценският вулкански конус Кожух при Петрич, прерязан от Струма), вулкански лавни плата (риолитови плата в Средните и Западните Родопи с доста напреднало разрушаване поради значителната възраст — края на олигоцен)

2. КЛАСИФИКАЦИЯ НА ДОЛИНИТЕ

Най-общо долините бихме могли да поделим на такива, в които преобладава ерозията (с отделни по-широки места с локално натрупване на алувиални седименти), и такива, в които преобладава седиментацията. Първите се намират на мястото на земнокорни блокове, издигнали се в неотдавнашни геоложки времена или издигащи се и до днес, а вторите се намират върху земнокорни блокове, които потъват понастоящем или са потънали през минали геоложки времена, или пък се намират най-малко върху блокове, останали стабилни през дълги геоложки времена.

Ерозионните долини показват в сравнение с низините, в които преобладава седиментацията, по-голямо разнообразие и могат да бъдат класифицирани по-лесно.

Видове ерозионни долини

Антецедентни долини. Представяват стари речни долини, съществували преди нагъването, респ. преди разломяването и издигането на земнокорните блокове, в които се врязват. Когато се врязват в голям издигащ се блок, образуват голям антецедентен пролом: долината на Искър между Плана и Лозенската планина и в Западна Стара планина; долината на Елидере между Чепино и Горнотракийската низина, долината на Чаа между Хвойненската котловина и същата низина. Когато стари антецедентни речни долини пресичат цяла система от гънки, се образува редица от къси антецедентни проломи в местата на антиклиналите и долините разширения при пресичане на синклиналите. Реките, които се стичат от билото на Стара планина към Дунав, по-специално Вит, Осъм, Росица и Янтра, при пресичането на многобройните гънки на Предбалкана с простиране запад-изток образуват редица такива антецедентни проломи, наричани в литературата и с швейцарското име клози. Най-типичен пример е „Устието“ на Янтра между Търново и Горна Оряховица.

Антецедентните проломи в силикатни кристалини скали във всички случаи са много удобни за всякакво хидротехническо строителство. При антецедентни проломи през седиментен нагънат терен най-тесните и топографски най-удобните места за хидротехническо строителство са обусловени от появата на устойчиви на ерозията варовици, които от своя страна повдигат във всички случаи въпроса за карстов обход на водите.

Субсеквентни долини. Образуват се в осите на синклиналите и антиклиналите като синклинални и антиклинални долини едва след като се врезат достатъчно антецедентните долини, към които конвергират във всички случаи. Склоновете на субсеквентните долини се отличават с наличие на мощен делувий, който преминава нагоре в едроблокови сипеи. Самата долина, макар и доста широка, е покрита с тънка алувиална покривка, под която основната скала е равно срязана. Такива са много от долините в Предбалкана и специално долината на р. Калник, десен приток на Вит. Този вид долини са благоприятни за хидротехническо строителство в виските части, а неблагоприятни по високите части на склоновете поради наличието във всички случаи на много делувий и сипеи.

Консеквентни долини. Долини, които следват наклона на пластове на коренните скали. Образувани са още при нагъването. Срещат се само в слабо, но нормално нагънати райони от седиментни скали. В България се срещат като къси реки в Предбалкана. Благоприятни са за всякакъв вид строителство, тъй като текат обикновено направо върху коренните скали.

Каньони. Долини с почти отвесни, в някои случаи — напълно отвесни склонове, еродирани в хоризонтални или субхоризонтални устойчиви на ерозията пластове; когато се редуват устойчиви и неустойчиви пластове, се образуват няколко отвесни стъпала с по-пслегати склонове между тях. В България — долината на р. Вит от с. Ъглен до Садовец, Янтра под Горна Оряховица, Русенски Лом, изобщо само в Мизийската плоча. Съвсем неудобни за канално строителство, тъй като и полегатите части на склоновете са покрити със сипеи, спускащи се от стръмните им части. Удобни са за тунелно строителство, но са с неудобни подстъпи за прозорците. За язовирно строителство са крайно неудобни, тъй като устойчивите пластове, в които се врязват каньоните, се състоят от варовици. Затова много изгодни от топографска гледна точка места за язовири в Мизийската плоча бяха изоставени по инженерногеоложки съображения.

Разломни и разседни долини. Обикновено представляват по-дълги и много често праволинейни долини, които не са обусловени пряко от разломяването и разсядането, а косвено. Те могат да бъдат няколко вида:

а) Наследници на дълги запълнени вече езерни басейни, образувани на мястото на грабен (Марица от Малко Белово до Нова Надежда, Струма между Ръждавица и гръцката граница, Места от Елешница до Хаджидимово).

б) На местата на потъващи блокове, като запълват със собствените си наноси образуващата се негативна форма (Доспат).

в) Явяват се на мястото на силно разрушени зони във връзка с разсядането (Искър между Самоковското и Софийското поле, също и една част от долината на Искър в Стара планина. Тук в общи линии проломът е antecedентен, но отделни части от долината са използвали смачкани зони във връзка с разседи.

Този вид долини са неудобни за язовирно строителство, тъй като скалите са тектонски засегнати, а често пъти долините са и активни сеизмотектонски линии (Струма, Марица).

Епигенетични долини и епигенетични проломи. Долини, които имат на пръв поглед много „ненормален“ ход — минават последователно през райони от неустойчиви скали, след това се забиват с тесен пролом в по-устойчиви скали, за да преминат пак в район от неустойчиви скали, като явно реката е могла да изработи по-лесно долината си вляво или вдясно от пролома в същите неустойчиви скали. Това абсурдно на пръв поглед положение се обяснява по следния начин. Реката е текла свободно, с меандри, върху кластични наноси, които са покривали и мястото на пролома; с връзването на реката надолу тя на отделни места е останала върху кластичните седименти и долината ѝ останала широка, на други места е стигнала до по-старите и по-устойчиви скали и в тях именно е образувала епигенетичен пролом (т. е. послероден пролом, който се е образувал след разголяването на коренните скали). Този вид долини и проломи са много често явление в геоморфологията на България. Такива са по-голямата част от проломите на Струма — особено типичен е проломът Кракра при Димитрово и този при с. Кочериново, на Джерман — особено типичен е този при гр. Станке Димитров, на Места и много от нейните притоци, на Струмешница при Самуиловата крепост; проломите по долното течение на Марица; проломите по средното течение на Тунджа и др.

Тези долини в почти всички случаи представляват много удобни места за язовирни стени с големи водохранилища. Едни от най-големите язовирни стени по света са построени на такива места. Трябва да се проучват главно по отношение на възможни филтрационни загуби през стари речни корита или езерни седименти в обход на проломите.

Индиферентни спрямо тектониката долини. Те биват два вида:

а) Млади долини. В еднороден в литоложко отношение терен; когато са образувани в недалечното геоложко минало, т. е. когато са млади, може да са врязани изцяло в основна скала. Годни за всякакво строителство. У нас се намират главно в някоя от средно високите планини, като притоци например на р. Тополница и Стряма откъм Средна гора.

б) Стари долини. Широки долини, съвсем плитко врязани в стари денудационни заравнености, покрити с делувий, изпод който основните скали се разкриват само на отделни места. Основната скала е винаги дълбоко изветряла. Такива долини са винаги неизгодни за фундиране. У нас се намират само в ниските планини, като Плана, Страджа, Сърнена гора, северозападната част на Стара планина и във всички случаи по горните течения на реките.

Ледникови долини. Това са такива ерозионни долини, които у нас са претърпели през горния плейстоцен (вюрма) прекъсване в ерозионното си развитие, тъй като са били заети от долини ледници. След стопяването на ледниците в края на вюрма същите долини са имали профил с многобройни прагове, обратни падове, запълнени с езера, странични междинни и челни морени, вместо нормалния за ерозионните долини V-образен напречен профил. За късото време от края на вюрма до днес (около 12 000 години) по склоновете на тези долини са се образували огромни сипеи, част от езерата са били колматирани, но коритовидната форма на долините се е запазила в общи линии същата. В България се намират само в Рила и Пирин; при по-големите долини (Рилска река, Бели Искър, Бъндерица и Дамяница) до 1100—1200 м надморска височина, а при по-малките долини — докъм 1600—1700 м. Те са неудобни за скатови кавали и водохващания поради наличието на морени и склонови сипеи.

Карстови долини. Те биват два вида:

а) Изцяло в карбонатен терен. Образувани са при високо разположение на нивото на карстовите води, винаги със стръмни склонове — ждрела; същите

долини след понижаване на нивото на подземните води се осейват с валози, въртопи и понори, долината остава на сухо, през нея протичат води само при снеготопене и високи валежи. Най-типичен пример е Сухобракьовската долина.

б) Слепи карстови долини. Нормални ерозионни долини, които попадат с долното си течение в карбонатен терен, в който с напредването на окаряването се губи все повече и повече вода, докато най-после започне да се губи цялата вода: типичен е случаят с реките, които се стичат в южна посока от билото на Козница и се губят в средногоришките карбонатни скали в местността Магарешници.

3. КВАТЕРНЕРНИ РЕЧНИ ТЕРАСИ В БЪЛГАРИЯ

На много места в България, особено в средните течения на реките, в хълмистите и нископланинските райони, речните долини, и то главно ерозионните, а на места и алувиалните, се придружават от речни тераси. Най-често в един и същ профил терасите са няколко на брой. В повечето случаи всяка една от тях има една и съща относителна височина на дълго протежение, обаче с тенденция да намалява нагоре по течението. Това положение е само по себе си много естествено, като се има предвид, че терасите се дължат на подновяване на дълбочинната ерозия, която започва винаги откъм устието. По-интересно е обстоятелството, че терасите в различни долини, спаднали към различни морски басейни, имат една и съща или почти една и съща относителна височина спрямо леглото на реката и помежду си. Същото се наблюдава и в други страни, които принадлежат към Средиземноморието. Таблица 1—23 дава известни данни за тези тераси с постоянна относителна височина, за които може да се смята, че се дължат на етапно настъпващи епирогенни издигания, т. е. издигания с много голям обхват, засягащи почти цялата европейска и предноазиатска част на алпийския тектонен през кватернера.

Таблица 1—23

Възраст и название на терасата	Най-често срещаната относителна височина, м	Мощност на чакълната покривка, м	Типични местонахождения в България
Стара сицилийска (същинска сицилийска)	90—100	2—10	Камчия, Арда, горното течение на Тополница, горното течение на Осъм
Млада сицилийска (Милацка)	56—60	3—5	Тополница, Тунажа, (при Жребчево)
Тиренска	28—36	2—4	Искър и др.
Вюрмска (Монастирска)	15—18	2—8	Горна Марица, Бели Искър и др.
Неолитична (Ницка)	6—8	1—2	Много разпространена
Енеолитична (Балканска)	3—5	1—1,5	Много разпространена
Съвременна (заливна, пойма)	0,5—1	0,5—10,5 (покрай Дунав до 23,5)	Много разпространена

Забележки:

1. Измерването на относителната височина на терасите би трябвало да става от скалното дъно на реката на даденото място до скалната подложка на чакълите, които покриват терасата.

2. Мощността на чакълната покривка се установява със сигурност само по сондажен път, тъй като по периферията на терасата тя е частично смята, а откъм ската — покрита с делувиялен шлейф.

3. Не трябва да очакваме, че речните тераси ще се явяват непрекъснато по течението на една долина. Обикновено в даден профил те се явяват или от едната, или от другата страна, и то рядко в един и същ профил всички заедно.

4. ТЕРАСНИ КОМБИНАЦИИ В БЪЛГАРСКИТЕ ДОЛИНИ

Различните комбинации, под които се явяват кватернерните речни тераси в българските долини, могат да се използват за извличане на много ценни практически заключения. Чрез тях могат да се установяват локалните кватернерни радиални тектонски движения, свързани при положителен знак с по-интензивна ерозия, а при отрицателен знак — със засипване на ерозионните долини с алувиални седименти. Поради това кватернерните речни тераси могат да се използват с успех за установяване на мощността на съвременните алувиални седименти в речните долини. Това е един въпрос, който интересува живо строителството и особено хидротехническото, мелиоративното, пътното и железопътното строителство, подпомага търсенето на баластниери и т. н. Методът е бил прилаган многократно в Енергохидропроект и във всички случаи, когато прогнозата е могла да бъде проверена при строителството или със сондажи, се е оказвала много близка до действителното положение. Указания за този морфоложки метод за определяне мощността на съвременните алувиални седименти ни дава таблица 1—24.

Таблица 1—24

Терасна комбинация	Географско разпространение в България	Характер на тектонските движения през кватернера и мощността на алувиалната покривка в съвременните речни корита
1	2	3
1. Основна комбинация: всички тераси с относителната височина, дадена в табл. 1—23, се явяват по протежението на дадената долина	Южната част на Предбалкана, долината на р. Камчия, Източните Родопи, горното течение на Места и др.	Никакви диференцирани тектонски движения през кватернера. Мощността на съвременните алувиални седименти в речните корита е от 0 до 10 м в зависимост от ширината на речното корито. Основните скали се разкриват в най-тесните участъци, а в участъците с ширина до 1—1,5 км алувият достига до 8—10 м
2. Всички тераси имат относителна височина, по-голяма от посочената в табл. 1—23 „нормална“ височина, и то разликата при по-високите е по-голяма	Стара планина, централните части на Родопите	Интензивни възходящи тектонски движения през кватернера. Реките текат направо върху основните скали, които са покрити с 1—2 м едър чакъл само в по-големите разширения или пък над поройните конуси

Продължение		
1	2	3
3. Всички тераси с изключение на най-високата са налице и с „нормалната“ си височина	В някои котловини на Южна България	Както при основната комбинация
4. Налице са само вюрмските и по-младите тераси	В повечето котловини на Южна България	По-старите тераси липсват поради потъване преди вюрма. Обикновено по-младите тераси са врязани в алувий и затова съвременните алувиални седименти в речните корита се разполагат върху стар кватернерен алувий
5. Налице са само неотлитичната и по-младите тераси, и то с по-ниска относителна височина	Покрай Дунав и в някои котловини на Южна България	Интензивни потъвания до началото на холоцена, наличните тераси са изрязани в кватернерни седименти от плейстоцена
6. Липсват всички тераси с изключение на заливателната	В големите низини и котловини и в някои долини на Родопите (Доспат)	Интензивни негативни тектонски движения и до днес. В речните корита има над 25 м съвременни алувиални седименти, като често пъти мощността им достига до 65 м, а в отделни случаи е над 150 м. В повечето случаи те са придружени със заблатявания

Забележка. Морфоложният метод за определяне мощността на съвременните алувиални седименти в речните корита може да се прилага успешно само при условие, че се различават същинските епигенно обусловени кватернерни речни тераси от терасовидните форми на релефа, дължащи се на други фактори, например подсечени от главната река наносни конуси на нейните притоци; подсечени при меандрирането на реките собствени наноси; подсечени при меандрирането на реките делувиялни склонове — по долината на Росица под язовир Ал. Стамболийски; структурно обусловени заравнености, които в някои случаи могат да бъдат покрити и с чакъл, произхождащ от изветрели много по-стари конгломерати, и т. н., а също и на такива фактори, които могат да предизвикат явяване на по-мощни алувиални седименти (свладища, срутища, поройни конуси, които заприщват временно течението на дадена река) и пр.

5. МОРФОЛОЖКИ ЗОНИ В БЪЛГАРИЯ

Дадените дотук данни за факторите, които обуславят развоя на релефа в нашата страна, както и откъслечните данни за самия релеф показват съвсем ясно, че земеповърхните форми в България не са пръснати безразборно из цялата страна, а са групирани закономерно, и то главно във връзка с тектонската подялба на България. Ето защо ние можем да говорим за морфоложки зони в България, които отговарят до голяма степен на тектонските зони, без да съпадат напълно с тях, тъй като морфоложките зони са били повлияни до голяма степен и от младите тектонски движения през плиоцена и кватернера. Таблицата за тектонските зони в България взема под внимание почти изключително ефекта на алпийските тектонски движения върху структурата на България.

Таблица 1—25

Морфоложка зона	Обхват и морфоложка характеристика
1	2
А. Морфоложки зони в Северна България	
Крайдунавска зона а) Алувиална равнина	Редца от алувиални равнини покрай Дунав, насипани от самата река (Видинска, Арчарска, Цибърска, Козлодуйска, Островска, Карабоазка, Белецка, Бръшлянска, Силистренска)
б) Зона на свлачищата	От Дунавци (Видбол) до Силистра — стари и съвременни свлачища, които обхващат от Дунавци до устието на Искър лъса и неговата плиоценска и сарматска подложка, от Никопол до Русе — лъса и неговата кредна подложка и от Русе до Силистра — пак лъса и неговата плиоценска подложка
Севернобългарска равнина а) Западна част на равнината	На мястото на Гетската депресия — от Тимок до долното течение на р. Вит, между свлачищната зона на север и Предбалкана на юг. Плиоценска денудационно-седиментационна заравненост, препокрита на север от лъсови плата, пресечени от широки ерозионни долини на реките, които се стичат от Стара планина
б) Средна част на равнината	На мястото на западната част на Мизийската плоча, между долното течение на Вит и Дъбниците на запад и линията Тутракан—Горна Оряховица на изток. Представява плиоценска денудационна заравненост, а на ограничени места на север — и седиментационна заравненост; в близост с Дунав е препокрита от лъсови плата, а на юг се явяват пространни карстови плата с каньони на долините на реките, които се стичат от Стара планина
в) Източна част на равнината	На мястото на диагоналния вал в източната част на Мизийската плоча, между линията Тутракан—Горна Оряховица на запад и линията Толбухин—Мирово на изток. Има обширни пластови стъпала и изолирани плоски синклинални възвишения между дълбоките каньоновидни долини порали младите възходящи движения. В северната част има карстови плата, частично погребани под лъсова покривка
г) Приморска част на равнината	На изток от линията Толбухин—Мирово до брега на Черно море — на мястото на неогения черноморски залив. Представява регресионна сарматска повърхност, превърната между румънската граница и нос Калиакра, покрай брега на морето, в полегата повърхностна флексура чрез потъване на морското дъно. Потъването обхваща и част от сушата. Образуват се лимани (Шабла, Блатница и др.)

Продължение

1	2
Предбалкан	<p>От Михайловград на запад до Черно море на изток, между Севернобългарската равнина на север и северните склонове на Балкана на юг. Отговаря на предбалканската тектонска зона от автохтонни гънки. Състои се почти изключително от субструктурни формени комплекси: изоклинални гребени с антиклинални долини и синклинални възвишения между тях. Особено характерно е това състояние в развоя на релефа около Луковит—Ловеч—Севлиево—Елена и на север от Габрово, докато около Търново и Преслав са се запазили доста добре антиклиналите като структурни форми. Зоната се пресича от antecedентните долини на реките, които се стичат от Стара планина към Дунав. Към тези главни долини конвергира система от субсеквентни антиклинални и синклинални долини и по-млади консеквентни долини. Има голямо разпространение на карстови форми и карстова хидрография във връзка с варовиците от средния триас, малма и барема</p>

Б. Среднобългарски морфоложки зони, плод
на верижна епирогенеза

Стара планина	<p>От югославската граница до Черно море. Представява широк асиметричен антиклинорий, полегато наклонен към север и стръмно наклонен на юг. На места има скъсване на повърхностната флексура до образуване на разседи, които отделят този старопланински антиклинорий от задбалканския синклинорий. Значителното издигане на антиклинория е предизвикало интензивна денудация с образуване на твърдици (денудационни остатъци). Има дълбоко ерозионно разчленяване и се е образувала долинената мрежа на Камчия в източната част на антиклинория поради по-слабо издигане и наличие на по-неустойчиви скали (горнокреден и палеогенен флиш). Има консеквентни долини, насочени на север и на юг от главното било и само един antecedентен пролом — на р. Искър. Единичните грабенови котловини са вътре в антиклинория и имат неговото простирание (Ботевградско—Правешко—Етрополска котловина, Сонгурларска котловина и др.)</p>
Задбалкански котловини	<p>От югославската граница до Черно море, на юг от главното било на Стара планина, на север от Видлич, Люлин, Витоша, Лозенската планина, Средна гора и Странджа. Представява синклинорий, разкъсан от няколко напречни зони на издигане и понижаване, вследствие на което са се образували редица котловини: Софийска, Саранска, Камарска, Златишко-Пирдопска, Левскиградска, Казанлъшка, Твърдишка, Сливенска, Поляновградска, Айтоско-Бургаска. Потъването в централните части на повечето котловини продължава и до днес, като е свързано със заблатяване (Софийска котловина около р. Блато и р. Стари Искър; Камарска котловина; Левскиградска около с. Баня; Сливенско поле около Тунджа, лиманите около Бургас). Оформяването на синклинория е започнало през неогена, било е много интензивно през плиоцена, когато в Софийското поле и Казанлъшката котловина (около Тулово) са се образували плиткати плиоценски езера</p>

Продължение

1	2
Средногорие	<p>От югославската граница до Черно море, антиклинорий, представен от планините Вискяр, Люлин, Витоша, Лозенската планина, Средна гора, височините около Ямбол и на юг от Поляновград и северните части на Странджа, разкъсан на отделни части от напречните зони на потъване, които обуславят и заблътванията в съседните синклинории. Такива зони на напречно потъване отделят Западна от Източна Средна гора и последната — от плоските възвишения около Ямбол и Поляновград. Този антиклинорий в сравнение с антиклинория на Стара планина е бил много по-слабо издигнат и поради това повърхностните флексури, които го отделят от съседните синклинории, са се запазили (не се е дошло до разседни разкъсвания), а поради наличието на доста устойчиви на денудацията скали ерозионното разчленяване е много слабо. Антецедентните проломи на Искър, Тополица и Тунджа разкъсват антиклинория на отделни орографски единици.</p>

В. Южнобългарски морфоложки зони във връзка с мозаичната разломна тектоника

Котловини и полета по северния ръб на Родопския масив	<p>Радомирско поле, Палакария, Самоковско поле, Костенско поле, Горнотракийска низина. Всички имат асиметричен строеж. При всички южната планинска ограда е отделена със стръмни фасетиран разседни откоси. Лишени са от речни тераси (или са налице само най-младите). В повечето случаи реките образуват обширни блатисти равнини. Оформяването на тези котловини продължава и до днес. Те се отличават с обширни алувиални заравнености.</p>
Източна Маришка низина и Източни Родопи	<p>Имат ерозионен релеф, плод на дълготрайно въздействие на речната ерозия върху тектонски стабилен район. Епирогенният подем на района в края на плиоцена е причина за ерозионно разчленяване на плиоценската ерозионно-седиментационна заравненост. Този подем обуславя явяването на обширни плоски ридове</p>
Средни и Западни Родопи	<p>Високо издигнатите части на Средните и Западните Родопи се пресичат от четири неогенни денудационни заравнености:</p> <ul style="list-style-type: none"> а) Старомиоценска, запазена най-добре в най-северозападните части на Западните Родопи и на Баташки Снежник на около 1800 м б) Младомиоценска, запазена на обширно пространство около Персенк, Беглика, билото между Места и Чепино—Доспат, на около 1500 м, с обширна алувиална чакълна покривка в горното течение на Беглишка река. в) Понтийска, запазена във вид на обширни тераси по повечето от големите долини на около 1280 м, преминаваща на много места на юг от с. Доспат в обширни и мощни до 80 м чакълещи г) Левантийска, запазена на много места като тераса в по-големите долини, на различна височина — в централните части до 1100 м, а към северния ръб на планината до 440 м. <p>Има извънредно разнообразен микро- и мезорелеф, във връзка</p>

Продължение

2	2
Средни и Западни Родопи	<p>с големите разлики в изветряването на скалите, които изграждат Средните и Западните Родопи: риолитови плата със стръмни, вертикални откоси, мраморни терени с карстови форми, заоблени била в района на силикатните терени от кристалинния цокъл.</p> <p>На отделни места във връзка с младите разломи има типични разседни откоси: Доспат между Съряница и с. Доспат</p>
Рила и Пирин	<p>По-високо издигнатите в сравнение с Родопите стари денудационни заравнености са били почти напълно унищожени първо от интензивната ерозия и след това по време на младия плейстоцен (вюрма) — и от ледниците, които са заели почти всички речни долини над 2200 м в Западна Рила и над 2300 м в Източна Рила и Пирин. В по-големите долини тези ледници са стъпали много по-ниско — най-ниско в долината на Бели Искър на 1090 м, като са отлагали морени и са преоформявали релефа. Не по-малко интензивно преоформяване на релефа е настъпило след стопяването на ледниците, когато са настъпили огромни обрушвания и е започнало запълване на планинските езера, което е довело до тяхното цялостно или частично унищожаване. Всякакъв вид строителство в Рила и Пирин трябва да води сметка за наличието на ледниковите и следледниковите земеповърхни форми, които в повечето случаи са неблагоприятни за строителството</p>
Котловини по Струма и Места	<p>Разломяванията във връзка с тектонските процеси в Егейската област са предизвикали потъване на многобройни блокове през плиоцена. Те са били запълнени с плиоценски седименти. След повторни движения в края на плиоцена, а по места и по време на кватернера и до днес, плиоценските седименти са били подложени на интензивно размиване, във връзка с което са се получили плоски хълмове с много оврази и по-широки речни корита, покрити с чакълита: Кюстендилско поле, Кочериновско поле, Благоевградско поле, Симитлийска котловина, Мелнишко-Санданска, Разложка, Гоцеделчевска. При връзването на реките в плиоценските седименти са се образували много епигенетични проломи</p>

ЛИТЕРАТУРА

1. А ж г и р е й, Г. — Структурная геология, Москва, Госгеолиздат, 1956.
2. Б е л о у с о в, В. В. — Основные вопросы геотектоники, Москва, Госиздат литературы по геологии, 1954.
3. Б о н ч е в, Е. к. — Геология на България, София, Наука и искусство, 1956.
4. Г у м е н с к и й, Б. М. — Основы геологии для строителя, Москва, Госиздат литературы по геологии, 1949 г.
5. Ж и н ь ю, М. — Стратиграфическая геология, Изд. иностр. лит., Москва, 1952.
6. Л у ч и ц к и й, В. И. — Сокращенный курс петрографии, Москва, Углетехиздат, 1948.
7. Л у ч и ц к и й, В. И. — Петрография, т. 1, т. 2, Москва, 1949.
8. Методическое руководство по изучению и геологической съемке четвертичных отложений, Москва, Гос. научно-техн. изд. лит. по геологии, часть 1-ая и часть 2-ая, 1955.
9. Н а л и в к и н, Д. — Учение о фациях, Москва, Изд. АН СССР, часть 1-ая, часть 2-ая, 1956.
10. Основы на геологията на България, Годишник на Дирекцията за природни богатства, т. IV, 1946.
11. Ч а р ы г и н, М. М. — Общая геология, Москва, Госиздат нефт. лит., 1956.
12. Э д е л ь ш т е й н, Я. С. — Основы геоморфологии, Москва, 1947 г.

· II. ФИЗИКО-ГЕОЛОЖКИ ЯВЛЕНИЯ

Физико-геоложките явления, които се проявяват в наши дни върху земната кора, действуват с различна скорост, но крайният резултат от тях е един — значително изменение на нейното състояние, наблюдавано в момента. Тези изменения обикновено са неблагоприятни за инженерните съоръжения и трябва добре да се познават. Ето защо тук ще се спрем на по-характерните от тях, които се наблюдават масово у нас в България.

А. ПОВЪРХНОСТНА ДЕНУДАЦИЯ

Повърхностната денудация (повърхностният смив — на руски), която се извършва под действието на повърхностно стичащата се вода по склоновете, е крайно разнообразна, защото зависи от много фактори: а) скален състав на съответния район, б) климатични условия и главно количество, вид и разпределяне на валежите, в) морфографски и морфоложки условия и г) растителна покривка.

При това положение за интензитета на повърхностната денудация в нашата страна могат да се дадат само най-общи указания. Въпреки това те са все пак полезни, тъй като дават представа за скоростта на запълване на малките водоеми и откритите канали, за необходимостта от по-широки или по-тесни берми, за необходимостта от залесяване и др.

1. СКАЛЕН СЪСТАВ

Повърхностната денудация е най-интензивна при полускалните видове, главно мергелите и лиските, тъй като те изветряват най-бързо. Наложително е да се отбележи зависимостта между водопропускливостта на дадени скали и тяхната податливост на повърхностно денудирание: колкото водопропускливостта е по-голяма, толкова по-малко вода се стича по склона и толкова по-слаба е повърхностната денудация. Това личи най-добре при карстовите терени, льоса, пирокластитите и някои вулканити. Повърхностната денудация не е еднаква при един и същ вид скали с различна тектонска обработка при равни други условия: биотитовите гнайси в някои части на Родопите образуват стръмни скалисти откоси, по които повърхностната денудация практически отсъствува; биотитовият гнайс в съседство с Искърската дислокация в Плана и Лозенската планина е подложен така интензивно на повърхностно смиване, че са се образували делувнални насипи, мощни над 10-тина метра, които продължават да се натрупват неспирно и до днес. Явно е, че един открит канал, който би бил прокаран през тектонски нарушените биотитови гнайси, би трябвало да бъде придружен от достатъчно широка берма и дори от отточни канавки над канала.

2. КЛИМАТИЧНИ УСЛОВИЯ

Общо взето, годишната сума на валежите на дадено място е важна, защото по-големите количества ускоряват денудацията, но не по-малко значение има разпределянето на валежите през годината. Особено интензивна е повърхностната денудация в климатични райони с променлив климат (сух и влажен). Това ускорява изветряването и позволява въздействието на повърхностно течащата вода да проникне по-дълбоко. Обаче най-голямо значение има без съмнение интензитетът на валежите: краткотрайните поройни дъждове смиват в няколко часа повече материали, отколкото тихите дълготрайни валежи в течение на оставалата част от годината. Ето защо всички тези климатични особености трябва да се отчетат, когато се дава прогноза за интензитета на повърхностния смив.

3. МОРФОГРАФСКИ И МОРФОЛОЖКИ УСЛОВИЯ

Наклонът на склоновете играе също така решаваща роля. Голямо е и значението на експозицията. Склоновете с южно изложение се денудират по-бързо. В тяхната основа се натрупва повече делувий. Изобщо най-много делувий се събира в основата на тези склонове, които днес не се подмиват, а това са горните ръбове на речните тераси, които по тази причина се покриват с мощни делувиялни шлейфове. Те трябва да се имат винаги предвид при проучване на площадки, които се разполагат върху речни тераси. Старите речни чакъли, които са тъй удобни за фундаране и които се търсят поради това от проектантите, се намират толкова по-плитко до повърхността, колкото повече се отдалечаваме от склона и отиваме към ръба на терасата.

4. РАСТИТЕЛНА ПОКРИВКА И РАЗОРАННОСТ НА ПОЧВИТЕ

Огромна е ролята на растителната покривка за забавяне на повърхностната денудация. Гъстите високостъблени гори могат да я спрат почти напълно, по-слабо противодействуват редките гори без подлес и горска тревна покривка (келави гори), добре противодействуват гъстите ливадни тревни покривки. Обратно, особено се улеснява повърхностната денудация при разораване на даден склон и поради това като първа стъпка към ограничаване на повърхностната денудация трябва да се препоръча спиране на разораването на склоновете, като след това се премине към по-скъпата и изискваща повече време мярка, за да се прояви действието ѝ — залесяването.

Б. ЕРОЗИЯ И АБРАЗИЯ

Ерозионната дейност на реките днес представлява в много случаи значителна проблема при строителството. Ето защо понятието ерозия се нуждае от уточняване.

Трябва да отбележим преди всичко, че много често съвсем неправилно всички процеси, които се извършват под въздействието на външните сили, и особено повърхностната денудация, се означават като ерозия. Желателно е този термин да се запази само за разрушителната дейност на концентрираните водни токове, т. е. на реките. При това може ясно да се различат два вида ерозия: дълбочинна ерозия, която се проявява само в удължаване на коритото на реките, и странична ерозия, която се проявява в разрушаване на бреговете.

И едната, и другата ерозия се извършват както пряко от водата, така и от носения от водата скален материал, който действа като пила върху скалите под и около коритото на реката.

Интензитетът на ерозията зависи от характера на скалите и от разрушителната дейност на водата. Тъй като последната от своя страна зависи главно от наклона на реката, явно е, че всяка промяна в нивото на коритото в долното течение, т. е. в ерозионния базис, ще се отрази по един или друг начин върху разположените по-горе участъци на същата река. Трябва да се отбележи, че всяка точка по течението на една река представлява ерозионен базис за всички по-високо разположени от нея точки. Това обстоятелство не трябва да се забравя при създаването на водохранилища, тъй като те променят значително ерозионната дейност на реките, които се вливат в дадено водохранилище.

Три частни случая при ерозионната дейност имат специално значение за инженерната геология и ще бъдат споменати накратко.

1. Ерозионна дейност на късите речни прийоци в несвързани и полусвързани седименти, при която се получават дълбоки оврази с почти отвесни стени (при водопропускливи скали, например чакълите и пясъците на плиоцена в Санданско, Гоцеделчевско и др.) или долини с много неправилна форма на склоновете поради свлачища (при глинни и седименти с глинести прослойки). Скоростта, с която се развиват овразите, е значителна и трябва да се има предвид при полагането на инженерни съоръжения близо до тях.

2. Ерозионна дейност на по-големите реки върху склонове, изградени от здрави скали, при което се получават често пъти подмивания и малки обрушвания.

3. Ерозионна дейност на големите реки върху собствените им седименти при пълноводие и високи води, при което се получават бързи внезапни изменения в положението на речните корита. Следователно при проучване на мястото за едно съоръжение в дадена долина трябва да се внимава не само дали мястото се залива, но дали наносите няма да бъдат отнесени при по-високи води чрез подкопаване. Типичен е случаят с р. Камчия при с. Аспарухово, застрашаваща с размиване незаливната тераса, върху която се разполага един от стълбовете на далекопровода 110 kV Поляновград — Левня. Първоначално стълбът се е намирал на 80 м от брега, на края на 1955 г. е бил само на 53 м с тенденция това разстояние да се намали още повече през следващите години. Друг характерен случай е дейността на р. Арда при Кърджали. Тук размиването на брега, съставен от холоценовски, предимно пясъчливи наноси на самата р. Арда, стана причина за разрушаване на два от водоземните кладенци на Оловно-цинковия завод.

Абразионната дейност на морето у нас не представлява особена проблема, както например в други страни, като Англия, Холандия и др., и затова няма да се спираме на нея.

В. СРУТИЦА И СВЛАЧИЩА

Често пъти по време на инженерно-строителната дейност на човека се получават по-стръмни откоси (пътни и железопътни траншеи и др.), които се придружават понякога с появяването на движения на земните маси. Причините за тези движения под действието на гравитацията се крият в преодоляване на съпротивлението срещу срязване в редица точки на скалния масив. Поради това част от този масив, ограничена от някаква плоскост, започва да се хлъзга по тази плоскост върху неподвижната, устойчива скална маса.

Абразионната дейност на моретата и езерата и ерозията на реките, които се връзват в даден земнокорен блок и увеличават наклона на склоновете, стават също така често пъти причина за пряко въздействие на гравитацията върху скалните маси, като предизвикват тяхното бързо движение. Според характера на това движение се различават срутища и свлачища.

Свлачищата се делят на съвременни (по-рядко има и съвременни срутища), които се развиват днес, и стари (особено често има стари срутища), образували се през геоложкото минало. Последните могат винаги да „оживеят“, тъй като земни маси, които са били подложени един път на срязване, след това по-лесно се срязват, отколкото земни маси, които не са били подлагани на срязване. За инженер-геолога е важно обаче да различава не само съвременните и старите свлачища и срутища, но и терените, където такива явления още не се наблюдават, но в които съществуват благоприятни за това условия и биха могли да настъпят в близко време. В таблица 2—2 са дадени безезите, по които може да се съди за опасността от появяване на свлачища и срутища в даден район.

Г. ПРОПАДАНЕ

Льосът и някои льосовидни седименти, означавани като „макропорьозни“, имат лабилна структура и при по-обилно водонасищане се слягат много бързо, а при натоварване — дори катастрофално. Водата, проникваща в льоса, разтваря част от солите, с което се отслабват до известна степен връзките между частиците. Свързана първоначално от колоидната част и хумуса на льоса, който винаги има известно количество равномерно разпределен хумус, водата се поема след това и от порите, докато започне да намалява кривината на менискусите и по-нататък да разединява частиците. По този начин връзките още повече отслабват, триенето и сцеплението намаляват и общият комплекс може да заеме по-плътното положение. Този стремеж към уплътняване се обяснява и с природната недоуплътненост на льосовите поради техния еоличен произход. Обстоятелството, че едрите макропори не се разрушават вапълно, се обяснява със сводовото действие на уплътнената вече околоръстна маса. Ясно е, че при същото положение, когато льосът е натоварен, той ще дава още по-големи и по-бързи провадания, наричани и с руската дума провадка. При водопрускащи съоръжения за една година провадането във вертикална посока може да надмине 1 м на площ с радиус до 20—25 м.

Инженерногеоложка класификация на гравитационните движения на скалните маси по склоновете
(предимно по Г. С. Золотарев)

Вид на движението	Основни фактори, които предизвикват или подпомагат движението	Кратка характеристика	Главни мерки за борба
I. Срутища (бързи, често пъти катастрофални движения на големи скални маси и на отделни блокове)			
<p>Обрушване на здрави и рохкави скали.</p> <p>1. Смъкване на скални масиви с надробяване по време на смъкването (срутища)</p> <p>2. Смъкване на отделни блокове (обрушване)</p> <p>3. Сипеи</p>	<p>а) Изветряване на скалите при стръмни склонове</p> <p>б) Голяма стръмнина и височина на склона</p> <p>в) Напуканост на скалите</p> <p>г) Сейзмични удари</p> <p>д) Подмиване, особено при наклон на пластове и на главните пукнатини към долината</p> <p align="center">Също</p> <p align="center">Също</p>	<p>Срутената на един път скална маса се състои от едни блокове с трошляк и землеста маса между тях с доста големи и малки кухини, особено при по-пресните срутвания. Движение на срутените маси по равна плоскост. Срутванията не се повтарят, освен в случаите, преобладаващи към свлачищата. Могат да се смятат за стабилизирани терени освен при хидротехнически съоръжения, които довеждат срутищата в допир със заварени водни маси или могат да се очакват навлажнявания от канали или тунели</p> <p>Движение по плоскост</p> <p>Натрупват се постепенно</p>	<p>1. Да не се подсичат и да не се овлажняват, когато един път са се образували</p> <p>2. Да се внимава при подсичането на скатове, особено при наклон на пластове и на главните пукнатини към долината, за да не се образуват нови срутища</p> <p align="center">Също</p> <p align="center">Също</p>
II. Свлачища (скоростта на движение и дълбочината, до която достигат, са различни, предимно бързи движения по циклоида със срязване; развиват се в различни формации, но предимно в глинести)			
<p>4. Свлачища-срутища</p>	<p>а) Изветряване и образуване в пукнатините и диастромите на овлажнена глинеста смазка, по която започва откъсване на скалния блок</p> <p>б) Стръмен склон с наклон на пластове и главната пукнатинна система към долината</p> <p>в) Сейзмични удари</p>	<p>Движение по плоскост, в началото на цялата скална маса, която по-нататък се надробява на отделни късове</p>	<p>1. Ограничаване достъпа на повърхностните и подземните води чрез канавки и дренажи</p> <p>2. Избягване на подсичанията</p>

Продължение

Вид на движението	Основни фактори, които предизвикват или подпомагат движението	Кратка характеристика	Главни мерки за борба
5. Свладища-навлаци	<ul style="list-style-type: none"> а) Интензивни вертикални тектонски движения с различен знак б) Стръмен склон в) Сензвични удари г) Подземни води, подморящи леглото на свладището 	<p>Състоят се от здрави цялостни скални масиви с големи размери — много милиони м³, които са се движели по плоскост с ограничен, дори минимален наклон. В много случаи дават вид на навлаци, обусловени от тангенциален тектонски натиск</p>	<p>Стари явления, при които са изключени оживявания и не са необходими никакви предпазни мерки</p>
6. Свладища-потоци	<ul style="list-style-type: none"> а) Изменения на консистенцията при овлажняване с атмосферни, подземни и технически води б) подмиване долния край на свладищния поток в) унищожаване на растителната покривка г) допълнително натоварване на горната част на склона д) стопанска дейност на човека 	<p>Имат формата на ледник, с негативна циркусоподобна форма на горния край, с почти отвесен откос откъм здравия скат. При бързо движение се образуват блата, а при много големи свличания дори и езера. Надолу следва езикът на свладището с многобройни напречни пукнатини и вторични стъпала, а най-отдолу има издуване. Движение по циклоида на импулси, с непрекъснато подновяване на движението, особено когато свладището се подмива от река или се подсича изкуствено. Размери от няколко десетки метра до няколко километра, обикновено отношението на дължината спрямо ширината и дълбочината е 6:3:1. Наклонът, при който започва свличането, зависи от естествения откос и ъгъла на вътрешното триене, както и от наличието на филтриращи пластове, позволяващи овлажняване на оставащата маса.</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. Ограничаване достъпа на повърхностни и подземни води чрез канавки и дренажи 2. Ескарпиране за намаляване на товара 3. Заглаждане на създадените при свличането неравности с оглед да се ограничи натрупването и инфилтрирането на повърхностни води 4. Залесяване с дървесна растителност с дълбоко проникващи корени (при малки и плитки свладищни потоци) 5. Електрохимическо укрепяване 6. Ограничаване подмиването и избягване на изкуственото подсичане

Продължение

Вид на движението	Основни фактори, които предизвикват или подпомагат движението	Кратка характеристика	Главни мерки за борба
III. Солифлукция (бавни движения с плитък захват и голям обхват)			
7. Масово почвотечение	а) Изменение на консистенцията (разкисване) при преовлажняване от атмосферните води б) Раздробяване на материала и разрушаване на структурните връзки при замръзване и размръзване, при изсъхване и намокряне и под действието на корените на растенията и животинските организми	Бавно движение, на малки скокове през влажните сезони; повърхностните части се движат най-бързо, в дълбочина движението заглъхва постепенно. Обширен обхват, без ясни граници, поради постепенен преход към незасегнатите части на склона	1. Ограничаване достъпа на повърхностни води чрез канавки и отстраняване на подземните води с дренажи 2. Електрохимическо закрепване 3. Ограничаване на подмиването и избягване на изкуствено подсичане
8. Движение на отделни каменни блокове (каменни морета, куруми)	а) Колебания на температурата б) Овлажняване на подложката	Движението се извършва по оголените склонове и при наклон дори само 5—6°	Изчистване на склона от бавно движещи се блокове

Причина за свлачища

Таблица 2—2

Постоянно действащи фактори	П о в о д
1	2
<p>I. Промени във физическите свойства на земните маси</p>	<p>1. Намаляване на кохезията между отделните частици на земната маса и на ъгъла на вътрешното триене. Големините на тези два показателя могат да се променят заедно или поотделно в зависимост от следните явления:</p> <p>а) Увеличаване на водното съдържание (поради валежи или снеготопене).</p> <p>б) Разтърсване (гиксотропия) при земетръс, движение на събщителни средства, лавини, обстрелване.</p> <p>в) Температурни промени и свързаната с тях промяна във вискозитета на водата.</p> <p>г) Промяна на обема поради замръзване, разтопяване и др. Тези промени са тясно свързани със смяната на сезоните през годината. Свличания и срутвания настъпват най-често при резки промени на времето в началото на пролетта.</p> <p>2. Явяване на пукнатини в скалите вследствие на термично въздействие или на земетръс</p>
<p>II. Промени в химическите свойства на земните маси</p>	<p>1. Във връзка с изветряването на почвата се образуват глини, които имат значително по-други физически свойства в сравнение със скалите, от които произхождат</p> <p>2. Поради колебания на нивото на подземната вода настъпват химически промени, водещи до промяна на физическите свойства на земните маси в зоната на колебанието</p>
<p>III. Промени в натоварването на земните маси</p>	<p>1. Полагане на нов товар</p> <p>2. Намаляване на хидростатичното налягане, например промени във водния подем поради понижаване на водното ниво</p> <p>3. Настъпване на хидродинамични процеси поради понижаване на нивото на грунтовата вода</p> <p>4. Увеличаване на собственото тегло на земните маси поради установяване на вода над нормалното ниво на грунтовите води</p> <p>5. Чрез намесата на човека, например при експлоатация на карниерни материали или нерудни и рудни изкопаеми</p>

Таблица 2—3

Геоложки причини за появяване на свлачища и срутища

Геоложки признаци	Описание на опасността
1	2
Елементи на залягане на пластовете	<p>1. При хоризонтално и субхоризонтално залягане на пластовете има съвсем малка опасност, и то при редуване на глинести пластовете с водопроникуеми пластовете</p> <p>2. При наклонено положение, ако пластовете западат към ската, няма никаква опасност, но ако имат наклон, успореден на наклона на ската, има много голяма опасност. В последния случай свличането е неминуемо при наличие на глинести прослойки в пластовата задруга. (Срутищата около Лакатник се дължат на водопроникуеми пластовете от средния триас, лежащи върху глинест рьо.)</p> <p>3. При вертикално разположение на пластовете опасността е също минимална</p>
Тектонска обработка	<p>Колкото скалните маси са по-напукани под влиянието на тектонските движения, толкова по-лесно се поддават на свличане и срутване. Обикновено едро напуканите скални маси образуват срутища, а колкото тектонската обработка е по-силна, толкова по-ясно са изразени свлачищата, особено във връзка с по-широките милонитни зони. Ето защо разломите дори и в най-здравите кристалини скали в Южна България се маркират от редица свлачища</p>
Геоложка възраст на скалите	<p>По правило колкото по-млади са дадени седиментни скали, толкова по-слаба е тяхната диагенеза и толкова по-лесно се поддават на свличане при промените, описани в таблица 2—2. В България положението е следното:</p> <p>1. <i>Кватернерни седименти.</i> От тях делувиялните седименти (склоновите наноси) се поддават най-лесно на свличане, особено когато се разполагат върху по-стръмен склон, изграден от водонепроникуеми скали. Тогава настъпва натрупване на вода през влажните сезони между делувия и скалната подложка. Такива свлачища са често явление, но имат малък обхват, който е обусловен от мощността на делувия</p> <p>2. <i>Плиоценски седименти.</i> Обикновено те са субхоризонтални, но поради това, че на много места съдържат мощни глинести прослойки с водопроникуеми пясъци помежду им, в терени, изградени от тях, на много места в страната се наблюдават свлачища, особено при по-големи ерозионни подрези: покрай Дунав (където фактор за проявяването им е натрупването с мощни льосови маси), Софийско, Източният Маришки басьейн и др.</p> <p>3. <i>Сарматски седименти.</i> Обикновено са субхоризонтални, но въпреки това при по-големи подрязвания дават едни от най-големите свлачища поради наличието на пясъчни водоносни хоризонти, особено покрай Черно море и Дунав (Златните пясъци, Балчик)</p>

1	2
	<p>4. <i>Олигоценски седименти.</i> В много случаи те са интензивно дислоцирани и във всички случаи, когато се състоят от глинести пластове, дават начало на бавно пълзящи и плиткни, но с голям обхват свлачища: около Бистрица и Железница и с. Кокаляне — Софийско, много по-рядко такива свлачища има в Родопите, където олигоценът е представен от конгломерати</p>
	<p>5. <i>Еоценски седименти.</i> На места в Източна Стара планина, където те се състоят от глинести наслаги, има плиткни свлачища със значителен обхват</p>
	<p>6. <i>Горнокредни седименти.</i> Те не дават никъде в България свлачища, тъй като се състоят от здрави варовици и пясъчници и други устойчиви скали</p>
	<p>7. <i>Аптски пясъчници.</i> В Северна България обикновено те са слабо денивелирани и дават на много места свлачища и срутища с голям обхват (в Североизточна България и Врачанско) поради наличието на глинести и мергелни прослойки в пясъчниците, които са водопроницаеми по пукнатините.</p>
	<p>8. <i>Неокомски мергели.</i> В Северна България те, а на места и намиращият се под тях титонски флиш често дават малки по обхват свлачища</p>
	<p>9. <i>Горнолиаски-долнодогерски глинести лиски.</i> В Северна България при наклон на пластове към долините те дават малки по обхват свлачища</p>
	<p>10. <i>Ръбът на хоризонт на долния триас.</i> Въпреки незначителната му мощност, когато е налице и най-малък наклон към долината, той предизвиква огромни обхващащи няколко квадратни километра срутища. Особено характерни са срутищата при Лакатник и на запад от Лакатник и около стария тунел № 12</p>
	<p>11. <i>Долготриаски пясъчници.</i> На места съдържат прослойки от червени глинести пясъчници, които при подходящ наклон към долината дават значителни по обем срутища</p>
	<p>12. <i>Пермски седименти.</i> Те са, общо взето, устойчиви</p>
	<p>13. <i>Карбонски седименти.</i> В Западна Стара планина и Краището те съдържат доста аргилошистови прослойки, които освен това винаги са интензивно тектонски обработени. Ето защо дават начало на значителни по обем свлачища, които добиват грандиозни размери на местата на по-големите дислокации</p>
	<p>14. <i>Силурски лиски.</i> Когато са по-интензивно тектонски обработени, дават едни от най-големите свлачища в България: свлачището на североизток от Своге при махалата Езеро, свлачищата под вр. Грохотен и др.</p>

Продължение

1	2
	<p><i>15. Кристалинните скали, включително и масивните скали, представляват сами по себе си много устойчив терен, в който не би трябвало да се очакват никакви свлачища. Въпреки това на много места в Родопите, по-рядко в Рила и на някои други места има свлачища и в кристалинни терени, на местата на по-значителни дислокации и по-специално на местата, където се кръстосват две дислокации с по-широки смлени зони. Типични примери: Свлачището по пътя Ардино — Рудозем при ВЕЦ Бели извор, свлачището над с. Слащен, Гоцеделчевско; огромни свлачища в кристалина се образуват по десния бряг на р. Кричим между местностите Тешел и Забрал</i></p>

Явно е, че подобни явления може да имат катастрофални последици за инженерните съоръжения и поради това въпросът, дали даден макропоръозен седимент подлежи на пропадане, представлява много голям практически интерес и трябва да получи във всеки конкретен случай еднозначно разрешение. То би могло да се получи било по пътя на лабораторно проучване на макропоръозния материал, било чрез внимателни огледи на терена.

Изчисленията, които се извършват при наличието на лабораторни данни или на опитни натоварвания, са посочени в глава IV на настоящия наръчник.

Наблюдението на лъсовата повърхност около проучваното място ни улеснява с това, че като установим естествени пропадания на лъса, ние можем със сигурност да смятаме, че ще настъпят пропадания и под влияние на минимален товар, ако не се отстрани напълно възможността от подмокряне.

Д. СУФОЗИЯ

Терминът е създаден в 1898 г. от видния руски геолог А. П. Павлов и е означавал първоначално химическото разтваряне на част от скалите под действието на протичащата през тях вода, при което се получава обрушване на разположените отгоре скални маси. По-късно понятието суфозия се разпростира и върху извличането на скални частици по механичен път под действието на подземните води, а днес със същия термин се означава само последният процес, докато химическото разтваряне на скалите се означава като корозия. Нерядко, разбира се, двата процеса могат да вървят заедно.

Извличането на скални частици по механичен път, т. е. суфозията, се извършва само при съдействието на хидродинамичен напор и при дадена минимална скорост на подземния воден поток, наричана критическа скорост. Тя е различна в зависимост от едрината на скалните частици и обстановката, сред която се намират подлежащите на извличане частици. Така най-лесно се извличат фини глинести частици, разположени в широки пукнатини, при наличие на подземен воден поток с определена минимална скорост. При това положение е явно, че с увеличаване на скоростта на подземния воден поток, например чрез създаването на изкуствен воден напор, суфозията може да се появи там, където преди това не е била налице, или пък да бъде ускорена съществуващата суфозия. Дори и най-малката проява от този род крие в себе си големи опасности за стабилитета на инженерните съоръжения, тъй като, особено при допълнително натоварване, може да предизвика недопустими за бетонните съоръжения слягвания.

Практическо указание за наличието на суфозия може да се получи по време на опитните водонагнетявания, например когато в процеса на нагнетяването вместо постепенно намаляване и стабилизиране на водопоглъщането при един и същ напор се по-

лучи увеличаване на разхода, а още по-сигурно указание имаме, когато се наблюдава нагнетяваната вода да излиза от някоя пукнатина размътена. Една от основните задачи на противифилтрационните завеси при високите водоподдържащи съоръжения е именно да намали хидродинамичния напор и ограничи възможностите за появяване на суфозия.

Засилване на суфозията може да настъпи не само във връзка с увеличаване на хидродинамичния напор, но и чрез създаване на изкуствени условия за постоянно поддържане на нормалния хидродинамичен напор, например чрез постоянно подмокряне на даден скален масив около някой преливник или около някой водопропускателен канал. Особено типичен е случаят с аварията на втоковото съоръжение на напорния тръбопровод на ВЕЦ „Тито“ при с. Кралевац, Далмация, най-голямата хидроцентрала в Югославия до 1950 г. Поради несполучливо поставяне на преливника до самото съоръжение и почти непрекъснатото му функциониране глинестата запълнка в пукнатините на карстовия блок, върху който е било разположено съоръжението, е била промита и скалните блокове са се разместили с около 3 м. Това е било достатъчно през 1947 г. да се цапука цялото бетоново съоръжение и да спре експлоатацията му за доста дълъг срок.

Срутването на малката водна централа над гр. Банско се дължи също така на промиването на чакълно-пясъчния нанос от преливащи води през преливника до централата.

Особен начин на проявяване на хидродинамичния напор във водонаситени ситнозърнести пясъци и тини, което представлява своеобразен суфозионен процес, е протичането на фините пясъци и тините, когато се увеличи по един или друг начин хидравличният градиент, например при направа на изкоп за построяване на инженерно съоръжение, при направа на шурф или шахта, при пробиване на сондажен отвор и др. При сондиране по време на проучвания в Крайдунавската низина такива водонаситени фини пясъци и тини нерядко са запълвали сондажните отвори и затруднявали сондирането.

Е. КАРСТ

Карстовият терен или, както се казва накратко, карстът се характеризира със значителна водопроницаемост на скалите, от които е изграден, поради вторично, получено по химичен (корозионен) път, разширяване на диаклазите и диастромите и се придружава от специфичен за него повършен и подземен релеф. Поради голямата водопроницаемост на карстовите терени за хидротехническото строителство те представляват специален интерес, като играят в повечето случаи отрицателна роля. Особено при създаване на водохранилища геологът трябва да бъде винаги наясно дали в съответното поречие не се намира карст. Това не е трудно да се установи, тъй като карстът е привързан към точно установени скални типове.

1. СКАЛИ, КОИТО СЕ ПОДДАВАТ НА ОКАРСТЯВАНЕ

а) Карбонатни скали

Варовици, обикновени и кристалини (мрамори), CaCO_3 . Окарстването им върви бавно, но поради много голямото им разпространение играят най-голяма роля за явяване на карстови терени. С тях са свързани най-типичните и най-обширни карстови райони у нас и по света.

Доломити, $\text{MgCa}(\text{CO}_3)_2$. Окарстването им върви малко по-бавно, отколкото при варовиците и поради това в някои случаи доломитните хоризонти в карбонатните седиментни задруги са водоупорни.

Магнезит, MgCO_3 . Има много ограничено разпространение и практически не играе никаква роля за явяване на карстов терен.

Сидерит, FeCO_3 . Има много ограничено разпространение и практически не играе никаква роля за явяване на карстов терен.

б) Сулфатни скали

Гипс, $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$, анхидрит, CaSO_4 . У нас имат ограничено разпространение и не са свързани с явяване на карст. В чужбина при формации, в които има по-мощни гипсови прослойки, се явяват типични карстови форми.

Всички останали сулфатни минерали и скали имат още по-ограничено разпространение и практически нямат никакво значение за развитието на карст както у нас, така и в чужбина.

в) Халогенни скали

Каменна сол (халит) NaCl. Навсякъде, където се явява в по-големи маси, образува типични за нея карстови форми, включително и в горните части на солните щокове както този при Мирово у нас.

Забележки. 1. Лъсът с неговото естествено пропадане, което няма нищо общо със същинския карст, често е бил смятан за подаглив на окарствяване. Поради това е възприето образуваните при пропадането негативни форми да се означават като псевдокарст.

2. Някои вулканогенни скали, например риолитите, са доста водопропускливи и при тях се говори понякога за полукарст. Поради липсата, на каквато и да е генетична връзка между пукнатините във вулканогенните скали и кухините в карбонатните и сулфатните скали, желателно е да се избягва да се говори за полукарст във вулканитите.

2. ВИДОВЕ КАРСТ

Холокарст — типичен карст. Образува се почти изключително в чисти варовикови масиви. Отличава се с наличието на всички повърхностни и подземни карстови форми и се наблюдава при малък наклон на топографската повърхност. Има почти пълна инфилтрация на валежните води.

Мерокарст — нетипичен карст. Образува се в нечисти варовици и други карбонатни и сулфатни скали. Никога не притежава всички типични повърхностни и подземни карстови форми. Инфилтрацията на валежните води никога не е пълна.

Удавен карст — може да бъде холокарст или мерокарст, който по тектонски път се е озовал под нивото на подземните води и поради това е изпълнен от тях. Подлежи на постепенно затлачване.

Засипан карст — затлачен, поради изпълване на пукнатините и каналите с калцит и резидуална глина. Привидно безопасен от филтрационна гледна точка, обаче винаги трябва да очакваме, че се намират и незапълнени канали, както и канали, които може с течение на времето да се отворят отново. Ето защо не трябва да се доверяваме на затлачването.

3. ФАКТОРИ, КОИТО ОБУСЛАВЯТ ХОДА НА ЕВОЛЮЦИЯТА НА ХИДРОГЕОЛОЖКИТЕ ОТНОШЕНИЯ В КАРСТОВИТЕ ТЕРЕНИ

Таблица 2—4

Фактори	Какво отражение имат върху еволюцията
1	2
1. Основни фактори а) Петрографско-фациални особености на скалите	Доломитът се окарства по-бавно и забавя процеса. Същото се отнася и за неваровитите прослойки, но дори силикатни интеркалации, мощни и до 50 м, не са в състояние да отделят карстовите води на една варовита маса от водите на друга варовита маса
б) Характер и размер на пукнатините	При варовиците пукнатините са по-широки, отколкото при доломитите и поради това много повече пукнатини във варовиците са водопропускливи, отколкото в доломитите

Продължение

1	2
в) Дебелина на диастромите	По-дебелите диастроми предизвикват еднопосочна анизотропия в карбонатните масиви по отношение на окарствяването, което върви много по-бавно по посока, перпендикулярна на диастромите
г) Количество на общата маса на скалата	Тънките карбонатни интеркалации в силикатните скали и малките карбонатни маси се карстифицират по-бавно в сравнение с големите карбонатни маси
д) Тектонско разпределяне на скалните маси като резултат на някогашни, по-стари тектонски движения	Една стара тектонска форма — някой дълбок грабен или дълбока синклинала от силикатни скали в средата на карстов терен или някоя антиклинала или хорст с водонепропусклива ядка, са в състояние да послужат като пълна или частична преграда за подземната карстова вода. След като запълни кухините в карбонатния блок, карстовата вода избива на повърхността във вид на карстови извори, блата или езера (водата на Искрецкия карстов извор е подпряна от люспа от водонепропускливи силурски лиски, водата на Златна Панега — от мергелите на несома в бедрото на Тороската синклинала и т. н.
2. Динамични фактори	
а) Пликативни движения	Съвременните пликативни движения се проявяват на много малко места и поради това играят много ограничена роля
б) Радиални движения	Играят най-голяма роля за явяването на дадено място на карстова вода с общо водно ниво. Наскоро станало или продължаващо и до днес издигане не позволява натрупването на карстова вода и затруднява окарствяването извън главните канали (карстът на карстовия извор Клептуза при Велинград). Обратно, наскоро станало или продължаващо потъване предизвиква образуване на карстова водна маса в удавената система от карстови кухни — водата блика от линейно разположени карстови извори в най-дълбоките долини на нивото на речното корито (р. Кричим над местността Забрал). При потъване окарствяването е с тенденция да се разшири латерално
3. Външни фактори	
а) Количество на подземно протичащата вода	При по-голямо количество подземна вода и при еднакви други условия окарствяването протича по-бързо; при еднакво количество при по-голям наклон и по-голяма скорост на водата окарствяването протича по-бавно
б) Режим на подземно протичащата вода	Колкото е по-постоянен режимът, толкова е по-бързо окарствяването. При наличие на засухи през годината може в периодично използваните канали да се предизвика отлагане на CaCO_3 , с което да се предизвика прекъсване в развоя им на дължина и встрани
в) Температура на подземно протичащата вода	При по-висока температура на водата поради ниския вискозитет и възможността ѝ да проникне и в най-тесните пукнатини на карбонатната маса окарствяването върви по-бързо
г) Растителна покривка	Ускорява окарствяването, тъй като увеличава агресивността на карстовата вода чрез отделянето на хуминови киселини и CO_2

4. РАЗПРОСТРАНЕНИЕ НА КАРСТОВИТЕ ТЕРЕНИ В БЪЛГАРИЯ

Наблюдава се значително съвпадение между разпространението на карстовите терени в България и тектонските райони в страната. Ето защо карстовите райони в нашата страна най-лесно биха могли да се систематизират, като се разгледат по тектонските зони, дадени в таблица 1—21.

1. В обсега на родопския кристалин карбонатните терени са били силно окарстени само там, където не са били засегнати от интензивни навличания: Добрушански мраморен блок на югоизток от Асеновград, мраморният блок на юг от Забрал (Девин), карстът при Беглика и оттук по посока на Клептуза (Велинград). Обратно, огромните мраморни маси на Среднородопския навлак никъде не са дали типични карстови терени.

2. Средногорieto се отличава с много ограничено разпространение на карстови терени с карстови води. Това е свързано не само с преобладаващото на вулканитите и пирокластите, но и с наличието на интензивно люспуване, което във всички случаи е пречка за оформяване на по-големи карстови терени с карстова вода: почти всяка повърхност на люспуване с глинестата замазка, която винаги я придружава (без оглед, дали е първична, или от тектонски произход), се явява като дълготрайна преграда за движението на карстовите води.

3. В Западна Стара планина с нейните антиклиналноподобни подувания слабо денивелиране на мезозойските седименти има повече карстови терени, отколкото в Средна и особено в Източна Стара планина, където флишът е съвсем неподходящ за окарстване, а средният триас и мастрихтът заемат съвсем ограничени пространства (Искрецки карст, карстът на Лакатнишкия извор в Западна Стара планина).

4. Предбалканът със слабо дислоцираните платформени карбонатни седименти е зоната на типичния карст и карстови води, които преминават от един речен басейн в друг и в трети в посока, паралелна на отделните структури (вода от Осъм във Вит, от Вит в Панега) и на цялата структурна зона, текал напреки на антецедентните долини.

5. Мизийската плоча с нейните още по-слабо денивелирани платформени карбонатни седименти е зоната на най-типичния карст с карстови, и то грунтови води: карстът по средното течение на Осъм около селата Ъглен и Садовец, около средното течение на Осъм (с. Деветаци), около средното течение на Янтра (Дряновският извор, с. Михалци и пр.), карстовите води в аптските варовици на северната част на Българска Добруджа, карстовите води във валанжа на източната част на Българска Добруджа с най-големите у нас карстови извори при с. Девня, дебит 3 м³/сек, карстовите води в сарматските варовици в същата част на Добруджа.

6. Гетската депресия на българска територия се очертава ясно като тектонска зона, изградена от млади кластични седименти, в които не е можело по начало да се образува карст с карстова вода.

Карстови терени се намират освен това в Странджа около Малко Търново и в Западна България около с. Земен.

Като вземем предвид само Балканидите и тяхното предземие, наблюдаваме постепенно увеличаване на карстовите терени и на съдържащите се в тях карстови води от Средногорieto към Мизийската плоча. Това се дължи на две обстоятелства.

1. Увеличаване на процентното участие на карбонатния фациес по посока от същинското геосинклинално корито към плиткостите на подземието.

2. По-слаба тектонска обработка на седиментите по посока от геосинклиналата към предземието.

Ж. СЕИЗМИЧНОСТ

Разрушенията, които земетръсните прояви предизвикват в някои части на България, налагат прилагане на антисейзмично строителство. В основата на това строителство е познаването на разрушителната сила на сеизмичните вълни изобщо и конкретно на интересувашото ни място. От сеизмичните вълни най-голямо значение за строителството имат надлъжните и по-специално ускорението на земните частици напред и назад по посока на лъча на еластичната сеизмична вълна. Ето защо това ускорение е легнало в основата на международната класификация на земетръсите по интензитет (класификацията на Меркали—Канкани—Зийберг), възприета и в ГОСТ 4537.

1. МЕЖДУНАРОДНА СКАЛА ЗА ИНТЕНЗИВНОСТТА НА ЗЕМЕТРЪСИТЕ

Таблица 2—5

Бал	Сила на земетресението	Ускорение мм/сек ²	Характеристика
1	2	3	4
I	Микросейзмични	до 2,5	Може да се усети само със сензични уреди
II	Много слабо	2,5 до 5,0	Усеща се само от хората, които се намират във високите етажи и в пълен покой, както и от особено чувствителни и нервни лица
III	Слабо	5 до 10	Усеща се от доста много хора, сътресението е едва забележимо, не възбужда никакъв страх и не би било възприето като земетресение, ако след това не стане известно, че сътресението е било почувствувано и от други лица
IV	Умерено	10 до 25	Усеща се от повечето хора, които се намират в зданията, и от немного хора, които се намират на открито. Не възбужда ужас. Чува се скърцане на врати, прозорци и гредите на къщите и се наблюдават леки полюлявания на висящите предмети
V	Чувствително	25 до 50	Усеща се от всички лица, които се намират в зданията, както и от някои, които се намират на открито. Някои се изплашват ужасно, спящите се събуждат, врати се отварят и затварят, малките домашни звънци звънят, доста силно се люлеят висящите предмети, спират часовниците с махало
VI	Силно	50 до 100	Усеща се от всички лица, които се намират в сградите, мнозина бягат от страх на улиците. Падат отделни предмети, обрушва се мазилка от стените, на места се наблюдават леки повреди на по-солидните здания
VII	Много силно	100 до 250	Общ ужас и бягство от домовете, усеща се дори и на улицата, самопроизволно звънене на черковните камбани, падат комини, повреждат се много здания, но повредите са винаги леки
VIII	Разрушително	250 до 500	Паника. Частично разрушаване на някои къщи и общи значителни повреди на останалите. Човешки жертви няма, но се случват отделни нещастни случаи
IX	Опустошително	500 до 1000	Пълно или почти пълно разрушаване на някои здания и толкова значително повреждане на останалите, че стават необитаеми. Смъртните случаи не са многочислени
X	Необикновено опустошително	1000 до 2500	Разрушаване на много здания, много човешки жертви. Образуват се пукнатини в земната кора, обрушвания на скални маси в планините и т. н.
XI	Катастрофално	2500 до 5000	Пълно разрушаване на каменните постройки. Разпадат се масивните каменни опори на мостовете. Язовири и диги се разрушават напълно, образуват се широки отвори в земната кора, има многочислени свличания и обрушвания на скали
XII	Необикновено катастрофално	Над 5000	Разрушаване на всички, дори и на най-устойчивите на земетръс постройки. В скалисти райони се наблюдават значителни хоризонтални и вертикални дислокации. Многочислени обрушвания на скали на голямо пространство

2. ТАБЛИЦА ЗА СТОЙНОСТИТЕ НА КОЕФИЦИЕНТА НА СЕИЗМИЧНОСТ

В инженерната практика е възприето максималните за дадено място ускорения на земните частици да се означават с така наречения коефициент на сеизмичност (или коефициент на сътресението) K , изразяван с отношението на ускорението към средното земно ускорение g , което се закръгля на 10 000 мм/сек. В таблица 2—6 е даден коефициентът K за различните балове.

Таблица 2—6

Бал	Коефициент на сеизмичност
1	2
I	$< \frac{2,5}{g}$, т. е. $< \frac{2,5}{10\,000}$, или $K < 0,00025$
II	$\frac{2,5}{g} \div \frac{5}{g}$, т. е. $\frac{2,5}{10\,000} \div \frac{5}{10\,000}$, или $K = 0,00025 \div 0,0005$
III	$\frac{5}{g} \div \frac{10}{g}$, т. е. $\frac{5}{10\,000} \div \frac{10}{10\,000}$, или $K = 0,0005 \div 0,001$
IV	$\frac{10}{g} \div \frac{25}{g}$, т. е. $\frac{10}{10\,000} \div \frac{25}{10\,000}$, или $K = 0,001 \div 0,0025$
V	$\frac{25}{g} \div \frac{50}{g}$, т. е. $\frac{25}{10\,000} \div \frac{50}{10\,000}$, или $K = 0,0025 \div 0,005$
VI	$\frac{50}{g} \div \frac{100}{g}$, т. е. $\frac{50}{10\,000} \div \frac{100}{10\,000}$, или $K = 0,005 \div 0,01$
VII	$\frac{100}{g} \div \frac{250}{g}$, т. е. $\frac{100}{10\,000} \div \frac{250}{10\,000}$, или $K = 0,010 \div 0,025$
VIII	$\frac{250}{g} \div \frac{500}{g}$, т. е. $\frac{250}{10\,000} \div \frac{500}{10\,000}$, или $K = 0,025 \div 0,05$
IX	$\frac{500}{g} \div \frac{1000}{g}$, т. е. $\frac{500}{10\,000} \div \frac{1000}{10\,000}$, или $K = 0,05 \div 0,1$
X	$\frac{1000}{g} \div \frac{2500}{g}$, т. е. $\frac{1000}{10\,000} \div \frac{2500}{10\,000}$, или $K = 0,1 \div 0,25$
XI	$\frac{2500}{g} \div \frac{5000}{g}$, т. е. $\frac{2500}{10\,000} \div \frac{5000}{10\,000}$, или $K = 0,25 \div 0,5$
XII	$> \frac{5000}{g}$, т. е. $> \frac{5000}{10\,000}$, или $K > 0,5$

3. СТОЙНОСТ НА СЕИЗМИЧНИЯ КОЕФИЦИЕНТ K В РАЗЛИЧНИ СЕИЗМИЧНИ РАЙОНИ В ЗАВИСИМОСТ ОТ ДОПУСТИМОТО НАТОВАРВАНЕ НА СТРОИТЕЛНАТА ПОЧВА

(важи за всички случаи, освен за язовирни стени, които баражират повече от 1 милион м³ вода)

Таблица 2—7

Допустимо натоварване на строителната почва кг/см ²	Сеизмичен район			
	VI	VII	VIII	IX
> 15	Не се взема под внимание	Не се взема под внимание	$\frac{1}{40}$	$\frac{1}{20}$
8 до 14,9	Не се взема под внимание	Не се взема под внимание	$\frac{1}{30}$	$\frac{1}{15}$
4 до 7,9	Не се взема под внимание	$\frac{1}{50}$	$\frac{1}{25}$	$\frac{1}{12}$
3 до 3,9	Не се взема под внимание	$\frac{1}{40}$	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{10}$
1 до 2,9	$\frac{1}{50}$	$\frac{1}{30}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{8}$
< 1,0	$\frac{1}{30}$	$\frac{1}{25}$	$\frac{1}{12}$	Не се допуска строеж

Забележки. 1. За да се установи с какъв коефициент на сеизмичност K (коефициент на сеизмично сътресение) трябва да се правят изчисленията за дадено съоръжение или даден строеж, трябва първо да се види в какъв сеизмичен район на страната попада съоръжението, респективно строителството. Това се отчита по приложената „Сеизмична карта на България“ (приложение 2—1), редуцирана към строителна почва с допустимо натоварване 3,00 до 3,90 кг/см². След това, като се вземе предвид върху каква строителна почва ще се фундаират съоръжението и какви са допустимите върху него товари, отчитаме по горната таблица коефициента K .

Пример. Строителството ще се извърши в Казанлък върху четвъртични наноси, които допускат натоварване 4,50 кг/см². Казанлък е в шести сеизмичен район на България и от таблицата се вижда, че коефициентът K не се взема под внимание при изчисленията. Друг пример: строителството ще се извърши в околностите на с. Тулово, Казанлъшко, върху субрецентни квартернерни алувиални наноси на р. Тунджа, които допускат натоварване до 2,50 кг/см². Тулово е пак в шести сеизмичен район и от таблицата отчитаме, че коефициентът K ще трябва да се приеме $\frac{1}{50}$.

2. Таблица 2—7 и Сеизмичната карта (приложение 2—1) представляват част от Правилника за антисеизмичното строителство, публикуван в бр. 63, 1957 г. на Известията на Президиума на Нар. събрание.

3. Поръзните скали, както и скалите с малък ъгъл на вътрешно триене позволяват развиване на големи амплитуди и големи ускорения. Тънки пластове от такива скали, разположени върху здрави скали с висок модул на еластичност, поради недобрата свързка между тях и произтичащата от тук свобода на движение, позволяват също така да се развият големи амплитуди и съответни високи ускорения. Такива места от сеизмична гледна точка са много опасни.

4. Пластове, напоени с вода, поради намаляване на вътрешното триене обуславят големи амплитуди и високи ускорения. Това е главната причина, която в сеизмични

области ни принуждава да се стремим към смъкване на депресионната крива в насипните язовири, бентове и диги, колкото може по-ниско.

5. Голямо отрицателно значение има изветрялостта на коренните скали и поради това трябва да се стремим да фундаваме в сеизмични области върху свежи коренни скали.

4. ФОРМУЛА ЗА ЪГЪЛА НА ЕСТЕСТВЕНИЯ ОТКОС В ЗАВИСИМОСТ ОТ СЕИЗМИЧНОСТТА

$$(2, 1) \quad \operatorname{tg} \beta_s = \frac{\operatorname{tg} \beta - K}{1 + K \operatorname{tg} \beta}$$

където β е ъгъл на естественя откос;

β_s — ъгъл на естественя откос при дадени сеизмични условия;

K — коефициент на сеизмичност (коефициент на сътресение), който се взема от таблица 2—6

Пример: Язовир Панчарево. Състои се от чакълно тяло и глинец екран. Ъгълът на естественя откос при нормални условия за чакъла е 35° , а за глината — 19° . Да се определи същият ъгъл при дадените в района сеизмични условия: IX бал, $K=0,1$.

$$\text{За чакъла: } \operatorname{tg} \beta_s = \frac{\operatorname{tg} 35^\circ - 0,1}{1 + 0,1 \operatorname{tg} 35^\circ}; \quad \operatorname{tg} \beta_s = \frac{0,60}{1,07}; \quad \operatorname{tg} \beta_s = 0,56 \text{ или}$$

$$\beta_s = 29^\circ 20' \text{ или } \sim 1 : 1,9.$$

$$\text{За глината: } \operatorname{tg} \beta_s = \frac{\operatorname{tg} 19^\circ - 0,1}{1 + 0,1 \operatorname{tg} 19^\circ}; \quad \operatorname{tg} \beta_s = 0,2372 \text{ или}$$

$$\beta_s = 13^\circ 20' \text{ или } 1 : 4,25.$$

5. ФОРМУЛА ЗА ИЗЧИСЛЯВАНЕ ТЕГЛОТО НА ГРАВИТАЧНИТЕ БЕТОНОВИ ЯЗОВИРНИ СТЕНИ В ЗАВИСИМОСТ ОТ СЕИЗМИЧНОСТТА

$$(2, 2) \quad P_s = K \mu \xi g,$$

където P_s е инерционна сеизмична сила;

K — коефициент на сеизмичност (коефициент на сътресение), който се взема от таблица 2—6;

μ — коефициент, който характеризира влиянието на гъвкавостта на стената;

ξ — коефициент, който характеризира влиянието на скалната подложка на стената;

g — тегло на стената.

Стойностите на величината ξ са дадени в таблица 2—8 (по ГОСТ 4537).

Таблица 2—8

Скална подложка	Коефициент ξ
Здрава скала	0,70
Слаба скала, плътна глина, чакъл	1,00
Сухи плътни морени	1,50
Сухи пясъци	1,75

Забележки. 1. Смята се, че силата P_s е приложена в центъра на тежестта на стената по направление, най-удобно за нейната устойчивост.

2. Като се анализира горната формула, се установява, че тя може да се изрази накратко по следния начин:

Ефективното тегло на гравитачните масивни язовирни стени, намалява при сеизмичен импулс с такава част, която е равна на коефициента на сеизмичност K за дадения район. Коефициентът ξ , когато има стойност над 1,0, внася само елемент на допълнителна сигурност и на излишно оскъпяване, тъй като сеизмотектонските карти, от които той се извлича, отразяват в себе си най-неблагоприятните геоложки условия.

6. ТАБЛИЦА ЗА ЗАВИСИМОСТТА МЕЖДУ СЕИЗМИЧНОСТТА К ХИДРОТЕХНИЧЕСКОТО СТРОИТЕЛСТВО В БЪЛГАРИЯ

Таблица 2—9

Бал	Характеристика на съответния район с оглед на хидротехническото строителство
1	2
VI и по-нисък	Практически асейсмични области. Сеизмичните явления не се вземат предвид при изчисленията на инженерните, включително и хидротехническите съоръжения
VII	Коефициентът на сеизмичност K се взема предвид само при инженерни съоръжения, които не се фундират върху неезветряла коренна скала. При язовири във всички случаи се взема предвид динамичният удар на водната маса от водохранилището върху стената.
VIII	Коефициентът на сеизмичност K се взема предвид във всички случаи. При язовирни стени се взема предвид и динамичният удар на водната маса на водохранилището. Избягва се строежът на бетонови гравитачни стени върху сеизмотектонски линии. Фундира се по възможност върху свежи коренни скали
IX	Коефициентът на сеизмичност K се взема предвид във всички случаи. При язовирни стени се взема предвид и динамичният удар на водната маса на водохранилището; бетонови гравитачни и дъгови запънати язовирни стени се строят само върху много здрави коренни скали в никой случай върху сеизмотектонски линии. За предпочитане са чакълно-насипните стени
X	Коефициентът на сеизмичност K се взема предвид във всички случаи, налагат се подсилени железобетонни конструкции и се избягват допълнително взидани стени. Никаква язовирна стена и дига не може да се осигури срещу пълно разрушаване и поради това не бива да се строят язовири, които баражират водни количества, чието отрицване може да предизвика катастрофално наводнение
XI	Също както при X бал. Желателно е всички инженерни съоръжения да се строят по възможност върху здрави коренни скали. Не бива в никой случай да се строят язовири и диги, които завиряват повече от няколкостотин хиляди м ³ вода

7. СЕИЗМИЧНИ РАИОНИ В БЪЛГАРИЯ

Таблица 2—10

Сеизмични райони	Обхват и характеристика
1	2
Калиакра — Шабла	В Източна Добруджа. В непосредствено съседство с брега на Черно море между нос Калиакра и с. Шабла е най-опасен за строителството. Максималният бал в близост с брега е X — във връзка със съвременни тектонски движения — потъване на дъното на Черно море
Дунавски район	Проявява се главно между Силистра и Русе с максимален бал VII във връзка с наличието покрай Дунав на по-слабо споени и несвързани млади седименти
Горнооряховски район	По поречието на р. Янтра, включително и поречието на р. Росица. Проявява се най-интензивно около Горна Оряховица и Търново, където достига X бал. Намира се на кръстовището на една стара и все пак още активна сеизмотектонска линия с простирание север — юг с една по-млада сеизмотектонска линия с простирание 70°, която отделя от северна страна Мизийския диагонален вал. Не трябва да се фунда на върху сипеи и под стръмни откоси, колкото и стабилни да изглеждат, тъй като при по-силни земетръси от тях се сричат големи скални блокове
Ямболски район	Между гр. Ямбол и южната част на Сливенското поле. Тук максималният бал е VIII. Районът е свързан със стара, не особено силно проявяваща се сеизмотектонска линия — същата, която предизвиква трусовете в Горнооряховския район
Горнотракийски район	Обхваща средната и източната част на Горнотракийската низина и специално района от двете страни на Марица между Пловдив и Димитровград. Между Пловдив и Първомай достига XI бал. Западната част на Горнотракийския район е практически асейзична. По време на земетресенията от 1928 г. са се образували разседи със скок до 3 м. Районът е извънредно опасен специално за диги и язовири, които преграждат по-големи водни количества, тъй като са осъдени на неминуемо разрушение. При това трябва да се има предвид, че катастрофалното земетресение от 14 и 18 април 1928 г. не е било най-силното, което е засегнало района. Има исторически известия за още по-големи разрушения. Високата сеизмичност на района се дължи на разседите, по които потъва грабенът, на който отговаря Горнотракийската низина
Софийски район	Засяга само централната част на котловината — района София — Горна Баня — Княжево. Максималната сеизмичност достига X бал. Западната част на котловината е практически асейзична. Сеизмичността е във връзка с потъването на котловината и движения по разседи с простирание 50 — 55° и 110 — 120°

Продължение

1	2
Среднострумски район	Обхваща долината на р. Струма от Бобошево до гръцката граница и специално района между гара Симитли и гара Пирин, където сеизмичността достига до XI бал. Особено интензивна е при с. Крупник, на самия северен край на Кресненския пролом, където големият Струмски разлом се пресича от напречен разсед. Тук в 1904 г. оживяването на напречния разсед е предизвикало временно баражиране на Струма и срутване на големи скални маси, както и разрушаване на подпорните зидове на лозята. Към този район спада и долината на р. Места, в която сеизмичността достига в югозападната част на Разложката котловина IX бал.

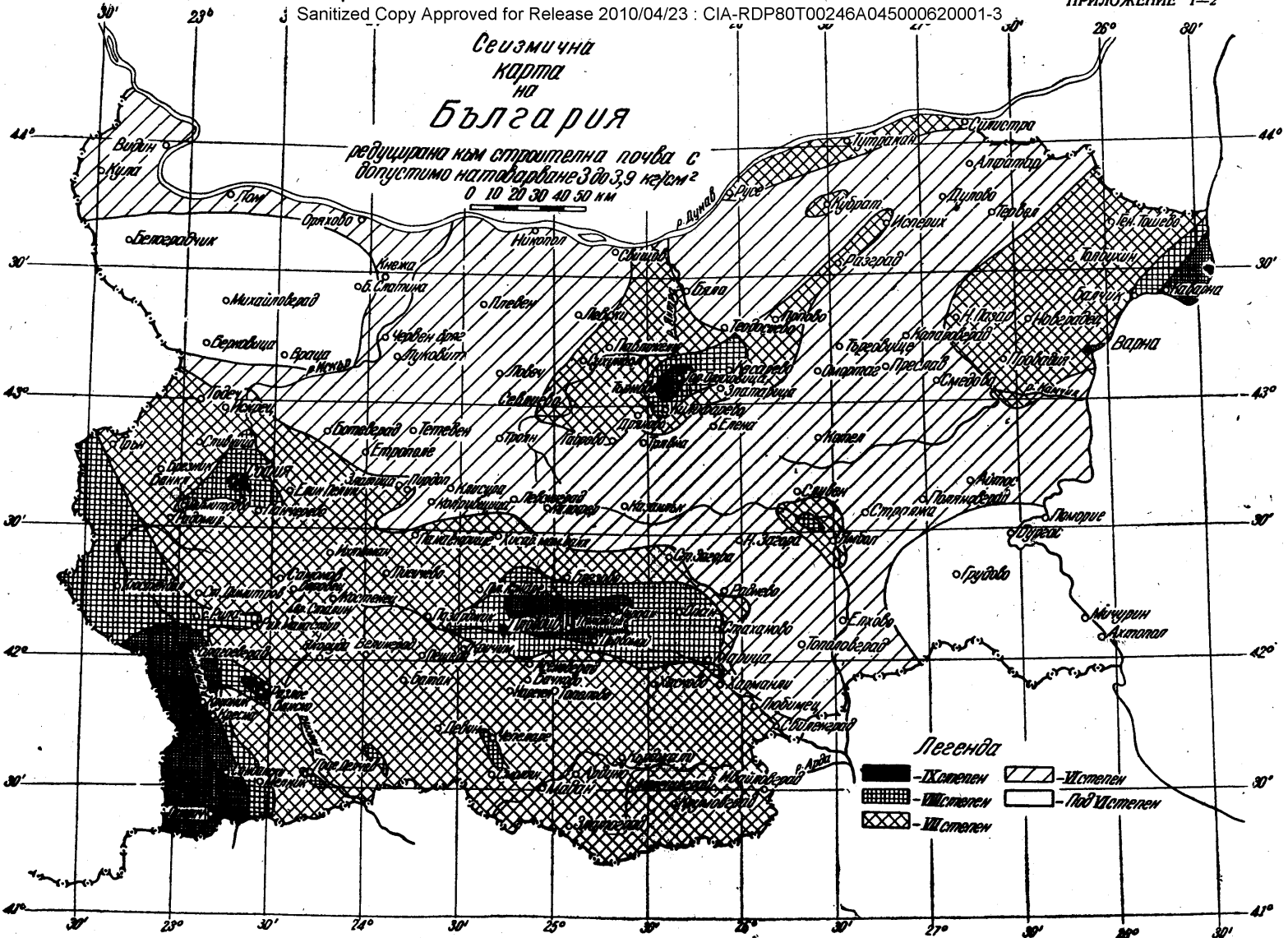
Забележка. Северозападна България (до поречието на Вит и западната част на поречието на Осъм включително), Левскиградската и Казанлъжката котловина, голяма част от поречието на р. Камчия и цялата Странджанска област са практически асейсмични и при тях не е нужно съобразяване на строителството със сеизмиката. За обхвата на описаните сеизмични райони виж картата за сеизмичността в България (приложение 2—1).

ЛИТЕРАТУРА

1. Золотарев, Г. С. Опыт классификации гравитационных движений горных пород на склонах в инженерно-геологических целях, Московский госуд. у-т, Ученые записки, вып. 176, 1956, стр. 135—173.
2. Киров, К. — Принос към изучаването на земетресенията от 14 и 18 април 1928 г. в Южна България, Сборник на БАН, кн. XXIX, София, 1935.
3. Киров, К. — Принос към проучването на земетресенията в Софийската котловина, Годишник на Главната дирекция за геол. и мин. проучвания, т. V, стр. 407—440, София, 1952.
4. Попов, И. В. — Инженерная геология, Госиздат геол. литературы, 1951.
5. Янков, К. — Сеизмичните прояви в България, Изв. Бълг. географ. д-во, кн. V, 1937, стр. 27—84, София, 1938.
6. Яранов, Д. — Младите тектонски движения в Южна България. Тяхното практическо значение, София, 1957 (Геофонд Енергохидропроект).

Сейсмична карта на България

редуцирана към строителна почва с допустимо натоварване 3 до 3,9 кн/м²
0 10 20 30 40 50 км



Легенда

- - I степен
- ▨ - II степен
- ▩ - III степен
- - IV степен

III. КЛИМАТОЛОГИЯ И ХИДРОЛОГИЯ

Следващите по-долу таблици имат за цел да улеснят инженер-геолога и техник-геолога в неговата производствена работа. Метеорологичните данни, необходими при съставянето на хидрогеоложките доклади, а в някои случаи и при изготвянето на инженерногеоложките доклади, трябва да се вземат от издадения от Хидрометеорологичната служба за служебно ползуване „Метеорологичен наричник за България“.

1. АТМОСФЕРНО НАЛЯГАНЕ

Таблица 3—1

Средно месечно атмосферно налягане, редуцирано към 0°С, и средно годишно за някои по-характерни станции

Станции с надморската им височина, м	Месеци												Годишно
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
Плевен, 125	755,6	753,5	751,6	750,4	750,7	750,2	750,2	751,0	753,3	754,7	754,9	754,8	752,6
Габрово, 375	730,0	728,4	726,9	726,0	727,4	726,9	727,1	727,7	729,5	730,1	729,8	729,1	764,1
Образц. чифлик, 153	751,1	749,6	747,8	746,1	746,8	746,3	746,1	747,1	749,2	750,5	750,5	750,3	748,4
Варна, 35	762,6	760,4	758,9	757,8	757,8	757,2	756,7	757,9	760,3	761,8	761,8	761,9	759,6
Бургас, 11	764,3	762,2	760,8	759,7	759,9	759,0	758,8	759,4	762,1	763,3	763,7	763,6	761,4
Пловдив, 160	751,1	749,5	747,7	746,3	746,8	746,2	746,0	747,0	749,0	750,3	750,0	750,4	748,4
София, 550	716,3	714,3	713,3	712,3	713,4	713,6	713,8	714,5	716,0	716,4	715,8	715,5	714,6
Самоков, 950	681,8	678,7	678,9	678,1	680,0	680,5	681,3	682,0	682,6	682,6	680,7	680,2	680,6
Петрохан, 1400	643,9	641,6	642,1	641,7	644,7	645,4	646,3	647,1	647,1	646,6	643,7	643,7	644,5
Хижа Сталин, 2394	572,9	564,4	566,4	567,5	571,4	573,1	571,9	576,5	576,7	573,8	572,4	567,1	571,2
Връх Сталин 2925	530,5	527,6	531,0	529,8	532,1	533,7	538,5	538,4	—	—	—	537,4	—

Забележки. 1. Таблицата показва ясно, че атмосферното налягане в България е най-високо през зимата и най-ниско през лятото във връзка с установяването на антициклонно състояние и свързаното с него застудяване през зимата у нас. Това показва, че големи части от нашата страна спадат към континенталния източноевропейски климат на умерената климатична зона.

2. С намаляването на атмосферното налягане при увеличаване на надморската височина във Варна водата кипи при 100°, в София — при 98,4°, в Самоков — при 97,0°, на Петрохан при 95,4°, на хижа Сталин — при 92,0°, а на връх Сталин — при кръгло 90°. Във връзка с това се наблюдават следните две явления:

а) По-интензивно изпарение във високите планини, което трябва да се има предвид при различни случаи в практиката.

б) По-трудно сваряване на храната и специално на варивата във високите планини.

3. По-ниско атмосферно налягане в планините, което се отразява зле върху страдащите от сърдечни болести и активна туберкулоза. Такива лица не трябва да се използват при проучвателни и строителни работи в райони над 1500—1800 м.

4. Все поради намаленото атмосферно налягане във високите планински области се явяват променени и условията, при които работят водочерпателните помпи, защото вакуумът p_v се измерва с разликата между атмосферното налягане (p_a) и фактическото налягане (p)

$$p_v = p_a - p.$$

Ако искаме да определим височината, на която ще се издигне водният стълб пиезометричната колона, установяваме, че тя е

$$h_v = \frac{P_a - P_v}{\gamma}$$

От горното следва, че височината на теоретическия воден стълб, който може да бъде издигнат нагоре с вакуумна помпа (при морското равнище 10 м), намалява с намаляването на атмосферното налягане. От това следва, че и ефектът от работата на вакуумните помпи при еднакво количество изразходвана енергия, респективно гориво, ще намалява с увеличаването на надморската височина. Това обстоятелство често се забравя при използване на вакуумни помпи в планински области.

5. При използване на високомера за ориентиране на терена не трябва да се забравят две съществени положения:

а) След спиране на дадено място трябва да се изчакат няколко минути, като от време на време се почуква леко с пръст високомерът, за да се улесни преодоляването на триенето между частите на инструмента, и след това да се отчита.

б) Времето между две отчитания трябва да бъде колкото може по-късо.

2. ВЕТРОВЕ

Нашата страна има много разнообразен релеф, тя се намира освен това на границата между два основно различни климатични пояса — пояса на циклоните и пояса на пасатите. Ето защо движенията на въздушните маси у нас, изразяващи се като ветрове, са променливи както от място на място, така и в течение на годината, и то не само по отношение на скоростта, но и на посоката. Освен това те не играят съществена роля по време на проучванията освен при изчисляване конструкцията на високите кули на дълбоките сондажи, когато трябва да се използва споменатият „Метеорологичен наръчник“. Ето защо не намираме за нужно да даваме специални таблици за ветровете в България.

3. ТЕМПЕРАТУРА НА ПОЧВАТА

При сондажни проучвания през зимата се налага изолиране на водопроводите за промивната вода или полагането им в земята, за да се предпазят от замръзване. Ето защо таблица 3—2 представлява за геолога-проучвател практически интерес.

Таблица 3—2
Средни от абсолютните и абсолютни минимални температури на почвата
на различни дълбочини

Станции	На 5 см		На 10 см		На 20 см		На 35 см	
	средна	абсол.	средна	абсол.	средна	абсол.	средна	абсол.
1	2	3	4	5	6	7	8	9
София	-2,7	-6,7	-1,8	-3,8	-0,5	-1,8	-0,1	-0,6
Горни Лозен	-4,6	-8,0	-3,1	-6,5	-1,1	-4,7	-0,0	-2,6
Кнежа	-5,0	-12,3	-3,5	-11,7	-1,7	-6,2	-0,8	-5,2
Плевен	-5,5	-11,2	-3,1	-7,2	-1,6	-4,4	-0,7	-4,5
Павликени	-3,6	-7,6	-2,4	-6,2	-0,8	-3,4	няма наблюдения	
Сухиндол	-2,9	-8,0	-1,1	-3,2	-0,6	-2,6	-0,2	-1,8
Дряново	-3,0	-9,4	-1,5	-6,4	-0,7	-3,0	-0,1	-1,2
Образцов чифлик	-4,5	-10,6	-8,2	-9,1	-1,7	-7,2	-0,2	-3,2
Суворово (Новградец)	-6,8	-15,2	-2,8	-6,2	-1,3	-3,6	няма наблюдения	
Поляновград	-3,6	-7,4	-1,6	-4,2	-0,5	-2,4	-0,0	-1,5
Казанлък	-5,7	-12,2	-4,0	-11,3	-3,0	-7,0	-0,4	-3,2
Чирпан	-2,4	-9,0	-1,6	-7,2	-0,7	-3,0	-0,3	-2,4
Садово	-3,8	-8,5	-1,8	-5,0	-0,5	-2,8	-0,5	-0,5
Кърджали	-3,0	-7,2	-0,9	-4,2	-0,5	-3,4	-0,0	-2,0
Джебел	-1,8	-4,6	-0,8	-2,4	-0,4	-1,6	няма наблюдения	
Козарско	-3,2	-5,4	-2,3	-5,2	-0,5	-2,2	.	.
с. Рила	-3,2	-8,6	-2,2	-5,8	-0,6	-2,8	.	.
Ихтиман	-3,3	-7,0	-2,0	-5,6	-1,1	-3,2	.	.
Зав. „В. Коларов“	-4,1	-8,6	-2,7	-7,0	-1,4	-4,0	.	.
Вардям	-4,1	-11,0	-3,0	-8,0	-0,9	-1,6	.	.
Ст. Загора	-3,4	-8,2	-2,6	-7,1	-1,3	-1,8	.	.
Хасково	-3,7	-7,8	-3,2	-8,6	-0,9	-1,3	няма замръзване	
Николичевци	-6,9	-13,0	-5,4	-12,8	-2,2	-5,4	няма наблюдения	

Забележки. 1. Всички станции имат надморска височина от 0 до 600 м. За районите с по-голяма надморска височина температурата на почвата на съответните дълбочини ще бъде по-голяма, но за дълбочина 20 см с не повече от 0,5° до 1000 м надморска височина и 1,0° — над 1000 м, за дълбочина 35 см — с 0,2° до 1000 м и 0,5° над 1000 м. В по-високите райони въпреки значително по-ниските температури на въздуха предпазна роля играят снежната и горската покривка.

2. При анализиране на таблицата се установява, че при полагане на временния водопровод на 20 см от повърхността ние избягваме почти напълно опасността от замръзване, а още по-сигурно е, ако той се положи на 35 см от повърхността. Предполага се, че заспката на ямата ще се трамбова достатъчно добре.

3. Таблицата показва ясно, че тръбите на постоянните водопроводи трябва да се полагат на дълбочина, по-голяма от 35 см, за да бъдат осигурени срещу евентуално замръзване. В цяла Северна България, както и в Южна България на височина над 600 м, те трябва да се поставят на дълбочина най-малко 80 см, а в Южна България на височина под 600 м — на 60 см. И в този случай се предполага, че заспката на ямата ще се трамбова достатъчно добре.

4. ТЕМПЕРАТУРА НА ВЪЗДУХА

Правилното, несмушавано и естивно инженерногеоложко и хидрогеоложко проучване зависи до голяма степен от правилното подбиране — когато имаме възможност — на сезона, през който ще проведем проучването. Ето защо познаването на климата и по-специално на температурата и валежите представлява значителен интерес за геолога-проучвател. В таблица 3—3 има данни за някои по-характерни станции.

Таблица 3—3

Средни месечни и средни годишни температури за някои характерни станции в °С

Станции с надморската им височина м	Месеци												Годишно	Амплитуда
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII		
Плевен, 125	-1,2	0,5	6,1	11,7	17,0	20,6	22,8	22,0	17,4	11,6	4,9	0,7	11,1	24,0
Габрово, 375	-1,3	0,6	5,5	10,1	14,8	17,9	19,9	19,5	15,7	10,9	4,9	1,1	10,0	21,2
Образцов чифлик, 153	-1,8	0,1	5,6	11,1	16,3	19,8	22,2	21,9	17,5	11,8	4,8	0,4	10,8	24,0
Варна, 35	1,4	2,6	6,0	10,3	15,4	19,7	22,1	21,1	18,3	13,7	7,8	4,7	12,0	20,7
Бургас, 11	2,0	3,3	6,7	11,0	15,7	20,2	22,8	22,6	19,1	14,3	8,3	5,1	12,6	20,8
Пловдив, 160	0,9	3,0	7,4	12,2	17,3	21,0	23,4	22,8	18,7	13,2	6,7	2,8	12,4	22,5
София, 550	-2,5	0,6	4,6	9,8	15,3	18,3	20,4	20,1	16,0	10,9	4,0	0,9	9,4	22,9
Самоков, 950	-3,5	-1,4	1,8	6,8	12,2	15,3	17,5	17,0	13,1	8,6	2,2	-0,9	7,4	21,0
Боровец, 1340	-5,2	-3,7	1,0	3,5	8,8	12,1	14,4	13,7	9,9	5,8	-0,3	-2,4	4,6	19,6
Ситняково, 1740	-4,9	-3,6	-2,6	2,1	7,4	10,2	12,6	12,7	8,9	5,0	-0,1	-2,8	4,2	17,6
Хижа Сталин, 2386	-6,9	-6,7	-4,3	-2,4	2,2	4,9	9,6	8,0	6,8	4,6	-2,6	-4,3	10,7	16,5
Петрич, 150	2,4	3,8	8,2	12,8	18,1	22,2	24,4	24,0	19,3	14,1	7,7	3,9	13,4	22,0

Личи добре известното правило, че с увеличаване на височината се намалява температурата, като при всички станции януари е най-студеният. Не е така с най-топлия месец. При планинските и крайморските станции август е почти толкова топъл, колкото юли, та дори и по-топъл от него, като на същите места и годишната амплитуда на температурата е по-малка. Най-ниските абсолютни температури са били установени у нас в затворените котловини на Западна България поради настъпването на температурна инверсия (Трън — най-студено).

5. ВАЛЕЖИ

Таблица 3—4

Средни месечни и средни годишни валежи в някои по-характерни станции в България в мм

Станции с надморската им височина, м	Месеци												Годишно
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
Михайловград, 160	26	23	35	42	77	78	59	52	42	56	49	28	567
Плевен, 125	30	29	40	49	73	86	83	46	44	53	55	30	618
Габрово, 375	49	40	62	73	113	132	105	80	67	62	69	47	899
Образцов чифлик, 153	32	28	38	41	61	90	66	54	40	41	57	36	584
Варна, 35	31	25	29	33	51	74	49	43	34	46	46	40	501
Несебър, 10	34	33	31	38	43	64	40	33	33	44	51	42	486
Бургас, 11	40	44	38	44	52	81	49	30	29	45	57	51	560
Марица, 90	38	35	39	40	49	72	40	38	26	40	53	38	505
Казанлък, 372	37	31	36	49	88	109	67	67	53	56	60	43	696
Пловдив, 160	36	31	39	40	59	62	52	41	38	39	50	34	521
София, 550	28	30	42	54	86	82	70	55	55	57	51	30	640
Кюстендил, 525	38	33	36	46	66	61	65	39	45	56	55	43	583
Станке Димитров, 520	35	36	45	62	73	75	57	47	48	65	70	43	656
Петрич, 150	62	72	62	65	54	35	32	20	20	79	90	46	628
Гоце Делчев, 566	65	47	50	59	52	49	60	49	25	70	70	42	638
Любимец, 55	48	46	45	39	55	58	31	27	26	43	59	54	531
Ивайловград, 200	54	56	55	36	62	56	37	25	20	57	64	68	590

Личи значителната разлика в разпределението на валежите по месеци. Общо в България преобладават летните валежи, и то с максимум през юни и минимум през януари и февруари, когато валежите падат предимно като снеговалежи. Обаче в най-южните части на страната тъкмо летните месеци, и то август и септември, пъкват като най-сухи, докато най-валежният месец е ноември. През някои години летни засушки настъпват и в по-северни райони на страната, когато те попаднат в обсега на средиземноморското влияние.

6. КЛИМАТИЧНА ПОДЯЛБА НА БЪЛГАРИЯ

Климатът на България като цяло е умерено-континентален, но поради релефа и общото географско положение на страната той е значително диференциран. Можем да различим следните климатични области.

1. Севернобългарска континентална област с две подобласти.

а) Крайдунавска суха и студена област, която обхваща района от Дунава на юг до линията Кула—Плевен—Коларовград. Амплитудата на средната температура на най-топлия и най-студения месец достига 24°, средната температура на най-студения месец е под 0°, годишната сума на валежите — около 500 мм, валежният максимум — през юни, минимумът — през януари — февруари. Често пъти през зимата областа попада под влиянието на сибирския антициклон. Преобладават североизточни ветрове в Североизточна България и северозападни ветрове в Северозападна България.

б) Припланинска по-влажна област, която обхваща Северна България на юг от линията Кула—Плевен—Коларовград. Малко по-малка годишна амплитуда на температурата поради по-топли зимни месеци. Годишната сума на валежите е между 600 и 700 мм, като се увеличава по посока на Стара планина. Има по-слаби ветрове поради защитната роля на веригите на Предбалкана.

2. Област на високите котловини в Западна България с континентален климат, подсилен от честите инверсии през зимата. Амплитудата на температурата между средната месечна температура на най-студения и най-топлия месец достига до 23°. Валежите са около 650 мм годишно с летен максимум. Най-честите ветрове са от северозапад: фьонове обаче духат от юг.

3. Област на средиземноморското климатично влияние, която може да се поделени на две подобласти:

а) Област на по-слабо проявеното средиземноморско климатично влияние — обхваща Горнотракийската низина, Левскиградската и Казанлъшката котловина, северната част на басейна на Арда и котловините по средна Струма. Средната месечна температура на най-студения месец е над 0°. Амплитудата на средната температура на екстремните месеци е под 20°. Средната годишна сума на валежите е между 550 и 650 мм. Месецът с максимални валежи се пада през лятото в годините, когато преобладава континенталното влияние, а през зимата — когато преобладава средиземноморското влияние. През зимата валежите също падат почти изключително във вид на дъжд.

б) Област на по-силно проявеното средиземноморско климатично влияние — обхваща най-южните части на страната: долината на Струма на юг от Крупнишкия пролом, долината на Места в Неврокопско и южните части на долината на Арда. Средната годишна температура е над 13° С. Средната температура на най-студения месец е над 2° С. Има засушка през лятото. Месеците в началото на зимата са с най-голяма сума на валежите. Снеговалежите са рядкост.

7. ХИДРОЛОЖКА ПОДЯЛБА НА БЪЛГАРИЯ

1. Дунав. Режимът на тази река е обусловен от физико-географската обстановка в цялото ѝ поречие. Показва голям майски максимум „черешови води“, октомврийски минимум и вторичен максимум през ноември — декември. Колебанията на водното ниво са от 6 до 9 м.

2. Реките в Дунавската равнина имат максимална височина на водното си ниво през април и май във връзка с топенето на снеговете по северните склонове на Стара планина и Предбалкана. Най-ниско е нивото им през септември и октомври, често има

високи води през лятото във връзка с отделни поройни валежи. Вторият максимум е в края на есента и началото на зимата. В най-долната част притоците на Дунав имат колебания на водното ниво до 4—5,4 м във връзка с подпирашото му действие.

3. *Реките в Южна България* имат максимум на високите стоежи още през април и дори март във връзка с по-ранното стопяване на снеговете, а минимум — през септември и дори август.

4. *Реките в Югоизточна България и най-южните отдели на България* имат най-големи колебания в оттока поради липсата на снежно задържане. Най-голяма опасност от бързо прииждане има след като падне дебела снежна покривка, която по начало не може да се задържи дълго време и дава високи вълни (високите вълни на Арда в началото на януари през последните няколко години).

Познаването на режима на дадена река е от голямо значение за геолога-проучвател във връзка с опасността, която високите води представляват за съседните проучвания в коритата на реките.

Още по-голям интерес представлява режимът на реките за хидрогеолога, който проучва подрусловите грунтови води и водите на ниските тераси и заливната тераса, тъй като техният режим е тясно свързан с режима на реката. В такива случаи хидрогеологът трябва да потърси по-конкретни данни от Хидрометеорологичната служба.

8. ИЗМЕРВАНЕ И ИЗЧИСЛЯВАНЕ НА ТЪВЪРДИЯ СТОК

Проблемът за твърдия сток е въпрос преди всичко от кръга на динамичната геология. Неговото разрешение би трябвало да се търси чрез преки измервания и стационарни наблюдения с помощта на прецизни уреди и съответна методика. При това измерванията на твърдия сток трябва да бъдат по-дългогодишни, отколкото при хидроложките наблюдения, за да се получат по-реални, по-близки до действителността цифри. Тъкмо необходимостта от по-дългосрочни наблюдения на твърдия сток налага в някои случаи използването на емпирични формули. В Енергохидропроект се използва формулата на Д. Яранов, която получи досега много добри потвърждения от преките наблюдения през последните 6 години. Основният вид на формулата е

$$(3,1) \quad T = \frac{\Delta_m V}{\delta \cdot F \cdot D_s}$$

където: T е време за колматиране на дадено водохранилище в години,

V — обем на същото водохранилище в m^3 ;

F — ареал на водосборната и тлакосборната област в km^2 ;

δ — коефициент на диспропорционалност; отчита се от нарочен график;

D_s — денудационен модул в $m^3/km^2/година$, отчита се от нарочен график;

Δ_m — обемно тегло на тлака;

Δ_c — обемно тегло на пренесения от денудационните процеси скален материал.

Скалите, които се разрушават от физико-геоложките процеси и чиито частици се пренасят след това от течащите води, имат средно обемно тегло $\Delta_{cp} = 2,64$. Същите материали, след като мине известно време от отлагането им, имат обемно тегло Δ_{cp} едва 1,50. От това следва, че 0,568 обем денудирана материя ще запълни единица обем от водохранилището. Като се има предвид освен това, че една макар и незначителна част от същия обем ще се запълни с тиня, от която около 20% представляват органическо вещество, получено благодарение на асимилационната дейност на планктона и изобито на микроорганизмите във водохранилището, и че в много други отношения в разглежданата формула се крият значителни източници на неточности, ще бъде достатъчно да се приеме, че тя има следния вид:

$$(3,2) \quad T = \frac{0,56 V}{\delta \cdot F \cdot D_s}$$

Коефициентът на диспропорционалност δ е необходимо да се въведе във връзка с обстоятелството, че не съществува пропорционалност между големината на водосборната област и количеството на твърдия сток при еднакви други условия. Водохранили-

щата с по-малка водосборна област се калматират по-бързо от водохранилищата с по-голяма водосборна област при равни природни условия и при равно отношение между ареал на водосборната област и обем на водохранилището поради законите на хидравликата. Диспропорционалността обаче е обусловена до голяма степен от релефа на даден район. В Южна България тя е по-голяма, отколкото в Северна България поради мозаичната блокова тектоника и наличието във връзка с това на многобройни малки котловини, които се явяват като локални колектори на твърдия сток, например при водохранилището на язовир Сталин такива са котловината Палакарня и Самоковското поле.

Денудационният модул D_s представлява абсолютната скорост на денудацията, предизвикана от повърхностно течащите води за единица време и площ, като обхваща само твърдия сток без химическите разтвори. Отчитането на модула при известен наклон на терена става по една от правите, дадени в приложение 3—1. Правите са описани в табл. 3—5.

Таблица 3—5

Скални разновидности	Индекс на правата
Тектонски незасегнати висококристалинни скали и специално гнайси, базалти, кварцити	3,0
Тектонски незасегнати базалтоидни андезити, гринити, варовици, мрамори, поръзни туфи	2,5
Базични интрузивни скали, микашисти, пясъчници без глинести и мергелни прослойки, конгломерати, доломити	2,0
Офиолити, включително андезити от Средногорската зона	1,5
Пясъчници, конгломерати с отделни мергелни и глинести прослойки; тектонски засегнати скали от по-горе изброените скални видове	1,0
Флиш, туфи с туфити и мергелни прослойки	0,8
Глинести лиски (аргилошисти), слабо споени глинести пясъчници	0,6
Кластични седименти и мергели	0,4

При наличието на изтъкнатата по-горе диспропорционалност е ясно, че при по-големи водохранилища, подхранвани от някъде притока, които достигат направо до водохранилището, формулата получава следния вид:

$$T = \frac{0,56 V}{\delta_1 \cdot F_1 \cdot D_{s1} + \delta_2 \cdot F_2 \cdot D_{s2} + \dots + \delta_n \cdot F_n \cdot D_{sn}} \quad (3,3)$$

Към тази основна формула могат да се внесат известни корекционни коефициенти, между които са следните:

- p — за годишния ход на валежите ($p=1$ при относително равномерно разпределение на валежите, $p=1,5$ при наличие на абсолютно сух сезон);
- t — за броя на дните с колебание на температурата на въздуха около 0°C (30 дни=1; 45 дни=1,5; 60 дни=2,0 и т. н.);
- f — за залесеността и затревеността (0% гори и ливади=1,5; $50\%=1$; $100\%=0,5$);
- a — за разораната площ ($45\%=1$, за всеки процент над 45% се прибавя по 0,01 и за всеки процент под 45% се изважда по 0,01).

При това положение окончателният вид на формулата е следният:

$$T = \frac{0,56 V}{\delta_1 \cdot F_1 \cdot D_{s1} \cdot p_1 \cdot t_1 \cdot f_1 \cdot a_1 + \delta_2 \cdot F_2 \cdot D_{s2} \cdot p_2 \cdot t_2 \cdot f_2 \cdot a_2 + \dots + \delta_n \cdot F_n \cdot D_{sn} \cdot p_n \cdot t_n \cdot f_n \cdot a_n}$$

При липса на някои от данните, които са необходими за прилагането на горната формула, някои елементи може да се изпускат, но нейните основни елементи си остават:

$$T = \frac{0,56 V}{\delta \cdot F \cdot D_s}$$

За по-точното изчисляване на времето на колматиране е необходимо да имаме указания и за начина на експлоатиране на дадено водохранилище. Знае се, че насипването на по-едрите фракции се извършва в делти. Те се явяват като подпор, който обуславя отлагането на част от колматационния материал извън водохранилището. Ето защо може със сигурност да се твърди, че предлаганата формула дава по начало по-малка дълговечност на водохранилището — дава занижени резултати. Това е естествено включена сигурност в предлаганата формула. Въпросната заниженост е при това толкова по-малка, колкото по-ниско се спуска по време на експлоатацията нивото на водата в дадено водохранилище, тъй като по този начин става възможно преместването на наносите на делтата към дълбоките части на водохранилището.

Формулата дава занижени резултати и поради това, че част от суспензиите преминават транзит през водохранилището. Количеството на транзитиращия твърд сток зависи също така от начина на експлоатация на водохранилището: при изтакане на водата, когато нейната температура е по-висока, по-малко количество суспензии ще преминат транзит, тъй като топлата вода има по-нисък вискозитет и задържа по-късо време донесените от притоците суспензии; при бързо изтакане от по-ниска кота ще се извлекат, т. е. ще преминат транзит, повече суспензии. Обемът, площта и дълбочината, както и температурното разслоение и химизмът на водата играят също така много голяма роля за преминаване транзит на по-голямо или по-малко количество суспензии през водохранилището. Така например при по-голяма концентрация на йони във водата на дадено водохранилище утаяването на колоидите се извършва по-бързо; същият процес се спъва обаче при наличието на повече хумусни киселини.

Интегралните криви на колматирането на някои по-големи водохранилища показват, че при повечето от тях е настъпило с време забавяне на колматацията. В разглежданата формула това забавяне също не е взето предвид, което представлява една трета допълнителна сигурност в същата формула.

Като пример за начина, по който може да се приложи предлаганата формула, можем да вземем р. Арда при язовир Кърджали. При следните данни:

$$V = 476\,500\,000 \text{ м}^3;$$

$$F = 1882,4 \text{ км}^2;$$

$\delta = 1$. За самата Арда коефициентът на диспропорционалност е по-малък от 1,0, обаче за преките притоци на водохранилището, които са доста на брой и имат водосборен басейн с ареал все под 200 км², същият коефициент е над 1,0, така че можем да приемем известно компенсиране. Най-правилно би било, разбира се, ако изчисленията се направят за всеки приток поотделно;

$$D_s = 180 \text{ (при наклон на терена } 17^{\circ}50' \text{ и литология } 1,75);$$

$$p = 1,0;$$

$$t = 1,0;$$

$$f = 1,016 \text{ (при залесеност } 48,6\% \text{ и слаба задревеност, която не бе взета предвид);}$$

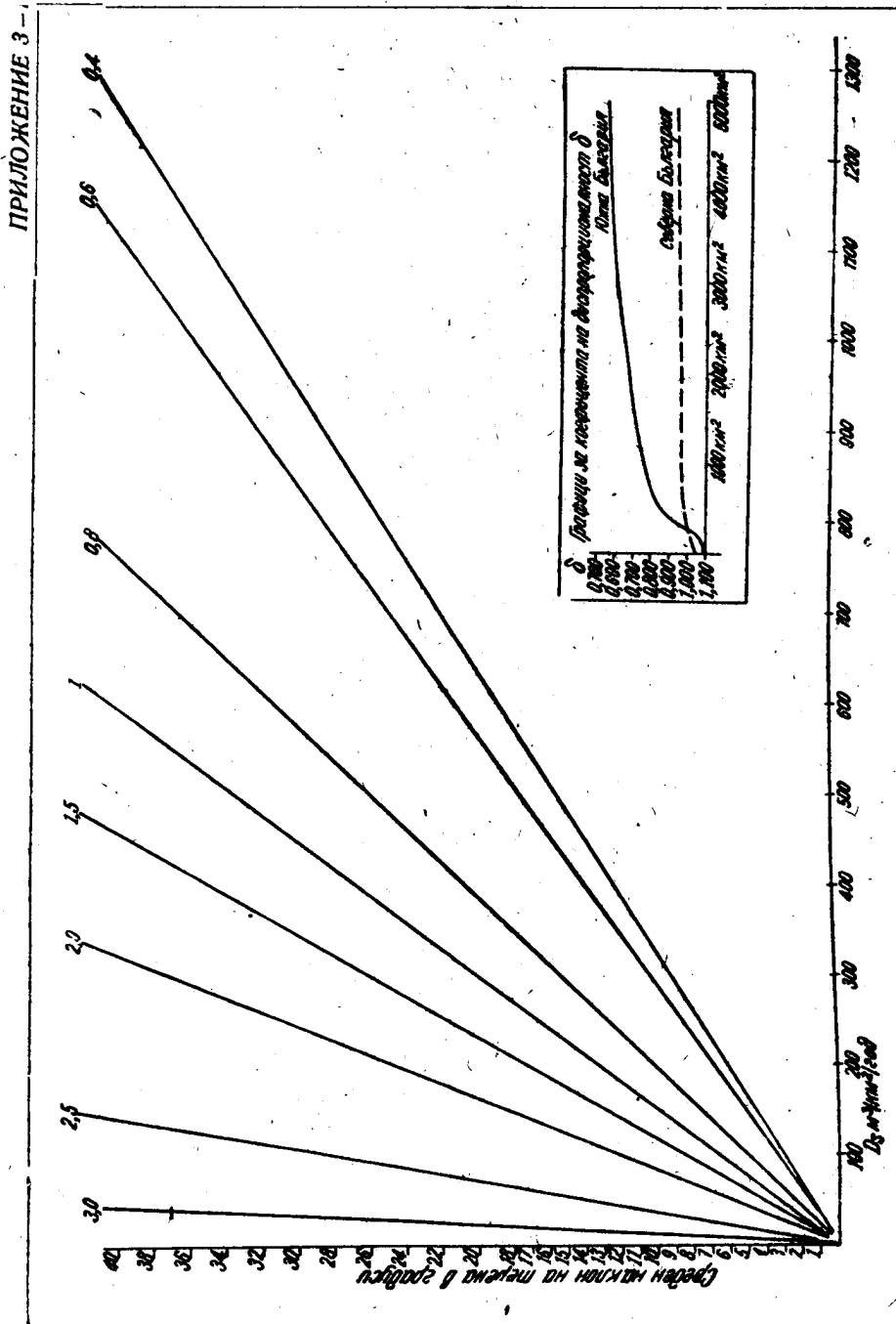
$$a = 1,0;$$

запълването на водохранилището на този язовир ще бъде:

$$T = \frac{0,56 \cdot 476\,500\,000}{1882,4 \cdot 180 \cdot 1,016} \approx 780 \text{ год.}$$

ЛИТЕРАТУРА

1. Метеорологически наръчник за НР България, Изд. Хидрометеорологическата служба при Мин. на земеделието, София, 1954.
2. Хидрологичен справочник на реките в НР България, т. I, София, Изд. Наука и изкуство, 1957.



**IV. ФИЗИКО-МЕХАНИЧНИ СВОЙСТВА
НА СТРОИТЕЛНИТЕ ПОЧВИ
И ТЯХНОТО ЛАБОРАТОРНО ОПРЕДЕЛЯНЕ**

А. ОБОЗНАЧЕНИЯ

a	— коефициент на уплътняването	cm^2/kg
b_t	— температурна поправка при филтрация	1
e	— сцепление на строителната почва	kg/cm^2
d	— диаметър на зърната на строителната почва	mm
f	— сечение на стъклена тръбичка (пиезометър)	cm^2
g	— тегло	g
h	— височина на пробата; първоначален надоб	cm; mm
h_0	— височина на пробата, заета само от твърдата фаза на почвата (без порите)	cm; mm
i_n	— начален градиент	1
i_{sp}	— коефициент на специфично пропадане	1
k_s	— коефициент на водоотдаването	1
k_{10}	— коефициент на филтрацията при температура на водата 10° C	cm/сек
k_{II}, k_{\perp}	— също в посока, успоредна или перпендикулярна на пространството на пластовата задруга	cm/сек
k_{ϕ}, k_l	— коефициент на филтрацията на строителната почва	cm/сек
l	— височина на филтриращия слой	cm
l_n	— линейно набъбване	%
m	— температурна поправка на ареометъра	1
n	— обем на порите на строителната почва в естествено състояние	1
n_{min}	— обем на порите в най-ситно състояние	1
n_{max}	— обем на порите в най-рохкаво състояние	1
n_l	— обем на порите в почвата, зает от затворения въздух	1
n_w	— обем на порите в почвата, зает от водата	1
p	— вертикално натоварване; процентно съдържание	kg/cm^2 ; %
q	— дебит на водата	$\text{cm}^3/\text{сек}$
r	— радиус	cm; mm
s	— понижение на нивото на водата	cm
s_p	— специфично слягване	cm
t	— време; процентно съдържание на различни фракции	сек; %
t_m	— водопускане	часове
u	— истинска скорост на филтрацията	cm/сек
v	— фиктивна скорост на филтрацията или скорост на потъване на почвените частици във вода	cm/сек
w	— водно съдържание на строителната почва в естествено състояние	%
w_a	— абсолютна влагостойкост на скалите	%
w_{up}	— граница на източване (долна граница на пластичност)	%
w_0	— водопопиваемост на скалите в обемни проценти	%
w_{opt}	— оптимална влажност	%
w_{max}	— водно съдържание при изцяло запълнени с вода пори на строителната почва	%
w_m	— максимално молекулярна влажност на строителната почва	%
w_{up}	— граница на протичане (горна граница на пластичност)	%
w_{pl}	— показател на пластичността	%
w_c	— граница на слягане	%
w_{nt}	— водопопиваемост на скалите в тегловни проценти	%
w_x	— хигроскопична влажност на строителната почва	%
x, y, z	— съдържание на различните фракции в строителната почва в тегловни проценти	%
D	— относителна пълнота на насвързаните почви	1
F	— напречно сечение	cm^2

G	— тегло	г
G_0	— тегло на минералната (твърдата) фаза на строителната почва	г
H	— височина; разлика в напорите	см
H_k	— височина на капиларно изкачване при несвързаните почви	см
I	— хидравличен градиент	1
K , K_1	— показател на консистенцията	1
K_c	— уплътнение от собственото тегло на глинестите отложения	%
K_d	— показател на уплътнението	1
L	— дължина на пътя на движещата се вода	м
M_{ca}	— модул на слягането на строителните почви	кг/см ²
R	— окончателен отчет с аерометъра (без температурна поправка)	1
R_w	— якост на натиск на водонасити пробни тела	кг/см ²
R_g	— якост на натиск на замразени пробни тела	кг/см ²
R_c	— якост на натиск (временно съпротивление на натиск) на пробни тела в естествено състояние	кг/см ²
U	— степен на разноръвност; специфична повърхнина	1; см ² /см ³
V	— обем на строителната почва в естествено състояние (заедно с порите) или първоначален обем	см ³
V_0	— обем, зает само от минералната (твърдата) фаза на строителната почва	см ³
α	— ъгъл на естествения откос	градуси
γ	— специфично тегло	г/см ³
δ	— обемно тегло на скелета на строителната почва	г/см ³
δ_{max}	— обемно тегло на строителната почва в най-сбито състояние	г/см ³
δ_{min}	— също в най-рохкаво състояние	г/см ³
δ_a	— обемно тегло на строителната почва под вода	г/см ³
e	— коефициент на порите на строителната почва в естествено състояние	1
e_{min}	— коефициент на порите в най-рохкаво състояние	1
e_{max}	— коефициент на порите в най-сбито състояние	1
e_m	— коефициент на макропорите	1
η	— вискозитет на водата	поазн
ρ	— ъгъл на вътрешното триене на строителните почви	градуси
σ	— нормално напрежение	кг/см ²
τ	— срязващо напрежение	кг/см ²
Δ	— обемно тегло на строителната почва в естествено състояние	кг/см ³
Δ_0	— обемно тегло на водонаситена строителна почва	кг/см ³
θ	— специфична повърхнина на частиците на строителната почва	см ² /см ³
ν	— специфично водоотдаване	л/м ³
V	— водоотдаване	%
M	— коефициент на мразоустойчивост на скалите	1
N	— степен на водонаситане	1
P	— коефициент на размокване на скалите	1
C	— сбиваемост на несвързаните строителни почви	1

Б. ОСНОВНИ ФИЗИЧНИ СВОЙСТВА НА НЕСПОЕНИТЕ (СВЪРЗАНИ И НЕСВЪРЗАНИ) СТРОИТЕЛНИ ПОЧВИ

Физико-механичните свойства на строителните почви¹ са в тясна зависимост от техния произход и промените, станали с тях след образуването им. При изследването на строителните почви с оглед на преценяването им като основа за фундаране на хидротехнически съоръжения се отчитат както физико-механичните свойства, така и очакваното влияние, което ще упражни съоръжението върху тях. Дава се прогноза за промените, които ще настъпят вследствие изменението на естествените условия. Численото определяне на физикомеханичните показатели, характеризиращи строителните почви, се извършва на базата на лабораторни изследвания.

Инженерногеоложката оценка на строителните почви като основа за фундаране или като строителен материал се прави въз основа на техните физико-механични свойства,

¹ В този и следващия раздел по настояване на автора вместо термина *грунт* ще бъде употребяван терминът *строителна почва* в съответствие с БДС 676-57 — бел. ред.

чиито характер е в зависимост от генезиса, петрографския вид, естественото състояние и тектонската им обработка. Физико-механичните свойства се променят от въздействията, упражнявани от изградените върху тях съоръжения.

При инженерногеоложките проучвания физико-механичните свойства на строителните почви се изразяват с показатели, които са качествени и количествени. Изчисленията за строителството се базират главно на цифровите показатели. В зависимост от практическото използване на показателите за физико-механичните свойства те се делят на:

- а) класификационни — използват се за класификацията на строителните почви;
- б) косвени — използват се при изчисляването на другите показатели;

в) преки — използват се пряко като изчислителни данни за обосноваване на проекта.

Тъй като в природата строителните почви се намират при различни условия, получените в лабораторията цифрови показатели за дадени петрографски видове не бива винаги да се пренасят по аналогия за други еднакви на тях петрографски видове, но от различни находища. Това се отнася особено за стадия на техническия проект, когато всички показатели за характеристиката на строителните почви трябва да се вземат от лабораторните изследвания или от данни от полеви опити.

Т а б л и ц а 4—1

Инженерногеоложка характеристика на неспоените строителни почви

Наименование на групата	Генетически тип	Общи свойства	Филтрационни свойства	Химическа устойчивост	Физическа устойчивост
Свързани и полусвързани	Седиментни фиводисперсни	Състоят се главно от частици < 0,05 мм. Колоидната част съдържа минерали от групата на каолинита и монтморилонита. Имат твърде голяма относителна повърхност. Твърдите съставни части са повече или по-малко свързани, но не циментирани, неспоени. Порьозността е непостоянна и е в зависимост от влажността и налягането. Тя се колебае в граници от 40 до 60%, но може да достигне до 80%. В сухо състояние имат характер на твърдо тяло и връзката между частиците е трайна и до известна степен яка. Въздействието на водата изменя естествената структура, връзката между зърната отслабва, свойствата се променят и нескалният вид става пластичен, слемаем и при натиск дава пластична деформация. При продължително овлажняване преминават в течащо състояние, а при изсъхване намаляват обема си. При глинестите видове ъгълът на вътрешното триене зависи от влажността. С увеличаване на влажността сцеплението се намалява. Ъгълът на естествения откос зависи от влажността и височината на откоса.	Свързаните практически са водоупорни, а полусвързаните слабо водопроникувани. Напукаването или финалната слоистост и ориентацията по-рязност (льос) обуславят еднаква водопроникуваност в различните посоки	Неразтворими, но може да съдържат разтворими при-меси, чието разтваряне се забавя от слабата водопроникуваност. Разтварянето на солите в льоса спомага за пропадаанията в него	Във вода набъбват, размокват и протичат, а при замръзване увеличават обема си. Льосът и льосовидните седи-менти при овлажняване пропадат

Продължение

Наименование на групата	Ареален тип	Общи свойства	Филтрационни свойства	Качествена устойчивост	Физическа устойчивост
Не-свързани	Седиментни пясъци	Състоят се от здробени и ръбести зърна $> 0,05$ мм от различни минерали и скали. Без вътрешна спойка и връзка между зърната. Имат сравнително малка относителна повърхност. Структурата им се обуславя от взаимното разположение на частиците, при чието изменение физическите свойства не се променят съществено. Порьозността не зависи от влажността и представлява 30—45% от обема. Имат способност към механическо поглъщане. Непластични, при овлажняване обемът не се изменя. При преовлажняване протичат. При упражняване на натиск (натоварване) се слягат, при което деформациите стават бързо и са невъзвратими. Ъгълът на вътрешното триене не зависи от влажността и е около 30—40°. Сцепление липсва. Ъгълът на естествения откос зависи от ъгъла на вътрешното триене и е близък до него (30—40°). Ъгълът на естествения откос не зависи от височината на откоса.	В зависимост от едрината на зърната са по-слабо или по-силно водопроницаеми. Коэффициентът на филтрацията се мери с десетки метри в денонощие.	Неразтворими, но понякога съдържат водоразтворими примеси.	Във вода не се размекват.

1. ЗЪРНОМЕТРИЧЕН СЪСТАВ

Зърнометричният състав представлява количествено (тегловно) съотношение на различните по големина зърна, изграждащи дадена строителна почва.

Зърнометричният състав е важен показател за нескалните почви. Той е един от основните фактори, определящи физико-механичните свойства. Характерът на зърнометричния състав на дадена нескална почва се взема под внимание при определянето на начина на възприемане на въздействието, упражнено от инженерното съоръжение върху своя фундамент.

Познаването на зърнометричния състав помага проучвателя при предварителното ориентиране върху някои от свойствата на подлежащите на детайлно изследване нескални видове, както и при класифицирането им (виж IV, Д). Определянето му дава възможност да бъде изобразена сумарната крива на зърнометричния състав на изследваната строителна почва.

Методите, по които става определянето на зърнометричния състав, наричан още механичен или гранулометричен, се делят на преки и косвени. Преки методи са: ситовият метод, методът на Сабанин, методът на Робинзон, методът на Шьоне и др. Косвени методи са: визуалният метод на Филатов, методът на Рутковски, ареометровият метод и др.

Съкупността от зърна с диаметри между два произволно определени диаметра се нарича фракция. Наименованията на фракциите, както са възприети от стандарта, са дадени в глава Г. При използването на стандарта трябва да се има предвид, че наименованието на фракциите не съвпада с наименованието на почвата.

а) Ситов анализ

Основен метод за определяне зърнометричния състав на пясъците е ситовият анализ. В лабораторна обстановка с негова помощ могат да бъдат разделени зърната с d от 0,1 мм до около 10 мм, т. е. от дребен нисък до около среден чакъл.

За провеждането на ситовия анализ са необходими следните прибори:
набор стандартни сита (по БДС 216-50), състоящ се от 9 сита със светъл отвор на дупките: 10; 7; 5; 3; 2; 1; 0,5; 0,25 и 0,1 мм;
сушилня шкаф с постоянна температура 105° С;
техническа везна с тегловност 1000—2000 г и точност 0,01 г, с грамове;
порцеланови блюда или алуминиеви бюкси;
евентуално пресевна машина с електрическо задвижване.

От изсушената проба по метода на четвъртуването се отбира средна проба. От строителните почви, несъдържащи частици, по-едри от 2 мм, се вземат 200 см³; от строителните почви, съдържащи дребен чакъл, до около 10%—600 см³; от строителните почви, съдържащи дребен и среден чакъл, до около 30%—2000 см³ (2 л); при по-голямо съдържание — 3000 см³ (3 л). Отбраната проба се изсипва в най-едрото сито на поставените в низходящ ред едно върху друго сита и се пресява ръчно или с помощта на пресевната машина, докато най-гъстите сита не пропускат никакви частици. Проверява се с ръчно отсяване върху бял лист хартия.

С помощта на претеглените остатъци върху всяко сито (g) и началното тегло на сухата проба (G) се изчислява процентното съдържание на всяка фракция (x) по следната формула:

$$(4,1) \quad x = \frac{g \cdot 100}{G} \quad [\%].$$

б) Ареометров анализ

В основата на ареометровия метод лежи Архимедовият закон. Измерва се заместителната плътност на почвената суспензия в процеса на утаяване на частиците ѝ. Изчисляването на диаметрите на потъващите почвени частици се базира на закона на Стокс.

$$(4,2) \quad v = \frac{2}{9} g \cdot r^2 \frac{\gamma - \gamma_s}{\eta},$$

където:

v — скорост на потъване на частиците на течността в см/сек;
 g — земно ускорение, 981 см/сек²;
 r — радиус на частиците в см;
 γ — специфично тегло на частиците в г/см³;
 γ_s — специфично тегло на водата = 1,0 в г/см³;
 η — вискозитет на водата в $\frac{\text{г}}{\text{см} \cdot \text{сек}}$.

При това $2r$ е диаметърът на оцова мислено зърно със сферична форма, чиято скорост на потъване в почвена суспензия е равна на действителната скорост на утаяване на даденото зърно. Следователно изчислените по горната формула диаметри на зърната не са метричните, а така наречените „еквивалентни“ диаметри на сфери със същото специфично тегло и скорост на потъване, каквито притежават истинските почвени частици. Съгласно опитите на Казагранда законът на Стокс е валиден за минерални зърна с диаметър, по-малък от 0,2 мм. Поради Брауновото движение частици с диаметър около 0,2 μ също не се подчиняват на Стоксовия закон. Така че областта на

приложение на ареометровия анализ при определяне диаметъра на почвените частици на строителната почва лежи в границите приблизително между 0,2 мм и 0,2 μ.
За провеждането на ареометровия анализ са необходими следните прибори:
ареометър за зърнометричен състав 200/200 С, с деления през 0,0002 от 0,9950 до 1,0300;

сушилеш шкаф с постоянна температура 105° С;
стъклен цилиндър с вместимост 1000 см³ и диаметър 6 ± 0,1 см;
мешалка електрическа;
техническа везна с тегловност 200—500 г и точност 0,01 г;
порцеланово или стъклено блюдо (изпарително);
термометър с измерителна точност 0,5° С;
колба пръскалка;
пясъчна или водна баня;
антикоагулационно (дисперзно) и коагулационно средство (25%-ен амоняк и HCl);
ерленмайерова колба с обратен хладник;
секундомер;
номограма за изчисляване диаметрите на частиците (фиг. 4—1);
ексикатор.

От образеца се взема проба, която отразява осреднения му зърнометричен състав. Ако пробата е естествено влажна глина, паралелно с взетите 20—25 г почва за ареометров анализ се отделя почва за определяне на водното съдържание (В, т. 2). Взетото количество поставяме в колбата с обратния хладник, заливаме я с десетократно (по тегло) количество дестилирана вода и я варим с прибавеното антикоагулационно средство в продължение на 1 час.

Истинялата суспензия, за която предполагаме, че не съдържа зърна, по-големи от 0,2 мм, изливаме в еднолитровия цилиндър и доливаме с дестилирана вода до 1 л. Сместа разбъркваме добре, пускаме в края на разбъркването секундомера и с помощта на внимателно въведения в суспензията ареометър отчитаме гъстотата ѝ след 30 сек., 1, 2, 3, 5, 15 и 30 мин., 1, 2, 6, 24 и 48 часа. Обикновено 48 часа са достатъчни за определяне на колоидалната част на глината. В процеса на анализа се измерва температурата на суспензията, в средата на цилиндъра с точност до 0,5° С. За първите пет ареометрови отчета се прави един температурен отчет, а впоследствие температурата се измерва при всяко отчитане на гъстотата на суспензията.

Диаметрите на частиците определяме без изчисление с помощта на номограмата на инж. Тер-Степанян, дадена на фиг. 4—1. Използването на номограмата за ареометровия анализ може да стане след предварителното ѝ приспособяване (тариране) към определен ареометър. Относно тарирането на ареометри виж в някой от посочените специални трудове в края на настоящата глава.

Сумарното процентно съдържание x на частиците в суспензията изчисляваме по следната формула:

$$(4,3) \quad x = \frac{\gamma}{\gamma - 1} \cdot \frac{p}{G} (R + m),$$

където γ е специфично тегло на строителната почва в г/см³;

p — процентно съдържание на частиците в суспензията като част от общото тегло, в случая равно на 100%; то е по-малко от 100%, когато имаме частици, по-големи от 0,2 мм (виж подточка ϵ на настоящата точка 1);

G — абсолютно сухо тегло на взетата проба в г;

R — окончателен отчет по ареометъра;

m — температурна поправка на ареометъра (виж фиг. 4—1).

Абсолютно сухото тегло на естествено влажни образци определяме с помощта на водното им съдържание (w) по формулата

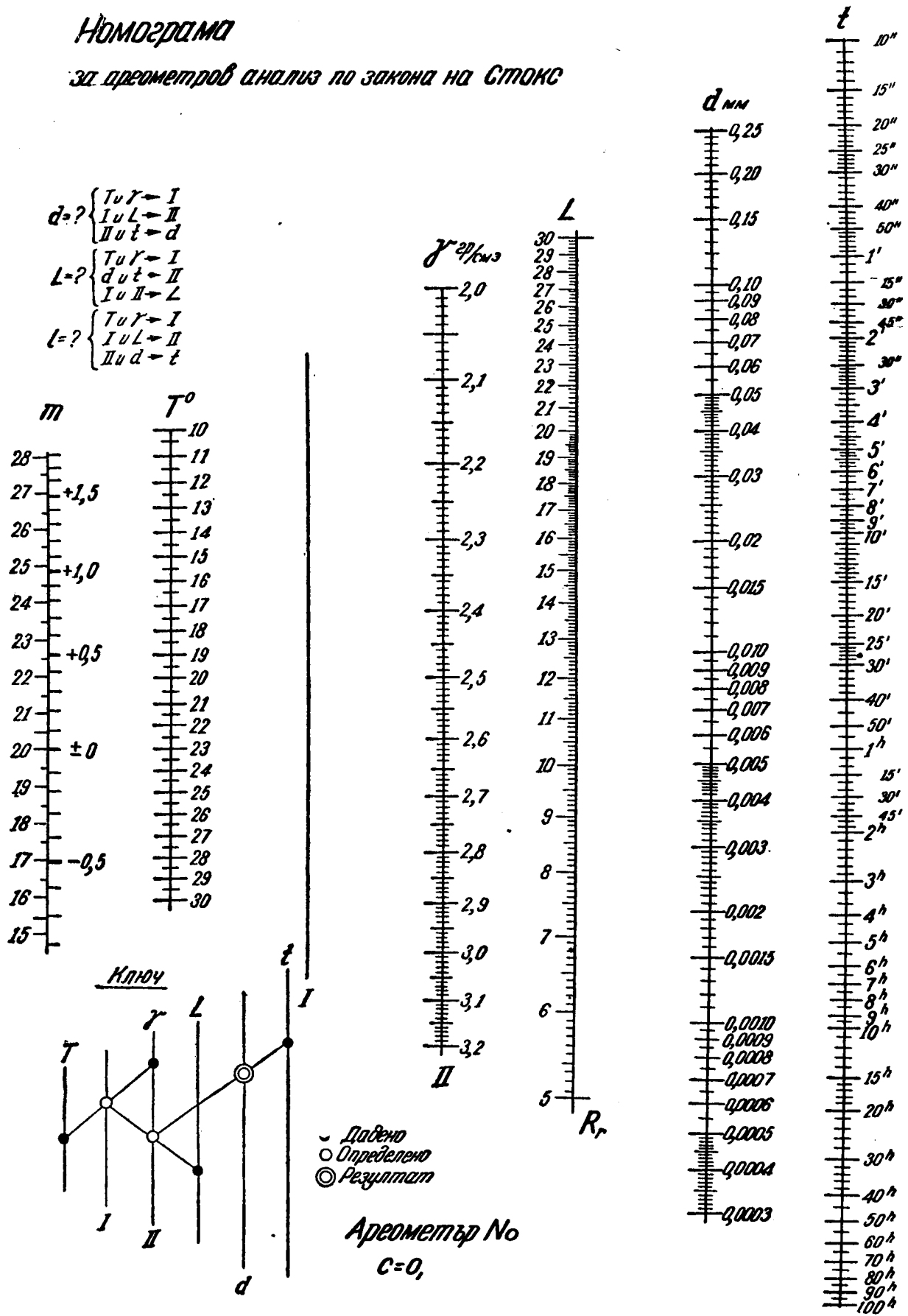
$$(4,4) \quad G = \frac{100 G_{\text{в.л.}}}{100 + w} [\text{г}],$$

където $G_{\text{в.л.}}$ е тегло на взетото количество естествено влажна строителна почва за ареометров анализ в г; останалите обозначения виж по-горе.

Ако образецът, от който сме взели проба за ареометров анализ, не е естествено влажен, определянето на абсолютно сухото тегло на взетото количество строителна почва за зърнометричен анализ става след завършване на анализа чрез изпарение.

Номограма

за ареометров анализ по закона на Стокс



Фиг. 4—1. Номограма на Тер—Степанян за ареометров анализ на строителни почви

Суспензията в еднолитровия цилиндър се пресича с коагуляционното средство, получената утайка се обезводнява чрез изпаряване на пясъчна или водна баня и се притегля, след като изстине в ексикатор.

За съкращаване на времето за провеждане на анализа и за увеличаване на точността му е необходимо свързаните почви да бъдат изпращани в лабораторията със запазена влажност.

в) Комбиниран зърнометричен анализ

В природата рядко се срещат строителни почви, зърнометричният състав на които може да се определи само с помощта на ареометровия метод. Поради това се налага той да бъде съчетан с описания в подточка а ситов анализ. Комбинираният анализ се провежда най-удобно, като от сухия и претеглен материал отнемем върху сито с диаметър на дупките 0,1 мм всички по-фини частици. Ако е необходимо частиците, по-големи от 0,1 мм, които остават върху ситото, пресяваме през другите сита на набора и по формула (4—1) определяме процентното съдържание на фракциите. Преминалата суспензия през ситото с диаметър на дупките 0,1 мм отива за ареометров анализ по подточка б. Процентното съдържание на почвените частици в мътиляката, изразено тегловно по отношение на взетото количество сух материал, представлява стойността p във формула (4,3).

При комбиниран анализ на различни видове строителна почва се вземат следните количества:

- песъчлива глина — около 15—25 г (сухо тегло),
- глинести пясъци — до 50 г,
- фини и прахови пясъци до 80—100 г.

г) Визуален метод ЦНИГРИ

На лист хартия се начертава окръжност, разделена на осем сектора, в които се нанасят нагъсто окръжности със следните диаметри: 0,1; 0,25; 0,5; 1; 2; 3; 5 и 7 мм. Пясъкът или дребният чакъл се насипва в средата на окръжността и с помощта на лупа се определя последователно размерът на зърната, сравнявайки ги с начертаните окръжности. Названието на почвата се определя по преобладаващата фракция съгласно следната табличка:

1. Пясък ситен — 0,05 до 0,1 мм;
2. Пясък дребен — 0,1 до 0,25 мм;
3. Пясък среден — 0,25 до 1,0 мм;
4. Пясък едър — 1,0 до 2,0 мм;
5. Чакъл дребен — 2,0 до 5,0 мм;
6. Чакъл среден — 5,0 до 7,0 мм.

Забележка. Фракциите, по-големи от 7,0 мм (среден и едър чакъл), могат да се определят с помощта на квадратна мрежа със съответните размери, начертана също на лист хартия. За улеснение при работа със светъл пясък окръжностите на шаблона може да бъдат черни на бял фон, а при работа с тъмен пясък — обратно.

д) Полски метод на Рутковски

Този метод е намерил широко приложение при предварителни и масови анализи с оптично-титровъчна цел. С негова помощ може да бъде определено съдържанието на следните фракции:

- а) чакълести и едропесъчливи с диаметър > 1 мм;
- б) пясъчни " " $1-0,05$ мм;
- в) прахови " " $0,05-0,002$ мм;
- г) глинести " " $< 0,002$.

За провеждането на метода са необходими следните прибори:

- сито с диаметър на дупките 1 мм;
- стъклен градуиран цилиндър с вместимост 100 см³, диаметър 2,25 см и височина на градуираната част 25 см;

стъклена пръчка с гумен накраишник;
 разтвор от калциев двухлорид (5,5 г на 100 см³ вода);
 секундомер или часовник със секундарник;
 порцеланов хапан с гумен пестик.

а) От строителната почва, която е във въздушно сухо състояние, се отбира средна проба. Слепените зърна се разтриват внимателно в порцелановия хапан с гумения пестик. От така преработената почва с помощта на градуирания цилиндър се вземат 100 см³. Цилиндърът се изпъци на малки порции при последователни удари със стъклената пръчица с гумен накраишник. Отмерената проба се пресява през сито с диаметър на дупките 1 мм. Остатъкът върху ситото се насипва отново в цилиндъра и се уплътнява по същия начин. Отчетът в см³ дава направо процентното съдържание x на фракциите с диаметър, по-голям от 1 мм, съдържащи се в общото количество проба.

б) От преминалата в ситото проба се насипват 10 см³ в стъкления цилиндър при леко уплътняване. Налива се чиста вода до 100 см³ и сместа се разбърква грижливо със стъклената пръчка. След 90 сек., считани от края на бъркането, от мътилицата се отливат 70—75 см³, т. е. стълб с височина 18 см, измервана от повърхността на суспензията (в цилиндъра остават 25—30 см³), като се внимава утайката да не се разбърква и излее. След това наново се налива чиста вода до 100 см³. Този процес на промиване продължава дотогава, докато стълбът вода над утайката след изминаването на 90 сек. стане бистър. За контрола на промивката на няколко пъти се налива чиста вода до 30 см³, суспензията се разбърква и след като престои 30 сек., се отлива всичката суспензия до утайката.

Когато контролните промивки приключат, цилиндърът се напълва с вода и след 15—20 мин. се отчита обемът (V) на утайкия се пясък. Процентното съдържание на пясъка в изследваната строителна почва се определя по формулата

$$(4,5) \quad y = \frac{V \cdot (100 - x)}{10} [\%],$$

където y е процентно съдържание на частиците с $d \leq 0,05$ мм в изследваната проба;

V — обем на утайкия се пясък в см³, определен съгласно т. бб;

x — процентно съдържание на частиците с диаметър, по-голям от 1 мм, определено съгласно т. аа.

в) В градуирания цилиндър с обем 100 см³ насипваме 5 см³ от пробата, преминала през ситото с диаметър на дупките 1 мм, като я уплътняваме. След като почвата стане рохкава, се наливат 50—70 см³ вода и суспензията се разбърква грижливо със стъклена пръчка, снабдена с гумен накраишник, докато разделим глинестите частици от пясъчните и праховите. Разбъркването продължава до изчезване на смазващото действие на глинестите частици, съдържащи се в почвата, при разтриването ѝ о стената на цилиндъра. Наливаме 3 см³ от приготвения разтвор на калциевия двухлорид, допълваме цилиндъра до 100 см³ с вода и оставяме суспензията в покой, докато утайката престане да увеличава обема си. Относителното нарастване на обема на утайката изчисляваме с помощта следната формула:

$$(4,6) \quad K = \frac{V - V_0}{V_0},$$

където K е нарастване на обема на 1 см³ строителна почва;

V — обем на утайката в цилиндъра след набъбването в см³;

V_0 — първоначален обем на строителната почва, равен на 5 см³.

С помощта на таблица 4—2 определяме процентното съдържание (z_0) на глинестите частици ($< 0,002$ мм), съдържащи се в изследваните 5 см³. Процентното съдържание (z) на глинестите частици, съдържащи се в изследваната строителна почва, се определя по формулата

$$(4,7) \quad z = \frac{z_0 (100 - x)}{100} [\%].$$

Обозначенията са както при формула (4,5).

Таблица 4—2

Нарастване на обема на 1 см ³ строителна почва К	Съдържание на глина z ₀ , %	Нарастване на обема на 1 см ³ строят. почва К	Съдържание на глина z ₁ , %	Нарастване на обема на 1 см ³ строителна почва К	Съдържание на глина z ₂ , %
4,00	90,70	2,70	61,21	1,40	31,74
3,95	89,55	2,66	60,07	1,35	30,61
3,90	88,42	2,60	58,94	1,30	29,48
3,85	87,29	2,55	57,81	1,25	28,34
3,80	86,16	2,50	56,68	1,20	27,20
3,75	85,03	2,45	55,54	1,15	26,07
3,70	83,88	2,40	54,41	1,10	24,93
3,65	82,75	2,35	53,28	1,05	23,80
3,60	81,62	2,30	52,14	1,00	22,67
3,55	80,49	2,25	51,07	0,95	21,52
3,50	79,36	2,20	49,88	0,90	20,41
3,45	78,23	2,15	48,74	0,85	19,26
3,40	77,09	2,10	47,61	0,80	18,13
3,35	75,95	2,05	46,48	0,75	17,00
3,30	74,81	2,00	45,34	0,70	15,86
3,25	73,67	1,95	44,20	0,65	14,73
3,20	72,54	1,90	43,07	0,60	13,60
3,15	71,40	1,85	41,94	0,55	12,46
3,10	70,27	1,80	40,80	0,50	11,32
3,05	69,14	1,75	39,68	0,45	10,19
3,00	68,01	1,70	38,53	0,40	9,06
2,95	66,88	1,65	37,39	0,35	7,93
2,90	65,75	1,60	36,26	0,30	6,79
2,85	64,62	1,55	35,13	0,25	5,66
2,80	63,49	1,50	34,00	0,20	4,53
2,75	62,35	1,45	32,87	0,15	3,40
				0,12	2,27

Пример: $V=8,6 \text{ см}^3$; $V_0=5 \text{ см}^3$. Като се използва формулата (4,6), се получава

$$K = \frac{8,6 - 5,0}{5,0} = 0,72.$$

От таблица 4—2 се определя процентното съдържание на глинестите частици

$$z_p = 2,72 + 13,60 = 16,32 \%.$$

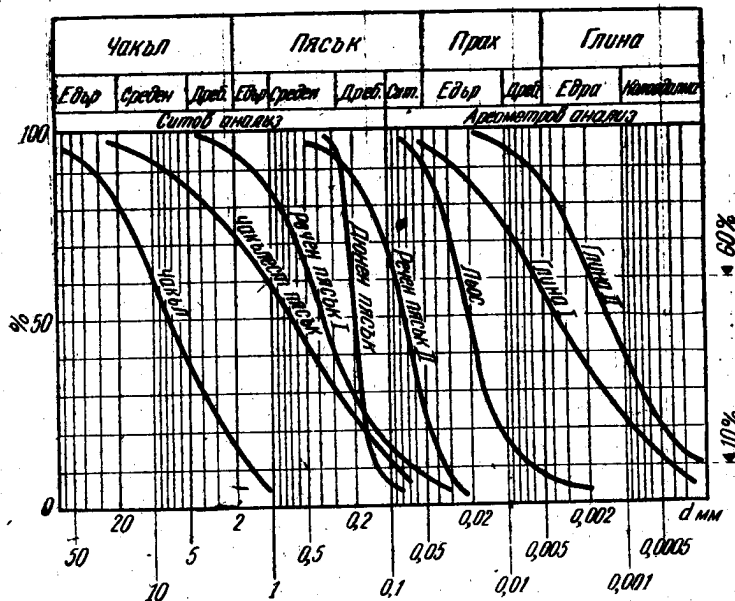
г) Процентното съдържание (t) на праховите частици, съдържащи се в изследваната строителна почва, се определя по разликата между 100% и сумата от определените по точки aa , bb и cc процентни съдържания на частици с диаметри $> 1, 1-0,05$ и $< 0,002 \text{ мм}$, т. е.

$$t = 100 - (x + y + z) [\%].$$

е) Графично изобразяване на зърнометричния състав

Резултатите от лабораторното определяне на зърнометричния състав се изобразяват най-често графически в полулогаритмичен мащаб, като по ординатната ос се нанасят в метричен мащаб тегловните проценти на задържаните (или преминалите) зърна от сито с диаметър d , а по абсцисната ос се нанасят в логаритмичен мащаб диаметрите d на зърната в мм. Колкото е по-дълга и с по-постоянен наклон кривата, толкова материалът е по-разнороден. Късите и стръмни сумарни криви изразяват еднородност на зърнометричния състав.

На фиг. 4—2 са дадени няколко зърнометрични криви на различни строителни почви.



Фиг. 4—2. Характерни зърнометрични криви в полулогаритмичен мащаб

За изразяване на по-голям брой зърнометрични анализи се използва триъгълна диаграма, която за смесени глинести и пясъчни почви е приспособена в ромбова диаграма (фиг. 4—3).

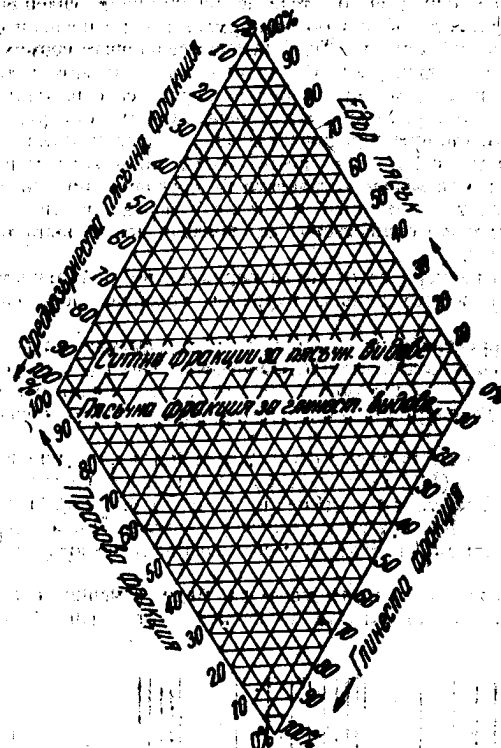
На нея в единия триъгълник се нанася зърнометричният състав на пясъчните видове, а в другия — на глинестите. В случая като обща страна на двата триъгълника се явява линията на нулевото съдържание на глинестата фракция ($< 0,005$) за глинестите видове и сумата от едрата фракция ($> 0,25$) — за пясъчните видове. Зърнометричният състав се изразява върху тази диаграма с точки, като на диаграмата се нанася процентното съдържание на трите основни групи фракции: пясъчна (2 — 0,05 мм), прахова (0,05 — 0,005 мм) и глинеста ($< 0,005$ мм). Общият сбор от трите фракции трябва да дава 100 %.

При характеризиране на пясъка като инертен материал за хидротехнически бетон въз основа на зърнометричния състав се използва графикът, изобразен на фиг. 4—4, на който се представят нагледно и зовово преобладаващите пясъчни фракции. С този график се правят бързо изводи въз основа на дадения начин на окачествяване.

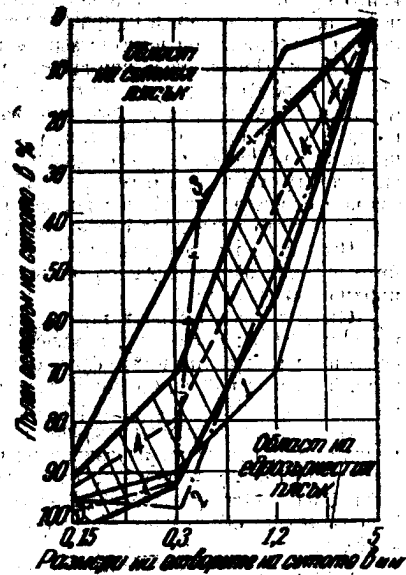
Отношението между диаметъра на зърната при 60 % — d_{60} и при 10 % — d_{10} (действащ диаметър) представлява коефициентът на разнозърнност

(4,9)

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$



Фиг. 4—3. Диаграма-ромб за навсяване на зърнометричния състав на строителните почви



Фиг. 4—4. Характерни зърнометрични криви на пясъци, проучвани у нас във връзка с хидротехническото строителство:
 1 — пясък едрозърнест от р. Чепинска, карьера Велиград; 2 — пясък едрозърнест от р. Луда Яна при гр. Пазарджик; 3 — пясък едрозърнест от р. Марица при гр. Пазарджик; 4 — пясък среднозърнест от р. Тодолница при с. Мухомо; 5 — пясък среднозърнест от р. Кривинска при с. Крчим

Таблица 4—3
 Класифициране на неспоените строителни почви според коефициента на разнородност

Наименование на строителните почви	Коефициент на разнородност U
Разнозърнести (пясъчливи, глинесто-пясъчливи и глинести)	> 15
Средно разнородности (глинести пясъци, глинест лъс)	$15-5$
Равнозърнести (лъс, пясъци, прах)	< 5

ж) Определяне на специфичната повърхнина на строителната почва

В някои случаи особен интерес представлява така наречената специфична повърхнина на строителната почва, т. е. сборът от повърхнините на всички почвени зърна, съдържащи се в единица тегло (най-често 1 г) или единица обем (най-често 1 см³). Известно е, че взаимодействието между твърдата фаза и течната или газообразната

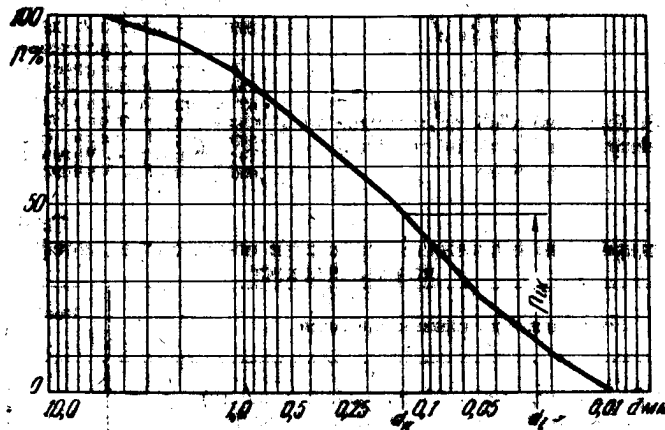
среда на една полидисперсна система се определя от тези физикохимични явления, които протичат на разделителните повърхности, в случая повърхностите на почвените частици, намиращи се в съприкосновение със средата. Тези явления се наричат повърхностни и техният интензитет зависи между другото и от размера на разделителната повърхност. Поради това вниманието на изследователите в редица случаи се е насочило именно върху определяне на тази повърхност. Установено е например, че сумарната повърхност на глинестите частици, чието съдържание представлява само един тегловен процент от общата прахово-глинеста маса, е 20 пъти по-голяма от повърхността на праховите частици, чието съдържание представлява останалите 99 тегловни процента. При това положение е ясно, че незначителен примес от финодисперсни частици с тяхната огромна специфична повърхност може съществено да повлияе на свойствата и поведението на дадена строителна почва.

Частичите на дисперсно тяло, чиито размери са от такъв порядък, че повърхностните явления започват да играят при тях известна роля, наричаме колоидни или повърхностно активни.

Съществуват различни методи за определяне на специфичната повърхност на дисперсните тела: оптически, химически, физикохимически и физически. Най-голяма перспектива на развитието имат физикохимическите, и в по-специално адсорбционните методи. Те дават най-вярно приближение до действителността, но изискват много точно експериментирание и оборудване.

В лабораторната практика най-широко се прилагат физическите методи, и по-специално тези, почиващи на закона на Стокс (4,2), като се използват кравите на зърнометричния състав. Основният недостатък на този метод се крие в изтъкнатата вече замяна на действителните размери на зърната с тях наречените еквивалентни сфери. За сравнително обаче получените по този метод резултати могат да бъдат използувани с успех.

Зърнометричната крива на дадена строителна почва може да бъде заменена с добре прилягащ към нея полигон (начупена линия), както е направено на фиг. 4—5.



Фиг. 4—5. Пример за определяне специфичната повърхност

Като се имат предвид означенията, които са дадени там, може да се напишат формулите:

$$(4.10) \quad U_{ik} = \frac{1}{d_i} \frac{1}{d_k} \left[\frac{1}{cm} \right]$$

$$(4,11) \quad \theta_{ik} = \theta \cdot U_{ik} \left[\frac{\text{см}^2}{\text{см}^3} \right],$$

$$(4,12) \quad \theta'_{ik} = \frac{6}{\gamma} \cdot U_{ik} \left[\frac{\text{см}^2}{\text{г}} \right],$$

където U_{ik} е константа, характеризираща специфичната повърхнина на фракцията с диаметри на зърната d_i и d_k ;

θ_{ik} — специфична повърхнина на фракцията от d_i до d_k в см^2 пълтна почва;

θ'_{ik} — същото, но в един грам почва;

d_i — долен (по-малък) пределен диаметър на фракцията в см;

d_k — горен (по-голям) пределен диаметър на фракцията в см;

γ — специфично тегло на строителната почва в $\text{г}/\text{см}^3$.

Сумарната специфична повърхнина θ на целокупната почва в 1 см^3 пълтна маса е равна на сбора от специфичните повърхнини на отделните фракции.

$$(4,13) \quad \theta = \sum_{i=1}^m \theta_{ik} \cdot p_{ik} \left[\frac{\text{см}^2}{\text{см}^3} \right],$$

където p_{ik} е процентното съдържание на фракцията в абсолютни единици;

m — брой на фракциите; останалите обозначения са както при формули (4,12).
Изчислителната работа се облекчава значително, ако бъдат използвани данните на таблица 4—4.

Таблица 4—4

Фракции $d_i - d_k$ мм	12 $d_i + d_k$ 1 см	U_{ik} 1 см	θ_{ik} см ² см ³	θ'_{ik} $\frac{\text{см}^2}{\text{г}}$	
				за $\gamma=2,70$	за $\gamma=2,75$
5—2	17	3	20	7	7
2—1	40	7	43	16	15
1—0,5	80	14	86	31	31
0,5—0,25	160	29	173	64	63
0,25—0,15	300	52	312	116	113
0,15—0,10	480	82	492	182	179
0,10—0,05	800	144	864	320	314
0,05—0,02	1 714	327	1 962	727	713
0,02—0,01	4 000	721	4 326	1 602	1 573
0,01—0,005	8 000	1 442	8 652	3 204	3 146
0,005—0,002	17 140	3 273	19 688	7 273	7 141
0,002—0,001	40 000	7 212	43 272	16 027	15 735
0,001—0,0005	80 000	14 424	86 544	32 053	31 471

В такъв случай от зърнометричната крива отчитаме в абсолютни единици тегловните процентни съдържания p за отделните в таблицата фракции, които умножаваме със съответните специфични повърхнини θ_{ik} от таблицата (колона 4) и ги събираме. Получената сума представлява търсената специфична повърхнина.

Сумарната специфична повърхнина в един кубически сантиметър строителна почва (заедно с порите) θ_s се изчислява по формула (4,14) или (4,16).

$$(4,14) \quad \theta_s = 6 (1 - n) \sum_{i=1}^m \frac{p}{d_i} \left[\frac{\text{см}^2}{\text{см}^3} \right]$$

където n е обем на порите в абсолютни единици;
 p — процентно съдържание на фракцията със среден диаметър d_{cp} в абсолютни единици;
 d_{cp} — среден диаметър

$$(4,15) \quad d_{cp} = \frac{d_i + d_k}{2}$$

d_i и d_k виж при формула (4,12).

$$(4,16) \quad \theta_1 = (1 - n) \sum_{i=1}^m \theta_{ik} \cdot p_{ik}$$

θ_1 е необходима за коригираната формула на Крюгер (4,72).

В таблица 4—4 (колона 2) са дадени стойности за $\frac{p \cdot \frac{6}{d_{cp}}}{d_i + d_k}$, които могат да бъдат използвани във връзка с формула (4,14).

Едно сравнение на колона 2 с колона 4 показва, че стойностите им се различават с 4—8%. Като се имат предвид опростяващите допускания, направени при изводите на формулите за специфичните повърхнини, трябва да се посочи, че и двете формули (4,14) и (4,16) могат да бъдат използвани за определяне на специфичната повърхнина в 1 см³ почва (заедно с порите).

Пример:

Използваме зърнометричната крива от фиг. 4—5. Обемът на порите $n=0,36$. Решението е дадено в таблична форма (табл. 4—5).

Таблица 4—5

Фракция $d_i - d_k$, мм	Съдържание на фракциите, p	$p \cdot \frac{6}{d_{cp}}$, $\frac{\text{см}^2}{\text{см}^3}$	$p \cdot \theta_{ik}$ $\frac{\text{см}^2}{\text{см}^3}$
5—2	0,06	1,02	1,20
2—1	0,08	3,20	3,44
1—0,5	0,12	9,60	10,32
0,5—0,25	0,13	20,80	22,49
0,25—0,15	0,10	30,00	31,20
0,15—0,10	0,09	43,20	44,28
0,10—0,05	0,15	120,00	129,60
0,05—0,02	0,16	274,24	313,92
0,02—0,01	0,11	440,00	475,86
Σ	1,00	942,06	1032,31

По формула (4,14) $\theta_1 = 942,06 (1 - 0,36) = 603 \frac{\text{см}^2}{\text{см}^3}$

По формула (4,16) $\theta_1 = 1032,31 \cdot 0,64 = 660 \frac{\text{см}^2}{\text{см}^3}$

2. ПЛЪТНОСТ НА СТРОИТЕЛНИТЕ ПОЧВИ

а) Специфично тегло, γ г/см³

Представява теглото на единица обем плътна материя без въздух и вода. Намира се в тясна зависимост от минералния състав на строителните почви.

Употребява се в качеството на помощна величина при изчислението на някои физически показатели и при оценката на някои свойства на строителните почви (виж глава Д).

Определянето му се извършва съгласно БДС 646. За него са необходими следните прибори:

пикнометър от 100 см³;
 техническа везна с точност 0,01 г с грамове;
 сушилен шкаф с постоянна температура 105° С;
 термометър;
 сито с диаметър на дупките 2 мм;
 порцеланово или стъклено блюдо;
 хапан за стриване на пробата;
 пясъчна баня;
 водна баня.

От въздушно сухата строителна почва се отбира средна проба по метода на четвъртуването. Ако тя съдържа частици, по-големи от 2 мм, се пресява през двумиллиметровото сито. Едрата част се раздробява механически и се добавя към средната проба.

От нея се вземат около 15 г за всеки пикнометър и се изсушават в сушилният шкаф. Изсушената проба претегляме точно и поставяме в пикнометъра, наливаме дестилирана вода в количество, приблизително $\frac{1}{3}$ от вместимостта му, и варим сместа в продължение на половин час (пясъци) или един час (глини). След като се допълни с дестилирана вода, пикнометърът с пробата се оставя да изстине до 20° С, положението на менисуса се поправя с прибавяне на няколко капки вода и пикнометърът се претегля. Ако пикнометърът не е тариран, предварително се напълва с дестилирана вода при 20° С и се претегля. Специфичното тегло (γ) се определя по формулата

$$(4,17) \quad \gamma = \frac{G}{G + G_1 - G_2} \gamma_{20^\circ} [\text{г/см}^3],$$

където G е тегло на изсушената до постоянно тегло проба в г;

G_1 — тегло на пикнометъра, напълнен до чертата с вода при 20° С в г;

G_2 — тегло на пикнометъра с насипаната в него почва и вода при 20° С, налята до чертата, в г;

γ_{20° — специфично тегло на водата при 20° С, равняващо се на 0,998235 г/см³.

γ_{20° може да бъде пренебрегнато, защото стойността му е приблизително равна на единица. Това не се отразява съществено на резултата, тъй като специфичното тегло се изчислява обикновено до два знака след десетичната точка.

При голяма точност на определяне освен γ_{20° трябва да се вземе предвид и количеството молекулярно свързана вода. Това обстоятелство важи особено много при определяне на специфичното тегло на финодисперсни материали. Специфичното тегло на финодисперсни почви, почви с активни колоиди и засолен почви се определя с аполярна течност (напр. ССl₄, газ, бензол или др.) вместо с вода. При това отстраняването на въздуха от почвата става с помощта на вакуум в продължение най-малко на дванадесет часа.

Специфичното тегло се изчислява по формулата

$$(4,18) \quad \gamma = \frac{G}{G + G_1 - G_2} \cdot \gamma_a [\text{г/см}^3],$$

където γ_a е специфично тегло на аполярната течност в г/см³.

Останалите обозначения са както при формула (4—17).

Според Д. Е. Полшин, който е обработил множество резултати по методите на математическата статистика, ако можем да отнесем образеца достатъчно достоверно към един от основните видове почва и ако той не съдържа органически вещества и водоразтворими соли, специфичното тегло може да бъде прието по следния начин (за Съветския съюз):

за пясъци 2,66 г/см³ с вероятна грешка $\pm 0,36\%$;
 за глинести пясъци 2,70 г/см³ с вероятна грешка $\pm 0,63\%$;
 за пясъчливи глини 2,71 г/см³ с вероятна грешка $\pm 0,74\%$;
 за глини 2,74 г/см³ с вероятна грешка $\pm 0,99\%$.

Присъствието на тежки минерали (аммонит, пирит и др.) увеличава относителното тегло, а органическите примеси (хумусни и торфени) го намаляват.

Таблица 4—6

Специфично тегло на минерали, влизащи в състава на дисперсните строителни почви

авгит	3,18—3,60	епидот	3,25—3,50	мусковит	2,76—3,10
амфибол	3,00—3,50	илит	2,80—2,91	нефелин	2,55—2,65
анхидрит	2,80—3,00	калцит	2,60—2,80	нонtronит	1,73—1,87
апатит	3,18—3,21	каолинит	2,58—2,65	ортоклаз	2,54—2,58
аратонит	2,92—3,00	кварц	2,50—2,80	плагноклаз	2,61—2,76
байделит	2,60	лимонит	2,70—4,30	серпентин	2,50—2,70
биотит	2,70—3,40	магнезит	2,90—3,12	талк	2,60—2,82
гипс	2,20—2,40	магнетит	4,50—5,30	халуазит	2,00—2,20
глауковит	2,20—2,86	микроклин	2,54—2,57	хематит	4,50—5,30
доломит	3,25—3,50	монтморилонит	2,00—2,20	хлорит	2,60—3,00

б) Объемно тегло, г/см³

Представява теглото на единица обем от почвата заедно с порите и съдържащото им.

Употребява се при всички земномеханични изчисления (виж гл. Д).
Различаваме няколко вида обемни тегла.

Обемно тегло на влажна строителна почва
 Δ , г/см³

Представява обемното тегло на почва, част от порите на която са запълнени с вода. Определя се съгласно БДС 647.

Метод с режещ пръстен

Необходими прибори:

- металлически пръстен със заострен режещ ръб, диаметър от 5 до 15 см, височина от 2 до 5÷10 см и дебелина на стената 1,5—2,0 мм;
- техническа везна с тегловност 200—500 г и точност 0,01 с грамове;
- стъклена плочка с петриева паничка или друг съд;
- остър нож с твърда права режеща част.

Върху ненарушения образец се поставя пръстенът със заострения край надолу и като се придържа, се изрязва стълбче от почвата с диаметър, малко по-голям от този на пръстена. Едновременно с това пръстенът постепенно се нахлузва на стълбчето, докато се запълни с проба. Излишъкът от почва, излизащ отгоре и отдолу от пръстена, се изрязва внимателно с ножа, като се изравнява добре с краищата на пръстена. Обемното тегло (Δ) на пробата се определя по формулата

$$(4.19) \quad \Delta = \frac{G_{\text{пр}}}{V} \text{ [г/см}^3\text{]},$$

където $G_{\text{пр}}$ е теглото на влажната, изрязана с пръстена проба, в г;
 V — обем на пръстена в см³.

Метод на парафиниране

Необходими прибори:

- хидростатична везна с грамове или техническа везна с приспособление за изваждане на потопени във вода проби;
- стъклена вана с вода;
- нож;
- конец;
- филтърна хартия;
- парафин;
- голямо порцеланово блюдо.

Пробата от почва с обем, не по-малък от 30 см³, се изглажда с нож — отстраняват се издадените части и се претегля ($G_{с.л}$). Връзва се с конец и се потапя в разтопен парафин (загрят в порцелановото блюдо малко над точката на разтопяването му), като се държи не повече от 1—2 сек. в него. Парафинът трябва да обвие пробата плътно, без въздушни мехури. След запапарафинирането пробата се претегля отново (G_1), потопява се изцяло във вода и се определя теглото ѝ под вода (G_2). След изваждането ѝ от водата пробата се изсушава с филтърна хартия и се претегля пак, за да се убедим, че в почвата не е проникнала вода, която би увеличила теглото (в сравнение с G_1). Обемното тегло се изчислява по формулата (4,19), като V се определя по следния начин:

$$(4,20) \quad V = \frac{G_1 - G_2}{\gamma_s} - \frac{G_1 - G_{с.л}}{\gamma_n} \quad [\text{см}^3],$$

където γ_n е специфично тегло на парафина, равно на 0,93 г/см³;
 γ_s — специфично тегло на водата при дадена температура, при която е потопена пробата, приблизително равно на 1 г/см³; останалите обозначения вж в текста.

Обемно тегло на скелета на строителната почва δ , г/см³

Представлява обемното тегло на почва, чиито пори мислено са изпълнени само с въздух.

Определя се по формулата

$$(4,21) \quad \delta = \frac{\Delta}{1 + \omega} \quad [\text{г/см}^3],$$

където ω е водното съдържание на влажната строителна почва в абсолютни единици, чието обемно тегло е Δ .

Обемно тегло на водонаситена почва Δ_s , г/см³

Представлява обемно тегло на почва, чиито пори са пълни изцяло с вода. Определя се по формулата

$$(4,22) \quad \Delta_s = \delta + n \quad [\text{г/см}^3],$$

където δ е обемно тегло на скелета в г/см³;

n — обем на порите в абсолютни единици.

В случай че строителната почва е водонаситена, определянето на Δ_s става непосредствено по описаните по-горе методи (с режещ пръстен или с парафиниране).

Обемно тегло на строителната почва под вода δ_n , г/см³

Представява обемно тегло на почва, която се намира под нивото на подземните води. Определя се по формулата

$$(4,23) \quad \delta_n = \delta - (1 - n) \quad [\text{г/см}^3].$$

Обозначенията виж при формула (4,22).

Ориентировъчни данни за стойностите на Δ , Δ_s и δ_n са дадени в табл. 4—7.

Обемно тегло в най-рохкаво състояние на строителната почва δ_{min} , г/см³

Представява обемно тегло на скелета на несвързаните почви (пясъци и др.), определено на изкуствено приготвена проба в най-рохкаво състояние.

Необходими прибори:

- стъклен градуиран цилиндър с вместимост 500 см³;
- техническа везна с тегловност 1000—2000 г и точност 0,01 г с грамове;
- приспособление за разрохване;
- фуния с дълга дръжка;
- порцеланово блюдо или друг подходящ съд;
- сито с диаметър на дупките 2 мм.

Въздушно сухият пясък, пресят през сито 2 мм, се насипва с помощта на фунията в стъкления цилиндър, в който предварително е поставено приспособлението за разрохване. То представлява телена спирала с дебелина на тела 1,5—2,0 мм, чиито горен край излиза извън цилиндъра или телена окръжност с диаметри, в пресечната точка на които е запоена права телена дръжка, излизаща извън цилиндъра (цялото приспособление може да бъде направено от две велосипедни спици). След насипването на около 250—350 см³ пясък в цилиндъра посредством бавно въртене изваждаме внимателно приспособлението за разрохване, отчитаме по градуировката обема, който пясъкът е зает след разрохването (V), и претегляме насипания в цилиндъра пясък на техническата везна (G). Тогава определяме δ_{min} по формулата:

$$(4,24) \quad \delta_{min} = \frac{G}{V} \quad [\text{г/см}^3].$$

Определянето се повтаря най-малко три пъти, като за окончателно значение се приема средното аритметично от двата по-малки резултата.

В литературата често се срещат възражения срещу определянето на обемното тегло по току-що описания начин, които се потвърждават и от нашата практика. Изследванията показват, че най-подходящият начин за определяне на обемното тегло на несвързаните почви в най-рохкаво състояние е насипването на изсушената почва от известна височина, като се вземат мерки почвата да не се сортира при насипването. Поради това в лабораторната практика са възприети следните начини за определяне на обемното тегло в най-рохкаво състояние.

Изсушена несвързана почва се насипва внимателно с помощта на фуния в стъкления градуиран цилиндър. По градуировката отчитаме обема (V), който пясъкът е зает. Насипаният пясък се претегля (G), след което по формула (4,24) се определя δ_{min} .

Изсушена несвързана почва с тегло G се поставя в стъкления градуиран цилиндър. Цилиндърът се запущва и се преобръща внимателно два пъти. Отчита се обемът V , който почвата е заета след преобръщането, и по формула (4,24) се определя δ_{min} .

Обемно тегло в най-плътно състояние на строителната почва δ_{max} , г/см³

Представява обемно тегло на скелета на несвързаните почви, определено на изкуствено уплътнена проба чрез трамбоване или вибриране.

Необходими прибори:

- металически цилиндър с диаметър, не по-малък от 7 см, вместимост, не по-малка от 250 см³, и с отстраняваща се наставка, висока около 3 см;

сушилеш шкаф с постоянна температура 105° С;
дървена трамбовка или вибратор;
техническа везна с тегловност 1000—2000 г и точност 0,01 г с грамове;
порцеланово блюдо или друг подходящ съд;
сито с диаметър на дупките 2 мм.

Изсушеният в сушилният шкаф пясък, пресят през сито 2 мм, се насипва на малки порции в цилиндъра с наставката, като се уплътнява енергично с трамбовката или посредством вибриране, докато се запълни целият съд. Наставката заедно с излизаният пясък се отстранява от цилиндъра, горният край на пясъка се изравнява добре с линейка. Съдържанието на цилиндъра се претегля на техническа везна (G). С помощта на обема на металическия цилиндър (V) по формула (4,24) се определя δ_{\max} . Определянето се повтаря най-малко три пъти, като за окончателно значение се приема средното аритметично от двата по-големи резултата.

Обемно тегло на изсушена строителна почва δ_u , г/см³

Глинестите почви при изсушаване се свиват, порьозността им се намалява и следователно обемното тегло на скелета им се увеличава. При такива почви трябва да се прави разлика между обемно тегло на скелета в естествено състояние (δ) и обемно тегло на скелета в изсушено състояние (δ_u). Последната величина характеризира възможната минимална порьозност на изсушена при 105° С до постоянно тегло почвена проба.

При пясъчливите почви, които не изменят порьозността си при изсушаване, величините δ и δ_u са равни помежду си.

Необходими прибори:

живачен обеммер;

сушилеш шкаф с постоянна температура 105° С;

техническа везна с тегловност 200—500 г и точност 0,1 г с грамове;

часовникови стъкла или други подходящи съдове.

Естествено влажен къс от свързаната строителна почва по възможност с по-правилна, изравнена форма се подсушава на въздуха, докато видимо промени цвета си. След това се доизсушава в сушилният шкаф при 105° С. С помощта на живачния обеммер се определя обемът на изсушената проба (V_u).

Забележка. Определянето на обема може да се извършва текущо, докато трае изсушаването.

Ако теглото на изсушената проба, определено с техническа везна, е G_u , δ_u се изчислява по формулата

$$(4,25) \quad \delta_u = \frac{G_u}{V_u} \text{ [г/см}^3\text{]}.$$

Таблица 4—7
Ориентировъчни стойности на обемното тегло на някои неспоени строителни почви в г/см³

Наименование на почвата	Обемно тегло на		
	естествено влажна почва, δ	водонаситена почва, δ_e	почва под вода, δ_u
Чакъл и пясък сбит	1,8—1,9	2,25	1,25
Пясък сух	1,5—1,8	—	—
Пясък влажен	1,6—1,7	1,8	0,8
Чакълесто-пясъчлива глина	2,0—2,2	2,3	1,3
Пясъчлива глина	1,8—2,0	2,2	1,2
Лъос	1,7—1,8	2,0	1,0
Глинест пясъчлив лъос	1,9—2,0	2,15	1,15
Глина пластична	1,9—2,0	2,0	1,0
Глина твърда суха	2,2—2,3	2,3	1,3

в) Порьозност

Обикновено при неспоените почви между отделните твърди частици има празнини — пори, които образуват празно пространство в почвата. В несвързаните почви порьозността зависи от способността за самоуплътняване при разместване на твърдите частици в почвата, докато при глините и пестъчливите глинни степента на порьозност е в зависимост и от хидратизацията и коагулацията.

Порите, които се установяват в неспоените почви, могат да имат различен произход. Те са или естествени празнини между зърната, или са резултат на някакво физическо, химическо или геоложко явление — разтваряне, фина напуканост и др.

От свързаните почви най-голяма порьозност имат льосът и льосовидните отложения, в които порите са вертикални, а самата маса е макропорьозна.

Порьозността на строителните почви е от решаващо значение за инженерногеоложките им свойства и поведението им при подлагане на силови въздействия. Тя обуславя якостта, слегваемостта, филтрационните им качества и е меродавна наред с другите физикохимични фактори за проявяването на типичните свойства на така наречените псевдотвърди тела, към които могат да бъдат причислени почти всички строителни почви.

Днес не съществуват лабораторни методи, които биха позволили непосредственото определяне на порьозността на свързаните почви. При такива почви пък и при несвързаните почви порьозността се определя по изчислителен път.

Обем на порите n

Представява количеството на порите в единица обем. Може да се изрази в абсолютни единици, т. е. като число без наименование, а може да бъде изразен и в проценти. Определя се по формулата

$$(4,26) \quad n = \frac{\gamma - \delta}{\gamma},$$

или

$$(4,26a) \quad n = \frac{\gamma - \delta}{\gamma} \cdot 100 \text{ [\%]},$$

където γ е специфично тегло на почвата в г/см^3 ;
 δ — обемно тегло на скелета в г/см^3 .

Обем на порите в най-рохкаво състояние n_{max}

Изчислява се по формулата

$$(4,27) \quad n_{max} = \frac{\gamma - \delta_{min}}{\gamma},$$

където δ_{min} е обемно тегло на скелета в най-рохкаво състояние в г/см^3 .

Обем на порите в най-сбито състояние n_{min}

Изчислява се по формулата

$$(4,28) \quad n_{min} = \frac{\gamma - \delta_{max}}{\gamma},$$

където δ_{max} е обемно тегло на скелета в най-сбито състояние в г/см^3 .

Коефициент на порите ϵ

Представява отношението на обема на порите към обема на плътната маса. Определя се по формулата

$$(4,29) \quad \epsilon = \frac{\gamma - \delta}{\delta},$$

където γ е специфично тегло на почвата в г/см^3 ;
 δ — обемно тегло на скелета на почвата в г/см^3 .

Коефициент на порите в най-рохкаво състояние ϵ_{max}

Изчислява се по формулата

$$(4,30) \quad \epsilon_{max} = \frac{\gamma - \delta_{min}}{\delta_{min}}$$

Обозначенията виж при формула (4,27).

Коефициент на порите в най-сбито състояние ϵ_{min}

Изчислява се по формулата

$$(4,31) \quad \epsilon_{min} = \frac{\gamma - \delta_{max}}{\delta_{max}}$$

Обозначенията виж при формула (4,28).

Преминването от едната система на изразяване на порьозността чрез n към другата чрез ϵ става с помощта на следните формули:

$$(4,32) \quad n = \frac{\epsilon}{1 + \epsilon}$$

или

$$(4,32a) \quad n = \frac{100 \epsilon}{1 + \epsilon} \quad [\%]$$

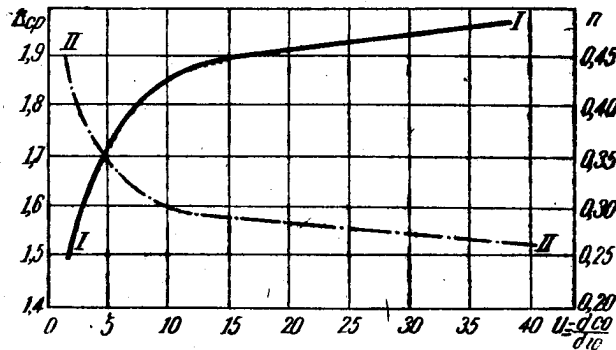
$$(4,33) \quad \epsilon = \frac{n}{1 - n}$$

или, ако n е дадено в проценти,

$$(4,33,a) \quad \epsilon = \frac{n}{100 - n}$$

Независимо от това, как се изразява порьозността, тя е важно физическо свойство, от което се определят строителните качества на почвите. Ето защо при оценката на порьозността и нейното отражение върху физическите свойства е необходимо освен общия обем на порите да се отчетат и техният произход, форма, размери, характер и разпределението им в почвата.

При коефициент на порите $\epsilon \leq 0,5$ почвата е с най-висока товарносимост. Коефициент $\epsilon > 1$ е характерен за рохкави, с недостатъчно естествено уплътняване, почвени видове, поради което те са слабо товаросими.



Фиг. 4—6. I—I е зависимостта $\Delta_{ср} = f(U)$
II—II е зависимостта $n = f(U)$

На фиг. 4—6 е дадена зависимостта на обемното тегло и порьозността на неспециални строителни почви от коефициента на разнорънност U (за почви със специфично тегло $\gamma = 2,64 - 2,65 \text{ г/см}^3$).

Таблица 4-8
Ориентировъчни стойности на коефициента на порите
при неспоените строителни почви

Наименование	Коефициент на порите ϵ
Чакъл дребен (20—2 мм)	0,30—0,40
Пясък (2—0,05 мм)	0,30—0,45
Пясък глинест	0,35—0,45
Глина песьчлива	0,40—0,50
Глина	0,40—0,65 и повече

Таблица 4-9
Специфично и обемно тегло и порьозност на неспоени строителни почви,
определени при проучвания във връзка с хидротехническото строителство

Наименование	Находище	Специфично тегло γ , г/см ³	Обемно тегло D , г/см ³	Обем на порите n , %	Коефициент на порите ϵ
Песьчлива глина	яз. Студена	2,78	1,92	45	0,82
Глина	яз. Студена	2,78	1,81	50	1,00
Песьчлива глина	яз. Батак	2,69	2,01	35	0,53
Глина	яз. Батак	2,71	1,81	46	0,85
Глина	Баташко благо	2,60	2,00	36,7	0,58
Песьчлива глина	яз. Тополяне	2,73	1,84	46,2	0,86
Глина	яз. Доспат	2,62	1,91	42,6	0,74
Глина	яз. Панчарево	2,66	1,92	44	0,78

г) Сбиваемост C и относителна плътност D

Порьозността на несвързаните строителни почви може да се изменя в широки граници. Ако си представим, че почвата се състои от еднакви по големина сферични зърна, то при разполагането им по върховете на тетраедър обемът на порите би бил 25,95 %, докато при разполагането им по върховете на хексаедър обемът на порите би пораснал до 47,64 % независимо от диаметъра на сферите. Естествените почви се състоят от различни по големина и форма зърна. Амплитудата на колебание на порьозността зависи от разноръзността на почвата, от формата на изграждащите я частици и т. н. и за различните почви е най-различна. Количествен израз на способността на несвързаните строителни почви да бъдат уплътнявани е сбиваемостта им, определяна по формулата

$$(4,34) \quad C = \frac{\epsilon_{max} - \epsilon_{min}}{\epsilon_{min}}$$

Обозначенията виж при формули (4,30) и (4,31).

Колкото величината C е по-голяма, толкова и способността на несвързаната почва към уплътняване е по-голяма и обратно. По данни на Ф. В. Котлов величината C може да бъде използвана съвместно със зърнометричния състав за сравняване на структурните свойства на различни по състав и произход пясъци.

Таблица 4—10
Сбиваемост на пясъка (С) в зависимост от формата на зърната
и генезиса му

Характер на пясъка	В рохкаво състояние		В уплътнено състояние		С
	n_{max}	s_{max}	n_{min}	s_{min}	
Ръбест кварцов (0,7—0,25 мм)	50,1	1,0	44,0	0,79	0,28
Алувиален (2,7—0,1 мм)	41,6	0,71	33,9	0,51	0,39
Заоблен дюнен	45,8	0,85	38,9	0,51	0,68

Таблица 4—11
Специфично и обемно тегло и порьозност на пясъци, проучвани
във връзка с хидротехническото строителство у нас

Находище	Специфично тегло γ , г/см ³	Обемно тегло Δ , г/см ³		Обем на порите n , %		Коефициент на порите s	
		Състояние на пробата					
		не-уплътнено	уплътнено	не-уплътнено	уплътнено	не-уплътнено	уплътнено
р. Чепинска при Велинград	2,66	1,49	1,75	43	34	34	—
р. Тополница при с. Мухово	2,65	1,50	1,75	43	34	—	—
р. Луда Яна при гр. Пазарджик	2,67	1,50	1,70	44	35	0,37	0,53
р. Марица при гр. Пазарджик	2,60	1,49	1,66	44	37	—	—
р. Вьча при Кричим	2,47	1,47	1,70	45	36	—	—

Пясъците с ръбести зърна имат малка сбиваемост — 0,25—0,35, а тези с добре заоблени зърна са високоуплътняеми до 0,65. Последните преминават лесно в плаващо състояние.

При преценката на строителните качества на несвързаните почви важна роля играе сравнението на естествената им порьозност с тази в най-рохкаво и най-сбито състояние. Поради голямото влияние на изтъкнатите по-горе фактори върху амплитудата на колебание на порьозността при естествените почви за преценка на плътността на несвързаните почви не е достатъчно да се знае само величината на порьозността, например дали пясъкът се намира в рохкаво или средно сбито състояние. Отговор на този въпрос може да даде споменатото по-горе сравнение, количествен израз на което се явява така наречената относителна плътност D

$$(4,35) \quad D = \frac{s_{max} - s}{s_{max} - s_{min}}$$

където s е коефициентът на порите в естествено състояние.
Останалите обозначения виж при формули (4,30) и (4,31).

Определянето на коефициента на порите на несвързаните почви в естествено състояние става, като пробата се изгребва от яма с определени размери или се изважда от набит в почвата цилиндър и се претегля след изсушаване. По този начин можем да определим обемното тегло на скелета на несвързаната почва δ , след което с помощта на формула (4,29) изчисляваме ϵ .

Специфичното тегло, участващо в тази формула, може да бъде определено, а може и да бъде прието съгласно указанията, дадени на края на подточка а, точка 2 на настоящата глава Б.

В зависимост от D несвързаните почви се делят на:

рохкави при $0 \leq D \leq \frac{1}{3}$,

средно сбити при $\frac{1}{3} < D \leq \frac{2}{3}$,

сбити при $\frac{2}{3} < D \leq 1$.

Както показва строителната практика, това произволно подразделяне търпи сериозна критика.

При много плътни чакълести пясъци D може да стане по-голямо от 1. Това е указание, че плътността на пясъка в естествено състояние не е могла да бъде постигната в лабораторна обстановка.

С тези показатели се получава представа за водопропускливостта на пясъците, тяхната слегваемост и съпротивление срещу външно въздействие. Една пясъчлива почва е толкова по-добра, колкото по-голяма е нейната относителна плътност или колкото по-малка е уплътняемостта и.

3. ВОДНО СЪДЪРЖАНИЕ, ПЛАСТИЧНОСТ, КОНСИСТЕНЦИЯ

а) Водно съдържание w , %

Представява отношението на теглото на водата, съдържаща се в порите на строителната почва, към теглото на сухата маса (система ϵ).

Данните за водното съдържание се използват при разсъжденията за влажността на различните пластове и за консистенцията на свързаните почви, а също намират приложение при определянето на обемното тегло и порьозността.

Определянето му се извършва съгласно БДС 644-57, за което са необходими следните прибори:

техническа везна с тегловност 500 г и точност 0,01 г с грамове;
стъклени бюкси или часовникови стъкла с шлифован ръб и месингова стискалка;
ексикатор;

сушилнен шкаф с постоянна температура 105°C.

В предварително претеглената бюкса или часовниково стъкло се поставят най-малко 10 г от влажната проба и се претеглят (G_1). След това се изсушават до постоянно тегло при температура 105°C, поставят се да изстинат в ексикатора с CaCl_2 и се претеглят (G). Ако тарата на празния съд е G_2 , водното съдържание w се изчислява по формулата

$$(4,36) \quad w = \frac{G_1 - G}{G - G_2} \cdot 100.$$

В хидротехническото строителство влажността е много съществен показател на строителния материал, използван за изграждане на земновасинни стени. В този случай е особено важно влажността да се определя бързо, за да може тя да се променя от строителя така, че уплътняването да се извършва при оптималната влажност за получаване на максимална плътност.

За бързи определения на водното съдържание е особено пригоден пикнометричният метод, който се състои в следното:

Важната проба се претегля (G_1) и се поставя в пикнометър. В пикнометъра се налива вода, например на половина от обема му, и сместа се вари в продължение на половин час. След това се долива вода до чертата и пикнометърът се претегля (G_2). Освен това се определя и теглото на пикнометъра, напълнен с вода до чертата (G_3). Тогава

$$(4,37) \quad w = \frac{\gamma G_3 + G_1(\gamma - 1) - G_2\gamma}{G_1(\gamma - 1) - [\gamma G_3 + G_1(\gamma - 1) - G_2\gamma]} \cdot 100 [\%],$$

където γ е специфично тегло на пробата в г/см^3 , което се определя веднаж за дадена почва или се приема съгласно точка 2, а; останалите обозначения виж в текста.

Максимално водно съдържание w_{max} , %

w_{max} представлява водното съдържание на водонаситена проба. Ако почвата е водонаситена, то се определя непосредствено по формула (4,36). В противен случай се изчислява по следната формула:

$$(4,38) \quad w_{max} = \frac{\epsilon}{\gamma} \cdot 100 [\%],$$

където γ е специфично тегло на почвата в г/см^3 ;
 ϵ — коефициент на порите в почвата.

б) Хигроскопична влага w_x , %

Представлява отношението между теглото на водата, която се намира в порите на въздушно суха почва, и теглото на същата въздушно суха почва (система n).

Определя се съгласно БДС-645, за което са необходими следните прибори:

аналитична везна с тегловност 200 г и точност 0,001 г с грамове;

стъклени бюкси или часовниково стъкло със шлифован ръб и месингова стискалка;

ексикатор;

сушилнен шкаф с постоянна температура 105° С.

В предварително претеглената бюкса или часовниково стъкло (G_2) се поставят най-малко 5 г въздушно суха проба и се претеглят (G_1). Изсушават се при 105° С до постоянно тегло, поставят се в ексикатор с CaCl_2 , за да изстинат и се претеглят (G). Хигроскопичната влага w_x се изчислява по формулата:

$$(4,39) \quad w_x = \frac{G_1 - G}{G_1 - G_2} \cdot 100 [\%].$$

в) Максимална молекулярна влажност w_m , %

Представлява най-голямото водно съдържание, което молекулярните сили могат да задържат в почвата

Най-простият обективен и достатъчно точен метод за определянето ѝ е „методът на влагемката среда“ на Лебедев. За провеждането на анализа са необходими следните прибори:

металлически шаблон, дебел 2 мм с кръгло отверстие с диаметър 5 см;

хидравлическа преса;

техническа везна с тегловност 200—500 г и точност 0,01 г с грамове;

сито със светъл отвор на дупките 0,5 мм;

сушилнен шкаф с постоянна температура 105° С

порцеланово блюдо;

ексикатор;

порцеланов хапан с гумен пестик;

40 листа кръгла филтърна хартия с диаметър 6 см или нагъната филтърна хартия.

От разединения с помощта на порцелановия хаван и гумения пестик и след това пресят през сито 0,5 мм материал се вземат около 50 г и се заместват с такова количество вода, колкото е необходимо, за да се получи достатъчно гъста кашица. Шаблонът се поставя върху 20 листа филтърна хартия и се напълва с гъстата кашица. Излишъкът се отстранява с нож, като почвата се изравнява с повърхността на шаблона, след това той се сменя и получената питка се покрива с останалите 20 листа филтърна хартия. Питката с филтърните листа се поставя между две дъсчици или металически пластинки и се пресова в продължение на 10 минути при постоянен натиск от 65,5 кг/см². След приключване на пресоването питката се изважда и се определя водното ѝ съдържание (т. 3, а), което съответствува на максимално молекулярната влажност.

А. М. Василев предлага максимално молекулярната влажност като еталонен показател, тъй като съгласно неговите изследвания тя била тясно свързана с редица други физически даже и физикохимически свойства на глинестите почви. Същият поставя този показател в основата на своята класификационна схема за пластични глинести почви, както се вижда от таблица 4—12.

Таблица 4—12

№ по ред	Наименование на строителната почва	w_m , %
1	глинести пясъци	9—13
2	преход между 1 и 2	14
3	песъчливи глин	15—23
4	преход между 3 и 4	24
5	глини	25—35

г) Степен на водонасищане H

Както не е достатъчно да се знае само обемът на порите за преценка на плътността β на несвързаните строителни почви, така и определянето само на водното съдържание w не може да ни осведоми каква част от порите на пробата са изпълнени с вода. За целта трябва да сравним водното съдържание w с максималното водно съдържание w_{max} . Количествен израз на това сравнение е степента на водонасищане, която се определя по една от следните формули:

$$(4,40) \quad H = \frac{w}{w_{max}},$$

$$(4,41) \quad H = \frac{w \cdot \gamma}{100 \cdot s},$$

$$(4,42) \quad H = \frac{w \cdot \delta}{100 \cdot n},$$

или ако n е дадено в проценти,

$$(4,42a) \quad H = \frac{w \cdot \delta}{n}.$$

Обозначенията към горните изрази виж при формули (4,26), (4,29) и в текста.

Според степента на водонасищане почвите се делят на:

малко влажни — $H=0 \div 0,5$;

много влажни — $H=0,5 \div 0,8$;

водонаситени — $H=0,8 \div 1,0$.

За да се избягнат недоразумения, уместно е горните названия да бъдат употребявани само при несвързани почви, тъй като има случаи, когато глинни, чиято степен на водонасищане е например 0,8—0,9, да са така твърди, че визуално с право биха могли да бъдат причислени към малко влажните.

д) Пластичност, консистенция

Пластичността представлява способността на свързаните почви да образуват с водата такава маса, която под въздействието на външни сили променя формата си, без да изменя обема си, като при това придобитите деформации са трайни.

Консистенцията е състояние на почвата, което зависи от водното ѝ съдържание и обуславя съпротивителната ѝ способност спрямо външни въздействия.

В лабораторната практика при изследване на почвите за строителни цели е възприето свързаната почва да се счита за пластична в обсега между две по-малко или повече произволно избрани гранични състояния, които се изразяват количествено от водното съдържание.

Граница на източване (долна граница на пластичност) $w_{из}$, %

Представлява водното съдържание, разграничаващо полутвърдото от пластичното състояние, при което почвата става трошлива.

Определя се по БДС 648, за което са необходими следните прибори:

техническа везна с тегловност 500 г и точност 0,01 г с грамове;

стъклени бюкси или часовникови стъкла с шлифован ръб и месингова стискалка;

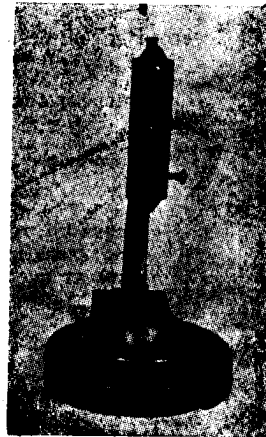
сито със светъл отвор на дупките 0,5 мм;

сушилнен шкаф с постоянна температура 105° С;

ексикатор;

стъкло с размери около 15 × 20 см.

Свързаната почва, пресята през сито с големина на дупките 0,5 мм, се замесва с вода, хомогенизира се добре и се довежда чрез мащане с ръце и подсушаване на въздух до пластично състояние. След това се източва върху стъклената плоча с длан, докато се образуват пръчици с диаметър 3 мм, които сами се ронят. Определя се водното съдържание (виж т. 3, а) най-малко на 10 г събрани парченца; това водно съдържание представлява границата на източване $w_{из}$.



Граница на протичане (горна граница на пластичност) $w_{пр}$, %

Представлява водното съдържание, разграничаващо пластичното състояние от течното, при което почвата почти загубва връзката между частиците си.

Определя се по БДС 649, за което са необходими следните прибори:

подобен конус на Василев тип НИСИ;

техническа везна с тегловност 500 г и точност 0,01 г с грамове;

стъклени бюкси или часовникови стъкла с шлифован ръб и месингова стискалка;

сушилнен шкаф с постоянна температура 105° С;

ексикатор;

сито с диаметър на дупките 0,5 мм;

порцеланов хапан с гумени пестик.

Сухите почви се раздробяват с помощта на гумения пестик, пресяват се през сито 0,5 мм и се замесват с вода до гъсто тесто. Естествено влажните почви се размачкват, ако е необходимо, с добавка на вода и се претриват през сито 0,5 мм.

Подготвената проба се хомогенизира добре, поставя се в стъклен съд така, че той да бъде напълнен, без да останат празнини. Повърхността на тестото се изглажда, към нея се поднася острието на конуса тип НИСИ (фиг. 4—7) и се фиксира с винта, на скалата се отчита началният отчет, след което конусът се освобождава и се остава

Фиг. 4—7.
Уред за определяне
границата на протичане
тип НИСИ

да потъне в тестото под действието на собственото си тегло. На скалата се отчита крайният отчет. Разликата между началния и крайния отчет представлява потъването на конуса в почвено то тесто. Това потъване трябва да бъде 10 мм, което се постига чрез допълнително овлажняване или изсушаване на опробваното вече тесто. При това е необходимо подготовката на почвата да става „еднопосочна“, т. е. или само чрез постепенно овлажняване, или чрез постепенно изсушаване. Установено е на практика, че колкото почвата е по-глинеста, толкова разликата между паралелни изпитвания на една и съща почва, но при различна подготовка (последено овлажняване или постепенно изсушаване) е по-голяма.

Щом конусът потъне точно 10 мм, опитът се прекратява и се определя водното съдържание (съгласно т. 3, а) на почвено то тесто. Това водно съдържание е търсената граница на протичане $w_{пр}$.

Показател на пластичността $w_{пл}$, %

Разликата между границата на протичане и границата на източване — $w_{пл}$, се нарича показател на пластичността.

(4,43)
$$w_{пл} = w_{пр} - w_{из} \quad [\%]$$

С негова помощ се класифицират свързаните строителни почви.

Таблица 4—13

Класификация на нескалните видове според пластичността

Наименование	Число на пластичност $w_{пл}$
Глина	> 17
Песъчлива глина	17—7
Глинест пясък	7—1

Граница на свиване w_c , %

Представяйки отново водно съдържание, от което надолу свързаната почва не се свива повече; то разграничава твърдото от полутвърдото състояние на строителната почва.

Определя се по формулата

(4,44)
$$w_c = \left(\frac{1}{\delta_a} - \frac{1}{\gamma} \right) \cdot 100 \quad [\%]$$

където δ_a е обемно тегло на пробата, изсушена при 105° С (виж т. 2,6), в г/см³;

γ — специфично тегло на същата проба в г/см³.

Границите на протичане, източване и свиване се наричат граници на консистенцията.

Ясно е, че числото на пластичността само по себе си не дава никаква представа за състоянието на свързаната почва. За тази цел близо до ума е да бъде направено сравнение на числото на пластичността с естественото водно съдържание на почвата. Количественото изражение на това сравнение представлява показателят на консистенцията.

е) Показател на консистенцията K или K_1

Определя се по формулите

(4,45)
$$K = \frac{w_{пр} - w}{w_{пр} - w_{из}} = \frac{w_{пр} - w}{w_{пл}}$$

или

(4,46)
$$K_1 = \frac{w - w_{из}}{w_{пр} - w_{из}} = \frac{w - w_{из}}{w_{пл}}$$

При това
(4,47)

$$K + K_1 = 1.$$

Във формулите w е водното съдържание на свързаната почва в естественото състояние в %. Останалите обозначения вж по-горе.

В таблица 4—14 са дадени видовете консистенция според показателя на консистенцията.

Таблица 4—14

Консистенция	K	K_1
Течна	< 0	$> 1,0$
Течно пластична	$0-0,25$	$1,0-0,75$
Мекo пластична	$0,25-0,50$	$0,75-0,50$
Средно пластична	$0,50-0,75$	$0,50-0,25$
Твърдо пластична	$0,75-1,0$	$0,25-0$
Полутвърда и твърда	$> 1,0$	< 0

Консистенцията е полутвърда, когато $w > w_c$, и твърда — когато $w < w_c$ при $K > 1,0$. За w_c вж т. 3, д.

Естествената влажност и консистенцията на неспоените строителни почви са важни фактори за тяхната товароспособност. Така например глините с твърда консистенция притежават значителна носеща способност, а такива с течна консистенция са крайно нетовароспособни.

Таблица 4—15

Граници на консистенцията на свързаните и несвързаните строителни почви

Наименование на строителната почва	Обозначение на пластичността	Граница на протичане $w_{пр}, \%$	Граница на източване $w_{из}, \%$	Пластичност $w_{пл}$	
				мин/макс	средно
Пясъци	непластични	—	—	0	0
Лъс, глинест пясък	слабо пластични	~25	~20	~2/10	5
Песъчави глинни (постав глина)	пластични	~40	~20	10/25	15
Глина мазна	силно пластична	~80	~30	25/50	50
Органически почви	отчасти пластични	~250	~150	—	100

Показателят на консистенцията носи белезите на условност и произволност, залегнали в определянето на съставлящите го граници на протичане и източване. Съгласно реоложките изследвания преходът от течно към течно пластично състояние се характеризира с появата на известно начално смесване, чиято величина, както предпазата Голдштейн, условно може да бъде приета в качеството на критерий, като се определя влажността, съответстваща на това състояние. Теоретичната обосновка на всичко това се затруднява от обстоятелството, че още не е решена пространствената задача за пластичните деформации при внедряването на тела с коническа форма в еластично-изотропното полупространство. Освен това методът за определяне на границата на източване е явно неудовлетворителен.

Срещат се глинни, при които влажността в естествено състояние е по-голяма от границата на протичане. В такъв случай показателят на консистенцията K_1 би бил $> 1,0$ и би трябвало да се очаква, че почвата се намира в течно състояние. Всъщност глината може да има достатъчно яка структура и да носи известни немалки товари. Това противоречие се обяснява с обстоятелството, че при определянето на границите на източване и протичане структурата на строителната почва се нарушава. Следователно структурният елемент не намира отражение в определяния с помощта на двете граници

Таблица 4-16

Естествена влажност и консистенция на някои строителни почви в България

№ по ред	Находнище	Дълбочина от повърхността, м	Наименование на почвата	Възраст	Естествена влажност w , %	Граница на протичане w_{HP} , %	Граница на източване $w_{из}$, %	Пластичност $w_{пл}$, %	Консистенция K
1	Яз. Батак — карьерата за насипната стена	3,00	глина	делувий	17	34	15,5	18,5	пластична
2	Яз. Батак — карьерата за насипната стена	1,80	песъчлива глина	"	14	29,5	14,0	15,5	на границата между твърда и пластична
3	ВЕЦ Асеница — глина, с която е облицован изравнителният басейн	0,70	глина	"	24	62	17,0	45,0	пластична
		0,60	"	"	25	54	17,0	37,0	пластична
4	Яз. Доспат (проект)	2,0	"	"	27,2	42	23,5	18,5	на границата между твърда и пластична
		"	песъчлива глина	"	28,0	37	28,0	9,0	
5	Яз. Тополяне (проект)	2,00	глина	плиоцен	25,7	55	22,0	33,0	пластична
6	Яз. Панчарево	3,80	"	делувий	26,5	77	23,0	57,0	пластична
7	Яз. Панчарево	5,00	"	"	17,3	47	22,0	25,0	твърда

показател на консистенцията. Във всеки случай ако показателят на консистенцията K_1 е по-голям от единица, то това най-малко означава, че нарушаването на структурата на такава почва може да доведе до превръщането ѝ в паста, притежаваща голяма вискозност. Това е от особено значение при набиването на пилоги в такива глинни.

ж) Водоотдаване

Представлява количеството вода, което може да изтече из несвързаната почва под действието на собственото тегло (гравитачно), т. е. това количество, което може да бъде оползотворено например при водочерпене.

Различаваме водоотдаване B , което представлява разликата между максималното водно съдържание w_{max} в естествено състояние и максимално молекулярната влажност w_m на почвата:

$$(4.48) \quad B = w_{max} - w_m [\%],$$

и специфично водоотдаване b , представляващо количеството гравитационна вода в литри, което може да бъде получено от 1 м³ почва в естествено състояние.

$$(4.49) \quad b = \frac{B \cdot \delta}{100} = \frac{w_{max} - w_m}{100} \delta \text{ [л/м}^3\text{]}$$

където δ е обемното тегло на скелета на почвата в кг/м³; останалите обозначения виж по-горе.

Ясно е, че при хидрогеоложките изчисления, например при определяне на запасите от почвена вода, ще намери приложение формула (4.49).

Пример. Сбит водоносен пясък $\gamma=2,65$ г/см³, $\delta=1,90$ г/см³ и $w_m=5\%$.
 $n=0,283$ (формула 4,26).
 $s=0,395$ (формула 4,29).
 $w_{max}=14,9\%$ (формула 4,38), следователно
 $B=9,9\%$ (формула 4,48).
 $b=188$ л/м³.

Ако обемът на водоносния хоризонт например е 50 000 м³, водният запас е равен на 188 · 50 000 = 9 400 000 л, или 9400 м³.

Забележка. Водоотдаването може да бъде изразено и в абсолютни единици, т. е. безразмерно, като бъде разделено на 1000. В такъв случай не е необходимо да работим при изчислението непременно в м³. Тогава, каквото е наименованието на общия обем на строителната почва (например см³, дм³, м³ и т. н.), такова е наименованието и на полученото от почвата водно количество. В нашия пример коефициентът на водоотдаването K_d , както ще наречем безразмерната величина, би се получил равен на 0,188.

По-точно коефициентът на водоотдаването (K_d) е равен на

$$(4,51) \quad K_d = n - n_w - n_L,$$

където n е обем на порите;

n_w — обем на порите, запълнени от вода, останала в края на водочерпенето;

n_L — обем на порите, запълнени от затворения въздух в осушената от водочерпенето зона.

Както показват опитите, n_w числено е по-голямо от w_m , определена по метода на високите колони.

За практически цели е достатъчно да се изчислява със стойностите, дадени в таблица 4—17.

Таблица 4—17

Строителна почва	Коефициент на водоотдаването K_d	
	в рожаво състояние	в сбито състояние
Едър пясък	0,30	0,25
Среден пясък	0,25	0,20
Дребен пясък	0,20	0,15
Ситен пясък	0,15	0,10

Забележка. Ако пясъците са глинести, K_d може да бъде взето от табличката, като се намали с около 0,05 или повече в зависимост от степента на заглиняване.

з) Степен на уплътненост на глинестите седименти

Уплътнеността на глините, извършваща се за сметка на порьозността, под действието на собственото тегло на утаяващите се частици, представлява една от най-важните страни на диагенезата на глинестите седименти. В течение на този процес уплътняващата се маса преминава през две характерни състояния, при които свойствата ѝ се изменят рязко. Тези две състояния са преходът от течно в пластично състояние и преходът от пластично в полутвърдо. Поради това практически интерес от инженерногеолошко гледище представлява количествената характеристика на състоянието на даден глинест седимент в сравнение с посочените по-горе особени състояния.

Приклонски предлага следния показател:

$$(4,52) \quad K_d = \frac{s_{np} - s}{s_{np} - s_{из}},$$

където K_d е показател на уплътняването;

s_{np} — коефициент на порите при границата на протичане;

$s_{из}$ — коефициент на порите при границата на източване;

s — коефициент на порите в естествено състояние.

s_{np} и $s_{из}$ се изчисляват по следните формули:

$$(4,53) \quad s_{np} = \frac{w_{np}}{100} \cdot \gamma,$$

$$(4,54) \quad \epsilon_{из} = \frac{w_{из}}{100} \cdot \gamma,$$

където γ е специфично тегло на почвата в $г/см^3$;
 w_{np} — граница на протичане в %;
 $w_{из}$ — граница на източване в %.

Забележка. Във формули (4,53) и (4,54) в знаменателя за по-кратко е изпуснато специфичното тегло на водата, което $\approx 1 г/см^3$.

Таблица 4-18

Състояние на строителната почва	K_d	ϵ
Недоуплътнено	$K_d < 0$	$\epsilon > \epsilon_{np}$
В начален стадий на уплътняване	$K_d = 0$	$\epsilon = \epsilon_{np}$
Пластично	$0 < K_d < 1$	$\epsilon_{из} < \epsilon < \epsilon_{np}$
Преход към полутвърдо	$K_d = 1$	$\epsilon = \epsilon_{из}$
Полутвърдо (преуплътнено)	$K_d > 1$	$\epsilon < \epsilon_{из}$

K_d може да бъде използван за инженерногеоложка класификация на глинестите седименти.

Особен интерес представлява макар и приблизителната преценка на слягането на дадена глинеста почва вследствие натоварването със собственото ѝ тегло от момента на нейното образуване. Уплътняването от собственото тегло на глинестите отложения K_c показва намалението на мощността на разглеждания слой в проценти от първоначалната му височина при $\epsilon = \epsilon_{np}$

$$(4,55) \quad K_c = \frac{\epsilon_{np} - \epsilon}{1 + \epsilon_{np}} 100\%$$

Обозначенията виж при формула (4,52).

4. КАПИЛЯРНОСТ

Капилярността е свойство на водата да се изкачва в тесни тръбички или пори (с диаметър $< 0,5$ мм) без помощта на външни сили.

В лабораторната практика се определя максималната височина на капилярно изкачване на водата в порите на почвите и скоростта на капилярното изкачване, тъй като тези две величини интересуват най-често проектантът.

Най-важните фактори, влияещи на скоростта и височината на капилярното изкачване, са минералният и зърнометричният състав на почвите, размерите и разпределението на порите в материала и съставът на водата. Освен това при свързаните почви не малка роля играе и съставът на обменните катиони.

Височината на капилярното изкачване се мени от 0,00 м за чакълите до 3,00 м за глинестите почви. Скоростта на капилярното изкачване в пясъчливите почви е много по-голяма, отколкото в глинестите.

В хидротехническото строителство е необходимо да се знае височината на капилярното изкачване в случаите, когато трябва да се дренира известен район, да се отстранят възможностите за заблатяване или засоляване на почвите от някое водохранилище или да се определят загубите на вода вследствие на капилярно просмукване над екраните на земнонасипните прегради. Данните за капилярността са необходими и при преценяване устойчивостта на фундаментите на дадена сграда или съоръжение с оглед на въздействието на подземните води.

Определянето на височината и скоростта на капилярното изкачване при несвързани почви (пясъци) се извършва чрез непосредствено наблюдение на напълнена с изпит-

ваната почва стъклена тръба, долният край на която е обвит с марля или е снабден с мрежа и е потопен в съд с вода.

Най-употребяван в лабораторната практика е капилариметърът на Каменски (фиг. 4—8).

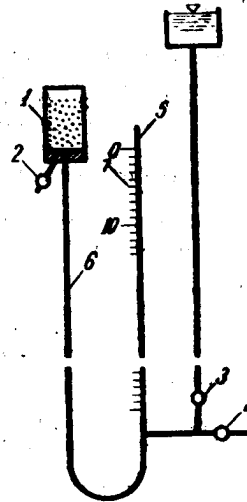
В стъклената тръба 1 на капилариметъра се насипва пясъкът, който ще изследваме, като леко се трамбува. В началото всички стискалки са затворени. Насищането на почвата с вода става бавно след отваряне на стискалките 2 и 3; след насищането стискалките 2 и 3 се затварят. Внимателно се отваря стискалката 4, при което водата в дясното коляно на манометъра 5 ще започне да се понижава до момента, в който водният стълб се откъсне от почвата. Указание за това е появата на въздушни мехурчета в тръбичката 6. Именно в този момент се отчита на скалата 7 височината на капиларното изкачване H_k .

Определянето на H_k при свързаните почви става с капилариметрите на Енгелхард, Бесков или Биковски. Трябва да се има предвид, че тези уреди позволяват да бъде определена височината на прекъснатото капиларно ниво, но не и на максималното капиларно изкачване.

Ориентировъчни данни за височината на капиларното изкачване H_k са дадени в таблица 4—19.

Таблица 4—19

Наименование на почвите	H_k , см
Пясък чакълест	0—10
Пясък от едро до среднозърнест	10—50
Пясък прахов	50—150
Пясък глинест	20—100
Пясък праховоглинест	100—200



Фиг. 4—8. Уред на Каменски за определяне височината на капиларното изкачване

5. ВОДОПРОПУСКЛИВОСТ

Под водопронируемост на строителните почви се разбира свойството им да пропускат през порите си вода с известна скорост.

Причините, които пораждаят движението на водата, могат да бъдат най-различни. Най-често в инженерногеоложката практика имаме работа с движение, предизвикано от собственото тегло на водата, обусловено от потенциалната (хидростатичната) разлика в напорите, съществуваща между различните сечения на подземния воден поток. Количеството на водата, преминаващо през дадено сечение на определена почва за единица време, зависи от напорния градиент и вискозитета на водата. Ако те са еднакви, за две различни почви водопронируемостта зависи от големината, формата и характера на порите и празнините, през които водата се движи, както и от физикохимическия състав на колоидната и глинестата фракция на почвата.

Водопронируемостта на почвите се характеризира от така наречения коефициент на филтрацията k_{ϕ} . Различаваме електроосмотичен, осмотичен, гравитационен и други коефициенти на филтрация в зависимост от причините, които са предизвикали движението на водата в почвата. В инженерногеоложката и хидрогеоложката практика най-голямо приложение намира гравитационният коефициент на филтрация или просто коефициентът на филтрация, както по-нататък ще го наричаме.

Коефициентът на филтрация може да бъде изразен по два начина — обемно и скоростно. В първия случай коефициентът на филтрация се дефинира като онова количество вода, което почвата пропуска за единица време, през единица сечение, при единица хидравличен градиент:

$$(4,56) \quad k_{\phi} = \frac{q}{F \cdot I} \text{ [см/сек]},$$

където q е количество на пропуснатата от почвата вода в $\text{см}^3/\text{сек}$;
 F — обща площ на напречното сечение на почвата, през което е минало водното количество q в см^2 ;
 I — среден хидравличен градиент ;

$$(4,57) \quad I = \frac{H}{L},$$

където H е разлика в напорите, предизвикваща движението на водата между разглежданите две сечения на отстояние L едно от друго в м ;
 L — дължина на пътя на движещата се вода между две разглеждани сечения, към които е отнесена разликата в напорите H в м.

Ако се вземе предвид, че $\frac{q}{F}$ в уравнение (4,56) не представлява нищо друго освен скоростта на движещата се през почвата вода (v), отнесена към цялото напречно сечение, което разглеждаме, то може да напишем

$$(4,58) \quad v = k_{\phi} I \text{ [см/сек].}$$

Последният израз може да бъде формулиран така : скоростта на филтрация е право пропорционална на първата степен на хидравличния градиент. При градиент, равен на единица, коефициентът на филтрация е равен на скоростта на водата, която почвата пропуска.

Изразите (4,56) и (4,58) са известни като закон на Дарси или в обобщения им от Герсеванов вид като втори закон на земната механика.

Скоростта v е отнесена към цялото сечение, т. е. не е взето предвид, че порите в почвата заемат само една част от това сечение, отговаряща на n . Затова определената по уравнение (4,58) скорост е фиктивна, средна величина. Действителната скорост u може да бъде определена по уравнението

$$(4,59) \quad u = \frac{v}{n} \text{ [см/сек],}$$

където v е скорост на филтрацията в см/сек ;
 n — обем на порите в абсолютни единици.

Колкото обемът на порите е по-малък, толкова действителната скорост на филтрацията се вода (u) е по-голяма от фиктивната (v). Това обстоятелство е особено важно, когато се сравняват получените в лабораторията или чрез пробно водочерпене данни за k_{ϕ} с данни, получени по метода на осветяването или осоляването на подземните води на терена. За този цел се използва уравнение (4,59).

Скоростта u е от значение при преценка на възможността за настъпване на суфозия, например при земнонасипни прегради и т. н.

Коефициентът на филтрация обикновено се изразява в см/сек или в $\text{м}/24$ часа. Последният начин е по-удобен от практическа гледна точка. При много слабо пропускливи строителни почви, например мазни глинни, коефициентът на филтрация се изразява понякога в см/год или в мм/год .

Строителни почви, чийто коефициент на филтрация е по-малък от около 0,1 — 1 $\text{м}/24$ часа, се считат за слабо пропускливи ; строителни почви, чийто коефициент на филтрация е по-малък от 1 $\text{мм}/24$ часа, се считат за практически водонепропускливи.

Способността на почвите да пропускат вода е пряко следствие от тяхната порьозност, следователно при изменение на обема на порите n , например при натоварване на почвата, ще се измени неминуемо и коефициентът на филтрация на разглежданата почва.

Взаимотношенията между коефициента на филтрация на дадена почва, слягването (ϵ) (изменение на обема на порите) и времето, необходимо за извършването му, са предмет на така наречената консолидационна теория на строителните почви (виж раздел V, гл. Д).

Законът на Дарси нееднократно е проверяван практически от най-различни изследователи в различни времена ; изводът от тези проверки е, че при малки стойности на хидравличния градиент законът е валиден и напълно приложим при филтрация през порьозна среда. Щом се увеличи напорният градиент или размерите на порите над опре-

делена стойност, скоростта на филтрация не се подчинява вече на зависимостта (4,58). Редица изследвания са довели до извода, че в подземния поток е възможно възникването на ламинарен и турбулентен режим на движение, като за граница на валидността на закона на Дарси се приема скоростта на прехода от единия вид движение към другия, така наречената критическа скорост v_k (вж. VII, Б, 2, г).

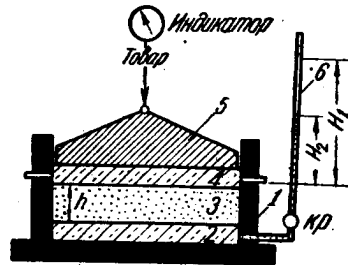
Опитите на Бочков и Линдквист обаче дават основание да се предположи, че отклоненията от зависимостта на Дарси едва ли се дължат във всички случаи на възникването на турбулентен режим във филтрационния поток. Така че отклоненията от линейната зависимост между скорост и градиент (Дарси) към друг вид зависимост (напр. Шези, където скоростта зависи от \sqrt{I}) се обуславят от фактори, които не са още напълно изяснени.

Таблица 4—20
Ориентировъчни стойности на коефициента на филтрацията за различни почви

Наименование	Коефициент на филтрация	
	см/сек	м/24 ч
Чакъл промит	$\geq 0,1$	≥ 80
Чакъл с пясък	0,1 — 0,2	80—17
Пясък едрозърнест	0,05 — 0,01	40—8
Пясък ситнозърнест и глинест пясък рохкав	0,005 — 0,001	4—0,8
Пясък глинест	0,002 — 0,0001	1,5—0,08
Пясък глинест плътен	0,0005 — 0,0001	0,4—0,08
Глина пясъчлива	$\leq 0,0001$	$\leq 0,08$
Глина	$\leq 0,000001$	$\leq 0,0008$

а) Водопропускливост на глините

Глините се характеризират с много малък коефициент на филтрация въпреки високата им порьозност. Това противоречие на пръв поглед се обяснява лесно, като се има предвид нищожната големина на порите и обстоятелството, че глинестите частици са обкръжени със слой свързана вода, който още повече намалява водопропускливостта на материала. При глините действителната скорост на филтрацията на водата, определена съгласно уравнение (4,59) отговаря на скоростта, с която свободната вода се движи в пространството между обвивките от свързана вода. Поради това действителната скорост значително превишава фиктивната скорост v . Точното определяне на действителната скорост при глините е невъзможно, още повече като се има предвид, че придвижването на водата при финодисперсните глинни става още по миграционен път и следователно е сложен и труден за математическо изразяване процес. Всичко това се усложнява и от обстоятелството, че водата в глините започва да се движи, след като бъде преодоляно съпротивлението на свързаната вода, т. е. чак тогава, когато напорният градиент превиши известна стойност. Тази стойност се нарича начален градиент и се бележи с I_k . Както показват изследванията на С. А. Роза, началният градиент зависи от дебелината на водните обвивки от здраво свързана вода и може да има най-различни стойности — от 0 (движение на свободната вода) до 30 и повече. При достатъчно дълготрайно въздействие на определен напорен градиент, чиято стойност е под тази на началния градиент (I_k), свързаната вода може въпреки това да започне да се движи. Това явление при свързаната вода е своеобразна форма на процеса пълзене.



Фиг. 4—9. Компресионен апарат (схематично изображение)

Определянето на коефициента на филтрация на свързаните строителни почви става най-удобно с помощта на компресионни апарати (одометри). На фиг. 4—9 съвсем схематично е скициран един такъв апарат.

В предварително напълвената с вода основа 1 се поставя долната филтърна плочка 2, след това се вгражда пробата 3, която се изрязва с помощта на режещ пръстен от ненарушен образец (монолит), поставя се горната филтърна плочка 4 и върху нея буталото 5. С помощта на лостова система пробата се натоварва до желанния вертикален товар и след като вертикалните деформации затихнат, се отваря краччето (K_p), за да се свърже стъклената тръбичка (пиезометърът) 6 с пробата 3. Ако за време t (сек.) водният стълб в стъклената тръбичка спадне от височина H_1 (см) на височина H_2 (см), коефициентът на филтрация може да бъде изчислен по формулата

$$(4,60) \quad k_{\phi} = \frac{c}{t} h_0 (1 + \varepsilon) \lg \frac{H_1}{H_2} \quad [\text{см/сек}],$$

където t е време в сек., за което нивото (напорът) на водата в стъклената тръбичка е спаднало от H_1 на H_2 (см);

c — константа за дадения уред без размерност и се определя по формулата

$$(4,61) \quad c = \frac{f^{2,3}}{F},$$

където f е размер на напречното сечение на стъклената тръбичка в см^2 ;

F — размер на напречното сечение на изпитваната проба в см^2 ;

h_0 — височина на сухата маса в см;

ε — коефициент на порите за дадения вертикален товар.

За температурната поправка виж т. 6.

б) Водопроникливост на несвързаните почви (пясъци, чакъли и пр.)

Пясъците, чакълите и другите несвързани почви се отличават обикновено с добрата си водопроникливост, поради това определянето на техния коефициент на филтрация става най-добре по пътя на опитното водонагнетяване или водочерпене от специални изработки (шурфове, сондажи) (виж VI, г). Като се има предвид, че в лабораторна обстановка не може да бъде възстановена структурата на несвързаните почви в естественото им състояние, става ясно, че определянето на k_{ϕ} на такива почви в лабораторията може да даде само ориентировъчни резултати. Ето защо освен посочването на метода, по който е извършено определянето, данните за коефициента на филтрацията на несвързаните почви трябва да бъдат придружени непременно от данни за обема на порите или за коефициента на порите.

Горните разсъждения показват, че най-подходящи са ония методи за определяне на коефициента на филтрацията на несвързаните почви, които позволяват сравнително просто, бързо и масово извършване на изследването. По този начин се елиминира отчасти същественият недостатък при лабораторното определяне на k_{ϕ} — несъответствие между естествените и лабораторните (изкуствените) порьозност и структура. Коефициентът на филтрация на водоносните пластове, колкото и хомогенни да изглеждат те при естественото им залегане, се мени в широки граници. Ето защо е излишна прекомерната точност на скъпи и сложни лабораторни опити, които биха дали коефициента на филтрацията с голяма точност само на изследваната точка, но не биха обхванали естествените отклонения от него в проучвания водоносен хоризонт.

Таблица 4—21

Коефициент на филтрация на едрозърнести еднородни материали

Среден диаметър на частиците, мм	2,00	3,60	5,85	5,94	7,26	8,36	12,50	14,60	16,40	22,00	35,10
Коефициент на филтрация k см/сек	0,312	1,90	2,87	4,20	6,50	7,10	7,00	7,35	14,15	13,50	14,20

Таблица 4—22

Приблизителни стойности на коефициента на филтрация в дребночакълест материал

Среден диаметър на частиците, мм	35,0	21,0	10,0	14,0	5,8	3,0	2,9
Коефициент на разнозърност U	2,7	2,0	2,0	6,3	5,9	3,5	2,7
Обем на порите n	0,38	0,40	0,40	0,33	0,33	0,38	0,38
Коефициент на филтрация k при температура $t=10^{\circ}$, см/сек	20,0	20,0	10,0	5,0	3,3	0,8	0,8

Определянето на коефициента на филтрация на несвързаните почви в лабораторна обстановка се извършва най-удобно в тръбата на Каменски или по направянето на капилярното насищане по метода на Терцаги — Казагранде.

Метод на Каменски

Необходими пособия:

Тръба на Каменски (стъклена тръба с ϕ около 4 см и дължина 25 см със скала с деления от 0 до 20 см, снабдена на долния край с марля или месингова мрежа (фиг. 4—10);

ставив за закрепване с муфа;

стъклена ваза;

секундомер;

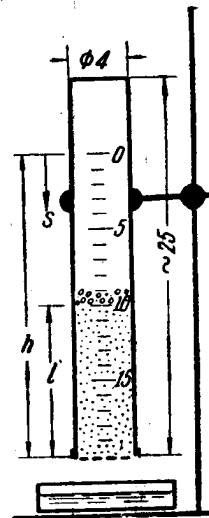
термометър;

сушилня шкаф с постоянна температура 105°C ;

стъклени или порцеланови блюда;

техническа везна с тегловност 500—1000 г и точност 0,01 г с грамове.

Изсушеният пясък се насипва в тръбата и уплътнява чрез почукване, като едновременно с това се насища с вода. Тръбата се напълва до деление 10 см с пясък, върху който се поставя „буферен слой“ от дребен чакъл. Налива се вода на около 1—2 см над нулевото деление и се засича със секундомера времето, за което нивото на водата в тръбата спада от деление 0 до деление 5 или 3 и се измерва температурата на водата. Коефициентът на филтрация (k_{ϕ}) се изчислява по формулата



Фиг. 4—10. Тръбичка на Каменски за определяне коефициента на филтрация на пясъците

$$(4,62) \quad k\phi = \frac{l}{t} \cdot f\left(\frac{s}{h}\right) \quad [\text{см/сек}],$$

$$(4,63) \quad f\left(\frac{s}{h}\right) = -\ln\left(1 - \frac{s}{h}\right),$$

където l е височина на филтриращия слой в см;
 t — време, необходимо за понижаване на нивото в тръбата от деление 0 до деление 3 или 5 в сек;
 s — понижение на нивото на водата в тръбата в см;
 h — първоначален напор в см.

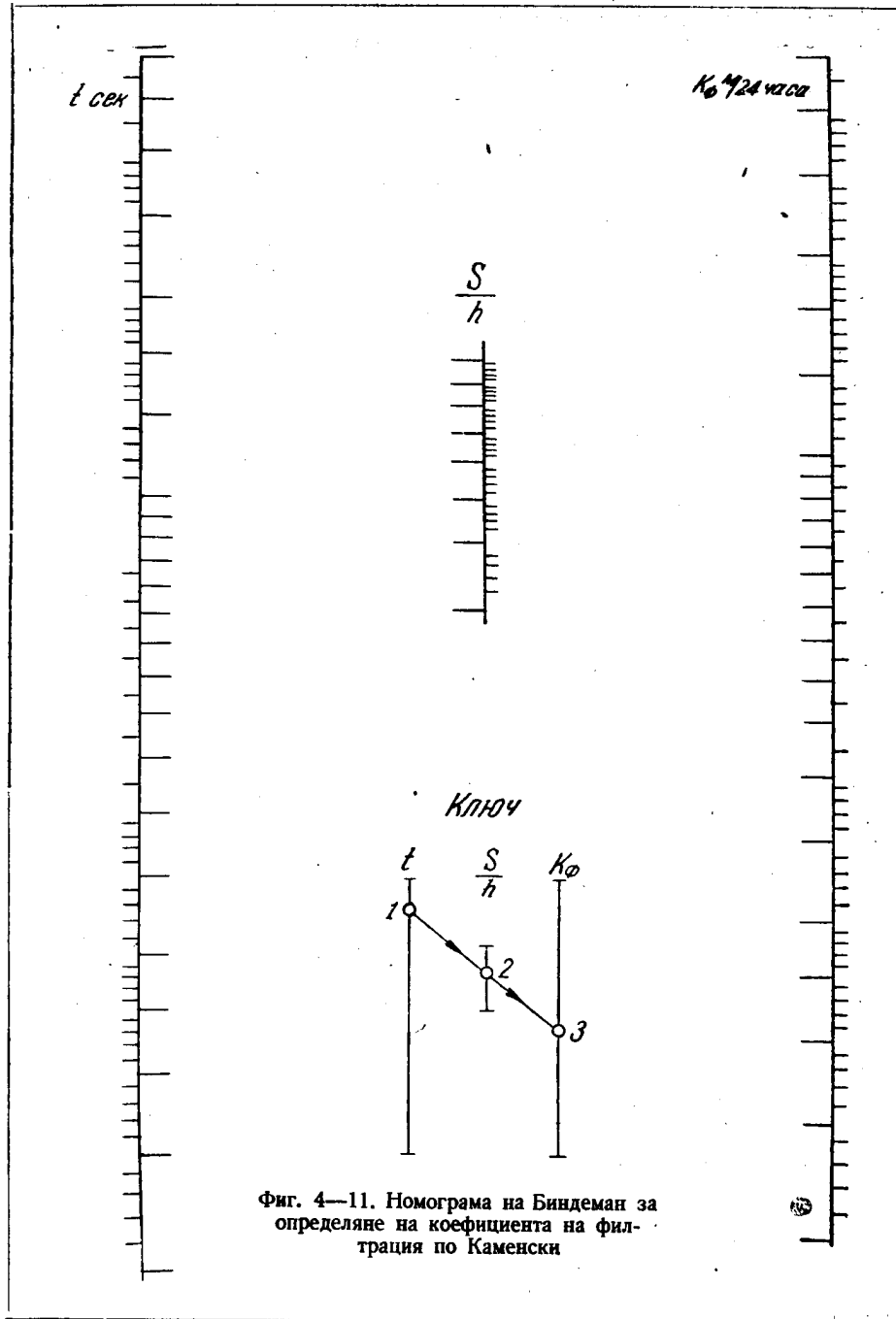
Величината $f\left(\frac{s}{h}\right)$ се взема от таблица 4—23.

Таблица 4—23

Стойност на функцията $f\left(\frac{s}{h}\right)$

$\frac{s}{h}$	$f\frac{s}{h}$	$\frac{s}{h}$	$f\frac{s}{h}$	$\frac{s}{h}$	$f\frac{s}{h}$
0,00	—	0,33	0,400	0,67	1,109
0,00	—	0,34	0,416	0,68	1,139
0,01	0,010	0,35	0,431	0,69	1,172
0,02	0,020	0,36	0,446	0,70	1,204
0,03	0,030	0,37	0,462	0,71	1,238
0,04	0,040	0,38	0,478	0,72	0,273
0,05	0,051	0,39	0,494	0,73	0,309
0,06	0,062	0,40	0,510	0,74	1,347
0,07	0,073	0,41	0,527	0,75	1,386
0,08	0,083	0,42	0,545	0,76	1,427
0,09	0,094	0,43	0,562	0,77	1,470
0,10	0,105	0,44	0,580	0,78	1,514
0,11	0,117	0,45	0,598	0,79	1,561
0,12	0,128	0,46	0,616	0,80	1,609
0,13	0,139	0,47	0,635	0,81	1,661
0,14	0,151	0,48	0,654	0,82	1,715
0,15	0,163	0,49	0,673	0,83	1,771
0,16	0,174	0,50	0,693	0,84	1,838
0,17	0,186	0,51	0,713	0,85	1,897
0,18	0,196	0,52	0,734	0,86	1,966
0,19	0,210	0,53	0,755	0,87	2,040
0,20	0,223	0,54	0,777	0,88	2,120
0,21	0,236	0,55	0,799	0,89	2,207
0,22	0,248	0,56	0,821	0,90	2,303
0,23	0,261	0,57	0,844	0,91	2,408
0,24	0,274	0,58	0,868	0,92	2,526
0,25	0,288	0,59	0,892	0,93	2,659
0,26	0,301	0,60	0,916	0,94	2,813
0,27	0,315	0,61	0,941	0,95	2,996
0,28	0,329	0,62	0,957	0,96	3,219
0,29	0,346	0,63	0,994	0,97	3,507
0,30	0,357	0,64	1,022	0,98	3,912
0,31	0,371	0,65	1,050	0,99	4,605
0,32	0,385	0,66	1,079		

За ускоряване на изчислението се използва номограмата на Биндеман (фиг. 4—11), с която се определя коефициентът на филтрацията.



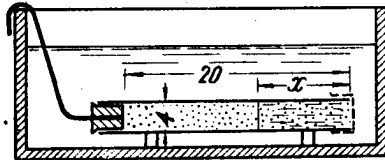
За температурната поправка виж в т. 6.
След завършването на опита почвата се изсушава в сушилен шкаф и претегля (G). С помощта на обема на стъклената тръба V (от деление 10 до 20) определяме обемното тегло на скелета на почвата по формулата

$$(4,64) \quad \delta = \frac{G}{V} \quad [\text{г/см}^3].$$

Накрая се определя обемът на порите n или коефициентът на порите ν по формула (4,26), респ. (4,29).

Метод на Терцаги—Казагранде

Необходими прибори :
стъклена тръба както тази на Каменски ;
стъклена ваза с вода ;
секундомер (часовник) ;
термометър ;
сушилен шкаф с постоянна температура 105°C ;
порцеланови или стъклени блюда.



Фиг. 4—12. Определяне на коефициента на филтрация по Терцаги—Казагранде

Тръбата се напълва с изсушената в сушилният шкаф почва, претегля се заедно с тръбата (G_1) и се запушва добре с гумена тапа, през която е прекарана стъклена тръбичка, съединена с гумен маркуч. Ако тарата на тръбата е G_2 и обемът, зает от пробата (V), се изчисли, то обемът на скелета на пясъка се изчислява по формулата

$$(4,65) \quad \delta = \frac{G_1 - G_2}{V} \quad [\text{г/см}^3].$$

Тръбата се поставя в стъклена ваза с вода и се измерва напредъкът на капилярното намокряне на пробата след известни интервали от време (фиг. 4—12).

Ако след t сек. пробата се е намокрила по капилярнен път на разстояние x см от запушения с мрежа край и ако обемът на порите, изчислен по (4,65) и (4,26), е n , коефициентът на филтрация може да бъде изчислен по формулата

$$(4,66) \quad k_{\phi} = 1,36 \cdot 10^{-5} n \frac{x^2}{t^2} \quad [\text{см/сек}].$$

в) Температурна поправка

Коефициентът на филтрация зависи и от вискозитета на водата. Поради това е необходимо опитните данни, получени по лабораторен или полски път, да бъдат привездени към определена температура, за да могат да бъдат сравнявани както помежду си, така и с други подобни данни. Прието е тази температура да бъде 10°C . Редукцията става по формулата

$$(4,67) \quad k_{10} = a_t \cdot k_t \quad [\text{см/сек}],$$

където k_{10} е редуциран коефициент на филтрацията при температура на почвената вода 10°C в см/сек ;

a_t — коефициент на температурната поправка за температура на водата през време на опита $t^{\circ}\text{C}$;

k_t — коефициент на филтрацията, установен при температура на водата през време на опита $t^{\circ}\text{C}$.

Коефициентът на температурната поправка се избира в съответствие с температурата на водата от таблица 4—24.

Таблица 4-24

Темпера- тура t , °C	a_t	Темпера- тура t , °C	a_t	Темпера- тура t , °C	a_t	Темпера- тура t , °C	a_t
10,0	1,00000	15,0	0,87389	20,0	0,77116	25,0	0,68620
10,5	0,98613	15,5	0,86268	20,5	0,76194	25,5	0,67851
11,0	0,97256	16,0	0,85168	21,0	0,75290	26,0	0,67096
11,5	0,95929	16,5	0,84091	21,5	0,74402	26,5	0,66354
12,0	0,94630	17,0	0,83035	22,0	0,73530	27,0	0,65625
12,5	0,93359	17,5	0,82000	22,5	0,72674	27,5	0,64908
13,0	0,92114	18,0	0,80985	23,0	0,71834	28,0	0,64203
13,5	0,90896	18,5	0,79990	23,5	0,71008	28,5	0,63511
14,0	0,89703	19,0	0,78997	24,0	0,70198	29,0	0,62829
14,5	0,88534	19,5	0,78056	24,5	0,69402	29,5	0,62159
						30,0	0,61501

Пример: $k_{\phi} = 8,50$ м/24 часа при температура на водата 15° .
По формула (4,67) $k_{10} = a_{15} \cdot k_{15} = 0,874 \cdot 8,5 = 7,42$ м/24 часа.

г) Водопронусливост на фациално променящи се в дълбочина почви

Строителните почви в естествени условия на залягане се състоят най-често от пластове с различна водопронусливост. Общият коефициент на филтрация на задругата може да бъде изчислен по следните начини:

а) ако движението на водата става в посока, успоредна на пластове

$$(4,68) \quad k_{\parallel} = \frac{1}{H} (k_1 \cdot h_1 + k_2 \cdot h_2 + \dots + k_n \cdot h_n);$$

б) ако движението на водата става в посока, перпендикулярна на пластове:

$$(4,69) \quad k_{\perp} = \frac{H}{\frac{h_1}{k_1} + \frac{h_2}{k_2} + \dots + \frac{h_n}{k_n}},$$

където k_{\parallel} е коефициент на филтрация в посока, успоредна на напластяването в м/24 часа;
 k_{\perp} — коефициент на филтрация в посока, перпендикулярна на напластяването в м/24 часа;

h_1, h_2, \dots, h_n — дебелина на отделните пластове в м;

$H = h_1 + h_2 + \dots + h_n$ — дебелина на пластовата задруга в м;

k_1, k_2, \dots, k_n — коефициент на филтрация на отделните пластове в м/24 часа.

д) Косвени методи за определяне на коефициента на филтрация

Коефициентът на филтрация зависи и от големината на порите. Последната пък е обусловена от диаметъра на зърната. Би трябвало да се очаква, че и коефициентът на филтрация зависи от диаметъра на зърната. В резултат на многочислени изследвания са изведени множество емпирични формули. Трябва да се има предвид обаче, че с тези формули се получава грубо приближение до действителността и че те са валидни само за пясъчливи строителни почви. По изследванията на Замарин отклонението на изчислените стойности от действително наблюдаваните може да достигне 500%.

Формула на А. Хазен

Тя е приложима за пясъци с d_{10} (виж фигура 4—9) от 0,1 до 3,0 мм и коефициент на развозърност $U \leq 5$

$$(4,70) \quad k_{\phi} = C \cdot d_{10}^2 \text{ [м/24 часа]},$$

където k_{ϕ} е коефициент на филтрацията при температура на водата 10°C ;
 C — емпиричен коефициент, зависещ от чистотата на пясъка;
 d_{10} — диаметър на зърната при 10% или както още се нарича неправилно* „ефективен“ диаметър в мм;
 C за чисти и еднородни пясъци се колебае от 1200 до 800, а за глинести и нееднородни пясъци — от 800 до 400.

Формулата (4,70) добива следния много опростен вид, ако се приеме, че C е равно на 864 (което е близо до средната му стойност, както показват практиката и многобройните опити):

$$(4,70a) \quad k_{\phi} = d_{10}^2 \text{ [см/сек].}$$

Формула на Сликтер

Тя е приложима за пясъци с „ефективен“ диаметър (d_{10}) от 0,01 до 5,0 мм.

$$(4,71) \quad k_{\phi} = 496 \cdot M \cdot d_{10}^2 \text{ [м/24 часа],}$$

където k_{ϕ} е коефициент на филтрация на пясъка при температура на водата 10°C ;
 d_{10} — „ефективен“ диаметър в мм;
 M — коефициент, зависещ от обема на порите n (виж табл. 4—25).

Таблица 4—25

n	M	n	M	n	M
0,26	0,1187	0,33	0,2601	0,40	0,4922
0,27	0,1350	0,34	0,2878	0,41	0,5339
0,28	0,1517	0,35	0,3163	0,42	0,5789
0,29	0,1684	0,36	0,3473	0,43	0,6267
0,30	0,1905	0,37	0,3808	0,44	0,6776
0,31	0,2122	0,38	0,4154	0,45	0,7295
0,32	0,2356	0,39	0,4524	0,46	0,7838

Формула на Василев (коригирана формула на Крюгер)

Тя важи за разнوزърнести пясъци.

$$(4,72)** \quad k_{\phi} = \frac{183 \cdot 10^4}{\theta_1^2} \cdot \frac{n^3}{(1-n)^2} \text{ м/24 часа,}$$

където k_{ϕ} е коефициент на филтрация при температура на водата 10°C ;

n — обем на порите;

θ_1 — специфична повърхнина на частиците в 1 cm^3 почва.

Специфичната повърхнина θ_1 се определя съгласно точка 1 на настоящата глава по формула (4,14) или (4,16) или с помощта на таблица 4—4.

в) ОСНОВНИ МЕХАНИЧНИ СВОЙСТВА НА НЕСПОЕНИТЕ СТРОИТЕЛНИ ПОЧВИ

1. КОМПРЕСИОННИ СВОЙСТВА

Всички строителни почви се слягат под влиянието на приложени върху тях товари. Степента на слягането и явленията, които го придружават, зависят от характера на почвата, вида на товарите, бързината, с която почвата бива натоварвана, интензивно-

* Неправилно, защото Хазен е считал, че при замяна на разнозърнест пясък с пясък с еднакви зърна с диаметър, равен на диаметъра на зърната на разнозърнестия пясък при 10% , коефициентът на филтрация не се променя. Както показаха по-късни изследвания, това схващане не е вярно.

** Стойността на коефициента на формула (4,72) — $183 \cdot 10^4$ е получена след преброяване за 10°C .

на приложените сили и т. н. Целта на лабораторното изследване на компресионните свойства е да бъдат определени редица показатели и характеристики (диаграми на слягване, диаграма на уплътняване, параметри на компресионната крива, диаграма на времеслягване, модул на слягване и др.), с помощта на които може да бъде изчислено слягването на строителните почви или да бъде проследена предисторията на натоварването им.

а) Криви на слягване и уплътняване

Определянето на тези криви става в специални апарати — одометри (фиг. 4—9).

От ненарушената почвена проба се изрязва с помощта на режещ пръстен цилиндрично тяло, претегля се (G_1) и се вгражда в апарата между двете порьозни плочки 2 и 4, залива се с вода, поставя се отгоре буталото 5 и с помощта на лостова система се товари стъпалообразно до желанния предел в $\text{кг}/\text{см}^2$, като всеки път се изчаква вертикалните деформации да затихнат, т. е. слягването да се стабилизира (пробата да консолидира), преди да бъде поставен нов товар. Деформациите се измерват с индикатор с точност 0,01 мм. След завършване на опита пробата се изважда и се определя влажността и сухото ѝ тегло (G).

По следната формула се определя специфичното слягване s_p , отговарящо на товар p :

$$(4,73) \quad s_p = \frac{\Delta H_p}{H} \cdot 100 \text{ [\%]},$$

където ΔH_p е слягване на пробата при товар p $\text{кг}/\text{см}^2$ в см;

H — височина на пробата в началото на опита в см.

А по следната формула се изчислява коефициентът на порите ϵ_p , който изследваният образец притежава при товар p $\text{кг}/\text{см}^2$

$$(4,74) \quad \epsilon_p = \frac{(H - h_0) - \Delta H_p}{h_0}$$

Височината на пробата в началото H се изчислява по формулата

$$(4,75) \quad H = h_0 + h_w + \Delta H_e \text{ [см]},$$

където h_0 е височината на сухата маса в см;

h_w — височина, заета от водата в края на опита, в см;

ΔH_e — слягване в края на опита, отчетено с индикатора, в см.

От своя страна височините h_0 и h_w се определят по следните формули:

$$(4,76) \quad h_0 = \frac{G}{\gamma \cdot F} \text{ [см]},$$

$$(4,77) \quad h_w = \frac{G_1 - G}{\gamma_s \cdot F} \text{ [см]},$$

където γ е специфично тегло на строителната почва в $\text{г}/\text{см}^3$;

F — напречно сечение на изследваната проба в см^2 ;

γ_s — специфично тегло на водата (прибл. равно на 1,0) в $\text{г}/\text{см}^3$;

G и G_1 виж в текста.

Данните от опита се нанасят под формата на характеристични линии в координатната система. По абсцисната ос се нанася вертикалният товар p в $\text{кг}/\text{см}^2$, а по ординатната ос — специфичното слягване s_p , изчислено по формула (4,73), или коефициентът на порите ϵ_p , изчислен по формула (4,74). В първия случай се получава кривата на слягване (фиг. 4—13), а във втория — кривата на уплътняване (фиг. 4—14).

С помощта на една от двете криви се изчислява модулът на слягването.

От кривата на слягване — $s = f(p)$

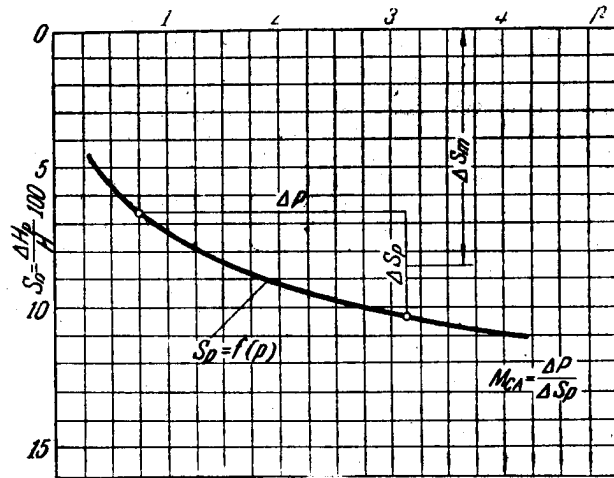
$$(4,78) \quad M_{cl} = \frac{\Delta p}{\Delta s_p} (1 - \Delta s_m) \text{ [кг}/\text{см}^2],$$

където Δp е допълнителен товар към битовия в $\text{кг}/\text{см}^2$;

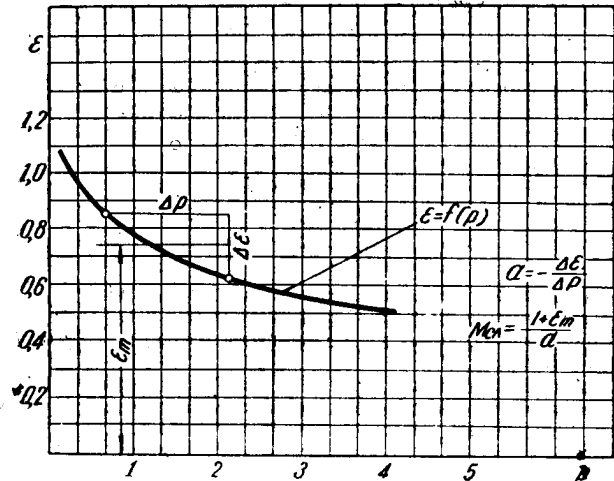
Δs_p — специфично слягване, отговарящо на допълнителния товар в абсолютни единици;

ΔS_m — средно относително слягане в абсолютни единици:
 От кривата на уплътняване — $\epsilon = f(p)$

$$(4,79) \quad M_{ca} = \frac{\Delta p}{\Delta \epsilon} \cdot (1 + \epsilon_m) = - \frac{1}{a} (1 + \epsilon_m) \quad [\text{кг/см}^2],$$



Фиг. 4—13. Крива на слягането $S_p = f(p)$



Фиг. 4—14. Крива на уплътняването $\epsilon = f(p)$

където a е коефициент на уплътняване в $\text{см}^2/\text{кг}$; определя се по формулите

$$(4,80) \quad - a = \frac{\Delta \epsilon}{\Delta p} \quad [\text{см}^2/\text{кг}],$$

или
 (4,81) $- a \cdot \Delta p = \Delta \epsilon.$

Останалите обозначения се виждат от фиг. 4—14.

Изразът за a представлява първият закон на земната механика или законът на Терцаги, който гласи, че изменението на порьозността на строителните почви е пропорционално на изменението на товара, предизвиквал изменението на порьозността.

Маслов предлага при обработването на компресионните криви да бъде въведен така нареченият „модул на слягването“ e_p . Този модул представлява слягването в мм, вследствие натоварване на стълб от строителна почва с височина 1 м. Определянето му става по формулата

$$(4,82) \quad e_p = 1000 \cdot \frac{\Delta H_p}{H} \quad \left[\frac{\text{мм}}{\text{м}} \right].$$

Обозначенията виж при формула (4,73).

Ако е дадена кривата на уплътняване

$$(4,83) \quad e_p = 1000 \cdot \frac{s_1 - s_2}{1 + s_1} \quad \left[\frac{\text{мм}}{\text{м}} \right],$$

където s_1 е начална порьозност на строителната почва;

s_2 — коефициент на порите при товар p .

Между модулите на слягването M_{ca} и e_p съществува следната зависимост:

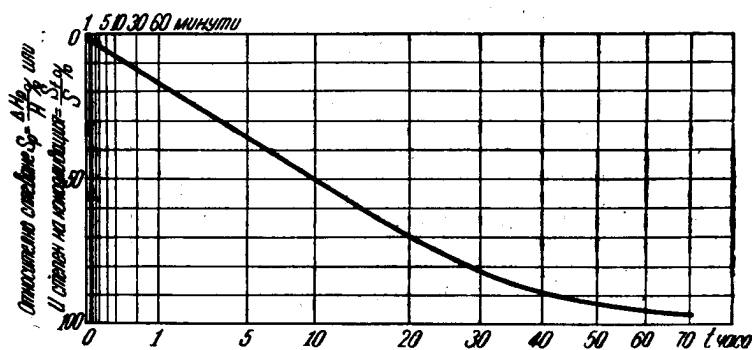
$$(4,84) \quad M_{ca} = 1000 \cdot \frac{p}{e_p} \quad [\text{кг/см}^2],$$

която позволява да се изчисли неизвестният от тях.

От уравнение (4,84) се вижда, че M_{ca} е променлива величина и зависи от натоварването p .

б) Крива на времеслягване

При натоварването на водонаситени глинести строителни почви наред с въпроса за големината на слягването им особено значение придобива и проблемата за определяне на интервала от време, в който практически ще се извърши това слягане. По-



Фиг. 4—15. Теоретична крива на времеслягването $S_p = (t)$

дробно с този въпрос се занимава така наречената теория на консолидацията (виж гл. Б, т. 5 в раздел V, гл. Д).

С помощта на кривата на времеслягването може с известно приближение да бъде проведено изчислението на хода на слягването на съоръженията, които ще бъдат построени върху изследваните в лабораторията глинести почви, влизащи в състава на активната зона (виж раздел V, гл. Г, т. 2).

Данните за кривата на времеслягване се получават едновременно с данните за кривите на слягане и уплътняване (виж т. а). За целта след поставянето на всяко

ново стъпало на натоварване се отчитат вертикалните деформации след определени интервали от време, например 1 мин., 2 мин., 5 мин., 10 мин., 30 мин., 1 час, 2 часа, 5 часа и т. н., докато слягането вследствие даденото стъпало на натоварване се стабилизира. Ако по абсцисната ос на правоъгълна координатна система нанесем времето в минути, и то в обикновен логаритмичен или коренквадратен мащаб, а по ординатната ос — деформацията на пробата в проценти от окончателното ѝ слягане, ще получим кривата на времеслягане. На фиг. 4—15 е нанесена една такава крива.

Следователно кривата на времеслягането може с достатъчна достоверност да бъде разглеждана като график на слягането на почвен пласт с дебелина, равна на тази на пробата в одометъра, ограничен отдолу и отгоре с водопронепускливи пластове и натоварен с безкрайно разпростиращ се вертикален товар.

Относно практическото използване на кривата на времеслягане виж раздел V, гл. Д.

в) Набуване на почвите

Способността на свързаните почви да поемат вода, като при това увеличават обема си, се нарича набуване.

Процесът на набуване има осмотичен характер и причината за проявяването му лежи в разликата в концентрацията на солите, разтворени във водата, изпълваща порите (в това число и дифузно свързаната вода на колоидните мицели) и във водата, окръжаваща почвата. При увеличаването на обема на свързаната почва в нея се развива определен вътрешен натиск — сила на набуването, който може да бъде измерен, ако набуващият образец бъде подложен на външно натоварване.

Почвени образци с ненарушена структура обикновено набъват по-малко, отколкото образци от същата почва, но с нарушена чрез омесване структура, при еднакви други условия.

Най-важните фактори, обуславящи набуването, са: минералният и зърнометричният състав, съставът на обменните катиони, структурата на свързаната почва, химическият състав и условията на съприкосновение с водата.

Определянето на набуването става по метода на Василев. За целта са необходими следните прибори и уреди:

апарат на Василев (фиг. 4—16);

техническа везна с тегловност 200—500 г и точност 0,01 г с грамове;

нож;

филтърна хартия.

С помощта на работния пръстен се изрязва цилиндричен образец от пробата, висок 10 мм, който остава в пръстена. Апаратът се монтира, върху образца се поставя буталото, което се свързва с измерителния часовник, и се подава вода; която по капиларен път насища почвата отдолу нагоре. Между пробата и дъното с порьозни плочки се поставя кръгъл лист филтърна хартия. След приключване на набуването, което се регистрира от измерителния часовник с точност 0,01 мм, образецът се изважда и му се определя водното съдържание (виж т. 3, а).

Линейното набуване I_N се определя по формулата

(4,85)

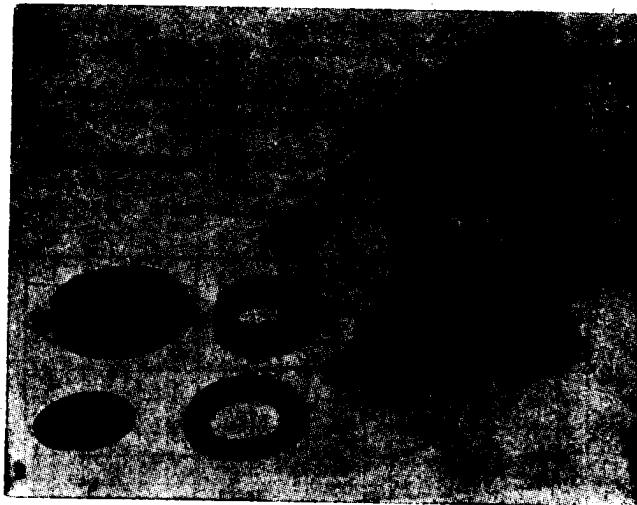
$$I_N = 10 \cdot a \text{ [\%]},$$

където a е отчетеното Δs измерителния часовник увеличение на височината на пробата в мм.

Особен интерес при проектирането върху набуващи почви представлява силата на набуването, която почвите упражняват върху построените върху тях, в тях или с тях съоръжения.

Определянето на силата на набуването се извършва в компресионни апарати (виж фиг. 4—9). За целта след вграждането на пробата в апарата се подава вода и се изчаква, докато почвата започне да набъбва, което се регистрира от индикатора с точност 0,01 мм. Щом настъпи набуване, вградената проба се натоварва на малки стъпала, докато индикаторът покаже, че набуването е ликвидирано. По този начин посредством текущо наблюдение на пробата и постоянно плавно унищожаване на набуването чрез прибавяне на вертикален товар се постига изравняване на вътрешния натиск, който почвата развива, и външното силово въздействие. Максимумът на външното силово въздействие (вертикалният товар) представлява търсената сила на набуване в $\text{кг}/\text{см}^2$

Силата на набъбване може да бъде определена при различно предварително уплътнение от даден определен товар, например проектния на съоръжението или битовия при естествено залягане, или в разтоварено състояние (така както пробата е пристигнала в лабораторията) и т. н., което трябва да бъде посочено при възлагането на лабораторното изследване.



Фиг. 4—16. Уред на Василев за определяне на линейното набъбване

В таблица 4—26 са дадени ориентировъчни данни за линейното набъбване и силата на набъбване, които някои наши строителни почви проявяват.

Таблица 4—26

№ по ред	Строителни почви	Линейно набъбване L _n , %	Сила на набъбване, кг/см ²
1.	Прахова глина, с. Светлен	3—4	— ¹⁾
2.	Глина, Марица-Изток	12—15	— ¹⁾
3.	Глина, Розов кладенец	14—15	5 и повече ²⁾
4.	Прахова глина, София	7—8	7 и повече ³⁾
5.	Лъс от свлачище, Оряховско	8 ²⁾	— ¹⁾
6.	Уплътнен лъс, Русенско	0—9	— ¹⁾

Забележки:

- 1) Силата на набъбване не е определена.
- 2) В зависимост от дълбочината на вземане на пробата и пр.
- 3) В зависимост от влажността.

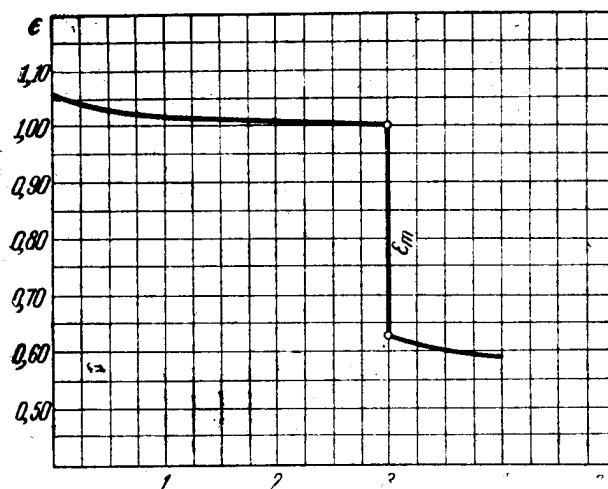
г) Пропадане

Пропадане проявяват натоварените макропорести лъсове и лъсовидни седименти, когато бъдат намокрени. Процесът пропадане представлява необикновено по размерите си слягане, далеч по-голямо от онова, което може да се очаква и изчисли по обикно-

вените правила на земната механика. Същността на явлението не е напълно изяснена и представлява сложен и многообразен процес, развиващ се при взаимодействието между водата и почвата (по-специално между солевата, колоидната и др. съставляващи я части). В сухо състояние лъсът е доста устойчив и може да издържи действието на достатъчно големи срязващи усилия, докато структурата му бъде разрушена. Достатъчно е обаче той да бъде намокрен, за да започне да се слягва при незначително, а дори и без вертикално натоварване. Това слягане се извършва много по-бързо в сравнение със слягането например на наситените глини и взема често пъти катастрофални за съоръженията размери.

Пропадането започва да се проявява при типичните лъсове почви веднага след намокрянето, докато при лъсовидните седименти, съдържащи повече глинести частици, то може да се забави.

Скоростта на пропадането обикновено е близка до скоростта, с която фронтът на намокрянето напредва в почвата, като във всеки момент уплътняването се извършва в тънък слой, който се овлажнява непосредствено от намокрения и уплътнен вече участък.



Фиг. 4—17. Определяне коефициента на макропорите (крива на пропадането)

Количествена преценка на склонността на макропорестите строителни почви към пропадане може да бъде извършена с помощта на коефициента на специфичното пропадане i_m , изчислен по формулата

$$(4.86) \quad i_m = \frac{e_m}{1 + e_p}$$

където e_p е коефициент на порите на строителната почва, уплътнена от товара p кг/см² преди намокрянето ѝ;

e_m — коефициент на макропорите на строителната почва; определя се по формулата:

$$(4.87) \quad e_m = e_p' - e_p$$

където e_p' е коефициент на порите на почвата, уплътнена от товара p кг/см² след намокрянето ѝ.

Забележка. Съгласно Н и ТУ 37-56 p се приема равно на 3 кг/см² при класифицирането на лъса, тъй като типичният процес на пропадане се наблюдава тогава, а за оразмеряването на фундаментите p се приема равно на проектното натоварване.

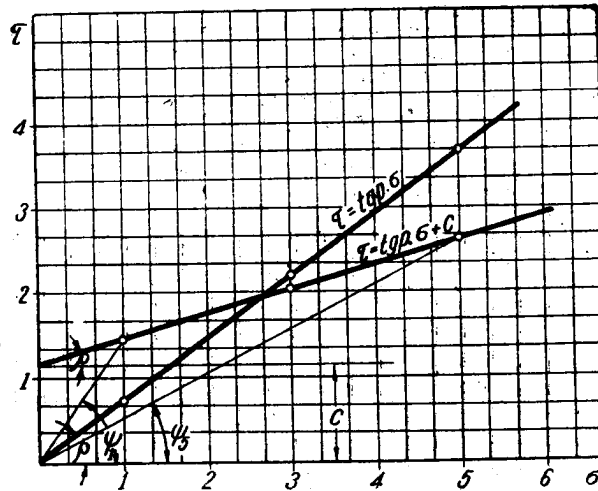
Ако $i_m > 0,02$, макропорестата почва (лъсът) се причислява към почвите с неустойчива структура при намокряне, а тези с $i_m \leq 0,02$ се причисляват към почвите с практически устойчива структура при намокряне.

Лабораторното определяне на коефициента на макропорите (оттук на коефициента на относителното пропадане) се извършва в същите апарати, с които се изпитват компресионните свойства на почвите (фиг. 4—9).

Пробата се вгражда по същия начин в апарата, както при компресионното изследване, но не се залива с вода, а се товари в естествено влажно състояние (което трябва да бъде запазено), докато се достигне желаният товар p . След затихване на вертикалните деформации почвата се залива с вода и се отчита допълнителната деформация вследствие намокрянето. Строи се крива на уплътняването, т. е. $e=f(p)$, от която непосредствено се отчита e_m (фиг. 4—17) и по формула (4,86) се изчислява i_m .

2. СЪПРОТИВЛЕНИЕ СРЕЩУ СРЯЗВАНЕ

Всяка почва в условията на естественото си залегане оказва известна съпротива на срязващите напрежения, които могат да се появят в нея по една или друга причина. Ако тези напрежения надминат известна стойност, която зависи от характера на почвата, начина на прилагането им и т. н., настъпва разрушаване на почвата.



Фиг. 4—18. Диаграма на срязването

Прието е да се счита, че съпротивлението на почвите срещу срязване се състои от две слагаеми: триене и сцепление, т. е. приема се, че е валиден законът на Кулон или „третият закон на земната механика“.

$$(4,88) \quad \tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \rho + c \quad [\text{кг/см}^2],$$

където τ е съпротивление срещу срязване в кг/см^2 ;

σ — нормално напрежение в кг/см^2 ;

ρ — ъгъл на вътрешно триене в градуси;

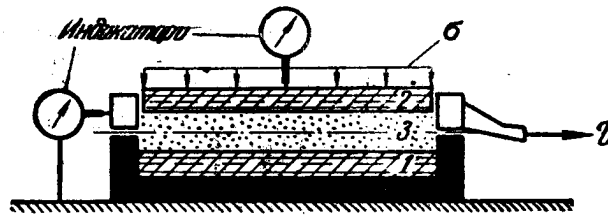
c — сцепление (кохезия) в кг/см^2 .

При несвързаните почви (пясъци и т. н.) ъгълът на вътрешното триене зависи от плътността на почвата (рохкава, средно сбита, сбита). Кохезията е равна на нула. Поради това уравнение (4,88) добива следния вид:

$$(4,89) \quad \tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \rho \quad [\text{кг/см}^2].$$

Ако на абсцисната ос нанесем нормалното напрежение σ , а на ординатната ос — τ , ще получим графическо изображение на кулоновия закон (фиг. 4—18).

Законът на Кулон е валиден при известни уговорки и за свързаните почви. Тук коефициентът на триене $tg \rho$ и кохезията c имат условен смисъл, тъй като те не покриват физическото съдържание на тези понятия.

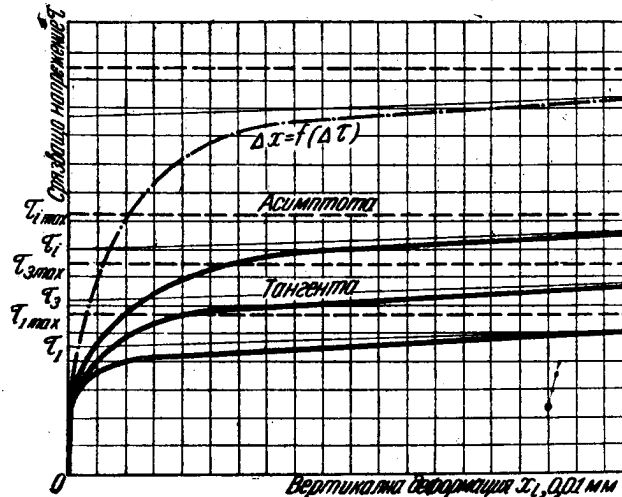


Фиг. 4—19. Срязващ апарат (схематично изображение)

В зависимост от плътността и влажността на свързаните почви $tg \rho$ и c могат да получат най-различна стойност. За изясняването на сложните зависимости и взаимоотношения между величините, които обуславят съпротивлението срещу срязване при тези строителни почви, са допринесли много Край, Тидеман, Саваренски, Хворслев, Маслов, Хефели, Голдштейн и др. изследователи.

Определянето на коефициента на триене и сцеплението става в специален срязващ апарат. На фиг. 4—19, схематично е показан един такъв уред.

Пробата 3 се вгражда между двете порьозни плочки 1 и 2, натоварва се с помощта на лостова система с необходимия вертикален товар и щом вертикалните деформации затихнат, се срязва с помощта на хоризонтално упражнено натоварване. Вертикалните и хоризонталните деформации се измерват с индикатори с точност 0,01 мм. Ако условията изискват, пробата се залива с вода. За построяването на графика (фиг. 4—18) са необходими най-малко две такива срязвания, проведени при различен вертикален товар. На практика се правят минимум три срязвания например при вертикално натоварване 1, 3 и 5 kg/cm^2 , като едната точка е контролна.



Фиг. 4—20. Криви на хоризонталните деформации $\Delta x = f(\Delta \tau)$

Вертикалният товар се поставя в зависимост от плътността и влажността на почвата или изведнъж, или постепенно и равномерно в продължение на 20—30 минути. След стабилизиране на деформациите (под или без вода) започва самото срязване на почвата при прилагане на хоризонтално натоварване. То се осъществява на стъпала, всяко от което представлява 2—5% от вертикалното напрежение. Стъпалата се прилагат в интервал от 3 до 5 мин. С помощта на хоризонтален индикатор се отчита съответ-

ствуващата на всяко стъпало Δt хоризонтална деформация Δx . С помощта на тези данни се построяват характеристичните криви $\Delta x = f(\Delta t)$ (фиг. 4—20). Както се вижда от чертежа, на всеки проведен срязващ опит, т. е. на всяко вертикално напрежение σ_i отговаря по една деформационна крива $\Delta x_i = f(\Delta t_i)$, чиято асимптота отсича на ординатната ос съответстващото максимално срязващо напрежение τ_{imax} . При онагледяването на зависимостта (4,88) (фиг. 4—18), за която са необходими съответните цифрове (σ_i ; τ_i), не се употребява максималната стойност τ_{imax} , а стойността τ_i , отговаряща на отрязъка на тангентата, както е показано на фиг. 4—20.

При свързаните почви от решаващо значение за получените стойности на ρ и c са условията през време на опита. Така например, ако срязването, т. е. прилагането на ново стъпало на хоризонтално натоварване, се извършва едва след като настъпи стабилизация от предидущото стъпало (бавно срязване), ще получим максимална стойност на ρ за дадените условия. Напротив, ако срязването се извършва без изчакване на стабилизация, ще получим значително по-малка стойност на ρ . Най-после, ако срязването се извършва при възпрепятствано изравняване на хидродинамичните напрежения в почвата, ρ може да се получи приблизително равно на нула и дори равно на нула.

Срязващият апарат тип Казагранде, скициран на фиг. 4—19, не дава възможност за провеждане на срязващи опити при споменатите условия. За да се получи пълна характеристика на срязващите параметри ρ и c на свързаните почви, е необходимо да бъде извършена комбинирана експериментална работа с апарата на Казагранде, торзионния срязващ апарат тип Хворслев и триаксиалния срязващ апарат (стабилометър).

Ето защо във всеки отделен, по-съществен случай от практиката трябва да се подхожда индивидуално при установяването на величините, характеризиращи съпротивлението на свързаните почви срещу срязване, т. е. условията на провеждане на лабораторния експеримент трябва да бъдат така подбрани, че да отговарят по възможност най-точно на действителните работни условия на строителната почва. Оттук следва непосредствено изводът, че изчисленията, базиращи се на срязващите параметри на свързаните почви, би трябвало да се извършват не като се приемат известни постоянни стойности за ρ и c , а като се приемат определени граници за тяхното колебание. Това обстоятелство е особено важно при изчисленията на отговорни съоръжения.

Таблица 4—27

Вид на строителната почва	Състояние на строителната почва	ρ , градуси	c кг/см ²
		средни стойности	средни стойности
Пясък финозърнест	сбит	29—31	—
	средно сбит	24—28	—
Пясък дребнозърнест	сбит	29—31	—
	средно сбит	25—29	—
Пясък среднозърнест	сбит	30—33	—
	средно сбит	27—29	—
Пясък разноразмерен	сбит	30—35	—
	средно сбит	27—31	—
Пясък едрозърнест	сбит	33—45	—
	средно сбит	28—34	—
Пясък с баластра	сбит	35—40	—
	средно сбит	29—32	—
Пясък замърсен с глина		25—32	—
Иловица	песъчлива	22—26	0,01—0,04
Иловица	слабо песъчлива	18—22	0,05—0,10
Иловица	чиста	10—14	0,08—0,12
Иловица	мазна в зависимост от консистенцията	≤ 8	$\leq 0,15$
Лъос	ненарушен	25—31	0,2—0,4
Лъос	нарушен	15—22	—
Торф	разложен	12—20	—

В таблица 4—27 и 4—28 са дадени ориентировъчни стойности на ъгъла на вътрешното триене на кохезията за някои основни видове почви. При ползуването на данните не бива да се забравя, че те са ориентировъчни, осреднени стойности, които могат да се употребят само за предварителни изчисления, и то в случаите, когато строителната почва е класифицирана достатъчно надеждно към някой основен вид. Във всички други случаи е необходимо показателите на физикомеханичните свойства да бъдат определени индивидуално за всяка строителна площадка било в лабораторията, било на самото място.

Таблица 4—28

Консистенция на строителната почва	Строителна почва					
	глинест пясък		песъчлива глина		глина	
	ρ	c	ρ	c	ρ	c
Твърда	28	0,20	25	0,60	22	1,00
Полутвърда	26	0,15	23	0,40	20	0,60
Твърдопластична	24	0,10	21	0,25	18	0,40
Среднопластична	22	0,07	19	0,20	16	0,30
Мекопластична	20	0,05	17	0,15	14	0,20
Течнопластична	18	0,02	13	0,10	8	0,10
Течна	≤ 14	0,00	≤ 10	$\leq 0,05$	≤ 6	$\leq 0,05$

Забележка. c е дадено в $\text{кг}/\text{см}^2$, а ρ в градуси; стойностите на ρ и c представляват средни значения за почвения вид при дадена консистенция.

3. ОПТИМАЛНА ВЛАЖНОСТ ЗА МАКСИМАЛНО УПЛЪТНЯВАНЕ w_{opt} , %

Оптимална влажност за максимално уплътняване на строителната почва е онази влажност, при която за даден начин на уплътняване и за дадена уплътнителна работа строителната почва има максимална плътност (δ).

Определянето на оптималната влажност става по метода на Проктор или видоизмененията му, за което са необходими следните прибори и уреди:

уред за уплътняване, състоящ се обикновено от стоманен цилиндър, трамбовка и падаща тежест (фиг. 4—21);

сушилня шкаф с постоянна температура 105°C ;

техническа везна с тегловност 2000 г и точност 0,01 г с грамове;

уредба за овлажняване или пръскалка;

сито с диаметър на дупките 5 мм;

часовникови стъкла или други подходящи съдове.

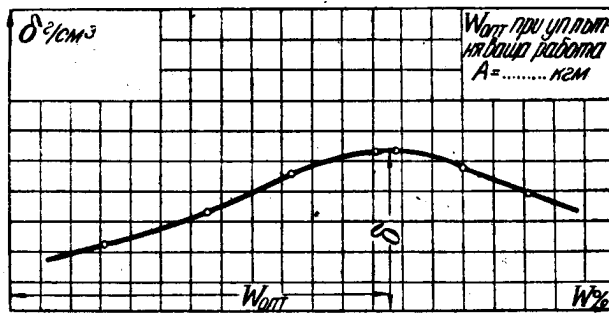
Изушената до въздушно сухо състояние почва се раздробява и пресява през сито 5 мм. Преминалата през ситото проба се смесва добре, хомогенизира се и се овлажнява равномерно при постоянно размесване. Част от пробата се поставя в стоманения цилиндър и с помощта на трамбовката и тежестта се уплътнява при дадена, определена работа на уплътняване. На уплътнената проба се определя обемното тегло (Δ). След това се изсушава и се определят водното съдържание (w) и обемът на скелета (δ). Опитът се повтаря неколккратно в този ред (обикновено 6 до 8 точки са достатъчни), като при всеки нов опит влажността се увеличава в сравнение с тази на предхождащия опит. Ако нанесем в координатна система по абсцисната ос влажностите w , а по ординатната ос съответстващите им обемни тегла на скелета δ , ще получим диаграмата, дадена на фиг. 4—22.

От диаграмата може да бъде отчетена веднага оптималната влажност w_{opt} , отговаряща на максималната стойност на обемното тегло на скелета δ .

Аналогични криви се получават и за други стойности на уплътняващата работа, при това увеличението ѝ е икономично само до известна стойност — така наречената рационална работа, тъй като всяко по-нататъшно макар и значително увеличение дава много малък практически ефект на уплътнение.



Фиг. 4—21. Уред за уплътняване тип НИСИ



Фиг. 4—22. Зависимост между водно съдържание и обемно тегло на скелета

Таблица 4—29
Оптимална влажност за максимално уплътнение на някои наши строителни почви (ориентировъчни данни)

№ по ред	Вид и произход на строителната почва	Брой на изследваните проби	Оптимална влажност		Максимална плътност	
			$w_{опт}, \%$	средно	$\delta, \text{г/см}^3$	средно
1.	Песъчливи глини от кариерата за земнонасипната преграда Батак	25	14,0—17,0	16,0	1,80—1,95	1,90
2.	Песъчливи глини и глини от кариерите за земнонасипната преграда Тополяне	30	16,5—22,0	19,0	1,66—1,78	1,70
3.	Глина от кариерата за земнонасипната преграда Панчарево	12	22,0—26,0	24,0	1,45—1,85	1,55
5.	Песъчливи глини и глини от кариерата за земнонасипната преграда Доспат	32	14,0—27,5	19,0	1,40—1,83	1,70
6.	Глина от кариерата за земнонасипната преграда Белчин	4	14,7—23,0	—	1,60—1,86	1,73
7.	Глина от кариерата за земнонасипната преграда Брезник	3	15,5—25,5	18,0	1,50—1,78	1,70
9.	Лъос					
	от Видинско	4	15,0—18,0	—	1,72—1,80	—
	от Ломско	7	15,0—16,0	15,3	1,70—1,78	1,78
	от Русенско	4	15,3—17,0	—	1,73—1,76	—
	от Оряховско	9	15,0—18,8	17,5	1,70—1,78	1,75
4.	Глини и песъчливи глини от плавателния канал Панчарево	7	16,0—24,0	21,0	1,65—1,95	1,80
8.	Глини и песъчливи глини от кариерата за земнонасипната преграда Розов кладенец	32	16,0—28,0	23,0	1,60—1,90	1,80

Максималната критическа работа е онова гранично количество работа, чието по-нататъшно увеличение не дава никакъв ефект върху уплътняването на почвата. Максималната критическа работа и рационалната работа се „пресичат“ в оптимума на онази крива, която ограничава полезността на ефекта от по-нататъшно увеличение на уплътнителната работа.

Оптималната влажност дава възможност да бъде преценена пригодността на дадена строителна почва за построяване на земни прегради от нея, както и за определяне на степента на овлажняването ѝ при избран начин на полагане и уплътняване в строителни условия.

4. ЪГЪЛ НА ЕСТЕСТВЕНИЯ ОТКОС

Ъгълът на естествения откос е максималният ъгъл спрямо хоризонталата, който свободната повърхност на несвързаната строителна почва може да заеме, без да бъде нарушена устойчивостта на откоса. В лабораторията се определя ъгълът на естествения откос (α) само на несвързаните строителни почви, тъй като при свързаните той зависи от редица природни фактори: геоложкия строеж на терена, хидрогеоложките условия, ъгъла на вътрешното триене, сцеплението, изветрялостта на почвата и т. н., следователно не може да бъде определен на отделни проби. Величината α на свързаните почви може косвено да бъде изчислена с известно приближение по правилата на земната механика (виж разд. V, гл. Ж).

При несвързаните почви ъгълът на естествения откос на свободно насипаната почва при отсъствие на хидродинамичен натиск е равен практически на ъгъла на вътрешното триене ρ в рохкаво състояние и е почти еднакъв в сухо състояние и под вода. Следователно опитното определяне на ъгъла на естествения откос на несвързаните строителни почви представлява бърз и достатъчно точен за ориентировъчни цели метод за определяне на ъгъла на вътрешното триене.

Начинът на определяне на α при несвързаните почви оказва също така известно влияние върху стойността му, което трябва да се има предвид при боравенето с такива стойности. Ако почвата се насипва на коническа купчинка (пространствена задача), полученният ъгъл на естествения откос ще бъде по-малък, отколкото ъгъла, получен при насипване на равнинен откос (равнинна задача). Ъгълът на естествения откос, получен в последния случай, от своя страна ще бъде по-малък от този, получен при изгребване на коническа яма в несвързана почва.

Необходими прибори за определяне ъгъла на естествения откос;
стъклена правоъгълна вана 20/30/40 см;
транспортир, еклиметър или сантиметрова линийка.

Въздушно, сухият пясък се насипва в стъклената вана, която е поставена на ръба си в наклонено положение — приблизително под 45°. Повърхността на насипания пясък се изравнява и се прави хоризонтална. След това ваната се поставя внимателно в нормално положение, т. е. докато легне на дъното си. При това зърната на насипания пясък ще започнат да се търкалят по увеличаващата наклона си гранична повърхност, която в началото на опита е била в хоризонтално положение, докато се образува естествения откос. С помощта на еклиметъра или транспортира се измерва направо ъгълът на естествения откос в градуси. Ако липсват такива прибори, с помощта на линийката измерваме двата катета на образувалия се ъгъл и изчисляваме тангенса му. От таблицата за тангенсите или с помощта на сметачната линийка определяме самия ъгъл. Определянето се повтаря най-малко три пъти със същия пясък. Средната аритметична стойност от трите опита представлява окончателното значение на ъгъла на естествения откос.

Г. ПРИЛОЖЕНИЕ НА ФИЗИКО-МЕХАНИЧНИТЕ СВОЙСТВА

В таблица 4—30 е показано примерно практическото приложение на различните показатели на физико-механичните свойства на строителните почви в зависимост от тяхната структура и вид. При това преки показатели са тези, които участвуват непосредствено при статическите изчисления в земната механика или при преценката на някои явления и процеси в строителните почви, докато косвени са тези, които служат за изчислението на други показатели или се използват при приблизителната преценка на явленията и процесите в строителните почви. При това е трудно да се направи едно съвсем строго разграничаване.

Всичко, що се касае до вземането, опаковането, означаването, съхраняването и транспортирането на почвените проби, както и необходимите количества за извършването на даден анализ, времетраенето на изпитванията и цената им е изложено в книжката „Вземане на проби за лабораторни изследвания във връзка със строителството“, колектив, ДИ „Наука и изкуство“, София, 1956 г.

Таблица 4—30

№ по ред	Показател		Практическо приложение, като примерът не изчерпва всички възможности	Неспое-ни строителни почви		
	наименование	знак		Слоени строителни почви	свързани	несвързани
1	2	3	4	5	6	7
1. Нарушени проби						
1. Преки показатели						
1	Зърнометричен състав	—	1) подбор на оптимални смеси 2) преценка на пропадането 3) избор на дупките на филтрите 4) преценка за механическа суфозия 5) подбор на дренажи и обратни филтри 6) класифициране на строителната почва 7) преценка на мразоустойчивостта 8) определяне на допустимите натоварвания по Н и ТУ 127-55 9) преценка на пригодността на почвите за земнонаситни прегради и др.	—	×	×
2	Специфично тегло	γ	приблизителна преценка за минералния състав и на съдържанието на органически вещества	—	×	×
3	Ъгъл на естествения откос	α	приблизително определяне на ъгъла на вътрешното триене	—	—	×
4	Оптимална влажност	$w_{опт}$	1) преценка на пригодността на почвата за направа на земнонаситни стени 2) установяване на рационалната уплътняваща работа при избран начин на изпълнение	—	×	×
5	Граници на консистенция и т. н.	$w_{из}$ $w_{пр}$ $w_{пл}$	1) класификация на свързаните почви 2) определяне на допустимото натоварване по Н и ТУ 127-55 3) преценка на пригодността на материала за земнонаситни прегради	—	×	—
6	Коефициент на филтрацията	$k_{ф}$	1) проверка на данните от водочерпенията 2) преценка на пригодността на материала за дренажи, филтри и земнонаситни прегради	—	—	×
				—	×	×

Продължение

1	2	3	4	5	6	7
7	Височина на капиллярно изкачване	H_k	1) преценка на пригодността на материала за направа на земнонасипни прегради 2) преценка на материала като филтър или дренаж	—	×	×
	2. Косвени показатели			—	—	×
1	Зърнометричен състав	—	1) изчисляване на показателите на зърнометричния състав 2) изчисляване на коефициента на филтрация 3) приблизително определяне на специфичното тегло	—	×	×
2	Граници на консистенцията	$w_{из}$ $w_{пр}$	1) изчисляване на показателя на пластичността 2) приблизително изчисляване на коефициента на макропорите	—	×	—
3	Специфично тегло	γ	приблизително изчисляване на коефициента на макропорите e_m	—	×	—
4	Максимално и минимално тегло на скелата	δ_{max} δ_{min}	изчисляване на показателя на уплътняемост	—	—	×
5	Височина на капиллярното изкачване	H_k	приблизително определяне на коефициента на филтрация	—	×	×
6	Максимално молекулярна влажност	w_m	1) приблизително определяне на $w_{из}$ или $w_{опт}$ 2) класификация на строителните почви	—	×	—
	II. Ненарушени проби					
	1. Преки показатели					
1	Обемно тегло	Δ	1) изчисляване на слягването 2) изчисляване на устойчивостта на откосите 3) изчисляване на транспортни разноси 4) изчисляване на земния натиск и съпротивление на планинския натиск 5) изчисляване на допустимото натоварване по Фрьолих, Маслов и др. 6) определяне на критическата скорост и критичния градиент	—	×	—
2	Параметри на компресионната крива, модул на слягването	A, a $M_{с.л.}$	изчисляване на слягванията и всички свързани с тях проблеми на фундирането (напр. допустимото натоварване)	—	×	×
3	Коефициент на странично налягане	ξ	помощна величина при някои земномеханични изчисления	—	×	×

Продължение

1	2	3	4	5	6	7
4	Временно съпротивление срещу натиск	R_c	определяне на допустимото натоварване	×	—	—
5	Коефициент и ъгъл на вътрешното триене и сцепление	f, ρ	1) преценка на устойчивостта на естествените основи и откосите	—	×	×
		c	2) изчисляване на земния натиск и съпротивление	—	×	×
6	Коефициент на филтрацията	k_{ϕ}	3) определяне на допустимото натоварване и други земномеханични изчисления	—	×	×
			1) изчисляване на притока към фундаментните ями	×	×	×
			2) изчисляване на изкуствени водопонижения	×	×	×
			3) изчисления за инжектиране	×	×	×
			4) някои изчисления от динамиката на подземните води	×	×	×
			5) постройка на депресионните криви при анизотропни почви	—	×	×
			6) изчисляване на времемягането	—	×	—
			7) оразмеряване на водосборни и други съоръжения	—	×	×
7	Коефициент на относително пропдане	i_m	8) преценка на опасността от суфозия	×	×	×
	2. Косвени показатели		изчисляване на пропдането на льоса	—	×	—
1	Обемно тегло	Δ	1) изчисляване на δ, δ_n	×	×	×
			2) изчисляване на v, n и други величини	×	×	×
2	Обемно тегло на скелета	δ	изчисляване на различни други показатели	×	×	×
3	Специфично тегло	γ	1) изчисляване на различни други величини	×	×	×
			2) изчисляване на критическия градиент	—	×	×
4	Граници на консистенцията	$w_{пр}$	определяне на показателя на консистенцията	—	×	—
5	Максимално молекулярна влажност	w_m	определяне на водоотдаването и др.	—	—	×
6	Естествена влажност	w	1) изчисляване на други показатели	×	×	×
			2) изчисляване на показателя на консистенцията k или k_1	—	×	—
7	Естествена порьозност	n, v	1) изчисляване на някои показатели (δ_n, Δ_s и др.)	×	×	×
			2) приблизително определяне на k_{ϕ}	—	—	×
			3) изчисляване на сбиваемостта c и относителната плътност D	—	—	×
			4) построяване на компресионни криви	—	×	—

Д. НЯКОИ ФИЗИКО-МЕХАНИЧНИ ИЗПИТВАНИЯ НА СПОЕНИТЕ СТРОИТЕЛНИ ПОЧВИ

Изпитването на физико-механичните свойства на споените строителни почви става съгласно БДС 173.

Всички изпитвания се извършват при $20^{\circ} \pm 5^{\circ}\text{C}$, когато не е посочена друга температура.

Изрязването на пробни тела за изпитване във формата на цилиндри и кубчета се извършва с допустими отклонения на размерите от стандартните до ± 1 мм. Обработването става с помощта на циркуляри, бормащини и шлифовъчни дискове.

Осите на пробните тела трябва да са паралелни или перпендикулярни на посоката на напластяването на скалата.

Определянето на плътността на скалите (специфично тегло, обемно тегло, порьозност) се извършва, както бе посочено в глава Б, т. 2, а, б, в, на настоящия раздел IV.

1. ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ВОДОПОПИВАЕМОСТТА

Водопопиваемостта е способността на скалата да попиwa вода в единица тегло или обем при обикновено налягане.

Необходими прибори:

сушилeн шкаф с постоянна температура 105°C ;

техническа везна с точност 0,01 г с грамове;

ексикатор;

стъклени или порцеланови бюда.

Вземат се проби без пукнатини с правилна геометрична форма или такива с неправилна форма с ръбове, не по-къси от 4 см; за еднородни скали най-малко 3 бр. и не по-малко от 5 бр. за нееднородни скали. След като са били добре почистени, се изсушават до постоянно тегло G и се поставят в бюдата, където се заливат постепенно с дестилирана вода — най-напред $\frac{1}{4}$ от височината на пробата, след 2 часа — $\frac{1}{2}$, след 3 часа — $\frac{3}{4}$ и след 4 часа се заливат напълно и се оставят на спокойствие 24 часа. След това всяко пробно тяло се изважда, избърсва се с влажна кърпа, претегля се и отново се поставя във вода за 24 часа. Това се прави, докато се получи постоянно тегло G_1 . По следните формули се изчислява водопопиваемостта w_{RT} в % от теглото или w_0 в % от обема:

$$(4,90) \quad w_{RT} = \frac{G_1 - G}{G_1} \cdot 100 \quad [\%],$$

$$(4,91) \quad w_0 = \frac{\delta (G_1 - G)}{G} \cdot 100 \quad [\%],$$

където δ е обемно тегло на пробата в сухо състояние, равняващо се на обемното тегло на скелета; останалите обозначения виж в текста.

Средното аритметично от трите или от петте резултата от изпитването се приема за водопопиваемост.

2. ОПРЕДЕЛЯНЕ НА АБСОЛЮТНАТА ВОДОПОПИВАЕМОСТ w_a

Абсолютната водопопиваемост е онова максимално количество вода, което скалата попиwa в единица тегло или обем при абсолютно запълване на порите ѝ с вода.

Определя се чрез варене или с помощта на вакуум.

Чрез варене

Необходими прибори:

сушилeн шкаф с постоянна температура 105°C ;

техническа везна с точност 0,01 г с грамове;

съд за варене на пробите.

Пробите се подбират съгласно т. 1, поставят се в съда за варене и се заливат постепенно с вода. Заливането се извършва до постоянно тегло съгласно т. 1, след което се варят в продължение на три часа при поддържане на постоянно ниво на водата над пробните тела. След свършване на варенето водата се охлажда, пробите се изваждат, избърсват се с влажна кърпа и се претеглят.

Абсолютната водопопиваемост w_a се изчислява по формули (4,90) и (4,91).

Чрез вакуум

Необходими прибори :

сушилнен шкаф с постоянна температура 105°C ;

техническа везна с тегловност 2000 г и точност 0,01 г с грамове ;

вакуумна уредба или вакуумна сушилница (тогава сушилният шкаф не е необходим).

Пробите, подбрани съгласно т. 1, се поставят в напълнения с вода съд на вакуумната уредба. Създава се разреждане — 20 мм Hg-стълб, което се поддържа до прекратяване на отделянето на въздушни мехурчета от пробните тела. Пробите се държат още два часа под вода, изваждат се, избърсват се с влажна кърпа и се претеглят.

По формула (4,90) и (4,91) изчисляваме w_a .

Под коефициент на водонасищането H се разбира отношението

$$(4,92) \quad H = \frac{w_{RT}}{w_a}$$

3. ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ВОДОИЗПУСКАНЕТО

Водоизпускането представлява времето, в което наситената с вода скала изсъхва.

Необходими прибори :

техническа везна с точност 0,01 г с грамове ;

сушилнен шкаф с постоянна температура 105°C ;

ексикатор ;

сярна киселина с относително тегло 1,84.

Отбраните съгласно т. 1 пробни тегла се насищат с вода до постоянно тегло (както е посочено в т. 2). Пробите се поставят в ексикатор (върху надупчената порцеланова плоча), в дъното на който е налята сярна киселина. Поставя се плътно капакът на ексикатора и се отбелязва началото на изпитването (часът). След 24 часа пробите се изваждат, претеглят се и отново се връщат в ексикатора. След това тази процедура (изваждане и пр.) се извършва през всеки 4 часа до получаване на постоянно тегло. Времето, необходимо за постигането му, представлява водоизпускането.

4. ОПРЕДЕЛЯНЕ НА МРАЗУСТОЙЧИВОСТТА

Мразустойчивостта (устойчивост срещу мраз) представлява способността на скалните видове да се съпротивляват на разрушаващото действие на мраза.

Определя се само на скални видове, чиято водопопиваемост е равна или по-голяма от 0,5%.

Необходими прибори :

хладилник (с t до -25°C) ;

сушилнен шкаф с постоянна температура 105°C ;

техническа везна с точност 0,01 г с грамове ;

съд за насищане с вода ;

лупа ;

стоманена игла.

Изготвените цилиндрични тела с диаметър и височина 50 мм или кубчета с ръбове 50 мм се прегледват внимателно с лупата и стоманената игла, за да се установи, че не са напукани и повредени. Отбират се 3 или 5 бр., както бе казано в т. 1. Ако

е необходимо да бъде определен и коефициентът на мразоустойчивост, се избират още 3 проби. Пробите се водонапиват съгласно т. 1 и се оставят в хладилника в продължение на четири часа при температура от -15 до -20°C . След това се изваждат и поставят във вана с вода, където се държат в продължение най-малко на три часа при стайна температура, за да се размразят. Изваждат се от ваната, преглеждат се и отново се поставят в хладилника за четири часа. Този цикъл от замразяване се повтаря толкова пъти, колкото съответните предписания изискват.

Пробите са мразоустойчиви, ако след изпитване по тях не бъдат констатирани пукнатини, заобляния на ръбовете и ъглите и отцепвания на парчета.

След последното размразяване ги обтърсваме с влажна кърпа и претегляме.

Загубата от теглото се изчислява по формулата

$$(4,93) \quad \Delta G = \frac{G_1 - G_2}{G} 100 \text{ [\%]},$$

където G е тегло на пробното тяло, изсушено до постоянно тегло, в г;

G_1 — тегло на наситеното с вода пробно тяло преди изпитването му, в г;

G_2 — тегло на наситеното с вода пробно тяло след цикличното размразяване в г.

Пробите, които не са получили забележими повреди, се изпитват на натиск.

Съотношението на якостта на натиск на пробите след изпитването им на замразяване (R_3), към якостта на натиск на незамразени пробни тела (R_c) от същата скала се нарича коефициент на мразоустойчивост (M)

$$(4,94) \quad M = \frac{R_3}{R_c}.$$

5. ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ЯКОСТТА НА НАТИСК

Якостта на натиск представлява това пределно вертикално натоварване, при което изготвени скални кубчета (или цилиндри) с правилна форма при възможност за странично разширение се разрушават.

Необходими прибори:

хидравлична преса 60—100 тона

и всички необходими прибори

както при водопопиваемостта.

Подготвят се 9 броя пробни тела (кубчета* с ръб 50 мм).

За препоръчване е кубчетата да имат следните размери:

при скални видове с натискава якост $< 250 \text{ кг/см}^2$ — $10 \times 10 \times 10 \text{ см}$;

" " " " " " $150-750 \text{ кг/см}^2$ — $7 \times 7 \times 7 \text{ см}$;

" " " " " " $> 750 \text{ кг/см}^2$ — $5 \times 5 \times 5 \text{ см}$.

Три от пробите се изпитват във въздушно сухо състояние, 3 — при водонапито, а останалите три — след проверка на устойчивостта срещу мраз (ако водопопиваемостта е $\geq 0,5\%$). При скални материали с очертано напластяване се изпитват още 3 броя пробни тела във въздушно сухо състояние с ос на изпитването, успоредна на напластяването на скалата (на първите 3 оста е перпендикулярна).

След определянето на напречното сечение на пробните тела се пристъпва към строшаването им с помощта на пресата, като товарът се повишава постепенно с около $12-15 \text{ кг/см}^2$ в секунда. Якостта на натиск R_c се изчислява по формулата

$$(4,95) \quad R_c = \frac{P}{F} \text{ (кг/см}^2\text{)},$$

където P е големината на разрушаващата сила в кг;

F — напречното сечение на пробното тяло в см^2 .

За якост на натиск се приема средното аритметично от три изпитвания. Когато разликите между паралелните изпитвания са значителни, посочват се всички резултати. Винаги трябва да се съобщава формата на изпитаните тела (кубчета, цилиндри), както и размерите им в случай на отклонение от стандарта по една или друга причина.

* По изключение се допускат цилиндри с диаметър и височина 50 мм.

Коефициентът на размекване (P) представлява отношението между якостта на натиск на пробните тела, изпитани във водонапито състояние (R_0) и якостта на натиск на пробите, изпитани във въздушно сухо състояние (R_c)

$$(4,96) \quad P = \frac{R_0}{R_c}$$

Л. М. Барон разглежда въпроса за показателя на якост на натиск при скалните видове (Известия Академии наук СССР, 1948, кн. 11, стр. 1689) и идва до заключението, че успешното класифициране на скалите по този показател е възможно само тогава, когато се изпитват повече кубчета (а не само три) и резултатите бъдат обработени по правилата на математическата статистика. Това е особено важно за хидротехническото строителство.

В цитираната статия авторът показва, че коефициентът на вариация на показателя, отнасящ се за якостта на натиск на най-разпространените скални видове, се колебае от около 20 до около 30, докато същият при стоманите например се движи от 5 до 6. При това отношението между максималната и минималната стойност на кубовата якост в пределите на една опитна серия достига 2 ÷ 3. До същия резултат се идва и по друг път (виж разд. V, гл. Б, т. 1, по-специално табл. 5—1).

В табл. 4—31 са дадени физико-механичните показатели на някои скални типове в България.

Е. ДОБАВЪЧНИ МАТЕРИАЛИ ЗА БЕТОН

Обикновеният бетон представлява изкуствен камък, получен след втвърдяването на смес от пясък, чакъл, цимент и вода в подходящи съотношения. Хидротехническият бетон има същия състав, но е с по-особена характеристика. Изискванията към неговите показатели (пластичност, якост, водоустойчивост, водопроницаемост, мразоустойчивост и топлоотдаване при втвърдяване) са също по-особени.

Поради характера на хидротехническият бетон добавъчните материали, които се използват за направата му, трябва да отговарят на редица изисквания. Качествата на пясъка и чакъла имат изключително важно значение за качеството на бетона. Експлоатационните възможности и находището на тези материали, от друга страна, обуславят до значителна степен икономическата целесъобразност на обекта, за чието изграждане ще се употреби бетон.

Пясъкът, чакълът и трошеният камък, употребени като запълнител на бетона, представляват 75—85% от общото му тегло. Тези цифри показват, че добавъчните материали изграждат основната маса на бетона.

Пясък. Обикновено за направата на бетон се употребява естествен пясък, който се получава предимно от изветрителните продукти на магмените скали, претърпели воден транспорт. Пясъкът обикновено се състои от кварцови зърна, като в него често се срещат в различни проценти и други минерали и скални остатъци: фелдшпат, слюда, късчета от варовици, мергели и др. Присъствието на некварцови зърна в пясъка понижава неговата годност за употребата му в бетон с по-висока марка.

Речният и морският пясък обикновено се състоят от заоблени зърна, докато овражният, който е по-слабо транспортиран, е по-богат на ръбести зърна.

За направата на бетон е желателно да се употреби пясък с ръбести зърна, които се свързват по-добре с цимента и дават по-голяма якост на бетона. Обикновено се използва обаче речен пясък, който е с по-заоблени зърна, но е винаги по-чист — беден на глинеста фракция и затова се предпочита.

Когато в близост със строежа няма естествен пясък, употребява се изкуствен пясък, получен от смилане на здрави скали: гранити, сиенити, богати на кварц гнайси, пясъчници, мрамори и др.

В хидротехническото строителство получаването на качествен бетон при минимален разход на цимент се постига при употребата на пясък с определен зърнометричен състав (таблица 4—32).

Таблица 4—31

Физико-механични показатели за някои скални типове в България

Петрографско определение	Находище	Обемно тегло, г/см ³	Специфич- но тегло, г/см ³	Водопопивае- мост до посто- янно тегло, ‰	Загуба в теглото след 25-кратно замразява- не, ‰	Якост на натиск в			Обем на порите ‰	Еластичен модул, кг/см ²
						сухо състо- яние, кг/см ²	водонап. състояние, кг/см ²	след 25-кратно замразяване, кг/см ²		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11

Масивни скали

Интрузивни

Гранит	Вазовград, кариера Богдан	2,62	2,70	0,34—0,45	—	1690-1920 (6)	1270—1600 (3)	1320—1470 (3)	—	
Гранит	Левскиград, кариера Ботево	2,65		0,46—0,90	0,45-0,63	—				
Гранит	с. Бистрица, Софийско	2,59	2,70	0,37—0,47		935-1350 (6)	865—1007 (4)	775—1920 (4)	—	
Гранит	с. Лисец, Панагюрско	2,63	2,74	0,46—0,53		485-1300 (5)	520—930 (6)	—	—	
Гранит амфибол- биотитов	яз. Доспат	2,24	2,585	0,52—0,18 (5)	0,23-0,47 (4)	690-1250 (4)	835—930 (4)	360—610 (4)	—	
Гранит	с. Величково, Пазард- жишко	2,66	2,725	0,30—0,32 (4)		2180-2540 (5)	2020—2160 (4)		—	
Гранит	яз. Гюря, Казанлъшко	2,63	2,57	0,23—0,57		1570-1900 (3)	1620—1840 (3)	1450—2330 (3)	—	
Гранит	с. Г. Лом, Белоград- чишко	2,66	2,73	0,35—0,46 (6)		1110-1300 (6)	939—1273 (6)		2	
Гранит биотитов	Осогово	2,57	2,66	0,38—0,40		902-969 (3)	781—860 (3)		2	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Гранит порфирен	с. Крупник	2,58	2,68	0,36—0,52		1299-1824 (3)	1266—1362 (3)		3,6	
Гранит биотитов	с. Барутин	2,62	2,75	0,83—0,91		385-485 (3)	354—691 (3)		4,5	
Гранит биотитов	с. Доспат	2,65	2,72	0,10—0,09		823-991 (3)	624—966 (6)		3	
Гранит амфибол-биотитов	с. Кресна	2,63	2,68	0,26—0,38	0,04-0,12	1630-2070 (4)	1250—2260 (4)	1050—2400 (4)		
Гранит амфибол-биотитов	яз. Г. Димитров, карьера Амбарна			0,42—0,52		1210-1500 (4)	—	—		
Гранит амфибол-биотитов	с. Виноградец, Пазарджишко	2,63	2,70	0,37—0,52		1120-1890 (5)	1230—1980 (5)			
Гранит	с. Гравитово, Елховско	2,65	2,695	0,30—0,50	0,08-0,12	1880-2100 (5)	1320—1940 (3)	1630—1910 (4)		
Гранит адамелитов тип	Белмекен, с. Сестримо	2,53 2,69 (96)	2,69 2,75 (96)	0,07—9,6 (104) средно		1200-2560 (104)	850—2300 (114)	630—2120 (73)		
Гранит гнайсуван	м. Юндола	2,50 2,69	2,70 2,78	0,17—0,80 (47)	0,08-0,32 (15)	860-2170 (59)	690—1840 (49)	560—1400 (32)		
Гранит свеж	яз. Г. Димитров	2,65	2,74	0,27—0,28	—	1243-1515 (42)	—	—		
Гранит слабо изветрял	яз. Г. Димитров	—	—	—	—	449-1040 (50)	—	—		
Гранит дву-слюден	Чирпан	2,60	2,67	0,42—1,21	—	985-1410 (4)	690—885 (3)	—		
Гранит	Баташки водносилов път	2,64	2,73	0,36—0,42	—	900-1047 (3)	512—988 (3)	—	3	
Гранит	"	2,57	2,66	0,75—0,73	—	731-881 (3)	623—677 (3)	—	3	
Гранит гнайсуван, мусковитов	Баташки водносилов път	2,60	2,66	0,39—0,42	—	976-1230 (3)	906—1099	—		
Гранитогнайс биотитов	"	2,64	2,68	0,38—0,40	—	524-1071 (4)	498—711 (4)	—	1	
Гранодиорит	с. Г. Лом, Белградчишко	2,60	2,72	0,47—0,56	—	990-1170 (3)	670—1097 (3)	—	4,5	

Продължение

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Гранодиорит	с. Г. Лом, Белоградчишко	2,67-2,68	2,73-2,74	0,22—0,27	—	1140-1520	1361—1620	—	2	—
Гранодиорит	ВЕЦ Тъжа	2,62	2,71	0,55—0,61 (3)	—	755-920 (3)	594—720 (3)	—	3	—
Гранодиорит	ВЕЦ Тъжа	2,62	2,71	0,39—0,45	—	1139-1460 (3)	1218—1241 (3)	—	3	—
Гранодиорит	с. Г. Лом, Белоградчишко	2,69	2,74	0,33—0,47 (3)	0,11	1540-1550	1130—1310 (3)	660—1190 (2)	—	—
Сиенит	Атля, Бургаско	2,65	2,70	0,35—0,44 (3)	—	1740-2250 (3)	1830—2060 (3)	1860—1980 (3)	—	—
Сиенит-монопонит	с. Марчаево, Софийско	2,64	2,69	0,24—0,49	0,11-0,36	1820-2100	1640—1950	1320—1970	—	—
Сиенит-монопонит	Кариерата при с. Бистрица, Софийско	2,74	2,78	0,35—0,41 (7)	—	1170-1940 (4)	940—2060 (5)	1290—2120 (4)	—	—
Сиенит	с. Р. Даскалово м. Буба	2,66	2,74	0,35—0,37 (4)	—	1610-1700 (5)	1560—1590 (3)	1240—1450 (3)	—	—
Диабаз, силикатизиран	с. Бов, Софийско	—	2,82-2,98	0,05—0,50	—	1180-1670 (5)	—	—	—	—
Вулканити										
Риолит свеж, розов	с. Брацигово	2,4—4	2,60	—	—	935	790	700	—	—
Риолит иви-чест, сивозел.	с. Розово, Пещерско	—	—	—	—	1220	1040	1040	—	—
Риолит сиво-зелен	с. Дебращица	—	—	1,40—3,95	0,07-0,87	1040-1300	1200	815	—	—
Риолит розов	Костина мо-гъла, Пещерско	2,34	2,57	2,81—4,75	0,35-0,54	660-1000 (4)	530—770 (4)	645—735 (4)	—	727000
Риолит	Гашня (Ба-ташки водно-силос път)	2,44	2,62	1,49—2,21	0,06-0,18	750-1170 (4)	430—1030 (4)	770—1020 (4)	—	—

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Риолит	с. Доспат	2,18-2,24 (2)	2,54	1,16-5,57 (9)	0,05-1,40 (7)	420-1130 (7)	350-940 (7)	—	—	—
Риолит сив	с. Дебращица, Пазарджишко	2,42	2,62	1,83-2,50 (3)	0,10-0,12 (3)	1341-2160	1300-1570 (3)	1250-1740 (3)	—	—
Риолит	Брацигово	2,46	2,62	1,87-3,00	0,13-0,19	1560-1760	1200-1520 (4)	940-1230 (4)	—	—
Риолит	м. Беглика	2,38	2,56	2,06-2,67 (6)	0,37-0,67 (4)	760-850 (4)	615-725 (4)	430-500 (4)	—	—
Риолит	с. Равногор	2,41	2,61	2,11-2,39	—	645-733	513-581	—	8	—
Риолит	ВЕЦ Батак	2,46	2,62	1,15-1,72 (4)	0,28-0,44	620-1000 (4)	570-705 (4)	465-855 (4)	—	96 000
Дацит	с. Д. Левски, Панагюрско	2,65	2,73	0,59-5,20	0,05	1780-2250	1520-2340	2050	—	—
Андезит епидотизиран	с. Брягово, Първомайско	2,63	2,72	0,26-0,35	—	580-940 (4)	710-1071 (6)	—	—	—
Андезит	с. Черково, Ст. Загорско	2,79	2,87	0,18-0,19	—	1570-2020 (3)	1337-2045 (3)	—	—	—
Андезит	с. Турско поле, Харманлийско	2,47	2,62	1,47-1,82	—	1065-1127 (3)	1037-1116 (3)	—	—	—
Андезит (профанитизиран)	с. Турско поле, Харманлийско	2,45	2,69	1,49-3,18	—	851-1212 (3)	612-1215 (6)	—	5	—
Андезит	с. Меричлери Чирпанско	2,47	—	0,87-1,52 (4)	0,83-1,16 (4)	1210-1470 (4)	—	—	4,20-4,40	—
Андезит	Атия, Бургаско	—	—	—	0,45	1560-1570 (2)	1240	—	—	—
Андезит	Карьера Атия, Бургаско	2,52	2,755	3,03-8,56 (4)	—	825-1540 (4)	520-1004 (3)	—	—	—
Андезит	Бургаско, военна карьера	2,74	2,98	—	—	540-1250 (4)	248-540 (4)	—	—	—
Андезит базалтоиден	с. Груево, Момчилградско	2,66	2,73	0,29-0,89	—	2090-2800 (4)	557-1540 (3)	—	—	—

Продължение

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Андезит епидотизиран	с. Брягово, Първомайско	2,53	2,72	0,86—0,35 (6)	—	680-940 (4)	390—1070 (6)	—	—	—
Андезит шуплест, I ефузия	яз. Студен кладенец	2,16	2,62	3,17—8,45 (12)	—	238-610 (15)	194—495 (15)	235—590 (8)	19,62	140 000
Трахиандезит	с. Ябълково, Хасковско	2,27	2,78	5,50—7,15 (5)	0,03-0,25 (3)	880-1090 (4)	810—920 (4)	800—920 (3)	—	—
Трахит	с. Езерово, Първомайско	2,29	2,77	7,03—8,16 (4)	0,09-0,21 (3)	1015-1040 (3)	710—910 (3)	820—960 (3)	—	—
Трахиандезит	с. Гарваново, Хасковско	2,62	2,75	0,62—0,94 (5)	0,07-0,46 (3)	1810-1890 (4)	1500—1960 (4)	1470—1590 (4)	5,60-6,70	—
Пирокластити										
Риолитов туф	с. Малево — с. Пчеларе, Хасковско	1,84	2,37	7,30-8,70 (3)	—	—	—	—	2,80	—
Риолитов туф	с. Книжовник Хасковско	1,58	2,49	1,53—21,6	—	84-174 (5)	разложени	—	—	—
Метаморфни скали										
Мрамор	ВЕЦ Батак, I прозорец	2,73-2,81	2,67-2,73	0,10—0,46 (12)	0,21-0,25 (4)	1110-1200 (3)	1100—1440 (6)	—	—	—
Мрамор	ВЕЦ Батак	2,725	—	0,30—0,39 (4)	0,30-1,92 (4)	740-1140 (8)	735—1150 (8)	620—1200 (8)	—	208 000
Мрамор	с. Градец, Котленско	—	—	0,20—0,27 (3)	0,17-0,58 (3)	—	—	920—1500 (3)	—	—
Мрамор	Асеновград	—	—	0,11—0,19 (5)	7,90-11,40 (5)	—	—	—	—	—
Мрамор	ВЕЦ Алеко	2,78-2,84 (5)	2,68-2,76 (5)	0,32—2,75 (10)	0,15-0,82 (8)	480-1630 (8)	362—1270 (8)	340—1300 (8)	—	—
Мрамор	М. Търново	2,73	2,69	0,12—0,18 (6)	0,30-0,48 (3)	870-940 (3)	820—1780 (3)	740—790 (3)	—	—

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Мрамор	с. Крепост, Хасковско	—	270	0,05—0,14 (2)	0,04-0,11 (3)	1120-1280 (3)	—	—	—	—
Мрамор	с. Бялово, Пазард- жишко	—	—	—	—	1200-2120 (5)	—	—	—	—
Мрамор	Карьера Бункера, Елховско	2,65	2,72	0,176—0,323	—	1480-1600 (3)	—	—	—	—
Двуслюдени гнайси	с. Батак, Пещерско	2,64-2,68	2,55-2,60	0,48—1,81 (6)	—	1190-1920 (7)	460—1410 (6)	—	—	—
Двуслюдени шисти	с. Кочери- ново	2,72	2,80	0,34—0,40	—	459-564 (3)	340—502 (3)	—	2,8	—
Амфиболови гнайси	ВЕЦ Батак	3,00	3,25	0,51—1,01 (6)	0,32-0,40 (3)	900-1200 (3)	500—925 (3)	—	—	—
Гнайси	ВЕЦ Батак	2,615	2,69	0,22—0,44 (7)	0,03-0,07 (4)	1200-1450 (4)	1090—1610 (4)	955—1010	—	420 000
Гнайси	Девин	2,61	2,69	0,57—0,62 (6)	0,06-0,18 (4)	1770-2080 (4)	1600—2160 (4)	1150—2000 (4)	—	—
Гнайси	Апаратна камера ВЕЦ Батак	2,63	2,68	0,10—0,32 (6)	0,04-0,08 (4)	1550-2060 (4)	1310—1880 (4)	1220—1660 (4)	—	—
Двуслюден гнайс	маж. Врескул, Благоев- градско	2,65	2,72	0,249—0,415	—	2100	1160—1830 (3)	—	—	—
Двуслюдени гнайси	ВЕЦ Батак	2,59	2,72	0,39—0,65 (3)	0,21	1090-1180 (2)	1080—1350 (2)	1390	—	—
Биотитов гнайс	Баташки водносилв път	2,63	2,68	0,31—0,37	—	734-1316 (6)	951—1078 (3)	—	—	—
Биотитов гнайс	с. Батак, Пещерско	2,60-2,61	2,60-2,67	0,39—0,70 (8)	0,9-0,25 (4)	535-1510 (8)	460—1370 (8)	720—1160 (4)	3	72000—80000
	Девин	2,57-2,60	2,65-2,66	0,14—0,56 (6)	—	988-1192 (6)	903—1083 (6)	—	—	—
	Батак — Дебращина	2,70	2,75	0,54—0,95 (6)	0,11-0,23 (4)	537-800 (4)	367—690 (4)	350—760 (4)	—	—
Гнайси	IV прозорец, Баташки водносилв път	2,61	2,66	0,44—1,25 (6)	0,09-0,11 (4)	1730-2290 (6)	1400—2300 (6)	730—1845 (6)	—	—

Продължение

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Биотитов гнайс	ВЕЦ Батак	2,66	2,68	0,47—0,66 (6)	0,11—0,17 (4)	1210-2320 (4)	1030—1730 (4)	650—690 (4)	—	—
Гнайси	с. Книжовник	2,51	2,61	1,25—1,47 (6)	0,40—1,60 (3)	770-850 (3)	620—710 (3)	560—670 (3)	—	—
Биотито-шисти	IV прозорец	2,24	3,11-3,02	0,22—0,34 (6)	0,03—0,17 (4)	1460-2360 (4)	1130—2550 (4)	1340—1740 (4)	—	—
Биотитови гнайси	Карьерата Батак	2,575	2,71	0,37—0,64 (8)	—	1470-2380 (6)	1460—2040 (6)	1410—2420 (6)	—	—
Гнайси	Девин	2,63	2,72	0,30—0,86 (9)	0,19—0,96 (7)	790-1580 (7)	780—1170 (7)	780—1150 (7)	—	—
Биотитов гнайс	ВЕЦ Девин	2,65	2,75	0,75—0,78	—	363-730 (4)	142—607 (5)	—	—	—
Шисти дву-слюдени	Долно село, Кюстендилско	2,92	3,00	0,17—0,21	—	658-758 (3)	480—537 (3)	—	2,6	—
Талкошист	яз. Кърджали	2,69	2,74	0,48—0,80	—	900-1400 (2)	885—905 (2)	—	—	—
Шисти амфиболитови	с. Габровица, Пазарджишко	2,60-2,68	2,69-2,73	0,04—0,23 (5)	0,15	790-1370 (8)	865—1900 (5)	710—1330 (3)	—	—

Седиментни скали

Долноотриаски пясъчник	яз. Студена	2,58	2,69	0,44—0,53 (4)	—	975-1890 (4)	1640—1990 (4)	—	4,55	—
"	кар. Радичево	2,69	2,80	0,25—0,55 (5)	—	1610-2070 (5)	—	—	4,1	—
"	яз. Студена, кар. Царски мост	2,66	2,725	0,14—0,17 (4)	—	820-1120 (4)	—	—	2,3	—
"	яз. Студена, кар. Бъртанова махала									

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Долнотриа- ски пясъчник	яз. Студена	2,59	2,69	0,43—0,53 (4)	—	790-1370 (4)	—	—	7,44	—
	Курило, Со- фийско	2,65	2,69	—	—	865-1060 (4)	—	—	4—4,6	—
	с. Лакатник, Софийско	2,62	2,67	0,52—0,60	—	1890-2400 (4)	1470—2020 (4)	—	—	—
Пясъчник (неоком)	ВЕЦ Добро- дан	2,62	2,73	0,68—1,25 (6)	0,09-0,69 (4)	1090-1180 (4)	630—945 (8)	360—950 (4)	—	—
	с. Абланица, Троянско	2,70	2,73	0,21—0,35 (5)	0,04-0,15 (4)	1000-1710 (4)	830—1650 (4)	625—1220 (4)	—	—
Варовик пе- съчлив (ср. триас)	с. Крапец, яз. Студена	2,67	2,74	0,55—1,17 (3)	0,52-0,61	1200-1820 (3)	855—1330 (3)	1350—1330	—	—
	с. Мраморене Врачанско	2,58	2,72	0,94—1,61 (3)	—	945-1430 (4)	915—1200 (4)	—	—	—
Варовик мек (апт)	с. Красин, Русенско	1,74	2,725	13,3—16,6 (5)	18,3-20,5 (5)	61,5-95,0 (5)	60—100 (5)	20—41 (5)	—	—
Варовик сла- бо песъчлив	Мътника, Коларовгр.	2,66	2,71	0,43—0,92	0,12-0,24	1750-2000 (3)	1530—1870 (3)	1370—1730	—	—
	с. Монасти- рище, Оряховско	2,13-1,38	2,71	1,92—4,85	0,18-1,15	158-410 (4)	181—347 (3)	252—350 (3)	—	—
Варовик мек (апт)	с. Игралище, Русенско	1,88	2,71	11,7—14,9	—	100-196 (6)	124—185 (6)	—	—	—
Варовик (палеоген)	с. Книжовник Хасковско	2,01	269	—	—	140-318 (3)	—	—	—	—
Варовик (ср. триас)	с. Гложене	2,71	272	0,03—0,05	0,18-0,25	1700-1950 (4)	1480—1660 (3)	1510—1850 (3)	—	—
Варовик ну- мулитов	с. Малково, Варненско	2,52	2,74	—	—	640-1080	—	—	8,10	—
Варовик песъчлив	яз. Ракиа, с. Дебелец, Котленско	2,63	273	0,70—1,63	—	1020-1560	1020—1490	1560—1650	—	—
	с. Г.Церовене Михайловгр.	2,62	2,72	0,51—0,69	—	940-1400	920—1430 (5)	—	—	—
Варовик (неоком)	с. Девня, Варненско	2,61	2,72	0,93—1,02 (3)	—	1090-1360 (3)	635—950 (3)	—	—	—

Забележка. Цифрите в скоби показват броя на изпитаните проби.

Таблица 4—32
**Оптимални проценти на фракциите на пясъка, употребяван
за хидротехнически бетон**

Отвори на ситото, мм	Размери на зърната, мм	Остатък върху ситото по отношение на цялото тегло на пробата, %
5	> 5	не повече от 15
2,5	5 — 2,5	10—40
1,2	5 — 1,2	30—70
0,3	5 — 0,3	70—95
0,15	5 — 0,15	90—100
	< 0,15	не повече от 10

Дребнозърнестият пясък има по-голяма относителна повърхност и по-голяма порьозност, поради което употребата на такъв пясък налага по-голям разход на цимент. В случаите, когато по липса на по-качествен пясък или от икономични съображения се наложи използването на дребнозърнест пясък, последният се подобрява с примесване на подходяща по-едрозърнеста фракция от пясък или се употребяват пластификатори, за да се намали количеството на цимента.

При охарактеризиране на пясъка по отношение на годността му за хидротехнически бетон освен зърнометрични състав се вземат под внимание и вредните примеси: глинести частици, органически вещества, сулфатни и сернисти съединения и слюда (табл. 4—33).

Таблица 4—33
Допустимо съдържание на вредни примеси в пясъка

Вредни примеси	За мразоустойчив бетон (не повече от)	За обикновен бетон (не повече от)
Глинести и прахови частици (< 0,15 мм) в %	3	5
Набъбващи глинести частици в %	1	2
Сулфатни и сернисти съединения (SO ₃) в %	1	1
Органически вещества	по цвета на еталона (светложълт)	
Слюда по тегло в %	0,5	0,5

Органическите киселини намаляват якостта на бетона или разрушават цимента. Наличието им се определя по колориметричния метод.

Вредността на слюдата се изразява в слабо свързване на слюдените люспици с цимента и със свойството на черната слюда да изветрява по-лесно.

Чакъл. В хидротехническото строителство чакълът обикновено се разделя на следните фракции: 5—40 мм, 40—80 мм и 80—150 мм.

В зависимост от наличието на подходяща баластiera или каменна кариера в близост със строителния обект като добавъчен материал на бетона се употребява или речен чакъл или чакъл, получен от трошене на камък. Речният чакъл обикновено се състои от заоблени зърна, с гладка повърхност, а трощеният чакъл е ръбест и с грапава повърхност. Заоблените и гладки зърна на чакъла се свързват по-слабо с цимента; ако бетонът, направен от речен чакъл, е подложен на многократно замразяване и размразяване, връзката между циментовия камък и едрия запълнител се нарушава и се стига до намаляване на якостта или до разрушаване на бетона.

Изискванията за качества на чакъла се отнасят по-скоро към скалите, от които произхожда баластрата или трощеният чакъл. Зърната на чакъла трябва да притежават високи стойности за показателите, дадени в таблица 4—34.

Чакълът не трябва да съдържа неустойчиви и лесно разтворими или встъпващи в реакция с цимента минерали и соли, като гипс, пирит, натриеви соли и др. Съдържанието на по-голям процент плоски и игловидни форми, от друга страна, затруднява обработването на бетона и налага преразход на цимента.

Таблица 4—34

Изисквания към качествата на скалата, от която се получава чакъл за бетон и допустими количества на вредните примеси

Показатели	За мразоустойчив бетон			За слабоустойчив бетон
	Покривни облицовки	Зони с променливо ниво на водата	наводнени зони	
1	2	3	4	5
За скални проби				
1) Якост				
а) Якост на натиск в сухо състояние в $\text{кг}/\text{см}^2$, не по-малко от	1250	1000	800	500
б) Якост на натиск във водонаситено състояние в $\text{кг}/\text{см}^2$, не по-малко от	1000	800	600	400
в) Якост на натиск след съответен брой пъти замразяване в $\text{кг}/\text{см}^2$, не по-малко от	750	600	450	не се определя
г) Коефициент на размекване (отношението между якостта на натиск във водонаситено състояние към якостта на натиск в сухо състояние), не по-малко от	0,8	0,8	0,75	0,8
2. Брой на циклите за замразяване и размразяване, след което се допускат: коефициент на мразоустойчивост, не по-малко от 0,75 и загуба в теглото не повече от 5%	200	100	50	не се определя
4. Обемно тегло в $\text{г}/\text{см}^3$, не по-малко от	2,5	2,4	2,3	2,3
5. Съдържание на сернисти и сулфатни съединения, преизчислено като SO_3 в %, не повече от	0,5	0,5	0,5	0,5
6. Проби, имащи якост на натиск във водонапито състояние, по-малко, отколкото за дадения клас камък, в % към общия брой на пробите (в цялото месторождение или участък), не повече от	3 (по-малко от 1000 $\text{кг}/\text{см}^2$)	5 (по-малко от 800 $\text{кг}/\text{см}^2$)	10 (по-малко от 600 $\text{кг}/\text{см}^2$)	15 (по-малко от 400 $\text{кг}/\text{см}^2$)
7. Проби, имащи коефициент на мразоустойчивост, по-малък от 0,75%, по отношение на общия брой проби, характеризиращи изследвания участък, не повече от	3	5	10	—
За пробите от чакъл				
1. Съдържание на слаби късове в чакъла (по тегло) в %, не повече от	3	5	8	15
2. Съдържание на плочести и игловидни форми (по тегло) в %, не повече от	10	15	15	15

1	Продължение			
	2	3	4	5
3. Съдържание на глинести и пясъчливи глинести късове (по тегло) в %, не повече от	0	0,5	0,5	1
4. Съдържание на праховидни частици (по тегло) в %, не повече от	1	2	2	3
5. Органически примеси	По цвета на еталона (светложълт)			
6. Брой на циклите на замразяване и размразяване, след което загубата в теглото на пробата не бива да превишава 5%	200	100	50	не се определя
7. Водопоглъщане в % по тегло, не повече от	1	1,5	2,5	2,5

Като най-подходящи и качествени за трошен чакъл се явяват карбонатните скали — палеозойските мрамори и мраморизирани доломитни варовици, както и мезозойските варовици. Добри за тази цел са също гранитът, двуслюдените, биотитовите и лепитоидните гнайси, сиенитът, кварцпорфиритите, андезитът и мезозойските пясъчници и кварцити. Риолитът може да се употребява за бетон в краен случай, и то само за немразоустойчив бетон. Не са подходящи за трошен чакъл мергелите и терциерните варовици и слабо споени пясъчници.

Ж. КОРОЗИОННО ДЕЙСТВИЕ НА СТРОИТЕЛНИТЕ ПОЧВИ И ВОДАТА

1. ХИМИЧЕСКИ И КОРОЗИОННИ СВОЙСТВА НА СТРОИТЕЛНИТЕ ПОЧВИ

Корозионното действие на строителните почви към металите се изразява в разрушаване (разяждане) на повърхността на металните предмети, когато те са поставени в земята. Корозията се проявява както в растителния почвен слой, така и под зоната на изветряването, в скалните и нескалните пластове.

Корозията всъщност представлява разрушителна сила, в резултат на която поставените и изградени в земята метални конструкции и съоръжения се разрушават или преждевременно се износват и след това трябва да се подменят. Фактически това явление носи значителни загуби на народното стопанство.

Според съвременните схващания за корозията поставеният в земята метален предмет и обкръжаващата го почвена среда се разглеждат като многоелектроден галванически елемент. Разрушаването на метала настъпва в резултат на действието на галванически токове, които възникват по металния предмет или конструкция вследствие на тяхната електрохимическа нееднородност. Такава нееднородност има както в метала (в различните му точки по повърхността), така и в почвения разтвор.

Разяждането може да е резултат както на електрохимическо, така и на химическо въздействие на скалната среда, в която е вложено металното съоръжение. Газовете в редките неелектролити обуславят химическа, а в електролитите — електрохимическа корозия. В почвата се извършва предимно електрохимическа корозия, за електролит на която служи почвеният разтвор. Той представлява продукт от взаимодействието на почвената влага със съответните части на почвата. Почвеният разтвор представлява сложна по състав, подвижна и активна част на почвата, в която непосредствено протичат физикохимически и биохимически процеси. Тази реакция се обуславя от сложния минерален състав на скалите, в които се съдържат в различна концентрация карбонати, сулфати, хлориди, нитрати, различни соли на желязото, алуминия и др. В състава на почвата влизат още хумусни киселини, аминокиселини, соли на силициевата киселина и др.

За степента на корозията по металните конструкции на подземните съоръжения оказва влияние и нееднородността на факторите: влажност, въздухопроницаемост, състав и концентрация на почвения разтвор, както и различната обработка на металното съоръжение по цялата му повърхност. В резултат на тази нееднородност в отделните участъци от повърхността на металния предмет се явяват разлики в електродните по-

тенциали. Така за възникването на галванически ток между съседни участъци от тялото на металното съоръжение е достатъчен само един от следните фактори:

- а) разлика в скоростта на достъпа на въздух по цялата дължина на поставеното в земята съоръжение;
- б) различна влажност на почвата по дължината на съоръжението;
- в) разлика в концентрацията на солите в почвата и тяхното качество;
- г) разлика в обработката на металния предмет в отделните негови части;
- д) разлика в големината на механичните напрежения и др.

В резултат на действието на тези и други фактори по повърхността на поставения в земята метален предмет се образуват галванически елементи, които могат да бъдат с най-различна дължина — от микроелементи до елементи с дължина до стотици метри.

Фактори, обуславящи почвената корозия върху металите

Факторите, обуславящи почвената корозия върху металите, се разделят на вътрешни и външни.

Вътрешни. Намират се в самия метал, в неговата структура, състояние и химическа активност. Тук се отнасят еднородността на повърхността на металния предмет и наличието на първична защитна покривка. Разнородността на металните конструкции (биметални) е също много съществен фактор за пораждаване и развитие на корозионния процес.

Външни. Свързани са със свойствата и природата на средата, в която е поместен металният предмет.

а) Структура, зърнометричен състав на почвата, порьозност, водопроницаемост. Зърнометричният състав се отразява върху сцеплението между почвата и металната конструкция. Грубозърнестите почви имат слаба защитна способност.

б) Влажност. Абсолютно сухите почви не предизвикват корозия. Влагата заедно с почвата образува почвения разтвор. Увеличаването на влажността обезпечава добри условия за дифузия на йоните. От друга страна, влагата се явява и като антагонист на въздуха, възпрепятства достъпа на кислород до метала. Влажност около 20—30% вече способствува за развитието на корозия, а при влажност 40—50% корозията намалява. За пясъците този процес е най-интензивен при влажност 18—20%.

в) Въздухопроницаемост. Корозията се извършва при активното участие на кислорода. В неговото отсъствие тя може да се поддържа от анаеробни бактерии. В недостатъчно проветривите почви корозията се извършва по-равномерно, отколкото в проветривите.

г) Концентрация на водородните катиони. Изразява се с показателя рН. При рН=7 реакцията в почвата е неутрална, при рН < 7 — кисела и при рН > 7 — основна.

Амфотерните метали влизат в реакция и в кисела, и в основна среда, поради което корозията при тях се развива както при намаляване, така и при увеличаване на рН. Минималната корозия за различните метали в зависимост от рН е различна. За Al минималната корозия е при рН=6,5, за Pb — при рН=8, за Zn — при рН=11 и за Fe — при рН=14.

д) Концентрация на солите. Неразтворимостта на почвата и скалите рязко снижава корозията. Колкото по-често се сменя солевият състав на почвата, или с други думи казано, колкото по-силно е изразена пълнотата на почвения състав по дължината на металното съоръжение, толкова са по-благоприятни условията за интензивна корозия. Корозионното действие се повишава при съдържание на $Cl^- + SO_4^{2-} > 0,1\%$ от сухото тегло на почвата.

е) Електропроводност на почвата. Този фактор има изключително значение за корозията на металите. Съдържащите се в почвения разтвор йони в зависимост от своята подвижност или концентрация участват в пренасянето на електрическите токове, а оттам и способствуват за развитието на корозията. Електропроводимостта на скалите и почвите е основен критерий за тяхната корозионна активност. От своя страна електропроводимостта е функция от факторите влажност, рН, състав и концентрация на разтворените вещества в почвата и др.

ж) **Микробиологичен фактор:** Количеството на бактериите в някои почви достига до стотици милиони, а понякога и до десетки милиарда в 1,0 г почва. В някои случаи тези бактерии способствуват за активна микробиологична корозия, като участвуват пряко или косвено в създаването на корозионна среда.

От анаеробните бактерии сулфатовъзстановяващите при своята жизнена дейност възстановяват сулфатите в почвата, от които пък се получава сероводород. Той взаимодействува с желязото и способствува за неговата корозия. Анаеробните бактерии са жизнеспособни при $pH=5-9$, а в среда с $pH=9,5$ загиват. За аеробните бактерии, от които за корозията на металите имат значение серобактериите и железобактериите, най-благоприятна среда за живеене е киселата с pH от 0,0 до 1,0.

Почвите, съдържащи свободна сяра или серни съединения, благоприятствуват за развитието на корозията на стоманени тръбопроводи, вследствие жизнената дейност на серните бактерии.

Стоманени и чугунени тръби, поставени в тежки глинести почви, блатата, застояли води и пр., се поддават на анаеробна микробиологична корозия.

з) **Почвен климат.** Хидрохимическият режим на почвата, формиращ се в нея под влиянието на атмосферния климат и физическите ѝ свойства, влияе значително на интензивността на корозионния процес. Металното съоръжение е толкова по-запазено от корозия, причинена от почвено-климатичния фактор, колкото по-добре и по-дълбоко е зарито в земята.

Веднъж възникнала корозията върху металния предмет в земята, нейното по-нататъшно развитие като процес е в зависимост от характера на първичната корица, която се образува като пръв продукт по слабо разядената повърхност. Свойствата на тази корица обуславят развитието на електрохимическата корозия. Плътната и водонеразтворима корица забавя или спира корозията, а водоразтворимата и непривлепнала добре ципица върху повърхността на металната конструкция не спомага за забавянето или спирането на корозионния процес.

Металните конструкции и предмети, поставяни в земята, независимо от вида на почвата, винаги са изложени на корозия. Ето защо, за да се запазят тези съоръжения от разяждане, те предварително се подлагат на противокорозионна обработка или се извършват противокорозионни мероприятия. От методите за противокорозионната защита най-разпространени са методът на изолация на съоръжението от електродитната среда и електрическият метод. По първия метод защитата се осъществява, като съоръжението се покрива с предпазен пласт от битум, лакове, цимент или бетон, метална покривка (поцинковане), емайлиране, гумени обвивки и пр. При електрическия начин на защита се прибегва до секционирание (за тръбопроводи), електродренаж, катодна защита и др.

При възприемане на изолационния метод със защитна покривка, която трябва да изолира металното съоръжение от действието на почвения разтвор, водата и въздуха, е необходимо да има:

- а) непрекъснатост на изолационния пласт;
- б) водонепроницаемост и хидрофобност на изолационния материал;
- в) достатъчна механична стабилност и издръжливост на температурни колебания;
- г) плътно сцепление между изолацията и металната повърхност;
- д) химическа индиферентност към почвения разтвор и др.

На всички тези изисквания най-пълно отговаря изолационна покривка от битум, който има широко приложение за тази цел. Противокорозионните битумни покривки се правят с дебелина от 3 до 9 мм в зависимост от степента на корозионност на почвата и от условията, при които ще работи съоръжението.

2. КОРОЗИОННИ СВОЙСТВА НА ВОДАТА

а) Корозия на бетона

От изискванията към бетонните хидротехнически съоръжения на първо място стават въпросите за устойчивостта и дълговечността на бетона. В разгърнатото се с широк размах у нас строителство тези въпроси се поставят с пълната им острота. Необходимостта от икономия на цимент, от една страна, и стремежа към получаване

на качествен и устойчив бетон, от друга страна, изискват цялостно опознаване на причините, които допринасят за намаляване на дълговечността на бетона или за преждевременното му разрушаване.

Устойчивостта на бетона се обуславя от съпротивителната му способност спрямо редица външни фактори, които от своя страна се групират по следния начин:

1. Химическо действие на водната среда и скорост на движение на филтриращата се през него вода.

2. Температурни колебания (замръзване и размразяване на бетона).

3. Колебание на влажността на бетона — овлажняване и изсъхване.

4. Кристализация в бетона на чужди соли.

Това са сложни физикохимични явления, които влияят на разрушаването на структурата на бетона и повижаването на неговата устойчивост. Най-важен фактор за корозията на бетона е агресивността на водата, която идва в допир с него.

Агресивността на природните води спрямо бетона се разделя на следните групи:

1. Излужваща агресия (химическо разтваряне и извличане) —

— фактор — малката временна твърдост

2. Общокиселинна агресия — фактор — pH

3. Въглекиселинна агресия — фактор — агресивната въглена киселина

4. Сулфатна агресия — фактор — сулфатните соли; отчита се съдържанието и на Cl^-

5. Магнезиева агресия — фактор — магнезиевите соли; отчита се съдържанието и на SO_4 .

Излужващата, киселинната и въглекиселинната агресия са често във връзка една с друга.

Тъй като по начало частиците на бетона по своя химически характер не са водостойчиви, за устойчивостта на бетона до голяма степен играе роля неговата плътност.

Едно от най-сигурните средства за забавяне на корозията и осигуряване устойчивостта на бетонните съоръжения е те да се изградят от плътен бетон. Като предварителна мярка срещу доказаната агресивност на водата е избирането на подходящ цимент — пуцоланов или друг, съобразно вида и степента на агресивността.

Към специалните мероприятия за защита на бетона от корозия се отнасят следните:

а) Изолация на бетона от окръжаващата го среда.

б) Отстраняване или смекчаване на агресивността на водата посредством обкръжаване на бетона с карбонатни скали (в случаите на киселинна и въглекиселинна агресивност).

в) Направа на глинест екран около поставеното в земята съоръжение.

г) Отвеждане на водата от съоръжението чрез направа на дренажна система.

6. Признаци и норми за агресивността на водната среда по отношение на цимента

Таблица 4—35

Вид на агресивността	Признак на агресивността	Единица за измерване	Вода или силно филтриращ грунт (едър пясък, силно напукани скали)			Слабо филтриращ грунт		
			портланд-цимент	пуцоланов-цимент	шлако-портланд-цимент	портланд-цимент	пуцоланов-цимент	шлако-портланд-цимент
водната среда се счита за агресивна при следните норми :								
Химическо разтваряне и извличане	големина на временната твърдост	градус	по-малко от 6	по-малко от 1,5	по-малко от 3	не се нормира		
Общо киселинна	големина на водородния показател (pH)	—	по-малко от 7 при временна твърдост, по-малка от 24°; по-малка от 6,7 при временна твърдост над 24°			по-малко от 5		
Въглекиселинна	съдържание на свободен CO ₂	мг/л	повече от $a.(Ca)+b$, където a и b са коефициенти, прилагани според таблица 4—36			не се нормира		
Сулфатна	съдържание на SO ₄	мг/л	по-голяма величина от посочените в т. 3	по-голяма от 4000 независимо от съдържанието на Cl'		по-голяма величина от посочените в т. 3	по-голяма от 4000 независимо от съдържанието на Cl'	
Магнезиева	съдържание на Mg	мг/л	по-голяма от 5000	по-големи величини от посочените в т. 4		не се нормира		

Забележка. Твърдост 1° съответствува на съдържанието на бикарбонати във водата в количество, еквивалентно на 10 мг/л CaO.

в) Коэффициенти *a* и *б* за изчисляване съдържанието на свободна въглена киселина

Таблица 4—36

Временна твърдост в градуси	Съдържание на $Cl' + SO_4''$ в мг/л											
	0—200		201—400		401—600		601—800		801—1000		над 1000	
	<i>a</i>	<i>б</i>	<i>a</i>	<i>б</i>	<i>a</i>	<i>б</i>	<i>a</i>	<i>б</i>	<i>a</i>	<i>б</i>	<i>a</i>	<i>б</i>
6	0,07	19	0,06	19	0,05	18	0,04	18	0,04	18	0,04	17
7	0,10	21	0,08	20	0,07	19	0,06	18	0,06	18	0,05	18
8	0,13	23	0,11	21	0,09	19	0,08	18	0,07	18	0,07	18
9	0,16	25	0,14	22	0,11	20	0,10	19	0,09	18	0,08	18
10	0,20	27	0,17	23	0,14	21	0,12	19	0,11	18	0,10	18
11	0,27	29	0,20	25	0,15	22	0,15	20	0,13	19	0,12	19
12	0,28	32	0,24	27	0,19	23	0,17	21	0,15	20	0,14	20
13	0,32	34	0,28	28	0,23	24	0,20	22	0,19	21	0,17	21
14	0,36	36	0,32	30	0,25	25	0,23	23	0,21	22	0,19	22
15	0,40	38	0,37	31	0,27	27	0,26	24	0,25	23	0,22	23
16	0,44	41	0,40	33	0,32	28	0,29	25	0,27	24	0,25	24
17	0,48	43	0,43	35	0,36	30	0,33	26	0,30	25	0,28	25
18	0,54	46	0,47	38	0,40	32	0,36	28	0,33	27	0,31	27
19	0,61	48	0,49	39	0,45	33	0,41	30	0,37	29	0,34	28
20	0,67	51	0,55	41	0,48	35	0,45	31	0,41	30	0,38	29
21	0,74	53	0,60	43	0,53	37	0,48	33	0,45	31	0,41	31
22	0,81	55	0,65	45	0,58	38	0,53	34	0,49	33	0,44	32
23	0,88	55	0,70	47	0,62	40	0,58	35	0,53	34	0,48	33
24	0,96	60	0,77	49	0,68	42	0,63	37	0,58	36	0,52	35
25	1,04	63	0,81	51	0,73	44	0,67	39	0,61	38	0,56	37

Сульфатната агресия към порцеландцимента, характеризираща се с количеството на сулфатните йони, е в зависимост от съдържанието на хлорните йони (табл. 4—37).

Таблица 4—37

Съдържание на Cl' , мг/л	Допустимо съдържание на SO_4'' мг/л (не повече от)
0—3000	250
3000—5000	500
повече от 5000	1000

Магнезиевата агресия спрямо пуцолановия, сгурийния и силициево-пуцолановия порцеландцимент, определяща се с Mg , е в зависимост от количеството на SO_4'' (табл. 4—38).

Таблица 4—38

Съдържание на SO_4 , мг/л	Допустимо съдържание на Mg^{++} , мг/л (не повече от)
0—1000	5000
1001—2000	3000
2001—3000	2000
3001—4000	1000

3. РАСТИТЕЛНИ ПОЧВИ В БЪЛГАРИЯ И ТЯХНОТО ЗНАЧЕНИЕ ЗА СТРОИТЕЛСТВОТО

В таблица 4—39 растителните почви са разгледани като естественоисторическо тяло, развило се за сметка на разположените отдолу скали и съдържащо винаги известен процент хумус. Като тяло, което съдържа хумус, почвите имат отрицателно значение за строителството, тъй като оставянето на почва в сутеренните помещения позволява развиването на плесени и тези помещения стават негодни от хигиенична гледна точка за жилища и складове. Освен това хумусът е лесно разтворим и когато е в по-голям процент, дава възможност за слягвания при по-значително натоварване. Ето защо по принцип при жилищно и промишлено строителство е желателно растителните почви да се отстраняват напълно при изкопите за фундаране. С оглед именно на това изискване е съставена и таблица 4—39, имаща за задача да даде ориентировъчни данни за почвите, които могат да се срещнат в една или друга част на нашата страна.

Таблица 4—39

Таблица за почвените типове и подтипове в България

Почвени типове и подтипове	Географско разпространение	Особености и значение за строителството
1	2	3
1. Чернозем а) Карбонатни (мицеларни или дунавски черноземи) б) Типични черноземи в) Излужени черноземи г) Подзолизиращи (деградирани) черноземи д) Ливадни черноземи	Само в Северна България върху лъос, покрай Дунава — от Тимок до Вит Върху лъос, покрай Дунава — от Вит до Янтра, а на запад от Вит във вид на ивица на юг от местата на разпространението на карбонатния чернозем На изток от Янтра върху лъос, а на запад от Янтра се намират на юг от предходните разновидности. Върху лъос в източната част на Севернобългарската равнина. Много ограничено разпространение	Средната мощност на хумусните хоризонти, които трябва да се отстраняват при гражданско, промишлено и хидротехническо строителство, е 1,20 м

Продължение

1	2	3
<p>2. Сиви подзолизи- рани горски почви</p> <p>а) Тъмносиви подзолизи- рани горски почви</p> <p>б) Сиви подзолизирани горски почви</p> <p>в) Светлосиви подзоли- зирани горски почви</p>	<p>По планинските и хъл- мисти склонове на Север- на България и под гъстите дъбови гори в Южна До- бруджа</p> <p>По по-полегатите скло- нове</p> <p>По средните склонове, до 600 м абс. височина</p> <p>По стръмните терени</p>	<p>Съвсем незначителна мощ- ност на хумусните хоризон- та — 0,50 до 0,70 м</p>
<p>3. Кафяви горски почви</p> <p>а) Тъмнокфяви (наси- тени) горски почви</p> <p>б) Светлокафяви горски почви</p>	<p>В планинските райони между 600 и 1600 м абс. височина под букови и иг- лолистни гори</p> <p>Значително разпростра- нение в Рила и Родопите</p>	<p>Много тънък хумусен хо- ризонт</p>
<p>4. Канелени горски почви</p> <p>а) Типични канелени гор- ски почви</p> <p>б) Излужени канелени горски почви</p> <p>в) Деградирани (подзо- лизирани) канелени почви</p>	<p>В Южна и Югозападна България, под редки гори и храсти</p>	
<p>5. Смолници</p> <p>а) Типични смолници</p> <p>б) Излужени смолници</p>	<p>В котловините и поле- тата на Южна България и в Северозападна България</p>	<p>Средна мощност на хумус- ния хоризонт 40—60 см</p> <p>Съдържание на глина от 52 до 78% и поради това има големи промени в обема на растителната почва, свързани с катастрофални разрушения на постройки, изградени вър- ху смолници. Да се отстра- няват във всички случаи</p>
<p>6. Планинско-лива- дни почви</p> <p>а) Торфени планинско- ливадни почви</p> <p>б) Типични планинско- ливадни почви</p> <p>в) Черноземоподобни планинско-ливадни почви</p>	<p>В региона над горите</p>	

1	2	3
7. Планинско-горски почви	В региона над 1600 м	
8. Солонци	В най-ниските части на Южна България около блатата	Да се избягва мелиоративно напояване
9. Солончаци	Също	Също
10. Алувиални ливадни почви	Главно в низините на Южна България	
11. Ливадно-блатни почви	Главно в низините и котловините на Южна България	
12. Хумусно-карбонатни почви (рендзичи)	Върху и около варовитите и мраморните терени	

ЛИТЕРАТУРА

1. Абелев, Ю. М. — Основы проектирования и строительства на макропористых грунтах, Москва, 1948.
2. Балусhev, Б. — Земна механика, София, 1952.
3. Wendel, L. — Ingenieurgeologie, II, Wien, 1948.
4. БДС 644-57 — Строителни почви — Метод за лабораторно определяне на водното съдържание.
5. БДС 645-57 — Строителни почви. Метод за лабораторно определяне на хигроскопичната влага.
6. БДС 646-57 — Строителни почви. Метод за лабораторно определяне на специфичното тегло.
7. БДС 647-57 — Строителни почви. Методи за лабораторно определяне на обемно тегло и обема на порите.
8. БДС 648-57 — Строителни почви. Метод за лабораторно определяне границата на източване.
9. БДС 649-57 — Строителни почви. Метод за лабораторно определяне границата на протичане.
10. БДС 2761-57 — Строителни почви. Физични свойства. Дефиниции, означения и зависимости.
11. БДС 2762-57 — Строителни почви. Методи за лабораторно определяне на зърнометричния състав.
12. Васильев, А. М. — Основы современной методики и техники лабораторных определений физических свойств грунтов, Москва, 1953.
13. Вземане на проби за лабораторни изследвания във връзка със строителството, Наука и изкуство, 1956, София.
14. Денисов, Н. Я. — Строительные свойства лесса и лессовидных суглинков, Москва, 1951.
15. Дингозов, Г. — Набъбване на глините и влиянието им върху съоръженията, сп. Строителство, 2/56.
16. Кинд В. В. — Коррозия цементов и бетона в гидротехнических сооружениях, Госэнергоиздат, Москва, 1955.

17. Ломтадзе, В. Д. — Методы лабораторных исследований физико-механических свойств песчаных и глинистых грунтов, Москва, 1952.
18. Петров, Л. — Определение специфичности поверхности на цемента с помощью ареометрового анализа. Труды на НИСИ, 1955.
19. Приклонский, В. А. — Грунтоведение, I, Москва, 1955.
20. Романовский, В. И. — Применение математической статистики в опитном деле, Москва, 1947.
21. Сергеев, Е. М. — Общее грунтоведение, Москва, 1952.
22. Стефанов, Г. — Консистенция на строительные почвы, Труды на НИСИ, 1956.
23. Чаповский, Е. Г. — Практическое руководство к лабораторным работам по грунтоведению и механики грунтов, Москва — Ленинград, 1945.

ПРИЛОЖЕНИЕ 4-1

Извадки от Български държавен стандарт 676-57

1. Настоящият стандарт се отнася за класификация на *строителните почви*, според показателя на пластичност и зърнометричния им състав. Под строителна почва се разбират скални споеви сциментирани дисперсни образувания на земната кора, върху които, в които или с които се строят.

2. Основното подразделение на строителните почви е дадено в таблица 1.

Таблица 1

Строителни почви							
скални	полускални	несвързани 4,5		свързани 4,8,9			особени
		чакъл 5,6	пясъци 5,7	глине- сти пясъци 8,9	песъчливи глини (яловници) 8,9	глини 8,9	
3	3						10, 11, 12, 13

Забележка. Цифрите под названията означават точките от настоящия стандарт, в който се разглежда класификацията на дадения вид почва.

3. Скалните и полускалните строителни почви са споеви или сциментирани. Скалните притежават повече, полускалните по-малко от 50 кг/см² якост на натиск във водонапито състояние. Класификацията им става съгласно петрографското определение; напр. гранит, порфирдиорит, двуслюден гнайс, конгломерат, пясък пясъчник, глинен мергел и т. н.

Забележка. Определянето на якостта на натиск във водонапито състояние се извършва по БДС 173.

4. *Несвързаните* и *свързаните* строителни почви са неспоеви дисперсни. Помежду си се разграничават в зависимост от пластичността и съдържанието на глинести частици съгласно таблица 2.

Таблица 2

Название на строителните почви	Показател на пла- стичност w_{pl}	Глинеста фракция ($< 0,005$ мм)
	%	%
несвързани	< 1	< 3
свързани	≤ 1	≤ 3

Класификацията на несвързаните и свързаните строителни почви се извършва едновременно според показателя на пластичност и според зърнометричния състав. Меродавна е пластичността. Само при несвързани почви, когато визуално е установено, че едрите зърна се допират, т. е. не са обвити от дребните фракции, е меродавен зърнометричният състав.

Забележка. Показателят на пластичност се определя по БДС 2761-57 във връзка с БДС 648-57 и БДС 649-57; зърнометричният състав се определя по БДС 2762-57; фракциите са стандартизирани в БДС 2761-57.

5. Несвързаните почви се подразделят на *чакъл* и *пясък* в зависимост от съдържанието на чакълена фракция съгласно табл. 3.

Таблица 3

Название на несвързаните строителни почви	Фракция чакъл > 2 мм
	%
чакъл	≥ 50
пясък	< 50

6. Чакълите биват *едър, среден и дребен чакъл* в зависимост от преобладаващата съответна фракция. Когато сумата от глинестите и праховите частици е повече от 20 %, чакълът се нарича *глинест*. Класификация на чакълите е показана в таблица 4.

Таблица 4

Наименование на фракциите (мм)	Наименование на чакъла			
	Едър чакъл	Среден чакъл	Дребен чакъл	Глинест чакъл
	Съдържание в тегловни проценти			
Камъни и едър чакъл (> 20)	> 50	< 50	> 50	< 50
Среден чакъл (20—5)				> 50
Дребен чакъл (5—2)	< 50			< 80
Пясък (2—0,05)		< 50		< 50
Праха и глина ($< 0,05$)	< 20	< 20	< 20	> 20

Забележка. Черните числа означават съответните главни изисквания, а останалите — произтичащи от тях допълнителни условия. Ползуването на таблицата се улеснява, ако за почвата, на която се определя названието, се сумира последователно по низходящ ред процентното съдържание на фракциите, като се започне от камъни и едър чакъл (> 20 мм).

7. Пясъците биват *едър, среден и дребен пясък* в зависимост от преобладаващата фракция. Когато пясъкът съдържа повече от 25% чакъл, той се нарича *чакълест пясък*. Когато съдържа повече от 20% праха и глина, се нарича *фин пясък*. Класификацията на пясъците е показана в таблица 5.

Таблица 5

Название на фракциите (мм)	Название на пясъка				
	чакълест пясък	едър пясък	среден пясък	дребен пясък	фин пясък
	съдържание в тегловни проценти				
Чакъл (> 2)	> 25	< 25	< 25	< 25	
Едър пясък (2—1)		> 50	< 50	> 50	< 50
Среден пясък (1—0,25)				> 80	< 80
Дребен и ситен пясък (0,25—0,05)	< 75		< 50		
Праха и глина (< 0,05)	< 20	< 20	< 20	< 20	> 20

Забележка. Черните числа означават съответните главни изисквания, а останалите — произтичащите от тях допълнителни условия. Ползуването на таблицата е апологично на табл. 4.

8. Класификацията на свързаните почви според зърнометричния състав се извършва преди всичко въз основа на съдържанието на глинестата фракция по таблица 6.

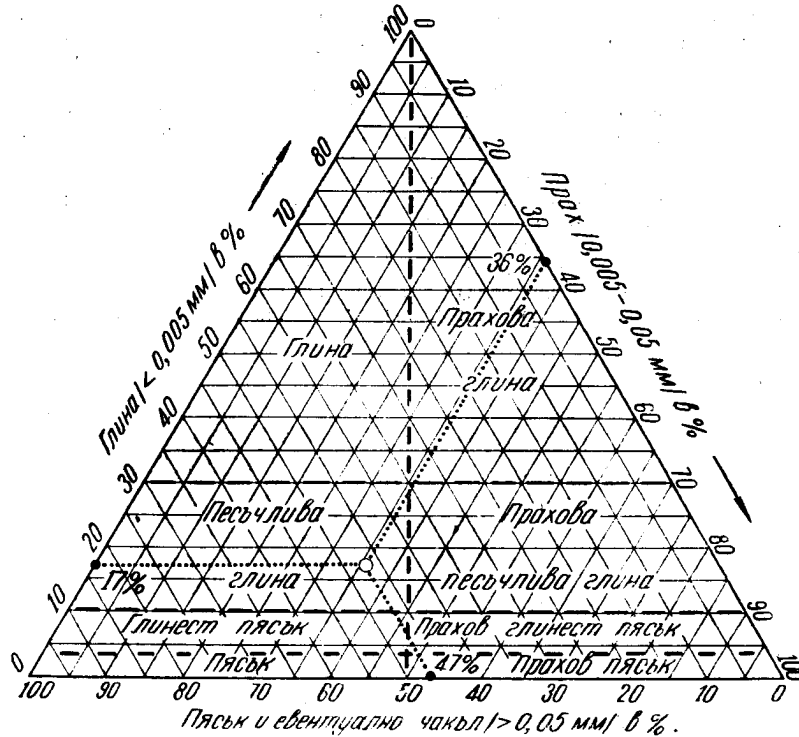
Таблица 6

Название на почвата	Фракция глина (< 0,005 мм)
	%
Пясък	< 3
Глинест пясък	3—10
Песъчлива глина (иловца)	10—30
Глина	> 30

Ако освен това праховата фракция (0,005 — 0,05 мм) е повече от сумата на пясъка и чакъла ($> 0,05$ мм), съответната почва се нарича *прахова*; различава се : *прахов пясък*, *прахов глинест пясък*, *прахова пясъчлива глина (прахова иловица)* и *прахова глина*.

Забележка. Консистенцията на строителните почви се определя по БДС 2761-57 във връзка с БДС 648-57 и БДС 649-57.

Наименованието на свързаните почви се определя лесно с помощта на долната триъгълна диаграма. В нея всяка почва, по която са известни трите основни фракции пясък, прах и глина, се явява еднозначно определена като точка.



Забележка. Към пясъчната фракция се причисляват и евентуално съдържащи се чакълни зърна.

9. Класификацията на свързаните почви според показателя на пластичност става по таблица 7.

Таблица 7

Название на свързаните почви	Показател на пластичност
	$w_{пл}$ %
Глинест пясък	1— 7
Пясъчлива глина (иловица)	7—17
Глина	> 17

Забележка. Показателят на пластичност се определя по БДС 2761-57 във връзка с БДС 648-57 и БДС 649-57.

10. Към *особените* строителни почви спадат: лъсовите, органичните и засолените.

11. *Лъсовите почви* биват: *лъс* и *лъсовидни почви*.

Отличителни белези на лъса: сивожълтеникав до червенокафяв цвят, видими с просто око вертикални каналчета-макропори, държи отвесни откоси, обикновено с ходовете от земни червеи и др.; често с варовити включения (лъсови кукли), голям обем на порите ($> 0,45$), малко обемно тегло ($1,4-1,6$ г/см³), обикновено липсват фракции от среден пясък ($> 0,25$ мм) нагоре, преобладава едър прах ($0,1-0,05$ мм) над 65%, глина ($< 0,005$ мм) до 10%, разнорънност (степен на разнорънност) под 5, голямо карбонатно съдържание (при появяване с 10%-ен нормален разтвор на солна киселина — буйно кипене).

Лъсовидните почви представляват обикновено дегенерирал лъс, в който липсват някои от горните качества. Класификацията на лъсовидните почви може да се извършва също по таблица 6. Например: лъсовиден глинест пясък, лъсовидна иловица, лъсовидна глина.

12. *Органични почви* са такива, които съдържат органически вещества повече от 5% по отношение теглото на сухата маса. Към органичните почви спадат: *торфът*, *някои растителни почви* и др.

13. *Засолени почви* са такива, които съдържат водоразтворими соли повече от 5% по отношение теглото на сухата маса.

14. Класификациите на строителните почви по коефициент на разнорънност, относителна плътност, степен на водонасищане и консистенция са дадени в БДС 2761-57.

Sanitized Copy Approved for Release 2010/04/23 : CIA-RDP80T00246A045000620001-3

V. ЗЕМНА МЕХАНИКА

Sanitized Copy Approved for Release 2010/04/23 : CIA-RDP80T00246A045000620001-3

А. ОБОЗНАЧЕНИЯ

a	— коэффициент на слягване	$\text{см}^2/\text{кг}$
	или дължина на правоъгълен фундамент	см
$b, 2b$	— ширина на правоъгълен фундамент	см
c	— сцепление (кохезия)	$\text{кг}/\text{см}^2$
c_v	— коэффициент на консолидация	1
d	— хидродинамичен натиск	$\text{г}/\text{см}^3$
e	— основа на неперовите логаритми	2,7182
e_a	— специфичен активен земен натиск	$\text{т}/\text{м}^2$
e_p	— специфичен пасивен земен натиск	$\text{т}/\text{м}^2$
h	— воден напор, дълбочина на фундиране, височина на слягващ се пласт или проба	см
h_a	— активна дълбочина	см
h_b	— редуцирана височина	м
h_q	— еквивалентна височина	м
k_{ϕ}	— коэффициент на филтрация	$\text{см}/\text{сек}$
l	— дължина, път на филтрация	см
m	— число на Пواسон	1
n	— обем на порите, показател или брой	1
p	— напрежение, специфично натоварване	$\text{кг}/\text{см}^2$
p_z	— допълнително вертикално напрежение в хоризонтално сечение на известна дълбочина от повърхността	$\text{кг}/\text{см}^2$
p_e	— обща свързаност	$\text{кг}/\text{см}^2$
p_2	— геоложки (битов, природен) товар	$\text{кг}/\text{см}^2$
p_d	— вертикален динамичен товар	$\text{кг}/\text{см}^2$
p_c	— вертикален статичен товар	$\text{кг}/\text{см}^2$
q	— напрежение, натоварване, меродавно напрежение при изчисляване на времеслягването	$\text{кг}/\text{см}^2$
r	— радиус на окръжността на триенето, цилиндрична координата	см
s	— слягване или пропадане	см
t	— съпротивление на почвата при движение на водата през нея	$\text{г}/\text{см}^2$
	или време	сек
x	— координата на точка в еластично изотропното полупространство	см
y	— също	см
z	— също	см
A	— параметър на компресионната крива	1
C	— интеграционна константа	1
D	— среден диаметър на зърната	мм
E	— еластичен модул	$\text{кг}/\text{см}^2$
E_a	— активен земен натиск	$\text{т}/\text{м}$
E_o	— земен натиск в случай на покой	$\text{т}/\text{м}$
E_p	— пасивен земен натиск	$\text{т}/\text{м}$
r	— плоскост (товарна, на изохронияте) сечение	см^2
F	— коэффициент на съпротивление на срязване	1
H	— мощност, дебелина на слягващия се или пропадащ пласт	см
I	— хидравличен наклон	1

K_1	— безразмерен коефициент във формула (5,53)	. . . 1
K_2	— също във формула (5,65)	. . . 1
K_3	— също във формула (5,66)	. . . 1
K_{cy}	— коефициент на сигурност срещу суфозия	. . . 1
L	— дължина	. . . см
M_a	— абсолютен модул на деформацията (слягването) на строителните почви	. . . кг/см ²
M_o	— относителен модул на слягването на строителните почви	. . . кг/см ²
$M_{ст}$	— модул на слягването на строителните почви	. . . кг/см ²
N	— нормална сила	. . . кг
O	— оператор	. . . 1
P	— единична сила	. . . кг
Q	— напречна сила	. . . кг
R	— радиус на окръжност	. . . см
R_c	— якост на натиск	. . . кг/см ²
T	— време	. . . сек.
T_v	— фактор на времето	. . . 1
U	— степен на консолидация	. . . 1
α	— ъгъл (на откоса на строителната почва) или безразмерен коефициент	. . . градуси . . . 1
β	— ъгъл или безразмерен коефициент	. . . градуси . . . 1
γ_w	— специфично тегло на водата	. . . г/см ³
δ_n	— обемно тегло на строителната почва под вода	. . . г/см ³
e	— коефициент на порите	. . . 1
e_v	— ъгъл на видимостта	. . . дъга
e_m	— коефициент на макропорите	. . . 1
ζ	— вертикална деформация (по Бусинеск)	. . . см
η	— коефициент на сигурност	. . . 1
λ	— относителна деформация	. . . 1
μ	— коефициент на Поасон	. . . 1
π	— питагорово число	. . . 3,14159
ρ	— ъгъл на вътрешно триене	. . . градуси
ρ	— също	. . . дъга
ρ_s	— фиктивен ъгъл на триенето	. . . градуси
σ	— нормално напрежение	. . . кг/см ²
σ_1	— най-голямо напрежение	. . . кг/см ²
σ_2	— средно главно напрежение	. . . кг/см ²
σ_3	— най-малко главно напрежение	. . . кг/см ²
σ'	— приравнено напрежение	. . . кг/см ²
σ_h	— допустимо напрежение на дълбочина h	. . . кг/см ²
σ_p	— напрежение, което предизвиква слягването	. . . кг/см ²
σ_r	— радиално напрежение в дълбочина	. . . кг/см ²
σ_t	— тангенциално напрежение в дълбочина	. . . кг/см ²
σ_x	— напрежение, успоредно на оста X	. . . кг/см ²
σ_y	— напрежение, успоредно на оста Y	. . . кг/см ²
σ_z	— напрежение, успоредно на оста Z	. . . кг/см ²
$\sigma_{без}$	— безопасно напрежение	. . . кг/см ²
$\sigma_{доп}$	— допустимо напрежение	. . . кг/см ²
σ	— критично напрежение	. . . кг/см ²
τ	— тангенциално (срязващо) напрежение	. . . кг/см ²
τ_{rz}	— срязващо напрежение в равнината rz	. . . кг/см ²
τ_{xz}	— срязващо напрежение в равнината xz	. . . кг/см ²
φ	— максимално отклонение φ_{max}	. . . градуси
ψ	— ъгъл, под който напрежението p е наклонено спрямо перпендикуляра към дадена плоскост	. . . градуси
ψ_p	— ъгъл на съпротивлението на срязване	. . . градуси
ω	— плоскост	. . . см ²

- ξ — коэффициент на странично налягане 1
- Δ — обемно тегло на строителната почва в естествено състояние кг/см³
- Δ_2 — обемно тегло на водонаситена почва кг/см³
- Σ — сума на главните напрежения (специфично водопоглъщане) 1

Б. ОБЩИ ДАННИ

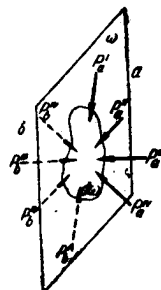
1. НАПРЕЖЕНИЯ В СТРОИТЕЛНИТЕ ПОЧВИ

а) Понятие за напрежението в почвите

Строителните почви в механическо отношение трябва да бъдат разглеждани като агломерат от твърди частици, предаващи силите, с които са натоварени (например собствено тегло, воден натиск, външно натоварване) чрез точките на съприкосновение по сложен и случаен начин една на друга. Тъй като понятието напрежение, както е познато от якост на материалите, е свързано с понятието за компактноста на масата, необходимо е известно уточняване на постановката на тези въпроси с оглед на приложимостта им при дисперсните или псевдотвърдите тела.

Да разгледаме част от равнината ω , която разделя строителната почва на две части (a и b), означена с $d\omega$, и има произволна форма (фиг. 5—1). По закона на действието и противодействието силите, предаващи се от областта a на областта b , трябва да бъдат равни помежду си и противоположни. При това можем да напишем, че равнодействащите на тези сили са също равни помежду си и противоположно насочени, т. е.

$$(5-1) \quad \Sigma P_a = \Sigma P_b.$$



Фиг. 5—1

Тъй като точното разположение на частиците в площта $d\omega$, техният брой и законите, по които е съставено сечението, не са известни, е необходимо за всички изчисления, които ще извършваме, реалните сили, действащи на отделните частици, да бъдат заменени с въображаеми сили (P_v), равномерно разпределени по цялата площ $d\omega$. Големината на тези сили, действащи върху единица площ от $d\omega$, се нарича напрежение (p) на системата от сили P в скелета на почвата

$$(5,2) \quad p = \frac{\Sigma P_v}{d\omega} \text{ (кг/см}^2\text{)}.$$

При тази дефиниция на напрежението можем да получим в пределите на разглежданото сечение различни стойности на p за всяка точка в зависимост от формата на площта $d\omega$. Разликата съгласно теорията на вероятността представлява $\frac{1}{m}$ — та част от големината на определяното напрежение. При това

$$(5,3) \quad m \leq \sqrt{L : l},$$

където

L е размер на разглежданото тяло (дължина);

l — размер на най-малкия елемент, получен при деление на разглежданото тяло на дребни частици, запазили всички физически свойства на това тяло (дължина).

Точното определяне на l , разбира се, е невъзможно. Можем само да определим порядъка на тази величина.

Отношението $1 : m$ представлява сравнителна мярка за точността, с която можем да определим напреженията при псевдотвърдите и твърдите тела в зависимост от степента на еднородността и дребнозърнеността им.

В таблица 5—1 са дадени няколко примера за илюстрация на казаното.

Таблица 5—1

Название на тялото	L см'	l см'	$1 : m$
Абсолютно еднородно	L	0	0
Гранитно кубче	20	2	0,316
" "	5	1	0,45
" "	5	0,5	0,316
Глинено кубче	1	0,0001	0,01
Стомана	1	0,0001	0,01

От таблицата се вижда, че при глинестите седименти относителната грешка при определянето на напреженията им е значително по-малка от тая при определяне на напреженията, например на гранитните кубчета. Следователно изводите на теорията на напреженията са валидни за еднородни и достатъчно дребнозърнести твърди и псевдо-твърди тела ($1 : m$ е достатъчно малко в сравнение с единица).

б) Някои тезиси из теорията на напреженията

Основните тезиси из теорията на двуменционалното разпределяне на напреженията, които намират най-широко приложение в земната механика, са:

а) Във всяка точка на дадено тяло съществуват две взаимно перпендикулярни плоскости, наречени главни, върху които действуват само нормални напрежения, които също се наричат главни.

б) Върху всички други плоскости, минаващи през същата точка, действуват наклонени напрежения, които могат да бъдат разложени на нормална и тангенциална компонента (първата действува, както знаем, в перпендикулярна посока, а втората — в съпадаща с плоскостта посока).

в) Ако нанесем в дадената точка големините и посоките на наклонените напрежения във вид на вектори, краищата им ще очертаят така наречената елипса на напреженията. Главните напрежения се изобразяват от голямата и малката полуос на тази елипса. Коя да е плоскост и действувашото върху нея напрежение представляват конюгирани диаметри на тази елипса. Следователно тя илюстрира характера на разпределянето на напреженията около дадена точка, съпадаща с нейния център (в двуменционалния случай).

г) Тангенциалните напрежения, действувачи на две произволни, но перпендикулярни една към друга плоскости, са равни помежду си.

д) Сумата от нормалните напрежения на две взаимно перпендикулярни плоскости в дадената точка е величина постоянна и равна на сумата от главните напрежения. Тази сума в земната механика се нарича специфично водопоглъщане¹ на почвената маса (Герсеванов).

е) Нормалната компонента σ и тангенциалната компонента τ на наклоненото напрежение p , действувачо върху плоскост, сключваща ъгъл α с главната плоскост, в която действува по-голямото напрежение σ_1 , се определят по уравненията

$$(5,4) \quad \sigma = \sigma_1 \cdot \sin^2 \alpha + \sigma_3 \cdot \cos^2 \alpha,$$

$$(5,5) \quad \tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \sin 2\alpha,$$

където σ_1 и σ_3 са главните напрежения; за останалите обозначения виж текста.

Най-голямото тангенциално напрежение τ_{max} се равнява на полуразликата от главните напрежения и действува в равнина, сключваща ъгъл $\alpha = 45^\circ$, т. е. разполовява ъгъла между главните плоскости

¹ На руски гидроемкость.

$$(5.6) \quad \tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

ж) Характерно за елипсата на напреженията е обстоятелството, че всички нормални напрежения са със знака на главното напрежение, поради което никъде не са равни на нула. Такова разпределяне на напреженията е присъщо на скелета на почвите, където всички напрежения са натискови.

Както вече бе казано (т. б), върху всички плоскости на елипсата на напреженията, несъпадащи с главните, напреженията p са наклонени под различен ъгъл ϕ спрямо перпендикуляра.

Две от тези плоскости се отличават от другите по това, че при тях това отклонение е най-голямо. Те се наричат плоскости на най-голямото отклонение и при строителните почви са от голямо значение, тъй като са меродавни за якостните им свойства. Ъгълът, който тези плоскости сключват с голямата, респективно с малката полуос на елипсата, е равен на

$$\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_{max}}{2} \right), \text{ респ. } \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_{max}}{2} \right).$$

з) Зависимостта между главните напрежения σ_1 и σ_3 и ъгъла на най-голямото отклонение ϕ_{max} показва, че по формата на елипсата може да се съди за големината на ϕ_{max} : колкото елипсата е по-продълговата, толкова и ϕ_{max} е по-голям и обратно;

$$(5.7) \quad \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_{max}}{2} \right).$$

и) Ако $\sigma_1 = \sigma_3$, т. е. $\phi = 0$, елипсата на напреженията се обръща в окръжност. Следователно всички напрежения p са нормални към плоскостите, върху които действуват, т. е. равни са на σ , а тангенциалните напрежения (τ) съвсем отсъствуват. Такова състояние на напреженията съществува във водата (закон на Паскал), но е възможно и при почвите, в случай че скелетът на строителните почви е подложен на всестранен натиск или опън. Например под действието на капиллярните сили е възможно такова състояние (хидростатично). Също така можем да си представим, че и сцеплението представлява своеобразен всестранен натиск. Тази постановка допуска да бъде въведено понятието за приравненото напрежение, позволяващо да бъдат решени графически редица важни задачи в земната механика.

к) Най-удобен графически метод за изследвания във връзка с дадените по-горе разсъждения е така наречената окръжност на Мор (фиг. 5—2). При решаване на сложни задачи из областта на граничното равновесие се използва системата от характерни окръжности на Голушкевич. От дадената фигура 5—2 могат да бъдат изведени зависимостите (5.4), (5.5) и (5.7).

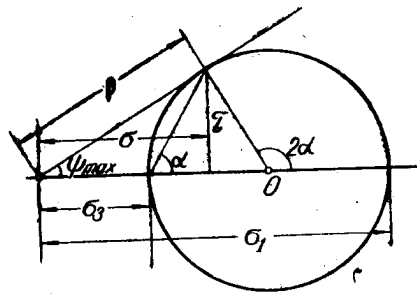
л) Всяко изложено дотук може да бъде пренесено и за случая, когато се разглежда не двуменционално равновесие, а пространствено. Във всяка точка на напрегатото тяло съществуват три взаимно перпендикулярни равнини без тангенциални (срязващи) напрежения. Елипсата на напреженията в такъв случай се превръща в елипсоид на напреженията с три взаимно перпендикулярни, различно големи оси. Главните сечения на този елипсоид представляват три елипси на напрежението с по една взаимна ос. Ако две от трите главни напрежения σ_1 , σ_2 и σ_3 станат равни помежду си, елипсоидът става въръчателен.

в) Гранично равновесие на строителните почви

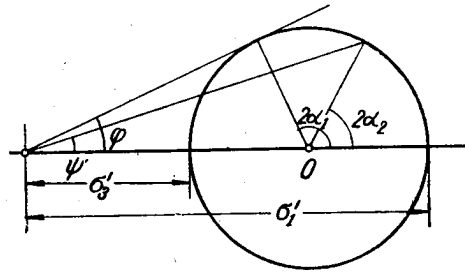
Съгласно теоретическото състояние на въпросите, свързани с якостта на строителните почви, и практическата им проверка днес е прието да се счита, че якостта на почвите при естествени условия на залягане, както и в изкуствени съоръжения (земно-наситни прегради и др.) зависи от съпротивлението им срещу срязване. При това, както показва изследванията на В. В. Соколовски, всички тези въпроси, както и свързаните с тях представляват частни случаи на една и съща теория, наречена теория на граничното равновесие.

Под гранично (пределно) равновесие на строителната почва се разбира такова състояние на напреженията в нея, при което и най-малкото изменение на обемните и приложените сили довежда до нарушаване на равновесието.

Ако разгледаме фиг. 5—2 и си припомним казаното в точка б на настоящия раздел Б относно ъгъла на най-голямото отклонение, ще видим (фиг. 5—3), че този ъгъл може да получи най-голяма стойност ψ_{max} , равна най-много на φ . Щом ψ_{max} стане по-



Фиг. 5—2. Окръжност на Мор



Фиг. 5—3. Окръжност на Мор при изследване якостта на срязване на строителните почви

голям от φ , в почвата настъпва така нареченото пластично течение¹, което може да доведе до разрушаване на естествената основа или на земното съоръжение.

В случай че $\psi_{max} = \varphi$, тогава казваме, че в разглежданата точка е достигнато гранично равновесие на напреженията.

С други думи казано, разрушението на строителната почва в дадена точка настъпва тогава, когато максималният ъгъл на отклонение достигне гранична стойност, равна на ъгъла φ .

Гранично равновесие при несвързани строителни почви

При несвързаните строителни почви ъгълът φ не може да получи произволно значение, а винаги е равен на ъгъла на вътрешното триене ρ на разглежданата несвързана почва. По този начин условието за гранично равновесие при несвързаните почви може да бъде написано така:

$$(5,8) \quad [\tau] = \sigma \cdot \operatorname{tg} \psi_{max} \text{ кг/см}^2$$

или

$$(5,8a) \quad [\tau] = \sigma \cdot \operatorname{tg} \rho.$$

Последното уравнение може да бъде представено в следния вид:

$$(5,9) \quad \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \sin \rho,$$

където σ_1 и σ_3 са най-голямото и най-малкото главно напрежение.

След преработка на (5,9) получаваме

$$(5,10) \quad \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \sin \rho}{1 - \sin \rho} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2} \right),$$

което е подобно на уравнение (5,7) с тази разлика, че вместо ψ_{max} стои ъгълът на вътрешното триене ρ .

Уравненията (5,9) и (5,10) може да бъдат разглеждани като гранично условие на настъпването на така нареченото пластично течение в несвързаните строителни почви.

¹ То не бива да се отъждествява с понятието пластичност или граница на протичане (горна граница на пластичност).

Гранично равновесие при свързани строителни почви

При свързаните строителни почви ъгълът ϕ също не може да надмине известна стойност ρ , която ние условно наричаме ъгъл на вътрешно триене на свързаната почва. Условието за гранично равновесие за такива почви може да бъде написано по следния начин:

$$(5,11) \quad |\tau| = \operatorname{tg} \phi_{\max} \sigma + c \quad (\text{кг/см}^2),$$

където ϕ_{\max} е ъгъл на максимално отклонение на наклоненото спрямо перпендикуляра напрежение p ;

σ — нормална компонента на p в кг/см^2 ;

c — сцепление в кг/см^2 ;

τ — тангенциална компонента на p в кг/см^2

или

$$(5,11a) \quad |\tau| = \sigma \cdot \operatorname{tg} \rho + c \quad [\text{кг/см}^2].$$

Ако въведем понятието „приравнено напрежение“

$$(5,12) \quad \sigma' = \sigma + p_s,$$

където p_s е обща свързаност (всестранен равномерен натиск), равна на

$$(5,13) \quad p_s = \frac{c}{\operatorname{tg} \rho} = c \cdot \operatorname{ctg} \rho,$$

тогава (5,11a) може да бъде представено в следния вид:

$$(5,14) \quad \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2p_s} = \sin \rho,$$

а след преработване става:

$$(5,15) \quad \frac{\sigma_1'}{\sigma_3'} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2} \right),$$

където σ_1' е приравнено най-голямо главно напрежение;

σ_3' — приравнено най-малко главно напрежение.

Съгласно (5,12)

$$(5,16) \quad \sigma_1' = \sigma_1 + p_s,$$

$$(5,17) \quad \sigma_3' = \sigma_3 + p_s.$$

Уравненията (5,14) и (5,15) могат да бъдат разгледани като гранично условие за настъпването на „пластично течение“ при свързаните строителни почви.

Забележка. При извеждането на изразите (5,10), респ. (5,14) са взети предвид опростяващите предположения на така наречената „класическа теория“ за якостта на строителни почви.

Освен това е прието за валидно предположението, че средното главно напрежение σ_2 не оказва влияние върху якостта на почвите, поради това то не фигурира в уравненията (5,9), (5,14) и др.

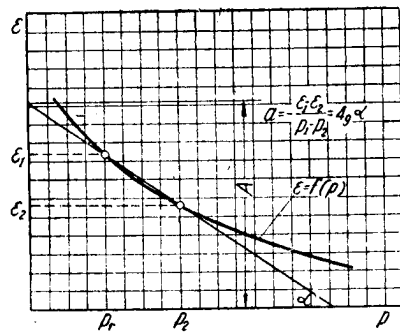
Всъщност ъгълът (на срязването) ϕ зависи от анизотропията на средата, от предисторията на натоварване, от плътност-влажността на почвата и т. н. Освен това средното главно напрежение σ_2 в действителност оказва известно влияние, което расте с растежа на σ_2 .

2. КОМПРЕСИОННИ ПОКАЗАТЕЛИ

а) Параметри на компресионната крива A, a

Както е известно, зависимостта между деформацията на скелета на почвата и напреженията се изобразява приблизително от логаритмична крива (фиг. 5—4), даваща възможност да бъде проследено изменението на коефициента на порите (e) като функция от вертикалното напрежение (p).

Кривата има логаритмичен характер в обсега на широк диапазон на натоварване. В природата, пък и на практика изменението на действащите вертикални напрежения не надминава обикновено 3—4 кг/см^2 . Това дава възможност да опростим значително изчислителната част по определянето на необходимите показатели.



Фиг. 5—4. Крива на уплътняването, определяне на параметрите A и a

Ако заменим криволинейния участък от компресионната крива на фиг. 5—4 $\widehat{M_1M_2}$ с отсечката M_1M_2 и означим координатите на двете точки M_1 и M_2 съответно с p_1, ε_1 и p_2, ε_2 , уравнението на тази линия ще бъде

$$(5,18) \quad \varepsilon = A - a \cdot p,$$

откъдето се изчисляват параметрите A и a

$$(5,19) \quad -a = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{p_2 - p_1} \quad [\text{см}^2/\text{кг}]$$

$$(5,20) \quad A = \varepsilon_2 + |a| \cdot p_2 = \text{const.}$$

Уравнение (5,19) е идентично с уравнение (4,80). Обозначенията виж в текста и чертежа.

Величината a е винаги положителна и представлява, както дефинират уравнения (5,18) и (5,19), ъгловият коефициент на правата M_1M_2 , т. е. $\text{tg } \alpha$.

Величината A е отрезък на правата M_1M_2 по ординатната ос, т. е. пак някакво значение ε , поради което уравнението (5,20) може да бъде обобщено:

$$(5,20a) \quad \varepsilon = \varepsilon_i + |a| \cdot p_i = \text{const} = A.$$

[Ако преработим (5,19), ще получим

$$-a(p_2 - p_1) = \varepsilon_2 - \varepsilon_1$$

или

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_1 + a(p_2 - p_1),$$

откъдето

$$(5,20a) \quad \varepsilon_1 + ap_1 = \varepsilon_2 + ap_2 = \varepsilon_i + ap_i = \text{const} = A.]$$

На практика за начално напрежение p_1 се приема геоложкият товар

$$(5,21) \quad p_1 = z \cdot \Delta \quad [\text{кг}/\text{см}^2],$$

където Δ е обемно тегло на строителната почва в естествено състояние в $\text{кг}/\text{см}^3$ (виж раздел IV, гл. Б);

z — дълбочина на слегваемия пласт под повърхността на земята в см.

За крайно напрежение p_2 се приема

$$(5,22) \quad p_2 = p_1 + p_z \quad [\text{кг}/\text{см}^2],$$

където $p_1 = p_r$.

p_z е допълнително вертикално напрежение в хоризонтално сечение на дълбочин z от повърхността в $\text{кг}/\text{см}^2$, определено съгласно разд. В, гл. V.

Показателят a или коефициентът на уплътняване, както още се нарича, може да бъде дефиниран като отношение на изменението на коефициента на порите към величината на напрежението, предизвикало това изменение.

Този показател е най-важната изчислителна величина при определяне на слегваанията на фундаментите, тъй като участва почти във всички формули, отнасящи се до разрешаването на тази проблема. Освен това с негова помощ може да бъде проведена качествена преценка на строителната почва по отношение пригодността ѝ за основа на фундаменти.

Таблица 5—2

Наименование на строителните почви	Коефициент на уплътняване (a), $\text{см}^2/\text{кг}$
Силно слегваеми	$\geq 0,1$
Средно слегваеми	0,01
Слабо слегваеми	$\leq 0,001$

Забележка. Параметрите A и a не бива да бъдат отъждествявани с аналогичните такива от логаритмичното уравнение на компресионната крива, където $a = \frac{1}{A}$.

Затова по-добре е последните да се отбелязват с индекса a (абсолютно), както предлага Голдштейн: a_a и т. н.¹

б) Компресионни модули

При изчисляване на деформациите в строителните почви (слягванията) са необходими редица показатели, които по аналогия със съответните им подобни показатели из якост на материалите и теория на еластичността се наричат модули на еластичността. Обикновено слягването на почвите не се извършва за сметка на еластичното им деформиране. По-голямата част от деформацията, настъпваща при слягване, е остатъчна. Поради това, пък и с оглед да бъде подчертана разликата в съдържанието и чрез наименованието по-уместно е показателите, за които горе ставаше дума, да бъдат наречени модули на деформациите или модули на слягването.

Мод i на слягването $M_{с.л}$ при възпрепятствувано странично разширение на пробата

Представява отношението на приложеното напрежение p към общата относителна деформация λ_s по направление на действието на напреженията при възпрепятствувано странично разширение на пробата

$$(5,23) \quad M_{с.л} = \frac{p}{\lambda_s} \quad [\text{кг/см}^2].$$

Изчислява се по формули (4,78) и (4,79) (виж глава IV)

$$(5,24) \quad M_{с.л} = \frac{1+A}{a} \quad [\text{кг/см}^2],$$

където A и a са параметри на компресионната крива (виж предишната подточка а).

Относителен модул на слягването M_o (модул на общата деформация, модул на пълната деформация)

Представява отношението на приложеното напрежение p към общата относителна деформация λ_o по направление на действието на напреженията, но при възможност за странично разширение

$$(5,25) \quad M_o = \frac{p}{\lambda_o} \quad [\text{кг/см}^2].$$

Изчислява се по формулата

$$(5,26) \quad M_o = \frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{1-\mu} \cdot \frac{1+A}{a} \quad [\text{кг/см}^2],$$

(или

$$(5,26a) \quad M_o = M_{с.л} \cdot \frac{1}{O} \quad [\text{кг/см}^2],$$

където: O е оператор (виж формула (5,33) или (5,34));
 μ — коефициент на Поасон; останалите обозначения виж по-горе.

¹ Както знаем, компресионните криви на голяма част от строителните почви в нарушено състояние и на свързаните почви в нарушено състояние се характеризират от уравнението $\epsilon = \epsilon_1 - \frac{1}{A} \ln \frac{p+p_0}{p_1}$ или $\epsilon = \epsilon_1 - a_a (\ln p - \ln p_1)$, тъй като $p_0 \approx 0$.

Абсолютен модул на деформацията M_a

Представява отношението на безкрайно малко напрежение dp към съответната безкрайно малка деформация $d\lambda$

$$(5,27) \quad M_a = \frac{dp}{d\lambda} \quad [\text{кг/см}^2].$$

Определя се по формулата

$$(5,28) \quad M_a = \frac{1}{O \cdot a} \cdot (1 + A - ap) \quad [\text{кг/см}^2].$$

Последният израз (5,28) е математически точна интерпретация на понятието „еластичен“ модул при нелинейна деформация на телата и е изведен въз основа на зависимостта между поръзността и абсолютният модул на деформацията, от една страна, и принципа на Герсеванов (виж т. 4 на настоящата глава), от друга страна.

Ако в уравнение (5,28) величината ap за целия диапазон на увеличение на напреженията от p_0 до p остане малка в сравнение с $1 + A$, тогава тя може да бъде пренебрегната и се получава относителният модул на деформацията M_0 . Ако в уравнение (5,18) ap е малко в сравнение с A , строителната почва може да бъде разглеждана като линейно деформираща се среда.

Таблица 5—3 съдържа ориентировъчни данни за модула на слягането M_{cl} на различни почвени видове.

Таблица 5—3

Вид на почвата	M_{cl}		
	по Кьоглер	по Бендел	по Балушев
Торф	1—5	1—5	1—6
Тиня	5—30	5—30	5—25
Глина мекопластична	15—40	15—50	15—40
Глина среднопластична	40—80	30—100	40—80
Глина полутвърда	80—150	70—200	80—150
Пясък рохък	100—200	100—250	100—200
Пясък сбит	500—800	200—500	500—800
Баластра	1000	500—2000	—
Чакъл и баластра сбити	—	—	1000—2000
Чакъл сбит	—	—	2000—4000
Изветрели разпукани скали	—	—	1000—5000
Здрави компактни скали	5000—100000	1000—100000	1000—30000
Камъни формени от здрави скали	—	—	100000—300000

3. КОЕФИЦИЕНТ НА СТРАНИЧНО НАЛЯГАНЕ И КОЕФИЦИЕНТ НА ПОАСОН

а) Коефициент на странично налягане

За определяне на слягането по така наречените точни формули е необходимо да се знаят и някои други показатели, между които и коефициентът на странично налягане ξ , който по всяко време позволява да бъдат изчислени числото и коефициентът на Поасон.

При натоварването на строителните почви в условията на възкръпствувано странично разширение съществена роля играе коефициентът на странично налягане.

Ако увеличим с dp вертикалното напрежение p , което даден образец, поставен в пръстена на компресионен апарат, понеса, хоризонталното напрежение q , което дейст-

вува върху пръстена, също ще се увеличи с някаква стойност, напр. dq . Отношението на тези два прираста представлява коефициентът на странично налягане

$$(5,29) \quad \xi = \frac{dq}{dp}$$

След интегриране получаваме:

$$(5,30) \quad q = \xi \cdot p + c.$$

Интеграционната константа c в това уравнение зависи от началните условия. За малки височини на почвения пласт и ако неговата геоложка история дава основание да се предположи, че той не е бил натоварен, $c \approx 0$.

Стойността на ξ се движи от 0 до 1.

От гореизложеното се вижда, че коефициентът на странично налягане е величина променлива за дадена строителна почва и зависи както от геоложките условия, така и от историята на натоварването и състоянието на почвата.

Т а б л и ц а 5—4

Наименование на строителната почва	Коефициент на странично налягане ξ	Забележка
Пясък	0,35—0,41	по Буличов
Пясък	0,40—0,50	по Терцаги
Пясък $\nu=0,6$	0,49	по Бернацик
Пясък $\nu=0,7$	0,52	
Пясък $\nu=0,88$	0,64	
Пясък	0,40—0,42	по Балушев
Глина пластична	0,70—0,80	по Терцаги
Глина	0,55—0,87	по Хворслев
Глина твърда	0,11—0,25	по Маслов
Глина среднопластична	0,33—0,45	
Глина пластична	0,61—0,82	
Песъчлива глина	0,49—0,59	
Песъчлива глина	0,50—0,70	по Маслов
Вода	1,0	Покровски, Лалетин, Ерлих

При несвързани почви ξ може да бъде изчислен и по формулата

$$(5,31) \quad \xi = \frac{1 - \sin \rho}{1 + \sin \rho},$$

където ρ е ъгъл на вътрешното триене на почвата.

б) Коефициент и число на Поасон

Необходима величина при изчисленията на сляванията по така наречените „точни формули“ е коефициентът на Поасон.

Поасоновото число m представлява отношението на надлъжната към напречната деформация на натоварено с надлъжни сили тяло в условията на свободно разширение встрани.

Реципрочната ѝ стойност (т. е. отношението на напречната деформация към надлъжната) представлява коефициентът на Поасон:

$$(5,82) \quad \frac{1}{m} = \mu.$$

Стойността на Поасоновия коефициент е променлива и зависи от свойствата на материала и от големината на натоварването на строителната почва, което често пъти се забравя. В земномеханичните изчисления се среща величината O (оператор)

(5,33)
$$O = \frac{1 - \mu}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}$$

или

(5,34)
$$O = \frac{1 + \xi}{(1 - \xi)(1 + 2\xi)}$$

С помощта на стойностите, дадени в таблица 5—4, могат да бъдат изчислени съответните стойности на μ по формулата, дадена по-долу (5,37).

Някои стойности за μ :

обемно постоянни тела (вода)	0,5
млад бетон	0,100—0,143
сняг	~ 0,25
стомана	~ 0,35
здрави скали	~ 0,20—0,25
слаби скали	~ 0,10—0,20

Поасоновият коефициент може да бъде изчислен и с помощта на формулата

(5,35)
$$\mu = \frac{1 - \sin \rho}{2}$$

където ρ е ъгъл на вътрешното триене на несвързаната почва.

в) Зависимост между коефициента на странично налягане ξ и коефициента на Поасон μ

(5,36)
$$\xi = \frac{\mu}{1 - \mu}$$

(5,37)
$$\mu = \frac{\xi}{1 + \xi}$$

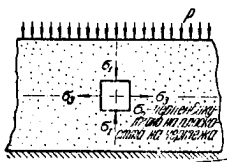
Формулите могат много лесно да бъдат запазени, още повече че имат голяма външна прилика с формулите за коефициента на порите v и обема на порите n (виж гл. IV, формули (4—32) и (4—33)).

Практически коефициентът μ може да бъде приет за постоянен в областта на „еластичните“ деформации на почвите, обаче в никакъв случай и в областта на пластичните деформации.

Повечето от математическите изводи при определянето на някои земномеханични величини, например на разпределението на напреженията в почвите, почиват на мълчаливо направеното предположение, че $\xi = 1$, което значително опростява изчисленията.

4. ПРИНЦИП НА ГЕРСЕВАНОВ

Изменението на коефициента на порите в общия случай ще зависи не само от вертикалното натисково напрежение σ_z , но и от напреженията, действащи и в другите две посоки σ_x и σ_y . Нека да приемем, че коефициентът на порите в произволна точка на почвения масив зависи в еднаква степен от големината на всички главни напрежения, действащи в тази точка, т. е. коефициентът на порите зависи от сумата на тези напрежения, но не и от съотношението им. На фиг. 5—5 е изобразено елементарно кубче в почвения масив, ориентирано успоредно на свободната повърхнина на масива, върху която действа равномерно разпределеният товар p , разпростиращ се безкрайно в страни. Затова на стените на това кубче действуват само нормалните напрежения σ_1 , σ_2 и σ_3 . При това странични деформации са невъзможни.



Фиг. 5—5. Напрежения, действащи върху елементарно кубче при безкраен равномерно разпределен товар p

Следствия от гореказаното са

(1)
$$\sigma_1 = p$$

(2)
$$\lambda_2 = \lambda_3 = 0,$$

следователно

$$(3) \quad \sigma_2 = \sigma_3.$$

Относителната деформация λ_2 се определя по правилата на „якост на материалите“

$$(4) \quad \lambda_2 = \frac{\sigma_2}{M_0} - \frac{\mu}{M_0} (\sigma_1 + \sigma_3) = 0.$$

Като заместим в уравнение (4) стойностите на другите три уравнения, се получава:

$$(5) \quad \sigma_2 = \sigma_3 = \frac{\mu}{1-\mu} \cdot p,$$

но знаем, че

$$(5,36) \quad \frac{\mu}{1-\mu} = \xi.$$

Тогава

$$(6) \quad \sigma_2 = \sigma_3 = \xi \cdot p.$$

В приетия от нас случай сумата от главните напрежения е

$$(7) \quad \Sigma = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3.$$

или, използвайки уравненията (6) и (1),

$$(8) \quad \Sigma = (1 + 2\xi) \cdot p,$$

откъдето

$$(9) \quad p = \frac{\Sigma}{1 + 2\xi}.$$

Като заместим уравнение (9) в (5,20a), ще получим

$$(5,38) \quad s = s_i + a \cdot \frac{\Sigma}{1 + 2\xi} = \text{const.}$$

Това уравнение показва, че коефициентът на порите се определя от сумата на главните напрежения. В общия си вид уравнението (5,38) гласи

$$(5,39) \quad s = s_i + \frac{a}{1 + (r-1)\xi} \cdot \Sigma,$$

където r е число на измеренията (при пространствената задача, която разглеждахме по-горе, $r=3$, при двумерен задача — плоскостна задача $r=2$). Тъй като коефициентът на порите при водонаситените почви е мерило за водното им съдържание, Герсеванов предлага сумата Σ на главните напрежения да бъде наречена специфично водопоглъщане: колкото Σ в скелета на почвата е по-голяма, толкова влажността в тази точка е по-малка, и обратно.

5. ХИДРОДИНАМИЧЕН НАТИСК В ПОРИТЕ НА СТРОИТЕЛНАТА ПОЧВА

При движението си през порите на почвата водата среща известно съпротивление, което тя преодолява благодарение на разликата в напорите, предизвикваща това движение. Натискът, който водата оказва върху обтечените от нея почвени частици, стремейки се да ги изтласка в посока на течението, се нарича хидродинамичен или филтрационен натиск.

На фиг. 5—6 е показан такъв случай.

Движението на водата е предизвикано от разликата $h_1 - h_2$, като натискът на водата

$$(1) \quad P_1 = (h_1 - h_2) F \cdot \gamma_s \text{ [г].}$$

Филтрацията на водата среща съпротива от страна на почвата, равна на

$$(2) \quad P_2 = t \cdot F \cdot l \text{ [г],}$$

където t е съпротивление на почвата.

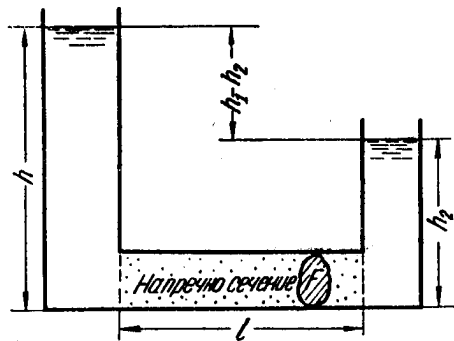
Съгласно правилата на динамиката равновесието в движещата се вода може да бъде написано по следния начин:

$$P_1 - P_2 = I$$

или

$$(3) \quad (h_1 - h_2) F \cdot \gamma_e - t \cdot F \cdot l =$$

където I е инерчната сила;
 γ_e — специфичното тегло на водата.



Инерчната сила може да бъде приета равна на нула, понеже в случаите на филтрационен режим (ламинарно движение) стойността на I е незначителна. Тогава

$$(4) \quad (h_1 - h_2) F \cdot \gamma_e = t \cdot F \cdot l$$

или понеже

$$(5,40) \quad \frac{h_1 - h_2}{l} = I,$$

$$t = I \cdot \gamma_e.$$

Фиг. 5—6. Напряжение в точката N вследствие натоварване на еластично-изотропното полупространство с единичната сила P

Действието t = противодействието d

$$(5,41) \quad d = I \cdot \gamma_e \text{ [г/см}^3\text{]}$$

или ако се вземе предвид само действието на водата в порите n на почвата,

$$(5,41a) \quad d = I \cdot n \cdot \gamma_e.$$

Уравнение (5,41) показва, че хидродинамичният натиск е обемна сила и зависи от хидравличния наклон I .

Това уравнение показва също, че хидродинамичният натиск не зависи от вида на почвата, т. е. еднакъв е и за пясъци, и за глинни. Във формула (5,41) не участва коефициентът на филтрация. В действителност влиянието на K_{ϕ} е взето косвено предвид, тъй като той оказва влияние върху хидравличния наклон I . Особено важно е обстоятелството, че хидродинамичен натиск съществува и при глините, и то в не толкова малка степен, отколкото при пясъците.

Хидродинамичният натиск играе роля при изчисляване устойчивостта на подпорни стени, водоносни земни откоси и при преценка на опасността от воден пробив и суфозия.

6. КРИТИЧЕН ГРАДИЕНТ И КРИТИЧНА СКОРОСТ

Преходът от ламинарен към турбулентен режим на филтрация става при надвишаване на определена стойност на хидравличния наклон, наречена критичен градиент. Този градиент определя приблизително и момента, в който започва движението на пясъчните зърна, и е равен на

$$(5,42) \quad I_{кр} = \frac{0,001}{k \cdot D},$$

където k е коефициент на филтрация в см/сек;

D — среден диаметър на зърната в см.

Скоростта на протичащата вода, при която се започва изнасянето на почвени частици по аналогия на $I_{кр}$ се нарича критична скорост $v_{кр}$.

Критична скорост за някои почвени фракции
(опитни данни)

Диаметър на зърната, мм	Критична скорост $v_{кр}$ см/сек
3—5	18—23
0,5—1	7,5—10,5
0,1—0,3	3,2—5,6
0,03—0,05	1,8—2,3
0,002—0,005	0,5—1,1

Стойностите на $v_{кр}$ важат за специфично тегло $\gamma = 2,65$ г/см³.

Коефициентът на сигурност на строителната почва срещу суфозия $K_{су}$ може да бъде определен по формулата

$$(5,43) \quad K_{су} = \frac{(1 - n)(\gamma - 1)}{I_{кр} \cdot \gamma_в}$$

където

- n — обем на порите на строителната почва;
- γ — специфично тегло на строителната почва в г/см³;
- $I_{кр}$ — критичен градиент;
- $\gamma_в$ — специфично тегло на водата в г/см³.

В. РАЗПРЕДЕЛЕНИЕ НА НАПРЕЖЕНИЕТО В ПОЧВАТА ПОД ОСНОВИТЕ

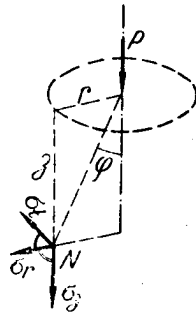
Изучаването на поведението на почвите, подложени на въздействието на силови влияния, е нееднородна част от общото им инженерногеоложко проучване и характеризирани. Подобно на другите строителни материали, които поемат и пренасят най-различни сили, и строителните почви поемат и пренасят най-различни сили. При това е необходимо да се познават законите, по които става разпределянето на тези сили в почвите, за да можем с успех да разрешим проблемите, произтичащи от взаимодействието между фундаментите и естествените основи.

За разлика от другите строителни материали (дърво, стомана, бетон) строителната почва на естествените основи е силно изменящ се материал по отношение на физическия, химическия и минералния състав. Поради това не можем да очакваме, че и при нея ще успеем със същата точност и прецизност да се справим със статическата страна на проблемите както например при стоманата или бетона. Стоманата се подчинява до известна граница на закона на Хук. Дори и фундаментите се подчиняват на масивни силови въздействия на този закон. Не е така обаче със строителната почва в естествените основи. В известен интервал ние можем да приемем, че законът на Хук е валиден и при почвите, въпреки че деформациите им, отговарящи на този интервал, не са чисто еластични (виж глава Б, т. 2 на настоящия раздел). Обаче даже да приемем, че законът е валиден и в произволно избрани граници, изчисляването на напреженията в коя и да е избрана точка от почвения масив вследствие дадено произволно натоварване на свободната повърхност би представлявало извънредно трудна и изискваща много време работа, ако не бъдат направени съществени опростявания. Поради това ние използваме теорията на еластичността, която дава възможност да бъде определено разпределянето на напреженията в еластично-изотропното полупространство и пренасяме това познание върху реалните строителни почви. Използвайки теорията на пластичността, ние се доближаваме още повече до действителността, тъй като с прилагането ѝ можем до известна степен да вземем предвид анизотропията на строителната почва.

Основната задача е решена от Бусинеск през 1885 г. и се отнася до разпределяне на напрежението под точковиден товар.

1. РАЗПРЕДЕЛЯНЕ НА НАПРЕЖЕНИЯТА ПОД ТОЧКОВИДЕН ТОВАР

Като се имат предвид обозначенията на фиг. 5—7, основните уравнения от Бусинеск за разпределяне на напреженията вследствие приложената единична сила P на свободната повърхност на еластично-изотропното полупространство, са:



$$(5,44) \quad \sigma_z = \frac{3P}{2\pi \cdot z^2} \cos^5 \varphi;$$

$$(5,45) \quad \sigma_r = \frac{P}{2\pi z^2} \left[3\cos^3 \varphi \cdot \sin^2 \varphi - (1 - 2\mu) \frac{\cos^2 \varphi}{1 + \cos \varphi} \right];$$

$$(5,46) \quad \sigma_t = -(1 - 2\mu) \frac{P}{2\pi z^2} \left[\cos^3 \varphi - \frac{\cos^2 \varphi}{1 + \cos \varphi} \right];$$

$$(5,47) \quad \tau_{rz} = \frac{3P}{2\pi z^2} \cos^4 \varphi \cdot \sin \varphi.$$

Фиг. 5—7. Напрежение в точката N вследствие натоварване на еластично-изотропното полупространство с единичната сила P

При извода на тези уравнения е прието, че обемното тегло на еластичния материал е равно на нула. Поради това, за да се получат цялостните напрежения в изследваната точка на еластичния материал с обемно тегло Δ , е необходимо горните напрежения да бъдат комбинирани с дадените по-долу:

$$(5,48) \quad \sigma_z = z \cdot \Delta;$$

$$(5,49) \quad \sigma_r = \sigma_t = \xi \cdot z \cdot \Delta;$$

$$(5,50) \quad \tau_{rz} = 0$$

В уравненията от (5,44) до (5,50)

μ е коефициент на Поасон;

ξ — коефициент на страничното налягане; останалите обозначения виж в текста на фиг. 5—7.

Интересно е обстоятелството, че напреженията в хоризонталните плоскости σ_z не зависят от коефициента на Поасон μ . Следователно разпределянето на напреженията в тези равнини за всички еластично-изотропни тела е едно и също.

В изчислителната практика най-много се употребява стойността σ_z . След преработване на уравнението (5,44) ние можем да го представим в следния вид:

$$(5,51) \quad \sigma_z = \frac{P}{z^2} \cdot \frac{3}{2\pi} \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{\frac{5}{2}},$$

а ако отбележим с

$$(5,52) \quad K_1 = \frac{3}{2\pi} \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{\frac{5}{2}},$$

то

$$(5,53) \quad \sigma_z = K_1 \cdot \frac{P}{z^2} \quad [\text{кг/см}^2].$$

Последният вид е много удобен за работа, тъй като за K_1 може да се състави таблица (виж таблица 5—5), от която коефициентът може веднага да бъде отчетен в зависимост от отношението $\frac{r}{z}$.

Пример. Търси се вертикалното напрежение в хоризонтална равнина на дълбочина 2,5 м от свободната повърхнина, където е приложена единична сила $P=80$ то-

на, действащо 1 м в страни от симетричната ос. Напреженията от собственото тегло се пренебрегват.

$$\begin{aligned} \text{Дадено } z &= 250 \text{ см;} \\ r &= 100 \text{ см;} \\ \frac{r}{z} &= \frac{100}{250} = 0,4. \end{aligned}$$

От таблица 5—5 отчитаме за $\frac{r}{z} = 0,4 \rightarrow K_1 = 0,3294$.

Следователно по формула (5,53)

$$\sigma_z = 0,3294 \frac{80\,000}{250^2} = 0,421 \text{ кг/см}^2.$$

По същия начин могат да бъдат определени напреженията σ_z и за други точки, разположени в равнината, лежащи на дълбочина 2,5 м (като се мени само r), и да бъде начертана диаграмата на напреженията за тази равнина, която прилича по форма на Гаусовата крива на честотата. Ако направим същото и за други величини на z , в крайна сметка можем да построим кривите на еднакви вертикални напрежения, наречени изобари.

Бусинеск е определил също и деформациите, които еластичното полупространство получава под въздействието на единичната сила P :

$$(5,54) \quad \zeta = \frac{P}{2\pi r} \cdot \frac{1+\mu}{E} [2(1-\mu) + \cos^2\varphi] \sin\varphi,$$

където ζ е вертикална деформация на точката;

μ — коефициент на Поасон;

E — еластичен модул на материала, запълващ полупространството; останалите обозначения виж на фиг. 5—7.

2. ЛЕНТОВИДЕН РАВНОМЕРНО РАЗПРЕДЕЛЕН ТОВАР

Като се имат предвид обозначенията на фиг. 5—8, уравненията, изведени от Мичел в 1900 г. за разпределянето на напреженията вследствие лентовиден равномерно разпределен товар p кг/см², приложен на свободната повърхност на еластично-изотропното полупространство, са:

$$(5,55) \quad \sigma_z = \frac{p}{\pi} (2\hat{s} + \sin 2\hat{s} \cdot \cos 2\varphi),$$

$$(5,56) \quad \sigma_x = \frac{p}{\pi} (2\hat{s} - \sin 2\hat{s} \cdot \cos 2\varphi),$$

$$(5,57) \quad \tau_{xz} = \frac{p}{\pi} \sin 2\hat{s} \cdot \sin 2\varphi.$$

Ъгълът $2\hat{s}$ се нарича ъгъл на видимостта на фундамента от разглежданата точка, в която определяме напреженията, и е равен на

$$(5,58) \quad \hat{s} = \beta_2 - \beta_1,$$

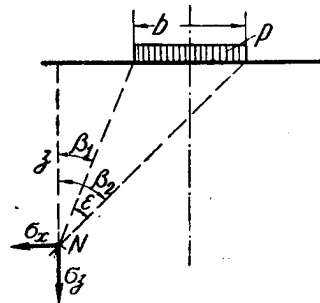
$$(5,59) \quad \varphi = \beta_2 + \beta_1.$$

Ако в горните уравнения положим $\beta_2 - \beta_1 = \beta$ или $2\hat{s} = 2\beta$, получаваме следните уравнения, валидни за определяне напреженията в точки, лежащи по симетричната ос на лентовидния товар:

$$(5,60) \quad \sigma_z = \frac{p}{\pi} (2\beta + \sin 2\beta),$$

$$(5,61) \quad \sigma_x = \frac{p}{\pi} (2\beta - \sin 2\beta),$$

$$(5,62) \quad \tau_{xz} = 0.$$



Фиг. 5—8. Напрежения в точката N вследствие натоварване на еластично-изотропното полупространство с равномерно разпределен лентовиден товар p

Таблица 5—5

Стойности на коэффициента K_1 за точковиден товар P
(по Бусинеск) формула (5, 53)

$\frac{r}{z}$	K_1	$\frac{r}{z}$	K_1	$\frac{r}{z}$	K_1	$\frac{r}{z}$	K_1
0,00	0,4775	0,50	0,2733	1,00	0,0844	1,50	0,0251
1	0,4773	1	0,2679	1	0,0823	1	0,0245
2	0,4770	2	0,2625	2	0,0803	2	0,0240
3	0,4764	3	0,2571	3	0,0783	3	0,0234
4	0,4756	4	0,2518	4	0,0764	4	0,0229
5	0,4745	5	0,2466	5	0,0744	5	0,0224
6	0,4732	6	0,2414	6	0,0727	6	0,0219
7	0,4717	7	0,2363	7	0,0709	7	0,0214
8	0,4699	8	0,2313	8	0,0691	8	0,0209
9	0,4679	9	0,2263	9	0,0674	9	0,0204
0,10	0,4657	0,60	0,2214	1,10	0,0658	1,60	0,0200
1	0,4633	1	0,2165	1	0,0641	1	0,0195
2	0,4607	2	0,2117	2	0,0626	2	0,0191
3	0,4579	3	0,2070	3	0,0610	3	0,0187
4	0,4548	4	0,2024	4	0,0595	4	0,0183
5	0,4516	5	0,1978	5	0,0581	5	0,0179
6	0,4482	6	0,1934	6	0,0567	6	0,0175
7	0,4446	7	0,1889	7	0,0553	7	0,0171
8	0,4409	8	0,1846	8	0,0539	8	0,0167
9	0,4370	9	0,1804	9	0,0526	9	0,0163
0,20	0,4329	0,70	0,1762	1,20	0,0513	1,70	0,0160
1	0,4286	1	0,1721	1	0,0501	1	0,0157
2	0,4242	2	0,1681	2	0,0489	2	0,0153
3	0,4197	3	0,1641	3	0,0477	3	0,0150
4	0,4151	4	0,1603	4	0,0466	4	0,0147
5	0,4103	5	0,1565	5	0,0454	5	0,0144
6	0,4054	6	0,1527	6	0,0443	6	0,0141
7	0,4004	7	0,1491	7	0,0433	7	0,0138
8	0,3954	8	0,1455	8	0,0422	8	0,0135
9	0,3902	9	0,1420	9	0,0412	9	0,0132
0,30	0,3849	0,80	0,1386	1,30	0,0402	1,80	0,0129
1	0,3796	1	0,1353	1	0,0393	1	0,0126
2	0,3742	2	0,1320	2	0,0384	2	0,0124
3	0,3687	3	0,1288	3	0,0374	3	0,0121
4	0,3632	4	0,1257	4	0,0365	4	0,0119
5	0,3577	5	0,1226	5	0,0357	5	0,0116
6	0,3521	6	0,1196	6	0,0348	6	0,0114
7	0,3465	7	0,1166	7	0,0340	7	0,0112
8	0,3408	8	0,1138	8	0,0332	8	0,0109
9	0,3351	9	0,1110	9	0,0324	9	0,0107
0,40	0,3294	0,90	0,1083	1,40	0,0317	1,90	0,0105
1	0,3238	1	0,1057	1	0,0309	1	0,0103
2	0,3181	2	0,1031	2	0,0302	2	0,0101
3	0,3124	3	0,1005	3	0,0295	3	0,0099
4	0,3068	4	0,0981	4	0,0288	4	0,0097
5	0,3011	5	0,0956	5	0,0282	5	0,0095
6	0,2955	6	0,0933	6	0,0275	6	0,0093
7	0,2899	7	0,0910	7	0,0269	7	0,0091
8	0,2843	8	0,0887	8	0,0263	8	0,0089
9	0,2788	9	0,0865	9	0,0257	9	0,0087

Продължение

$\frac{r}{z}$	K_1	$\frac{r}{z}$	K_1	$\frac{r}{z}$	K_1	$\frac{r}{z}$	K_1
2,00	0,0085	2,40	0,0040	2,80	0,0021	3,20	0,0011
1	0,0084	1	0,0040	1	0,0020	1	0,0011
2	0,0082	2	0,0039	2	0,0020	2	0,0011
3	0,0081	3	0,0038	3	0,0020	3	0,0011
4	0,0079	4	0,0038	4	0,0019	4	0,0011
5	0,0078	5	0,0037	5	0,0019	5	0,0011
6	0,0076	6	0,0036	6	0,0019	6	0,0010
7	0,0075	7	0,0036	7	0,0019	7	0,0010
8	0,0073	8	0,0035	8	0,0018	8	0,0010
9	0,0072	9	0,0034	9	0,0018	9	0,0010
2,10	0,0070	2,50	0,0034	2,90	0,0018	3,30	0,0010
1	0,0069	1	0,0033	1	0,0017	1	0,0009
2	0,0068	2	0,0033	2	0,0017	2	0,0009
3	0,0066	3	0,0032	3	0,0017	3	0,0009
4	0,0065	4	0,0032	4	0,0017	4	0,0009
5	0,0064	5	0,0031	5	0,0016	5	0,0009
6	0,0063	6	0,0031	6	0,0016	6	0,0009
7	0,0062	7	0,0030	7	0,0016	7	0,0009
8	0,0060	8	0,0030	8	0,0016	8	0,0009
9	0,0059	9	0,0029	9	0,0015	9	0,0009
2,20	0,0058	2,60	0,0029	3,00	0,0015	3,40	0,0009
1	0,0057	1	0,0028	1	0,0015	1	0,0008
2	0,0056	2	0,0028	2	0,0015	2	0,0008
3	0,0055	3	0,0027	3	0,0014	3	0,0008
4	0,0054	4	0,0027	4	0,0014	4	0,0008
5	0,0053	5	0,0026	5	0,0014	5	0,0008
6	0,0052	6	0,0026	6	0,0014	6	0,0008
7	0,0051	7	0,0025	7	0,0014	7	0,0008
8	0,0050	8	0,0025	8	0,0013	8	0,0008
9	0,0049	9	0,0025	9	0,0013	9	0,0008
2,30	0,0048	2,70	0,0024	3,10	0,0013	от 3,50	0,0007
1	0,0047	1	0,0024	1	0,0013	до 3,61	
2	0,0047	2	0,0023	2	0,0013	от 3,62	
3	0,0046	3	0,0023	3	0,0012	до 3,74	0,0006
4	0,0045	4	0,0023	4	0,0012	от 3,75	
5	0,0044	5	0,0022	5	0,0012	до 3,90	0,0005
6	0,0043	6	0,0022	6	0,0012	от 3,91	
7	0,0043	7	0,0022	7	0,0012	до 4,12	0,0004
8	0,0042	8	0,0021	8	0,0012	от 4,13	
9	0,0041	9	0,0021	9	0,0011	до 4,44	0,0003
						от 4,44	
						до 4,90	0,0002
						от 4,90	
						до 6,15	0,0001

3. РАВНОМЕРНО РАЗПРЕДЕЛЕН ВЪРХУ КРЪГОВА ПЛОСКОСТ ТОВАР

Докато двумерният случай — уравнения (5,55) до (5,62), позволява изчисляването на напреженията в произволна точка на еластичния масив да стане с не-сложни, общи уравнения, то в разглеждания пространствен случай на натоварване уравненията, които се получават за аналогичния случай, са сложни и обемисти.

Сравнително прости изрази се получават за вертикалното напрежение σ_z по симетричната ос на натоварената с p кг/см² кръгова плоскост

$$(5,63) \quad \sigma_z = p \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2} \right)^{3/2} \right].$$

Обикновено е достатъчно да знаем вертикалното напрежение σ_z , тъй като при земномеханичните изчисления, например определяне на слягането, то играе съществена роля. (При някои специални проблеми, като построяването на граничните области в еластично-изотропното полупространство или изчисляване на слягането по така наречените точни формули, може да се наложи да се знаят и другите напрежения.)

Ако положим

$$(5,64) \quad K_2 = 1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2} \right)^{3/2},$$

тогава (5,63) ще се напише така :

$$(5,65) \quad \sigma_z = K_2 \cdot p \text{ кг/см}^2.$$

С помощта на таблица 5—6, където за различни съотношения $\frac{R}{z}$ са дадени съответни коефициенти K_2 , много лесно можем да изчислим посредством уравнение (5,65) търсеното вертикално напрежение σ_z , действащо в симетричната ос на кръговото натоварване с радиус R на дълбочина z под приложната му равнина.

Пример. Търси се вертикалното напрежение σ_z , действащо в симетричната ос на дълбочина 5 м вследствие натоварването на еластичното полупространство с $p=4,0$ кг/см² от кръгъл, огъваем фундамент с радиус 8 м. Напреженията от собственото тегло се пренебрегват.

Дадено : $R=800$ см ;
 $z=500$ см ;

$$\frac{R}{z} = \frac{800}{500} = 1,6.$$

Понеже фундаментът е огъваем, можем да приложим решението на Бусинеск [ако фундаментът притежава известна коравина, както е в действителност, то вследствие изменение на разпределянето на напреженията непосредствено под стъпката на фундамента в сравнение с разпределянето им при гъвкавия фундамент се получават стойности, различни от изчислените по формула (5,65)].

От таблица 5—6 отчитаме за $\frac{R}{z}=1,6 \rightarrow K_2=0,85112$; следователно (по 5,65) $\sigma_z=0,85112 \cdot 4,0=3,40$ кг/см².

Таблица 5 | 6

Стойности на коефициента K_2 за кръгово натоварване p
(по Бусинеск, формула (5,65))

R/z	K_2	R/z	K_2	R/z	K_2	R/z	K_2
0,00	0,00000	0,50	0,28446	1,00	0,64645	1,50	0,82932
1	0,00015	1	0,29304	1	0,65171	1	0,83167
2	0,00060	2	0,30162	2	0,65690	2	0,83397
3	0,00135	3	0,31019	3	0,66200	3	0,83624
4	0,00240	4	0,31875	4	0,66703	4	0,83847
5	0,00374	5	0,32728	5	0,67198	5	0,84067
6	0,00538	6	0,33579	6	0,67686	6	0,84283
7	0,00731	7	0,34427	7	0,68166	7	0,84495
8	0,00952	8	0,35272	8	0,68639	8	0,84704
9	0,01203	9	0,36112	9	0,69104	9	0,84910
0,10	0,01481	0,60	0,36949	1,10	0,69562	1,60	0,85112
1	0,01788	1	0,37781	1	0,70013	1	0,85312
2	0,02122	2	0,38609	2	0,70457	2	0,85507
3	0,02483	3	0,39431	3	0,70894	3	0,85700
4	0,02870	4	0,40247	4	0,71324	4	0,85890
5	0,03283	5	0,41058	5	0,71747	5	0,86077
6	0,03721	6	0,41863	6	0,72163	6	0,86260
7	0,04184	7	0,42662	7	0,72573	7	0,86441
8	0,04670	8	0,43454	8	0,72976	8	0,86619
9	0,05181	9	0,44240	9	0,73373	9	0,86794
0,20	0,05713	0,70	0,45018	1,20	0,73763	1,70	0,86966
1	0,06268	1	0,45789	1	0,74147	1	0,87136
2	0,06844	2	0,46553	2	0,74525	2	0,87302
3	0,07441	3	0,47310	3	0,74896	3	0,87467
4	0,08057	4	0,48059	4	0,75262	4	0,87628
5	0,08692	5	0,48800	5	0,75622	5	0,87787
6	0,09346	6	0,49533	6	0,75976	6	0,87944
7	0,10017	7	0,50259	7	0,76324	7	0,88098
8	0,10704	8	0,50976	8	0,76666	8	0,88250
9	0,11408	9	0,51685	9	0,77003	9	0,88399
0,30	0,12126	0,80	0,52386	1,30	0,77334	1,80	0,88546
1	0,12859	1	0,53079	1	0,77660	1	0,88691
2	0,13605	2	0,53763	2	0,77981	2	0,88833
3	0,14363	3	0,54439	3	0,78296	3	0,88974
4	0,15133	4	0,55106	4	0,78606	4	0,89112
5	0,15915	5	0,55766	5	0,78911	5	0,89248
6	0,16706	6	0,56416	6	0,79211	6	0,89382
7	0,17507	7	0,57058	7	0,79507	7	0,89514
8	0,18317	8	0,57692	8	0,79797	8	0,89643
9	0,19134	9	0,58317	9	0,80083	9	0,89771
0,40	0,19959	0,90	0,58934	1,40	0,80364	1,90	0,89897
1	0,20790	1	0,59542	1	0,80640	1	0,90021
2	0,21627	2	0,60142	2	0,80912	2	0,90143
3	0,22469	3	0,60734	3	0,81179	3	0,90263
4	0,23315	4	0,61317	4	0,81442	4	0,90382
5	0,24165	5	0,61892	5	0,81701	5	0,90498
6	0,25017	6	0,62459	6	0,81955	6	0,90613
7	0,25872	7	0,63018	7	0,82206	7	0,90726
8	0,26729	8	0,63568	8	0,82452	8	0,90838
9	0,27587	9	0,64110	9	0,82694	9	0,90948

Продължение

R/z	K_3	R/z	K_3	R/z	K_3	R/z	K_3
2,00	0,91056	2,60	0,95374	3,70	0,98224	7,00	0,99717
02	0,91267	65	0,95599	80	0,98352	7,50	0,99769
04	0,91472	70	0,95810	90	0,98468	8,00	0,99809
06	0,91672	75	0,96009	4,00	0,98573	9,00	0,99865
08	0,91865	80	0,96195	20	0,98757	10,00	0,99901
10	0,92053	85	0,96371	40	0,98911	12,00	0,99943
15	0,92499	90	0,96536	60	0,99041	14,00	0,99964
20	0,92914	95	0,96691	80	0,99152	16,00	0,99976
25	0,93301	3,00	0,96838	5,00	0,99246	18,00	0,99983
30	0,93661	10	0,97106	20	0,99327	20,00	0,99988
35	0,93997	20	0,97346	40	0,99396	25,00	0,99994
40	0,94310	30	0,97561	60	0,99457	30,00	0,99996
45	0,94603	40	0,97753	80	0,99510	40,00	0,9998
50	0,94877	50	0,97927	6,00	0,99556	50,00	0,99999
55	0,95134	60	0,98083	50	0,99648	100,00	1,00000

4. РАВНОМЕРНО РАЗПРЕДЕЛЕН ВЪРХУ ПРАВОЪГЪЛНА ПЛОСКОСТ ТОВАР

Както при „кръговия“, така и при „правоъгълния“ товар общите уравнения за определяне на напреженията в произволна точка на еластичното полупространство са много сложни и обемисти. Чрез въвеждането на метода, ползващ определянето на напрежението на дълбочина z в полупространството под ъгловата точка на правоъгълния фундамент, проблемата намира сполучливо разрешение. С помощта на несложни комбинации този изящен метод дава възможност да бъдат определени вертикалните напрежения в произволна точка на еластичното полупространство.

Напрежението σ_z под ъгловата точка на даден правоъгълен товар (огъваем фундамент) се намира по формулата

(5,66)

$$\sigma_z = K_3 \cdot p \text{ [кг/см}^2\text{]},$$

$$(5,67) \quad \text{където } K_3 = \frac{\sigma_z}{p} = \frac{1}{2\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{ab}{z\sqrt{a^2+b^2+z^2}} + \frac{abz}{\sqrt{a^2+b^2+z^2}} \left(\frac{1}{a^2+z^2} + \frac{1}{b^2+z^2} \right) \right].$$

В уравненията (5,66) и (5,67)

p е специфичен, равномерно разпределен товар върху фундамента, предизвикващ напреженията в кг/см^2 ;

a — дължина на правоъгълника в м;

b — ширина на правоъгълника в м;

z — дълбочина, мерена от основата на фундамента в м.

Вместо да изчисляваме K_3 по формулата (5,67), което е неудобно и изисква много време, използваме данните от таблица 5—7 или го отчитаме от диаграмата на Щайнбренаер, която е дадена на фигура 5—9.

За целта трябва да бъдат определени само двата безразмерни параметъра

(5,68)

$$\alpha = \frac{a}{b}$$

и

(5,68a)

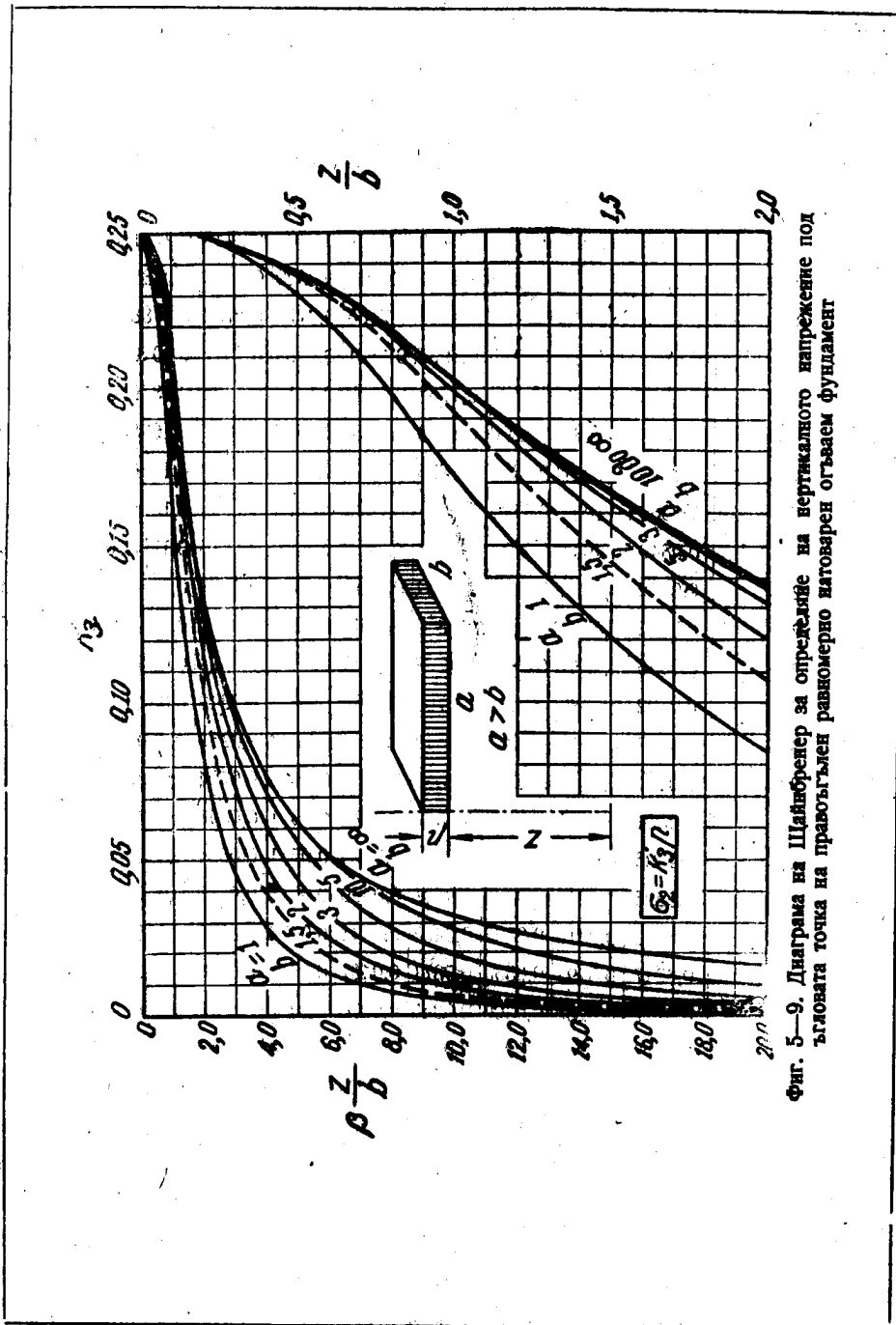
$$\beta = \frac{z}{b}.$$

Напрежението на дълбочина z под произволна точка на правоъгълна или съставена от правоъгълници плоскост, натоварена с равномерно разпределен товар p кг/см^2 , се намира като алгебричен сбор от напреженията вследствие отделните правоъгълни плоскости, за които дадената точка е ъглова. Това ще рече, че трябва да разложим натоварената плоскост на правоъгълници по такъв начин, че изследваната точка (или проекцията ѝ на повърхността) да бъде тяхна обща ъглова точка. В такъв случай

(5,69)

$$\sigma_z = \sigma_{z1} \pm \sigma_{z2} \pm \dots \pm \sigma_{zn},$$

където $\sigma_{z1}, \sigma_{z2}, \dots, \sigma_{zn}$ са напрежения, определени по уравнение (5,66), респ. таблица



(Формула 5,67)

Стойност на коефициента K_B

$\beta \backslash \alpha$	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8
0,0	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
0,2	0,2486	0,2489	0,2490	0,2491	0,2491	0,2491	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492
0,4	0,2401	0,2420	0,2429	0,2434	0,2437	0,2439	0,2440	0,2441	0,2442	0,2442
0,6	0,2229	0,2275	0,2300	0,2315	0,2324	0,2329	0,2333	0,2335	0,2337	0,2338
0,8	0,1999	0,2075	0,2120	0,2147	0,2165	0,2176	0,2183	0,2188	0,2192	0,2194
1,0	0,1752	0,1851	0,1911	0,1955	0,1981	0,1999	0,2012	0,2020	0,2026	0,2031
1,2	0,1516	0,1626	0,1705	0,1758	0,1793	0,1818	0,1836	0,1849	0,1858	0,1865
1,4	0,1308	0,1423	0,1508	0,1569	0,1613	0,1644	0,1667	0,1685	0,1696	0,1705
1,6	0,1123	0,1241	0,1329	0,1396	0,1445	0,1482	0,1509	0,1530	0,1545	0,1557
1,8	0,0969	0,1083	0,1172	0,1241	0,1294	0,1334	0,1365	0,1389	0,1408	0,1423
2,0	0,0840	0,0947	0,1034	0,1103	0,1158	0,1202	0,1236	0,1263	0,1284	0,1300
2,2	0,0732	0,0832	0,0917	0,0984	0,1039	0,1084	0,1120	0,1149	0,1172	0,1191
2,4	0,0642	0,0734	0,0813	0,0879	0,0934	0,0979	0,1016	0,1047	0,1071	0,1092
2,6	0,0566	0,0651	0,0725	0,0788	0,0842	0,0887	0,0924	0,0955	0,0981	0,1003
2,8	0,0502	0,0580	0,0649	0,0709	0,0761	0,0805	0,0842	0,0875	0,0900	0,0923
3,0	0,0447	0,0519	0,0583	0,0640	0,0690	0,0732	0,0769	0,0801	0,0828	0,0851
3,2	0,0401	0,0467	0,0526	0,0580	0,0627	0,0668	0,0704	0,0735	0,0762	0,0786
3,4	0,0361	0,0421	0,0477	0,0527	0,0571	0,0611	0,0646	0,0677	0,0704	0,0727
3,6	0,0326	0,0382	0,0433	0,0480	0,0523	0,0561	0,0594	0,0624	0,0651	0,0674
3,8	0,0296	0,0348	0,0395	0,0439	0,0479	0,0516	0,0548	0,0577	0,0603	0,0626
4,0	0,0270	0,0318	0,0362	0,0403	0,0441	0,0474	0,0507	0,0535	0,0560	0,0588
4,2	0,0247	0,0291	0,0333	0,0371	0,0407	0,0439	0,0469	0,0496	0,0521	0,0543
4,4	0,0227	0,0268	0,0306	0,0343	0,0376	0,0407	0,0436	0,0462	0,0485	0,0507
4,6	0,0209	0,0247	0,0283	0,0317	0,0348	0,0378	0,0405	0,0430	0,0453	0,0474
4,8	0,0193	0,0229	0,0262	0,0294	0,0324	0,0352	0,0378	0,0402	0,0424	0,0444
5,0	0,0179	0,0212	0,0243	0,0274	0,0302	0,0328	0,0358	0,0376	0,0397	0,0417
6,0	0,0127	0,0151	0,0174	0,0196	0,0218	0,0238	0,0257	0,0276	0,0293	0,0310
7,0	0,0094	0,0112	0,0130	0,0147	0,0164	0,0180	0,0195	0,0210	0,0224	0,0238
8,0	0,0073	0,0087	0,0101	0,0114	0,0127	0,0140	0,0153	0,0165	0,0176	0,0187
9,0	0,0058	0,0069	0,0080	0,0091	0,0102	0,0112	0,0122	0,0132	0,0142	0,0152
10,0	0,0047	0,0056	0,0065	0,0074	0,0083	0,0092	0,0100	0,0109	0,0117	0,0125

за правоъгълен товар

Таблица 5-7

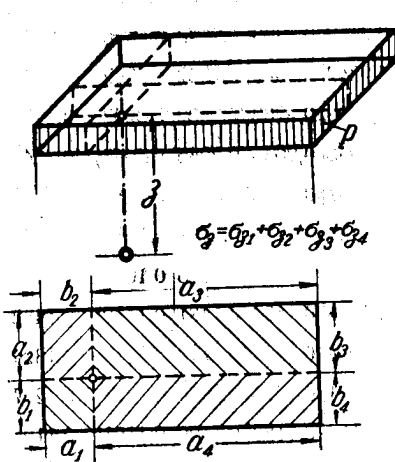
3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492
0,2442	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443
0,2339	0,2340	0,2340	0,2341	0,2341	0,2341	0,2342	0,2342	0,2342	0,2342	0,2342	0,2342
0,2196	0,2198	0,2199	0,2199	0,2200	0,2200	0,2202	0,2202	0,2202	0,2202	0,2202	0,2202
0,2034	0,2037	0,2039	0,2040	0,2041	0,2042	0,2044	0,2045	0,2045	0,2046	0,2046	0,2046
0,1870	0,1873	0,1876	0,1878	0,1880	0,1882	0,1885	0,1887	0,1888	0,1888	0,1888	0,1888
0,1712	0,1718	0,1722	0,1725	0,1728	0,1730	0,1735	0,1735	0,1739	0,1739	0,1739	0,1740
0,1567	0,1674	0,1580	0,1584	0,1587	0,1590	0,1598	0,1601	0,1602	0,1603	0,1604	0,1604
0,1434	0,1443	0,1450	0,1455	0,1460	0,1463	0,1474	0,1478	0,1480	0,1481	0,1482	0,1482
0,1314	0,1324	0,1332	0,1339	0,1345	0,1350	0,1363	0,1368	0,1371	0,1372	0,1373	0,1374
0,1205	0,1218	0,1227	0,1235	0,1242	0,1248	0,1264	0,1271	0,1274	0,1276	0,1277	0,1277
0,1108	0,1122	0,1133	0,1142	0,1150	0,1156	0,1175	0,1184	0,1188	0,1190	0,1191	0,1192
0,1020	0,1035	0,1047	0,1058	0,1066	0,1073	0,1095	0,1106	0,1111	0,1113	0,1115	0,1116
0,0942	0,0957	0,0970	0,0982	0,0991	0,0999	0,1024	0,1036	0,1041	0,1045	0,1047	0,1048
0,0870	0,0887	0,0901	0,0913	0,0923	0,0931	0,0959	0,0973	0,0980	0,0983	0,0986	0,0987
0,0806	0,0823	0,0838	0,0850	0,0861	0,0870	0,0900	0,0916	0,0923	0,0928	0,0930	0,0933
0,0747	0,0765	0,0780	0,0793	0,0804	0,0814	0,0847	0,0864	0,0873	0,0877	0,0880	0,0882
0,0694	0,0712	0,0728	0,0741	0,0753	0,0763	0,0799	0,0816	0,0826	0,0832	0,0835	0,0837
0,0646	0,0664	0,0680	0,0694	0,0706	0,0717	0,0753	0,0773	0,0784	0,0790	0,0794	0,0796
0,0603	0,0620	0,0636	0,0650	0,0663	0,0674	0,0712	0,0733	0,0745	0,0752	0,0756	0,0758
0,0563	0,0581	0,0596	0,0610	0,0623	0,0634	0,0674	0,0696	0,0709	0,0716	0,0721	0,0724
0,0527	0,0544	0,0560	0,0574	0,0586	0,0597	0,0639	0,0662	0,0676	0,0684	0,0689	0,0692
0,0493	0,0510	0,0526	0,0540	0,0553	0,0564	0,0606	0,0630	0,0644	0,0654	0,0659	0,0663
0,0463	0,0480	0,0495	0,0509	0,0522	0,0533	0,0576	0,0601	0,0616	0,0626	0,0631	0,0635
0,0435	0,0451	0,0466	0,0480	0,0493	0,0504	0,0547	0,0573	0,0589	0,0599	0,0606	0,0610
0,0325	0,0340	0,0353	0,0366	0,0377	0,0388	0,0431	0,0460	0,0479	0,0491	0,0500	0,0506
0,0251	0,0263	0,0275	0,0286	0,0296	0,0306	0,0346	0,0376	0,0396	0,0411	0,421	0,0428
0,0198	0,0209	0,0219	0,0228	0,0237	0,0246	0,0283	0,0311	0,0332	0,0348	0,0359	0,0367
0,0161	0,0169	0,0178	0,0186	0,0194	0,0202	0,0235	0,0262	0,0282	0,0298	0,0310	0,0319
0,0132	0,0140	0,0147	0,0154	0,0162	0,0167	0,0198	0,0222	0,0242	0,0258	0,270	0,0280

5—7 или диаграма 5—9, предизвикани от отделните правоъгълници — n на брой, на които е разложена товарната плоскост.

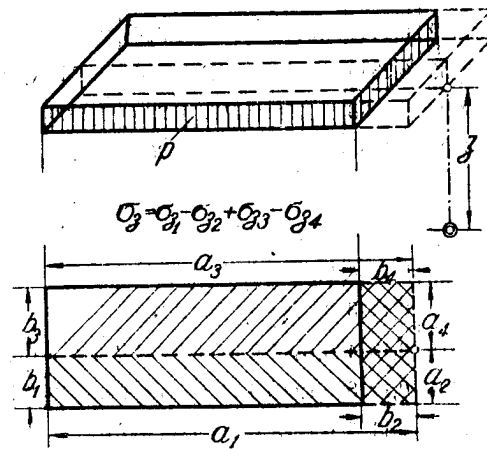
Уравнение (5,69) може да бъде комбинирано с уравнение (5,66) и тогава (5,70)

$$\sigma_z = p (K'_3 \pm K''_3 \pm \dots \pm K''_3)$$

Забележка. Методът на ъгловите точки може да бъде приложен и ако правоъгълният или съставеният от правоъгълници фундамент е натоварен с различен специфичен товар, равномерно разпределен по отделните правоъгълници или по



Фиг. 5—10. Намиране на напрежение под произволна точка на правоъгълна равномерно натоварена плоскост



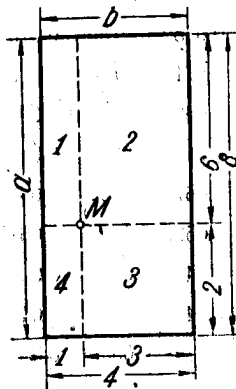
Фиг. 5—11. Намиране на напрежение под произволна точка извън правоъгълна равномерно натоварена плоскост

отделните правоъгълни части на правоъгълния фундамент. Такъв е например случаят при определяне напреженията в почвата вследствие натоварването ѝ от фундирано върху обща плоча, но на различни дълбочини съоръжение. Разлагането на правоъгълната товарна плоскост се извършва в съответствие с казаното по-горе, а търсеното напрежение се определя по уравнение (5,69).

За илюстрация на метода на ъгловите точки на фиг. 5—10 и фиг. 5—11 са дадени два случая от приложението му, а именно намиране напрежението под произволна точка на правоъгълна равномерно натоварена плоскост (фиг. 5—10) и намиране напрежението под произволна точка извън контурите на правоъгълна равномерно натоварена плоскост (фиг. 5—11). В първия случай напрежението σ_z се определя винаги като сбор от напреженията на отделните правоъгълници, за които дадената точка (или вертикалната ѝ проекция върху повърхността) е ъглова, а във втория — като сбор и разлика от напреженията на съответно подобрите правоъгълници, за които изследваната точка (или вертикалната ѝ проекция на повърхността) е ъглова. Поради това сборът на формулата (5,69) е наречен алгебричен.

Двата случая достатъчно ясно илюстрират същността на изложения по-горе метод на ъгловите точки, така че да може той да бъде прилаган на практика.

Пример. Търси се напрежението σ_z в почвата под точка M (фиг. 5—12) вследствие правоъгълен фундамент, натоварен центрично с $P=640$ т, със страни $a=8$ м и $b=4$ м, на дълбочина 6 м от фундамента.



Фиг. 5—12

Тъй като в случая цялостните напрежения не ни интересуват, ще използвам само уравнение (5,69), респ. (5,66), а уравнение (5,48) на ни е необходимо.

Определяме специфичното натоварване на фундамента по формулата

$$(5,71) \quad p = \frac{P}{F} = \frac{P}{a \cdot b}$$

$$\text{В нашия случай } p = \frac{640}{4,8} = 20 \text{ т/м}^2 = 2,0 \text{ кг/см}^2.$$

По формула (5,69) определяме търсеното напрежение. За целта разлагаме правоъгълната плоскост с две паралелни на страните му линии, пресичащи се в точката M , както е показано на чертежа. По-нататък решението е дадено в таблица 5—8.

Таблица 5—8

Номер на правоъгълника	a , м	b , м	z , м	$\alpha = \frac{a}{b}$	$\beta = \frac{z}{b}$	K_3^n
1	6	1	6	6	6	0,0460
2	6	3	6	2	2	0,1202
3	3	2	6	1,5	3	0,0610
4	2	1	6	2	6	0,0238

$$\sum K_3^n = 0,2510$$

Следователно

$$\sigma_z = 2,0 \cdot 0,251 = 0,502 \text{ кг/см}^2.$$

По същия начин могат да бъдат определени напреженията σ_z както за други точки на фундамента, така и за други дълбочини по една и съща вертикала.

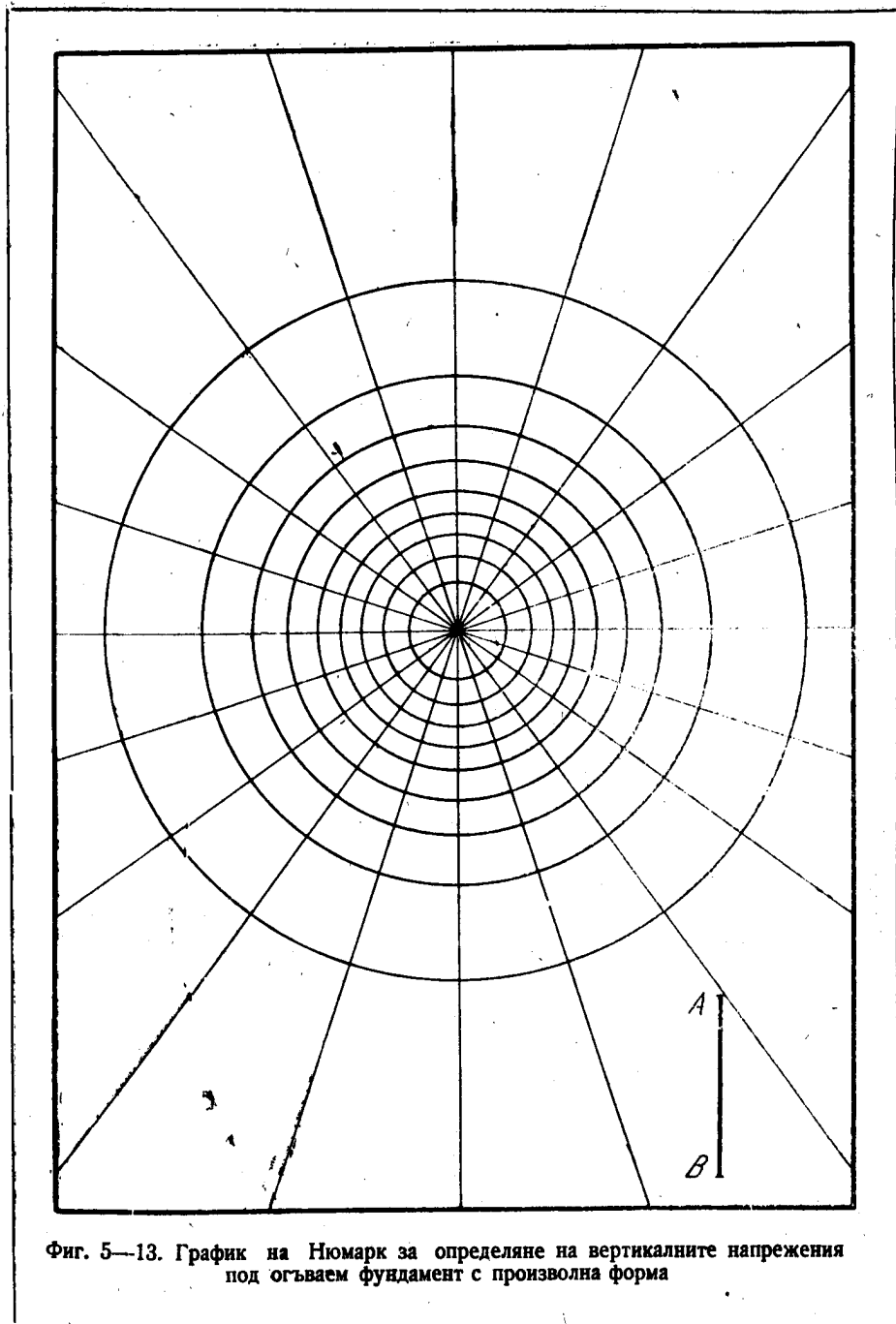
Остава да отбележим само, че уравнението (5,66) важи строго за огъваеми фундаменти, следващи плавно деформациите на повърхността на еластичното полупространство. Обикновено фундаментите притежават известна коравина, вследствие на което разпределението на напреженията непосредствено под стъпката на фундамента не е равномерно, както предполага уравнение (5,66). Това оказва известно влияние върху разпределението на напреженията в сеченията на натоварения масив, намиращи се в непосредствена близост до натоварената плоскост. На по-голяма дълбочина, например на дълбочина 1 до 1,5 пъти по-голяма от ширината на фундамента, съгласно с принципа на Сен Венан разпределението на напреженията не зависи вече от разпределението на напреженията непосредствено под стъпката на фундамента.

При абсолютно корави фундаменти разпределението на напрежението в дълбочина може да бъде определено за така наречените „характеристични точки“, за което има съставени таблици (виж в посочената към настоящата глава литература).

5. ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ВЕРТИКАЛНИТЕ НАПРЕЖЕНИЯ ПОД РАВНОМЕРНО НАТОВАРЕНА ПРОИЗВОЛНА ПЛОСКОСТ

Поради сложния характер на уравненията за напреженията при плоскостни натоварвания, както бе изтъкнато и по-горе, особена роля придобиват графическите начини на определяне на напреженията. В специалната литература има дадени множество номограми и диаграми, даващи възможност бързо и достатъчно точно да бъдат определени желаните величини.

На фиг. 5—13 е изобразена една такава диаграма, с помощта на която се определя σ_z с достатъчно точно приближение. Ползуването ѝ е много опростено. Фундаментът, който ще изследваме и който може да има произволна форма, се начертава на прозрачна хартия в такъв мащаб, че изследваната дълбочина да представлява дадената



вдясно долу на чертежа отсечка AB (напр. искаме да намерим вертикалното напрежение σ_z на дълбочина $z=7,5$ м от фундамента в някоя произволна точка. Машабя за начертване на плана на фундамента подбираме така, че отсечката AB да се равнява на $7,5$ м). След това налагаме чертежа върху диаграмата, и то така, че точката в която искаме да определим вертикалното напрежение, да съвпадне с центъра O на диаграмата. Препробяваме колко „плоскости на влияние“ обхваща контурът на изследвания фундамент и с това работата е почти привършена. По следната формула изчисляваме търсеното вертикално напрежение на дълбочина z :

$$(5,72) \quad \sigma_z = 0,005 \cdot n \cdot p \text{ [кг/см}^2\text{]},$$

където n е броят на „плоскостите на влияние“ (инфлуентни плоскости), заключени от контура на фундамента;

p — специфичен равномерно разпределен товар върху фундамента, предизвикващ напреженията в кг/см^2 ; виж формула (5,71).

„Плоскост на влияние“ наричаме коя да е част от диаграмата, заключена между два съседни радиуса и две съседни окръжности, т. е. всеки „четириъгълник“ (само около центъра O са „триъгълници“), на който две от срещуположните страни са прави линии, а другите две — дъги от окръжности.

За да намерим вертикалните напрежения в други точки на същата хоризонтална равнина, лежаща на дълбочина z под фундамента, трябва само да изместваме чертежа върху прозрачна хартия до тогава, докато желаната точка съвпадне с центъра на диаграмата, и да определим броя (n_1) на заключените от контура на фундамента „плоскости на влияние“. В случай че желаем да определим напреженията σ_z и за други дълбочини z_1, z_2 и т. н., необходимо е да изготвим нови чертежи на фундамента — по един брой за всяка изследвана дълбочина, тъй като всеки път машабът се изменя съгласно дадените по-горе указания.

Г. СЛЯГВАНЕ И ПРОПАДАНЕ НА СТРОИТЕЛНИТЕ ПОЧВИ

1. СЛЯГВАНЕ НА СТРОИТЕЛНИТЕ ПОЧВИ

Всички строителни почви, които образуват земната кора, са слегваеми, обаче практически такива са пластичните разновидности на свързаните строителни почви. Затова те са предмет на особено изучаване в тази насока. Несвързаните почви се слягват също, но при тях големината на окончателното слягане, което при това бива достигано в сравнително много по-къс срок, отколкото при свързаните, е обикновено незначителна. При несвързаните почви имат по-голямо значение вибрационните проблеми (динамични натоварвания, сътресения и пр.).

В пределите на срещашите се практически натоварвания на строителните почви можем да приемем, че при достатъчна дълбочина на фундиране и достатъчна големината на фундаментната плоскост сляганията се извършват за сметка само на намаляването на порьозността на почвата, т. е. без странично изтласкване. Поради това лабораторните опити за определяне на компресионните показатели, които до известна степен наподобяват (моделират) природната обстановка, се провеждат при възпрепятствувано странично разширение върху ненарушена почвена проба (монолит) (виж гл. Б, т. 2, а и раздел IV, гл. В). В такъв случай слягането може да се извърши при наситена с вода почва — при двуфазна система или при ненаситена с вода почва — при трифазна система (виж раздел IV, гл. В, т. 3, а). Двамата случая на слягане при свързаните почви играят голяма роля, докато при несвързаните почви са почти без практическо значение. Слягането на водонаситена свързана почва при възпрепятствувано странично разширение се извършва за сметка на изтласканата от порите вода. Знаем, че глините се отличават с малък коефициент на филтрация. Поради това при тях процесът на слягане продължава обикновено много дълго време (теоретически безкрайно дълго). При ненаситените свързани почви главната част от слягането може да се извърши както и при несвързаните за сравнително много кратко време, но ако настъпи явление „пъзене“ или „вековно слягане“, и при тях слягането може да продължи дълго време.

Определянето на слягането при строителните почви е въпрос, който днес още не е получил точно математическо решение и се опира на споменатото „моделиране“ в ла-

бораторна обстановка и наблюдения на протичащите при него явления, които могат да бъдат изразени количествено.

Основна предпоставка при всички опростени изводи е приемането на линейна зависимост между изменението на обема на порите и изменението на напреженията, предизвикали промяната на обема.

Ако първоначалната височина на слягващия се при възпрепятствувано странично разширение почвен пласт (или проба) е h при някакъв коефициент на порите ϵ , увеличаването на вертикалния натиск с Δp ще предизвика слягане s , т. е. намаляване на коефициента на порите на ϵ_2 . Тъй като при това общият обем на скелета на почвата не се намалява, можем да напишем

$$(1) \quad \frac{h}{1+\epsilon_1} = \frac{h-s}{1+\epsilon_2},$$

откъдето

$$(5,73) \quad s = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_2}{1 + \epsilon_1} \cdot h,$$

а като се вземе предвид уравнение (5,18), респ. (5,20) и (5,19):

$$(2) \quad s = a \cdot h \frac{\Delta p}{1 + A - a p_1},$$

или

$$(3) \quad s = h \frac{\Delta p}{\frac{1+A}{a} - p_1},$$

където

$$(4) \quad \Delta p = p_2 - p_1 \text{ (виж уравнения (4,78), (5,21), (5,22))}$$

В уравнение (3) изразът $\frac{1+A}{a} = M_{c,a}$ (уравнение (5,24), следователно

$$(4) \quad s = h \frac{\Delta p}{M_{c,a} - p_1}$$

При малки първоначални напрежения и при обикновени случаи на натоварване p_1 в знаменателя може да бъде пренебрегнато в сравнение с $M_{c,a}$ и се получава окончателно

$$(5,74) \quad s = h \frac{\Delta p}{M_{c,a}} = h \frac{p_2 - p_1}{M_{c,a}}.$$

По-удобно е да бъде използван изразът

$$(5,75) \quad s = a \cdot h \frac{p_2 - p_1}{1 + \epsilon_1},$$

който се получава лесно от уравнение (5,73) във връзка с уравнение (5,19).

В горните уравнения a , A са параметри на компресионната крива (вж. гл. Б, т. 2, а);

ϵ_1 — коефициент на порите при вертикално налягане p_1 ;

ϵ_2 — коефициент на порите при вертикално налягане p_2 ;

h — първоначална височина на слягващия се слой;

s — слягане вследствие увеличаване на вертикалното налягане с $\Delta p = p_2 - p_1$ в см, ако всички останали величини бъдат заместени в кг и см.

Формула (5,74) не представлява нищо друго освен закона на Хук, в която вместо еластичния модул E стои модулът на слягането $M_{c,a}$.

Пример. При компримирането на ненарушена проба в лабораторията при възпрепятствувано странично разширение, взета от пласт с мощност 1,5 м, се установява, че при увеличаване на товара от 0 кг/см² до 1,2 кг/см² коефициентът на порите се намалява от 1,050 на 0,930. Да се определи слягането на пласта при същите предпоставки в естествени условия.

По формула (5,75) имаме

$$s = a \cdot h \cdot \frac{p_2 - p_1}{1 + s_1} \text{ [см]},$$

$$a = \frac{s_1 - s_2}{p_2 - p_1} = \frac{1,050 - 0,930}{1,2 - 0} = \frac{0,120}{1,2} = 0,1 \text{ см}^2/\text{кг},$$

тогава

$$s = 0,1 \cdot 150 \cdot \frac{1,2}{2,05} \approx 8,90 \text{ см.}$$

2. ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ПРОПАДАНЕТО НА МАКРОПОРЪЗНИТЕ ПОЧВИ (ЛЪСОВЕ)

Подобно на слягането (виж т. 1) на строителните почви и пропадаването на лъсовете може да бъде изчислено с известно приближение.

По Абелев

$$(5,76) \quad s_n = s_n + s_s,$$

или

$$(5,77) \quad s_n = s_n + s_s,$$

където s_n е сумарното „потъване“ на фундамента;

s_n — „нормалното“ слягане на фундамента, определено съгласно точка 1;

s_s — пропадане на фундамента при намокряне на макропорестата почва, върху която е построен;

s_s — пропадане вследствие така нареченото „пропадащо явление“;

$$(5,78) \quad s_s = \sum_h^{H_c} \frac{[e_{*i}] p_i}{1 + e_{*i}} \cdot h_i \text{ [см]},$$

където h е дълбочина на фундиране;

H_c — мощност на слягващата се формация;

$[e_{*i}] p_i$ — коефициент на макропорите при среден натиск p_i , възникващ в разглеждания елементарен слой с поряден № i вследствие натоварването от фундамента;

e_{*i} — коефициент на порите за същия натиск p_i .

Формула (5,78) се прилага при мощност на макропорестия пласт до около 5 м

$$(5,79) \quad s_s = \sum_0^{H_n} \frac{[e_{*i}] p_i}{1 + e_{*i}} \cdot h_i \text{ [см]},$$

където H_n е мощност на пропадащата формация;

$[e_{*i}] p_i$ — коефициент на макропорите при среден натиск p_i , възникващ в разглеждания елементарен слой с поряден № i вследствие натоварването от фундамента и собственото тегло на намокрената почва (ако няма фундамент — вследствие само на собственото тегло на почвата); останалите обозначения виж по-горе.

С помощта на формула (5,79) могат да бъдат изчислени пропадаанията на мощни лъсови седименти даже и при отсъствие на външни натоварвания (само собственото тегло на натоварения лъс).

Забележка. Във формула (5,78) се среща величината H_c , която не бива да се смесва с величината H_n от формула (5,79). H_c представлява мощността на слягващата се формация и се нарича още активна дълбочина h_a , т. е. тя е мерило за работата на фундамента в дълбочина и се приема равна на онази дълбочина, където допълнителното напрежение, получаващо се вследствие натоварването на строителната почва от фундамента, представлява 20% от геоложкия товар. H_n , наопаки, е мощността на пропадащата задруга и се приема съобразно с геоложкия разрез на около 1 м от средното

годишно ниво на подземните води (ако има такива) или равна на общата мощност на пропадащата формация.

Активната дълбочина h_a може да бъде изчислена по следния начин:

а) при точковиден товар P [кг];

$$(5,80) \quad h_a = 1,34 \sqrt[3]{\frac{P}{\Delta}} \quad [\text{м}];$$

б) при лентовиден, равномерно разпределен товар p [кг/м];

$$(5,81) \quad h_a = 1,8 \sqrt{\frac{P}{\Delta}} \quad [\text{м}],$$

където Δ е средно обемно тегло на строителната почва в кг/м^3 .

За определянето на коефициента на макропорите e_m виж раздел IV, гл. В, т. 1, 2.

Д. КОНСОЛИДАЦИЯ

Процесът, при който свързанат строителна почва с течение на времето се уплътнява, съпроводен от изменение на влажността вследствие изменение на напрегнатото състояние (натоварването), се нарича консолидация.

Както бе изтъкнато вече на няколко места (раздел IV, гл. Б, т. 5; гл. В, т. 1, 6; раздел V, гл. Г), слягането на водонаситените свързани почви се извършва постепенно в зависимост главно от водопропускливостта им. Съществуващите методи за определяне на времемсягането се базират на предпоставката, че уплътнението на водонаситените почви се извършва за сметка на изтласкваната из порите на почвата вода.

В консолидационната теория или теорията на уплътнението на строителните почви земната среда се разглежда в общия случай като трифазна система, но се предполага, че газообразната форма се съдържа в незначително количество — не повече от 2—5% от обема на порите, и то във формата на отделни заключени мехурчета, които се движат заедно със скелета на почвата и които нямат непосредствена връзка с атмосферата.

По отношение на течната фаза са възприети същите предположения както и в теорията на филтрацията: валидност на закона на Дарси и др. (виж раздел IV, гл. Б, т. 5). Влиянието на свързаната вода от почвените частици не се взема предвид, но то непосредствено се отразява на получените по експериментален път почвени показатели и характеристики, като по този начин влиза косвено в изчисленията.

Освен това се предполага, че напрегнатото състояние на скелета на почвата, съответстващо на незавършения уплътнителен процес, с течение на времето се приближава постепенно към крайното напрегнато състояние за дадено натоварване и накрая съвпада с него. Тъй като слягането е функция на напрегнатото състояние, то това важи и за слягането.

Днес основните положения на консолидационната теория са подложени на дискусивно обсъждане и експериментална проверка с цел да се намери по-вярна физическа трактовка на явленията, характеризиращи уплътнителния процес.

Степен на консолидирането е величината U

$$(5,82) \quad U = \frac{s_t}{s},$$

където s_t е слягане на строителната почва след време t в см;

s — окончателно слягане на строителната почва в см.

Определянето на времемсягането t , когато строителната почва бъде натоварена изведнъж с пълния товар от фундамента, се извършва с помощта на таблица 5—9 в зависимост от характера на разпределението на напреженията в слягащия се пласт и с помощта на уравненията

$$(5,83) \quad t = T_v \frac{h^2}{C_v} \quad [\text{сек}],$$

$$(5,84) \quad C_v = \frac{k(1+e_0)}{\gamma_w \cdot a} \text{ [см}^2\text{/сек]},$$

където T_v е фактор на времето;
 h — мощност на слягащия се пласт в см;
 k — коефициент на филтрация на строителната почва в см/сек;
 γ_w — специфично тегло на водата в кг/см³;
 e_0 — коефициент на порите при височина h ;
 a — коефициент на слягането в см²/кг;
 C_v — коефициент на консолидация в см²/сек.

Таблица 5—9

T_v	U_1	U_2	T_v	U_1	U_2	T_v	U_1	U_2
0,004	0,0795	0,0085	0,083	0,3233	0,1646	0,350	0,6582	0,5649
0,008	0,1038	0,0162	0,100	0,3562	0,1976	0,400	0,6973	0,6154
0,012	0,1248	0,0241	0,125	0,3989	0,2442	0,500	0,7640	0,6994
0,020	0,1598	0,0400	0,150	0,4370	0,2886	0,600	0,8156	0,7652
0,028	0,1889	0,0560	0,167	0,4610	0,3174	0,700	0,8559	0,8165
0,036	0,2141	0,0720	0,175	0,4781	0,3306	0,800	0,8874	0,8566
0,048	0,2464	0,0950	0,200	0,5041	0,3704	0,900	0,9119	0,8880
0,060	0,2764	0,1198	0,250	0,5622	0,4432	1,000	0,9313	0,9125
0,072	0,3028	0,1436	0,300	0,6132	0,5078	2,000	0,9942	0,9926
						∞	1,0000	1,0000

Ходът на изчислението е следният: за различни значения на фактора на времето T_v от таблица 5—9 се отчитат съответстващите значения на степента на консолидация U . С помощта на формулите (5,83), (5,84) и (5,82) се изчислява времето t и съответстващото му слягане s_t . Ако трябва да бъде определено слягането s_t , което почвата ще получи след определено време t , по формули (5,84) и (5,83) се изчислява факторът на времето T_v и с негова помощ се отчита от таблица 5—9 степента на консолидация U за най-близката стойност на T_v . След това по формула (5,82) се определя s_t .

В уравнение (5,82) се среща окончателното слягане s , т. е. слягането след безкрайно дълго време. То може да бъде определено съгласно глава 7 на настоящия раздел или по формулата

$$(5,85) \quad s = \frac{a}{1+e_0} \cdot F_0 \text{ [см]},$$

където F_0 е площта, заключена между кривата на разпределението на вертикалните напрежения — епюрата — по дълбочината и контурите на слягащия се пласт в кг/см (фиг. 5—14); останалите обозначения виж при формула (5,84).

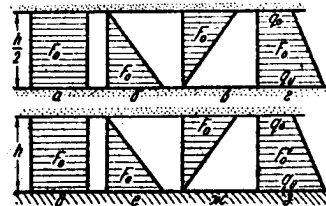
При изчисляване на времеслягането съгласно с горекананото може да има следните случаи:

1. Гивестият пласт се намира между водопропускливи пластове.

а) Епюрата на напреженията вследствие натоварване на строителната почва е правоъгълна (фиг. 5—14, а).

Определянето на t става, както бе описано по-горе, като от таблица 5—9 се избират за различни стойности на T_v съответстващите значения U_1 . Във формулата (5,83) вместо h се поставя половината от мощността на слягащия се пласт $\frac{h}{2}$.

б) Епюрата на напреженията вследствие натоварване на строителната почва е триъгълна (фиг. 5—14, б) или трапецовидна (фиг. 5—14, в).



Фиг. 5—14. Диаграми на напреженията за изчисляване на времеслягането

Определянето на t се извършва по същия начин както и в случая на правоъгълна епюра (фиг. 5—14, а). Следователно при еднакви свойства и мощност на слягващите се пластове и праволинейна епюра на напреженията времемлягането t е съвършено еднакво и не зависи от формата на епюрата.

2. Глинестият пласт се намира между водопрониклив и водонепрониклив пласт.

а) Епюрата на напреженията вследствие натоварване на строителната почва е правоъгълна (фиг. 5—14, д).

Изчислението се извършва както в случай 1, а (фиг. 5—14, а), но във формула (5,83) се поставя пълната мощност на слягващия се пласт — H .

б) Епюрата на напреженията вследствие натоварване на строителната почва е триъгълник, чийто връх се намира във водопроникливия пласт (фиг. 5—14, е).

Определянето на времемлягането се извършва, както бе описано по-горе, като от таблица 5—9 се избират за различни стойности на T_v съответстващите значения U_2 .

в) Епюрата на напреженията вследствие натоварване на строителната почва е триъгълник, чийто връх се намира във водонепроникливия пласт (фиг. 5—14, ж).

Степента на консолидацията U_3 се определя с помощта на таблица 5—9 и по формулата

$$(5,86) \quad U_3 = 2U_1 - U_2$$

г) Епюрата на напреженията вследствие натоварване на строителната почва е трапец. С обозначенията на фиг. 5—14, з имаме

$$(5,87) \quad i = \frac{q_1}{q_0}$$

и

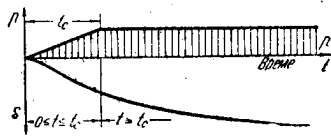
$$(5,88) \quad U_4 = \frac{2U_1 + U_2(i-1)}{i+1}$$

3. При голяма мощност на слягващия се пласт времемлягането се определя по някой от методите, дадени в специалната литература, например по методите на Цитович, Фрьолих или Флорин (виж литература към глава Д).

Разгледаните методи за определяне на времемлягането се отнасят за случаи на внезапно натоварване на строителната почва с целия товар. На практика натоварването на почвата става постепенно, като законите, по които то се изменя, могат да бъдат най-различни съобразно сроковете и вида на строежството. Като се има предвид, че в по-голямата част от случаите строежите се извършват в такива интервали от време, че приемането на изчислителната схема, базираща се на условието за внезапно натоварване на почвата с целия товар, не изменя съществено крайните резултати, то прилагането на разгледаните по-горе изчислителни методи и в случаите на постепенно натоварване на строителната почва е напълно приемливо и допустимо. Последното твърдение става още по-ясно, като направим сравнение между филтрационната скорост при свързаните (глинестите) почви, която най-често е нищожна, и сроковете на строителството.

Ако по една или друга причина (дълъг строителен срок, по-голяма водопроникливост на строителната почва и др.) се наложи строителният период да бъде взет предвид при изчисляване на времемлягането, може да бъде приложен следният приблизителен начин.

Приема се, че през строителния период t_c (фиг. 5—15) натоварването на почвата от фундамента расте линейно от нула до крайното си значение p . Тогава степента на консолидация U_p , съответстваща на произволното време t , се определя по следните формули:



Фиг. 5—15. Приблизително определяне на времемлягането при постепенно натоварване на строителната почва

$$(5,89) \quad U_t = \frac{t}{t_c} \cdot U\left(\frac{t}{2}\right) \quad \text{за } 0 \leq t \leq t_c$$

и

$$(5,90) \quad U_t = U\left(t - \frac{t_c}{2}\right), \quad \text{за } t > t_c,$$

т. е. ако за изследвания момент времето t е по-малко от строителния период t_c , когато натоварването ще достигне пълната си стойност, степента на консолидация U_t е равна на произведението от степента на консолидация при внезапно прилагане на натоварването, съответстващо на времето $\frac{t}{2}$, и отношението t/t_c .

В случай че $t > t_c$, степента на консолидация U_t е равна на степента на консолидация при внезапно натоварване на почвата с товар, съответстващ на времето

$$\left(t - \frac{t_c}{2}\right).$$

Приблизителното изчисляване на времемлягането на дадено съоръжение може да бъде извършено с помощта на кривата на времемлягането (виж раздел IV, глава Г, т. 1 б и от фиг. 4—16). Знаем, че кривата на времемлягането може да бъде разглеждана като график за слягането на почвен пласт във функция от времето, с дебелина, равна на дебелината на изследваната в компресионното гнездо проба, намираща се между два водопроникуеми пласта, натоварен с безкрайно разпростиращ се встрани товар. В консолидационната теория се извежда следното интересно уравнение, изразяващо зависимостта между времемлягането и дебелините на два пласта с еднакви физико-механични свойства при еднакво натоварване на почвата:

$$(5,91) \quad \frac{T}{t} = \left(\frac{H}{h}\right)^n,$$

където T е времемлягане на пласта с дебелина H ;

t — същото, но на пласта с дебелина h ;

n — показател, чиято стойност се движи от 1,5—2,0.

Ако показателят n не бъде определен в лабораторията, се приема с достатъчна точност, че е равен на 2.

С помощта на уравнение (5,91) лабораторната крива на времемлягането, определена за интервала на напрежението Δp от геоложкия (битовия) товар (виж формула (5,21) до проектния товар вследствие натоварване на строителната почва от фундамента на съоръжението (изчислен съгласно с глава В на настоящия раздел), може лесно да бъде превърната в диаграма на времемлягането на съоръжението. За целта трябва да изменим мащаба на времето (абсцисата) на лабораторната крива на времемлягането в съответствие с уравнение (5,91), т. е. отношението на мащаба на диаграмата на времемлягането на фундамента T към мащаба на лабораторната крива на времемлягането t трябва да се подчинява на условието

$$(5,92) \quad \frac{T}{t} = \frac{H^2}{h^2},$$

където H е мощност на слягащия се пласт при естественото му залягане в см;

h — дебелина на изпитаната в лабораторията ненарушена проба, взета от същия пласт в см.

Теорията на консолидацията добива особено значение при изследване устойчивостта и слягането на нестабилизирани водонаситени земни маси, като се вземат предвид конструктивните особености на строящите се върху тях съоръжения и календарният план за извършване на строителните работи. Поради това проблемите, свързани с уплътняването на водонаситените или почти водонаситените строителни почви и придружаващите ги явления, през последните години се разглеждат твърде често в специалната литература.

Е. РАЗРУШАВАНЕ НА СТРОИТЕЛНИТЕ ПОЧВИ И ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ДОПУСТИМОТО НАТОВАРВАНЕ

1. РАЗРУШАВАНЕ НА СТРОИТЕЛНИТЕ ПОЧВИ

Както бе изтъкнато (гл. Б, т. 1, в), днес е прието да се счита, че якостта на строителните почви зависи от съпротивлението им срещу срязване. Ако в дадена точка максималният ъгъл на отклонение на наклоненото спрямо разглежданата плоскост напрежение надвиши определена стойност, почвата в тази точка се разрушава.

Естествено е да се постави въпросът, каква най-голяма стойност (допустима) може да получи даден вид натоварване при определени свойства на строителната почва и установени геоложки условия, така че почвата да не се разруши или прекомерно да поддаде под действието на това натоварване.

Отговор на този въпрос са се опитали да дадат много изследователи. Формулите от техните изучавания се дават по-долу. При това трябва да се различават два случая:

1. Определя се онова напрежение (критично), при което в никоя точка на почвата или само в определени предварително зададени точки се появява „пластично“ течение.¹

2. Определя се онова критично напрежение, при което почвата се изтласква встрани и естествената основа се разрушава.

Формули за първия случай

$$(5,93) \quad \sigma_{\text{без}} = \frac{\pi (h \cdot \Delta + c \operatorname{ctg} \rho)}{\operatorname{ctg} \rho + \rho} - \frac{\pi}{2}$$

Формулата е известна като формула на Пузиревски—Фрьолих. Отнася се за огъваеми, лентовидни фундаменти. Тъй като по условие тя е най-строга, критичното напрежение е същевременно и безопасно напрежение. Според Фрьолих тази формула е валидна за произволна форма на фундамента и произволен вертикален товар, стига само на ръба на фундамента той да е равен на $\sigma_{\text{без}}$.

$$(5,94) \quad \sigma_{\text{без}} = 4 \cdot \Delta \frac{c \cdot \cos \rho}{\sqrt{(1 - \sin \rho)^3}}$$

Формулата е на Морозов и се отнася за корави, лентовидни фундаменти, натоварени с равномерно разпределен вертикален товар. Тя също е изведена както първата, така че да се избягнат пластични зони в която и да е точка на еластичното полупространство. Поради това критичното напрежение е същевременно безопасно напрежение.

$$(5,95) \quad \sigma_{\text{кр}} = \frac{\pi \Delta (2b \operatorname{tg} \rho + h + c \cdot \operatorname{ctg} \rho)}{\operatorname{ctg} \rho + \rho} - \frac{\pi}{2}$$

Формулата е на Маслов и се отнася за огъваеми лентовидни фундаменти, натоварени с равномерно разпределен товар. Изведена е така, че да се избягнат пластични зони само под контурите на фундамента.

$$(5,96) \quad \sigma_{\text{кр}} = \frac{h \Delta + c \cdot \operatorname{ctg} \rho}{\left(\frac{1}{2} \cdot \frac{1 + \sin \rho}{\sin \rho} \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \rho}{3 - \sin \rho}} \right) - 1}$$

Формулата е на Ферандон и се отнася за гъвкави, кръгови фундаменти.

В горните формули:

2b е ширина на лентовидния фундамент в см;

c — сцепление в $\text{кг}/\text{см}^2$;

Δ — обемно тегло на строителната почва в естествено състояние в $\text{кг}/\text{см}^3$;

h — дълбочина на фундиране в см;

ρ — ъгъл на вътрешното триене на строителната почва.

¹ Да не се смесва с пластичност на почвите $w_{н.л.}$

Формули за втория случай

$$(5,97) \quad \sigma_{кр} = h\Delta \left[2 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2} \right) - 1,0 \right].$$

Формулата е на Герсеванов и се отнася за огъваеми лентовидни фундаменти при начупена хлъзгателна плоскост на изтласкания материал.

$$(5,98) \quad \sigma_{кр} = c \cdot \operatorname{ctg} \rho \left[\operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2} \right) \cdot e^{\pi \operatorname{tg} \rho} - 1,0 \right].$$

Формулата е на Прандтл и се отнася за огъваеми лентовидни фундаменти при комбинирана равнинна и криволинейна хлъзгателна плоскост на изтласкания материал.

$$(5,99) \quad \sigma_{кр} = (h\Delta + c \cdot \operatorname{ctg} \rho) \left[\operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2} \right) \cdot e^{\pi \operatorname{tg} \rho} - 1,0 \right].$$

Формулата е на Новоторцев и се отнася за огъваеми лентовидни фундаменти.

В горните формули

c — сцепление в кг/см^2 ;

Δ — обемно тегло на строителната почва в кг/см^3 ;

e — основа на Неперовите логаритми;

h — дълбочина на фундаменте в см;

ρ — ъгъл на вътрешното триене.

З а б е л е ж к а. Във формули (5,95, 5,96, 5,98 и 5,99) величината $c \cdot \operatorname{ctg} \rho$ може да бъде заменена съгласно уравнение (5,13) с p_s , в какъвто вид горните формули могат да бъдат срещнати из литературата.

2. ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ДОПУСТИМОТО НАТОВАРВАНЕ НА НЕСПОЕНИТЕ СТРОИТЕЛНИ ПОЧВИ ПО ЗАКОНИТЕ НА ЗЕМНАТА МЕХАНИКА

По аналогия на величината допустимо напрежение, която лежи в основата на измерването на строителните конструкции от твърди тела (стомана, бетон, дърво) и при псевдотвърдите тела, е въведено подобно понятие. Необходимо е обаче веднага да се изтъкнат различията, които съществено изменят постановката на въпросите при строителните почви. Най-напред допустимото натоварване не е постоянно число за дадена почва, а се мени съобразно дълбочината на фундаменте, формата и големината на фундаментите, вида на силовото действие (статичен или динамичен товар и т. н.), геоложките условия и свойствата на почвите. Освен това допустимото натоварване не може да бъде единствен критерий за механичните свойства на почвите поради сложното, многообразно и неподдаващо се на точна математическа трактовка влияние на най-различни фактори върху тези свойства.

За разлика от другите строителни материали при строителните почви определянето на допустимото натоварване $\sigma_{дол}$ става по два критерия: първият от тях се отнася до деформациите на почвата, а вторият — до търпимите деформации от построеното върху тази почва съоръжение, причиняващо слягането.

Меродавно ще бъде онова допустимо натоварване, което удовлетворява с необходимата сигурност и двете условия едновременно или по-точно формулирано — двата критерия, с които боравим при количественото уточняване на допустимото натоварване $\sigma_{дол}$, изискват то да бъде избрано така, че

1) почвата под фундамента да не се разруши и

2) слягането на почвата да се понесе от съоръжението, построено върху нея, без аварии.

Пътят, по който трябва да се определя допустимото натоварване, според сегашното състояние на теорията е следният.

По конструктивни или други (икономически) съображения се определя натоварването p , наречено специфично натоварване (виж формула (5,71)), упражнявано от даден фундамент върху строителната почва на естествената основа, която оразмеряваме. С негова помощ се изчислява напрежението σ_p , което предизвиква слягането на съоръжението (виж формула (5,100)).

По формулите, дадени в точка 1 на настоящата глава Г, определяме критичното напрежение $\sigma_{кр}$ и го сравняваме с изчисленото напрежение σ_p . Ако $\sigma_{кр} > \sigma_p$, почвата

няма да се разруши под фундамента, ако $\sigma_{кр} < \sigma_p$, σ_p трябва да се редуцира (виж по-долу).

Забележка. Стойностите на $\sigma_{кр}$, получени по формулите за втория случай (5,97, 5,98 и 5,99), преди да бъдат сравнени с напрежението σ_p , трябва да се разделят на коефициента на сигурност η (от 1,10—2,50), зависещ от капиталността на съоръжението. Стойностите на $\sigma_{кр}$, получени по формулите за първия случай (5,93) до (5,96), се сравняват направо с изчисленото напрежение.

След това пристъпваме към определяне на слягванията, които почвата ще получи вследствие натоварването от фундамента. Това става по описания в настоящия раздел, глава Г, точка 1, начин, като се използват дадените формули (5,74) или (5,75). За да определим слягването по тези формули, трябва да знаем разпределението на напреженията по фундамента (виж гл. В) и да разполагаме с показателите на компресия, които определяме съгласно т. 2 на гл. Б. Сравняваме полученото слягване с допустимото за дадената конструкция или съоръжение. В случай че действителното слягване е по-голямо от допустимото, се налага редукция на специфичното напрежение (обикновено чрез увеличение на фундаментната плоскост).

В таблици 5—10 са дадени стойности за допустимото слягване на някои конструкции, които могат да бъдат използвани, в случай че не сме ги изчислили по правилата на статиката въз основа на определеното слягване на почвите. Например ако сме намерили, че устоят на даден мост, цялата система е статически неопределима, ще се слегне s см, то въз основа на това подаване можем да определим получаващите се вътрешни усилия (момент, напречни и надлъжни сили). Ако последните причинят разрушаване на конструкцията макар в едно изследвано сечение, явно е, че слягването s см не може да бъде понесено от съоръжението и обратно. В първия случай разчетното напрежение трябва да се намали или конструкцията да се усили, например чрез съответното армиране.

Таблица 5—10

Вид постройка	Допустимо равномерно слягване в см
Елеваторно отделение при силози, фундирано върху единна стоманобетонна плоча	20—40
Монолитни съоръжения с мощни фундаменти — фабрични комини, водни кули, стълбове на прости греди	12—20
Постройки с носещи тухлени стени	8—12
Постройки с рамов скелет	5—8
Фундаменти на индустриални сгради, ел. централи	3—5

В табл. 5—11 са дадени допустимите стойности на наклона, относителното огъване и навеждане и разликата в слягването на фундаментите според Н и ТУ 127-55.

Таблица 5—11

№ по ред	Нормирана величина	Строителна почва в основата	
		песъчлива и глинеста, в твърдо състояние	глинеста, с пластична консистенция
1	2	3	4
1	Наклон ¹ на кранови пътища и на пътища за тежки мостови кранове	0,003	0,003
2	Разлика в слягването на фундаментните колонии на граждански и промишлени сгради:		
	а) на стоманени и стоманобетонни рамови конструкции	0,002.L	0,0021.L
	б) на крайни редови колонии с пълнеж от зидария;	0,0007.L	0,0010.L

Продължение

1	2	3	4
3	в) на конструкции, в които не се появяват допълнителни усилия при неравномерно слягане на фундаментите Относително огъване ² на неармирани зидани стени: а) на многоетажни жилищни и промишлени сгради	0,0051·L	0,0051·L
	$\frac{l}{h} \leq 3$	0,0003	0,0004
	$\frac{l}{h} \geq 5$	0,0005	0,0007
4	б) на едноетажни промишлени сгради Относително навеждане ³ на масивни или пръстеновидни фундаменти с висока коравина (комини, силови корпуси и др.) при най-неблагоприятно натоварване	0,0010	0,0010
		0,004	0,004

Забележки: ¹ Наклонът е отношението между разликата в сляганията на фундаментите и разстоянието между тях.

² Относителното огъване е отношението между разликата в сляганията на стената и дължината на огъвания се участък.

³ Относителното навеждане е отношението между разликата в сляганията на фундамента и височината на съоръжението.

⁴ L е разстояние между осите на фундаментите;
l — дължина на огъвания се участък на стената;
h — височина на стената от стъпката на фундамента.

Следователно, за да можем да извършим определянето на допустимото напрежение при неспоените строителни почви (свързани и несвързани) по законите на земната механика, е необходимо да разполагаме с:

1. Идеен проект на съоръжението. От него се вземат: размерите и формата на фундаментите, проектното, респ. предизвикващото слягането натоварване, дълбочината на фундиране, статическата система и конструктивните особености на фундаментите, видът на натоварването им, наличието на взаимодействие с други фундаменти, намиращи се наблизо, и т. н.

Забележка. Напрежението, което предизвиква слягането, се определя, като от специфичното напрежение p (5,71) се извади геоложкият товар p_r (5,21), действащ в хоризонталната равнина на дълбочината на фундиране h :

$$(5,101) \quad \sigma_p = p - p_r \text{ кг/см}^2.$$

По-точно

$$(5,101,а) \quad \sigma_p = p - \left(1 - \frac{M_{cl}}{M'_{cl}}\right) \cdot p_r,$$

където M_{cl} е модул на слягането, определен на главния клон на натоварване от компресионната крива;

M'_{cl} — модул на слягането, определен на вторичния клон на натоварване, т. е. след като веднъж е осъществен един цикъл от натоварване и разтоварване на почвата (пробата).

Когато дъното на фундаментната яма не набъбне (вследствие разуплътняване), тогава формула (5,101,а) става идентична с (5,101), с други думи казано, $M'_{cl} \rightarrow \infty$.

2. Геоложки и хидрогеоложки профил на мястото на строежа. От него се вземат данни за напастеността, местоположението на слабите пластове и вида на строител-

ните почви, местоположението на основната скала (ако има такива), нивото на подземната вода и т. н.

3. Лабораторни изследвания върху ненарушени образци. Те обхващат определяне на обемното тегло, ъгъла на вътрешно триене и кохезията, естествената влажност, границите на консистенцията, зърнометричния състав, физико-механичните свойства на почвите под фундамените, компресионните изпитвания и др.

З а б е л е ж к а. Модулът на слягането може да бъде определен и чрез пробно натоварване на щамп със сечение 5000 см² на самото място на фундамента, като се спазват съответните правила (виж гл. VII, т. 3).

Трябва да се има предвид, че ако липсва една от трите горенброени точки, допустимото натоварване не може да бъде определено. От всичко казано догук относно допустимото натоварване е ясно, че само проектиращият съоръжението инженер е в състояние да извърши определянето му.

3. ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ДОПУСТИМОТО НАТОВАРВАНЕ ПО НОРМИ

За предварителни, приблизителни и ориентировъчни изчисления може да се допусне избирането на допустимото натоварване да стане от съществуващите за тази цел таблици. Винаги обаче трябва да се вземат предвид ограниченията, които определят областта на приложението им и които придружават таблиците.

По-долу даваме таблица 5—12 (по Богословски), която важи при следните условия:

1. Еднороден геоложки строеж и еднакви хидрогеоложки условия под цялата строителна площ.
 2. Названията на почвите и физическите им показатели да отговарят напълно на съответния вид почва от нормите.
 3. Нарастването на товара от фундамените става за цялата строителна площ едновременно.
 4. Дълбочината на фундиране да е 2,0 м под повърхността на терена.
- За случаите, изброени по-долу, допустимото натоварване не може да се вземе от табл. 5—12, а трябва да се определи по описания вече начин.
1. При наличието на особени почви, неучастващи в табл. 5—12, например рокави пясъци и пясъчливи глини, глини и пясъчливи глини в течна консистенция, пропадащи лъсове, набъбващи почви, почви, съдържащи повече от 5% органически и водноразтворими вещества, силно изветрели скали и насипи.
 2. При едностранно изклиняване на пластовете.
 3. При динамичен и бързо нарастващ товар.
 4. При кранов товар повече от 20 тона.
 5. При хидротехнически съоръжения и индустриални сгради.

Таблица 5—12

Допустими напрежения на почвите при 2,0 м дълбочина на фундиране и при средно значение на модула на слягане в м

№ по ред	Строителна почва	M кг/см ²	$\sigma_{доп}$ кг/см ²	M кг/см ²	$\sigma_{доп}$ кг/см ²	Забележка
1	2	3	4	5	6	7
1	А. Скали Неизветрели скали, малко напукани, без карстови кухини	—	$\frac{1}{7} R_c$			Необходима е проверка на срязване; $\tau_{доп} = \frac{1}{15} R_c$ R_c — натискова якост

Продължение

1	2	3	4	5	6	7
	Б. Натрошени скали чакъли					Допустимото напрежение зависи от якостта на скелетната част, от състава на запълнителя; при пясъчен запълнител от неговата плътност, а при глинест запълнител — от неговата консистенция
2	Силно напукана скала (не грус)	—	15—6			
3	Чакъл и камъни	650—540	6—5			
4	Среден чакъл	650—290	6—4			
5	Дребен чакъл и баластра	420—140	4—2			
	В. Пясъци	сбити		средно сбити		
6	Пясък едър, чакълест независимо от влажността	480	4,5	360	3,5	
7	Пясък среднозърнест независимо от влажността	420	4,0	310	3,0	
8	Пясък дребнозърнест:					
	а) сух	360	3,5	250	2,5	
	б) влажен или водонаситен	310	3,0	190	2,0	
9	Пясък прахов:					
	а) сух	210	3,0	175	2,5	
	б) влажен	175	2,5	140	2,0	
	в) водонаситен	140	2,0	90	1,5	
10	Пясък глинест:					
	а) сух	160	2,5	125	2,0	
	б) влажен	125	2,0	90	1,5	
	в) водонаситен	90	1,5	50	1,0	
	Г. Глинести почви	твърда консистенция		пластична консистенция		Стойностите 6,0 и 4,0 важат при границата на свиване w_c ; 2,5 важи при границата на източване $w_{из}$, а 1,0 — границата на протичане $w_{пр}$. За междинни състояния се интерполира
11	Глина	590—160	6,0—2,5	160—40	2,5—1,0	
12	Иловица	390—160	4,0—2,5	160—40	2,5—1,0	

Забележка. Данните важат за центрично натоварване и статичен товар.

За по-голяма дълбочина на фундиране данните от таблицата могат да се увеличат по формулата

(5,102)

$$\sigma_{h_{доп}} = \sigma_{доп} + 0,1K \cdot \Delta (h - 2);$$

за по-малка дълбочина важи формулата

(5,103)

$$\sigma_{h_{доп}} = \sigma_{доп} - 0,5 (2 - h);$$

за фундаменти на външни зидове с изба важи формулата

(5,104)

$$\sigma_{h_{доп}} = \sigma_{доп} + 0,15\Delta (h - 2) - 0,5 (2 - h_1),$$

Във формулите

$\sigma_{\text{доп}}$ — е допустимо напрежение на дълбочина $h \geq 2$ м;
 $\sigma_{\text{доп}}$ — допустимо напрежение, взето от таблица 5—10;
 Δ — обемно тегло на почвата по протежение на h ;
 K — коефициент:
за глини $K=1,5$;
за глинести пясъци и пясъчливи глини $K=2,0$;
за пясъци $K=2,5$.

h — дълбочина на фундиране;

h_1 — дълбочина на фундамента, мерена от пода на избата,

Определянето на допустимите натоварвания, както и оразмеряването на фундаментите на обикновени и индустриални сгради се извършва по Н и ТУ 127-55.

При използването на таблица 5—12 и Н и ТУ 127-55 не бива да се забравя, че те са съставени за строителните почви в Съветския съюз и отразяват строителния опит там с типичните почвени представители, съдържащи се в тези нормативи.

4. ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ДОПУСТИМО НАТОВАРВАНЕ ПРИ ДИНАМИЧНИ ТОВАРИ

При динамични товари (машинни фундаменти и пр.) определянето на допустимото натоварване става с оглед да се избегне „протичането“ на почвите под фундаментите. П. И. Морозов дава следното условие за равновесието на строителните почви при действието на динамични сили:

$$(5,105) \quad h \cdot \Delta (2\xi \cdot \pi + 1) - (p_c + p_d) \geq 0,$$

където h е дълбочина на фундиране;

Δ — обемно тегло на почвата по протежение на h ;

ξ — коефициент на странично налягане (виж табл. 5—4);

p_c — напрежение върху почвата от статичния товар (може да е равно на $\sigma_{\text{доп}}$ определено съгл. т. 2 и 3);

p_d — напрежение върху почвата от динамичния товар (обикновено се дава от производителя на машината).

В случай че дясната страна на уравнение (5,105) стане < 0 , т. е. условието не е изпълнено, естествената основа ще се разруши. За да се осигури стабилността на фундамента, трябва или да се увеличи дълбочината на фундиране, или да се понижи подземната вода (ако фундаментът е „потопен“ в нея), или да се намалят p_c и p_d чрез увеличаване на фундаментната плоскост.

З а б е л е ж к а. Макропорестите почви — най-често льосовете, които пропадат, не се третира в настоящата точка, понеже каквато и стойност да дадем на допустимото напрежение, макар и много ниска, при намокряне фундаментите започват да се слягат много интензивно. При тях допустимото натоварване е без значение, докато не се отстрани опасността от пропадане чрез подходящи мероприятия. В случай че това се осъществи, допустимото напрежение може да бъде избрано в съответствие с Н и ТУ 137-56.

Ж. УСТОЙЧИВОСТ НА ОТКОСИТЕ

Движението на земните маси в природата е постоянно срещащо се и широко разпространено явление. Както бе споменато в гл. Б, т. 1 в, якостта на почвите зависи от съпротивлението им срещу срязване. Безспорно е, че настъпването на такова движение на земните маси е свързано с преодоляването на съпротивлението срещу срязване в редица точки на почвения масив, поради което част от почвата, ограничена с някаква плоскост, започва да се хлъзга по тази плоскост върху неподвижната, устойчива почвена маса.

Най-обективният начин за оценка на евентуалните възможности за едно такова хлъзгане или свличане на количествените методи. Колкото и да са несъвършени тези методи, прилагането им е необходимо и представлява достатъчно надежден похват при изследването на устойчивостта на земните откоси било при естественото им залягане, било в изкуствени земни съоръжения (земнонасипни прегради, насипи, изкопи и пр.).

Трябва да се отбележи, че точното аналитично решение, получено по теорията на граничното равновесие от В. В. Соколовски по метода на безразмерните променливи, представлява сложен и обемист изчислителен процес, поради което се прилагат опростените методи, дадени по-долу.

1. ОПРЕДЕЛЯНЕ УСТОЙЧИВОСТТА НА ОТКОСИТЕ ПРИ НЕСВЪРЗАНИ ПОЧВИ

При несвързаните почви устойчивият откос α е тъждествен с ъгъла на вътрешното триене ρ , в случай че откосът не е подложен на действието на външни сили и хидродинамичен натиск.

В такъв случай коефициентът на устойчивост η се определя по формулата

$$(5,106) \quad \eta = \frac{\operatorname{tg} \rho}{\operatorname{tg} \alpha}$$

Ако откосът е подложен на действието на хидродинамичен натиск, коефициентът на устойчивост (η) се определя по формулата

$$(5,107) \quad \eta = \frac{\delta_n \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \rho}{\gamma_s \cdot n \cdot \operatorname{tg} \alpha + \delta_n \cdot \sin \alpha}$$

Щом $\eta > 1$, откосът на несвързаната почва, наклонен под ъгъл α , е устойчив.

Във формулите δ_n е обемно тегло под вода в г/см^3 ;

α — наклон на откоса;

ρ — ъгъл на вътрешното триене на несвързаната почва;

n — обем на порите;

γ_s — специфично тегло на водата в г/см^3 .

При извода на формула (5,107), се предполага, че направлението на хидродинамичния натиск съвпада с направлението на откоса.

Обратната задача, т. е. определянето на ъгъла α при зададен коефициент на устойчивост η и другите величини (Δ , n и ρ), може да бъде решена чрез „опитване“ с помощта на уравнение (5,107). При това заместваем дадените величини в (5,107) и задаваме последователно различни значения на α , докато равенството бъде удовлетворено.

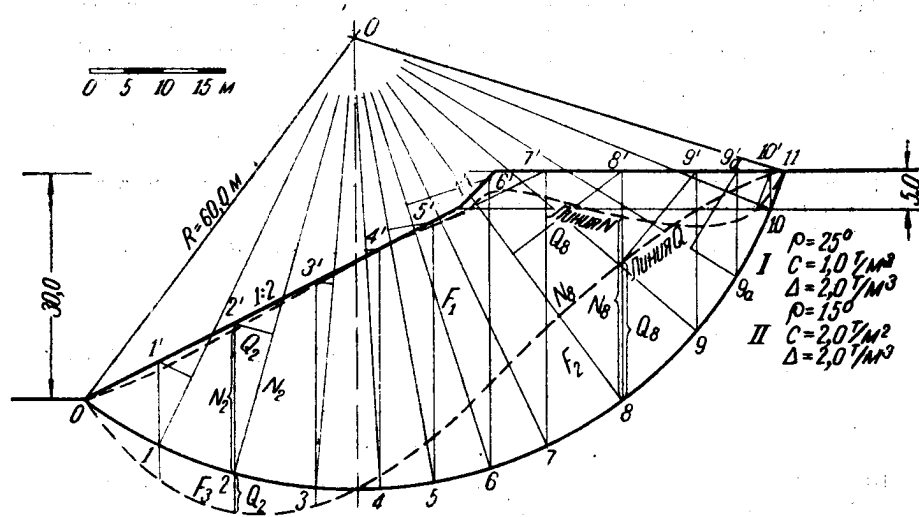
2. ГРАФО-АНАЛИТИЧНИ НАЧИНИ ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ НА УСТОЙЧИВОСТТА НА ОТКОСИТЕ ПРИ СВЪРЗАНИ ПОЧВИ

Пример. Да бъде проверена устойчивостта на дадения на фиг. 5—16 откос с височина 30 м, състоящ се от два пласта с мощност 5 и 25 м, чиито физико-механични показатели са дадени на фигурата.

Профилът на откоса се начертава в определен мащаб (фиг. 5—16). Съществуват различни методи за провеждане на проверката на устойчивостта на откосите.

Метод на Терцаги—Куртне

Начертаваме окръжност с център O (за избиране на центъра виж т. 3), която минава през петата на откоса, с радиус R и получаваме плоскостта на свличане (на чертежа, разбира се, плоскостта се проектира в линия и поради това нататък ще говорим само за линия). В нашия случай $R=60$ м. Линията на свличане разделяме на произволен брой части, които не е необходимо да са с еднаква ширина. На чертежа частите са единадесет. Номериране ги последователно, както е показано, като през точките от 0 до 11 прекарваме радиуси до центъра O и вертикални линии, които пресичат контура на откоса в точките от 1' до 10' (0' и 11' съвпадат с 0 и 11). През точките от 1' до 11' спускаме перпендикуляри към съответните радиуси и по този начин получаваме отсечките N и Q , които номерираме с индекси от 1 до 10. Отсечките N нанасяме по вертикалните линии нагоре от точките (от 1 до 10), лежащи на кривата на свличане. Отсечките Q , лежащи вдясно от радиуса, към който те са перпендикулярни, нанасяме също нагоре от съответната точка на кривата на свличане, докато тези, лежащи



Фиг. 5—16. Изследване устойчивостта на откосите по Терцаги—Куртне

вляво от радиуса, към който са перпендикулярни, нанасяме надолу от съответната точка по вертикалната линия, минаваща през нея (на чертежа е показано как се нанасят отсечките N и Q само за точките 2 и 8). Краищата на така нанесените отсечки съединяваме с плавни криви линии — N и Q . Плоскостите, които тези криви затварят с линията на свличане, са F_1 (за линията N), F_2 (за положителната част на линията Q) и F_3 (за отрицателната част на линията Q). Чрез планиметриране или друг начин измерваме лицата на тези плоскости. В нашия случай: $F_1=2045 \text{ м}^2$, $F_2=685 \text{ м}^2$ и $F_3=138 \text{ м}^2$.

Измерваме или изчисляваме дъгата $\widehat{0-11}=\widehat{L}$ и с това можем да определим коефициента на сигурност η по формулата

$$(5,108) \quad \eta = \frac{\sum N \cdot \text{tg } \rho + c\widehat{L}}{\sum Q};$$

където

$$(5,109) \quad \sum N = F_1 \cdot \Delta \text{ [т];}$$

$$(5,110) \quad \sum Q = (F_2 - F_3) \cdot \Delta \text{ [т];}$$

\widehat{L} — дължина на линията на хлъзгане в м;

ρ — ъгъл на вътрешното триене;

c — кохезия в т/м^2 ;

Δ — обемно тегло на строителната почва т/м^3 .

В нашия случай

$$\eta = \frac{2045 \cdot 2,0 \cdot 0,268 + 109 \cdot 2,0 + 6 \cdot 1,0}{(685 - 138) 2,0} = 1,21.$$

Дължината на дъгата $\widehat{L}=115 \text{ м}$, от които 109 м в пласт II, а около 6 м в пласт I.

Тъй като приносът на последния блок № 11 към общата сума на нормалните сили $\sum N$ е незначителен, за ъгъл на вътрешното триене на целия хлъзгащ се масив е взприета стойността на преобладаващия слой II, т. е. $\rho=15^\circ$.

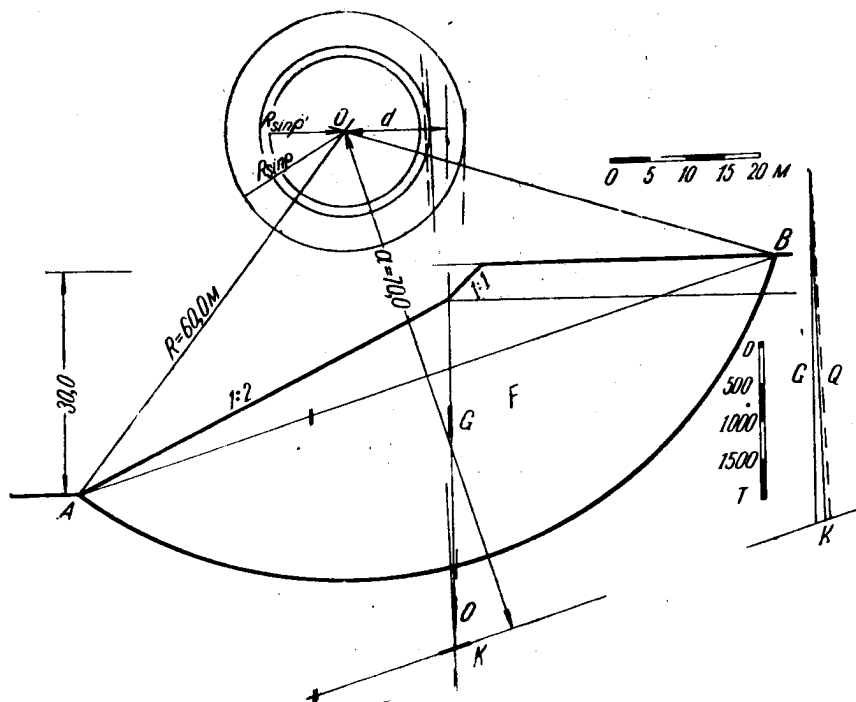
Забележка. Този начин на определяне устойчивостта на откосите става още по-удобен, ако нанесем отсечките N и Q не от кривата на свличането, а от хоризонталната ѝ проекция, върху която съответно проектираме и точките от 0 до 11. По този

начин планиметрирането става по-лесно и чертежът по-прегледен.

Методът е пригоден за еднородна почва и много ускорява изчисляването, в случай че изследваният профил е начупен.

Метод на окръжността на триене

Същият профил е проверен и по метода на окръжността на триене (черт. 5—17). През точка O (определянето ѝ виж в т. 3) прекарваме окръжност с радиус R . С цел за сравнение са запазени същите показатели и конструктивни детайли както и в пре-



Фиг. 5—17. Изследване устойчивостта на откосите по метода на „окръжността на триене“

дипния пример. Определяме плоскостта на сечението F , лежащо между профила и линията на съвличане (чрез изчисление, претегляне на изрязаното от подходящ картон сечение или планиметриране) и определяме неговия център на тежестта. Това може да стане с полигона на силите (необходима е само едната му координата — X) или чрез уравновесяване на изрязаното сечение на върха на една топайка. В центъра на тежестта във вертикална посока действа G на сечението

$$(5,111) \quad G = F \cdot \Delta \text{ [т]},$$

където

Δ е обемно тегло на почвата в т/м^3 .

Рамото a на равнодействащата на кохезията K се намира по формулата

$$(5,112) \quad a = R \frac{L}{L} \text{ [м]},$$

където R е радиус на линията на свличане в м;

\widehat{L} — дължина на дъгата \widehat{AB} в м;

L — дължина на хордата \overline{AB} в м.

В нашия случай $a = 60,0 \frac{115}{98,5} = 70,0$ м.

Посоката на действие на силата K е успоредна на хордата \overline{AB} , а величината ѝ е

$$(5,113) \quad K = c \cdot L \text{ [т].}$$

В нашия случай $K = 98,5 \cdot 2 = 197,0$ т.

Поради малката дължина на дъгата на хлъзгателната линия в обсега на пласт I за стойност на кохезията в целия хлъзгащ се масив е възприета стойността ѝ в преобладаващия слой II, т. е. $c = 2,0$ т/м².

Ако начертаем полигона на силите (фиг. 5—17) K_2 , G и Q , ще получим големината и посоката на Q , приложена в пресечната точка на G и K .

С център O описваме окръжност с радиус

$$(5,114) \quad r = R \cdot \sin \rho$$

и виждаме, че силата Q я пресича. Това ще рече, че откосът има коефициент на сигурността, по-голям от единица, тъй като ако случайно Q тангираше тази окръжност, η щеше да бъде точно равен на 1,0. В случай че Q не тангира или не пресича окръжността на триенето, тогава откосът е неустойчив ($\eta < 1,0$).

За да определим точно каква сигурност притежава откосът, необходимо е да извършим следното: задаваме някаква стойност на коефициента на сигурност, напр. η_1 , и определяме за нея c' и r' по формулите

$$(5,115) \quad c' = \frac{c}{\eta_1}$$

и

$$(5,116) \quad r' = R \cdot \sin \rho',$$

където:

$$(5,117) \quad \rho' = \arctg \left(\frac{\operatorname{tg} \rho}{\eta_1} \right).$$

Нанасяме в полигона на силите новата стойност на фиктивната равнодействуваща на кохезията

$$(5,118) \quad K' = c' L \text{ [т].}$$

Определяме с помощта на G и K' новото положение на Q' и ако посоката ѝ тангира окръжността с радиус r' , тогава зададената стойност на коефициента на сигурност η_1 представлява действителният коефициент на устойчивост. В случай че това не е така, задаваме нова стойност на коефициента на сигурност и повтаряме изброените операции, докато Q стане тангента на съответната окръжност. Зададената стойност на коефициента на сигурност, при която Q тангира съответната окръжност, представлява действителният коефициент на устойчивост.

Приложено за нашия случай, горното разсъждение дава възможност да бъде определен коефициентът на сигурност

$$\eta = 1,30.$$

Ако употребим формулата, дадена в литературата,

$$\eta = \frac{Q \cdot R \sin \rho + c \cdot \widehat{L} \cdot a}{G \cdot a}.$$

ще получим $\eta = 1,40$, което е завишено.

Метод на Маслов (F_p -метод)

От фиг. 4—19, която представлява диаграма на срязването, се вижда, че ъгълът на съпротивление на срязването ϕ_p при свързаните почви е променлива величина. С растежа на нормалното напрежение p (там σ) ъгълът ϕ_p се намалява. При несвързаните почви $\phi_p = \rho$.

В основата на своя изящен метод Маслов поставя извода

(5,119)

$$\phi_p = \alpha$$

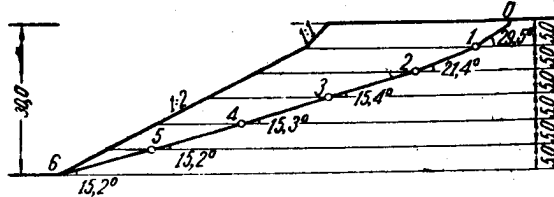
или изразено с думи: за дадена точка по откоса ъгълът на устойчивия откос на свързаните почви се равнява на ъгъла на съпротивление на срязване на почвата, който се определя по следния начин:

(5,120)

$$F_p = \text{tg } \phi_p = \text{tg } \rho + \frac{c}{p_2}$$

(5,121)

$$\phi_0 = \text{arc tg } F_p$$



Фиг. 5—18. Изследване устойчивостта на откосите по F_p -метода на Маслов

На фиг. 5—18 е проведено изследването на познатия от фиг. 5—16 и 5—17 откос.

Откосът се разделя на хоризонтални ивици, като се вземат предвид различните строителни почви, които го съставляват. Те се отделят в самостоятелни ламели.

За различните дълбочини h от повърхността на откоса определяме геоложкия товар по формулата

(5,21)

$$p_2 = h \cdot \Delta \quad [\tau/\text{m}^2]$$

Тогава по формула (5,120) и (5,121) определяме F_p , респ. ϕ_p .

Коефициентът на сигурност, който се изчислява за всяка точка поотделно, се намира по формулата

(5,122)

$$\eta = \frac{\text{tg } \phi_p}{\text{tg } \alpha}$$

където α е ъгълът на откоса (напр. при откос 1 : 2 $\rightarrow \alpha = 26,5^\circ$).

Построяването на устойчивия откос започва от петата на откоса или от долната хоризонтална граница на последната ивица. С транспортир нанасяме съответния ъгъл на съпротивление на срязване ϕ_{p1} , като продължаваме подвижното рамо до пресичане с най-близката нагоре хоризонтала. След това нанасяме следващия ъгъл ϕ_{p2} , продължаваме рамото му до най-близката нагоре хоризонтала и т. н.

Изчисленията за примера са събрани в таблица 5—13.

Таблица 5—13

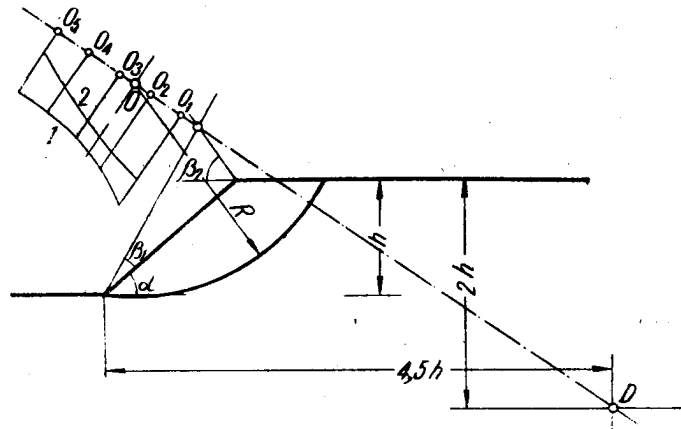
№ на точката	Δ τ/m^2	z м	p_2 τ/m^2	ρ°	$\text{tg } \rho$	c τ/m^2	$\frac{c}{p_2}$	F_p	ψ_p	$\text{tg } \alpha$	η
1	2,0	5	10,0	25	0,466	1,0	0,10	0,566	29,5	1,0	0,566
2	2,0	10	20,0	15	0,288	2,0	0,10	0,388	21,4	0,5	0,780
3	2,0	15	30,0	15	0,288	2,0	0,07	0,275	15,4	0,5	0,540
4	2,0	20	40,0	15	0,288	2,0	0,05	0,273	15,3	0,5	0,536
5	2,0	25	50,0	15	0,288	2,0	0,04	0,272	15,2	0,5	0,532
6	2,0	30	60,0	15	0,288	2,0	0,03	0,271	15,2	0,5	0,581

Следователно по Маслов откосът не е устойчив в нито една точка на контура,

8. ОПРЕДЕЛЯНЕ ЦЕНТЪРА НА НАЙ-НЕБЛАГОПРИЯТНАТА ЛИНИЯ НА СВЛИЧАНЕ

Методите за определяне коефициента на устойчивост на откосите, в основата на които лежи изборът на кръгово-цилиндрична плоскост на свличане, изискват доста време, тъй като се налага многократно да се повтаря цялото изследване с различно избрани линии на свличане и различни центрове, защото е невероятно веднага да попаднем на най-неблагоприятния случай.

Поради това е желателно като първо приближение да бъдат изследвани линии на хлъзгане, които лежат по възможност по-близо до най-неблагоприятния случай. На фиг. 5—19 даваме графически начин за приблизителното определяне на центъра на та-



Фиг. 5—19. Определяне центъра на най-неблагоприятната кръгово-цилиндрична плоскост на свличане

ква линии. Центърът на най-неблагоприятната окръжност лежи на правата (или близо до нея) OD , която се построява по начина, даден на чертежа. При това ъглите β_1 и β_2 се вземат от таблица 5—14.

Таблица 5—14

1,73 : 1	1 : 1	1 : 1,5	1 : 2	1 : 3	1 : 5
α 60°	45°	33,7°	26,5°	18,5°	11,3°
β_1 29°	28°	26°	25°	25°	25°
β_2 40°	37°	35°	35°	35°	37°

По-нататък избираме няколко точки (3—4) по линията OD за центрове на линии на свличането и провеждаме за тях изследване по описания вече начин. Върху перпендикуляра, издигнат от съответния център на изследваната окръжност, нанасяме, както е показано, силите, съпротивляващи се на свличането, а именно числителя на израза за π (5,108), и получаваме крива 1 и силите, предизвикващи свличането, а именно знаменателя на израза за π (5,108), и получаваме крива 2. Където разстоянието

между двете криви е най-малко, там се намира центърът O и най-неблагоприятната линия на свличане. За уточняване на задачата трябва да се изследват една-две точки встрани от правата ON близо до центъра на най-неблагоприятната линия на свличане.

4. ИЗЧИСЛЯВАНЕ УСТОЙЧИВОСТТА НА ОТКОСИТЕ ПРИ ХИДРОДИНАМИЧЕН НАТИСК

Ако откосът, който изследваме, е подложен на действието на подземен поток с депресионна крива, т. е. на хидродинамичен натиск, изследванията на устойчивостта се провеждат по изложените по-горе начини, като влиянието на хидродинамичните сили може да се въведе в изчислението по два идентични начина:

чрез въвеждане на водния подем;

чрез въвеждане на фиктивния ъгъл на триенето.

По първия начин при определянето на съпротивителните усилия (числителя на формулите за коефициента на сигурност) се взема предвид действието на водния подем, като се работи с обемното тегло на почвата под вода δ_n , докато при определянето на движещите усилия (знаменателя на същите формули) водният подем не се взема предвид, т. е. работи се с Δ_b .

При втория начин влиянието на хидродинамичния натиск се предвижда по косвен път, като изчисленията се извършват с помощта на така наречения фиктивен ъгъл на триене ρ_b вместо с действителния такъв ρ .

Това става по формулата

$$(5,123) \quad \operatorname{tg} \rho_b = \frac{\delta_n}{\Delta_b} \operatorname{tg} \rho.$$

Понеже грешката, която ще се направи, обикновено не надминава 3—5%, уравнение (5,123) може да бъде заменено със следното:

$$(5,124) \quad \rho_b = \frac{\delta_n}{\Delta_b} \rho.$$

В уравненията δ_n е обемно тегло на почвата (скелета) под вода (виж разд. IV, гл. Б, т. 2) в г/см³;

Δ_b — максимално обемно тегло (виж разд. IV, гл. Б, т. 2) в г/см³.

При ползуването на метода на Маслов хидродинамичният натиск се взема предвид най-добре чрез въвеждане на фиктивния ъгъл на триене. В такъв случай трябва само да се съобразим с обстоятелството, че уравнение (5,120) се видоизменя така:

$$(5,125) \quad F_{ps} = \operatorname{tg} \rho_b + \frac{c}{\rho_c}.$$

Всички изчисления и по-нататъшни операции се извършват, както бе показано по-горе.

3. ЗЕМЕН НАТИСК

Както беше показано в глава E, откосите на естествено образуваните или изкуствено насипаните земни маси притежават устойчивост до известна гранична стойност на ъгъла на откоса α . Тази гранична стойност α_{max} може да бъде определена по правилата на земната механика със задоволителна достоверност съгласно дадените в цитираната глава указания. Щом ъгълът на откоса α стане по-голям от граничната стойност α_{max} или настъпи неблагоприятно изменение на вътрешните или външните сили, откосът ще започне да се разрушава, като известни негови части ще започнат да се движат дотогава, докато отново настъпи равновесие. В много случаи равновесието на земния масив може да бъде поддържано с помощта на подпорно съоръжение, което трябва да бъде оразмерено по такъв начин, че да може да поеме с необходимата сигурност натиска на строителната почва.

Определянето на земния натиск е важна и необходима част от кръга на задачите по фундаването на инженерните съоръжения. Поради това тези въпроси са били много отдавна предмет на научен и практически интерес. Предполага се, че френският жо-

нен инженер Вобан, живял през XVII столетие, е разработил известна теория за земния натиск, съгласно която е оразмерявал теоретически вярно подпорните съоръжения (стени), които е проектирал и строил. В 1773 г. Кулон поставя началото на теоретическата основа за определяне на земния натиск, като създава така наречената „класическа теория на земния натиск“, запазила и до ден днешен валидността си. В настоящата глава на справочника ще разгледаме само нея. Отправяме вниманието на тези, които се интересуват подробно от днешното състояние на въпроса, към обширните публикации, на брой повече от 400, част от които са цитирани в литературата към настоящата глава.

Знаем, че определянето на земния натиск в общия случай е статически неопределима задача, чието точно решение е възможно само като се вземат предвид взаимните деформации на подпорното съоръжение и строителната почва, упражняваща натиска. Не бива да се забравя, че в този смисъл строгото решение на тази задача представлява един от най-трудните и още неразрешени проблеми на земната механика.

Класическата теория на земния натиск разглежда въпроса за земния натиск като статически определима система (т. е. без да се спира на деформациите), приемайки най-често формата и положението на плъзгателните повърхнини за известни. Точно решение на задачата дадоха В. В. Соколовски (аналитично) и С. С. Голушкевич (графоаналитично) въз основа на разработените от тях общи методи за разрешаване задачите на теорията на граничното равновесие на свързаните и несвързаните строителни почви — „теория на пластичността“ (виж гл. Б, т. 1, в). Поради големите трудности от математичен характер, които се явяват при „точното“ третиране на въпросите около изчисляването на земния натиск, на практика се възприема определянето му да става с помощта на опростени формули и по графически начини.

1. ГРАНИЧНИ СТОЙНОСТИ НА ЗЕМНИЯ НАТИСК

Ако се напълни един сандък със строителна почва (напр. пясък), тя ще окаже известен страничен натиск върху стените му. Този страничен натиск на почвата наричаме в общия случай земен натиск. Големината му зависи от вида на почвата, начина на запълването на сандъка, податливостта на стените му и т. н. Ако стените на сандъка са неподатливи и неогъваеми, земният натиск в този случай се нарича „земен натиск в случай на покой“ и големината му не може да бъде изчислена, а само експериментално определена.

Да допуснем, че едната от стените на сандъка може да бъде придвижвана както в посока към насипаната строителна почва, така и в обратна посока. Ако придвижим подвижната стена на сандъка така, че насипаната почва да може да разшири обема си, т. е. отдалечаваме стената от почвата, при достатъчно голямо придвижване ($\sim 0,0005$ от височината на стената) известна част от насипа ще последва стената. Това движение на почвата ще се извърши по плъзгателна повърхнина, образувана в почвения масив. Щом то настъпи, „земният натиск в случай на покой“ започва да намалява, за да достигне минималното си значение, наречено „активен земен натиск“ (или само „земен натиск“), чиято стойност се запазва непроменена при по-нататъшното отдалечаване на стената от почвата.

Ако от изходното положение започнем да придвижваме стената на сандъка към насипаната в него строителна почва, т. е. започнем да уплътняваме почвата, при достатъчно голямо придвижване (около $0,03 \sqrt{h^3}$ — където h е височината на стената) известна част от насипа ще започне да се хлъзга по плъзгателна повърхнина, образувана в почвения масив. В този случай първоначалният земен натиск в сандъка, наречен „земен натиск в случай на покой“, започва да расте, за да достигне максималната си стойност, наречена „пасивен земен натиск“ (или „земно съпротивление“), чиято стойност остава непроменена при по-нататъшното придвижване на стената към почвата.

От казаното дотук е ясно, че стойността на „земния натиск в случай на покой“ се намира между двете гранични величини — „активния“ и „пасивния“ земен натиск, които за даден вид почва, достатъчно придвижване на стената и определени гранични условия имат определена стойност. Освен това е ясно, че за настъпването на максималната гранична стойност на земния натиск (пасивния земен натиск) е необходимо подпорното съоръжение да извърши значително по-голямо движение, отколкото е необходимо за

т установяването на минималната стойност — активния земен натиск. Последното обстоятелство е извънредно важно в случаите, когато инженерното съоръжение, което изчисляваме, трябва да мобилизира цялостното земно съпротивление за обезпечаване на достатъчна сигурност, но често пъти не му се отдава нужното внимание.

Когато върху стените на сандъка (или върху подпорното съоръжение) действа „земният натиск в случай на покой“ E_0 , вътрешните напрежения в почвата (срязващите напрежения) са без определена ориентировка и са различно големи. Поради това, както бе изтъкнато по-горе, E_0 не може да бъде определено. С настъпването на двете гранични състояния обаче положението коренно се изменя. При установяването на земния натиск (активен земен натиск) E_a срязващите напрежения в плъзгателната повърхнина добиват максимално значение и посоката им е известна (максималното отклонение от перпендикуляра е равно на ъгъла на вътрешното триене на почвата). Аналогичен е случаят и със земното съпротивление E_p (пасивен земен натиск). Поради това земният натиск E_a и земното съпротивление E_p могат да бъдат изчислени съгласно предположенията на класическата теория, т. е. щом като са известни: посоката на земния натиск (или съпротивлението) върху стената, обемното тегло и якостните свойства на почвата (ъгъл на вътрешно триене, кохезия) и формата на плъзгащото се тяло (граничните условия и формата на плъзгателната повърхнина). За оразмеряването на инженерните съоръжения са меродавни граничните стойности E_a и E_p , докато E_0 не е интересно за съоръжението. Важно е, че „земният натиск в случай на покой“ E_0 не може да надмине нито E_a , нито E_p .

За да се илюстрира по-ясно казаното, ще разгледаме следното положение. Да предположим, че вътрешните напрежения в състояние на равновесие на даден почвен масив са по-големи и по-неблагоприятно насочени, отколкото при установяването на долната гранична стойност E_a . Докато масивът е в равновесие и подпорното съоръжение поддържа стабилитета си, тези вътрешни напрежения не са меродавни за равновесието на съоръжението. Щом по известни причини настъпи движение на съоръжението и след това го последва придвижване на земния масив, то ако това движение предизвика установяването на минималната величина E_a (активен земен натиск), ясно е, че съоръжението трябва да е оразмерено тъкмо за тази минимална величина, за да не настъпи разрушение на почвения масив. Ако по начало сме оразмерили съоръжението за E_a , във всеки случай при установяване на активния земен натиск то ще изпълни предназначението си.

Аналогични разсъждения могат да бъдат направени и са валидни за пасивния земен натиск.

Плъзгателните повърхнини, по които се придвижва почвеният масив при прекриването на граничното равновесие, са най-често криви повърхнини. За опростяване на анализа, както и на графичните методи при определянето на земния натиск E_a и земното съпротивление E_p , основоположниците на класическата теория Кулон и Ренкин приемат, че плъзгателните повърхнини са равнини (плоскости). Впоследствие бяха създадени редица допълнителни методи за определяне на земния натиск, при които се възприемат най-различни форми на плъзгателната повърхнина, като например начупен полигон от плоскости, криви повърхнини (цилиндрични, циклоидални, логаритмично-спирални и др.), съставни повърхнини от криви повърхнини и равнини (прави повърхнини) и т. н. С това бяха внесени в някои случаи значителни подобрения в съществуващите методи, като получените резултати се доближиха до експерименталните данни, но заедно с това бе внесено неизбежното усложнение в изчислителната и графико-конструктивната част от решението на проблемата. Поради това в по-нататъшното изложение ще се спрем само на методите, които при определянето на E_a и E_p използват плъзгателни повърхнини (прави равнини). Трябва да бъде изтъкнато, че за определянето на земния натиск E_a използването на тези методи е напълно оправдано, тъй като получените резултати практически не се различават от онези, получени по другите начини, и добре се покриват с експерименталните данни. При определянето на земното съпротивление E_p обаче трябва да бъде направено известно ограничение. В случаите, когато ъгълът на триене между почва и стена δ е по-малък от $\frac{1}{3}$ от ъгъла на вътрешното триене на строителната почва ρ , земното съпротивление може да бъде определено по методите, използващи прави повърхнини на плъзгане — грешката, която в случая допускаме, е малка. В случаите обаче, когато $\delta \geq \frac{\rho}{3}$, грешката бързо нараства с нарастването на δ , поради това определянето на земното съпротивление не бива да се извър-

шва по методите, в основата на които лежи използването на прави плъзгателни повърхнини, а трябва да бъде приложен ляко от методите, използващи криви плъзгателни повърхнини.

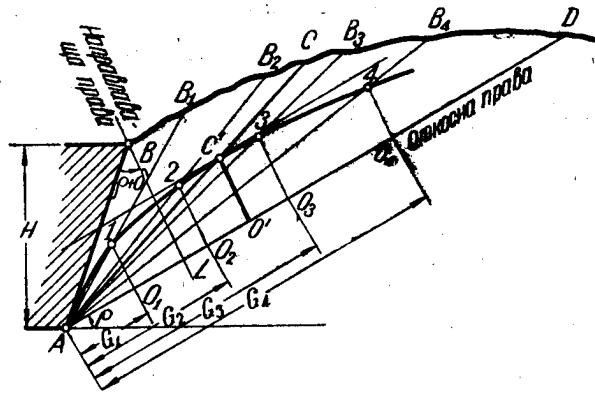
След тези няколко предварителни забележки може да пристъпим към определянето на земния натиск и земното съпротивление.

2. ГРАФИЧНИ МЕТОДИ ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ЗЕМНИЯ НАТИСК (АКТИВНИЯ ЗЕМЕН НАТИСК) E_a

а) Кулманова линия на земния натиск

Кулмановият извод, базиращ се на равновесието между трите сили: тегло на хлъзгащия се земен клин по произволна плъзгателна повърхнина, съпротивление вследствие триене по нея и земен натиск, показва, че силовите триъгълници, получени за различни плъзгателни повърхнини, са подобни.

Кулман умело използва това положение, въз основа на което изгражда следния графичен метод за определяне на земния натиск E_a (фиг. 5—20).



Фиг. 5—20. Кулманова линия на земния натиск

През долния заден ръб A на подпорната стена се прекарва „откосната права“ AD , наклонена под ъгъл ρ спрямо хоризонталната линия в посока, обратна на часовата стрелка, а през горния заден ръб B се прекарва „направляващата права“ BL (може да бъде прекарана и през A), наклонена спрямо гърба на стената AB под ъгъл $\rho + \delta$ също в посока, обратна на часовата стрелка. През A прекарваме правите AB_1, AB_2 и т. н., които разделят земното клинообразно тяло ABD на отделни призми ABB_1, ABB_2, ABB_3 и т. н.¹ Определяме теглата на тези клинообразни призми по формулата

$$(5,126) \quad G_n = F_n \cdot \Delta \quad [\text{т/м}],$$

където G_n е теглото на n -тата земяна призма в т;

F_n — лице на триъгълника ABB_n в м^2 ;

Δ — обемно тегло на строителната почва в естествено състояние в т/м^3 .

¹ Да се има предвид, че изследването се извършва винаги за един откъс от подпорната стена и строителната почва с широчина 1,0 м, изрязан по дължината на стената, т. е. в посока, перпендикулярна на чертежната плоскост. Тъй като ние работим с вертикалната проекция на този откъс върху чертежната равнина, то всички плъзгателни плоскости на чертежа са линии, а всички земни призматични тела са изобразени с техните основи, които са триъгълници.

Теглата нанасяме в известен мащаб по „откосната линия“ от точката A , както показано на чертежа, и получаваме съответно точките O_1, O_2, O_3 и т. н. През последните прекарваме отсечките O_1, O_2, O_3 и т. н. успоредно на „направляващата права“ BL до пресичането им със съответните прави AB_1, AB_2, AB_3 и т. н. Получените по този начин точки 1, 2, 3 и т. н. съединяваме с плавна крива и получаваме така наречената Кулманова линия на земния натиск. Ясно е, че колкото повече земни клинове вземат участие в определянето на Кулмановата линия, толкова по-точно ще можем да я начертаяме. На практика 4—5 точки са достатъчни. Накрая прекарваме тангента към Кулмановата крива успоредно на „откосната права“ AD . През точката на тангирането C' преминава най-неблагоприятната плъзгателна плоскост AC , на която съответствува най-голямото значение на земния натиск E_a . То се отчита в мащоба, в който са нанесени теглата G , по отсечката $O'C'$, успоредна на „направляващата права“ BL .

Ако земната повърхност BD е равнина (на чертежа права линия), определянето се улеснява, тъй като в този случай вместо теглата G_1, G_2 и т. н. нанасяме отсечките BB_1, BB_2 и т. н. по „откосната права“. При отчитането на земния натиск е необходимо да бъде само изяснен въпросът с възприетия мащаб.

Следователно за определянето на земния натиск е необходимо да са известни контурните условия (т. е. наклонът на подпорната стена и наклонът на земната повърхнина зад стената), ъгълът на вътрешното триене на строителната почва ρ , обемното ѝ тегло в естествено състояние Δ и ъгълът на триене между подпорната стена (зидария, бетон и пр.) и строителната почва δ . Контурните условия се вземат от идейния проект. Ъгълът на вътрешното триене ρ се определя по лабораторен път (разд. IV, гл. В, т. 2) или се избира в съответствие с вида на строителната почва от табл. 4—27. Обемното тегло се определя на място или в лабораторията по земна механика (разд. IV, гл. Б, т. 2,б) или се избира от табл. 4—7. Ъгълът на триене между подпорната стена и строителната почва δ се приема най-често равен на нула. В по-важните случаи може да се наложи лабораторното му определяне или установяването му на терена.

Що се касае до определянето на приложната точка на земния натиск върху подпорната стена, виж по-долу (подточка в).

б) Конструкция на Понсле

В случай че земната повърхнина зад подпорната стена BD е равнина, Понсле дава следната графична конструкция за определянето на най-неблагоприятната плъзгателна плоскост и на съответстващия ѝ земен натиск (виж фиг. 5—21).

„Направляващата права“ BL и „откосната права“ AD се нанасят както при Кулмановия метод (подточка а). Върху диаметъра AD се построява полуокръжността AID . От точката L се издига перпендикулярът LI . Правим $AI = AO$. През O прекарваме правата OC , успоредна на „направляващата“ BL .

AC представлява най-неблагоприятната плъзгателна плоскост. От точката C спускаме перпендикуляр CN към „откосната права“ AD и получаваме точка N . Земният натиск се изчислява по формулата

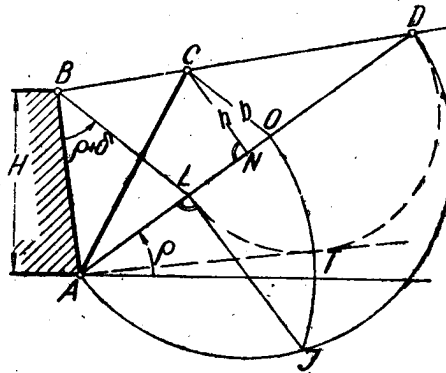
$$(5,127) \quad E_a = \frac{b \cdot h}{2} \cdot \Delta \quad (\text{т/м}),$$

където b е основа на „триъгълника на земния натиск“ в м;

h — височина на същия в м;

Δ — обемно тегло на строителната почва в естествено състояние в т/м³.

На същата фигура е показана с пунктир сходна конструкция, удобна в случаите, когато не разполагаме с достатъчно място.



Фиг. 5—21. Конструкция на Понсле за определяне на земния натиск

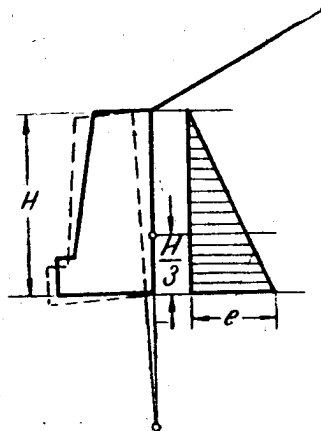
Разликата в двете конструкции е само тая, че построяваме полуокръжността LTD върху диаметъра LD , а не върху AD и прекарваме тангентата AT към нея. Правим $AT=AO$. Останалото е същото, както бе изложено по-горе.

Освен разгледаните методи на Кулман и Понсле известни са още много други графични начини (на Енгесер, Винклер, Мунд и др.) за определянето на земния натиск E_a . Подробности за тях могат да бъдат намерени в цитираната литература.

в) Посока и диаграма (приложна точка) на земния натиск

В изнесеното по-горе ставаше дума само за големината на земния натиск, а за неговата посока, разпределението му върху подпорната стена, а оттам и за приложната му точка досега не бе споменато нищо.

Както за определянето на големината на E_a бе необходимо да се направят някои предположения за известно придвижване на подпорното съоръжение, така и при разсъжденията за посоката и диаграмата на земния натиск е необходимо да се допусне такова подаване на стената.



Отместването на подпорната стена може да се извърши по няколко начина: то може да бъде завъртане около една ос, намираща се под подпорното съоръжение или над него, или да бъде паралелно преместване. На тези три основни вида отместване съответствуват определени диаграми на разпределение на земния натиск (фиг. 5—22, 5—23, 5—24). На практика най-често се среща първият случай, показан на фиг. 5—22, при който подпорната стена е построена върху сравнително здрава основа и тя се завъртва около ос, намираща се под нея. Ето защо ние работим почти винаги с триъгълна диаграма за разпределение на земния натиск по гърба на подпорното съоръжение. Основата на този триъгълник e_a (фиг. 5—22) се изчислява по следния начин:

Фиг. 5—22. Диаграма на земния натиск при завъртане на подпорната стена около ос, намираща се под съоръжението

$$(5,128) \quad e_a = \frac{2E_a}{H} \quad [\tau/\text{m}^2],$$

където

E_a е земният натиск, определен по Кулман или Понсле в τ/m ;

H — височина на подпорната стена в м.

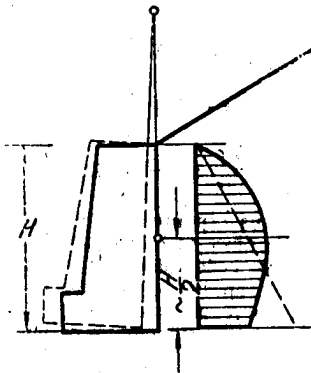
Ако E_a е определен по Понсле, тогава получаваме

$$(5,129) \quad e_a = \frac{b \cdot h \cdot \Delta}{H} \quad (\tau/\text{m}^2).$$

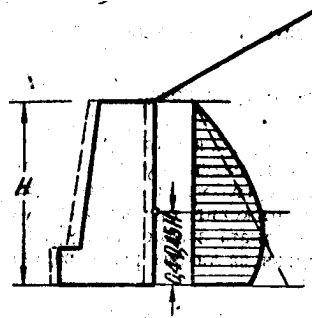
Както показва (5,129), e_a представлява същевременно и земния натиск за единица височина от стената.

Приложната точка на земния натиск E_a се вижда от фиг. 5—22, 5—23, 5—24. Ясно е, че при придвижване съгласно случаите, показани на фиг. 5—23 и 5—24, условията за равновесие на подпорното съоръжение могат да се изменят рязко в неблагоприятна посока в сравнение с общоприетия случай на изследване (фиг. 5—22). Ето защо е необходимо да се изяснят подробно условията за вида на придвижването на съоръженията. Това става въз основа на изучаване на физико-механичните свойства на почвите под и зад подпорните съоръжения и кинематичните възможности на системата съоръжение—почва.

За пример ще посочим само, че случаят, показан на фиг. 5—23, настъпва най-често при укрепяването на фундаментни и други ями, т. е. меродавен е за оразмеряването на хоризонталните подпори (разпонките) на крепежа.



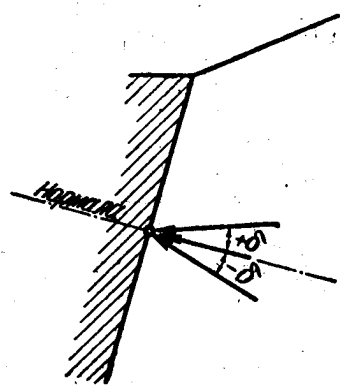
Фиг. 5—23. Диаграма на земния натиск при завъртане на подпорната стена около ос, намираща се над съоръжението



Фиг. 5—24. Диаграма на земния натиск при успоредно преместване на подпорната стена

Посоката на земния натиск върху подпорното съоръжение зависи от относителното движение между почва и съоръжение и от коефициента на триене между тях. Ако пренебрегнем триенето, т. е. ако приемем $\delta=0$, земният натиск ще действа в посоката (съпада с нормалата) на повърхнината, разделяща съоръжението и почвата (гърба на стената). В случай че почвата се смъква надолу по тази повърхнина, земният натиск E_a е наклонен под ъгъл $+\delta$ към нормалата; в случай че това става нагоре по стената, E_a е наклонен под ъгъл $-\delta$ към нормалата (фиг. 5—25). Обикновено на практика се среща случаят, когато земният натиск е наклонен под ъгъл $+\delta$ към нормалата. Трябва да се има предвид, че най-неблагоприятно е положението, когато ъгълът δ е отрицателен. В този случай стойността на E_a е най-голяма, тъй и при изследване устойчивостта на подпорното съоръжение посоката на E_a е най-неблагоприятна. При наклон на земния натиск $+\delta$ спрямо нормалата случаят е най-благоприятен. Когато се пренебрегва триенето, т. е. $\delta=0$, сме по-близо до втория от двата цитирани случая. Поради това много често при графическото или аналитичното определяне на земния натиск се приема $\delta=0$, още повече че установяването на знака и стойността на ъгъла на триенето между почва и съоръжение δ е сложна, дълготрайна и скъпа работа. При по-важни и големи съоръжения се препоръчва това определяне да се извърши, тъй като то може да доведе до значителни икономии.

За по-маловажни случаи от практиката, когато подпорното съоръжение се изгражда върху сравнително здрава основа, оразмеряването му може да бъде извършено, като изберем δ от таблица 5—15.



Фиг. 5—25. Посока на земния натиск върху подпорната стена

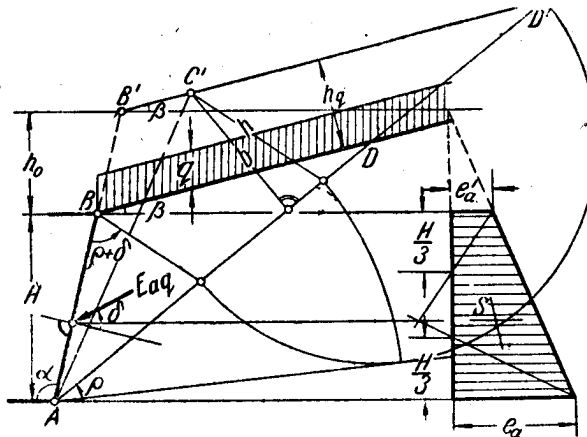
Таблица 5—15

Вид на строителната почва	Ъгъл на триене между почва и стена
Водонаситени свързани почви	$0 \leq + \vartheta < \frac{\rho}{3}$
Водонаситени несвързани почви	$\frac{\rho}{2} < + \vartheta < \frac{2\rho}{3}$
Естествено сухи почви	$\frac{2\rho}{3} \leq + \vartheta \leq \frac{3\rho}{4}$

Забележка. ρ е ъгълът на вътрешното триене на строителната почва. При използването на данните от таблица 5—15 не бива да се забравя, че изборът на ϑ играе голяма роля и се отразява много рязко върху себестойността на проектираното съоръжение, оразмерявано за земен натиск E_a . Интересно е да бъде отбелязано, че абсолютната стойност на E_a , изчислена по различни методи, далеч не е в състояние да предизвика такова рязко влияние върху себестойността на подпорните стени както ϑ .

г) Определяне на земния натиск при наличие на непрекъснат равномерен товар

Наличието на равномерно разпределен товар върху земната повърхност зад стената действащ във вертикална посока, не затруднява определянето на земния натиск E_a . На фиг. 5—26 е разгледан такъв случай и е дадено графичното решение за установяване на земния натиск.



Първата стъпка е вертикалният товар да бъде превърнат в равностоеен земен пласт (т. е. даващ същото специфично натоварване), който си представяме, че лежи върху земната повърхност зад стената и притежава дебелина h_q . Еквивалентната височина h_q се изчислява по видоизменената формула (5,21)

$$(5,130) \quad h_q = \frac{q}{\Delta} \text{ [м]},$$

където q е равномерно разпределен вертикален товар в т/м^2 ;

Δ — обемно тегло на строителната почва в естествено състояние в т/м^3 .

Фиг. 5—26. Определяне на земния натиск при наличието на непрекъснат равномерен товар зад стената

При нанасянето на h_q трябва да се има предвид, че то се извършва в посока, перпендикулярна на земната повърхнина.

Вместо h_q със същия резултат може да бъде използвана и така наречената „редуцирана височина“ h_0 , която се изчислява по формулата

$$(5,131) \quad h_0 = \frac{q}{\Delta} \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)} \text{ [м]},$$

където α е ъгълът между стената и хоризонталата ;
 β — ъгълът, под който земната повърхност е наклонена спрямо хоризонталата ;
 останалите обозначения са дадени при формула (5,130).

Правата AB се продължава до пресичането ѝ с правата $B'D'$. След това се прави графичната конструкция по Понсле, както бе показано по-горе (подточка б), като предполагаме, че височината на стената е $H+h_0$ и че почвата зад стената е насипана до равнината $B'D'$. Земният натиск E_a за тези условия се изчислява по формула (5,127), а основата на триъгълната диаграма e_a — по формула (5,129). Тъй като в действителност височината на стената е H , а почвата е насипана зад стената само до равнината BD , прекарваме хоризонтална права през точката B , която отсича от триъгълната диаграма шрафирания трапец. Последният представлява земният натиск E_{aq} действащ върху подпорната стена. Той се определя по формулата :

$$(5,132) \quad E_{aq} = \frac{e_a + e'_a}{2} \cdot H \quad [\text{т/м}],$$

където

$$(5,133) \quad e'_a = \frac{h_0}{h_0 + H} \cdot e_a \quad [\text{т/м}^2].$$

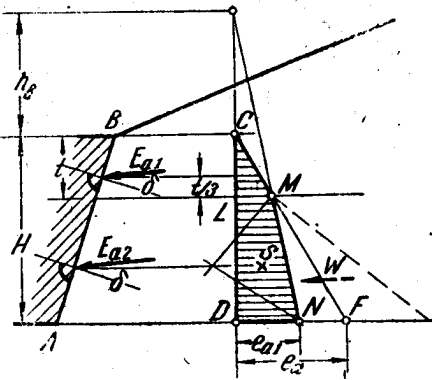
От чертежа се вижда как се определят приложната точка и посоката му върху стената.

В случай че земната повърхност зад стената е начупена или крива линия със или без допълнителен вертикален товар, определянето на земния натиск се извършва по метода на Кулман, след като превърнем вертикалния товар в равностоеен земен пласт по формула (5,130) или като прибавим към теглата на земните призми съответния допълнителен вертикален товар.

д) Определяне на земния натиск при наличие на подземна вода

Ако в строителната почва зад подпорната стена има подземна вода, това усложнява общата статическа картина, тъй като влиянието на подземната вода може да даде отражение в най-различна посока. Най-напред водата намалява земния натиск, тъй като обемното тегло на строителната почва под вода е по-малко (виж формула 4,23). При това обаче общият страничен натиск върху стената може да се увеличи, ако към земния натиск се прибави и пълният воден натиск. Наличието на вода може да измени ъгъла на триене между почва и стена δ , който става по-малък и дори равен на нула (виж табл. 5—15). Освен това водата оказва воден подем върху подпорното съоръжение, а в някои случаи и хидродинамичен натиск. Не са изяснени още въпросите около влиянието на водата върху кохезията и набъбването на свързаните почви, които се намират зад подпорните стени, а оттам влиянието им върху земния натиск. Много случаи из нашата строителна практика (напр. Петроханските деривации и др.) сочат за неблагоприятното влияние на водата във връзка със земния натиск върху подпорните съоръжения.

Разбира се, че всичко гореказано не може да бъде взето предвид при графичното определяне на земния натиск, когато строителната почва зад стената се намира изцяло или отчасти под вода. Поради това следващата графична схема (фиг. 5—27) дава отговор само на една част от проблемите, които по-горе бяха бегло засегнати.



Фиг. 5—27. Определяне на земния натиск при наличието на вода в почвата

Задачата се решава, като най-напред по някои от разглежданите методи (Кулман или Понсле) се определи земният натиск E_a без оглед на наличната подземна вода. Построява се диаграмата на земния натиск ΔCDF , като e_a се изчислява по формула (5,128). След това се изчислява „редуцираната височина“

$$(5,134) \quad h_s = \frac{\Delta - \delta_n}{\delta_n} \cdot t \text{ [м]},$$

където t е разстоянието от нивото на подземната вода до короната на подпорната стена в м;

Δ — обемното тегло на строителната почва в естествено състояние в т/м³;

δ_n — същото, но под вода, формула (4,23), в т/м³.

Сега вече може да бъде прекарана правата KN , която определя окончателния земен натиск върху оная част на подпорната стена, която се намира под нивото на почвената вода. Правата KN минава през точката M , която се получава от пресичането на нивото на подземната вода и хипотенузата CF на триъгълната диаграма на земния натиск E_a без подземна вода.

По този начин се получават двете компоненти на земния натиск върху подпорната стена: E_{a1} равна на лицето на триъгълника GLM и E_{a2} равна на лицето на трапеца $DLMN$. Приложните им точки и посоките на действие се виждат от фигурата.

Ако нивото на подземната вода пред подпорната стена по една или друга причина се поддържа на котата на стъпчата η , то към земния натиск E_a под нивото на почвената вода трябва да бъде прибавен и пълният воден натиск w . Освен по графичен път ($e_{a1} = DN$) e_{a1} може да бъде изчислено и по формулата

$$(5,135) \quad e_{a1} = e_a \frac{t}{H} \cdot \frac{H+h_s}{t+h_s} \quad [\text{т/м}^2].$$

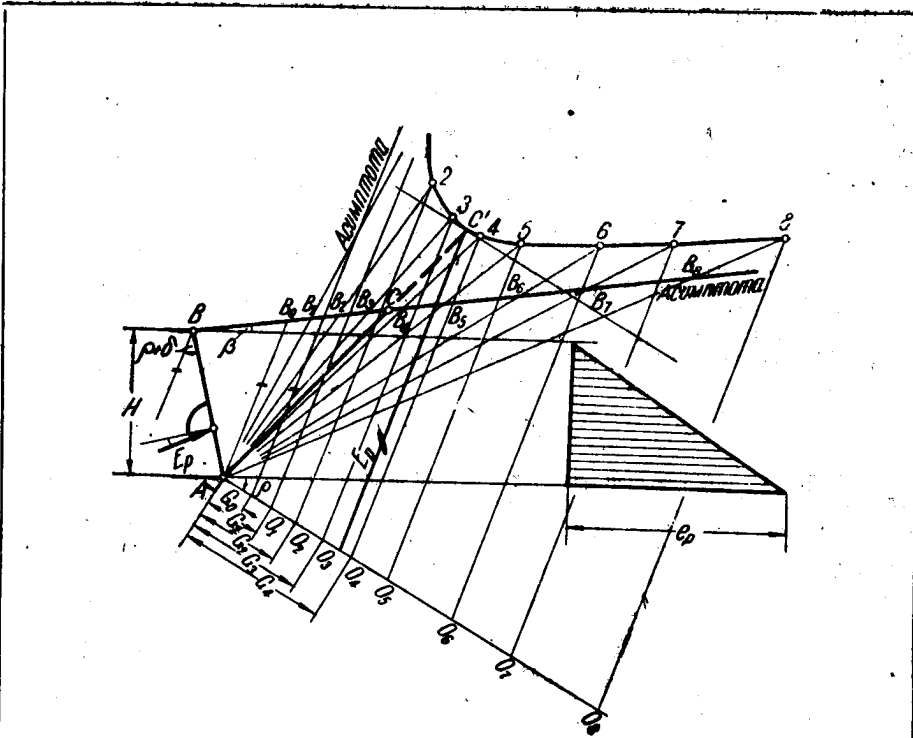
3. ГРАФИЧНИ МЕТОДИ ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ЗЕМНОТО СЪПРОТИВЛЕНИЕ (ПАСИВЕН ЗЕМЕН НАТИСК)

а) Кулманова линия на земното съпротивление

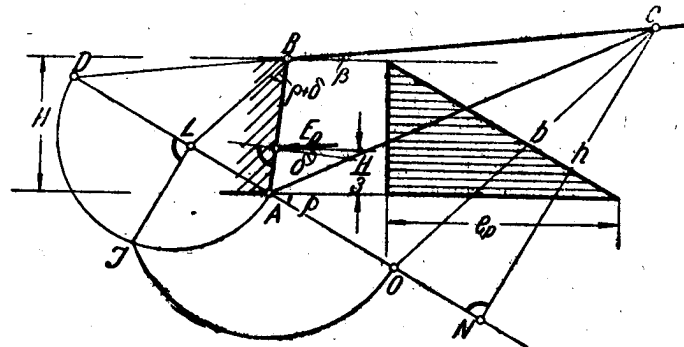
На фиг. 5—28 е показано графичното определяне на земното съпротивление по Кулман. По принцип то се извършва по подобие на описаната и показана на фиг. 5—20 конструкция. Разликата се състои само в напасането на „откосната“ и „направляващата“ права. Първата е наклонена спрямо хоризонталата под ъгъл ρ , но в посока на часовата стрелка, а втората — под ъгъла $\rho + \theta$ спрямо гърба на стената също в посока на часовата стрелка. При определянето на земния натиск (фиг. 5—20) ъглите се нанасяха в посока, обратна на часовата стрелка. След това разделяме почвеното тяло зад стената на отделни клинообразни призми ABB_1 , ABB_2 и т. н., на които определяме теглата съгласно с формула (5,126). Последните се нанасят в известен мащаб по „откосната линия“, както е показано на чертежа; така се получават точките O_1 , O_2 , O_3 и т. н. През тях се прекарват прави, успоредни на „направляващата права“, до пресичането им със съответстващите плъзгателни прави AB_1 , AB_2 и т. н. По този начин се получават точките 1, 2, 3 и т. н., които се съединяват с плавна крива. На практика са достатъчни 4—6 точки, за да построим Кулмановата линия на земното съпротивление с желаната точност. Накрая прекарваме тангента към Кулмановата крива, успоредна на „откосната права“. През точката на тангирането C' минава най-неблагоприятната плъзгателна плоскост AC , на която съответствува най-малкото значение E_p на земното съпротивление. То се отчита направо от чертежа в мащаба, в който са нанесени теглата на клинообразните земни призми.

б) Конструкция на Понсле

В случай че земната повърхнина зад стената е равнина, Понсле дава графична конструкция, аналогична (фиг. 5—29) на разглежданата вече при определянето на земния натиск (фиг. 5—21), с помощта на която можем да определим земното съпротивление E_p (пасивния земен натиск).



Фиг. 5—28. Кулманова линия на земното съпротивление



Фиг. 5—29. Конструкция на Понсле за определяне на земното съпротивление

„Направляващата права“ BL и „откосната права“ AD се нанасят както при Кулмановия метод (ъглите ρ и $\rho+\delta$ се нанасят в посока на часовата стрелка). Върху диаметъра AD се построява полуокръжността AID . От точката L се издига перпендикулярът LI . Правим $AI=AO$. През O се прекарва правата OC , успоредна на „направляващата“ BL . Тогава AC представлява най-неблагоприятната плъзгателна площ. От точката C се спуска перпендикуляр CN към „откосната права“ AD и се получава точка N . Земното съпротивление се изчислява по дадената вече формула (5,127).

$$E_p = \frac{b h}{2} \cdot \Delta \text{ [г/м]}.$$

По отношение на посоката, приложната точка и разпределянето на земното съпротивление по гърба на стената могат да бъдат направени разсъждения, аналогични на изложените в точка 1, в.

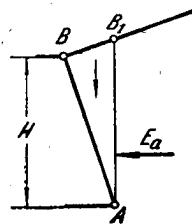
Основата на триъгълната диаграма на разпределяне на земното съпротивление e_p се определя по начин, аналогичен на определянето на e_a , а именно:

$$(5,136) \quad e_p = \frac{2E_p}{H} \text{ [г/м}^2\text{]}.$$

Разгледаните дотук случаи за определяне на земния натиск E_a и земното съпротивление E_p не засягат установяването на тези гранични стойности при подпорни стени с начупен гръб, при строителна почва от различни пластове с различни физико-механични свойства, при натоварена почва зад стената с единични сили, при наличие на сцепление в почвата и т. н. Тези случаи са разгледани в специалната литература, дадена на края на раздел V.

4. АНАЛИТИЧНИ И ДРУГИ МЕТОДИ ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ЗЕМНИЯ НАТИСК E_a И ЗЕМНОТО СЪПРОТИВЛЕНИЕ E_p

Съществуват множество различни таблици, номограми, диаграми и т. н., от които бързо и достатъчно точно могат да бъдат отчетени необходимите коефициенти, с чиято помощ се изчислява земният натиск или земното съпротивление. Тук ще споменем, само таблиците на Край, Како-Керизел, номограмите на Блум, диаграмите на Зайферт и особено ценните данни на Соколовски.



Фиг. 5—37

По-долу са дадени таблично готови формули за различни срещани се в практиката случаи, с помощта на които по аналитичен път може да бъде изчислен земният натиск или земното съпротивление. Да се има предвид, че формулите са валидни за $\delta=0$ т. е. при извода им е пренебрегнато триенето между строителната почва и гърба на подпорната стена.

Таблицата може да бъде използвана и за определяне на земното съпротивление E_p . В такъв случай навсякъде във формулит-положителният знак на ъгъла на вътрешното триене трябва да бъде заменен с отрицателен и обратно, т. е. вместо ρ трябва да бъде поставено $(-\rho)$.

Ако строителната почва зад стената е водонаситена (потопена във вода), то вместо Δ трябва да изчисляваме с δ_n — обемното тегло на строителната почва под вода, — определено по формула (4,23), или

$$(5,154) \quad \delta_n = (\gamma - 1,0) \cdot (1 - n) \text{ [г/см}^3\text{]},$$

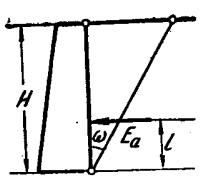
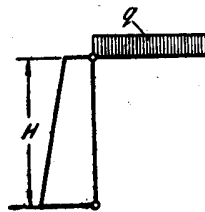
където γ е специфично тегло на строителната почва в г/см^3 ;

n — обем на порите $\%$.

Ако условията изискват, към земния натиск трябва да бъде прибавен и пълният воден натиск.

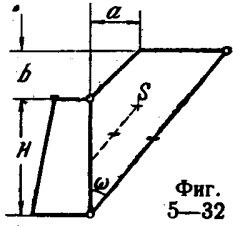
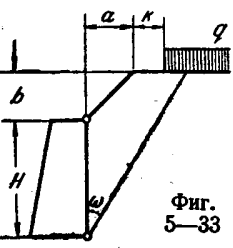
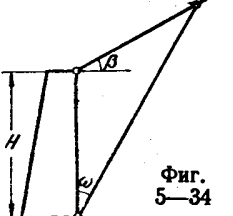
В случай че гръбът на стената е начупен или наклонен напред (фиг. 5—37), формулите от таблицата също могат да бъдат използвани. За целта прекарваме през задния ръб на стъпката на стената A вертикалната права AB_1 до пресичането ѝ с по-

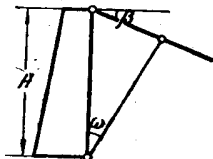
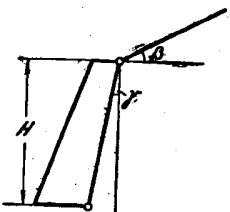
Таблица 5—16

№ по ред	Контурни условия	Ъгъл на плъзгателната плоскост ω	Земен натиск E_a	Разстояние на приложната точка от стъпката на стената
1	2	3	4	5
1	 <p>Фиг. 5—30</p>	(5,137) $45^\circ - \frac{\rho}{2}$	(5,138) $\frac{H^2 \cdot \Delta}{2} \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right)$	(5,139) $l = \frac{H}{3}$
2	 <p>Фиг. 5—31</p>	(5,137) $45^\circ - \frac{\rho}{2}$	(5,140) $\frac{H \cdot \Delta}{2} (H + 2h_q) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right)$ (5,130) $h_q = \frac{q}{\Delta}$	(5,141) $\frac{H}{3} \cdot \frac{H + 3h_q}{H + 2h_q}$

264

Продължение

1	2	3	4	5
3	 <p>Фиг. 5-32</p>	<p>(5,142)</p> $\operatorname{tg} \omega = -\operatorname{tg} \rho + \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \rho \left[1 + \frac{ab}{(H+b)^2 \operatorname{tg} \rho} \right]}$	<p>(5,143) $\frac{[(H+b)^2 \cdot \operatorname{tg} \omega - ab] \cdot \Delta}{2 \operatorname{tg} (\omega + \rho)}$</p>	<p>Виж фиг. 5-32</p>
4	 <p>Фиг. 5-33</p>	<p>(5,144)</p> $\operatorname{tg} \omega = -\operatorname{tg} \rho + \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \rho + \frac{2B}{A \cdot \sin 2\rho}}$ <p>(5,141)</p> $A = (H+b) \left(\frac{H+b}{2} + h_q \right)$ <p>(5,146)</p> $B = \left(a \cdot h_q + \frac{ab}{2} + k \cdot h_q \right)$ <p>(5,137) $h_q = \frac{q}{\Delta}$</p>	<p>(5,147) $\frac{A \cdot \operatorname{tg} \omega - B}{\operatorname{tg} (\omega + \rho)} \cdot \Delta$</p>	<p>Както случай 3</p>
5	 <p>Фиг. 5-34</p>	<p>(5,148)</p> $\operatorname{tg} \omega = \frac{-\operatorname{tg} \rho + \sqrt{\sec^2 \rho - \frac{2 \operatorname{tg} \beta}{\sin^2 \rho}}}{1 - \frac{2 \operatorname{tg} \beta}{\sin 2\rho}}$ <p>(5,150) при $\beta = \rho: 90^\circ - \rho$</p>	<p>(5,149)</p> $\frac{H^2 \Delta \cos \beta}{2} \frac{\sin \omega}{\cos (\beta + \omega) \operatorname{tg} (\omega + \rho)}$ <p>(5,151) $H^2 \cdot \Delta \cdot \cos^2 \rho$</p>	<p>Приблизително $\frac{H}{3}$</p>

<p>6</p>  <p>Фиг. 5—35</p>	<p>Както случай 5, но с обратен знак за β</p>	<p>Както преди, но с обратен знак за β</p>	<p>$\frac{H}{3}$</p>
<p>7</p>  <p>Фиг. 5—36</p>	<p>Определя се земният натиск E_a върху вертикална стена (случай 5). Земният натиск върху наклонената стена E'_a е равен на</p> <p>(5,153) $E'_a = E_a (1 - \text{tg } \gamma \cdot \text{tg } \rho)$</p>	<p>(5,152) $\frac{H^2 \Delta}{2} \cdot \frac{\cos \rho}{1 + \sqrt{2} \cdot \sin \rho}$</p>	

Обяснения към таблицата:
 ρ — ъгъл на вътрешното триеше;
 Δ — обемно тегло на строителната почва в естествено състояние в т/м³

върхността на почвата и определяме земния натиск или съпротивление) на плоскостта AB_1 . Истинската големина на земния натиск по наклонената плоскост AB получаваме като геометричен сбор на определения натиск и теглото на земната призма ABB_1 .
 Всестранното използване на таблица 5—16 проличава най-ярко от факта, че тя може да бъде прилагана и в случай че строителната почва зад стената е свързана, т. е. притежава сцепление (кохезия). За целта ъгълът ρ във формулите трябва да бъде заменен с „приравнения“ ъгъл на вътрешното триене ρ' , който се определя по формулата

$$(5,155) \quad \rho' = \frac{\pi}{2} - 2 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \sqrt{\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right) \cdot \left[\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right) - \frac{4 \cdot c}{H \cdot \Delta} \right]},$$

където ρ е ъгъл на вътрешното триене на строителната почва;
 c — сцепление (кохезия) на строителната почва в т/м^2 ;
 Δ — обемно тегло на строителната почва в т/м^3 ;
 H — височина на стената в м.

ЛИТЕРАТУРА

Основна

1. Балусhev, Б. — Земна механика, София, 1952.
2. Bendel, L. — *Ingenieurgeologie I*, Wien, 1944.
3. Bernatzik, W. — *Baugrund und Physik*, 1947.
4. Герсеванов, Н. М. — *Собрание сочинений*, I, II, Москва, 1948.
5. Герсеванов, Н. М., Д. Е. Польшин, — *Теоретические основы механики грунтов*, Москва, 1948.
6. Гольдштейн, М. Н. — *Механические свойства грунтов*, Москва, 1952.
7. Keil, K. — *Ingenieurgeologie und Geotechnik*, Berlin, 1955.
8. Kollbrunner, C. F. — *Foundation und Konsolidation*, I, II, III, Zürich, 1952.
9. Маслов, Н. Н. — *Инженерная геология*, Москва, 1941.
10. Орнатский, Н. В. — *Механика грунтов*, Москва, 1950.
11. Попов, И. В. — *Инженерная геология*, Москва, 1951.
12. Приклонский, В. А. — *Грунтоведение*, I, II, Москва, 1955.
13. Сергеев, Е. М. — *Общее грунтоведение*, Москва, 1952.
14. Terzaghi, K. — *Theoretical Soil Mechanics*, New York, 1947.
15. Terzaghi, K., R. Peck — *Soil Mechanics in Engineering Practice*, New York, 1948.
16. Цытович, Н. А. — *Механика грунтов*, Москва—Ленинград, 1951.
17. *Grundbau Taschenbuch*, Berlin, 1955.
18. *Справочник по инженерной геологии*, Москва, 1939.
19. *Справочник по гидротехника*, Москва, 1955.
20. *Технический справочник железнодорожника*, Москва, 1953.

Допълнителна

Към глава Б

21. Безухов, Н. И. — *Теория упругости и пластичности*, Москва, 1953.
22. Голушкевич, С. С. — *Плоская задача теории предельного равновесия сыпучей среды*, Москва—Ленинград, 1948.
23. Жемочниев, Б. Н. — *Теория упругости*, Москва, 1948.
24. Ильюшин, А. А. — *Пластичность*, Москва—Ленинград, 1948.
25. Маслов, Н. Н. — *Прикладная механика грунтов*, Москва, 1948.
26. Соколовский, В. В. — *Статика сыпучей среды*, Москва, 1954.
27. Timoshenko, S. P. — *Theory of Elasticity*, New York, 1937.
28. Timoshenko, S. P. — *Strength of Materials*, New York, 1941.
29. Филоновко—Бородич и др. — *Курс сопротивления материалов*, I, II, Москва, 1955.

Към глава В

30. Kögler—Scheidig—Baugrund und Bauwerk, Berlin, 1948.
31. Маслов, Н. Н.—Прикладная механика грунтов, Москва, 1948.
32. Fröhlich, O. K.—Druckverteilung im Baugrunde, Wien, 1934.
33. Яропольский П. В.—Основания и фундаменты, Ленинград, 1954.

Към глава Г

34. Абелев, Ю. М.—Основы проектирования на макропористых грунтах, Москва, 1948.
35. Булычев, В. Г.—Теория газонасыщенных грунтов, Москва, 1948.
36. Денисов, Н. Я.—Строительные свойства лесса и лессовидных суглинков, Москва—Ленинград, 1951.
37. Денисов, Н. Я.—О природе деформации глинистых пород, Москва, 1951.
38. Kögler—Scheidig—Baugrund und Bauwerk, Berlin, 1948.
39. Маслов, Н. Н.—Прикладная механика грунтов, Москва, 1948.
40. Роза С. А.—Изучение уплотняемости и несущих свойств грунтов, слагающих основания сооружений, Ленинград, 1947.
41. БДС 2763—Фундаменти плоски—Изчисляване на слягането при равномерно разпределен товар.

Към глава Д

42. Булычев, В. Г.—Теория газонасыщенных грунтов, Москва, 1948.
43. Kögler—Scheidig—Baugrund und Bauwerk, Berlin, 1948.
44. Terzaghi—Fröhlich—Theorie der Setzung von Tonschichten, Leipzig, Wien, 1936.
45. Флорин, В. А.—Теория уплотнения земляных масс, Москва, 1948.

Към глава Е

46. Баркан, Д. Д.—Динамика основания и фундаментов, Москва, 1948.
47. Голушкевич, С. С.—Плоская задача теории предельного равновесия сыпучей среды, Москва—Ленинград, 1948.
48. Kögler—Scheidig—Baugrund und Bauwerk, Berlin, 1948.
49. Маслов, Н. Н.—Прикладная механика грунтов, Москва, 1948.
50. Нормы и технические условия и т. н. 127-55 и 137-56, Москва.
51. Роза, С. А.—Изучение уплотняемости и несущих свойств грунтов, слагающих основания сооружений, Ленинград, 1947.
52. Соколовский, В. В.—Статика сыпучей среды, Москва, 1954.
53. Стефанов, Г.—Определяне допустимото натоварване на почвата, сп. Архитектура и строителство, 1951, бр. 11.

Към глава Ж

54. Маслов, Н. Н.—Прикладная механика грунтов, Москва, 1948.
55. Маслов, Н. Н.—Условия устойчивости склонов и откосов в гидроэнергетическом строительстве, Москва, 1955.
56. Ничипорович, А. А.—Сопrotивление связных грунтов при расчете гидротехнических сооружений на устойчивость, Москва, 1948.

Към глава З

57. Agatz, A.—Der Kampf des Ingenieurs gegen Erde und Wasser, Berlin, 1936
58. Caquot—Kérisel—Traité de Mécanique des Sols, Paris, 1949.
59. Colberg, O., Mund, O.—Stützmauern Grundbau, Handbuch für Eisenbetonbau, IV, Berlin, 1936.
60. Fellenius, W.—Erdstatische Berechnungen, Berlin, 1940.
61. Голушкевич, С. С.—Плоская задача предельного равновесия сыпучей среды, Москва—Ленинград, 1948.
62. Голушкевич, С. С., Христофоров, В. С.—Практические методы определения давления грунтов, ВМУЗ, 1949.

63. Давидов, С. С. — Расчет и проектирование подземных конструкций, Стройиздат, 1950.
64. Kollbrunner, C. F. — Fundation und Konsolidation, III, Zürich, 1952.
65. Krey, H., Ehrenberg, I. — Erddruck und Erdwiderstand, Berlin, 1936.
66. Rendulic, L. — Der Erddruck im Strassenbau und Brückenbau, Berlin, 1938.
67. Соколовский, В. В. — Статика сыпучей среды, Москва, 1954.
68. Сборник геотехника, Канал Волга—Москва, 1940.
69. Яропольский, И. В. — Основания и фундаменты, Ленинград, 1954.

Sanitized Copy Approved for Release 2010/04/23 : CIA-RDP80T00246A045000620001-3

**VI. ГЕОЛОЖКИ ПРОУЧВАТЕЛНИ РАБОТИ
ЗА НУЖДИТЕ НА СТРОИТЕЛСТВОТО**

Sanitized Copy Approved for Release 2010/04/23 : CIA-RDP80T00246A045000620001-3

Общи положения

За да се проведат полски проучвателни работи за нуждите на строителството, е необходимо да се извърши предварителна подготовка, която е дадена схематизирано в табл. 6—1.

Таблица 6—1

Топография	Набавяне на топографски карти и ситуации. Налага се да се установи местоположението на наличните триангулационни точки и репери, за да се улесни топографското свързване и нивелиране на изработките. При необходимост може да се наложи поставянето на нови репери
Геология	Набавянето на геоложки карти, на геоложка и инженерно-геоложка литература и архивни материали за района. Разузнава се за състоянието на старите геоложкопроучвателни работи и разкрития като рудници, кариери, тухларни. Събират се данни за старите сондажни работи в района и около него. Всичко това трябва да позволи на инженер-геолога да добие представа за геоложката история на района на бъдещото строителство
Хидрология и хидрогеология	Да се издирят данни за валежните отношения в района и да се съберат наличните данни за дълбочината на подземните води и за техните годишни колебания, както и за посоката на грунтовия поток
Техническа пред-история на района	Събират се данни относно евентуалното наличие на стари занесени водоеми, стари минни изработки и свързани с тях слягвания на земните маси; как се понасят построените вече инженерни съоръжения в околността; налагало ли се е в миналото поправки на съществуващите инженерни съоръжения по инженерно-геоложки причини; как и при какви инженерногеоложки и хидрогеоложки условия са били фундаирани същите съоръжения
Технически вид, данни за новия строеж	Събират се данни за големината, характера и предназначението на съоръжението, минималното натоварване, респективно хидростатичния натиск, статическата система, собствени и динамични удари, въздушните сътресения, сеизмичността, проектираното понижение на подземните води и пр.

След като се извърши тази подготовка и след оглед на мястото на строителството се изработва технически проект за проучването и се пристъпва към самите геоложко-проучвателни работи. Те могат да се проведат чрез:

1. Изкопни работи.
2. Сондажни работи.

3. Полски изпитвания на физико-механичните свойства на строителните почви.
 4. Опитно водонагнетяване.
 5. Опитни противифилтрационни работи — инжекционни работи.
- В настоящия раздел ще се разгледат последователно накратко изброените видове полско-проучвателни работи. Поради съвсем специалния характер на геофизичните полски проучвателни работи, които в доста случаи са от много голяма полза за инженерно-геоложкото и хидрогеоложкото проучване, тук няма да бъдат засегнати.

А. ИЗКОПНИ РАБОТИ

Основата на геоложките проучвателни работи за нуждите на строителството е инженерногеоложкото картиране. Освен обикновеното геоложко картиране то обхваща и отбелязването на всички физико-геоложки, морфоложки и хидрогеоложки явления и физико-механични свойства на скалите, които могат да имат значение за строителството. Инженерногеоложкото картиране представлява комплексна производствена работа, която поставя пред проучвателя високи и отговорни изисквания.

Към спецификата на инженерногеоложкото картиране, особено при проучване за по-напреднали стадии на проектиране върху топографски карти и ситуации с по-голям мащаб, спада специалното внимание към разновидностите на кватернерните седименти, към степента на изветряване на основните скали, към хидрогеоложките прояви и съвременните физико-геоложки явления. Тъкмо тази специфика налага при инженерно-геоложкото картиране да се създадат повече изкуствени разкрития, отколкото при обикновеното геоложко картиране.

В табл. 6—2 са разгледани изкуствените разкрития, използвани при инженерно-геоложкото картиране.

Таблица 6—2

Вид на изработката	Размери	При какви случаи се провежда
1	2	3
Канавка (разчистка, траншея)	Според дълбочината имат ширина 0,80 до 1,80 м. Дълбочината се определя от необходимостта да се достигне основна слабо изветряла скала. Ако трябва да имат дълбочина над 4 м, се преминава към друг вид изработки. Дължината се определя според нуждите, но не е повече от 20 м. При необходимост от по-голяма дължина се правят на участъци	При необходимост да се проследи даден специално интересуваш ни пласт (прослойка) или тектонска нарушена зона, както и при необходимост да се установи мощността на кватернерната покривка или на изветрялата зона на основните скали на склон с наклон от 1:2 до 1:5. При по-голям наклон се работят шлицове. За икономия на средства при наклон под 1:5 може да се заменят с гъсто линейно разположени шурфове, стига да не пречи грунтовата вода.
Шлиц	С хоризонтално дъно, отвещащо до ската; вертикален фронт, така че се получава профил със сечение на правоъгълен триъгълник. Ширината се избира с оглед да може да се използва количка и при нужда да може да се укрепва	При необходимост да се установи мощността на кватернерната покривка и на изветрялата зона на основните скали при склон с наклон от 1:0,5 до 1:2. При по-значителна мощност на кватернерната покривка, рестективно на изветрителна зона, шлицът се продължава с галерия (при наклони 1:0,5 до 1:1) или с шурф или шахта (при наклон от 1:1 до 1:2). При наличие на плитка и обилни грунтови води може да се наложи направата на шлиц и при по-поленат склон

Продължение

1	2	3
Шурф	Вертикален изкоп в нескални формации с четириъгълно сечение, което съобразно с дълбочината има следните размери: до 2 м — 0,80×1,00 м 2 — 3 м — 1,00×1,50 м 3 — 5 м — 1,50×2,00 м (на две стъпала)	При проучване на кватернерната покривка на равни площи и на склонове с наклон не повече от 1:2, при проучване на баластieri, на кариери за строителни материали и материали за насипи. Работят се предимно без взрив, използват се за вземане на ненарушени и нарушени земни проби
Шахта	Вертикален изкоп в скални и полускални формации; сечение съобразно с дълбочината, както при шурфовете, при дълбочина над 10 м — съобразно с начина на изваждане на изкопаната маса	При проучване мощността на изветрителни зони (напр. при местата за водни кули); при проучване на каменни кариери; използва се като подстъп към подрусови проучвателни галерии. Работят се предимно с взрив. (Шахтите имат по-голямо значение при проучване на рудни и нерудни изкопаеми)
Галерии (шолни)	Хоризонтални изкопи със сечение 1,80×1,50 м, при нужда от солидно укрепяване — 2,0×2,0 м. Дължина според нуждата; при тунели — по посока на тунелите и прозорците, при проучване на други съоръжения — перпендикулярно на ската до достигане на свежи скали, след това напреки на простиранието на пластовете или надлъж по дислокационните линии	За проучване мощността на кватернерната покривка и на изветрителната зона при скат, по-стръмен от 1:1, или в дъното на шлицове с височина над 3 м; за проучване на тунели, като се залагат на местата на входа, изхода и прозорците; за проучване скалната основа на високи язовири се правят галерии под руслото, за проверяване на целия профил, тъй като при точково опипване със сондажи никога не можем да бъдем сигурни дали сме установили всячки прояви, които биха могли да бъдат опасни за сигурността на съоръжението

Една много съществена, но и много често забравяна задача, която трябва да се изпълни по време на полските геоложки проучвателни работи, е вземането на скални, земни и водни проби за лабораторно изследване. Като се има предвид, че изследването на пробите в лабораториите изисква доста време, е ясно, че тяхното вземане трябва да бъде организирано още в началото на полското геолошко проучване. Не трябва да се забравя, че е желателно водните проби да се вземат периодически в течение на една или няколко години, за да се получи по-ясна представа за зависимостта между режим и химизъм.

Б. СОНДАЖНИ РАБОТИ

Сондажите имат това предимство пред шурфовете и шахтите, че позволяват да се проникне бързо в дълбочина и могат да се направят почти навсякъде, особено в места с плитки и обилни грунтови води и карстови води, където направата на шурфове и шахти е много трудно. Освен това сондажите са сравнително по-евтини от земноизкопните работи.

В замяна на това сондажите имат и своите недостатъци. Трудно е въз основа на тях да се установи истинското взаимоотношение между различните формации в дълбочина. Обикновено тъкмо тези пластове и прослойки, които са най-тънки и представляват от инженерногеоложка гледна точка най-голям интерес, не могат да се проучат както трябва; не е възможно и вземането на ненарушени проби. Въпреки това сондирането се прилага масово при инженерногеоложките проучвания.

1. КЛАСИФИКАЦИЯ НА СОНДАЖНИТЕ РАБОТИ

Таблица 6—3

Видове сондажни работи	За какво се правят и как се използват
1. Проучвателни	Работят се при инженерногеоложки и хидрогеоложки проучвания, за установяване характера на терена при изграждане на енергийни съоръжения и изкуствени водохранилища, за установяване количеството на подземните води, за строеж на напоителни системи, при проучване количеството, качеството и типа на полезните изкопаеми и пр. Работният инструмент има форма, удобна за изваждане на проба. Използуването на проучвателните сондажни пробиви започва от началото на сондирането и най-често завършва при завършване на сондажа
2. Експлоатационни	Изработват се за извличане на подземни води или на течни и въздухосбразни горива, без да се цели изваждането на проби. Работният инструмент е конструиран така, че да осигури най-бързото прокарване на сондажа. Използуването на тези сондажи започва след завършването им и трае до изчерпването на горивата или водата
3. Спомагателни	Улесняват производствената дейност, например инжектиране с циментов разтвор за свързване на облицовката със скалните маси при язовирното и тунелното строителство, отводняване на подземните изработки, прокарване на кабели, извършване на взривни работи в мините и тунелното строителство и пр. Използуването започва след завършването им и продължава, докато е необходимо

Според използваната при сондирането енергия сондажните работи се разпределят на ръчни и моторни.

2. КОМПЛЕКТУВАНЕ НА СОНДАЖНИТЕ УРЕДБИ

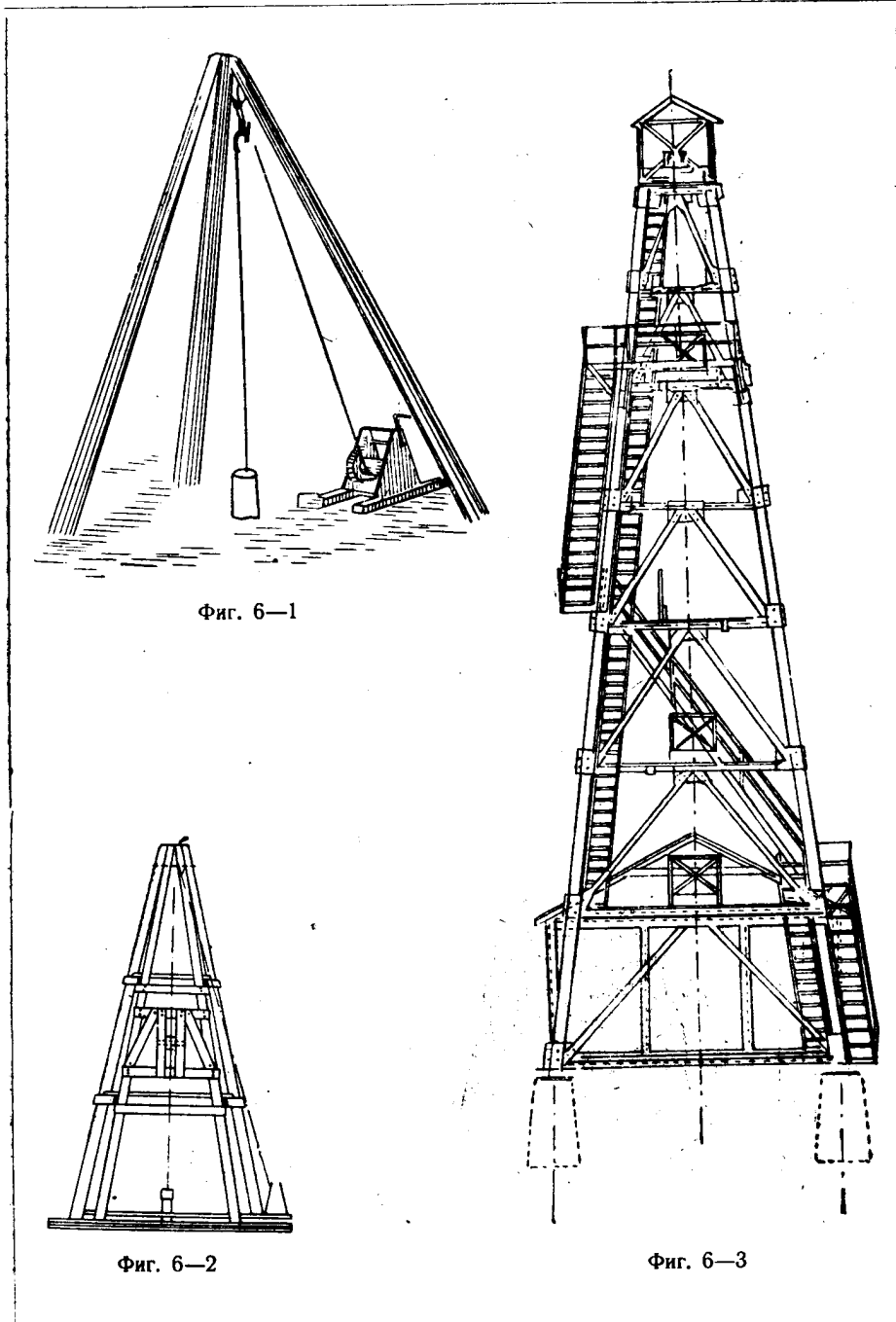
а) Части на сондажната уредба

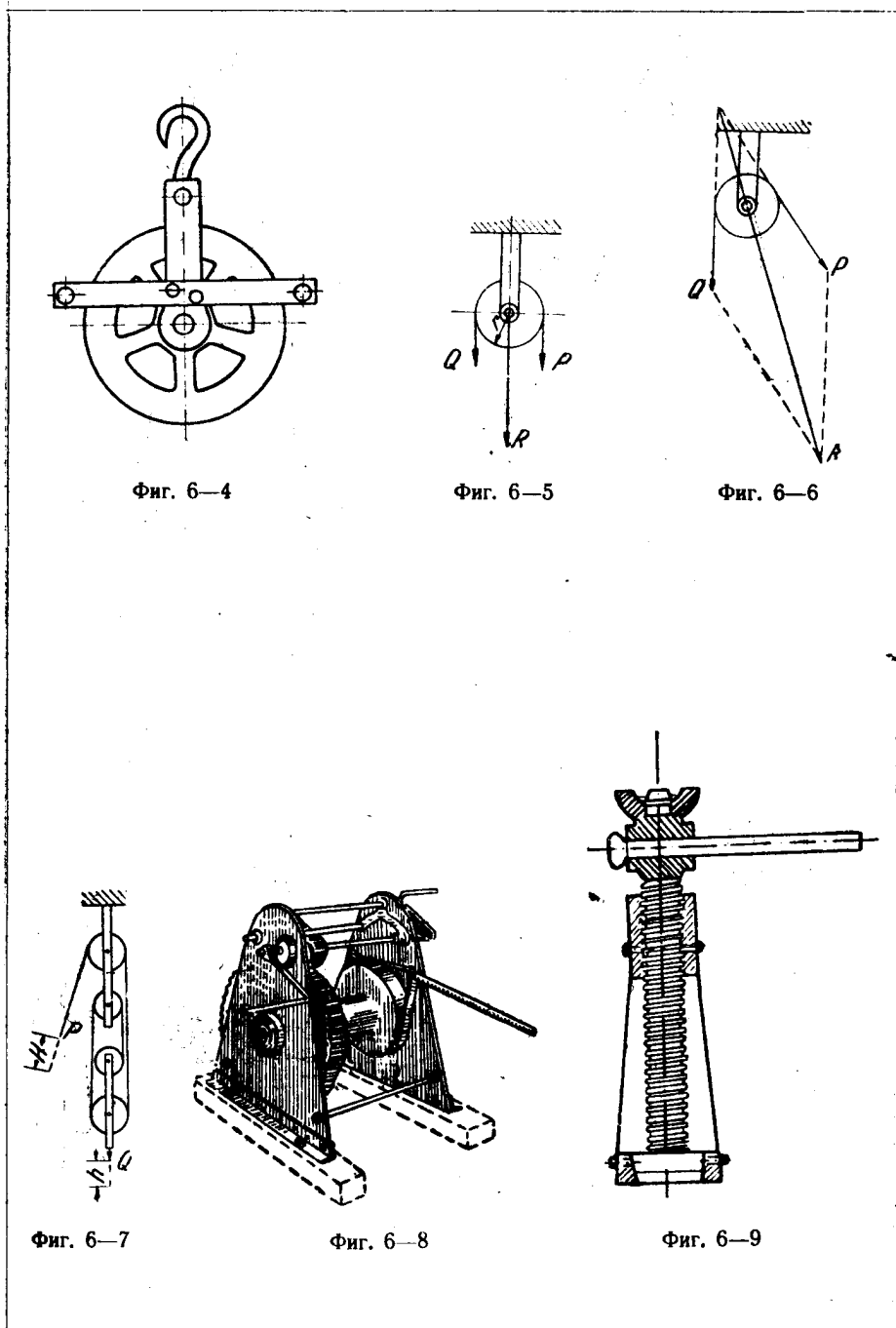
Таблица 6—4

Части на сондажната уредба	Предназначение на частите
1	2
1. Сондажни кули	<p>Улесняват товароподемните работи, т. е. спускането и изваждането за работния инструмент и обсадните тръби. Най-често употребяваните кули са дървени: за по-плитки сондажи — триноги (фиг. 6—1) и за сравнително по-дълбоки сондажи — четириноги (фиг. 6—2). При сондажи с дълбочина над 500 м се употребяват и металически кули (фиг. 6—3) с височина 28 и 41 м</p>
<p>2. Повдигателни и силоснамавателни механизми</p> <p>а) ролки и скрипци</p>	<p>Използват се за улесняване на операциите при спускане и вдигане на сондажните съоръжения; кулите се снабдяват или само с неподвижни, или с подвижни и неподвижни ролки. В първия случай на върха на кулата се поставя само една ролка (фиг. 6—4), чиято ос не променя положението си при товароподемните операции. През ролката се прокарва въже — на единия край се закачва товарът, а на другия се прилага необходимата сила. Действащите сили върху неподвижната ролка (фиг. 6—5), около която е прехвърлено въжето, са товарът Q и силата P. Ако не се взема под внимание съпротивлението, равенството на системата ще бъде</p> $Q \cdot r - P \cdot r = Q \text{ или } Q = P.$ <p>Следователно посредством неподвижната ролка се изменя посоката на силата, без да се печели такава. Натоварването на оста на ролката при действието на Q и P в успоредна посока е равно на техния алгебричен сбор $P+Q$. Когато Q и P действуват в различни посоки, натоварването ще е равно на техния геометричен сбор R (фиг. 6—6).</p> <p>Употребата на една ролка се допуска, когато товарът, закачен на въжето, е по-малък от допустимата товароподемност на ледката.</p> <p>При по-големи натоварвания на върха на кулата се монтират две или повече ролки. Посредством обикалящо въже те се свързват в блок от една или повече ролки, които се движат вертикално при вдигане и спускане на товара (фиг. 6—7). Система от подвижни и неподвижни ролки се нарича скрипец (полиспаст). Силата P, която трябва да се приложи към работния край на въжето, за да преодолее товара Q, без да се взема предвид коефициентът на полезно действие, се определя от формулата</p> $P = \frac{Q}{n},$ <p>където n е броят на струните.</p> <p>Пътницата, изминати от силата P и товарът Q, се изразяват с равенството</p> $H = n \cdot h,$ <p>където H е пътят, изминат от силата P;</p> <p>h — пътят, изминат от товара Q</p>

Продължение

1	2
б) Лебедки (винчове, рудани)	<p>Обикновено при моторните сонди лебедките са монтирани на рамата на бораларата и се задвижват от неговия хоризонтален вал. При ръчните сонди най-често се употребяват строителните лебедки (фиг. 6—8). Страничните стойки представляват чугуnenи отливки или са от дебела желязна ламарина с ъглови опорни жезла. Барабанът, голямото зъбно колело и лентовата спирачка са монтирани в долната част. Над тях са разположени преводните валове със зъбните колела. Според зацепването на едни или други зъбни колела лебедката може да работи с единично или двойно предаване</p>
в) Въжета	<p>При всички видове сондажни работи се използват стоманени въжета, които се изработват от тел с диаметър от 0,3 до 2,0 мм, изтеглен от тигелна стомана със съпротивление на скъсване 120—200 кг/мм². Определен брой телове се усукват на снопчета, които от своя страна се усукват около конопена сърцевина и образуват въжето.</p> <p>Конструкцията на въжето се изразява с формулата</p> $an + b = K,$ <p>където a е броят на снопчетата; n — броят на телове в едно снопче; b — броят на конопените сърцевини.</p> <p>Най-употребяваните стоманени въжета са с конструкция</p> $6 \times 19 + 1 \text{ и}$ $6 \times 37 + 1$
г) Крикове	<p>Употребяват се при повдигане на големи товари (например при заклещване в сондажа на обсадни тръби или на шанговия лост). Криковете са два вида — винтови и хидравлични. Първите са за по-малки товари — до 40 тона, а вторите — до 200 и повече тона.</p> <p>Винтовият крик (фиг. 6—9) представлява плътен стоманен цилиндър с едра правоъгълна резба, който се върти в неподвижна гайка и приема постъпателно възвратно движение. При изгегляне на тръби се поставят по два крика, между които остава тръбата. Криковете трябва да стъпят на здрава основа, за да не поддават в терена. Повдигането да става равномерно и едновременно. В противен случай може да се получи отскачане на крика, което да причини тежки злополуки.</p> <p>Хидравличните крикове представляват комплект от два хидравлични цилиндъра с движещи се в тях плътни стоманени цилиндри — плужери, помпа и съединителни тръбички за високо налягане. Употребяваната течност е масло или нефт.</p> <p>За запазване на обслужващия персонал от злополуки помпата се поставя вън от сондажното помещение</p>





б) Стоманени въжета 6×19+1

Таблица 6—5

Диаметър на въжето, мм	4,8	6,2	7,7	9,2	11,0	12,5	14,0	15,5	17,0	18,5	20,0	21,5	23	25	26	28
Диаметър на тела, мм	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8
Лице на сечението на въжето, мм ²	8	14	22	32	44	57	73	90	108	129	151	176	202	229	259	290
Приблизително тегло на 1 л. м, кг	0,08	0,13	0,20	0,29	0,40	0,52	0,65	0,81	0,92	1,20	1,30	1,60	1,90	2,10	2,40	2,70

в) Стоманени въжета 6×37+1

Таблица 6—6

Диаметър на въжето, мм	8,8	11,0	13,0	15,0	17,0	19,5	21,5	24,0	26,0	28,0	30,0	32,5
Диаметър на тела, мм	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
Лице на сечението на въжето, мм ²	28	44	63	85	112	141	174	211	251	295	342	392
Приблизително тегло на 1 л. м, кг	0,24	0,38	0,57	0,77	1,00	1,20	1,60	1,80	2,30	2,60	3,10	3,60

3. ЯДКОВО СОНДИРАНЕ

а) Техническа характеристика на сондажна апаратура,
комплектувана с борапарат КА-2М-300, промивна
помпа М-100/30 и двигател Н-22

Таблица 6—7

Вид и размер	Борапарат	Помпа	Двигател
Дълбочина на сондирането	300 м	—	—
Начален диаметър на сондирането	116 мм	—	—
Краен диаметър на сондирането	56 мм	—	—
Брой на оборотите на задвижващия вал	285 об/м	240 об/м	500 об/м
Брой на оборотите на шпиндела	180 об/м	—	—
Диаметър на отвора на шпиндела	44 мм	—	—
Ход на шпиндела	300 мм	—	—
Диаметър на шангите	42 мм	—	—
Диаметър на преводната шайба	780 мм	400 мм	500 мм
Ширина на шайбата	100 мм	120 мм	220 мм
Товароподемност на лебедката	1500 кг	—	—
Диаметър на барабана на лебедката	220 мм	—	—
Скорост на навиване на въжето	0,65 м/сек	—	—
Диаметър на цилиндъра	—	70 мм	200 мм
Ход на буталото	—	110 мм	240 мм
Брой на двойните ходове в мин.	—	75	—
Производителност	—	100 л/м	—
Най-голямо работно налягане	—	30 атм	—
Диаметър на смукателния отвор	—	50 мм	—
Диаметър на нагнетателния отвор	—	38 мм	—
Нормална мощност при 500 об/мин	—	—	22 кс
Габарити: дължина	1800 мм	1435 мм	524 мм
широчина	1090 мм	840 мм	500 мм
височина	1360 мм	1270 мм	1410 мм
Тегло	750 кг	565 кг	1050 кг

б) Техническа характеристика на сондажна апаратура,
комплектувана с борапарат КАМ-500, промивна помпа
ЗИФ Р-200/40 и двигател Н-22

Таблица 6—8

Вид и размери	Борапарат	Помпа	Двигател
1	2	3	4
Дълбочина на сондиране	500 м	—	—
Начален диаметър на сондиране	190 мм	—	—
Краен диаметър на сондиране	76 мм	—	—
Брой на оборотите на задвижващия вал	120 об/м	—	—
Брой на оборотите на шпиндела	72, 120, 200 об/м	—	—
Диаметър на отвора на шпиндела	53 мм	—	—

Продължение

1	2	3	4
Ход на шпиндела	350 мм	—	—
Диаметър на шангите	50 мм	—	—
Диаметър на приводната шайба	1010 мм	600 мм	500 мм
Широчина на шайбата	140 мм	—	220 мм
Товароподемност на лебедката	2000 кг	—	—
Диаметър на барабана на лебедката	482 мм	—	—
Скорост на навиване на въжето	31,87 см/сек	—	—
Диаметър на цилиндъра	—	85 мм	200 мм
Ход на буталото	—	140 мм	240 мм
Брой на двойните ходове в минута	—	80	—
Производителност	—	200л/м	—
Най-голямо работно налягане	—	40 атм	—
Диаметър на смукателния отвор	—	76 мм	—
Диаметър на нагнетателния отвор	—	45 мм	—
Нормална мощност при 500 об/мин	—	—	22 к. с.
Габарити : дължина	3415 мм	1670 мм	524 мм
широчина	1830 мм	890 мм	500 мм
височина	1900 мм	1550 мм	1410 мм
Тегло	1900 кг	850 кг	1050 кг

в) Съоръжения при ядрово сондиране

Обсадни тръби

Таблица 6—9

Стар стандарт

Вътрешен ϕ в мм	Външен ϕ в мм	Дебелина на стената в мм	Тегло на 1 м в кг
119	127	4	12,6
104	112	4	11,1
89	97	4	9,6
77	83	3	6,0
67	73	3	5,3
57	63	3	4,6
47	53	3	3,7
37	43	3	2,9

Таблица 6—10

Нов стандарт

Вътрешен ϕ в мм	Външен ϕ в мм	Дебелина на стената в мм	Тегло на 1 м в кг
137	146	4,7	15,7
118	127	4,5	13,59
99,5	108	4,25	10,87
81	89	4,00	8,38
65,5	73	3,75	6,4
49,5	57	3,75	4,92
37	44	3,5	3,49

Борни тръби

Предназначението им е:

1. Да водят короните праволинейно в сондажния пробив, като го предпазват от изкривяване.

2. Да задържат в себе си ядката, като я запазват от разрушаване и улесняват изваждането ѝ.

Основните размери на борните тръби са дадени в табл. 6—11 и табл. 6—12.

Стар стандарт

Таблица 6—11

Външен \varnothing в мм	129	114	99	84	74	64	54	44
Вътрешен \varnothing в мм	121	106	91	77	67	57	47	37

Таблица 6—12

Нов стандарт

Външен \varnothing в мм	146	127	108	89	73	57	44
Вътрешен \varnothing в мм	137	118	99,5	81	65,5	49,5	37

Нормалната дължина на борните тръби е 3 м и в редки случаи е 4,5 м.

При започващия диаметър борните тръби са дълги до 0,5 м, за да може да се поставят под пистона и с тях да се сондира, докато се получи дълбочина на сондажния пробив, в която да се помести нормална борна тръба.

При сондиране в меки и силно изветрели или тектонски разрушени скали се прибегва до съединяване на две, а даже и на три борни тръби посредством съединителни нипели, за да се предотврати изкривяването на сондажния пробив.

При много слабо споени скали и при изветрели или тектонски разрушени скали, за да се осигури изваждането на ядка, се употребява двустенна борна тръба. Тя се състои от две отделни вмъкнати една в друга тръби с известен луфт помежду им, което осигурява преминаването на промивната течност. По този начин промивната течност няма досег с ядката. При работа с двустенни борни тръби се употребяват и специални пулета и корони за двустенни борни тръби.

Корони

Основният работен инструмент при ядковото сондиране е короната. Има няколко вида корони.

Диамантови корони (фиг. 6—10)

Използват се много рядко — когато сондирането с друг вид корони е невъзможно, т. е. при най-твърдите скали. Стандартът им според външния диаметър е: 36, 46, 56, 66, 76, 86, 101, 116, 131, 146 и 168 мм. Поради високата цена на диамантовите корони най-употребяваните диаметри са: 36 и 46 мм при подземно сондиране и 56, 66 и 76 мм при сондиране от повърхността. Короните с по-големи диаметри се използват съвсем рядко. Конструкцията им не се различава от другите видове корони. Разликата е само в това, че челото е армирано с диамантови зърна.

Твърдосплавни корони

Челото им е заредено с резци или пластинки от твърди сплави. Употребяват се следните твърди сплави: видия, победит, триамант, релит и диавелт. Използват се при сравнително по-меки скали, твърди напукани скали, изветрели или тектонски разрушени скали и пр. Този вид корони имат най-широко приложение при ядковото сондиране. Основните размери на твърдосплавните корони (нов стандарт) са дадени в табл. 6—13.

Таблица 6—13

Ø на борната тръба, мм	Диаметър на короната		Височина на короната без резбата, мм	Тегло на короната, кг
	външен Ø, мм	вътрешен Ø, мм		
44	45,5	33	75	0,250
57	58,5	45	75	0,385
73	75	61	75	0,500
89	91	77	75	0,860
108	110	96	75	0,920
127	130	116	75	1,080
146	150	136	75	1,114

Шротови корони (фиг. 6—11)

Короните за шротово сондиране са с дебелина на стената 8—12 мм и дължина 400—500 мм. На горния си край те имат правоъгълна резба по размерите на резбата на борната тръба, а на долния си край имат прорез — магазин, чиито форма и размери са дадени на фиг. 6—18.

Пулета

Предназначението на пулетата е да свързват борния снаряд с шанговия лост. Делят се на обикновени и утайникови. Обикновените пулета завършват на горния си край с конус и резба за свързване с шанговия лост, а на долния — с резба за навиване в борната тръба (фиг. 6—12). Утайниковите пулета се различават от обикновените по това, че горният им край завършва цилиндрично с външна лява резба за навиване на утайникова тръба (фиг. 6—13).

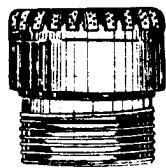
Щанги

Предназначението на щангите е да приемат въртливото движение на шпиндела и да го предадат на борния снаряд. Освен това служат и за преминаване на промивната течност през тях.

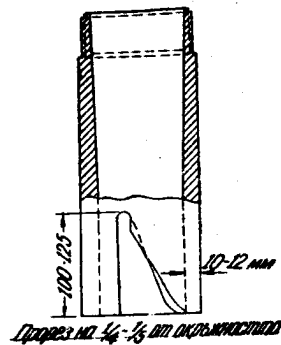
Таблица 6—14

Размери на щангите

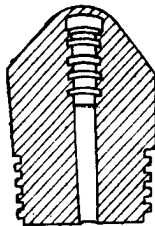
Външен Ø, мм	Вътрешен Ø, мм	Дебелина на стената, мм	Тегло на 1 л. м, кг
33,5	24	4,75	3,6
42	33	4,50	4,2
50	40	5,00	5,5



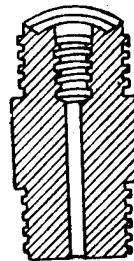
Фиг. 6—10



Фиг. 6—11



Фиг. 6—12



Фиг. 6—13



Фиг. 6—14

Нипели (фиг. 6—14)

Служат за свързване на шангите една с друга. Представяват дебелостенен цилиндър с осов канал за преминаване на промивната течност. Двамата края имат външни правоъгълни резби, съответстващи на тези на шангите. Поради по-малкия диаметър на техния канал и канала на шангите, за да се намали съпротивлението при преминаване на промивната течност, краищата на канала се разширяват конично под централен ъгъл от 90°.

г) Изкривяване на сондажния пробив

Причините за изкривяване на сондажния пробив са най-различни. Всички причини могат да се разделят на две главни групи — геоложки и технически.

Първите са резултат на стратиграфските особености на просондираните скали. Обикновено изкривяване на сондажния пробив настъпва при пресичане на пластове с различна твърдост, преминаване през празнини, пресичане на ясно очертани пукнатини, срещане на твърди включения в сравнително меки скали и пр.

Пример. Върху короната (фиг. 6—15) действа силата C . Върху всеки зъб (чийто брой е m) ще действа сила

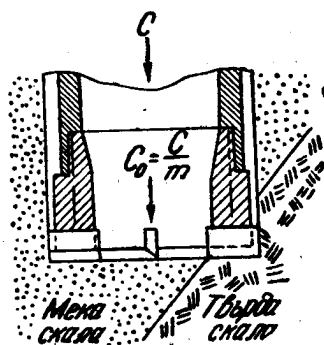
$$C_0 = \frac{C}{m}$$

Ако короната преминава от мека в твърда скала, като граничната повърхнина между тях е наклонена под сравнително малък ъгъл, зъбът, попаднал в твърдата скала, ще се забие по-малко от зъба, попаднал в меката скала.

Забиването на зъба в скалата зависи от налягането C_0 , ъгъла на заострянето β , дължината на зъба b и съпротивлението на скалата σ . Зъбът, опиращ се на по-твърдата скала, ще се забие в нея на дълбочина

$$h_1 = \frac{C_0}{\sigma_1 \cdot b \cdot \operatorname{tg} \beta},$$

а зъбът, опиращ се на по-меката скала, ще се забие на дълбочина



Фиг. 6—15



Фиг. 6—16

$$h_2 = \frac{C_0}{\sigma_2 \cdot b \cdot \operatorname{tg} \beta}.$$

В двете формули при останали равни величини σ_1 е по-голямо от σ_2 и следователно h_2 ще бъде по-голямо от h_1 .

При преминаване на короната от твърда в по-мека скала се получава обратното явление.

Когато короната преминава от по-мека към по-твърда скала при много остър ъгъл на западане на граничната повърхнина между тях, короната започва да се хлъзга по нея и се получава изкривяване на сондажния пробив в посока, успоредна на граничната повърхнина (фиг. 6—16). Често се наблюдават обаче и положения, точно обратни на тази теоретична постановка.

По-главните технически причини за изкривяване на сондажния пробив са:

- 1) недобро центриране на борапарата;
- 2) недобро центриране на пистона;
- 3) сондиране с къса борна тръба;
- 4) прекомерно налягане на забоя;
- 5) сондиране с изкривени шанги;

- 6) сондиране с корона, чието чело не е перпендикулярно на надлъжната ѝ ос;
 7) преминаване към по-малък диаметър без направляваща борна тръба и др.
 Най-точното измерване на изкривяването (както на ъгъла, така и на посоката) се извършва с инклинометър.

д) Изкуствено изкривяване на сондажния пробив



Фиг. 6—17

Изкуственото изкривяване на сондажния пробив се прилага при следните случаи:

1. При авария, когато е невъзможно да се извади останалият в забоя инструмент.
2. При изправяне на изкривен сондажен пробив.
3. Когато от премината зона не е изваден достатъчен процент ядка и се налага за правилна документация да се премине зоната повторно.

Най-съвършеният начин за изкривяване на сондажния пробив е чрез клин от обсадна тръба (фиг. 6—17). Клинтът се спуска чрез колона от обсадни тръби на необходимата дълбочина. Преминва се с къса борна тръба, която има диаметъра на следващата спусната обсадна колона и се сондира с намалено налягане и промивна течност. След излизането на борната тръба от клина се спуска нормална борна тръба и в началото се работи също с намалено налягане.

4. РЪЧНО СОНДИРАНЕ

Двигателната сила е ръчна, поради което приложението му се ограничава както от твърдостта на скалите (до IV категория), така и от дълбочината на сондиране (до 50 м и в редки случаи до 80 м).

а) Основно комплектуване на ръчна сонда

Кула (обикновено 8-метрова, дървена), болт и обица за кулата, ролка, лебедка със стоманено въже, шанги, яреми, обсадни тръби, долини и горни скоби, свредели, жалонки, проширители и длета.

б) Основни размери на съоръженията

Таблица 6—15

Обсадни тръби	Външен ϕ , мм	127	168	219	254	273	305
	Вътрешен ϕ , мм	115	154	203	238	257	289
Свредели	ϕ , мм	100	140	190	225	245	275
Жалонки	ϕ , мм	100	140	190	225	245	275

Продължение

Прошири- тели	Ширина на тялото, мм	105	144	193	228	247	179
	∅ на изряз- ване на но- жовете	137	178	237	269	288	320
Длета	Ширина, мм	108	147	195	230	249	281

Забележка. Ширината на длетата, дадена в таблицата, представлява и тяхната максимална ширина независимо от формата на режещия им зъб.

в) Сондиране при различни геоложки условия

Пясъци

Ако пясъците са глинести или плътни и влажни, те се сондират със свредел. Водосносните пясъци се преминават с жалонки; сухи пясъци се преминават с жалонка като в сондажа се налива вода или глинест разтвор.

С удълбочаването на сондажа се извършва и затръбяването с обсадни тръби. Горният край на работния инструмент не трябва да излиза под обувката на обсадната колона.

Дребнозърнести чакъли

Преминават се с жалонка, като същевременно се обсаждат. Сбити чакъли се разрохкват предварително със свредел. Ако са сухи, пуска се глина и се вадят със свредел.

Едрозърнести чакъли

Преминават се сравнително много трудно. Работи се с длето, което ги избутва встрани и разбива по-едрите от тях. Изваждането им става посредством жалонка или свредел. Ако са сухи, пуска се глина и се налива малко вода.

Когато започват непосредствено под повърхността, се препоръчва преминаването им да става с шахта, в която се закрепва вертикално обсадна тръба и през нея се продължава сондирането.

Глини, песъчливи глини, лъос

Преминаването им става лесно посредством свредел. Затръбяване не е необходимо. Ако сондажът продължава под тях и стигне във водоносен хоризонт (пясъци, чакъли и др.), тогава се извършва обсаждане.

Глини, съдържащи дребнозърнест чакъл

Сондирането им се извършва със свредел. Ако са сбити, налива се по малко вода.

Глини, съдържащи едър чакъл

Преминават се със свредел, като едрите чакъли предварително се разбиват с длето. Трябва да се работи с обсадни тръби с големи диаметри.
Забележка. При проучвателно сондиране сондата трябва да се комплектува със съоръжения за преминаване на всякакъв вид скали.

5. ПРОМИВАНЕ НА СОНДАЖНИТЕ ПРОБИВИ

При промиване на сондажния пробив се създават два потока от промивната течност — низходящ и възходящ, с непрекъсната циркулация през време на сондирането.

Значението на промиването се състои в следното:

1. почистване на забоя от разрушените скални частици;
2. изнасяне на скалните частици на повърхността;
3. охлаждане на работния инструмент;
4. създаване на противоналягане върху стените на сондажа.

При специално приготвени промивни течности стените на сондажа може да се предпазят от обрушване чрез създаване на глинеста корица върху тях и поддържане в плаващо състояние на скалните частици при временно спиране на циркулацията.

Използват се следните промивни течности:

- 1) чиста вода;
- 2) нормален глинест разтвор;
- 3) химически обработен глинест разтвор;
- 4) утежнен глинест разтвор.

Особена важност придобиват промивните течности при преминаване на трудни терени — мощни пясъци, скали, подаващи се на обрушване, и пр.

а) Начини на промиване

Право промиване

Промивната течност, засмукана от помпата, се нагнетява през нагнетателния маркуч и промивната глава в шанговия лост. През него промивката достига до работния инструмент и промива забоя. Възходящият поток увеличава разрушените скални частици и през пръстеновидния отвор между стените на сондажа и шанговия лост излиза на повърхността.

Обратно промиване

Промивната течност се нагнетява в обсадната колона, движи се надолу по стените на сондажа и след промиване на забоя преминава през работния инструмент, навлиза в шанговия лост и през него излиза на повърхността. При този начин на промиване е необходимо устието на сондажа да бъде херметически затворено, което се постига чрез промивна глава със салник, завинтена на обсадната тръба. Шанговият лост преминава през салника и се върти свободно.

Преимствата на обратното пред правото промиване са следните:

а) Поради тесния отвор на шанговия лост промивната течност увеличава скоростта си, благодарение на което се получава по-бързо и по-пълно почистване на сондажния забой.

б) Поради увеличената скорост на възходящия поток се намалява количеството на промивната течност.

в) Глинестият разтвор, постъпващ в сондажния отвор, е без примеси от скални частици, което спомага за по-сигурното укрепване на стените на сондажния отвор.

Обратното промиване има следните недостатъци:

а) Херметическото затваряне на устието на сондажа представлява значителна трудност.

б) Получава се често запушване на шанговия лост от утайки, макар и при кратко спиране на циркулацията.
Недостатъците на обратното промиване ограничават до голяма степен използването му. Най-често се употребява правото промиване.

б) Глинести промивки

Глинестият разтвор представлява сравнително гъста, но лесно подвижна механическа смес на глинестите частици с водата. Глинестите частици се намират в разтвора в плаващо състояние и сравнително дълго време не се утаяват.

Смесите на течните и твърдите тела са два вида: колоиден разтвор и суспензия. Разликата между тях се състои в степента на раздробяване на твърдото вещество. Размерите на частиците на твърдото вещество при колоидния разтвор са под 0,0001 мм, а при суспензията — над 0,0001 мм.

При колоидния разтвор частиците на твърдото вещество преминават през филтърна хартия, докато при суспензията не преминават. При суспензията твърдите частици се подчиняват повече или по-малко на закона на земното привличане и поради това се утаяват по-бързо или по-бавно.

Глинестите разтвори представляват суспензии и много малко приличат на колоидните разтвори. Частиците под 0,0001 мм достигат едва 3%. Глинестите частици имат плоска, люсповидна форма. Характерно е, че колкото по-големи са глинестите частици, толкова по-закръглена е тяхната форма, при което и утаяването им става по-бързо.

Глината за приготвяне на глинест разтвор трябва да бъде мазна на пипане и пластична. Да притежава свойството да се деформира, без да се получават пукнатини, и да запазва дадената ѝ форма. Да не съдържа механически примеси, гравий, растителни остатъци и др. Особено вредно е съдържанието на CaCO_3 , NaCl и други вещества, разтворими във вода.

в) Определяне показателите на глинестия разтвор

За да се поддържа качествостта на глинестия разтвор, през време на работа се проверяват следните показатели.

Относително тегло

Относителното тегло на глинестия разтвор се определя най-удобно, като се използва пикнометър. Той представлява стъклена с шифована запушалка и плавен преход към широко гърло. Запушалката трябва да бъде с капиларка или с жлеб, откъдето да излиза излишната течност.

Най-напред пикнометърът се претегля празен — предварително добре подсушен, след това се напълва с дестилирана вода с температура 15° С. При запушване със запушалката излишната вода излиза. След избърсване отвън до сухо се претегля. Същото се прави и с глинестия разтвор. Относителното тегло на глинестия разтвор се определя по формулата

$$\gamma_p = \frac{P_p - P_0}{P_s - P_0} = \frac{P_p - P_0}{V}$$

където γ_p е търсеното относително тегло на глинестия разтвор;
 P_p — теглото на напълнения с глинест разтвор пикнометър в грамове;
 P_s — теглото на напълнения с вода пикнометър в грамове;
 P_0 — теглото на празния пикнометър със запушалката в грамове;
 V — обемът на пикнометъра в cm^3 ; $V = P_s - P_0$.

При нормални условия на сондиране се работи с глинест разтвор с относително тегло 1,10 ÷ 1,20; при по-сложни условия от 1,20 ÷ 1,35.

За измерване, относителното тегло на глинестите промивки често се употребява ареометърът на Михайлов. При сондирането относителното тегло на глинестия разтвор се определя на всеки два часа.

Пясъчно съдържание

Това определяне става с мензурката на Лисенко. Тя представлява стъклен бутилкообразен съд с отвор на дъното. В него се наливат 50 см³ от изследвания глинест разтвор. Долива се вода до 500 см³, разбърква се добре и се оставя 3 минути. В това време се утаяват всички частици с размери, не по-големи от 0,02 мм. Количеството на утаените частици се отчита по деленията в долната част на мензурката. Като се умножи отчетът (в см³) на 2, се получава процентното съдържание на пясъка в глинестия разтвор. Пробите се вземат от събирателния резервоар, от който всмуква помпата.

При нормални условия на работа съдържанието на пясъка не трябва да бъде повече от 4%, а при специални — дори по-малко от 1%.

Вискозитет

Да се определи вискозитетът значи да се определи триенето, което се поражда между частичките на движещата се течност.

При глинестата промивка се определя относителният вискозитет, т. е. времето, за което определен разтвор ще премине през даден отвор. За целта се използва стандартният полски вискозиметър с 5-милиметрова тръбичка (СПВ 5). Той се състои от следните части:

1. Ламаринена фуния, която завършва с тръбичка с вътрешен ϕ 5 мм.
2. Мерителен съд с междинно дъно, което го разделя на две части с вместимост 500 см³ и 200 см³.
3. Мрежа с 30 телчета на 1".

Определянето на вискозитета става по следния начин. След почистване на фунията в нея се наливат 700 см³ прецеден глинест разтвор, като отворът на тръбичката предварително е затворен с пръст. След това слагаме съда от 500 см³ под фунията и пушката разтвора да изтича. Със секундомера засичаме времето, необходимо за изтичане на 500 см³ разтвор.

500 см³ вода изтичат през тръбичка с вътрешен диаметър 5 мм за 15 сек., а същото количество глинеста промивка при нормална работа в зависимост от преминаващите скали трябва да изтича за следното време:

дребнозърнести скали за	18—20 сек.
среднозърнести скали за	20—22 сек.
едрозърнести скали за	22—24 сек.
смачкани и напукани скали за	24—28 сек.
водоносни хоризонти за	30—35 сек.

Когато промивката се губи значително, вискозитетът може да достигне до такива стойности, че изтичането да става за 40 сек.

През време на работа вискозитетът трябва да се замерва на всеки два часа.

Колоидалност

За степента на утаяването се съди от утаяването на глинестите частици за 24 часа. За целта в един градуиран на см³ стъклен цилиндър се наливат 100 см³ от глинестия разтвор. След това цилиндърът се оставя в покой 24 часа. През това време горните слоеве на разтвора започват да се избистрят; отчита се дебелината на избистрения слой. За нормална глинеста промивка дебелината не трябва да бъде повече от 1—2%, а при по-специални случаи трябва да бъде не повече от 1—2%.

Колоидалността на разтвора се определя един път на 24 часа.

Водоотделяне

За определяне на водоотделянето най-често се употребява приборът на АзНИИ, който се състои от една метална кутия, затваряща се херметически. Тя е съединена посредством маркуч с една ръчна въздушна помпа. За предпочитане е между тях да има изравнителен металически балон с вместимост 6 до 8 л.

Върху решетъчното междинно дъно на фунията се поставя намокрена филтърна хартия, която трябва да се притисне добре към дъното, за да се изгонят всички мехурчета под нея. В камерата се наливат 100 см³ прецеден глинест разтвор с относително тегло 1,15. С въздушната помпа се повишава налягането в камерата на фунията до 1 атм. Под фунията се поставя градуирана стъклена чаша. След падането на първата капка се засича времето. Опитът продължава 30 мин. Нормалният глинест разтвор при филтър с повърхност 100 см² (диаметър 11,3 см) трябва да отдели за 30 мин. 20—25 см³ вода. При тежки геоложки условия за 30 мин. отделената вода не трябва да бъде повече от 3 до 5 см³.

През време на водоотделянето върху филтърната хартия се образува глинеста кора, която е показател за колоидните свойства на глинестия разтвор.

Колкото по-тънка и по-плътна е глинестата кора, толкова по-високо колоиден и по-качествен е глинестият разтвор. Нискокачествените глинести разтвори дават дебела и порьозна коричка.

Глинестите разтвори, употребявани при ядрово сондиране, не трябва да дават коричка, по-дебела от 2,5—3 мм.

г) Определяне на необходимото количество глина за получаване на глинест разтвор

Количеството суха глина за получаване на глинест разтвор с определено относително тегло се изчислява по формулата

$$x = \frac{\gamma_z (\gamma_p - \gamma_z)}{\gamma_z - \gamma_a},$$

където x е количеството глина в т, необходимо за приготвянето на 1 м³ разтвор;

γ_z — относително тегло на глината;

γ_p — желаното относително тегло на глинестия разтвор;

γ_a — относително тегло на водата.

Забележка. Обикновено относителното тегло на глината се колебае между 2,1 и 2,7.

д) Приготвяне на глинести разтвори

Приготвянето на глинести разтвори се извършва по два начина: ръчен и механичен. Обикновено се прилага ръчния начин.

В дървен или металически съд се насипва глина и се залива с вода. След добро разкисване глината се разбърква с лопата. Получава се гъст разтвор, който се излива в утайник и се добавя толкова вода, че разтворът да добие необходимата гъстота. Гъстият разтвор, преди да се излее в утайника, трябва задължително да се прецежда.

При механичното приготвяне на глинест разтвор се употребява глинобъркачка. Тя се състои от ламаринен цилиндър, в който е монтирана ос, а към нея са прикрепени перки. Зареждането на глинобъркачката става с глина и вода. Задвижването на оста се постига чрез двигател посредством ремъчно предаване.

За да се ускори процесът на разбиване на глината, глинобъркачката се зарежда с глина, нахисната предварително във вода.

Необходимото време за разбиване на глината е около 1,5 ч. Обороти на глинобъркачката не трябва да надминават 60 об/мин.

Приготвеният разтвор в глинобъркачката е гъст и затова се разрежда с чиста вода, докато получи желаната гъстота.

е) Прочистване на глинестия разтвор

Понеже по време на сондирането глинестият разтвор се натоварва с частици от раздробените при сондирането скали, необходимо е той да се почисти, за да добие отново всички качества, които е имал. Това се постига чрез система от канали с дължина от 25 до 35 м. Те са разделени с прегради на секции. Всяка секция е по-ниска от предишната, за да може разтворът да тече.

Необходимо е каналите и утайниците често да се почистват от шлама.

В. ПОЛСКИ ИЗПИТВАНИЯ НА ФИЗИКО-МЕХАНИЧНИТЕ СВОЙСТВА НА СТРОИТЕЛНИТЕ ПОЧВИ

Полските опити за определяне на физико-механичните свойства на строителните почви дават в някои случаи по-точни показатели от лабораторните, тъй като те са резултат от техните сумарни изменения и деформации в условията на естественото им залягане. Те се провеждат непосредствено в основата на съоръжението, и то в стадия на проучване за технически проект или за работни чертежи, когато мястото на съоръжението е напълно определено. Затова всеки опит трябва да отговаря на определена техническа задача, възникнала в процеса на проектирането.

В практиката при инженерногеоложките проучвания обикновено се провеждат главно два вида полски опити: опитни натоварвания в шахти и сондажни пробиви и изпитване на строителната почва на срязване. В специални случаи се предвиждат полски опити, за да се установи изветряването на мергелни скали, температурният режим на строителната почва и др.

1. ОПИТНИ НАТОВАРВАНИЯ С ЩАМП

За провеждане на опитните натоварвания в шахти е необходим щамп (фиг. 6—18), състоящ се от: пета, платформа, товар (тежести), измерителни прибори (индикатори), временен репер и временен покрив над опитния участък. По стандарт петата трябва да има площост 5000 см². Тя предава товара на почвата и трябва да бъде практически неогъваема. Платформата за натоварване заедно с вертикалния стълб трябва лесно да се центрира по отношение на петата. Тежестите трябва да са с правилна форма, за да могат да се поставят симетрично върху платформата и да са удобни за манипулация, освен това те трябва да имат голямо обемно тегло (обикновено са чугунени отливки).

Измерителните уреди трябва да дават точност до 0,01 мм.

Защитният покрив над опитния участък предпазва от дъжд и вятър. Той може да наклони устройството и да създаде ексцентрични товари.

Щампът се натоварва на степени от по 0,2; 0,5; 1,0; 1,5 или 2 кг/см². Натоварването продължава до момента, в който се появява странично изтласкване на почвата, започва образуване на пукнатини, съпроводени с резки скокове в слягането или напълно продължително слягане (стрелката на индикатора започва да се върти непрекъснато).

Резултатите от пробните натоварвания се изобразяват графически (фиг. 6—19) и по-нататък се правят следните изчисления.

1. По графика се определя границата на пропорционалност между слягане и товар. Законът на Хук в случая се изразява с формулата

$$(6,1) \quad S = c(p - p_0),$$

където S е слягане на петата в см;

p — натоварване на петата в кг/см²;

p_0 и c са параметри, които се определят от графика на фиг. 6—19;

$$c = \operatorname{ctg} \alpha$$

2. Определя се модулът на деформация на строителната почва:

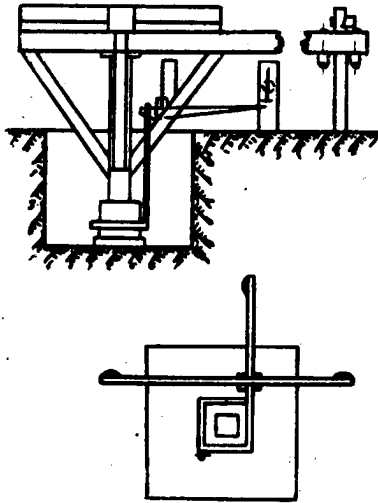
$$(6,2) \quad E = ak \frac{P}{S},$$

където E е модул на деформацията в кг/см²;

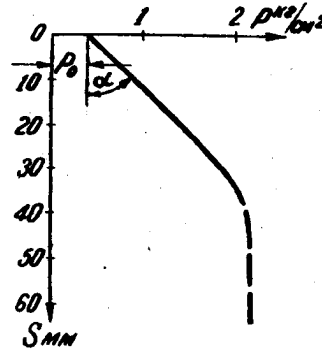
P — пълен товар на петата, който предизвиква съответно слягване в кг;
 S — слягване в см;
 a — корекционен коефициент, който отчита различните деформации при изпитвания на повърхността (в шурф) и в дълбочина (в сондажен пробив);
 k — коефициент, който се определя по формулата

$$(6,3) \quad k = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \cdot \frac{1 - M^2}{\sqrt{F}}$$

където k е коефициент на странично разширение на строителната почва. За пясъци се приема 0,29, а за глина — 0,42;
 F — натоварена повърхност на петата в см².



Фиг. 6—18. Схема на изпитване на строителната почва чрез опитни натоварвания с щамп в шурфове



Фиг. 6—19. График за зависимостта $s = f(p)$ при опитни натоварвания

Стойностите на k и a са дадени в таблица 6—16.

Таблица 6—16

Вид на изпитването	Форма на петата	Размер на петата в см ²	Пясък		Глина	
			a	k	a	k
Повърхностно (в шурф)	Квадратна	5000	1,0	0,0115	1,0	0,0103
В дълбочина (в сондаж)	Кръгла	600	0,70	0,0331	0,70	0,297

Пробните натоварвания в сондажни пробиви с диаметър 325 мм се извършват с щамп (фиг. 6—20) с диаметър на петата 277 мм (600 см²). Обработването на резултатите е дадено по-горе.

Особена стойност имат опитните натоварвания в макропорьозните строителни почви (лъс и лъсовидни пясъчливи глини) за определяне на пропадането им при намокряне. Според Ю. М. Абелев критерий за пропадането на лъсовете ни дава съотношението

$$(6,4) \quad M = \frac{S_3}{S_H}$$

и разликата

$$S_3' - S_H,$$

където S_3 е пълно слягане на петата след намокряне;

S_H — слягане на петата преди намокряне.

Ако $M > 5$ и $S_3 - S_H > 3$ см (при пета с площ 5000 см²), почвата се оценява като макропорьозна, пропадаща.

2. ОПИТНО СРЯЗВАНЕ НА СТРОИТЕЛНАТА ПОЧВА

Опитите на срязване в полски условия се провеждат върху монолити, изсечени непосредствено в основата на съоръжението със срязваща повърхност 600 см². Уредба за срязване е показана на фиг. 6—21.

Резултатите от опита се изразяват графично. Зависимостта между вертикалния товар и съпротивлението на почвата срещу срязване е права линия (фиг. 6—22), чието уравнение е следното:

$$(6,5) \quad \tau = c + p \operatorname{tg} \varphi,$$

където τ е срязващо напрежение в кг/см²;

c — кохезия;

$\operatorname{tg} \varphi$ — коефициент на триене;

φ — ъгълът, който сключва правата с абсцисната ос;

p — вертикално натоварване в кг/см².

Горната зависимост може да бъде получена, при условие че коефициентът на порите ν или влажността w са постоянни величини.

Г. ВОДОНАГНЕТЯВАНЕ

Филтрацията при подприщителните съоръжения при определен напор и тип на съоръжение зависи преди всичко от напукаността на скалната основа. Изследването на пукнатините — количество, простиране, падение и характер на запълнителя, е важна задача на геолога-проучвател.

Напукаността може да се проучи най-добре чрез прокопаване на шахти, галерии и др., които позволяват непосредствено да се измерят нейните елементи. Направата на тия минни изработки по двата ската е лесно осъществимо, но за изкопа в основата на съоръжението е затруднено или се осуетява от неизбежните водочерпения и заливания при наводнения. В редица случаи било поради ранния стадий на проучването, било поради ниската класа на съоръжението се налага да се ограничаваме до възможния минимум от такива скъпи минни изработки.

Водонагнетяването дава възможност по един прост, лесно достъпен и сравнително бърз и евтин начин да получим задоволителна представа за относителната напуканост на скалите.

В резултат на опита се получава относително водопоглъщане, което позволява да се определи филтрационният профил.

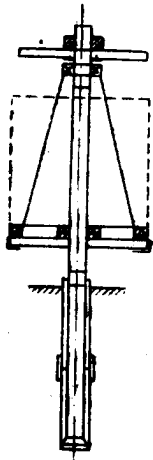
Относителното водопоглъщане се изчислява по формулата

$$(7,6) \quad q = \frac{Q}{lH} \text{ [л/мин/м]},$$

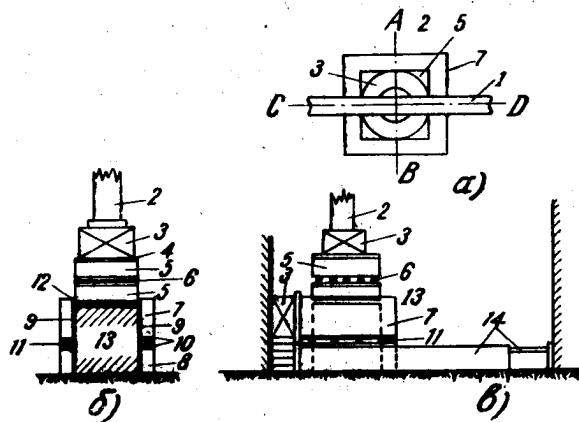
където Q е водно количество в л/мин;

H — напор;

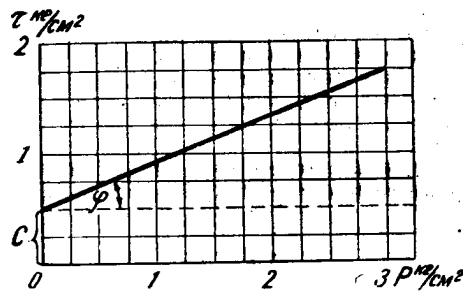
l — дължина на избрания интервал от сондажа в м.



Фиг. 6—20.
Схема на
щамп за опитни
натоварвания в сон-
дажни пробиви



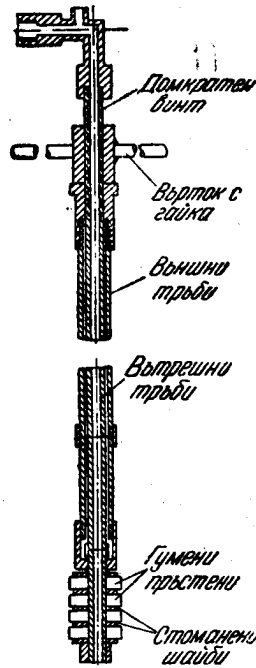
Фиг. 6—21. Схема за изпитване на строителната почва
на срязване
а) поглед отгоре; б) разрез по А—Б; в) разрез по С—D; 1 — горна опорна греда; 2 — дървена стойка с \varnothing 20—25 см; 3 — домкрат; 4 — листова стомана 5—7 мм; 5 — щамп; 6 — металическа котка; 7 — горно сандъче; 8 — долно сандъче; 9 — битум; 10 — дървени подложки; 11 — сачми; 12 — цепнатина за валиване с вода; 13 — ненарушена строителна почва (монолит); 14 — долна опора



Фиг. 6—22. График на зависимостта $\tau = f(p)$

Когато водонагнетяването се провежда при различен напор H , относителното водопоглъщане се изчислява по по-сложни формули, а всяка стойност на H се нарича степен на водонагнетяването.

Такова многостепенно водонагнетяване се провежда в стадия на проучването. По същия начин се водонагнетяват и 10—15% от метража на инжекционната завеса и контролните и дренажните сондажи.



Фиг. 6—23. Водонагнетателен пакер

За създаване на налягането се използват водни помпи или резервоари, разположени на достатъчна височина, а при работа със сгъстен въздух — затворени напорни казани (виндкесели).

Най-добри резултати при водонагнетяването се добиват, когато водата достига до сондажа по гравитачен път. Едновременно с това този начин е и най-евтин.

Често употребяваната при изграждане на завеси инжекционна помпа „Хени“ поради своите пулсации не е подходяща.

Водата се довежда до сондажа с тръби и маркучи с d 1"—2".

Водното количество се измерва чрез водомери или тарирани съдове, а налягането — чрез манометри.

За ограничаване на интервалите за нагнетяване се използват специални тампонажни устройства — пакери (тампони). Различаваме пакери с единична (обикновен пакер) (фиг. 6—23) и с обратна циркулация.

Водонагнетяването се извършва най-малко на три степени.

Според инструкцията на „Хидроенергопроект“ трябва да се нагнетява при налягане от 0,5—1,5 атм. (5 до 15 м воден стълб). Люжон препоръчва 10 атм., а Рождественски 1, 3 и 5 атм. Напоследък все по-често се нагнетява при налягане, съответстващо на водния напор на бъдещото съоръжение.

Нагнетяването се започва от най-ниската степен на налягане, като се преминава към по-високите. При неудовлетворителни резултати то се повтаря по обратен път.

Във вертикално отношение водонагнетяването се извършва по два метода: „отдолу нагоре“, когато сондажът се пробива до пълната си дълбочина и „отгоре надолу“, когато след пробиване на всеки интервал се водонагнетява. При първия начин долните водонагнетени интервали трябва да се тампонират с глина или да се циментират.

При всяка степен на налягане се водонагнетява, докато се получи стабилизирано водно количество, след което водонагнетяването продължава 3—4 часа при стабилизация. Необходимото време за водонагнетяване при дадена степен на налягане се движи в много широки граници — от 4—5 до 30 и повече часа.

По време на водонагнетяването поглъщаното водно количество се отчита и записва непрекъснато в специален карнет (виж табл. 6—17). Отчетите се правят през различни интервали от време в зависимост от водопоглъщането. Така например при слабо пропускливи скали те се извършват през 10—15 и повече минути, а при силно пропускливи — през 5, дори и 2 мин.

След завършване на водонагнетяването при последната степен на налягане за дадения интервал се начертава графикът $Q=f(H)$ (фиг. 6—24), където

$$Q_0 = \frac{Q}{l},$$

където l е дължина на интервала.

Тази зависимост може да бъде: праволинейна (1) или криволинейна (2 и 3).

При получаване на крива, изпъкнала надолу (2), опитът трябва да се повтори по посочения вече начин. За да се получи такава крива, може да има две причини:

1. Неправилно регистриране на водното количество.
2. Деколматация на пукнатините.

Обработка на резултатите

За изчисленията се изхожда от характера на зависимостта

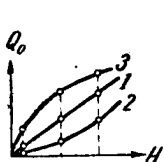
$$Q_0 = f(H).$$

I случай — права, минаваща през началото (фиг. 6—24, крива 1)

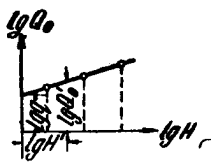
$$Q_0 = aH,$$

откъдето

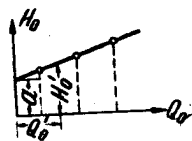
$$a = \frac{Q_0}{H} = q.$$



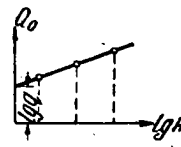
Фиг. 6—24.
График на зависимостта $(Q_0 = fH)$



Фиг. 6—25.
График на зависимостта $\lg Q_0 = f(\lg H)$



Фиг. 6—26.
График на зависимостта $H_0 = f(Q_0)$



Фиг. 6—27.
График на зависимостта $Q_0 = f(\lg H)$

II случай — крива, изтъкнала надолу (фиг. 6—24, крива 2). Кривата е необработваема. При невъзможност да се получи правилна зависимост за q , ориентировъчно се приема най-високата стойност от трите степени.

III случай — крива, изтъкнала нагоре (фиг. 6—24, крива 3).

Зависимостта $Q_0 = f(H)$ може да бъде степенна, параболична или логаритмична.

а) Степенна (по Смирнов) $\lg Q_0 = f(\lg H)$.

Ако точките от отделните степени на зависимостта $\lg Q_0 = f(\lg H)$ лежат на една права (фиг. 6—25) и се спазва условието

$$1 < \frac{\lg H'}{\lg Q_0' - \lg q} < 2,$$

където Q_0' и H' са текущи координати, относителното водопоглъщане представлява антилогаритъма на отсечката от ординатната ос, която тази права отсича.

б) Параболична (по Дюпюи)

$$H_0 = f(Q_0) — права (фиг. 6—26).$$

Ако точките от отделните степени (H_0, Q_0) се наредят на една права, относителното водопоглъщане се изчислява по формулата

$$q = \frac{\sqrt{a^2 + 4b} - a}{2b},$$

където a и b са параметри.

Параметърът a е отсечка от ординатната ос, която правата отсича.

Параметърът b се определя по формулата

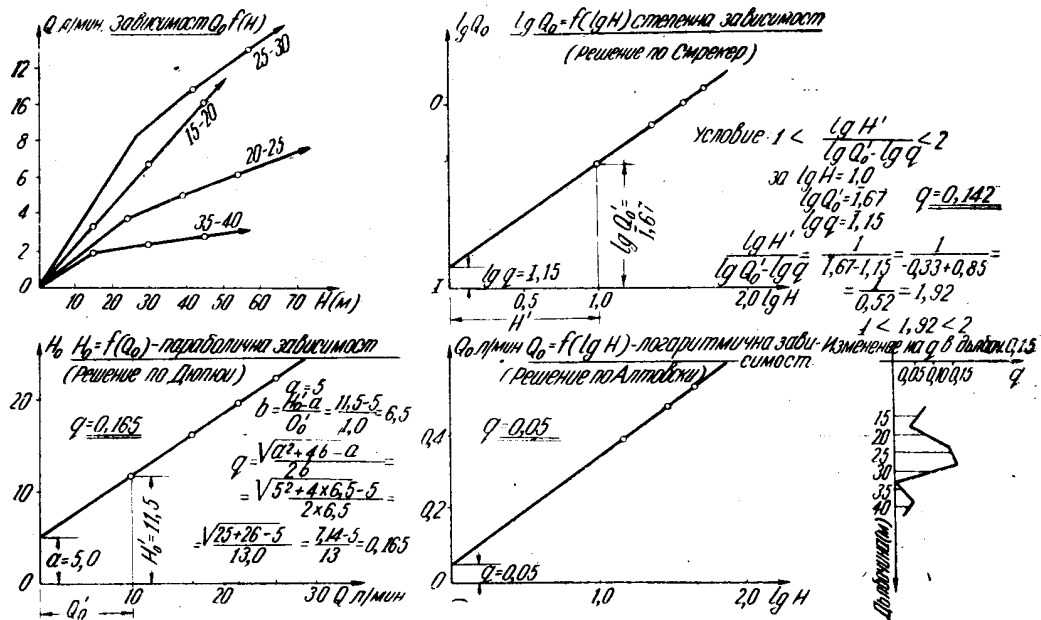
$$b = \frac{H_0' - a}{Q_0'},$$

където Q_0' и H_0' са текущи координати.

в) Логаритмична (по Алтовски)

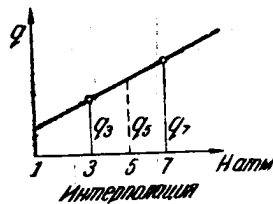
$$Q_0 = f(\lg H) — права (фиг. 6—27).$$

298

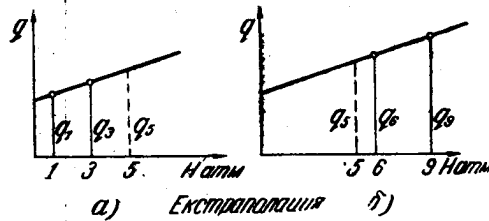


Фиг. 6—28. Числей пример за изчисляване на относителното водопоглъщане

Ако трите точки на $Q_0=f(H)$ определят една права, ординатата, която тази права отсича, представлява относителното водопоглъщане. За да бъде по-ясно изложениот дотук, в табл. 6—17 и фиг. 6—28 се дава числен пример.

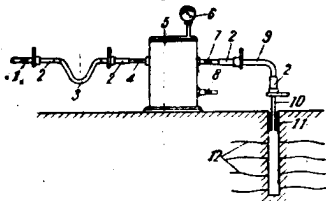


Фиг. 6—29. Интерполация при изчисление на относителното водопоглъщане



Фиг. 6—30. Екстраполация при изчисление на относителното водопоглъщане:

- а) за q , получено с налягания, по-ниски от 5 атм
- б) за q , получено с налягания, по-високи от 5 атм

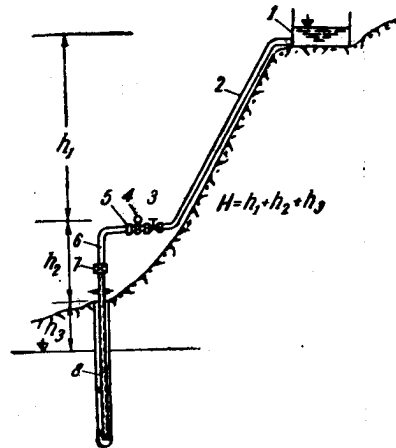


Фиг. 6—31. Схема за водонагнетяване със сгъстен въздух:
 1 — вентил за въздухопровода; 2 — салникова муфа; 3 — гугмен маркуч; 4 — изпускателен вентил; 5 — виндкесел; 6 — манометър; 7 — затварящ вентил; 8 — изпускателен вентил; 9 — водопроводни тръби; 10 — тръба за пакера; 11 — уплътнител; 12 — пукнатини на скалата

Водонагнетяването при изграждане на завеси, наречено производствено, е едностепенно. Тук продължителността е по-малка. Водонагнетява се 15—20 мин. Изчаква се 10 мин. и отново се водонагнетява 10—15 мин. Ако стойностите на Q при първото и второто водонагнетяване се различават с повече от 20%, водонагнетяването се повтаря. Изчисленото относително водопоглъщане служи като показател за консистенцията, с която трябва да се започне инжектирането.

Производственото водонагнетяване се извършва при налягане 5 атм. Когато по различни причини не може да се достигне налягане 5 атм. или пък винаги се надвишава, се прави екстраполация или интерполация (фиг. 6—29 и 6—30).

На фиг. 6—31 и 6—32 са дадени схеми за водонагнетяване при работа със сгъстен въздух (от компресори или бутълки) и при работа с резервоар.



Фиг. 6—32. Схема за водонагнетяване с резервоар:

- 1 — резервоар; 2 — водопроводни тръби; 3 — спирателен кран; 4 — манометър; 5 — водомер; 6 — водопроводни тръби; 7 — кран; 8 — пакер

Таблица 6—17

№ на сондажа	Интервал			Степен на нагнетаване	Воден стълб, м	Водно количество Q, л/мин	$Q_0 = \frac{Q}{T}$	$q = \frac{Q_0}{H}$	$H_0 = \frac{H}{Q_0}$	lg H	lg Q ₀	Характер на зависимостта	Относително водопоглъщане q (л мин/м)	
	№	от — до — м	дължина, м											
20	I	15—20	5	1 2 3	45 30 15	10,00 6,60 3,30	2,00 1,32 0,66	0,0445 0,0440 0,0440	—	—	—	праволинейна	0,044	
	II	20—25	5	1 2 3	54 39 24	6,10 5,00 3,80	1,22 1,00 0,76	0,023 0,026 0,032	—	1,73239 1,59106 1,38021	0,08636 0,0000 1,88081	степенна	0,142	
	III	25—30	5	1 2 3	57 42 27	12,80 10,80 8,30	2,56 2,16 1,66	0,045 0,051 0,061	22,22 19,44 16,26	—	—	параболична	0,165	
	IV	30—35	5	1 2 3	45 30 15	0,00 0,00 0,00	0,00	0,00	—	—	—	—	—	0,00
	V	35—40	5	1 2 3	45 30 15	2,350 1,950	0,53 0,47 0,39	0,012 0,016 0,026	—	1,65321 1,47712 1,17609	—	—	логаритмична	0,050

Д. ИНЖЕКЦИОННИ РАБОТИ В ХИДРОТЕХНИЧЕСКОТО СТРОИТЕЛСТВО

1. ПРЕДНАЗНАЧЕНИЕ И ПРИЛОЖИМОСТ НА ИНЖЕКЦИОННИТЕ РАБОТИ

В строителната техника са познати следните методи за уплътняване на строителната почва: циментация, глинизация, гореща и хладна битуминизация, електрохимическо заздравяване и замразяване. Тези методи се прилагат при определени условия или в комбинация — гореща битуминизация и циментация; хладна битуминизация и циментация; циментация и силикатизация и др.

Уплътняването е процес, при който уплътняващото вещество (цимент, глина, битум, силикати, смес от глина и цимент) в течно състояние или във вид на воден разтвор се нагнетява под определено налягане в сондажни пробиви и запълва пукнатините и празнините в скалата. След отделяне на водата от разтвора или след химическа реакция се придава водоупътност, а в някои случаи и здравина на масива.

В хидротехническото строителство посочените методи на уплътняване се прилагат при определени условия за следните цели:

- а) за изграждане на противофилтрационни завеси в основите на язовирни стени за борба с филтрацията;
- б) за изграждане на завеси както за борба с филтрацията, така и за частично заздравяване на основите на язовирните стени;
- в) за повишаване монолитността и водонепропускливостта на съоръженията, изградени от бетон;
- г) за запълване на пространството между тунелната облицовка и скалата и за уплътняване и заздравяване до известна степен на скалата.

Поставените задачи в точки *а* и *г* могат да бъдат разрешени с циментация, глинизация, битуминизация и комбинации между тях, а тези в точки *б* и *в* — с циментация и силикатизация.

Уплътняване чрез силикатизация, хладна битуминизация или електрохимическо заздравяване се прилага само в изключителни случаи поради икономическата нецелесъобразност на тези методи.

Приложимостта на отделните методи на уплътняване в скалните основи до голяма степен се определя от стойността на относителното водопоглъщане, а за останалите видове строителни почви — от коефициента на филтрация (виж табл. 6—18).

Не във всички случаи обаче горните величини могат да определят границите на приложимост на отделните методи на уплътняване. Тази забележка се отнася особено за скали с много на брой извънредно фини пукнатини, за силно стрити (милонитни) зони, за окарстени скали и др. В такива и по-сложни случаи е уместно да се проведат опитни работи, като се нагнетява различен материал (цимент, глина, битум, водно стъкло и CaCl), а крайно решение се взема след задълбочен анализ на получените резултати, като се взема предвид икономическата целесъобразност и сигурността на съоръжението.

Таблица 6—18

Метод на уплътняване	Относително водопоглъщане, л/мин	Коефициент на филтрация, м/24 часа
Циментация	0,05—10,0	
Глинизация	0,10—100,00	
Гореща битуминизация	1,00—100,00	
Хладна битуминизация	0,05—1,00	
Силикатизация		2—80
Електрохимическо заздравяване		2

2. ЦИМЕНТАЦИОННИ ПРОТИВОФИЛТРАЦИОННИ ЗАВЕСИ

а) Видове завеси и разположението им

От познатите методи на инжектиране най-широко приложение е получила циментацията поради предимствата ѝ пред останалите методи. Затова при разглеждането на циментацията ще бъдат засегнати принципни въпроси, които в една или друга степен се отнасят и за останалите методи на уплътняване.

В зависимост от разположението им спрямо съоръжението (язовирната стена) и речната долина противofilтрационните завеси се разделят на следните видове:

1. Дълбока завеса. Изгражда се под предната (напорната) част на съоръжението в пределите на речната долина. Нейното предназначение е да намали до известна степен филтрацията и водния подем под стената чрез удължаване на пътя на филтриращата се вода или да прекрати филтрацията. Това е необходимо, за да се намали загубата на вода и скоростта на филтрацията до степен да бъде предотвратена опасността от механична и химична суфозия на запълнителя в пукнатините.

2. Брегови завеси. Изграждат се в бреговете на долината встрани от язовирната стена като продължение на дълбоката завеса или независимо от нея. Задачата им е да предпазят съоръжението от обходна филтрация, която може да доведе до събарянето му, и да предотвратят загубата на вода.

Оста на противofilтрационната завеса трябва да се полага по възможност близо до ръба на водния откос на язовирната стена, тъй като това довежда до възможното най-голямо намаление на плоскостта на противоналягането. В това отношение е напълно целесъобразно изграждането на противofilтрационната завеса през бетонов зъб, разположен непосредствено пред стената.

Освен двата вида завеси се прилагат и следните видове циментация:

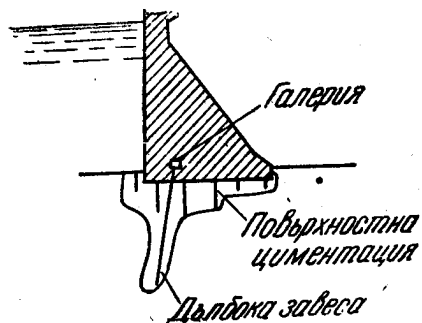
1. Повърхностна (площна или за свързка) циментация. Разпростира се под цялата язовирна стена или под част от нея. Площната циментация се прилага при бетонните язовирни стени и съоръжения и има следните задачи:

а) Да уплътни преди всичко напуканата от взривовите скална основа, както и естествените пукнатини и фугата между бетона и скалата. Като продължение на дълбоката завеса площната циментация спомага за значителното намаляване на противоналягането и на филтрацията под стената. Площната циментация следователно е абсолютно необходима в скални терени, подаващи се на механична и химична суфозия.

В някои случаи повърхностната циментация служи за усилване на връзката на завесата с тялото на стената. За целта тя се удължава в участък с ширина 5—15% от ширината на основата, като образува втория и следващите редове на дълбоката завеса (фиг. 6—33).

б) Да сломогне за заздравяване на скалната основа в известна степен, с което повишава носещата ѝ способност.

Площната циментация може да допринесе за фундиране на съоръжението при по-висока кога, като се използват за



Фиг. 6—33. Повърхностна циментация

основа по-горните слоеве от скалата, които обикновено са по-напукани и по-слаби поради изветряването. Това обстоятелство допринася за намаляване на обема на съоръжението и изкопните работи.

в) Да повиши сигурността на съоръжението против подхлъзване.

г) Да намали водния напор съвместно с основния дренаж при наличие на напорна вода в основата на съоръжението в случаите, когато дълбоката завеса не дава резултат.

Като отговаря на тези задачи при добро изпълнение циментацията за свързка повишава в известна степен сигурността на стената и спомага за намаляване на профила ѝ.

2. Циментация (уплътняване), изпълнена в тялото на бетонната стена. Тя има следните задачи:

а) Да отстрани дефектите, получени при изливане на бетона или при изнасяне на свободна вар от него.

б) Да отстрани повредите в бетона (пукнатини), получени вследствие на слягане и др.

в) Да уплътни строителните и други ненужни fugи.

3. Тунелна циментация. Прави се зад облицовката и в скалата около тунела. Има следните задачи:

а) Да запълни пространството между облицовката и скалата, като осигури правилно разпределение на товарите върху облицовката и съвместно действие със скалата. Циментацията отстранява точковидните товари и намалява напреженията в облицовката.

б) Да намали притока на вода в тунела през облицовката, за да може тя да се подсуши при полагане на торкрета и други изолационни материали, както и да предпази бетона от агресивното действие на водата.

в) Да се даде възможност за прокопаване на тунели в силно обводнени участъци (предварителна циментация).

г) Да заздрави скалния масив около тунела, като повиши физико-механичните му показатели и преди всичко еластичния отпор (k) на скалния масив.

б) Условия за успешно прилагане на циментацията

Циментацията е най-широко разпространеният метод за уплътняване поради простотата в изпълнението му и предимствата на циментовия камък като запълнител. Приложението на циментацията обаче с малки изключения се ограничава в напуканите скали, чиито пукнатини в една или друга степен са чисти от рахъл пясъчлив (водопронеслив) запълнител. Искощо циментовата суспензия може да проникне в пукнатини или свързани помежду си пори в строителната почва при определено съотношение между диаметъра на циментовите зърна и ширината на пукнатините и порите. В зависимост от едрината на циментовото зърно се приема, че е възможно да се прилага циментация в скали с пукнатини, чиято ширина не е по-малка от 0,15—0,25 мм. Тази е долната граница, а горната се определя в зависимост от стопанската целесъобразност.

Успешното приложение на циментацията се обуславя по-нататък от скоростта на грунтового поток и от химическия състав на грунтового води и водите във водоохранилището. Според Н и ТУ по циментация, издание на М-во на електроцентрали в СССР от 1954 г., циментацията може да се провежда, ако скоростта на грунтового поток в циментираната зона не превишава 600 м/24 часа. При по-големи скорости трябва да се докаже опитно, че е възможно да се приложи циментация. При неблагоприятен резултат е целесъобразно да се премине към комбинация между гореща битуминизация и циментация.

в) Някои изисквания към портландцимента и пуцолановия цемент по БДС 27-51 и БДС 165-51

1. В табл. 6—19 и 6—20 са дадени минималните стойности на якостите на натиск и опън за портландцимент и пуцоланов цемент, установени на пробни тела (кубчета 70×70×70 мм и осморки), приготвени от нормено тесто.

Таблица 6—19

Портландцимент

Марка	Якост на натиск, кг/см ²			Якост на опън, кг/см ²		
	след			след		
	3 дни	7 дни	28 дни	3 дни	7 дни	28 дни
300	—	200	300	—	20	25
400	200	300	400	20	25	30
500	260	400	500	25	30	35

Таблица 6—20

Пуцоланов цимент

Марка	Якост на натиск, кг/см ²		Якост на опън, кг/см ²	
	след		след	
	7 дни	28 дни	7 дни	28 дни
250	160	250	16	20
300	200	300	20	25
400	280	400	25	30

2. Началото на свързване трябва да настъпва не по-рано от 1 час, а края на свързване не по-късно от 10 часа за портландцимент и 12 часа за пуцоланов цимент.

3. Остатъкът върху сито № 90 (4900 отвора на см²) трябва да не бъде повече от 15 % за портландцимент и 20 % за пуцоланов цимент, а остатъкът върху сито № 200 (900 отвора на см²) трябва да бъде най-много 2 % за двата вида цимент.

4. Трябва да показват обемна постоянност.

5. Съдържанието на SO₃ не трябва да бъде повече от 3 %.

6. Съдържанието на MgO не трябва да бъде повече от 4,5 %.

7. Загубите при налягане не трябва да бъдат по-големи от 5 %.

г) Елементи на дълбоката завеса

Към елементите на противофилтрационната завеса се отнасят: дълбочина, ширина (брой на редовете), разстояние между сондажите във всеки ред, наклон и диаметър на сондажите и др.

Дълбочината на противофилтрационната завеса се определя в зависимост от водния напор в езерото и геоложките качества на скалите, по-специално напукаността им, изразена с относителното водопоглъщане.

При незначителна мощност на водопропускливата скала противофилтрационната завеса се довежда до водоупорните скални пластове, като се задълбава в тях до 2,0 м. Това решение се приема като най-правилно и сигурно. При такава обстановка би било неправилно да се остави между долния край на завесата и водоупорните скали зона от 5 до 10 м, в която може да се насочи мощен грунтов поток, който би застрашил завесата, а от там и язовирната стена. По този начин е разрешена завесата на язовир „Ал. Стамболийски“.

В случай че водоупорната скала се намира практически на голяма дълбочина, противофилтрационната завеса се довежда до такава дълбочина, където относителното водопоглъщане намалява до 0,01—0,05 л/мин или коефициентът на филтрация е от 2×10^{-5} до 1×10^{-4} см/сек. Такава завеса се нарича висяща за разлика от първия случай, която е стояща.

Големината на относителното водопоглъщане обаче не може да бъде единственият критерий при определяне дълбочината на противофилтрационната завеса. В това направление не може да се постави шаблон. Всеки конкретен случай трябва да се решава поотделно, като се вземат предвид следните влияния:

а) Въздействието на филтрационния поток на язовирната стена, като се отчита противоналягането.

б) Въздействието на същия поток върху скалната основа и по-специално възможностите за проявяване на механична суфозия на запълнителя в пукнатините, като се отчита възможността за химическо разтваряне и измиване на основната скала.

в) Филтрационните загуби по протежение на цялата язовирна стена и в обход на нея, като се съпоставят с водния баланс на реката и режима на проектираното водохранилище.

За да се изяснят проблемите в т. б, е необходимо да се проведат опити за определяне на граничния напорен градиент, при който се проявява механична суфозия. Дълбочината на завесата се определя в зависимост от класа на съоръжението, геолож-

ките условия, икономическите показатели и др., като се има предвид и известен коефициент на сигурност по отношение на определения напорен градиент.

При язовирната стена Студена бе констатирана механична суфозия при напорен градиент 0,90, а дълбочината на завесата осигури максимален напорен градиент 0,63.

Хидроложките условия, при които се застрояват нашите високопланински каскади, налагат във връзка с т. 6 да се полагат значителни усилия за намаляване на филтрационните загуби, изразяващи се в удължаване на завесите, от една страна, и качествено им изпълнение, от друга страна.

В тялото на противифилтрационната завеса трябва да бъде достигнато уплътняване, което, изразено с относителното водопоглъщане в зависимост от водния напор H , да бъде по-голямо от следните стойности: при действащ напор H до 10 м — до 0,05 л/мин, при H от 10 до 30 м — 0,03 л/мин и при H над 30 м — до 0,01 л/мин.

Разстоянието между сондажните пробиви в противифилтрационната завеса е променлива величина дори и в един и същ скален вид. Правилното му определяне е много важно условие за доброто качество и стойността на завесата. Това разстояние е в зависимост от инженерногеоложките и хидрогеоложките качества на скалата, типа на завесата, водния напор и изискванията към завесата, както и от разполагаемите машини и съоръжения.

В сравнително запазени и здрави скали, където може да се приложи по-високо налягане без опасност от изтичания и се използват по-редки разтвори, разстоянието между пробивите може да бъде по-голямо, отколкото в по-слаби и напукани скали, средно то е от 0,7 до 1,5 м. При язовир „Александър Стамболийски“ в сравнително по-запазените участъци, изградени от дриновски варовик, разстоянието между пробивите бе 3—4 м, докато в същия варовик в по-напуканите и изветрели зони се наложи да се съгъсят пробивите вследствие на изтичанията и разстоянието между тях достигна 1—1,5 м.

В такива случаи разстоянието между крайните сондажи в опитния участък се приема 5—6 м. Необходимата плътност се достига при съгъстване на сондажите на разстояние до 1,25—1,50 м.

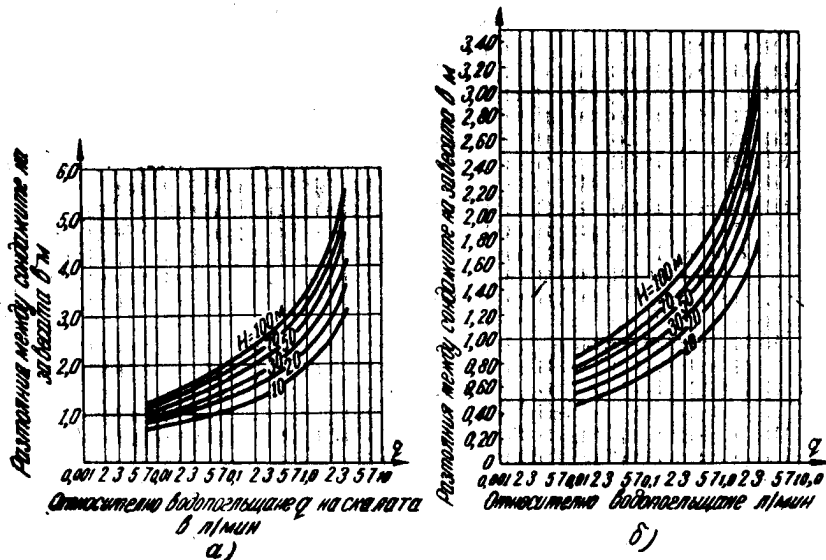
При скали с развита система от широки пукнатини изтичанията и свързаното с тях по-ниско работно налягане, както и изборът на оптимални консистенции на разтвори обуславят по-малък радиус на разпространение на разтвора. В същата посока влияят и нискодебитните инжекционни помпи, при които скоростта на нагнетявания циментов разтвор в околните пукнатини е малка. Създават се условия за утаяване на цимента близо до сондажния пробив. Впоследствие при по-високо налягане не може да се нагнетят нов разтвор встрани от създадената преграда. По тези причини разстоянието между пробивите в част от завесата на язовир „Студена“, минаваща през силно напукан кварцит с широки и отворени пукнатини по метода на съгъстване, достигна 0,50—1,00 м. Практиката показва, че в подобни условия разстоянието между сондажите се движи от 0,40—0,70 м. Обикновено при скали с широки пукнатини разстоянието между крайните сондажи в опитния участък се приема 7—8 м. По метода на съгъстване разстоянието се намалява последователно от 8 на 4, после на 2 и накрая на 1 м.

При силно стрити — милионитни зони това разстояние може да бъде още по-малко. В такива случаи трябва да се мине към нов уплътняващ материал — битумна емулзия и силикатизация.

Разстоянията между редовете и между сондажите в отделните редове за стадия на техническия проект се определят опитно. Броят и мястото на опитните участъци се определят в зависимост от геоложките условия, класа и вида на язовирната стена. Необходимо е да се постави един участък в коритото на реката (при най-големия воден напор), а останалите да се разпределят в места със средни и тежки инженерногеоложки и хидрогеоложки условия.

В стадия на идеен проект разстоянието между сондажите се определя въз основа на проведените опитни водонагнетявания и други геоложки проучвания, като се използва правилно опитът от изградените завеси при подобни условия. При обикновени инженерногеоложки и хидрогеоложки условия в скалния масив (равномерно разпределена пукнатинна система, подаваща се на тампониране, скорост на грунтовия поток под максималната граница и др.) и при относително водопоглъщане от 0,01 до 4—5 л/мин разстоянието между сондажите може да се определи приблизително по графици на фиг. 6—34. Първите от тях (фиг. 6—34, а) се използват при скали с тесни пукнатини, а вторите (фиг. 6—34, б) — с широки пукнатини.

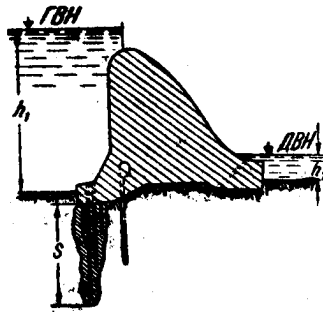
Ширината на противофилтрационната завеса се определя от ред фактори, обуславящи и дълбочината на същата. В крайна сметка тя се определя с броя на редовете. В дълбочината броят на редовете намалява, като се получава етажна завеса, което е в



Фиг. 6—34. Графици за определяне разстоянието между сондажните пробиви в дълбочината завеса :
а) широки пукнатини; б) тесни пукнатини

съответствие с намаляване на напорния градиент, увеличаване на работното и крайно налягане при инжектиране, както и с намаляване на водопродуцливостта в дълбочина (фиг. 5—35).

Етажна завеса бе необходимо да се направи при язовир „Г. Димитров“. На същия принцип е съставен проектът за завесата на язовир „Тополница“.



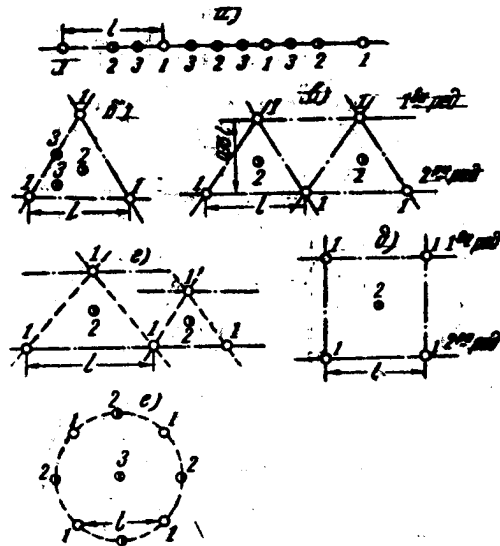
Фиг. 6—35. Етажна завеса

При нашите геоложки условия трябва да се счита като правило за язовирните стени, високи над 15—30 м, да се изгражда най-малко двуредна завеса. Необходимо е обаче да се определя радиусът на влияние на разтвора както по посока на оста на стената, така и перпендикулярно на нея. В този случай пробивите в опитния участък се разполагат според фиг. 6—36, б, в и г.

Посоката на инжекционните сондажни пробиви трябва да бъде така определена, че те да пресичат максимален брой пукнатини. При утаени скали пробивите по възможност се разполагат перпендикулярно на напастяването.

При вулканските скали, характеризирани се с няколко системи пукнатини, които най-често имат хидравлична връзка помежду си, са най-целесъобразни вертикалните сондажи. Особено внимание заслужават стръмно наклонените и вертикалните пукнатини, имащи простирание по посока на реката. Такава обстановка налага да се поставят наклонени сондажи към бреговете (наклонът им е обратен на пукнатините). Използването на наклонени сондажи в редица случаи е полезно, но не би трябвало да се преминава към много различни наклони, без да бъде осигурено прецизно изпълнение,

защото може да се получи разкъсване (неуплътнени места) на завесата. До какви отклонения може да се достигне при незначителни грешки в наклона на сондажите се вижда от табл. 6—21.



Фиг. 6—36. Схеми за разположение на инжекционните пробиви на опитния участък:

а) линейна; б) триъгълна; в и г) удвоени триъгълници; д) квадрат; е) окръжност; l — разстояние между основните сондажи; 1, 2, 3 — порядък на пробиване и инжектиране

Таблица 6—21

Грешки в ъгъла на пробиването	10°	20°	30°	1°	2°	3°
Отклонение на дълбочина 30 метра, м	0,087	0,174	0,262	0,523	1,046	1,570

д) Провеждане на циментацията

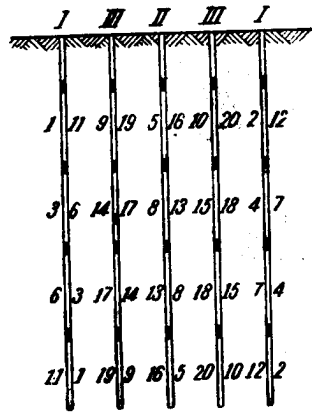
Качествено изпълнената противофилтрационна завеса трябва да отговаря на две условия: непрекъснатост и водонепропускливост. Тези изисквания могат да бъдат изпълнени при наличие на квалифициран кадър и подходяща съвременна техника, след като се спазват следните основни принципи:

1. Инжектирането трябва да се провежда по метода на сближаване. Този метод предвижда първоначално да се изработят и циментират пробивите от първа поредност (крайните). Те се правят на такова разстояние (5—8 м), че циментовият разтвор, нагнетяван в единия сондаж, да не може да проникне в другия. Пробивите от втора и следващите поредности се пробиват и инжектират по средата между предшествуващите. Това сближаване продължава, докато се убедим, че скалата между крайните сондажи е уплътнена. Методът на сближаване има свои особености в зависимост от броя на редовете (фиг. 6—36).

При едноредна завеса броят на сондажите в опитен участък, макар и в производствени условия, не трябва да бъде по-малък от 6—9. Методът на сближаване намалява

възможността за изтичане на разтвор от един сондаж в друг, спомага да се повиши налягането при следващите поредности, където се използват и съответно по-редки разтвори. Проследяването на изменението на минутния разход на разтвора, консистенцията му и налягането дават възможност чрез метода на сближаване да се извършва контрол и да се провежда по-нататък циментацията.

2. Високо качество на уплътняване може да се постигне, когато сондажите се разделят при водонагнетяването и циментацията на интервали. Дължината на интервалите



Фиг. 6—37. Схема за последователността при инжектиране на сондажните пробиви по интервали в опитния (работния) участък

Цифрите отляво се отнасят за метода „отгоре надолу“. Цифрите отдясно се отнасят за метода „отдолу нагоре“. I, II, III—поредност при инжектиране на сондажите; 1, 2, 3—20—последователност при инжектиране на интервалите

се приема средно 5 м. При силно водопрониклива скала и нискодебитна инжекционна помпа интервалите се скъсяват до 2—3 м, а при слабопрониклива скала—до 8—10 м. По-късите интервали осигуряват по-високо качество на изпълнение. Необходимо е при това да се отделят зоните с различна филтрация, както и стритите зони и разседи от останалия по-запазен масив. В това отношение много внимателно трябва да се постъпва при утаените скали, особено когато се редуват пясъчници и варовици с мергели и др. Стремешът е по възможност различните пластове да се отделят в отделни интервали.

Последователното сондиране и инжектиране на отделните интервали може да бъде изпълнено по метода „отгоре надолу“ (фиг. 6—37), цифрите отляво (или „отдолу нагоре“ (6—37, цифрите отдясно). Първият метод има реди предимства пред втория и макар че в някои случаи е по-скъп, той се препоръчва, защото осигурява по-високо качество на уплътняването. След циментацията на най-горните пластове се получава втвърдяване на циментовия камък. Последният се просондира заедно със следващия интервал, който непосредствено се водонагнетява и циментира (според фиг. 6—37, цифрите отляво). Процесът продължава, докато се достигне желаната дълбочина. Методът „отгоре надолу“ има следните преимущества:

1. Предотвратява до голяма степен изтичанията на циментова мляко на повърхността при инжектиране на втория и следващите интервали в дълбочина.
2. Позволява повишаване на работното и крайното налягане.
3. Позволява да се удълбае завесата до необходимата дълбочина.

Съществен момент в подготовката за циментация е промиването на интервала от утайки и промиването на пукнатините. Първата задача се извършва с водна промивка през щанговия лост на сондажната уредба или обратна промивка до избистряне на промивната вода. Скалните пукнатини се промиват чрез интензивно водонагнетяване. Показател за добър ефект от водонагнетяването е повишаването на водопоглъщането.

4. Подборът на подходящи нагнетателни машини е важен момент при осъществяването на качествена и сравнително евтина противифилтрационна завеса. Мощността на нагнетателните помпи по дебит и налягане влияе върху радиуса на разпространение на разтвора и върху якостта и плътността на циментовия камък. Досега у нас са въведени в употреба само нагнетателните помпи тип „Хени“. Те работят с максимално налягане до 42 атм. и максимален дебит 50 л/мин. Този тип помпи са подходящи за слабопроникливи скали, каквито са тези при язовирите „Г. Димитров“, „Сталин“, „Студен кладенец“, „Тополница“, „Кърджали“ и др. Те не бяха подходящи за силно напуканите кварцити на яз. „Студена“ и риолитите на язовир „В. Коларов“. В последния случай бяха употребени по-високодебитни помпи тип ЕКМ (200 л/мин и 70 атм.).

5. Решаващо условие за качеството на уплътняването е правилното провеждане на нагнетателния процес. Предварителен план за него не може да се даде. Основната задача на майстора-инжектор е да нагнети максимално количество разтвор при възможно най-гъста консистенция и максимално допустимо работно налягане. За ръководно начало

в това направление трябва да ни служи минутният разход на разтвора, който при увеличаващо се налягане трябва постоянно да намалява до отказ (фиг. 6—38) или се предлага предельно циментопоглъщане 0,01 л/мин. В началото се започва обикновено с рядка консистенция (1:10—1:8) според таблица 6—22, след това се сгъстява и към края се разрежда до 1:6—1:8.

Таблица 6—22

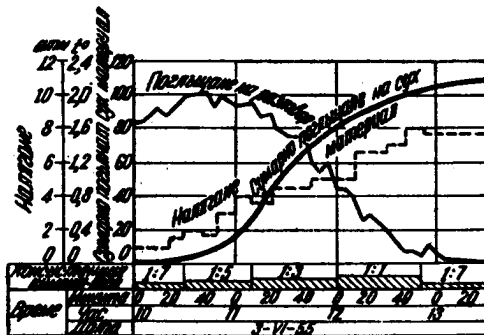
Относително водопоглъщане преди циментацията, л/мин	Начална консистенция на разтвора (цемент: вода)	Относително водопоглъщане преди циментацията, л/мин	Теглово отношение—цемент : пясък : вода
< 0,1	1:10—1:8	< 0,1	1:0:8
0,1—1	1:8—1:2	0,1—0,5	1:0:3
1,0—5	1:2—1:1	0,5—1	1:0:1
> 5	1:1 и по-гъсто	> 1	1:1:0,7

Средната консистенция на разтвора се приема в зависимост от относителното водопоглъщане по таблица 6—23.

6. Високото работно и крайно налягане при инжектиране обикновено осигурява висококачествено уплътняване. Оттук следва, че майсторът инжектор трябва да се стреми да работи с максималното до-

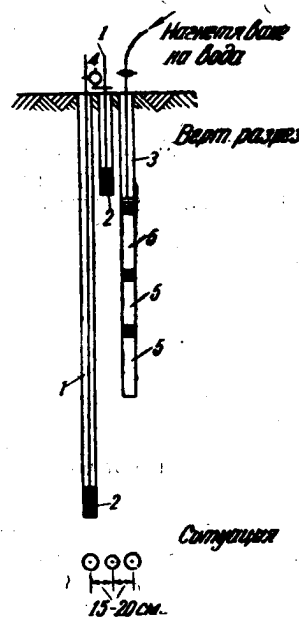
Таблица 6—23

Относително водопоглъщане, л/мин	Средна консистенция, цемент : вода
< 0,01	1:10—1:8
0,01—0,05	1:8—1:5
0,05—0,2	1:5—1:2
0,2—1,0	1:2—1:1
> 1,0	1:1—1:0,7



Проверка опита: Съставът: Проверка:

Фиг. 6—38. График за хода на инжектиране



Фиг. 6—39. Определяне максималното допустимо налягане при инжектиране: 1 — щангов дест; 2 — заковане на щанговия дест чрез циментирване с репер; 3 — водонагнетателен пакер; 4 — индикатор; 5 — интервал

пустимо налягане при конкретната обстановка. В общия случай то не е в правопрпорционална зависимост от разстоянието между циментирвания интервал и повърхността на терена. В обратна посока влияят изтичанията на разтвора. Максималното допустимо налягане се определя опитно чрез поставяне на подземен репер (фиг. 6—39). То е от

особена важност за първия интервал. Ако за първия интервал то е 5 атм., в следващия интервал може да бъде подигнато на 10 атм. Със особено внимание трябва да се отнасяме към утаените скали.

При отсъствие на опитни данни може да се използва таблица 6—24.

Таблица 6—24

Характер на скалата в основата	Максимално допустимо налягане	Сондажен пробив			Консистенция	
		основен	I контролен	II контролен	рядка	гъста
Утаени скали с хоризонтално напластяване или хоризонтални пукнатини	0,25 атм. на 1 м от дълбочината на сондажа	1	1,25	1,5	1,0	1,5
Масивни кристалинни скали със слаба напуканост	0,5 атм. на 1 м от дълбочината на сондажа	1	1,50	2,0	1,0	1,5

Забележка.

Стойностите на максималните допустими налягания в таблицата трябва да се умножат с коефициентите, дадени в дясната страна на таблицата.

Прилаганите налягания се класифицират по следния начин :

	атм.
много ниско —	< 3
ниско —	3—7
средно —	7—15
високо —	15—30
много високо —	> 30

7. Известни са два метода за нагнетяване на разтвори — циркуляционен и безциркуляционен. При циркуляционния метод в сондажа се вкарва по-голямо количество разтвор, отколкото пукнатините са в състояние да погълнат. Излишъкът се връща в казана, откъдето помпата черпи разтвор. При безциркуляционния метод инжекционната помпа нагнетява толкова разтвор, колкото може да погълне интервалът. Следователно разтворът тук се движи към нагнетявания интервал, без да се връща.

Безциркуляционният метод се прилага при сондажи с дълбочина до 15 м, понеже на по-голяма дълбочина разтворът се утаява. По този метод се работи при голямо поглъщане на разтвор и не е възможно да се осъществи циркуляция. Според Э. Э. Алас и А. Н. Мещеряков ще се премине към циркуляционния метод, ако минутният разход на разтвора спадне към 15—5 л/мин. Според същите автори към циркуляционния метод може да се премине направо, ако при водонагнетяване налягането се дига до 2—3 атм.

8. Важно условие за високото качество на циментацията е да се осигури непрекъснато нагнетяване. При това е необходимо да се различават два случая. При слабо напукани скали или при скали с множество тесни пукнатини нагнетяването трябва да се провежда непрекъснато, и то още от началото с допустимото високо налягане. С особено внимание трябва да се подбира и изменя консистенцията на разтвора, за да не се получи преждевременно запушване на пукнатините, намиращи се близо до сондажния пробив, след което по-нататъшните опити за отпушването им ще се окажат безрезултатни. Обикновено при такива скали поглъщането на цимент не превишава 50 кг/м и не съществува опасност от излишно изразходване на цимент. При скали, пресечени от широки и отворени пукнатини или с каверни, нагнетяването трябва да се провежда с прекъсвания след вкарване на 400—500 кг цимент на линеен метър от интервала. За разлика от първия случай по правило тук се използват гъсти консистенции, разбира

се, според възможностите, които дава инжекционната помпа в това направление. При краткотрайни прекъсвания е необходимо да се промият инсталациите и да се продължи циментацията с по-рядка консистенция.

9. Изтичанята на циментов разтвор през сондажи, пукнатини или други места се отразяват неблагоприятно върху качеството на уплътняването, защото, освен че има загуба на цимент, разтворът се насочва към мястото на изтичане, налягането пада и общият масив остава неуплътнен. Необходимо е да се вземат незабавни мерки за запушване на местата, откъдето изтича разтвор, с клинове, оловна вълна и др. Циментовият разтвор се сгъстява, като се добавят и ускорители. Ако тези мерки се окажат безрезултатни, нагнетяването се спира, а инжектираният интервал се приема за непълноценен.

10. Поради скрития характер на уплътнителния процес важно условие за преценката на качеството на уплътняването и правилното му ръководене е воденето на подробна и точна документация. Тя трябва да съдържа: изменението на минутния разход на разтвора, консистенцията му, налягането, прекъсванията, промивките, изтичанята на разтвора — въобще всички явления, настъпили по време на инжектирането (фиг. 6—38).

е) Обработване на първичната документация

За резултатите от циментацията може правилно да се съди, ако е водена пълна и точна документация, като данните от нея се систематизират в следните чертежи и таблици по участъци:

1. Ситуация и напречни и надлъжни инженерногеоложки профили на завесата или на части от нея, в които да бъдат нанесени сондажните пробиви с означения на интервалите за циментация.

2. Схематични разрези по оста на завесата с указание по интервали за относителното водопоглъщане, количеството погълнат цимент, средната консистенция на разтвора, работното налягане, процента на извадената ядка при сондирането и др. (фиг. 6—40).

3. Обща (сборна) таблица за основните показатели на циментацията по интервали (табл. 6—25).

4. Графици за хода на циментацията по интервали и по време за разтвора и консистенцията му, налягането, минутния и сумарния разход и количеството сух цимент (фиг. 6—38).

5. Инженерногеоложка карта на контролните изкопни работи.

6. Таблица за резултатите от лабораторните изпитвания.

Забележки: 1. В стадия на опитната циментация документацията, описана в горните точки, се дава за всеки опитен участък поотделно. Всички опитни участъци се насаят на обща ситуация и на един разрез по оста на завесата (фиг. 6—40).

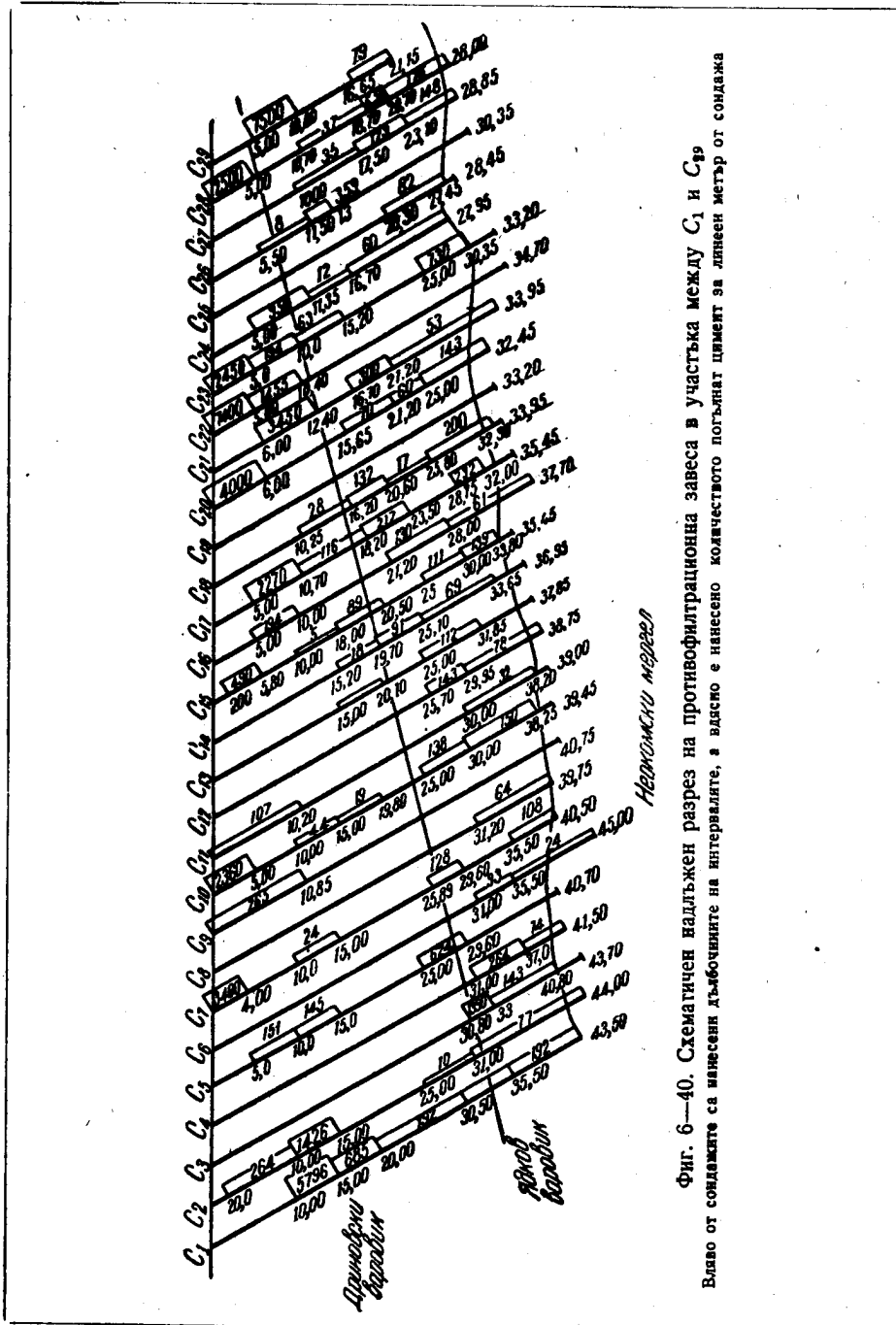
2. В производствени условия изискванията по т. 4 се отнасят само за по-характерни случаи.

ж) Площна циментация (за свързка)

Циментацията за свързка се състои в нагнетяване на циментов разтвор в най-горните пластове на основата на бетонната стена през система от недълбоки пробиви. Този вид циментация представлява хоризонтална противофилтрационна завеса под язовирната стена или съоръжението. По тази причина площната циментация придава водонепропускливост и здравина на основата. Площната циментация може да се извърши по цялото протежение на съоръжението или на част от него.

Пробивите на площната циментация се разполагат в шахматен ред или по квадратна мрежа. Разстоянието между тях се изменя обикновено от 1 до 3 м. Дълбочината на сондажите се възприема съобразно с геоложките условия от 5 до 8 и повече метра. Те се пробиват обикновено с въздушни пистолети. Където скалата е по-водопроницлива, натрошена и изветряла, пробивите се задълбочават и до 15 м, а разстоянието помежду им се намалява към долната граница.

Разтворът се нагнетява обикновено през слой от бетон с дебелина 2—3 м с оглед той да се свърже с основната скала, за да се избягнат изтичания и да се приложи високо налягане. Налягането се изменя от 0,5—2 атм, а в специални случаи при по-голямо покритие то може да се повиши.



Фиг. 6—40. Схематичен надлъжен разрез на противофильтрационна завеса в участъка между С₁ и С₁₉.
 Вляво от сондажите са нанесени дълбочините на интервалите, а вдясно е нанесено количеството погълнат цимент за линеен метър от сондажа

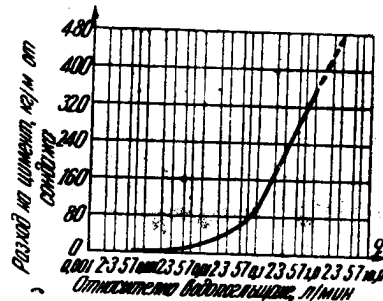
Таблица 6—25

Обща (сборна) таблица
за циментацията на участък №

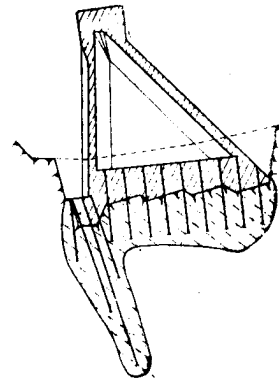
№ по ред	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	
№ на сек	№ на сондаж	№	Дата на започване на работата	Ачбоочна от—до, м	Ачбоочна, м	Ачбоочна, м	Ачбоочна, м	Ачбоочна, м	Описание на скалата	Относително водоуплъщение, л/мин	по манометра в м	превръщане на манометра над нивото на подземната вода	плано	Средна консистенция на разтвора	цимент, кг	разтвор, л	цимент, кг	разтвор, л	Разход на цимент, кг	Времетраене на циментацията, ч.	Относително водоуплъщение скал циментацията, л/мин	Завършване на работите по интервал, дата	Забележка

з) Зависимост между разхода на цимент и относителното водопоглъщане

Количеството на погълнатия цимент е в зависимост преди всичко от напукаността на скалата, състоянието на лункатините, вида и характера на запълнителя, скоростта на подземния поток, както и от начина и майсторството на изпълнението. Разходът на цимент в зависимост от напукаността на скалата, изразен чрез относителното водопоглъщане, е крива линия, построена от ВНИИГ¹ въз основа на дълъг опит (фиг. 6—41).



Фиг. 6—41. График на зависимостта между относителното водопоглъщане и поглъщането на цимент



Фиг. 6—42

За стадия на идеен проект въз основа на относителното водопоглъщане по посочената крива може да се определи с известно приближение количеството поглъщан цимент за линеен метър от сондажа.

Връзката на завесата с язовирната стена се осъществява посредством бетонен зъб. Сондажните пробиви преминават през бетонния зъб. Той служи за противотежест при нагнетяването, както и за предотвратяване на изтичанията. Дълбочината на бетонния зъб се определя от дълбочината на залягане на по-слабите слоеве, възможностите за прокопаването им и дадени конструктивни съображения.

Нашият опит показва, че най-слабото място на противифилтрационния контур е контактът между бетонния зъб и завесата. В тази зона завесата трябва да се разшири, като се поставят още един или няколко реда сондажи (фиг. 6—42).

3. ЦИМЕНТАЦИЯ ПРИ СТРОИТЕЛСТВОТО НА ХИДРОТЕХНИЧЕСКИ ТУНЕЛИ

В зависимост от инженерногеоложките и хидрогеоложките условия в скалните масиви, в които се изграждат тунелите, и целта на циментацията, тя може да се проведе по следните методи:

1. Ако хидротехническият тунел е със свободно водно ниво или е слабоапорен, а скалата е монолитна, слабо водопрпусклива, с незначителен планински натиск, уплътнителните работи се ограничават със запълване на празнините между облицовката и скалата. Образуването на празнините е неизбежно, особено в сводовата част, където се съсредоточава циментацията. Тя се провежда през метални тръби, поставени в облицовката или през перфораторни пробиви на разстояние 2—4 м с диаметър от 38—50 мм.

Практиката у нас наложи да не се поставят предварително тръби в облицовката, а да се заменят с перфораторни пробиви по следните причини. На първо място не е възможно предварително да се определи правилно разстоянието между тръбите. В случай че се окажат излишни някои пробиви, то те се изоставят, като се реализират икономично. Предварителното поставяне на тръби в облицовката създава затруднения при изливане

¹ Всесоюзный научно-исследовательский институт по гидротехнике.

на бетона. Освен изброените недостатъци, като се има предвид и стойността на тръбите, е ясно, че не е икономически изгодно да се поставят предварително тръби в облицовката. Нагнетателният маркуч може да се закрепят в пробиви най-сигурно с пакерно устройство. Преди да започне циментацията, пробивът се измива старателно с вода. Първо се циментират пробивите, лежащи най-ниско, и постепенно се стига до ключовите пробиви. Нагнетяването в даден сондаж продължава до отказ или до изтичане на разтвора в съседен пробив, след което нагнетяваният пробив се запушва и започва нагнетяването в съседния по хоризонта пробив. Останалите пробиви остават отворени.



Фиг. 6—43. Схема за инжектиране на тунелен участък 25—30 м по метода на „редове“

За първи етап сондажните пробиви са с четни номера, а за втори етап — с нечетни номера; I, II, III, IV и V — номера на редовете

Употребяват се циментопясъчни разтвори, изменящи се в широки граници според минутния разход от 1:3:1 (цимент: пясък: вода) до 1:7 (цимент: вода). Циментопясъчните разтвори се прилагат в места, където има по-високо циментопоглъщане. Освен това в такъв случай пробивите се удължават и разполагат по-гъсто, а налягането се повишава.

2. При високонапорни хидротехнически тунели, минаващи през сравнително напукана и водопропусклива скала с проява на планински натиск, циментацията се провежда на два етапа. Задачата на първия от тях е да се изпълнят празнините между облицовката и скалата. Употребява се циментопясъчен разтвор както в т. 1.

Вторият етап се провежда след втвърдяване на разтвора, нагнетен през първия етап. С циментацията през втория етап се цели да се уплътни и заздравят скалата на желаната дълбочина, като по този начин тя се свързва с облицовката и спомага за поемане на външни и вътрешни натоварвания.

Разстоянието между сондажите варира от 2 до 6 м. Това разстояние може да се приеме по степента на влажност на облицовката, а именно:

при мокра облицовка	до 1,5 м
при влажна облицовка	„ 2,0 м
при суха облицовка	„ 2,5 м и повече

Дълбочината на пробивите обикновено е 2—4 м, а в по-сложна геоложка обстановка до 10 и повече метра. Тя трябва да се определя за всеки по-труден обект така, че да бъде икономически изгодно. Тук трябва да се вземат предвид както стойността на инжекционните работи, техният ефект по отношение заздравяването на скалния масив, повишаването на еластичния му отпор K и намаляването на филтрацията, така и стойността на облицовката и железоторкрета и др.

Консистенцията на циментовия разтвор се изменя от 1:7 до 1:0,7 (цимент: вода), тъй като целта е да се затампонират и най-фините пукнатини.

Големината на работното и крайното налягане за първия етап обикновено не надвишава 5—6 атм., а за втория етап — 10—12 атм.

Последователността на инжектирането в отделните сондажи се дава във фигура 6—43.

Съществува и друг метод на сближение, приложим за тунелни участъци, дълги от 25 до 30 м (фиг. 6—44). При него методът на сближение се прилага първо в отделните

пръстени, а след това и между тях. Не може да се каже кой от двата метода е по-добър. Бъдещите опити ще покажат това.

Първият етап на инжектиране се извършва с пневматични помпи (еднокамерна торкретна помпа) и само при слабо напукана скала при втория етап се използва бу-



Фиг. 6—44. Схема за инжектиране на тунелен участък 25—30 м по метода „на сближение“

I, II и III — порядност на инжектиране по пръстени; 1, 2, 3, 4, ... ред на инжектиране на пробите

тална или мембранна помпа. У нас неправилно се употребяват инжекционните помпи тип „Хени“ за силно водопропускливи скали (риолит, мрамор, варовик и др.). Те са малкодебитни и с тях се получава слаб циментов камък.

3. Циментацията се прилага за изолиране на забоя от притока на вода при прокопаване на тунели в силно обводнени участъци. В тези случаи се провежда предварителна циментация на зъба през сондажни пробиви, които са успоредни, радиални и вертилообразни по отношение на тунелната ос. След циментацията се прокопава участък с дължина 70—80% от уплътнената скала, а останалата част остава като тампон за нова циментация. Тези операции се редуват, докато се премине обводненият участък. Посоченият метод на работа е скъп, но се препоръчва при посочените условия. Той се прилага и при прокопаване на шахти в тежки геоложки условия.

4. ГЛИНИЗАЦИЯ

Глинизацията се състои в нагнетяване на разтвор от пясъчлива глина през система от сондажни пробиви в напукана, водопропусклива скала по определен ред и налягане с цел да се запълнят пукнатините и да се образува противифилтрационна завеса.

Глиненият разтвор, като навлиза в скалните пукнатини, започва да се утаява вследствие намаляване на налягането, а оттам и на скоростта на движение. По този начин той запълва част от пукнатините и създава допълнително съпротивление на движението си. Пред и зад така образуваната преграда в пукнатините се създава разлика в налягането, т. е. създават се условия за преминаване през преградата на вода, която въвлича със себе си под налягане пясъчливи и глинести частички. Така тампонът постепенно се уплътнява и се стига до значително намаляване на филтрацията. В същото време глиненият разтвор, който е проникнал зад преградата преди образуването ѝ, остава малко уплътнен. От казаното досега се вижда, че е необходимо:

1. Да се работи с максималното допустимо налягане.
2. Да се поддържа това налягане известно време, след като се достигне минимално поглъщане (отказ) на разтвора, за да се осигури необходимото изстискване на водата от разтвора и пресоване на глинения запълнител.
3. Да се употребяват в известни интервали от време вещества, ускоряващи утаяването на разтвора (коагуланти).

а. Приложение на глинизацията

Глинизацията се прилага в хидротехническото строителство в следните случаи, когато е необходимо да се постигне само уплътняване на скалата, за да се изгради противифилтрационна завеса:

1. При силно агресивни води, на които не могат да устоят дори специални видове цимент. Липсата на такива видове цимент у нас налага да се разучи по-основно глинизацията, за да може да се внедрява по-широко в нашето високопланинско строителство.

2. При силно напукани и окарстени скали, където използването на цимент и други уплътнителни материали икономически не е целесъобразно.

Глинизацията може да бъде с постоянно и временно предназначение. Временната глинизация се използва за непродължителен период от време, например при глинизацията на основите на временните бентове, при прокопаване на дълбоки изкопи и др.

Изграждане на постоянна противифилтрационна завеса под хидротехническо съоръжение чрез глинизация се допуска, ако конструкцията и условията на експлоатация на стената позволяват глинизацията да се повтори при отслабване на действието ѝ с течението на времето.

Като се има предвид, че в зависимост от напорния градиент глинестият запълнител с течение на времето може да бъде изнесен от водните токове под съоръжението или в обход на него, се препоръчва глинизацията да се прилага при изграждане на брегови завеси (извън обсега на язовирната стена) или под язовирни стени с напор 20—25 м. Тази граница е в зависимост от ширината на завесата в зоната на най-големия напорен градиент.

Приложението на глинизацията в скали с течаща подземна вода трябва да се установи във всеки отделен случай опитно. Този момент от опитната глинизация е от особено значение и трябва да му се обръща необходимото внимание.

б. Качество на материалите, употребявани при глинизацията

Качествата и годността на пясъчливата глина и глинестите разтвори, както и видът и количеството на необходимите коагуланти за глинизация трябва да се установят предварително по лабораторен път. Необходимо е да се извършат следните определения.

За глината:

- 1) зърнометричен състав;
- 2) естествена влажност;
- 3) обемно тегло;
- 4) пластичност (по Атерберг).

За глинестите разтвори:

1. Компresионните криви за разтворите с първоначална влажност 200% (по тегло), за налягане от 0 до граничното, набелязано за глинизацията.

2. Кривите на свиване за разтвори с първоначална влажност 200% (по тегло) при постоянен товар от 5 кг/см² до натоварване, отговарящо на набелязаното гранично налягане при глинизацията.

3. Коефициент на филтрация за лабораторни образци, получени при налягане от 5 кг/см² до граничното, набелязано за глинизацията.

Необходимо е при изследванията на глинестите разтвори да се прибавят коагуланти като калциев двухлорид, калциева основа, натриев силикофлуорит и др. или пък водно стъкло, което действува диспергиращо. За да се определят необходимите количества при предварителните пресмятания, се приема, че разходът на калциев двухлорид е от 3 до 5%, а на водното стъкло — 3% от количеството на въздушно сухата глина.

За глинизация се препоръчва да се използват пясъчливи глинни с число на пластичност от 10 до 20, съдържащи пясък (0,25—0,05 мм) от 4 до 6%; прахови частици (0,05—0,005 мм) от 70 до 75% и глинести частици (< 0,005 мм) не по-малко от 20%. Ако са налице два или повече видове пясъчливи глинни с различен произход, които отговарят в една или друга степен на горните изисквания, то изборът по-нататък трябва да се основава на изследванията за глинестите разтвори. Използването на постни глинни с по-високо съдържание на пясък не е допустимо, тъй като те дават недостатъчно плътен запълнител и допринасят за бързо изхабяване на буталата и други части на помпите. Тлъстите глинни също не са за препоръчване, тъй като разтворът им трудно отдава водата, а полученият запълнител е нестабилен.

в. Елементи на противофилтрационната завеса

Противофилтрационната завеса, осъществена по метода на глинизацията, се изгражда през сондажни пробиви, разположени най-малко в два реда. При всеки случай триредната завеса е по-плътна и по-широка, а оттам и по-постоянна, но естествено и по-скъпа. В стадия на техническия проект елементите на противофилтрационната завеса се определят по опитен път най-малко на три опитни участъка — в тежки, средни и леки геоложки условия. Същите елементи се определят още по-конкретно за всеки участък при самото изпълнение в стадия на работните чертежи.

Докато тези величини се установяват в опитни или производствени условия, за стадия на идейния проект разстоянията между редовете и сондажите в тях могат да се приемат в зависимост от относителното водопоглъщане по таблица 6—26.

Таблица 6—26

Условно относително водопоглъщане, л/мин	Разстояние между сондажите, м	Разстояние между крайните редове, м
0,1	2	1,5
0,1—1	3	2,0
1—5	4	2,5
5—10	5	3,0
>10	6	4,0

Дълбочината на противофилтрационната завеса се определя за всеки конкретен случай отделно, като се спазват принципните положения, посочени при циментацията. За язовирни стени с напор H до 25 м тази дълбочина може да се приеме от 0,5 H до H .

г. Провеждане на глинизацията

За краткост тук ще се разгледат само тези особености на глинизацията, по които тя се различава от циментацията.

Прекъсванията в нагнетателния процес при глинизацията не се отразяват неблагоприятно върху качеството на уплътняването, напротив, те са желателни, за да се даде възможност на глинестия разтвор да се утаи. През време на престоните със същата цел се нагнетява разтвор от калциев дихлорид или друг коагулант.

Показатели за консистенцията на глинестия разтвор са относителното му тегло (което съвпада с обемното тегло) и вискозитетът му. От двата показателя по-добър е вискозитетът, защото той дава обработваемостта на разтвора, но тъй като съществуващите вискозиметри са по-неподходящи за полски условия, е прието да се използва относителното му тегло. В началото на глинизацията началната консистенция на глинестия разтвор за всеки интервал се определя в зависимост от относителното водопоглъщане на скалата преди глинизацията по таблица 6—27.

Таблица 6—27

Относително водопоглъщане, л/мин	Относително тегло на глинестия разтвор
<0,05	1,05—1,15
0,05—0,25	1,15—1,25
0,25—1,00	1,20—1,35
1,00—5,00	1,30—1,50
>5,00	1,5 и повече

Максимално допустимо налягане при глинизацията се определя по същия начин както при циментацията. За разлика от нея повишаването на налягането в дълбочина тук трябва да се извършва много по-внимателно, тъй като при глинизацията не се по-

лучава заздравяване на скалите по метода „отгоре надолу“. В този смисъл при глинизацията е необходимо да се проведат опити за определяне на максималното допустимо налягане и да се поставят подземни контролни реперни точки през време на производствената глинизация за наблюдаване на евентуални надигания на скалите.

Химическият състав на водата не влияе на качеството на глинения запълнител. При глинизация след получаване на „отказ“ при всеки интервал крайното максимално налягане трябва да се поддържа в продължение на не по-малко от 2 ч., за да се отдели вкараната вода в пукнатините и да се пресоват вкараните глинести материали.

д. Разход на нагнетения материал

Количеството на нагнетения материал зависи от напукаността на скалата, от налягането и от консистенцията на разтвора. То се определя по опитен път. За предварителни пресмятания на разхода на глинения разтвор можем да се ръководим от относителното водопоглъщане на скалите (табл. 6—28).

Таблица 6—28

Условно относително водопоглъщане преди глинизацията, д/мин	Относително тегло на глинения разтвор, т/м ³	Поглъщане на глинен разтвор, л/м сондаж
<0,05	1,1 — 1,2	50
0,05—0,1	1,2 — 1,25	100
0,1 — 1,0	1,25 — 1,3	200
1,0 — 3,0	1,3 — 1,4	500
3,0 — 5,0	1,4 — 1,5	1000
>5,0	от 1,5 до възможното предельно	3000

5. СИЛИКАТИЗАЦИЯ

Силикатизацията се заключава в това, че в несъчливия или скалния грунт последователно се нагнетяват през система от тръби два химически разтвора — водно стъкло и калциев двухлорид. В резултат на взаимодействието между тези разтвори се отделя гел на силициевата киселина, който запълва порите, пукнатините и каналите в почвата, като ѝ придава плътност и здравина.

При определени условия силикатизацията може да бъде осъществена чрез нагнетяване само на един силикатен разтвор (едноразтворна силикатизация).

Силикатизацията може да бъде приложена както във високото, така и в хидротехническото строителство, и то със следните цели:

1. За изграждане на водонепропускливи противифилтрационни завеси в места, където не може да се забие шпунтова ограда, а е възможно да се сондира или да се забиват тръби (в хидротехническото строителство се прилага отсоро).

2. За намаляване или ликвидиране на филтрацията под съществуващи съоръжения.

3. За създаване или възстановяване на водонепропускливостта на шпунтови огради, когато те са изпълнени лошокачествено.

4. За увеличаване товароспособността на пясъците и предотвратяване на пропадаването на льоса.

5. За създаване на водонепропусклив слой (воал) при прокопаване на шахти, тунели и др. подземни съоръжения, разположени във водонаситени почви.

Силикатизацията може да бъде използвана при несвързани строителни почви от типа на пясъците. Приложимостта на силикатизацията, както и нейната целесъобразност трябва да бъдат проверени опитно.

Приложимостта на силикатизацията в една или друга почва се определя, от една страна, от изискванията, които се предявяват към почвата, и, от друга страна, от възможностите, които ни дава силикатизацията. Силикатизацията не е приложима в сухи и водонаситени пясъци с коефициент на филтрация под 2 м/24 часа. Силикатизацията обаче не може да се препоръча при коефициент на филтрация, по-голям от 80 м/24 часа, в случай че се изисква повишаване на товароспособността на строителната почва.

Силикатизацията може да бъде приложена при плаващи пясъци с коефициент на филтрация от 0,5 до 5,0 м/24 часа и при льосови почви, намиращи се над грунтовата вода с коефициент на филтрация от 0,1 до 2,0 м/24 часа.

Когато скоростта на грунтовия поток е по-голяма от 20 м/24 часа, възможността за използване на силикатизацията за създаване на противифилтрационна завеса под съоръжението трябва да бъде установена опитно.

Силикатизацията не се препоръчва за почви, съдържащи нефтени продукти, смоли и масла и води с рН над 9,0.

Якостта на натиск на заздравената почва в зависимост от коефициента на филтрация може да се приеме по таблица 6—29.

Таблица 6—29

Коефициент на филтрация, м/24 часа	Кубова якост на 28-ия ден, кг/см ³
Пясъци	35—30
5—10	35—30
10—20	30—20
20—80	20—15
Течащи пясъци	
0,3—5,0	4—5
Льос	
0,1—2,0	6—8

Допустимото натоварване може да се приеме, че е $\frac{1}{5}$ от кубовата якост.

При изграждане на противифилтрационна завеса чрез силикатизация нейните конструктивни елементи се определят от типа на съоръжението, големината на водния напор и вида и качеството на почвата. На практика завесата се прави най-малко дупредна, а дълбочината ѝ с оглед на правилното забиване на инжекционните тръби не е повече от 12 до 15 см. Разстоянието между сондажите в отделен ред или между редовете се приема така, че да бъде с 0,10—1,15 м по-малко от удвоения радиус на разпространението на разтвора. Това се прави с оглед да се получи еднородност на заздравения масив.

В случай че липсват опитни данни, радиусът на действие за предварителни изчисления може да се приеме по таблица 6—30 и 6—31.

Таблица 6—30

Радиус на действие в зависимост от зърнометричния състав на почвата

Характер на почвата	Радиус на действие, м
Дребнозърнест пясък (<0,1 мм до 10%)	0,20—0,25
Дребнозърнест пясък (0,1—0,2 мм)	0,25—0,35
Среднозърнест пясък (0,2—0,5 мм)	0,35—0,60
Едрозърнест пясък (0,5—1,0 мм)	0,60—0,90

Таблица 6—31

Радиус на действие в зависимост от коефициента на филтрация на почвата

Почва и метод на заздравяване	Коефициент на филтрация м/24 часа	Радиус на действие, м
Пясъци — двуразтворна силикатизация	2—10	0,30—0,40
	10—20	0,40—0,60
	20—50	0,60—0,80
	50—80	0,80—1,00

Продължение на таблица 6—31

Почва и метод на заздравяване	Коефициент на филтрация, м/24 часа	Радиус на действие, м
Плаващи пясъци — едноразтворна силикатизация	0,3—0,5	0,30—0,40
	0,5—1,0	0,40—0,60
	1,0—2,0	0,60—0,80
	2,0—5,0	0,80—1,00
Лъс — едноразтворна силикатизация	0,1—0,3	0,30—0,40
	0,3—0,5	0,40—0,60
	0,5—1,0	0,60—0,90
	1,0—2,0	0,90—1,00

В зависимост от качествата на строителната почва може да се приложи двуразтворна или едноразтворна силикатизация. Двуразтворната силикатизация се прилага при сухи или водонаситени пясъци. При нея се употребяват разтвори на водно стъкло и калциев двухлорид. Относителното тегло на водното стъкло се определя в зависимост от коефициента на филтрация.

Таблица 6—32

Коефициент на филтрация, м/24 часа	Относително тегло на водното стъкло с модул 2,5—3,0 при $t^{\circ} 18^{\circ}$
2—10	1,35—1,38
10—20	1,38—1,41
20—80	1,41—1,44

Разтворът на калциевия двухлорид трябва да има относително тегло 1,26—1,28 на което съответства 28—30% безводен калциев двухлорид.

Едноразтворната силикатизация се прилага при плаващи пясъци. Използува се разтвор, получен при размесване на водно стъкло и фосфорна киселина според таблица 6—33.

Таблица 6—33

Съставни части на разтвора	Отн. тегло на разтвора при 18°	Обемно съотношение	Приготовление
Фосфорна киселина	1,025	3,0—4,0 части	В съд се налива определеното количество фосфорна киселина, а след това при интензивно разбъркване се прибавя съответното количество водно стъкло
Водно стъкло	1,190	1 част	

Забележки.

1. Разтворът се приготвя непосредствено преди инжектирането.
2. Образуването на гел трябва да настъпи след 4—10 часа.
3. При едноразтворната силикатизация на лъса се употребява водно стъкло с относително тегло 1,13 и модул 2,5—3,0. Под модул се разбира съотношението между грам молекулите на силициевия двуокис (SiO_2) и натриевия окис (Na_2O), изчислени по формулата

$$M = \frac{A}{D} \cdot 1,032,$$

където A е процентно съдържание на SiO_2 ,
 D — процентно съдържание на Na_2O ,

1,032 — отношение между молекулярното тегло на натриевия окис и молекулярното тегло на силициевия двуокис.

Силикатизацията се провежда на интервали, чиято дължина се определя от перфориранията част на инжектора плюс $0,5r$ (r — радиус на действие на един инжектор). Обикновено се инжектира по метода „отгоре надолу“. Ако коефициентът на филтрация се увеличава в дълбочина, работи се по метода „отдолу нагоре“.

В случай че има редуващи се пластове от пясъци с разлика в коефициентите на филтрация над 3%, трябва те да се приемат за отделни интервали, като се нагнетява първо пластът с най-висок коефициент на филтрация.

В зависимост от скоростта на грунтовия поток силикатизацията трябва да се проведе по следния начин:

1. При скорост на грунтовия поток до 1 м/24 часа първоначално се нагнетява разтворът от водното стъкло по интервали „отгоре надолу“ по цялата дълбочина на заздравяване, а след това по интервали „отдолу нагоре“ се инжектира разтворът от калциевия двухлорид.

2. При скорост на грунтовия поток от 1 до 3 м/24 часа разтворите от водно стъкло и калциев двухлорид се нагнетяват последователно за всеки интервал.

3. При скорост на грунтовия поток над 3 м/24 часа първоначално се изгражда временна водонепропусклива завеса, а след това под нейна защита — постоянна завеса.

Интервалите от време между нагнетяването на разтворите от водно стъкло и калциев двухлорид при инжектиране на водонаситени пясъци са в зависимост от скоростта на грунтовия поток и не трябва да бъдат по-големи от дадените в таблица 6—34.

Таблица 6—34

Скорост на грунтовата вода в м/24 часа	Прекъсвания в часове
0	24
0,5	6
1,5	2
3,0	1

Количеството на разтворите (в л), необходими за силикатизация на строителните почви, се определя по формулите в таблица 6—35.

Таблица 6—35

Вид на строителната почва	Количество на разтвора Q , л	Вид на разтвора
Пясъци	$5 V_n$	Водно стъкло и калциев двухлорид в еднакви количества
Плаващи пясъци	$15 V_n$	Гелообразуващ разтвор от фосфорна киселина и водно стъкло
Лъос	$8 V_n$	Водно стъкло

Забележка. V е обем на инжектирания грунт в м³; n — порьозност на строителната почва в проценти.

Количеството на разтвора за един интервал се определя по формулата

$$Q = \pi r^2 l n a \quad (\text{л}),$$

където l е дължина на интервала;

r — радиус на действие на инжектирания разтвор в м;

n — порьозност на строителната почва в %;

a — коефициент от формулите в табл. 6—35, равен на 5, 15 и 8 съответно за пясъци, плаващи пясъци и лъос.

Като изменяме в горната формула r , l , n за пясъци, плаващи пясъци и льосове в допустимите им граници, получаваме нормите за разхода на химическите разтвори за един интервал.

Крайното налягане при силикатизацията не трябва да надмилва 15 атм. за пясъци и 5 атм. за плаващи пясъци и льосове. Работното налягане трябва да се променя така, че да се осигурява равномерно и бавно нагнетяване на разтвора, като минутният разход в л/мин. се движи в границите, посочени в таблица 6—36.

Таблица 6—36

Коэффициент на филтрация, м/24 часа	Разход на разтвор, л/мин.
Пясъци	
5—10	1—2
10—20	2—3
20—80	3—5
Плаващи пясъци	
0,3—1,0	1—2
1,0—5,0	2—5
Льос	
0,1—0,5	2—3
0,5—2,0	3—5

6. БИТУМИНИЗАЦИЯ

При хидротехническото строителство се използват два вида битуминизация — гореща и студна.

Горещата битуминизация се състои в нагнетяване на разтопен битум през сондажни пробиви, в скала с широки пукнатини и карстови и други празнини с цел те да се запълнят и да се придаде водоуплътност на общия масив. Горещият битум, засмукан от помпата, се вкарва в тръби, монтирани в сондажа, които по протежение на нагнетявания интервал са перфорирани. Навлизайки в пукнатините, битумът отдава част от своята топлина и образува по повърхността пластична ципа, подобна на чувал, в който се намира разтопен битум. Идващият нов горещ битум под действието на помпата разширява пластичната ципа. Разширяването и разпространението продължават, докато битумната маса срещне твърда опора, например стена на пукнатина. Процесът на уплътняване завършва с втвърдяване на битума.

а) Приложение на горещата битуминизация

Горещата битуминизация се прилага изключително за създаване на противофилтрационни завеси, имащи предназначение:

1. Да намалят загубата на филтрираща вода под язовирните стени и в обход на тях, като намалят с това опасността от механична и химическа суфозия.
2. Да намалят водния подем под язовирната стена, за да се увеличи сигурността ѝ против подхлъзване и обръщане.

Битуминизацията може успешно да се приложи за изграждане на водонепропусклива завеса и в среда на агресивни минерализирани или меки води, при висока скорост на грунтова поток, големи празнини и др. Бързото изстиване и втвърдяване на битума позволява битумната завеса да се включи веднага на работа, т. е. да приеме напора на водата, което качество е много ценно при уплътняване на скали в основата на съществуващи съоръжения, поддържащи известен напор. Предимство на битуминизацията е възможността след нагряване да се извърши повторно нагнетяване.

Към недостатъците на горещата битуминизация можем да отбележим свойството на битума да намалява обема си при охлаждане с 11%, поради което плътна завеса може да се изгради в комбинация с циментация или чрез повторно нагнетяване на битум.

Битумът има свойството да пълзи под напора на грунтовите води, затова такава противофилтрационна завеса не може да бъде трайна и е необходимо да бъде подсилена с циментация.

Практически с гореща битуминизация може да се уплътнява през сондажни пробиви, дълбоки до 40 м.

б) Материали, употребявани при горещата битуминизация

За уплътняване в хидротехническото строителство са подходящи нефтените битуми. С оглед радиуса на разпространение и по-съвършеното запълване на пукнатините и празнините в скалите могат да се използват битумите марка III, IV и V. Физико-механичните свойства на тези битуми по ОСТ 7296 трябва да отговарят на изискванията, дадени в таблица 6—37.

Таблица 6—37

№	Физико-механични свойства	Марка	
		III	IV—V
1	Относително тегло	около 1	около 1
2	Пенетрация (проницаемост) при 25° С	50—55	10—25
3	Разтягане при 25° С	не по-малко от 40 см	не по-малко от 1 см
4	Температура на размекване по метода „пръстен и сачма“	не по-малко от 50° С	от 90 до 110° С
5	Разтворимост в серовъглерод и хлороформ	не по-малко от 99 %	не по-малко от 99 %
6	Загуба в тегло при 163° С за 5 ч.	не повече от 1 %	не повече от 1 %
7	Пенетрация на остатъка след определяне на загубата по т. 6 при 25° С и при товар 100 г в течение на 5 сек.	не по-малко от 60%	от първоначалното
8	Температура на кипене по Бренкен	не по-малко от 200° С	не по-малко от 230° С
9	Вода		няма

в) Елементи на завесата

Броят на редовете се определя от напора на язовирната стена и радиуса на разпространение на битума. В окарстени скали завесата е едноредна.

В таблица 6—38 се дава ориентировъчно радиусът на разпространение на битума според Б. П. Щрайбер.

Таблица 6—38

Ширина на пукнатините, мм	Налигане при нагнетяване на битума, атм.		Радиус на разпространение на битума, м
	средно	крайно (максимално)	
≥ 40 ÷ 60	8 ÷ 10	25	≥ 10
≥ 10	≥ 15	—	≥ 6
≥ 3	8 ÷ 15	30	1,4 ÷ 1,85
≥ 1,5	≥ 20 ÷ 24	—	0,35 ÷ 0,45

Разстоянието между отделните пробиви въз основа на анализа, направен от Щрайбер, може да се вземе приблизително по таблица 6—39.

Таблица 6—39

Ширина на скалните пукнатини, мм	20	10—20	5—10	1,5—5	0,2—1
Разстояние между сондажите, м	3—4	2—3	1,5—2	1—1,5	0,5—0,8

Горещата битуминизация има свои особености по отношение на останалите методи на уплътняване, а именно:

1. Редът на пробиване на сондажите се избира така, че да се сондира по възможност в небитуминизирана скала. При силно напукани скали разстоянието между битуминизиращия сондаж и новия сондаж трябва да бъде от 8 до 8 м. Пробиването на сондажите при по-слабо напуканите скали се извършва през един, например нечетните, а след битуминизацията се пробиват и битуминизират четните сондажи.

В случай че проникне битум в сондаж през време на пробиването му, работата и по двата сондажа се спира, а борната колона се изважда веднага от пробива. Подновяването на пробивните работи е възможно само след изстиване на битума и ако проникналото количество в сондажа е незначително.

2. В сравнение с циментацията нагнетателната колона е по-тежка, защото в нея се поставя електрически нагревател (желязо въже с ϕ 6—7 мм с порцеланов изолатор). Препоръчва се нагнетателните колони да имат диаметрите, дадени в табл. 6—40.

Таблица 6—40

Дълбочина на битуминизацията от повърхността, м	ϕ на тръбите, мм
до 10	25
до 40	38
над 40	50

3. Гумените тампони при циментацията се заменят с циментов тампон, който удължава промеса на работа.

4. При изтичане на битум на повърхността нагнетаването се спира и може да се поднови след въвърляването му, за което са необходими от 10 часа до 3 денонощия

г) Количество на изразходвания битум

Общото количество битум, необходимо за запълване на пукнатините, може да бъде определено приблизително по следната формула:

$$Q = \frac{Vnk}{100} \quad [m^3],$$

където Q е количество битум в m^3 ;

V — обем на скалата в m^3 ;

n — обем на празнините в m^3 ;

k — коефициент за загуби 1,3—1,5.

В таблица 6—41 са дадени данни за разхода на битум за 1 м сондажен пробив според Б. П. Шрайбер.

Таблица 6—41

Ширина на пукнатините, мм	Относително водопоглъщане, л/мин.	Погъланото количество, кг/м
до 10	0,0009—0,2	200
до 1,5	0,005—0,008	50

д) Хладна битуминизация

Хладната битуминизация се състои в нагнетяване на хладна битумна емулзия без предварително загряване на сондажния пробив. Вискозитетът на битумната емулзия е по-висок от 1,5 до 4 пъти от вискозитета на водата, вследствие на което битумната емулзия може да проникне в по-тесни пукнатини, отколкото циментовото мляко. За тази цел битумните емулзии трябва да се състоят от частици, не по-големи от 2—3 мм. Съдържанието на битум в емулзията не трябва да надвишава 25—50%, тъй като вискозитетът над 50% бързо расте.

ЛИТЕРАТУРА

1. Адамович, А. Н., Колтунов, Д. В. — Цементация оснований гидросооружений, Госэнергоиздат, 1953.
2. Вайполин, А. Ф. и Цибульский, В. А. — Проходка шахт специальными способами, Металлуриздат, 1947.
3. Глебов, А. Д. — Руководство по строению железопятни тунели, ДИ „Наука и изкуство“ 1952.
4. Инженерно-геологические исследования для гидроэнергетического строительства том II, Госгеолиздат, 1950.
5. Инструкция по опитна цементация и глинизация на скалните основи на гидротехническите съоръжения, Гидроэнергопроект, 1946.
6. Инструкция по силикатизации грунтов, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1952.
7. Котульский, В. В. — Об основных правилах производства цементационных работ, Гидротехническое строительство, № 11, 1948.
8. Котульский, В. В. — Современные методы цементации в различных геологических условиях. Гидротехническое строительство, № 8, 1947.
9. Огнянов, Ст. — Сондажно дело, изд. „Народна просвета“, София, 1955.
10. Ржаницын, Б. О. — Силикатизация песчаных грунтов, Машстройиздат, 1949.
11. Справочник по гидротехнике, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, Москва, 1955.
12. Технические условия на производство гидротехнических работ, Выпуск V — Цементация оснований, Госэнергоиздат, 1941.
13. Технические условия и нормы на „Главгидроэнергострой“ — глинизация на основи — ТУ-26-16-41.
14. Технические условия на производство гидротехнических работ, Выпуск VI, Битумизация оснований, Госэнергоиздат, 1942.
15. Технические условия на производство гидротехнических работ, Выпуск VIII — Силикатизация оснований, Госэнергоиздат, 1952 г.
16. Шишов, Е. Л. — Тампонаж горных пород способом глинизации, Углетехиздат, 1951.
17. Шрейбер, Б. П. — Горячая битумизация в гидротехническом строительстве, Госэнергоиздат, 1951.

VII. ОБЩА И СПЕЦИАЛНА ХИДРОГЕОЛОГИЯ

А. ОСНОВНИ ПОЛОЖЕНИЯ

1. РАЗПРЕДЕЛЕНИЕ НА ВОДАТА ВЪРХУ ЗЕМНАТА КОРА

Водата върху земната кора, намираща се в течно състояние, по своето положение спрямо земната повърхност се разделя на две главни групи:

- а) повърхностна вода, която се намира непосредствено върху земната повърхност, и
- б) подземна вода — акумулирана в пазини, намиращи се в повърхностните части на земната кора.

2. ГЕНЕЗИС НА ПОДЗЕМНИТЕ ВОДИ

Източниците за формиране на подземните води са два:

- а) атмосферната влага и
- б) недрата на земята.

За атмосферния произход на подземните води съществуват две теории: инфилтрационна и кондензационна

Според инфилтрационната теория атмосферната вода, паднала върху земята, се разделя на четири части: една част от нея се оттича по земната повърхност и стига до водните басейни, втора се изпарява, трета се поглъща от растенията, а четвърта в зависимост от състава на скалите се инфилтрира.

Фолгер се противопоставя на теорията за инфилтрация на водата и приема, че по този начин не е възможно проникването ѝ на голяма дълбочина, което би позволило формирането на подземни води. Той приема, че източник за образуване на подземни води е наситеният с водни пари въздух. Колкото е по-малка разликата в температурата на въздуха, в почвата и атмосферата, толкова по-малко количество кондензирана вода се получава. Много други автори въз основа на многогодишни наблюдения доказват, че най-голямо количество кондензирана вода се получава през студените зимни месеци.

Теорията на Фолгер се оспорва от много автори.

Зюс приема, че главен първоизточник на подземната вода представляват недрата на земята. Водата, която води произхода си от атмосферата, той нарича вадозна, а тази, идваща от недрата на земята — ювенилна. Ювенилната вода се образува от свързането на кислорода и водорода при постепенното охлаждане на мъглата и се явява като новообразувана. Тя увеличава водните ресурси на хидросферата. Ювенилните води са привързани към районите с вулканска дейност.

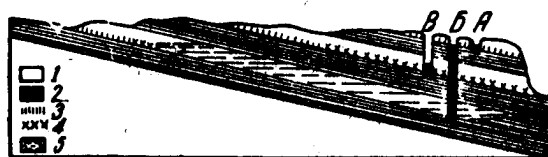
3. КЛАСИФИКАЦИЯ НА ПОДЗЕМНИТЕ ВОДИ

Днес липсва една единна класификация на подземните води. Отсъствието на единна хидрогеоложка терминология, както и невъзможността да се намерят еднакви елементи за сравнение са довели до създаването на различни класификации на подземните води. В 1928 г. Геологическият комитет в СССР създава първата класификация на подземните води. В 1939 г. проф. Ф. П. Саваренски въз основа на общопризнати в практиката на хидрогеоложките проучвания признаци разделя подземните води на пет основни типа. А. М. Овчиников, основавайки се на най-нови данни, получени при хидрогеоложките изследвания, дава нова схема за класификация. Той различава три основни типа подземни води, а именно:

- а) Води в зоната на аерацията и сезонни води — намират се в почвения слой.
- б) Грунтови води — привързани са главно към рахлите кватернерни отложения. Те имат свободна водна повърхност и са в непосредствена хидравлическа връзка с повърхностните води на реките, езерата и моретата.

в) Артезиански води — преобладават в предкватернерни скали и имат напорна върхност.

О. К. Ланге е съставил нагледна схема за съотношението на различните типове подземни води (фиг. 7—1).



Фиг. 7—1. Схема за съотношението между различните типове подземни води, (по О. К. Ланге):

1 — водопроницаеми скали; 2 — водоупорни скали; 3 — грунтова възходяща вода (А); 4 — междупластова възходяща вода (В); 5 — възходяща артезианска вода (Б)

Най-проста класификация, в която се дава и режимът на подземните води, е тази на Н. Н. Биндеман (табл. 7—1).

Таблица 7—1

Схема за класификация на подземните води и техния режим (по Н. Н. Биндеман)

Условия за подхранване	Категория на подземната вода	Особености на режима	
Област на разпространение на подземните води	Съпада с областта на подхранване	Сезонни води	Води с временен характер
		Грунтови води	
По-голяма от областта на подхранване	Междупластови води	Безнапорни	Предаването на колебането на нивото се осъществява чрез:
		Напорни	

4. УСЛОВИЯ НА ЗАЛЯГАНЕ НА ПОДЗЕМНИТЕ ВОДИ

Скалите в земната кора съдържат повече или по-малко вода и в зависимост от водонаситеността им различаваме две зони:

- а) зона на аерацията — в нея скалите са ненаситени с вода и
- б) зона, в която скалите са наситени с подземна вода (фиг. 7—2).

Горното подразделяне гърни редица отклонения. Известни са случаи, когато под грунтовите води се срещат водоносни пластове, които не са напълно наситени с вода и обратно, над грунтовия водоносен хоризонт са налице напълно наситени с вода уча-

стъци (сезонни води). Тези отклонения са причина горепосочената класификация да се приеме като условна.

Зона на капиллярната вода. Тя се ограничава от наситения и ненаситения слой и заема онази част, която лежи между нивото на грунтовата вода и границата на капиллярния подем.

Причината за нейното формиране е адхезионната сила между водата и стените на капиллярите в сухата маса на разлите скали. Колкото частиците, от които са съставени тези скали, са по-малки и сбити, толкова капиллярният подем е по-голям. Водата ще се изкачва дотогава, докато собственото тегло на водния стълб не преодолеее съществуващата адхезионна сила.

Поради пряката хидравлическа връзка с грунтовата вода нивото на водата в капиллярната зона следва колебанията на водното огледало. Зоната на капиллярната вода служи за преход към зоната на аерацията.

Зона на аерация. Непосредствено над зоната на капиллярната вода се намира зоната на аерацията. Тя е междинен слой, свързващ атмосферата с подземната хидросфера. Тук не всички пори и празнини са запълнени с вода. Една особеност за зоната на аерацията е, че през нея е възможна вертикална инфилтрация на атмосферните и почвените води. При големи изпарения има придвижване на вода от по-дълбоки и влажни пластове към повърхността.

В този вертикален разрез на миграцията на водата активно участие вземат изпарението от земната повърхност, транспирацията на растенията и жизнената дейност на организмите.

Към зоната на аерацията се отнасят сезонните води. Те са резултат на сезонни валежи и топене на снеговете, когато не е възможна бърза вертикална инфилтрация на водата през подстилащите отдолу слабо водопрпускливи или водонепропускливи лещи, или малки прослойки, намиращи се непосредствено над нивото на грунтови води. Сезонните води най-често подхранват грунтови води или изцяло се изпаряват. Сезонните води често причиняват заблатявания. Този тип сезонни води се характеризират със специфично залягане и режим, който обуславя интензивна блатна растителност. Заблатяванията са тясно свързани, от една страна, с повърхностните атмосферни води, а от друга страна, с изходниците на грунтови или диаклазни пукнатинни води.

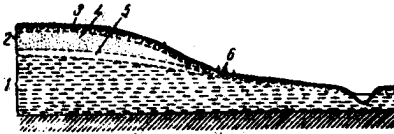
Към зоната на аерацията спадат и почвените води, представляващи количеството вода в почвения слой, което участва в определянето на структурата, свойствата и режима на почвата.

Зона, наситена с подземна вода. Тук спадат грунтови и артезианските води, които наситят пластове, изградени от рахли (зърнести, обломъчни) или напукални скали. Водопроницаемостта на така образувани водоносни хоризонти се подчинява на известна закономерност.

Грунтови води обикновено образуват гървия ненапорен водоносен хоризонт, който се среща на различна дълбочина от земната повърхност. Той има свободно, гравитачно ниво на водата и най-често запълва рахли кватернерни и по-рядко други отложения. Нивото на грунтовата вода съвпада с горната граница на насичане. Това се вижда най-добре в проучвателните или експлоатационните изработки, където нивото на водата съвпада с горния предел на водонасителност.

Подземни води, които залягат между два водоупорни пласта и които при разкриване с различни разработки дават напор, се наричат артезиански (напорни). Формирането на артезианските води обикновено става в отложения, по-стари от кватернера. У нас артезиански води най-често се срещат в средния еоцен край гр. Варна, в плиоценските отложения в Софийското поле и Марица-Изток и др. Нивото, на което се установяват напорните води, измерено в абсолютна или относителна височина, се нарича пиезометрично ниво. При естествено разкритие на дневната повърхност артезианските води образуват възходящи извори.

Освен пластивите води съществуват и пукнатинни, карстови и минерални води.



Фиг. 7—2. Разпределение на водата в горните части на земната кора (по А. М. Овчиников):

1 — наситена зона; 2 — зона на аерацията;
3 — подзона на почвени води; 4 — промежу-
тъчна подзона; 5 — капиллярна подзона;
6 — блато

Пукнатинните води са също така подземни води, но са привързани към пукнатините на интрузивните, ефузивните, метаморфните и свързаните седиментни скали. Изобилни пукнатинни води у нас има в среднородопските риолити. Особено типични са изворите, които излизат на границата на риолита и палеогена. Такива са случаите с изворите над с. Дебращица — Пещерско, изворите в пещерските риолити в съседство с деривацията на ВЕЦ „Алеко“ и др. Дебитът на водата тук варира от 5 до 30 л/сек. и е в зависимост от годишните сезонни валежи.

Карстовите води са друга разновидност на подземните води. Те изпълват карстови празнини, като образуват подземни реки и езера с различна форма. У нас има доста карстови райони. Типични карстови извори са изворите на р. Девня, Ледеинка — Врачанско, извора при Марагидик, от който води началото си р. Тъжа, Травеци — Пазарджишко, Клептуза — Велинград, изворът на Златна Панега и др. В горепосочените извори дебитът на водата варира от 200 до 2000 л/сек.

Минералните води могат да бъдат грунтови и артезиански. Особено много са разпространени пукнатинните и пукнатиннопластовите минерални води. Обикновено са привързани към райони с оживена тектонска дейност, какъвто е случаят с Панчаревския минерален извор, чийто води идват от сенонските андезити и излизат на границата с окарстения доломитизуван варовик на триаса. Подобен е случаят и с Кюстендилския минерален извор, който дава една дифузна система от грифони, разположени в дълговидна разседна зона на границата между кристалина и палеогена.

Термоминерални води се наричат биологично активните и оказващи физиологично, най-често лечебно въздействие на човешкия организъм, води, които съдържат химически соли, органически вещества и газове и имат повишена температура.

Б. ЗАКОНИ ЗА ДВИЖЕНИЕ НА ПОДЗЕМНАТА ВОДА

1. ДВИЖЕНИЕ НА ПОДЗЕМНИТЕ ВОДИ В СКАЛИ, НЕНАСИТЕНИ С ВОДА

Както бе споменато, зоната на аерацията обхваща този слой на земната кора, който започва от повърхността и стига до нивото на грунтовата вода. Водата в ненаситената зона се разделя на четири вида: а) парообразна; б) хигроскопична; в) ципеста и г) капиларна.

а) Движение на водата в парообразно състояние

Водата в парообразно състояние се движи заедно с въздуха или независимо от него. Тя се придвижва от участъци с по-голямо налягане към такива с по-малко налягане. Налягането в грунта се обуславя от температурата и влажността му. При еднаква влажност на грунта парата се движи от участъци с по-висока температура към участъци с по-ниска температура и обратно — при еднаква температура движението е от участъци с по-висока към участъци с по-ниска влажност.

б) Движение на хигроскопичната вода

Хигроскопичната вода може да се придвижва само когато се превърне във водна пара.

в) Движение на водата в ципесто състояние

Придвижването на водата става от по-влажния към по-сухия грунт. Лебедев е установил, че това движение е резултат на молекулярни сили, чиято големина надминава 10 000 ат, а радиусът им на действие е извънредно малък и е от порядъка на няколко десети от микрова. Това движение се извършва извънредно бавно.

г) Движение на капилярна вода

Движението на капилярната вода може да се извърши отгоре надолу, а в случаите на капиларен подем при повишаване на нивото на грунтовата вода — отдолу нагоре. Височината на капиларния подем се определя по формулата на Хазен

$$(7,1) \quad H_k = 0,446 \frac{1-n}{n} \cdot \frac{1}{d_e}$$

където H_k е височина на капиларния подем в см;
 n — порьозност на скалата в части от единица;
 d_e — действителен диаметър на частиците в см.

В табл. 7—2 са дадени ориентировъчни данни за височината и скоростта при капиларния подем според Г. Н. Каменски.

Таблица 7—2

Скални отложения	Максимална височина на капиларния подем, см	Брой на дните, необходими за достигане на максималния капиларен подем
Пясък, чийто зърна имат следните размери в мм		
2	11,4	80
1	24,1	100
0,5	27,9	138
0,3	33,0	188
0,16	48,9	191
0,12	66,7	158
0,072	88,8	144
0,047	135,2	160
0,025	266,7	300
0,016	309,9	475
Песъчлива глина	132,1	144
Глина	153,7	350

От таблицата се вижда, че капиларният подем е в пряка зависимост от зърнометричния състав на грунта.

2. ДВИЖЕНИЕ НА ПОДЗЕМНИТЕ ВОДИ В СКАЛИ, НАСИТЕНИ С ВОДА

Основни закони за движение на подземните води

а) Ламинарно (струйно) движение. Закон на Дарси

Когато движението на подземните води се извършва в малки пукнатини или филтрацията става през малки пори, то наподобява движението на вода в система от капиларни тръби. Това движение се нарича л а м и н а р н о и се извършва по закона на Дарси

$$(7,2) \quad Q = k \frac{h}{l} F.$$

От формулата се вижда, че количеството вода Q , което протича през скалата за единица време, е пропорционално на напора h и площта на напречното сечение F и обратно пропорционално на дължината на филтрацията l , измервана по посока на движението на водата. Коефициентът на филтрацията k зависи от физическите свойства на

скалите и от характера на протичащата течност. Отношението $\frac{h}{l} = I$ е прието да се нарича **напорен градиент**.

Следователно формулата може да получи следния вид:

$$(7,3) \quad Q = k \cdot F \cdot I.$$

Когато $I=1$ и $F=1$,

$$(7,4) \quad Q = k.$$

Коефициентът на филтрация е равен на количеството вода, което протича за единица време през площ с напречно сечение на филтъра единица и при напорен градиент също единица. Когато във формулата $v = k \cdot I$, $I=1$

$$(7,5) \quad v = k,$$

т. е. при напорен градиент, равен на единица, коефициентът на филтрация също е равен на скоростта на филтрацията.

б) Действителна скорост на филтрация

Скоростта на филтрация $v = k \cdot I$ не представлява действителната скорост на водата в порите или пукнатините. Водата в случая заема само част от сечението, а останалата част е изпълнена от зърната на грунта. В случая действителната скорост на филтрацията се изразява със следното уравнение:

$$(7,6) \quad u = \frac{Q}{F \cdot n}.$$

Като се замести Q с неговото равно от формулата $v = \frac{Q}{F}$, се получава

$$(7,7) \quad v = u \cdot n.$$

Оттук се вижда, че скоростта на филтрация е равна на произведението от действителната скорост на водата в порите и обема на порите. Тази действителна скорост варира от нула до някоя максимална стойност и във всички случаи е по-голяма от скоростта на филтрация, защото n е винаги по-малко от единица.

Пример. Ако действителната скорост е равна на 30 м/24 ч. и обемът на порите е 0,30:

$$v = u \cdot n = 30 \cdot 0,30 = 9 \text{ м/24 ч.}$$

в) Нелинеен закон за филтрация

При големи пукнатини, карстови ходове, едрозърнести рахли, отложения или при постъпване в различни водоземни съоръжения скоростта на водата нараства и се получава турбулентно (вихрово) движение.

Законът за турбулентното движение се изразява с формулата на Шези

$$(7,11) \quad v = c\sqrt{R \cdot I}$$

където v е скорост в м/24 ч.;

R — хидравличен радиус, равняващ се на отношението между площта на светлото сечение и мокрия параметър в м;

c — емпиричен коефициент;

I — напорен градиент.

При едроблокови и напукани скали турбулентното движение се изразява с уравнението на Краснополски

$$(7,12) \quad v = k_k \sqrt{I},$$

където k_k е коефициент на филтрация на скалата,

$$k_k = c\sqrt{R}.$$

От формулата се вижда, че скоростта на турбулентното движение е пропорционална на напорния градиент на степен $\frac{1}{2}$.

г) Критична скорост на филтрация

При голяма скорост на филтрация се наблюдават отклонения от закона на Дарси. Тези отклонения настъпват при определена скорост на движение, която се нарича критична скорост. При скорост, по-голяма от критичната, настъпва турбулентен режим.

По опитен път е доказано, че при едрозърнестите пясъци критичната скорост е равна на 0,5 см/сек. или около 400 м/24 ч. За горна граница на действителната скорост се приема 1000 м/24 ч. при обем на порите $n=0,40$.

Критичната скорост на филтрация се определя по формулата на Н. Н. Павловски

$$(7,8) \quad v_{кр} = \frac{1}{6,5} (0,75 n + 0,23) \frac{\mu}{p} \cdot \frac{R_g}{d} \text{ [см/сек.]}$$

където n е обем на порите;

μ — вискозитет на водата;

p — плътност на водата;

d — действителен диаметър на зърната в см;

R_g — постоянно число, което според Павловски за пясъците е 50—60.

За температура на водата, равна на 10°, формулата се опростява по следния начин:

$$(7,9) \quad v_{кр} = 0,002 (0,75 n + 0,23) \frac{R_g}{d}$$

От опитни данни е известно, че съществува зависимост между диаметъра на зърната и големината на критичната скорост:

При $d=0,57$ мм	$v_{кр}=1,03$ см/сек.
• $d=0,90$ мм	$v_{кр}=0,61$ см/сек.
• $d=1,35$ мм	$v_{кр}=0,35$ см/сек.

д) Смесено движение

Смесено движение има, когато в по-големите пори и пукнатини наред с ламинарното движение съществува и турбулентно движение. То се определя по формулата на Сирекер

$$(7,10) \quad Q = F \cdot k_c \cdot I^m,$$

където m има стойност между 1 и 2,

k_c има такъв смисъл както коефициентът K във формулата на Дарси.

3. УСТАНОВЕНО И НЕУСТАНОВЕНО ДВИЖЕНИЕ НА ПОДЗЕМНИТЕ ВОДИ

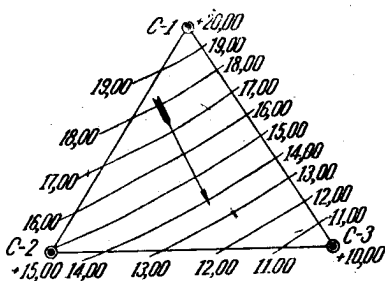
Установеното движение на подземните води се характеризира с постоянни стойности на мощността, напорния градиент и разхода на водоносния хоризонт в дадено сечение, което не се изменя за продължителен период от време. Обратно, когато тези величини се променят по време, подземните води имат неустановено движение. Изменението на споменатите величини може да бъде резултат на естествени или изкуствени причини, като атмосферни валежи, изменение в изпарението, топене на снегове, експлоатация на подземни води, оросяване или осушаване на площи и др.

4. ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ПОСОКАТА И СКОРОСТТА НА ДВИЖЕНИЕ ПРИ ПОДЗЕМНИТЕ ВОДИ

Посоката на движение на грунтови води се определя чрез триъгълника на Тим и с помощта на карти с хидроизохипси.

В зависимост от дълбочината на грунтови води се изработват три шурфа или сондажа, разположени на върховете на един равнобедрен триъгълник с дължина на страните, не по-малка от 100 м. Измерва се дълбочината до нивото на водата, след което се преизчислява абсолютната или относителната височина на водната повърхност.

След интерполиране еднакви по височина точки се съединяват и се получават изолинии, наречени хидроизохипси. Линията, перпендикулярна на хидроизохипсите, дава посоката на движение на грунтовия поток (фиг. 7—3).



Фиг. 7—3. Определяне посоката на движение на подземната вода по триъгълника на Тим

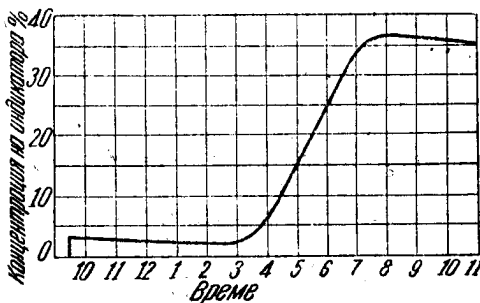
Друга възможност за определяне посоката, в която се движи грунтовият поток, е картата с хидроизохипси. Чрез нея се изяснява общата посока на движение на водата по цялата площ на грунтового води. Картата се изработва с помощта на мрежа от изработки, които впоследствие се нанасят върху топографска основа и чрез интерполиране се получава посоката на грунтовия поток във всички участъци.

Опитното определяне на скоростта на движение на грунтового води става чрез индикатори. За целта се залагат контролни шурфове или сондажи, в които се наблюдава първата поява и измененията в състава на багрилката. Чрез построяването на графика (фиг. 7—4) за изменението на индикатора се определя скоростта, с която се движи грунтовият поток. Чрез формулата на Дарси може да се изчисли коефициентът на филтрацията

$$k = \frac{u}{I} \quad [м/24 ч.]$$

където u е скорост в м/24 ч., получена по опитен път;
 I — напорен градиент.

Най-често употребяваните индикатори са: флуоресцин, еозин, пикринова киселина, метиленова синка, готварска сол, соли на литий и др., които се откриват по спектрален път. Освен това се използват амониев хлорид и други съединения, повишаващи електропроводимостта на водата. Правилното провеждане на опитите е в зависимост от точното определяне на посоката на грунтовия поток и геоложкия строеж на изследвания участък.



Фиг. 7—4. График за изменение на индикатора

вещества, готварска сол или по електрически метод се построяват специални графики в резултат на водените наблюдения, чрез които се определя действителната скорост на движение.

Като се знае разстоянието между двете изработки L и времето, за което се е придвижил индикаторът между тях t , може да се определи действителната скорост на грунтовия поток по формулата

$$(7.14) \quad u = \frac{L}{t}$$

Скоростта на филтрация v се определя по уравнението

$$(7.15) \quad v = u \cdot n,$$

където u е действителна скорост;

n — обем на порите на водоносния пласт, определен по лабораторен начин.

Таблица 7—3

Наименование на индикатора	Количество на индикатора (в г сухо тегло) за всеки 10 м дължина от пътя			
	за глинести скали	за пясъчни скали	за напукани скали	за карстови скали
Флуоресцин	5,20	2,10	2,20	2,10
Флуорантрон	5,20	2,10	2,20	2,10
Еозин	5,20	2,10	2,20	2,10
Еритрозин	10,40	10,30	10,40	10,40
Червено конго	20,80	20,60	20,80	20,80
Метиленова боя	20,80	20,60	20,80	20,80
Анилинова небесна	20,80	20,70	20,80 </td <td>20,80</td>	20,80
Червено понсо	10,40	10,30	10,40	10,40

Напорният градиент се определя от формулата

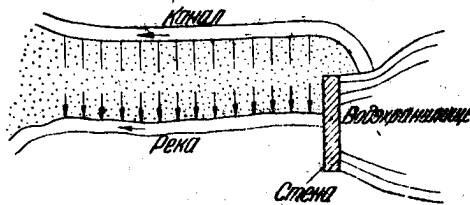
$$(7,16) \quad I = \frac{h_1 - h_2}{L},$$

където h_1 и h_2 са нивото на водата в опитната и наблюдателната изработка;
 L — разстояние между тях

5. ДВИЖЕНИЕ НА ПОДЗЕМНИТЕ ВОДИ В ЕДНОРОДНА СРЕДА

В зависимост от еднородността по отношение на литоложкия състав на водоносния хоризонт в хоризонтално и вертикално направление различаваме два типа водоносни пластове: еднородни и нееднородни. Водоносните пластове могат да бъдат разделени чрез водоупорни слоеве от глини, глинести пясъци, доломити, плътни варовици, шисти и др.

Когато токовете линии и хидроизохипсите се пресичат под прав ъгъл, потокът се нарича плосък (фиг. 7—5). Такъв случай може да се наблюдава при грунтов поток протичащ в сравнително тесен участък между река и канал.



Фиг. 7—5. Схема на плосък грунтов поток

В природата най-често се срещат радиални грунтови потоци, чиито хидроизохипси представляват криви линии. Линиите на тока, които са винаги перпендикулярни на хидроизохипсите, имат вече вид на радиуси. В терасите на реките (фиг. 7—6) се наблюдават радиални потоци. Радиални потоци се наблюдават и при приток на вода към кладенци.

Разходът на грунтового поток (фиг. 7—7) се определя по основното диференциално уравнение на Дюпюи

$$(7,17) \quad Q = -k \cdot F \frac{dH}{ds},$$

където Q е разход на грунтового поток в $\text{м}^3/24 \text{ ч.}$;
 k — коефициент на филтрация в $\text{м}/24 \text{ ч.}$;
 F — площ на напречното сечение в м^2 ;
 H — пиезометричен напор в м ;
 s — разстояние по пътя на филтрацията в м .

а) Водоносен хоризонт с хоризонтален водоупор

Разходът на грунтовия поток при хоризонтален водоносен слой за единица величина от ширината му и при установено движение, подчиняващо се на линейния закон на Дарси (фиг. 7—8), се изразява с уравнението

$$(7,18) \quad q = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2l}$$

или

$$(7,19) \quad q = k \cdot h_{cp} \cdot I_{cp} = k \frac{h_1 + h_2}{2} \cdot \frac{h_1 - h_2}{l},$$

където q е единичен разход на грунтовия поток;

k — коефициент на филтрация;

h_1 и h_2 — мощност на водоносния пласт в две сечения — I и II;

l — разстояние между сеченията I и II;

h_{cp} — средна мощност на водоносния пласт,

$$h_{cp} = \frac{h_1 + h_2}{2};$$

I_{cp} — среден градиент на разглеждания участък,

$$I_{cp} = \frac{h_1 - h_2}{l}.$$

Определянето на цялостния разход на грунтовия поток Q се извършва, като се умножи единичният разход q с ширината на потока B .

$$(7,20) \quad Q = k \cdot B \cdot h_{cp} \cdot I_{cp}.$$

б) Водоносен хоризонт с наклонен водоупор

Разходът на грунтов поток с наклонен водоупор се определя приблизително с предложените от Г. Н. Каменски и Н. А. Плотников формули.

Като използва основния закон на Дарси, Г. Н. Каменски предлага единичния разход на грунтовия поток да се определя по обобщената формула на Дююи (фиг. 7—9)

$$(7,21) \quad q = k \frac{h_1 + h_2}{2} \cdot \frac{H_1 - H_2}{l}.$$

Тази формула е приложима и за напорни води.

Н. А. Плотников предлага определянето на единичния разход да става по формулата

$$(7,22) \quad q = k \cdot h_{cp} \cdot I_{cp} \cdot \cos \alpha,$$

където α е ъгълът, под който е наклонен водоупорът към хоризонта.

Формулата трябва да се използва при наклон на водоупора над 10° .

При по-малък наклон с успех може да се използва формулата

$$(7,23) \quad q = k h_{cp} \cdot I_{cp}.$$

Движението на грунтовите води при наклонени еднородни водоносни пластове с най-голяма точност определя академ. Н. Н. Павловски. Съкратеният вид на уравнението е следният:

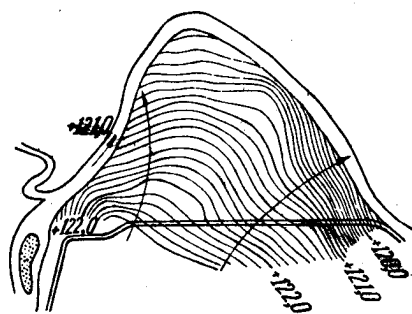
$$(7,24) \quad \frac{il}{h_0} = \varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1),$$

където i е наклон на водонепропускливия пласт;

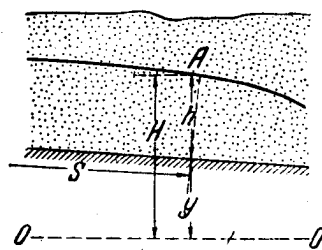
l — разстояние между разглежданите сечения в м;

h_0 — приведена мощност на грунтовия поток, която би имал потокът при равномерно движение в дадения пласт; определя се от уравнението

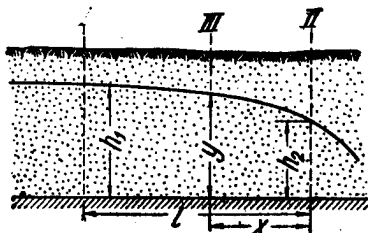
$$q = k \cdot h_0 i;$$



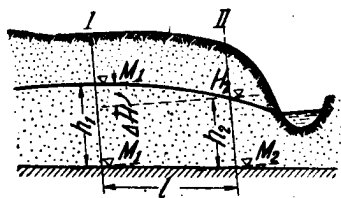
Фиг. 7—6. Радиален грунтов поток



Фиг. 7—7. Движение на грунтов поток в еднародна среда



Фиг. 7—8. Движение на грунтов поток при хоризонтален водоупор

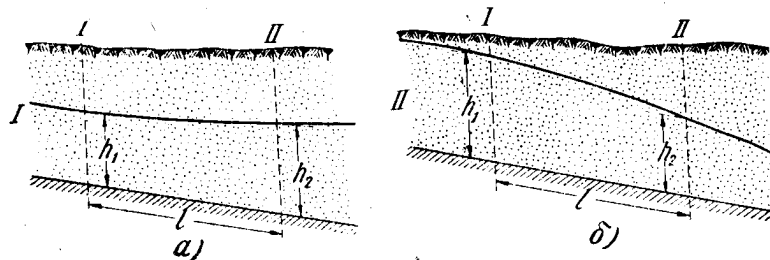


Фиг. 7—9. Движение на грунтов поток при наклонен водоупор

η_1 и η_2 — относителна мощност на грунтовия поток в сеченията I и II; определя се по формулите

$$\eta_2 = \frac{h_2}{h_0} \text{ и } \eta_1 = \frac{h_1}{h_0}$$

h_1 и h_2 — мощност на пласта в сеченията I и II.



Фиг. 7—10. а) Мощността на водоносния слой по посока на потока се увеличава; б) Мощността на водоносния слой по посока на потока се намалява

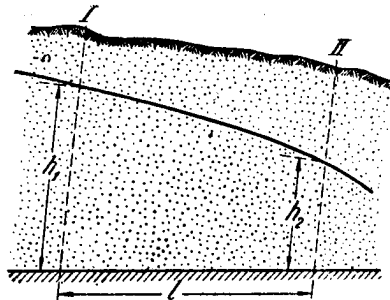
Както се вижда от фиг. 7—10, при прав наклон на водоупора са възможни два случая:

1. При $h_1 > h_2$ — мощността на водоносния слой по посока на потока се намалява

$$(7,25) \quad \varphi(\eta) = \eta + \ln(1 - \eta).$$

2. При $h_1 < h_2$ — мощността на водоносния слой се увеличава

$$(7,26) \quad \varphi(\eta) = \eta + \ln(\eta - 1).$$



Фиг. 7—11. Движение на грунтов поток при обратен наклон на водоупора

При обратен наклон на водоупора (фиг. 7—11) φ се определя по формулата:

$$(7,26) \quad \varphi(\eta) = -\eta + \ln(1 + \eta).$$

Значенията на функциите за $\varphi(\eta)$ се дават в приложение 7—1.

Като се използват формулите за неравномерното движение на Н. Н. Павловски, може да се определи разходът на грунтовия поток между две сечения, да се построи депресионната крива и да се решат други важни задачи при повишаване нивото на грунтовите води.

в) Радиален поток

Разходът на радиален (неплосък) поток при хоризонтален водоупор се определя по предложената от Г. Н. Каменски формула

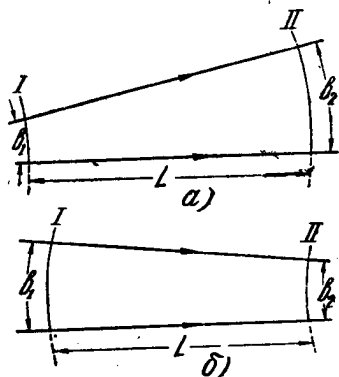
$$(7,27) \quad Q = k \frac{b_1 - b_2}{\ln b_1 - \ln b_2} \cdot \frac{h_1^2 + h_2^2}{2L}$$

където k е коефициент на филтрация;

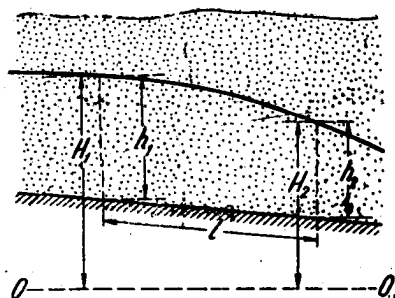
b_1 и b_2 — ширина на грунтовия поток в две напречни сечения (I и II);

h_1 и h_2 — мощност на водоносния пласт в същите сечения;

L — разстояние между сеченията I и II (фиг. 7—12).



Фиг. 7—12. План на радиален поток (по Г. Н. Каменски)



Фиг. 7—13. Неплосък грунтов поток

Горното уравнение е получено чрез интегриране на диференциалното уравнение на Дюпюи.

За неплосък грунтов поток формулата на Дюпюи приема следния вид:

$$(7,28) \quad Q = k \frac{b_1 h_1 + b_2 h_2}{2} \cdot \frac{H_1 - H_2}{l}$$

където H_1 и H_2 са височини на нивото на водата в горното и долното сечение на потока в м (фиг. 7—13).

За най-общия случай на грунтов поток се използва уравнението

$$(7,29) \quad Q = k \frac{\omega_1 + \omega_2}{2} \cdot \frac{H_1 - H_2}{l}$$

където ω_1 и ω_2 представляват площи на първото и второто сечение в м².

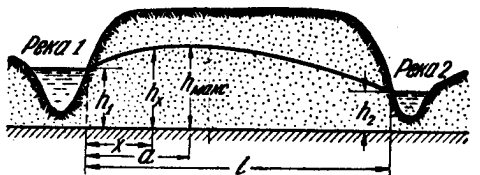
г) Отчитане на повърхностната инфилтрация

Движението на грунтовата вода в междуречен масив, дrenaщ се от две страни, при хоризонтален водоупор и при ламинарно движение се изразява с уравнението на Г. Н. Каменски.

Разходът на грунтовия поток за 1 м от неговата ширина в което и да е негово сечение се изразява с формулата

$$(7,30) \quad q_x = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2l} - \omega \left(\frac{l}{2} - x \right) \quad [\text{м}^3/24 \text{ ч.}],$$

където k е коефициент на филтрация в м/24 ч.;
 h_1 и h_2 — мощност на водоносния пласт в съседство с първата и втората река в м;
 ω — количеството вода, протичаща през единица площ от грунта за единица време, изразено както при k ;
 l — разстояние между реките в м;
 x — разстояние от първата река до разглежданото сечение в м



Фиг. 7—14. Депресионна крива при междуречен масив

Разходът на водата в сечението, съседно на първата река, е равен на

$$(7,31) \quad q_1 = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2l} - \omega \frac{l}{2}$$

Разходът, протичащ през сечението на втората река, е

$$(7,32) \quad q_2 = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2l} + \omega \frac{l}{2}$$

В зависимост от знака (положителен или отрицателен) се определя посоката, в която тече грунтовият поток. При положителен знак водата тече в тази посока, в която се мери x (към втората река) и обратно при отрицателен знак.

Депресионната крива при отчитане на инфилтрацията отгоре за която и да е точка на грунтовия поток от междуречния масив се определя по следното уравнение на Г. Н. Каменски.

$$(7,33) \quad h = \sqrt{h_1^2 \frac{h_1^2 + h_2^2}{l} x + \frac{\omega}{k} (l-x) x}$$

Обозначенията са както във формулата (7,30).

6. ДВИЖЕНИЕ НА ГРУНТОВИ ВОДИ В НЕЕДНОРОДНИ ПЛАСТОВЕ

При изменение на водопронируемостта на пласта в хоризонтална и вертикална посока (фиг. 7—15) разходът на грунтовия поток за 1 м ширина се определя по уравнението на Дарси

$$(7,34) \quad q = k_{\text{ср}} h_{\text{ср}} \cdot l = \frac{k_{1\text{ср}} h_1 + k_{2\text{ср}} h_2}{h_1 + h_2} \cdot \frac{h_1 + h_2}{2} \cdot \frac{h_1 - h_2}{l}$$

или

$$q = \frac{k_{1\text{ср}} \cdot h_1 + k_{2\text{ср}} h_2}{2} \cdot \frac{h_1 - h_2}{l}$$

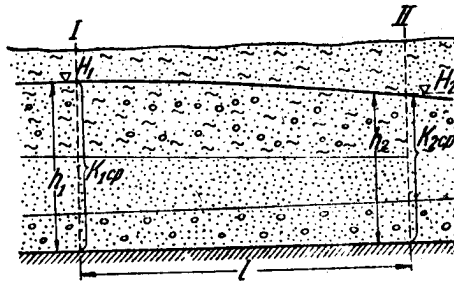
където $k_{1ср}$ и $k_{2ср}$ са средни коефициенти на филтрация в сеченята I и II и се изчисляват по формулата

$$k_{ср.макс} = \frac{k_1 h_1 + k_2 h_2 + \dots + k_n h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n};$$

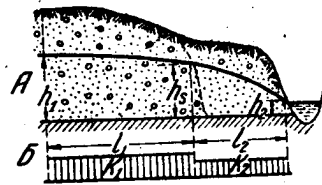
h_1 и h_2 — мощност на водоносния пласт в същите сечения;
 l — разстояние между сеченята.

Горната формула може да се прилага и при напорни води.

Движението на грунтовите води в пластове с рязка смяна на водопрopusливостта в хоризонтална посока се среща при покриване на част от коренните скали, с коефици-



Фиг. 7—15. Движение на грунтови води в нееднороден пласт



Фиг. 7—16. Движение на грунтови води при рязка смяна на водопрopusливостта на пласта (по Г. Н. Камевски)

циент на филтрация k_1 на даден склон с алувиални отложения с коефициент на филтрация k_2 (фиг. 7—16). Ако напишем уравнението за движение на грунтовите води в коренните скали, ще получим

$$(7,35) \quad q = k_1 \frac{h_1^2 - h_s^2}{2 l_1},$$

откъдето

$$h_1^2 - h_s^2 = \frac{2q l_1}{k_1}.$$

За алувиалната тераса аналогично се получава уравнението

$$(7,36) \quad h_1^2 - h_2^2 = \frac{2q l_2}{k_2}.$$

Като се съберат горните уравнения, се получава:

$$(7,37) \quad h_1^2 - h_2^2 = 2q \left(\frac{l_1}{k_1} + \frac{l_2}{k_2} \right),$$

откъдето

$$(7,38) \quad q = \frac{h_1^2 - h_2^2}{2 \left(\frac{l_1}{k_1} + \frac{l_2}{k_2} \right)}$$

В. ПОДПОР НА ГРУНТОВИТЕ ВОДИ

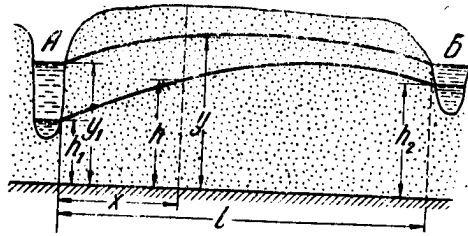
Когато се създават нови водохранилища или се повишава нивото на водата в реките, свързаните с тях грунтови води изменят своя режим. Водите на откритите басейни подпират грунтовите води и тяхното ниво се повишава. В зависимост от продължителността на подпора може да се получи постоянно или непостоянно подпирание на грунтовите води.

Теорията за подпора на грунтовите води при различни условия е разработена от Г. Н. Каменски.

1. ПОДПОР НА ГРУНТОВИ ВОДИ ПРИ ХОРИЗОНТАЛНО ПОЛОЖЕНИЕ НА ВОДОУПОРА И ЕДНОРОДЕН ВОДОНОСЕН ПЛАСТ

Най-общият вид на уравнението за подпора на грунтовите води според Г. Н. Каменски е следният (фиг. 7—17):

$$(7,39) \quad y = \sqrt{h^2 + (y_1^2 - h_1^2) \frac{l-x}{l} + (y_2^2 - h_2^2) \frac{x}{l}},$$



Фиг. 7—17. Подпор на грунтови води в междуречен масив

където h е ниво на грунтовата вода, намираща се на разстояние x от брега на река A (водохранилище);

y — ниво на водата след подпора на разстояние x от река A ;

h_1 и h_2 — ниво на водата при река A и река B (водохранилище) преди подпора;

y_1 и y_2 — същото, но след подпора;

l — разстояние между двете реки.

Формулата е приложима в случаите, когато нивото на грунтовата вода се повишава в двете реки, без преместване на сечението (при стръмни брегове).

При повишение на нивото в една от реките и при запазване на първоначалния режим на другата река ($y_2 = h_2$) (фиг. 7—18) уравнението за подпора на грунтовия поток има следния вид:

$$(7,40) \quad y = \sqrt{h^2 + (y_1^2 - h_1^2) \frac{l-x}{l}}.$$

Ако в зоната на подпора се среща сух овраг (фиг. 7—19), депресионната крива' изчислена по едно от досегашните уравнения, ще излезе по-високо от неговото дъно (означена е с пунктир). В този случай се използва следната формула:

$$(7,41) \quad y = \sqrt{h^2 + (y_1^2 - h_1^2) \frac{l-x}{l} + (y_0^2 - h_0^2) \frac{x}{l}},$$

където h_0 е мощност на водоносния пласт под сухото дъно на оврага, преди подпора;

y_0 — същото, но след подпора;

l — разстояние от оврага до брега на водохранилището.

Когато ширината на междуречието е многократно по-голяма от ширината на зоната x , докдето е възможно да се получи подпор на грунтовия поток, формулата приема следния вид:

$$(7,42) \quad y = \sqrt{y_1^2 + h^2 - h_1^2}.$$

2. ПОДПОР НА ГРУНТОВИ ВОДИ ПРИ НАКЛОНЕНО ПОЛОЖЕНИЕ НА ВОДОУПОРНИЯ ПЛАСТ И ПРИ ЕДНОРОДНА СРЕДА

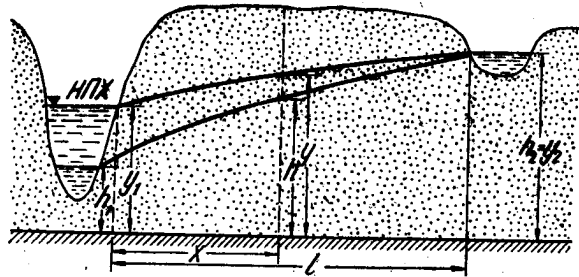
Като се използва уравнението на акад. Н. Н. Павловски (7,24) за подпора на грунтови води, се получава следната формула:

(7,4)
$$\varphi(\eta_1) = \varphi(\eta'_p) - \varphi(\eta_p) + \varphi(\eta_1),$$

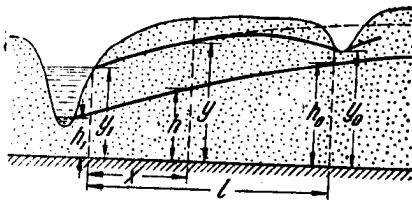
където

$$\eta_1 = \frac{h}{h_0}; \eta_p = \frac{h_1}{h_0}; \eta'_1 = \frac{y}{h_0}; \eta'_p = \frac{y_1}{h_0};$$

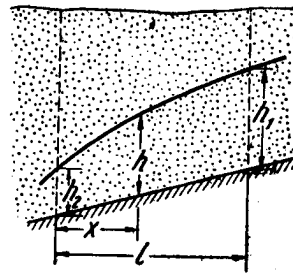
h_0 — нормална дълбочина на потока;
 φ — знак на функцията за кривата на подпора, значенията на които се вземат от приложение 7—1.



Фиг. 7—18. Подпор на грунтови води при повишаване на нивото на водата в едната река



Фиг. 7—19. Подпор на грунтови води, когато е налице сух овраг



Фиг. 7—20. Подпор на грунтови води при наклонен водоупор и при еднородна среда

Нормалната дълбочина се определя по формулата (фиг. 7—20):

(7,44)
$$i_0 l = h_0 [\varphi(\eta_1) - \varphi(\eta_2)],$$

където

$$\eta_1 = \frac{h_1}{h_0}; \eta_2 = \frac{h_2}{h_0};$$

h_1 — дълбочина на грунтовымия поток в горното сечение;
 h_2 — също, но в долното сечение;
 i_0 — наклон на водоупора.

Г. ДВИЖЕНИЕ НА ПОДЗЕМНИТЕ ВОДИ КЪМ ВОДОВЗЕМНИ СЪОРЪЖЕНИЯ

1. ВИДОВЕ ВОДОВЗЕМНИ СЪОРЪЖЕНИЯ

Експлоатацията на подземните води може да се осъществи чрез вертикални или хоризонтални водовземни съоръжения. Към вертикалните водовземни съоръжения се отнасят различните видове кладенци, шахти, шурфове и сондажни пробиви, а към хоризонталните — закритите дренажи, каптажните галерии, дренажните канавки, строителните изкопи и др.

В настоящото ръководство ще се разгледат само вертикалните водовземни съоръжения. В зависимост от експлоатирувания водоносен хоризонт те се разделят на грунтови и артезиански. В случаите, когато пиезометричното ниво на артезианските води се понижи под горния водоупор, водовземното съоръжение се нарича грунгово-артезиански кладенец.

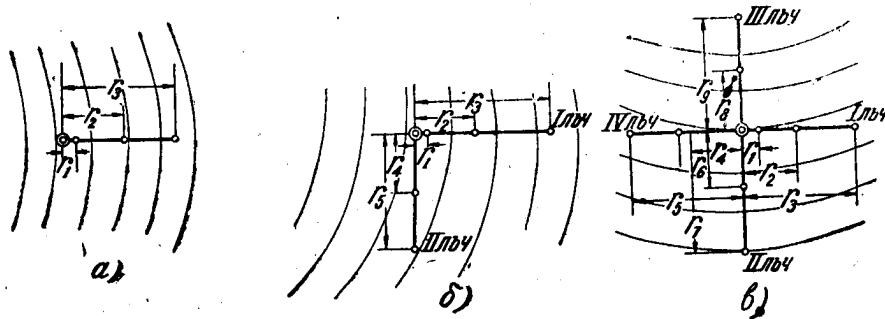
По начина на залагането във водоносния слой кладенците се разделят на свършени и несвършени. Свършени са тези, на които дъното е доведено до долния водоупор на водоносния хоризонт и обратно, несвършени са тези, на които дъното не е доведено до водоупора.

Водопропускливостта на скалите се определя с помощта на полски опитни работи или чрез провеждането на лабораторни изследвания.

По опитен път при полска обстановка може да се определи коефициентът на филтрацията по един от следните методи:

1. опитни водочерпения от сондажи;
2. опитни водочерпения от шурфове;
3. опитно наливане на вода в сондажи;
4. наливане на вода в шурфове;
5. опитно водонагнетяване в сондажи.

Опитните водочерпения (единични или групови) се провеждат в стадия на проучване за идейния и техническия проект. При проучването за техническия проект разположението на опитните участъци съвпада с бъдещите водовземни съоръжения. Наблюдателните сондажи при опитни водочерпения се залагат във вид на 1 до 4 лъча (фиг. 7—21).



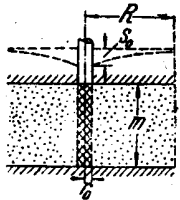
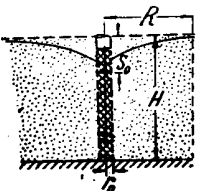
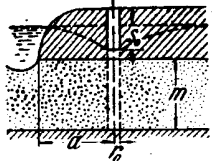
Фиг. 7—21. Схема за разположение на наблюдателни сондажи при опитни водочерпения

2. УРАВНЕНИЯ ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ КОЕФИЦИЕНТА НА ФИЛТРАЦИЯ

В таблици 7—4, 7—5 и 7—6 са дадени формули за изчисляване коефициента на филтрация k по резултати от опитни водочерпения.

Опытни водочернения от единичен свързващ кладенец

Таблица 7—4

Разположение на кладенците спрямо водоема	Хидравлически тип на подземната вода	Схеми	Формули	Автор
1	2	3	4	5
Далеч от водоема	Напорни води	 <p>Фиг. 7—22</p>	(7,45) $k = \frac{0,366 \cdot Q}{m s_0} \cdot \lg \frac{R}{r_0}$	Дюпон
	Безнапорни води	 <p>Фиг. 7—23</p>	(7,46) $k = \frac{0,732 \cdot Q}{(2H - s_0)s_0} \cdot \lg \frac{R}{r_0}$	Дюпон
Близко до водоема	Напорни води	 <p>Фиг. 7—24</p>	(7,47) $k = \frac{0,366 \cdot Q}{m s_0} \cdot \lg \frac{2a}{r_0}$	Форхаймер

347

848

Продължение

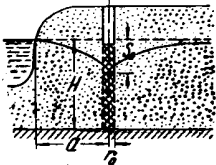
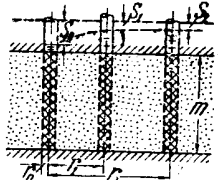
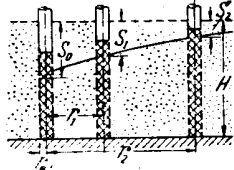
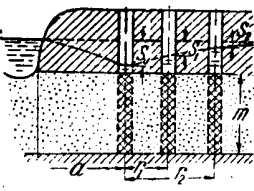
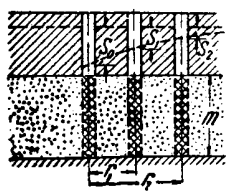
1	2	3	4	5
Близко до водоема	Безнапорни води	 <p>Фиг. 7-25</p>	$(7,48) \quad k = \frac{0,732 \cdot Q}{(2H - s_0)s_0} \cdot \lg \frac{2a}{r_0}$	Форхаймер

Таблица 7-5

Единични водочерпения при опитни участъци със свързани кладенци

Разположение на кладенците спрямо водоема	Хидравлически тип на подземната вода. Направление на лъча спрямо водоема	Схеми	Формули	Автор
1	2	3	4	5
Далеч от водоема	Напорни води	 <p>Фиг. 7-26</p>	$(7,49) \quad k = \frac{0,366 \cdot Q}{m(s_1 - s_2)} \cdot \lg \frac{r_2}{r_1}$	Дюпон
	Безнапорни води	 <p>Фиг. 7-27</p>	$(7,50) \quad k = \frac{0,732 \cdot Q}{(2H - s_1 - s_2)(s_1 - s_2)} \cdot \lg \frac{r_2}{r_1}$	

1	2	3	4	5
<p>Близко до водоема</p>	<p>Напорни води; наблюдателният лъч е перпендикулярен към брега на водоема</p>	 <p>Фиг. 7—28</p>	<p>Формула за един наблюдателен кладенец (7,51) $k = \frac{0,366 \cdot Q}{m s_1} \cdot \lg \frac{2a \pm r_1}{r_1}$</p> <p>Формула за два наблюдателни кладенеца (7,52) $k = \frac{0,366 \cdot Q}{m (s_1 - s_2)} \cdot \lg \frac{2a \pm r_1}{r_2} \lg \frac{2a \pm r_2}{r_2}$</p> <p>Положителният или отрицателният знак пред r_1 и r_2 е в зависимост от разположението на наблюдателния кладенец спрямо водоема и централния кладенец; при отрицателен знак наблюдателният кладенец е между водоема и централния кладенец и обратно при положителен знак</p>	<p>Бабушкин</p>
	<p>Напорни води; наблюдателният лъч е разположен успоредно на брега на водоема</p>	 <p>Фиг. 7—29</p>	<p>Формула за един наблюдателен кладенец (7,53) $k = \frac{0,366 \cdot Q}{m s_1} \cdot \lg \frac{\sqrt{4a^2 + r_1}}{r_1}$</p> <p>Формула за два наблюдателни кладенеца (7,54) $k = \frac{0,366 \cdot Q}{m (s_1 - s_2)} \left(\frac{1}{2} \lg \frac{4a^2 - r_1^2}{4a^2 - r_2^2} + \lg \frac{r_2}{r_1} \right)$</p> <p>$a$ е разстоянието между водоема и централния кладенец</p>	<p>Форхаймер</p>

249

360

Продължение

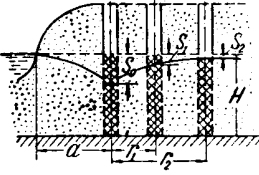
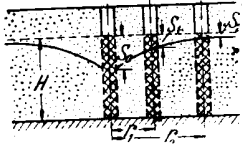
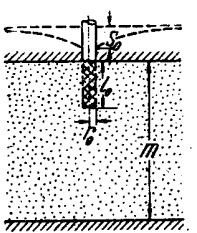
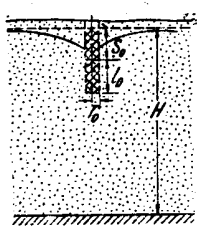
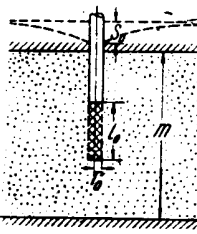
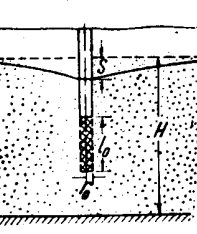
1	2	3	4	5
<p>Близко до водоема</p>	<p>Безнапорни води; наблюдателният лъч е разположен перпендикулярно на брега на водоема</p>	 <p>Фиг. 7—30</p>	<p>Формула за един наблюдателен кладенец</p> $(7,55) \quad k = \frac{0,732 \cdot Q}{s_1(2H-s_1)} \lg \frac{2a \pm r_1}{r_1}$ <p>Формула за два наблюдателни кладенеца</p> $(7,56) \quad k = \frac{0,732 \cdot Q}{(s_1-s_2)(2H-s_1-s_2)} \left[\lg \frac{2a \pm r_1}{r_1} \frac{2a \pm r_2}{r_2} \right]$ <p>В горните формули знакът (+) или (-) пред r_1 и r_2 се определя в зависимост от положението на наблюдателния кладенец спрямо централния кладенец и водоема</p>	<p>Бабушкин</p>
	<p>Безнапорни води; наблюдателният лъч е успореден на брега на водоема</p>	 <p>Фиг. 7—31</p>	<p>Формула за един наблюдателен кладенец</p> $(7,57) \quad k = \frac{0,732 \cdot Q}{s_1(2H-s_1)} \lg \frac{\sqrt{4a^2+r_1}}{r_1}$ <p>Формула за два наблюдателни кладенеца</p> $(7,58) \quad k = \frac{0,732 \cdot Q}{(s_1-s_2)(2H-s_1-s_2)} \left[\frac{1}{2} \lg \frac{4a+r_1^2}{4a+r_2^2} + \lg \frac{r_2}{r_1} \right]$ <p>a е разстояние от водоема до централния кладенец</p>	<p>Форхаймер</p>

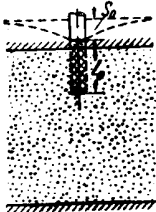
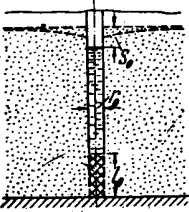
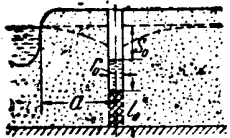
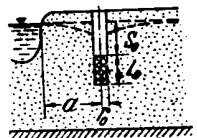
Таблица 7—6

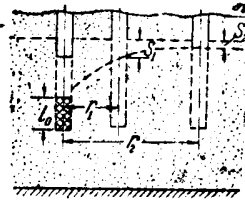
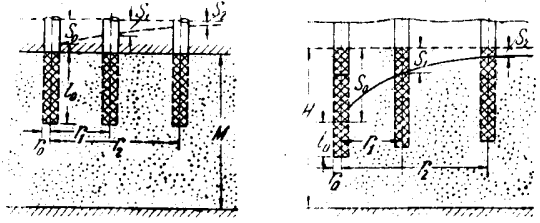
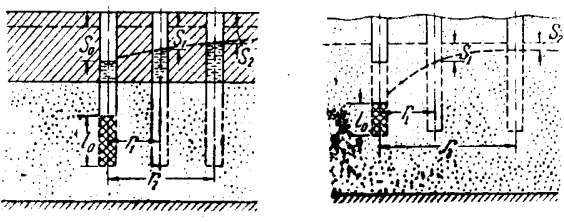
Формули за изчисляване коефициента на филтрация k при единични и групови участъци с несвършени кладенци

1	2	3		5	6
		Напорни води	Безнапорни води		
Далеч от водоема	Единично водочерпене: филтърът е в съседство с горния край на водоносния пласт			(7,59) $k = \frac{0,366 \cdot Q}{l_0 \cdot s_0} \lg \frac{1,32 \cdot l_0}{r_0}$	Гиришки
	Единично водочерпене: филтърът е в средната част на водоносния пласт			(7,60) $k = \frac{0,366 \cdot Q}{l_0 \cdot s_0} \lg \frac{0,66 \cdot l_0}{r_0}$ Формулата се използва и при подруслови водочерпения, ако филтърът е под дъното на реката на разстояние $C = \frac{l_0}{2,3 \cdot \lg \frac{l_0}{r_0}}$	Бабушкин

351

352

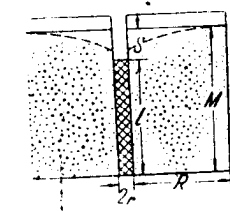
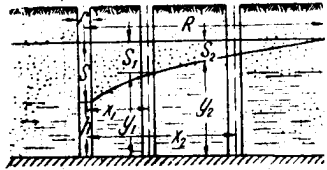
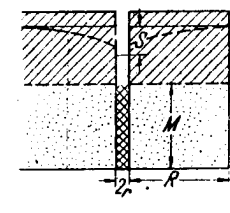

1	2	3	4	5	6
<p>Далеч от водоема</p>	<p>Филтърът е в съседство с водоупора</p>	 <p>Фиг. 7—36</p>	 <p>Фиг. 7—37</p>	<p>(7,61) $k = \frac{0,366 \cdot Q}{l_0 s_0} \lg \frac{\alpha l_0}{r_0}$</p>	
<p>Близко до водоема</p>	<p>Филтърът е в средната част на водоносния хоризонт</p>	 <p>Фиг. 7—38</p>		<p>(7,62) $k = \frac{0,16 \cdot Q}{l_0 s_0} \left(2,3 \lg \frac{0,66 l_0}{r_0} - \operatorname{arsh} \frac{0,45 l_0}{a} \right)$</p>	
<p>Близко до водоема</p>	<p>Филтърът е в съседство с водоупора</p>	 <p>Фиг. 7—39</p>		<p>(7,63) $k = \frac{0,16 \cdot Q}{l_0 s_0} \left(2,3 \lg \frac{1,32 l_0}{r_0} - \operatorname{arsh} \frac{0,9 l_0}{a} \right)$</p>	

1	2	3	4	5	6
<p>Далеч от водоема. Дължината на филтъра в сравнение с дебелината на водоносния пласт е незначителна: $l_0 \leq \frac{1}{3} M$ и $\frac{1}{3} l_0 < H$</p>	<p>Опитно водочерпене с наблюдателни лъчи. Филтърът не е напълно потопен</p>	 <p>Фиг. 7-40</p>	<p>(7,64) $k = \frac{0,16 \cdot Q}{l_0 (s_0 - s_1)} \left(2,3 \lg \frac{\alpha l_0}{r_0} - \operatorname{arsh} \frac{l_0}{r_1} \right)$</p>		
	<p>Филтърът е в съседство с водоупора</p>	 <p>Фиг. 7-41 Фиг. 7-42</p>	<p>а) При един наблюдателен кладенец (7,65) $k = \frac{0,16 \cdot Q \operatorname{arsh} \frac{l_0}{r_1}}{l_0 s_1}$ б) При два наблюдателни кладенеца (7,66) $k = \frac{0,16 \cdot Q}{l_0 (s_1 - s_2)} \left(\operatorname{arsh} \frac{l_0}{r_1} - \operatorname{arsh} \frac{l_0}{r_2} \right)$</p>	<p>Гирински Бабушкин</p>	
<p>Филтърът е разположен в средната част на водоносния пласт</p>		 <p>Фиг. 7-43 Фиг. 7-44</p>	<p>(7,67) $k = \frac{Q}{l_0 (s_0 - s_1)} \left(0,366 \lg \frac{0,66 l_0}{r_0} - 0,16 \operatorname{arsh} \frac{l_0}{2r_1} \right)$ (7,68) $k = \frac{0,16 Q}{l_0 (s_1 - s_2)} \left(\operatorname{arsh} \frac{l_0}{2r_1} - \operatorname{arsh} \frac{l_0}{2r_2} \right)$</p>		

Забележка. Първият наблюдателен кладенец е на разстояние $r_1 = (0,3 - 0,5) l_0$, а крайният $r_2 = (1,2 - 1,5) l_0$.

Условни обозначения във формулите в табл. 7—6:

k — коефициент на филтрацията в м/24 ч.;
 Q — дебит на кладенеца в м³/24 ч.;
 m — мощност на водоносния хоризонт при напорни води в м;
 H — мощност на водоносния хоризонт за безнапорни води в м;
 l_0 — дължина на филтъра, в който се провежда водочерпенето в м;
 r_0 — радиус на филтъра в м;
 r_1 — разстояние от централния до наблюдателния кладенец в м;
 r_2 — разстояние от централния до крайния кладенец в м;
 h — радиус на влияние при водочерпенето в м;
 s_0 — понижено ниво на водата в централния кладенец в м;
 s_1 — понижение в първия наблюдателен кладенец в м;

Скали, изграждащи водоносния пласт	Хидравлически тип на подземната вода	Схема
1	2	3
Разнозърнести пясъци или фино напукани скали	Безнапорни води	 <p>Фиг. 7—45</p>  <p>Фиг. 7—46</p>
	Напорни води	 <p>Фиг. 7—47</p>  <p>Фиг. 7—48</p>

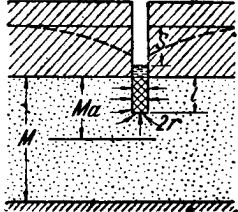
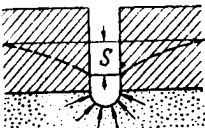
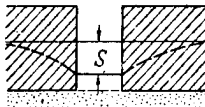
s_2 — понижение в крайния наблюдателен кладенец в м;
 a — разстояние от централния кладенец до водоема в м;
 α — коефициент във формулата за дебита при несъвършени кладенци; според
 Н. К. Гирински е 1,60, а според В. Д. Бабушкин — 1,32;
 arsh — знак, определящ се по приложение 7—2.

3. УРАВНЕНИЕ ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ ДЕБИТА НА КЛАДЕНЦИТЕ

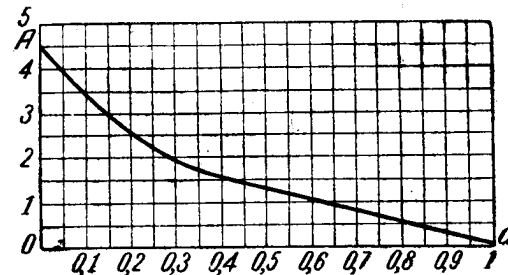
Основните уравнения, определящи дебита на кладенците при ламинарното и турбулентното движение, са установени от Дюпюи, Шези и Краснополски. В таблица 7—7 са дадени формулите за ламинарно и турбулентно движение на подземните води.

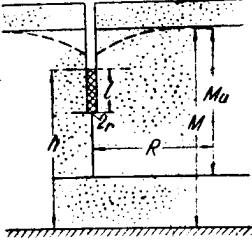
Таблица 7—7

Аналитични формули за определяне на Q	Формули за определяне на Q по площта на филтъра и входната скорост на водата във филтъра
4	5
<p>а) При участък от единичен сондаж (7,69) $Q = 1,36 \frac{k s (2M - s)}{\lg \frac{R}{r}}$</p> <p>б) При участък с наблюдателни кладенци (7,71) $Q = 1,36 \frac{k (2M - s_{n-1} - s_n) (s_{n-1} - s_n)}{\lg x_n - \lg x_{n-1}}$</p>	<p>(7,70) $Q = 2 \pi r k l = 2 \pi r M - s / k l$</p>
<p>а) При участък от единичен сондаж (7,72) $Q = 2,73 \frac{k \cdot M \cdot s}{\lg \frac{R}{r}}$</p> <p>б) При участък с наблюдателни кладенци (7,74) $Q = 2,73 \frac{k \cdot M (s_{n-1} - s_n)}{\lg x_n - \lg x_{n-1}}$</p>	<p>(7,73) $Q = 2 \pi r M k l$</p>

1	2	3
	Напорни води	
	Напорни води	 <p data-bbox="1047 1092 1161 1123">Фиг. 7—49</p>
	Високонапорен водоносен пласт	 <p data-bbox="1209 1522 1266 1564">Фиг. 7—51</p>
	Слабонапорен водоносен пласт	Кладенец с полусферично дъно
	Високонапорен пласт	 <p data-bbox="1209 1837 1266 1879">Фиг. 7—52</p>

Продължение

4	5
<p>(7,75) $Q = \frac{k l s}{0,366 [\lg(1,32 l) - r]}$ $l < \frac{M}{3}$</p>	<p>(7,76) $Q = 2 \pi r k l$</p>
<p>(7,77) $Q = \frac{k \cdot M \cdot s}{0,366 \left[\frac{1}{2\alpha} \left(2 \lg \frac{4M}{r} - A \right) - \lg \frac{4M}{R} \right]}$ където $\alpha = \frac{l}{M}$; А — величина, определяща се по графика на фиг. 7—50 в зависимост от α; $l > \frac{M}{3}$</p>  <p>Фиг. 7—50</p>	<p>(7,78) $Q = 2 \pi r k l$</p>
<p>(7,79) $Q = 2 \pi k r s$</p>	<p>(7,80) $Q = 2 \pi r^2 k l$</p>
<p>(7,81) $Q = \frac{2 \pi k r s}{1 + 2,3 \frac{r}{M} \lg \frac{R}{2M}}$</p>	<p>(7,82) $Q = 2 \pi r^2 k l$</p>
<p>(7,83) $Q = 4 \cdot r \cdot s$</p>	<p>(7,84) $Q = \pi r^2 k l$</p>

1	2	3
	Безнапорен	 <p style="text-align: right;">Фиг. 7-53</p>
Силно напукани, чакълни или едроблокови скали	Напорни и безнапорни	Свършени тръбни кладенци
	Също	Тръбни кладенци в напукани скали, разширени в долната част по различни начини

Условните обозначения във формулите от табл. 7—7 са както тези в табл. 7—6 със следните допълнения :

- c — коэффициент на филтрация при турбулентно движение в м/24 ч. ;
- c_1 — също, обаче в призабойната област, след взривяване и др. в м/24 ч. ;
- c_2 — също, но за крайния предел на разрушената зона в м/24 ч. ;
- M — мощност на водоносния хоризонт в м. ;
- s — понижение на нивото на водата в кладенеца в м. ;
- s_{n-1} — понижение на нивото на водата в предпоследния наблюдателен кладенец в м. ;
- s_n — понижаване на нивото на водата в последния (най-отдалечения) наблюдателен кладенец в м. ;
- h — дълбочина от нивото на водата в несвършения кладенец до водоупора в м. ;
- r — радиус на кладенеца в м. ;
- l — дължина на филтъра в м. ;
- π — 3,14
- I — хидравлически наклон на нивото на водата ;
- R_1 — радиус на разрушената зона при взривяване в м. ;
- x_{n-1} — разстояние до предпоследния наблюдателен кладенец в м. ;
- x_n — разстояние до най-отдалечения наблюдателен кладенец в м. ;

4. ОПРЕДЕЛЯНЕ НА РАДИУСА НА ВЛИЯНИЕ. ЗАВИСИМОСТ НА ДЕБИТА ОТ ДИАМЕТЪРА НА КЛАДЕНЕЦА И РАДИУСА НА ВЛИЯНИЕ

Основните формули, чрез които приблизително може да се изчисли R , са следните :
Кусакин

(7,91)
$$R=575 s \sqrt{Hk} ;$$

Продължение

4	5
$(7,85) \quad Q = 1,366 \frac{ks(2M-s)}{2R-lgr} \cdot \sqrt{\frac{l+0,5r}{h}} \cdot \sqrt{\frac{2h-l}{h}}$	$(7,86) \quad Q = 2 \pi r (l+r) kI$
$(7,87) \quad Q = 2 \pi Mc \sqrt{r \cdot s}$	$(7,88) \quad Q = 2 \pi r Mc \sqrt{I}$
$(7,89) \quad Q = 2 \pi M \sqrt{\frac{S}{\frac{1}{c_1^2} \left(\frac{1}{r} - \frac{1}{R_1} \right) + \frac{1}{c_2^2} \left(\frac{1}{R_1} - \frac{1}{R} \right)}}$	$(7,90) \quad Q = 2 \pi r Mc_1 \sqrt{I}$

Шулце

$$(7,92) \quad R = \sqrt{\frac{6Hkt}{\mu}}$$

μ — водоотдаване.

Т.м.—Дюпюи

а) За кладенец в ненапорни води

$$(7,93) \quad \lg R = \frac{\pi k (H^2 - h^2)}{2 \cdot 3 \cdot Q} + \lg r$$

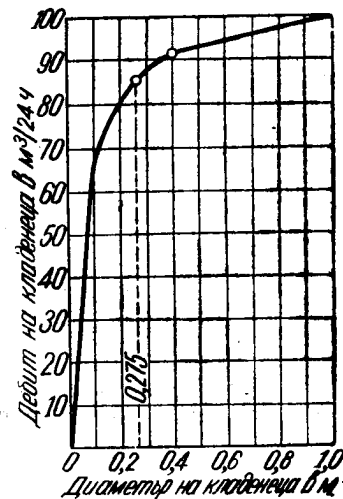
б) За кладенец в напорни води

$$(7,94) \quad \lg R = \frac{2\pi k M (H - h)}{2 \cdot 3 \cdot Q} + \lg r$$

Както се вижда от следната формула:

$$(7,95) \quad Q = 1,366 k \frac{(2H-s)s}{\lg \frac{R}{r}}$$

величината r влиза под знаменателя на логаритъма и оказва слабо влияние върху производителността на кладенеца. От графика на фиг. 7—54 се вижда, че диаметърът на кладенеца с ширина до 0,2 м има по-съществено значение за дебита му. Следният



Фиг. 7—54. Диаграма за зависимостта на дебита Q от диаметъра на кладенеца (по Г. Н. Каменски)

пример онагледява зависимостта между r и Q . При еднаква мощност на водоносния пласт се получава

$$(7,96) \quad \frac{Q_1}{Q_2} = \frac{\lg R_2 - \lg r_2}{\lg R_1 - \lg r_1}$$

При условие че $R_1 = R_2 = 100$ м и $r_1 = 0,10$ м, а $r_2 = 1,0$ м

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{\lg 100 - \lg 0,10}{\lg 100 - \lg 1,0} = \frac{2+1}{2-0} = 1,5.$$

Изводът е, че при увеличаване на радиуса 10 пъти дебитът на кладенеца нараства едва 1,5 пъти (3).

Същото влияние оказва и радиусът на влияние R .

Не е такава зависимостта между r и експлоатационното водопонижение, което трябва да се има предвид както при напорните, така и при безнапорните подземни води.

5. ОПРЕДЕЛЯНЕ КОЕФИЦИЕНТА НА ФИЛТРАЦИЯ ЧРЕЗ ИНФИЛТРАЦИЯ В ШУРФОВЕ

Предлаганите методи за определяне на коефициента на филтрация по Болдирев, Замарин и Нестеров почти не отчитат капиларността на скалата, вследствие на което са неточни. Като отчитат капиларното влияние при провеждане на опитите, проф. Н. С. Нестеров и Н. Я. Денисов и Н. Н. Биндеман предлагат по-задоволително установяване на филтрационните свойства на скалите.

а) Метод на А. К. Болдирев

В проучвателната изработка се прави зумпф с диаметър 0,50 м и дълбочина 15—20 см. Дъното на зумпфа се покрива със засипка от дребен чакъл с диаметър на зърната до 2 см, след което се провежда опитното наливане. Поддържа се постоянно ниво на водния стълб, който има височина 0,10 м. През време на опита се чертае график за зависимостта на разхода на водата Q (см³/мин.) от времето t (мин.). Опитът се прекратява, когато средният разход на водата, измервана през 30 мин. в течение на два часа не се различава с повече от 10 %.

Ориентировъчно продължителността на опита за пясъци и чакъли е от 8 до 12 ч., а за пясъчливи глини и глинести пясъци — 1—2 денонощия. Коефициентът на филтрация се определя по формулата

$$(7,97) \quad k = \frac{Q}{F} \text{ см}^3/\text{мин.},$$

където Q е постоянен разход на водата в см³/мин.;

z — височина на намокрената страна в зумпфа в см;

F — площ, през която се филтрира водата; равна е на мократа повърхност на зумпфа в см².

В случаите, когато стените на зумпфа не са закрепени

$$F = \pi r (r + 2z).$$

При укрепяване на стените на зумпфа (пясъци, чакъли, глинести пясъци и др.) площта F е равна само на дъното

$$F = \pi r^2.$$

б. Метод на Н. С. Нестеров

Без да се нарушава структурата на скалата, на дъното на шурфа се набиват на дълбочина от 0,05 до 0,08 м два стоманени цилиндъра, високи от 0,20 до 0,22 м, от които външният е с $d = 0,50$ м, а вътрешният — с $d = 0,25$ м (фиг. 7—55). Чрез два

еднакви съда на Мариот се поддържа постоянен воден стълб с височина 0,10 м. Както при опита на Болдирев и тук се начертава същият график за разхода на водата. Коефициентът на филтрацията се определя по формулата

$$(7,98) \quad k = \frac{Q}{F_0} \text{ [см/мин.]},$$

където Q е разход на водата в см³/мин;
 F_0 — площ на дъното на зумпфа, която се включва във вътрешния цилиндър в см².

Получените данни за k по този метод са завишени. При отчитане на капиларния подем и дълбочината на овлажняването коефициентът на филтрация се определя с по-голяма точност

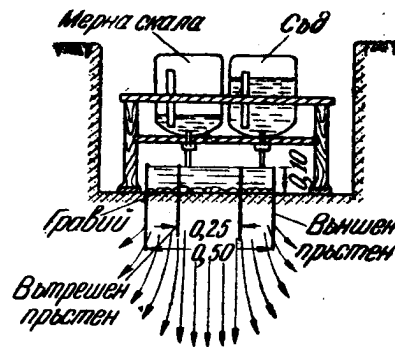
$$(7,99) \quad k = \frac{Q}{F_0} \cdot \frac{l}{z+l+Ha} \text{ [см/мин.]},$$

където z е височина на водния стълб в зумпфа в см;

l — дълбочина, до която е проникнала водата, мерена от дъното на зумпфа в см.

Ha — капиларен подем, определя се по таблица или се приема, че е 50% от максималния капиларен подем в м;

За определяне на l се правят два сондажа — единият в зумпфа на дълбочина 3—4 м, а другият на 3—4 м разстояние от него. През 20 см се вземат проби за лабораторно определяне на влажността, които се съпоставят с оглед да се определи дълбочината на инфилтрацията.



Фиг. 7—55. Схема за опитен участък по метода на Н. С. Нестеров

в) Метод на Н. Я. Денисов — Н. Н. Биндеман

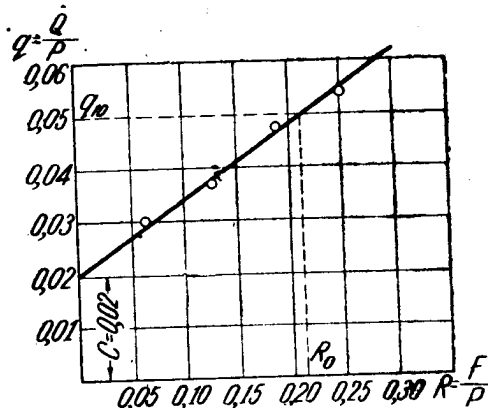
Необходимите данни за определянето на филтрацията се получават чрез направата на четири шурфа с кръгло сечение с $d=0,25, 0,50, 0,75$ и 1 м и на разстояние един от друг, не по-малко от 5 м. Опитът се провежда както при метода на Болдирев, само че филтрационният разход се разглежда като инфилтрация на вода във вертикална посока, пропорционална на площта на дъното на зумпфа и протичащата встрани вода, чието количество от своя страна е пропорционално на параметъра на зумпфа. Формулата, по която се изчислява коефициентът на филтрация, е

$$(7,100) \quad k = \frac{l(q_0 - c)}{R_0(z + Ha + l)},$$

където l е дълбочина на инфилтрацията, определена чрез сондиране в см;

q_0 — приведен филтрационен разход, който се определя по формулата

$$q = 0,315 \frac{Q}{d},$$



Фиг. 7—56. Графика за зависимостта на приведения разход от хидравлическия радиус

където Q е филтрационен разход в $\text{см}^3/\text{мин}$;
 d — диаметър на зумпфа;
 c — отрязък от ординатата (фиг. 7—56);
 R_0 — хидравличен радиус в см ($R_0 = \frac{F}{P} = \frac{\pi d^2}{4\pi d} = 0,25d$);
 z — височина на водния стълб в см ;
 Ha — капиларен подем, определящ се по табл. 7—8.

Таблица 7—8

Наименования на отложенията	Капиларен подем Ha , м
Песъчлива глина (тежка)	1,00
Песъчлива глина (лека)	0,80
Фин глинест пясък (тежък)	0,60
Фин глинест пясък (лек)	0,40
Дребнозърнест глинест пясък	0,30
Дребнозърнест пясък	0,20
Едрозърнест пясък	0,05
Среднозърнест пясък	0,10

г) Метод на Е. А. Замарин

Провеждат се редица опити както при метода на Болдирев, като се вземат земни проби за определяне на обема на порите n , естествената влажност m и обемното тегло δ . Приема се, че през време на опита водонасищането се извършва под формата на нарастваща сфера (фиг. 7—57). Големината на радиуса за първата сфера се определя по уравнението

$$(7,101) \quad w_1 = 4,19R_1^3 - 3,14r^2z - 0,52h_1(3r_1^2 - h_1^2)\mu,$$

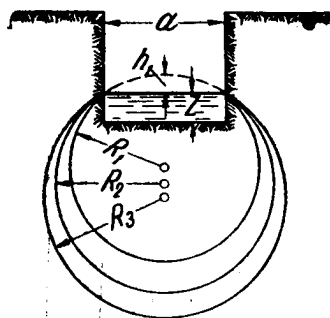
където

w_1 е обем на водата, погълната от грунта за време t и отговаряща на радиуса R_1 в см^3 ;
 r — радиус на шурфа в см ;
 z — мощност на водния слой в шурфа в см ;
 h_1 — височина на сегмента над стълба вода в шурфа в см ; определя се по уравнението

$$h_1 = R_1 - \sqrt{R_1^2 - r^2},$$

μ — свободна порьозност на скалата, изчислява се по формулата

$$\mu = \frac{n - m \delta}{100}$$



Фиг. 7—57. Сфера на водонасищане (по Е. А. Замарин)

Радиусът на втората сфера се определя по формулата

$$(7,102) \quad R_2 = \sqrt{R_1^2 + \frac{w_2}{4,19\mu}} \quad [\text{см}],$$

където w_2 е обемът на водата, погълната от скалата за време t_2 .
 Коефициентът на филтрация се определя по два начина

$$(7,103) \quad 1. \quad k = \frac{2\mu(R_2 - R_1)(2R_1 - h_1 - z)}{t_2(2R_1 - h_1)}$$

2. По предварително определяне повърхността на сферата на инфилтрацията с формулите

$$(7,104) \quad \theta_1 = 2 \pi R_1 (2R_1 - h_1) \text{ [см]},$$

$$(7,105) \quad \theta_2 = 2 \pi R_2 (2R_2 - h_2) \text{ и т. н.}$$

След определянето на θ_1 и θ_2 и т. н. за съответното време t_1, t_2, \dots Замарин дава следните формули за средните скорости на инфилтрацията

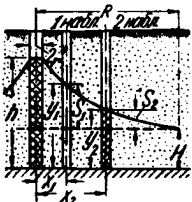
$$(7,106) \quad v_2 = \frac{2w_2}{(\theta_1 + \theta_2)}$$

$$(7,107) \quad v_3 = \frac{2w_3}{(\theta_2 + \theta_3)} \text{ и т. н.}$$

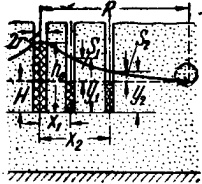
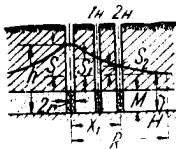
Д. УРАВНЕНИЯ ЗА ДВИЖЕНИЕ НА ПОДЗЕМНИТЕ ВОДИ В ПОГЪЛЩАЩИ КЛАДЕНЦИ

Коефициентът на филтрация по данни на опитно наливане на вода в кладенец се изчислява по формулите, дадени в табл. 7—9.

Таблица 7—9

Схема	Формула	Автор
1	2	3
 <p>Фиг. 7—58</p>	<p>I. За грунтови води</p> <p>1. Съвършен кладенец</p> $(7,108) \quad k = 0,73 Q \frac{\lg R - \lg r}{h^2 - H^2}$	Дюпон
	<p>При наличието на два наблюдателни кладенеца</p> $(7,109) \quad k = 0,73 Q \frac{\lg x_2 - \lg x_1}{y_1^2 - y_2^2} =$ $= 0,73 Q \frac{\lg x_2 - \lg x_1}{(2H + s_1 + s_2)(s_1 - s_2)}$	Дюпон

Продължение

1	2	3
 <p>Фиг. 7—59</p>	<p>2. Несвършен кладенец с работещи стени</p> <p>(7,110) $k=0,366 Q \frac{\lg R - \lg r}{h_0 (h_0 - H)}$</p>	Доброволски
	<p>При наличие на два наблюдателни кладенеца</p> <p>(7,111) $k=0,366 Q \frac{\lg x_2 - \lg x_1}{h_0 (v_1 - v_2)}$ $=0,366 Q \frac{\lg x_2 - \lg x_1}{h_0 (s_1 - s_2)}$</p>	Доброволски
 <p>Фиг. 7—60 Взаимодействащи кладенци, разположени далеч от водоем</p>	<p>II. За артезиански води</p> <p>1. Съвършен кладенец</p> <p>(7,112) $k=0,366 Q \frac{\lg R - \lg r}{M (h - H)}$</p>	Дюпки
	<p>При наличие на два наблюдателни кладенеца</p> <p>(7,113) $k=0,366 Q \frac{\lg x_2 - \lg x_1}{M (s_1 - s_2)}$</p>	Дюпки

Е. ИЗКУСТВЕНО ПОНИЖЕНИЕ НА НИВОТО НА ПОДЗЕМНИТЕ ВОДИ

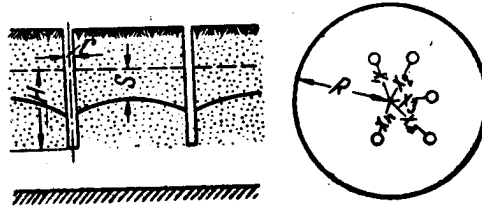
Изчисляването на изкуствените понижения е сложна задача, която има особено важно значение за правилното построяване и взаимодействието на водоземните системи. Изкуствените понижения намират особено голямо приложение при отводняване на полезни изкопаеми или заблатени обработваеми площи, при дрениране или понижаване на подземни води в строителни изкопи, както и при използване на подземните води за промишлено или питейно водоснабдяване.

Съществуват няколко метода, с помощта на които е възможно да се изчисли понижението на подземните води. За грунтовите води най-често прилаганият метод е този на Форхаймер, допълнен от И. П. Кусакин и др., а за изчисляване на артезианските водоземни системи най-често се прилагат методите на Шчелкачов, Лейбензон, Маскет и Алтовски. Употребяването на едни или други формули е в зависимост от разположението на кладенците, техния брой и условията, при които се осъществява подхранването на водоземното съоръжение. При изкуствените водопонижения е от особено значение точното определяне на радиуса на влияние. За целта тази величина не бива да се завишава, тъй като може да окаже влияние както на избора на необходимите агрегати, така и на зададеното водопонижение. Обратно, при експлоатация на подземни води за различните видове водоснабдявания се допуска големината на радиуса на влияние да се увеличи, понеже с това се увеличава сигурността на водоземането.

1. ОСНОВНИ УРАВНЕНИЯ ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ ВОДОПОНИЖЕНИЕТО ВЪВ ВОДОВЗЕМНА СИСТЕМА В НЕНАПОРНИ ВОДИ

Както беше отбелязано, използва се методът на Форхаймер, който е допълнен главно от Кусакин. Този метод е приложен за изчисляване на водопонижения при отводняване на строителни изкопи и минни изработки.

Сумарният дебит при желано разположение на група взаимодействащи сондажи (фиг. 7—61), намиращи се далеч от водоеми, се изразява с уравнението



Фиг. 7—61

$$(7, 114) \quad Q = \frac{1,36 k (2H - s) s}{\lg R - \lg x_0} \text{ [м}^3\text{/24 ч.],}$$

където H е мощност на водоносния пласт до водоупора или дълбочина на изработката, измервана от нивото на водата в м;

s — понижение в центъра на водоземното съоръжение в м;

R — радиус на влияние, изчислен по Кусакин в м;

x_0 — средно разстояние от центъра на водоземното съоръжение по отделните сондажи в м.

Определянето на $\lg x_0$ става чрез уравнението

$$(7, 115) \quad \lg x_0 = \frac{1}{n} \lg x_1, x_2, x_3 \dots x_n,$$

където n е броят на сондажите;

$x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ — разстояние от центъра на сондажа в м.

Откритите водоеми оказват влияние във режима на водоземното съоръжение, когато разстоянието между водоемите е по-малко от половината от радиуса на влияние

$$b \leq \frac{1}{2} R.$$

Притокът на вода за 1 линеен метър от линията, в която са разположени сондажите, се определя с уравнението

$$(7, 116) \quad Q_{\text{(отн.)}} = \frac{k (H^2 - Y^2) + 2 q_0 b}{2 b} \text{ [м}^3\text{/24 ч.],}$$

където H е ниво на водата в реката, мерено от водоупора в м;

Y — височина на нивото на водата, мерено в средата между сондажите в м;

q_0 — естествен разход на грунтовия поток към реката, изчисляван на 1 м в м³/24 ч.;

b — разстояние от сондажите до реката в м.

Височината, с която се понижава нивото на водата в най-близките или крайните сондажи, се определя по уравнението

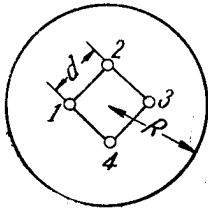
$$(7, 117) \quad Y_0 = \sqrt{H^2 - \frac{Q}{1,36 k} \left(\lg R - \frac{1}{n} \lg x'_1, x'_2, \dots, x'_{n-1} \cdot r \right)} \text{ [м],}$$

където $x'_1, x'_2, \dots, x'_{n-1}$ е разстояние от един сондаж, за който се определя Y_0 до всички останали сондажи в м;

n — брой на сондажите.

2. ОПРЕДЕЛЯНЕ ДЕБИТА И ПОНИЖЕНИЕТО НА ГРУПА АРТЕЗИАНСКИ КЛАДЕНЦИ, РАЗПОЛОЖЕНИ В ОПРЕДЕЛЕН РЕД

Когато сондажите заемат върховете на правилен многоъгълник, се използва уравнението на Шелкачов:



Фиг. 7—62
Схема за квадратно разположение на взаимодействащи кладенци

$$(7, 118) \quad Q = \frac{2,73 k M s}{\lg \frac{R^{2n} - l^{2n}}{n \cdot R^n \cdot l^{n-1} r}} \quad [\text{м}^3/24 \text{ ч.}],$$

където n е броят на сондажите;
 l — разстоянието от сондажа до центъра на многоъгълника.

При разполагане на сондажите на върховете на равнобедрен триъгълник се използва формулата

$$(7, 119) \quad Q = \frac{2,73 k M s}{\lg \frac{R^3}{d^2 \cdot r}} \quad [\text{м}^3/24 \text{ ч.}],$$

където d е разстояние между сондажите в м;
При квадратно разположение на сондажите се използва формулата

$$(7, 120) \quad Q = \frac{2,73 k M s}{\lg \frac{R^3}{2 d^2 \cdot r}} \quad [\text{м}^3/24 \text{ ч.}],$$

R и d са показани на фиг. 7—62.

При праволинейно разположение на сондажите за осушаване на изкоп от четири страни големината на понижението се определя по уравнението

$$(7, 121) \quad V_0 = H - \frac{Q}{2,72 k H_n} \left(\lg R - \lg \sqrt[n]{x_1' \cdot x_2' \dots x_{n-1}' r_0} \right),$$

където H_n е мощност на напорния водоносен пласт;

r_0 — радиус на сондажа; останалите обозначения са както във формулата (7,117).

Ж. ЕРЛИФТ

В зависимост от разположението на въздухоподаващата и водоподемната тръба ерлифтовите уреди се делят на следните системи:

1. Ексцентрично разположение на работните тръби. Въздухоподаващата и водоподемната тръба имат успоредно разположение (фиг. 7—63,а).

2. При концентрично разположение на тръбите са известни следните два случая:

а) Въздухоподаващата тръба се разполага вътре във водоподемната.
б) Водоподемната тръба заема централната част на въздухоподаващата (фиг. 7—63,б и в).

При концентрично разположение на тръбите е възможно да се използва една от обсадните тръби като работна за ерлифта. Удобствата в случая са тези, че се поевтинява водоземното съоръжение, а същевременно е възможно получаването на по-голямо количество вода и се ускорява изграждането на ерлифтовата уредба.

Скоростта на движение в смесителя се приема за 2—2,5 м/сек., а скоростта на изливането от 6—12 м/сек. При увеличаване сечението на тръбите горните скорости също така нарастват. Скоростта на движение на съгъстения въздух не бива да надвишава 10 м/сек.

Обикновено площта на сечението на въздушната тръба е около $1/4$ от площта на сечението за тръбопровода, чрез който се изкачва сместа от вода и въздух.

За проучвателни цели най-често се употребяват ерлифтови уредби с концентрично разположение на въздухоподаващата и водоподемната тръба (фиг. 7—63, б и в).

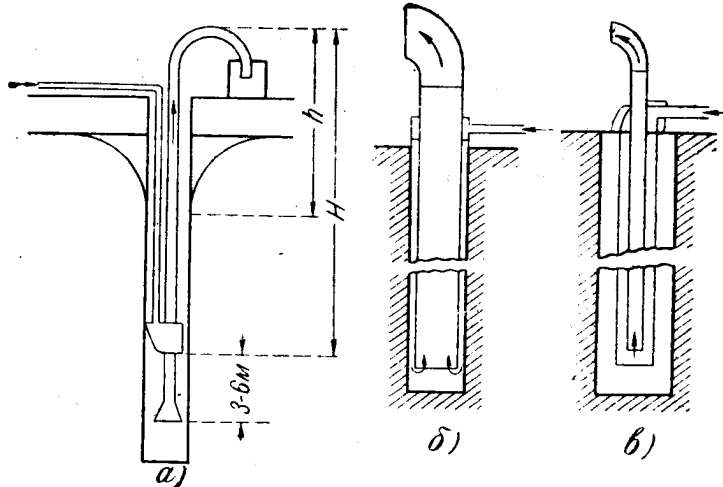
Необходимото количество въздух се определя по формулата

$$(7, 122) \quad P = \frac{k \cdot h}{23 \lg \frac{H \pm 10}{10}} \quad [\text{м}^3/\text{м}^3 \text{ вода}],$$

където h е височина, на която се изкачва сместа в м;
 H — дълбочина на потапяне в м;
 k — коефициент, зависещ от височината на подема h , ($k=2,17+0,0164 h$).
 Напречното сечение на водопроводната тръба се определя по уравнението

(7, 123)
$$F = \frac{Q+P}{v},$$

където Q е количество на изчерпаната вода в м³/сек.;
 P — секунден разход на свободния въздух в м³/сек.;
 v — скорост, с която се движи сместа; $v=79$ м/сек.



Фиг. 7—63

Дълбочината, на която трябва да се потопи смесителят, се определя от динамичното ниво на водата и е в зависимост от отношението

(7, 124)
$$x = \frac{H}{h},$$

където H е дълбочина, на която се потапя смесителят, измервана от динамичното ниво на водата в м;

h — динамично ниво на водата в м.

В таблица 7—10 са дадени ориентировъчни стойности на x

Таблица 7—10

h	8	15	25	30	40	50	60
$x = \frac{H}{h}$	2,6	2,3	1,8	1,6	1,4	1,35	1,25

Общата площ на отвърстията, през които преминава въздухът, сумарно трябва да надвишава сечението на въздухпроводната тръба $1\frac{1}{5}$ до 2 пъти.

Ерлифтовата уредба се използва при по-специални хидрогеоложки условия и има следните предимства:

1. Опростена конструкция с добро действие.
2. Възможност да се построи в сондажи с малък диаметър и под известен наклон.

3. Може да черпи вода, в която има големи количества от пясък и дребни глинести фракции, съдържащи се във водоносния пласт.

4. При подходящо увеличаване на количеството на съгстения въздух може да се подобри производителността на ерлифта.

5. Може непрекъснато да се черпи вода чрез включване на запасни компресори. Ерлифтовите уредби имат и големи недостатъци. При тях не е възможно:

1. Да се използват сондажни пробиви, в които нивото на водата не е на голяма дълбочина от дневната повърхност.

2. Коефициентът на полезното действие е минимален (0,1 ÷ 0,3).

3. ФИЛТРИ

Една от най-важните части при оборудването на тръбните кладенци е филтърът. Неправилният подбор на филтъра може да доведе не само до чувствително понижаване на производителността на кладенеца, но и до прекратяване на притока на вода изобщо. Подборът на филтъра е в зависимост от едрината на зърната, която изграждат водоносния хоризонт.

Диаметърът на филтърната тръба се определя по формулата

$$(7,125) \quad d = \frac{Q}{\pi \cdot m \cdot v \cdot h} \quad [\text{см}],$$

където Q е дебит на сондажа в $\text{см}^3/\text{сек.}$;

h — дължина на филтъра в см;

m — отношение на площта на светлите отвори към цялата площ на филтъра;

v — скорост, с която постъпва водата в кладенеца в $\text{см}/\text{сек.}$; зависи от едрината на зърната (табл. 7—11).

Таблица 7—11

Количество, %	Едрина на фракциите, мм	Скорост на постъпване, см/сек
60	по-малки от 1	0,2
40	" 0,5	0,1
40	" 0,25	0,05

Грос предлага следната формула за определяне на диаметъра на филтъра, при положение че не се отчита m :

$$d = \frac{Q}{\pi \cdot h \cdot v}$$

Обозначенията са както във формула (7,125).

Площта на отворстията във филтърната тръба се определят от уравнението

$$(7,126) \quad n = \frac{F}{\pi \cdot r^2} = \frac{Q}{\pi \cdot r^2 \cdot v}$$

където r е радиус на отворстията в см;

Q — дебит на сондажа в $\text{см}^3/\text{сек.}$;

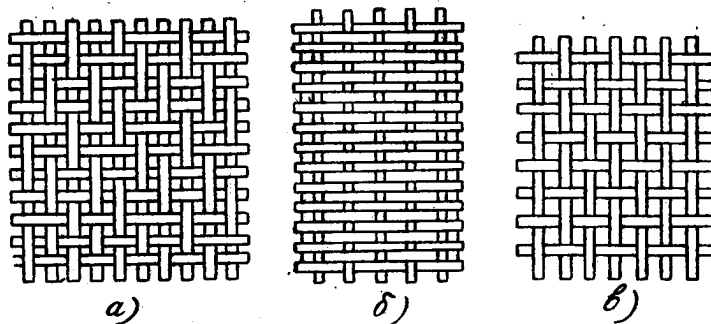
v — скорост, с която водата постъпва в кладенеца в $\text{см}/\text{сек.}$

Досегашният опит от водочерпенията показва, че площта на отворстията трябва да надвишава с 20% общата площ на тръбата (филтъра).

Най-често употребяваният материал за направата на филтри е филтърната мрежа. При нейния подбор трябва да се има предвид отворстията да бъдат такива, че при едрозърнест гравий да преминат около 20—30% от фракциите, при среднозърнест гравий — 30—40% и при пясък 40—60%.

За направа на филтри се използват мрежи с квадратно, киперно и рипсово изпълнение (фиг. 7—64).

В зависимост от механичния състав на водоносния пласт е възможно изготвянето на филтри със засипка, която може да бъде едно- или многослойна. Подборът на засипката се определя в зависимост от едрината на фракциите, застъпени във водоносния пясък.



Фиг. 7—64

При специални хидрогеоложки условия е възможно да се направят безфилтрови кладенци. Такъв е случаят с водоснабдяването на ТЕЦ „Янко Костов“ в гр. Варна, където от дълбочина около 400 м се използват напорните води на еоцена. При безфилтровите кладенци под горния водоупор се образува конус във водоносния пясък, върхът на който е обърнат надолу. При безфилтровото водочерпене се получава и по-голяма производителност на кладенеца, която в някои случаи може да се увеличи от 5 до 10 пъти спрямо водочерпенето с филтри при същите условия.

ЛИТЕРАТУРА

1. Биндеман, Н. Н. — Справочник по инженерно-геологическим расчетам при изысканиях для гидроэнергетического строительства, Госэнергоиздат, 1955.
2. Володько, И. Ф. — Использование подземных вод для орошения и водоснабжения, Сельхозгиз, 1953.
3. Каменский, Г. И. — Основы динамики подземных вод, Госгеолиздат, 1943 г.
4. Коротеев, А. П. — Спутник гидрогеолога, ОНТИ—НКТП, 1936
5. Овчинников, А. М. — Общая гидрогеология, Госгеолиздат, 1955.
6. Овчинников, А. М. — Общая гидрогеология, Госгеолиздат, 1949.
7. Принц, Е. — Гидрогеология, Сельхозгиз, 1933.
8. Силин-Бекчурин, А. И. — Специальная гидрогеология, Госгеолиздат, 1951.
9. Скабалланович, И. А. — Гидрогеологические расчеты, Углетехиздат, 1954.
10. Справочник по гидротехнике — ВОДГЕО, Госиздательство литературы по строительству и архитектуре, 1955.

ПРИЛОЖЕНИЕ 7-1

Функция $\varphi(\eta)$ за изчисляване на уравнението за неравномерно движение
на грунтовите води (по Павловски)
Прав наклон на водоносния хоризонт ($l > 0$)
Крива на спадането

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$
0,01	-0,00004	0,41	-0,1176	0,81	-0,8507
0,02	-0,0002	0,42	-0,1247	0,82	-0,8948
0,03	-0,0004	0,43	-0,1321	0,83	-0,9420
0,04	-0,0008	0,44	-0,1398	0,84	-0,9926
0,05	-0,0013	0,45	-0,1478	0,85	-1,0471
0,06	-0,0019	0,46	-0,1562	0,86	-1,1061
0,07	-0,0026	0,47	-0,1648	0,87	-1,1702
0,08	-0,0034	0,48	-0,1738	0,88	-1,2402
0,09	-0,0043	0,49	-0,1833	0,89	-1,3173
0,10	-0,0053	0,50	-0,1932	0,90	-1,4026
0,11	-0,0065	0,51	-0,2034	0,905	-1,4489
0,12	-0,0078	0,52	-0,2140	0,910	-1,4980
0,13	-0,0092	0,53	-0,2250	0,915	-1,5501
0,14	-0,0108	0,54	-0,2365	0,920	-1,6057
0,15	-0,0125	0,55	-0,2485	0,925	-1,6653
0,16	-0,0144	0,56	-0,2610	0,930	-1,7293
0,17	-0,0164	0,57	-0,2740	0,935	-1,7984
0,18	-0,0185	0,58	-0,2875	0,940	-1,8734
0,19	-0,0207	0,59	-0,3015	0,945	-1,9554
0,20	-0,0231	0,60	-0,3162	0,950	-2,0457
0,21	-0,0257	0,61	-0,3315	0,955	-2,1461
0,22	-0,0285	0,62	-0,3475	0,960	-2,2589
0,23	-0,0314	0,63	-0,3642	0,965	-2,3874
0,24	-0,0345	0,64	-0,3816	0,970	-2,5366
0,25	-0,0377	0,65	-0,3998	0,972	-2,6036
0,26	-0,0411	0,66	-0,4188	0,974	-2,6757
0,27	-0,0447	0,67	-0,4387	0,976	-2,7537
0,28	-0,0485	0,68	-0,4595	0,978	-2,8387
0,29	-0,0525	0,69	-0,4812	0,980	-2,9320
0,30	-0,0567	0,70	-0,5040	0,982	-3,0354
0,31	-0,0611	0,71	-0,5279	0,984	-3,1512
0,32	-0,0657	0,72	-0,5530	0,986	-3,2827
0,33	-0,0705	0,73	-0,5794	0,988	-3,4348
0,34	-0,0755	0,74	-0,6071	0,990	-3,6152
0,35	-0,0808	0,75	-0,6363	0,992	-3,8363
0,36	-0,0863	0,76	-0,6671	0,994	-4,1220
0,37	-0,0920	0,77	-0,6997	0,996	-4,5255
0,38	-0,0980	0,78	-0,7342	0,998	-5,2167
0,39	-0,1043	0,79	-0,7707	0,999	-5,9088
0,40	-0,1108	0,80	-0,8094		

Прав наклон на водоносния хоризонт ($i > 0$)

Крива на подпора

n	$\varphi(n)$	n	$\varphi(n)$	n	$\varphi(n)$
100,0	104,5951	18,5	21,3622	5,4	6,8816
90,0	94,4886	18,0	20,8332	5,2	6,6351
80,0	84,3695	17,5	20,3034	5,0	6,3863
70,0	74,2341	17,0	19,7726	4,9	6,2610
65,0	69,1589	16,5	19,2408	4,8	6,1350
60,0	64,0775	16,0	18,7081	4,7	6,0083
55,0	58,9890	15,5	18,1742	4,6	5,8809
50,0	53,8918	15,0	17,6391	4,5	5,7528
49,0	52,8712	14,5	17,1027	4,4	5,6238
48,0	51,8502	14,0	16,5649	4,3	5,4939
47,0	50,8287	13,5	16,0257	4,2	5,3632
46,0	49,8067	13,0	15,4849	4,1	5,2314
45,0	48,7842	12,5	14,9424	4,0	5,0986
44,0	47,7612	12,0	14,3979	3,9	4,9647
43,0	46,7377	11,5	13,8514	3,8	4,8296
42,0	45,7136	11,0	13,3026	3,7	4,6932
41,0	44,6889	10,5	12,7513	3,6	4,5555
40,0	43,6636	10,0	12,1972	3,5	4,4163
39,0	42,6376	9,8	11,9748	3,4	4,2755
38,0	41,6109	9,6	11,7518	3,3	4,1329
37,0	40,5835	9,4	11,5283	3,2	3,9885
36,0	39,5554	9,2	11,3041	3,1	3,8419
35,0	38,5264	9,0	11,0794	3,0	3,6934
34,0	37,4969	8,8	10,8541	2,9	3,5420
33,0	36,4667	8,6	10,6281	2,8	3,3878
32,0	35,4340	8,4	10,4015	2,7	3,2306
31,0	34,4012	8,2	10,1741	2,6	3,0700
30,0	33,3673	8,0	9,9459	2,5	2,9055
29,0	32,3322	7,8	9,7169	2,4	2,7365
28,0	31,2958	7,6	9,4871	2,3	2,5624
27,0	30,2581	7,4	9,2563	2,2	2,3823
26,0	29,2189	7,2	9,0246	2,1	2,1953
25,0	28,1781	7,0	8,7918	2,0	2,0000
24,0	27,1352	6,8	8,5579	1,9	1,7946
23,0	26,0910	6,6	8,3228		
22,0	25,0445	6,4	8,0863	1,80	1,5769
21,0	23,9957	6,2	7,8487	1,70	1,3433
20,0	22,9444	6,0	7,6094	1,60	1,0892
19,5	22,4178	5,8	7,3686	1,50	0,8069
19,0	21,8904	5,6	7,1261	1,49	0,7766

Продължение

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$
1,48	0,7460	1,24	-0,1871	1,050	-1,9457
1,47	0,7150	1,23	-0,2397	1,045	-2,0561
1,46	0,6835	1,22	-0,2941	1,040	-2,1789
1,45	0,6515	1,21	-0,3506	1,035	-2,3174
1,44	0,6190	1,20	-0,4094	1,030	-2,4766
1,43	0,5860	1,19	-0,4707	1,028	-2,5476
1,42	0,5525	1,18	-0,5348	1,026	-2,6237
1,41	0,5184	1,17	-0,6020	1,024	-2,7057
1,40	0,4837	1,16	-0,6726	1,022	-2,7947
1,39	0,4484			1,020	-2,8920
1,38	0,4124	1,15	-0,7471	1,018	-2,9994
1,37	0,3757	1,14	-0,8261	1,016	-3,1192
1,36	0,3383	1,13	-0,9102	1,014	-3,2547
1,35	0,3002	1,12	-1,0003	1,012	-3,4111
1,34	0,2612	1,11	-1,0973	1,010	-3,5952
1,33	0,2213	1,100	-1,2026	1,009	-3,7015
1,32	0,1805	1,095	-1,2589	1,008	-3,8203
1,31	0,1387	1,090	-1,3180	1,007	-3,9548
1,30	0,0959	1,085	-1,3801	1,006	-4,1100
1,29	0,0520	1,080	-1,4457	1,005	-4,2933
1,28	0,0069	1,075	-1,5153	1,004	-4,5175
1,27	-0,0393	1,070	-1,5893	1,003	-4,8062
1,26	-0,0871	1,065	-1,6684	1,002	-5,2126
1,25	-0,1363	1,060	-1,7534	1,001	-5,9068
		1,055	-1,8454		

Обратен наклон на водоносния хоризонт ($i < 0$)

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$
0,010	-0,00005	0,085	-0,0034	0,22	-0,0212
0,015	-0,0001	0,090	-0,0038	0,23	-0,0230
0,020	-0,0002	0,095	-0,0042	0,24	-0,0249
0,025	-0,0003	0,10	-0,0047	0,25	-0,0269
0,030	-0,0004	0,11	-0,0057	0,26	-0,0289
0,035	-0,0006	0,12	-0,0067	0,27	-0,0310
0,040	-0,0008	0,13	-0,0078	0,28	-0,0331
0,045	-0,0010	0,14	-0,0090	0,29	-0,0353
0,050	-0,0012	0,15	-0,0102	0,30	-0,0376
0,055	-0,0014	0,16	-0,0116	0,31	-0,0400
0,060	-0,0017	0,17	-0,0130	0,32	-0,0424
0,065	-0,0020	0,18	-0,0144	0,33	-0,0448
0,070	-0,0024	0,19	-0,0160	0,34	-0,0473
0,075	-0,0027	0,20	-0,0177	0,35	-0,0499
0,080	-0,0030	0,21	-0,0194	0,36	-0,0525

Продължение

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$
0,37	-0,0552	0,82	-0,2212	6,5	-4,4851
0,38	-0,0579	0,83	-0,2257	7,0	-4,9206
0,39	-0,0607	0,84	-0,2302	7,5	-5,3599
0,40	-0,0635	0,85	-0,2348	8,0	-5,8028
0,41	-0,0664	0,86	-0,2394	8,5	-6,2487
				9,0	-6,6974
0,42	-0,0693	0,87	-0,2440	9,5	-7,1486
0,43	-0,0723	0,88	-0,2487		
0,44	-0,0754	0,89	-0,2534	10,0	-7,6021
0,45	-0,0785	0,90	-0,2581	10,5	-8,0577
0,46	-0,0816	0,91	-0,2629	11,0	-8,5151
				11,5	-8,9743
0,47	-0,0847	0,92	-0,2677	12,0	-9,4351
0,48	-0,0879	0,93	-0,2725		
0,49	-0,0912	0,94	-0,2773	12,5	-9,8973
0,50	-0,0925	0,95	-0,2822	13,0	-10,3609
0,51	-0,0979	0,96	-0,2871	13,5	-10,8259
				14,0	-11,2920
0,52	-0,1013	0,97	-0,2920	14,5	-11,7592
0,53	-0,1047	0,98	-0,2969		
0,54	-0,1082	0,99	-0,3019	15,0	-12,2274
0,55	-0,1117	1,0	-0,3069	15,5	-12,6966
0,56	-0,1153	1,1	-0,3581	16,0	-13,1668
				16,5	-13,6378
0,57	-0,1189	1,2	-0,4116	17,0	-14,1096
0,58	-0,1226	1,3	-0,4671		
0,59	-0,1263	1,4	-0,5245	17,5	-14,5822
0,60	-0,1300	1,5	-0,5837	18,0	-15,0556
0,61	-0,1338	1,6	-0,6445	18,5	-15,5297
				19,0	-16,0043
0,62	-0,1376	1,7	-0,7068	19,5	-16,4796
0,63	-0,1414	1,8	-0,7704		
0,64	-0,1453	1,9	-0,8353	20,0	-16,9555
0,65	-0,1492	2,0	-0,9014	21,0	-17,9090
0,66	-0,1532	2,1	-0,9686	22,0	-18,8645
				23,0	-19,8220
0,67	-0,1572	2,2	-1,0369	24,0	-20,7811
0,68	-0,1612	2,3	-1,1061		
0,69	-0,1653	2,4	-1,1762	25,0	-21,7419
0,70	-0,1694	2,5	-1,2472	26,0	-22,7042
0,71	-0,1735	2,6	-1,3191	27,0	-23,6678
				28,0	-24,6327
0,72	-0,1777	2,7	-1,3917	29,0	-25,5988
0,73	-0,1819	2,8	-1,4650		
0,74	-0,1861	2,9	-1,5390	30,0	-26,5660
0,75	-0,1904	3,0	-1,6137	31,0	-27,5342
0,76	-0,1947	3,5	-1,9959	32,0	-28,5035
				33,0	-29,4737
0,77	-0,1990	4,0	-2,3906	34,0	-30,4447
0,78	-0,2034	4,5	-2,7953	35,0	-31,4165
0,79	-0,2078	5,0	-3,2082	36,0	-32,3891
0,80	-0,2122	5,5	-3,6282		
0,81	-0,2167	6,0	-4,0541	37,0	-33,3625

Продължение

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$
38,0	-34,3365	45,0	-41,1713	60,0	-55,8891
39,0	-35,3111	46,0	-42,1498	65,0	-60,8104
40,0	-36,2864			70,0	-65,7374
41,0	-37,2623	47,0	-43,1288	75,0	-70,6693
		48,0	-44,1082	80,0	-75,6055
42,0	-38,2388	49,0	-45,0880	90,0	-85,4891
43,0	-39,2158	50,0	-46,0682	100,0	-95,3849
44,0	-40,1933	55,0	-50,9746		

ПРИЛОЖЕНИЕ 7-2

Таблица за хиперболичен синус
($\alpha = \text{sh } \varphi$)

$\varphi = \text{arsh } \alpha$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,0	0,000	0,010	0,020	0,030	0,040	0,050	0,060	0,070	0,080	0,090
0,1	0,100	0,110	0,120	0,130	0,141	0,151	0,161	0,171	0,181	0,191
0,2	0,201	0,212	0,222	0,232	0,242	0,253	0,263	0,273	0,284	0,294
0,3	0,305	0,315	0,326	0,336	0,347	0,357	0,368	0,379	0,389	0,400
0,4	0,411	0,422	0,433	0,443	0,454	0,465	0,476	0,488	0,499	0,510
0,5	0,521	0,532	0,544	0,555	0,567	0,578	0,590	0,601	0,613	0,625
0,6	0,637	0,649	0,661	0,673	0,685	0,697	0,709	0,721	0,734	0,746
0,7	0,759	0,771	0,784	0,797	0,809	0,822	0,835	0,848	0,862	0,875
0,8	0,888	0,902	0,915	0,929	0,942	0,956	0,970	0,984	0,998	1,012
0,9	1,027	1,041	1,055	1,070	1,085	1,100	1,114	1,129	1,145	1,160
1,0	1,175	1,191	1,206	1,222	1,238	1,254	1,270	1,286	1,303	1,319
1,1	1,336	1,352	1,369	1,386	1,404	1,421	1,438	1,456	1,474	1,491
1,2	1,510	1,528	1,546	1,565	1,583	1,602	1,621	1,640	1,659	1,679
1,3	1,698	1,718	1,738	1,758	1,779	1,799	1,820	1,841	1,862	1,883
1,4	1,904	1,926	1,948	1,970	1,992	2,014	2,037	2,060	2,083	2,106
1,5	2,129	2,153	2,177	2,201	2,225	2,250	2,274	2,299	2,325	2,350
1,6	2,376	2,402	2,428	2,454	2,481	2,508	2,532	2,562	2,590	2,618
1,7	2,646	2,674	2,703	2,732	2,761	2,790	2,820	2,850	2,881	2,911
1,8	2,942	2,973	3,005	3,037	3,069	3,101	3,134	3,167	3,201	3,234
1,9	3,268	3,303	3,337	3,372	3,408	3,443	3,479	3,516	3,552	3,589
2,0	3,627	3,665	3,703	3,741	3,780	3,820	3,859	3,899	3,940	3,981
2,1	4,022	4,064	4,106	4,148	4,191	4,234	4,278	4,322	4,367	4,412
2,2	4,457	4,503	4,549	4,596	4,643	4,691	4,739	4,788	4,837	4,887
2,3	4,937	4,988	5,039	5,090	5,143	5,195	5,248	5,302	5,356	5,411
2,4	5,466	5,522	5,579	5,635	5,693	5,751	5,810	5,869	5,929	5,989
2,5	6,050	6,112	6,174	6,237	6,300	6,365	6,429	6,495	6,561	6,627
2,6	6,695	6,763	6,832	6,901	6,971	7,042	7,113	7,185	7,258	7,332
2,7	7,406	7,481	7,557	7,634	7,711	7,789	7,868	7,948	8,029	8,110
2,8	8,192	8,275	8,359	8,443	8,529	8,615	8,702	8,790	8,879	8,969
2,9	9,060	9,151	9,244	9,337	9,432	9,527	9,623	9,720	9,819	9,918
3,0	10,018	10,119	10,221	10,325	10,429	10,534	10,640	10,748	10,856	10,966
3,1	11,077	11,188	11,301	11,415	11,530	11,647	11,764	11,883	12,003	12,124
3,2	12,246	12,369	12,494	12,620	12,747	12,876	13,006	13,137	13,269	13,403
3,3	13,538	13,674	13,812	13,951	14,092	14,234	14,377	14,522	14,668	14,816
3,4	14,965	15,116	15,268	15,422	15,577	15,734	15,893	16,053	16,214	16,378
3,5	16,543	16,709	16,877	17,047	17,219	17,392	17,567	17,744	17,923	18,103
3,6	18,285	18,470	18,655	18,843	19,033	19,224	19,418	19,613	19,811	20,010
3,7	20,211	20,415	20,620	20,828	21,037	21,249	21,463	21,679	21,897	22,117
3,8	22,339	22,564	22,791	23,020	23,252	23,486	23,722	23,961	24,202	24,445
3,9	24,691	24,939	25,190	25,444	25,700	25,958	26,219	26,483	26,749	27,018

Продължение

$\varphi =$ arsh α	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
4,0	27,290	27,564	27,842	28,122	28,404	28,690	28,979	29,270	29,564	29,862
4,1	30,162	30,465	30,772	31,081	31,393	31,709	32,028	32,350	32,675	33,004
4,2	33,336	33,671	34,009	34,351	34,697	35,046	35,398	35,754	36,113	36,476
4,3	36,843	37,214	37,588	37,966	38,347	38,733	39,122	39,515	39,913	40,314
4,4	40,719	41,129	41,542	41,960	42,382	42,808	43,238	43,673	44,112	44,555
4,5	45,003	45,455	45,912	46,374	46,840	47,311	47,787	48,267	48,752	49,242
4,6	49,737	50,237	50,742	51,252	51,767	52,288	52,813	53,344	53,880	54,422
4,7	54,969	55,522	56,080	56,643	57,213	57,788	58,369	58,955	59,548	60,147
4,8	60,751	61,362	61,979	62,601	63,231	63,866	64,508	65,157	65,812	66,473
4,9	67,141	67,816	68,498	69,186	69,882	70,584	71,293	72,010	72,734	73,465
5,0	74,203	74,949	75,702	76,463	77,232	78,008	78,792	79,584	80,384	81,192
5,1	82,008	82,832	83,665	84,506	85,355	86,213	87,079	87,955	88,839	89,732
5,2	90,633	91,544	92,464	93,391	94,391	95,281	96,238	97,205	98,182	99,169
5,3	100,166	101,173	102,189	103,217	104,254	105,302	106,360	107,429	108,509	109,599
5,4	110,701	111,814	112,938	114,072	115,219	116,377	117,547	118,728	119,921	121,127
5,5	122,344	123,574	124,816	126,070	127,337	128,617	129,910	131,215	132,534	133,866
5,6	135,211	136,570	137,943	139,329	140,730	142,144	143,573	145,016	146,473	147,945
5,7	149,432	150,934	152,451	153,983	155,531	157,094	158,673	160,267	161,878	163,505
5,8	165,148	166,808	168,485	170,178	171,888	173,616	175,361	177,123	178,903	180,701
5,9	182,517	184,352	186,205	188,076	189,966	191,875	193,804	195,752	197,719	199,706

**VIII. ПРОУЧВАНЕ НА СКАЛНАТА ОСНОВА
С ОГЛЕД ПРОЕКТИРАНЕТО И ЗАСТРОЯВАНЕТО
НА ХИДРОТЕХНИЧЕСКИТЕ СЪОРЪЖЕНИЯ**

А. ЯЗОВИРНИ СТЕНИ

Основната задача на геоложкото и инженерногеоложкото проучване за нуждите на хидротехническото строителство се изразява главно в качествено и количествено определяне на даден вид природни явления. Това определяне е необходимо за проекта, за да се съчетаят правилно геоложките особености на терена с типа, конструкцията и параметрите на изгражданото съоръжение. Само тогава проблемите за сигурността и икономичността при застрояването ще могат да се изяснят основно и изчерпателно и да се насочат по-нататък към най-целесъобразното и стопански оправдано инженерно решение.

Първостепенните показатели, които охарактеризират скалната основа като годна да поеме безвредно разнообразните въздействия на коя и да е язовирна преграда, могат да се групират в няколко групи. Групирането на тези показатели е в зависимост от петрографския, литоложкия, стратиграфския и тектонския облик на скалите и техните физико-механични и химически свойства.

В този смисъл те ще се разгледат в настоящия раздел.

1. СКАЛНО И МИНЕРАЛНО ИЗВЕТРЯВАНЕ

Скалното и минерално изветряване намаляват до значителна степен възможностите за сигурно и икономично фундиране на язовирните прегради.

Физическо изветряване

1. Главен фактор за физическото изветряване е рязкото температурно колебание в средата, окръжаваща скалите. Различната податливост на минералните компоненти към температурни разширения и свивания разрушава тяхната интимна връзка.

а) Най-бързо се разрушават скалите при дневните температурни колебания — след изгрев и след залез слънце, както и през пролетта и есента, когато температурите се движат около 0°.

б) При замръзване на водата в скалните и минерални пукнатини разрушителната сила на леда е около 6000 кг/см².

в) При равни други условия тъмнобойните скали и минерали изветрят по-бързо от светлобойните.

г) Едроблоковите и едрозърнестите скали изветрят по-бързо от дребноблоковите и дребнозърнестите.

д) Хетерогенните скали изветрят по-бързо, отколкото скалите, изградени само от един минерален вид.

е) Един и същ минерален или скален вид е по-податлив на изветряване, когато се намира на по-голяма надморска височина.

2. Физическото изветряване започва с едроблоково напукване на скалите и завършва с пълното им разрушаване до разбиване на спйката и връзките между отделните минерални компоненти.

3. Постоянната влага и почвеното покритие забавят физическото изветряване.

Химическо изветряване

1. Основният фактор за химическото изветряване са атмосферните, повърхностните и подземните води, в които са разтворени в различни количества CO₂, O₂, разни соли, хуминова киселина и др.

2. Химическото изветряване е толкова по-интензивно, колкото атакуемата скална или минерална повърхност е по-голяма и колкото циркулацията на водата е по-бърза.

3. При своята циркулация подземните води влизат в контакт с различни скали и многократно променят силата на агресията си — или отлагат, или разтварят в различна степен химически активни вещества.

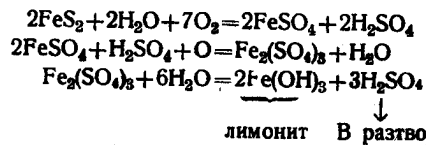
4. Химическото изветряване е по-интензивно там, където физическото изветряване е вече напреднало.

В табл. 8—1 са дадени главните скалообразуващи минерали, които при обикновени условия се поддават на химическо изветряване и спомагат за намаляване устойчивостта на скалната основа.

З а б е л е ж к и. 1. В зависимост от условията (температура, pH и CO_2) разтварянето или възстановяването на CaCO_3 има или вредно, или заздравително действие върху скалната основа.

2. Вследствие силното понижаване на вътрешното триене в изветрелите серпентини на 1. XII. 1923 г. е рухнала язовирната стена Глено, фундирана върху „Roches vertes“ в областта Вал Комоника (Италианските Алпи).

3. Пиритът и пиротинът преминават в лимонит по следния път:



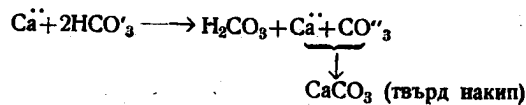
Разтварянето на калциевокарбонатните скали става по следния начин:



При малко налягане на съдържащия се във въздуха CO_2 и при температура 20° се разтварят около 80—96 мг/л CaCO_3 . При това основността на водата се увеличава — $\text{pH} > 8$.

При $P_{\text{CO}_2} = 1$ атм., разтворимостта на CaCO_3 достига до 1100 мг/л, а при $P_{\text{CO}_2} = 56$ атм — до 3930 мг/л.

След силно понижаване на общото газово и въздушно налягане се достига и до силно намаляване на P_{CO_2} и разрушаване на HCO_3^-



В резултат на това от наситения с калциев бикарбонат воден разтвор при ниски стойности на P_{CO_2} започва бавно отделяне на CaCO_3 , отделянето се увеличава и с увеличаването на pH.

Зависимостта между разтворимостта на $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ и температурата е обратна — при повишаване на температурата тя намалява.

Явно е следователно, че в много случаи наситените с калциев карбонат води действуват заздравително и уплътнително върху скалната основа. Уплътняването и заздравяването се изразяват в запълване на шуплите и пукнатините с калциев карбонат. Склоновите наслагки, които се разполагат около изходниците на такива води, също се инкрустират с калциев карбонат и при подсичане понесат почти вертикален откос. Такива отложения могат да се оставят край язовирните крила във водохранилището без особена опасност от обрушване.

2. ВОДОПРОПУСКЛИВОСТ

Водопроникливостта на скалните маси, използвани като скална основа на язовирите, е първостепенен и важен геотехнически показател. Тя се проявява главно в две насоки:

а) създава условия за значителни филтрационни загуби на магазинираните язовирни води;

б) създава условия за понижаване на геотехническите качества и устойчивостта на основата.

В някои случаи, които са твърде тежки за язовирното строителство, въздействието на водопропускливостта протича и в двете насоки едновременно.

Обходната филтрация се обуславя главно от напукаността и формите на залягане на скалните маси. От друга страна, водният напор на язовирните води може да подсили филтрацията или да я направи възможна, ако тя не се е проявявала при обикновени, естествени условия.

При масивните скали филтрацията се обуславя единствено от характера и състоянието на скалната напуканост. В случая най-силно и бързо водите се филтрират през контракционните скални пукнатини, тъй като в повечето случаи те са празни, чисти и широко отворени. По-малко вода пропускат изветрителните пукнатини, които в повършините си отдели са частично или изцяло запълнени с ръбест, делувнален материал. Тектонските пукнатини са най-водоплътни, когато са образувани в резултат на натиск.

При седиментните скали условията за филтрация се определят освен от напукаността и от залягането на пластове. Ако всички други условия са еднакви, максимални водоизтичания настъпват, когато пластове на водоносните и водоизносните хоризонти са с наклон към водохранилището. Обратно, когато наклонът на пластове е към въздушната страна на язовирната преграда, количеството на филтриращите се води ще бъде най-малко.

Методите за количественото определяне на филтрационните изтичания през напуканите или окарстените скални терени не са още теоретически и практически обосновани и ще трябва да се възприемат само като условни.

От дълготрайната практика в язовирното строителство се установява, че водни загуби от обходната филтрация могат да се допуснат, ако при опитно водонагнетяване в определени скални зони водопоглъщането не е по-голямо от 0,01 л/м при налягане от 1 атм. и мощност на изпробвания слой 1 м. Тази стойност на относителното водопоглъщане обаче е крайно условна и трябва да се възприема винаги в тясна зависимост от съществуващите общи геоложки условия на терена.

Необходимо е да се възприеме гледището, че в повечето случаи филтрационните загуби около язовирните прегради, колкото и големи да са те, могат да бъдат намалени или напълно отстранени чрез напрана на редица изпитани в практиката противфилтрационни съоръжения.

По-важните от тия съоръжения и мероприятия са следните:

1. Удължаване и задълбочаване на предния язовирен зъб.
2. Напрана на инжекционна завеса.
3. Изграждане на защитни, противфилтрационни полета — понури, чрез:
 - а) натрупване на силно водоупорни глини и пясъчливи глини в зоните на максималната филтрация;
 - б) изграждане на железоторкретни или стоманоторкретни покривни слоеве;
 - в) тампониране на отделни, отворени за филтрация скални канали, ями или карстови ходове.

Водопропускливостта е от особено значение, когато оказва разрушително действие и намалява якостта и съпротивителната способност на скалната основа.

Различните видове влияния на филтрацията върху скалната основа може да се групират по следния начин:

1. Поява на механична суфозия.
2. Разкисване, набъбване и унищожаване на силите на сцепление, както и намаляване на силите на триене.
3. Химическа разтворимост на скалите и съоръженията, изградени от бетон, камък или земни масиви.
4. Удряняване на опасни подналягания в основите на съоръженията.

Големината и времетраенето на тия вредни въздействия на филтрацията на водата трябва да се изучават и доказват главно по опитен път, а също и чрез лабораторни изследвания.

3. УСТОЙЧИВОСТ НА ОТКОСИТЕ

В хидротехническото строителство при напраната на дълбоки изкопи или вследствие „подрязване“ на намиращи се под напрежение скални слоеве много често се стига до нарушаване устойчивостта на скалните маси.

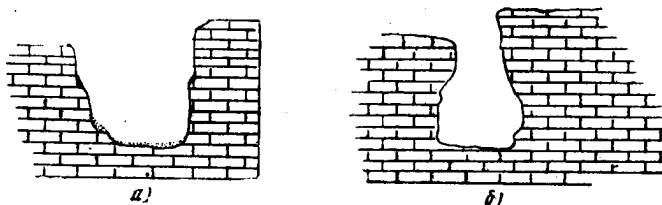
Скалообразуващ минерал	При взаимодействие с околната среда		Междинен продукт
	Взема	Отделя	
1	2	3	4
Калцит CaCO_3	$\text{CO}_2 + \text{H}_2\text{O}$ $\text{H}_2\text{SO}_4 + \text{H}_2\text{O}$	$\text{CO}_2 + \text{H}_2\text{O}$ $\text{H}_2\text{O} + \text{CO}_2$	$\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$
Доломит $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$	$\text{CO}_2 + \text{H}_2\text{O}$	$\text{CO}_2 + \text{H}_2\text{O}$	$\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ $\text{Mg}(\text{HCO}_3)_2$
Магнезит MgCO_3	$\text{CO}_2 + \text{H}_2\text{O}$	$\text{CO}_2 + \text{H}_2\text{O}$	$\text{Mg}(\text{HCO}_3)_2$
Сидерит FeCO_3	$\text{H}_2\text{O} + \text{CO}_2$ +O	CO_2	$\text{Fe}(\text{HCO}_3)_2$
Пирит FeS_2 и Пиротин FeS	$\text{H}_2\text{O} + \text{O}$	H_2SO_4	FeSO_4
Ортоклаз $\text{K}_2\text{Al}_2\text{Si}_6\text{O}_{16}$	H_2O	Около 10% K_2O и 40% SiO_2	Серицит $\text{KAl}_2(\text{Al}_2\text{Si}_3\text{O}_{10})$ (OH) ₂
Натронортоклаз (NaK)AlSi ₃ O ₈ + СаО	H_2O до 3%	Na_2O , K_2O около 40% O_2	
Анортит $\text{Ca}(\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_8)$	$\text{H}_2\text{O} + \text{O}_2 + \text{CO}_2$	от 5 до 20% СаО	
Други плагиоклази	$\text{H}_2\text{O} + \text{Fe}_2\text{O}_3$	От 5 до 10% Al_2O_3 и 10–15% SiO_2	СаО
Левцит $\text{K}(\text{AlSi}_3\text{O}_8)$	H_2O	Около 25% SiO_2 и 21,5% K_2O	
Нефелин $\text{Na}(\text{AlSi}_3\text{O}_8)$	H_2O	Около $\frac{1}{3}$ от алкалните окиси	
Биотит $\text{K}(\text{Mg}, \text{Fe})_3$ $(\text{Si}_3\text{AlO}_{10}) (\text{OH}, \text{F})_2$	H_2O	$\frac{2}{5}$ до $\frac{1}{2}$ % O_2 , $\frac{1}{2}$ от алкалните окиси, $\frac{3}{4}$ MgO, Fe_2O_3 , Al_2O_3	MgO
Оливин $(\text{Mg}, \text{Fe})_2\text{SiO}_4$	H_2O	Около 12% MgO или 15% MgO	SiO_2
Серпентин $\text{Mg}_3(\text{Si}_4\text{O}_{10}) (\text{OH})_6$	CO_2	Около 44% SiO_2	
Авгит Ca [Mg . Fe . . . Mg . . .] (SiO_6)	$\text{H}_2\text{O} + \text{O}_2$	Всичкия MgO и различно коли- чество СаО.	

Таблица 8—1

Краен продукт	Състояние и влияние на промените в скалообразуващите минерали върху здравината и устойчивостта на скалите
5	6
CaCO ₃ — калцит CaSO ₄ · 2H ₂ O — гипс	Непроменлив или разтворим. Увеличава обема си, с което действа разрушително
CaMg(CO ₃) ₂ — доломит	Непроменлив или разтворим
MgCO ₃ · 3H ₂ O — MgCO ₃ — магнезит	Намалява обема си и понижава съпротивителната сила на съдържащите го скали
Fe ₂ O ₃ · nH ₂ O — лимонит	Действа вредно на бетона. Разрушава скалната структура
Fe ₂ O ₃ · nH ₂ O — лимонит	Действуват вредно върху бетона Разрушават скалната структура
Каолин Al ₂ O ₃ · 2SiO ₂ · 2H ₂ O	Намалява триенето между отделните скални блокове или между бетона и скалната му подложка
Каолин Al ₂ O ₃ · 2SiO ₂ · 2H ₂ O	Действа при разлагането си както ортоклазът
Каолин Al ₂ O ₃ · 2SiO ₂ · 2H ₂ O	Намалява триенето между отделните скални блокове
Цонзит Ca ₂ Al ₂ Si ₃ O ₁₂ (OH) Епидот Ca ₂ (Al · Fe) ₃ · Si ₃ O ₁₂ (OH)	Намаляват якостта на скалите, както и тяхната устойчивост
Каолин Al ₂ O ₃ · 2SiO ₃ · 2H ₂ O	При наличие във водите на Na ₂ CO ₃ левцит съдържащите скали бързо изветряват
Хидроцефелин	—
Мусковит Хлорит	Понижава товарносимостта на скалите
Серпентин Талк	Силно понижава силите на триене между отделните скални блокове и намалява якостта им
Магнезит MgCO ₃	Същото
Епидот Ca ₂ (AlFe) ₃ Si ₃ O ₁₂ [OH]	—

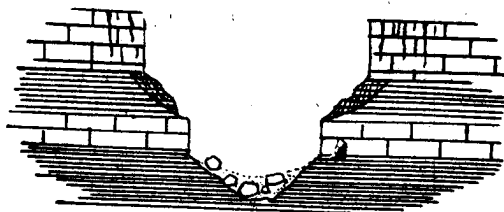
а) Устойчивост на откосите при хоризонтално положение на пластовете

Устойчивостта на скалните маси при хоризонтално положение на пластовете е най-голяма и значително по-дълготрайна. В природна обстановка при подрязване на скали с хоризонтален пласторед откосите достигат до $85-90^\circ$, а не са редки случаите, когато се наблюдават и обратни откоси, т. е. образува се скално надвесване (фиг. 8—1).



Фиг. 8—1. а) Пролом на р. Вит при с. Садовец в мастрихтски варовици; б) Пролом на р. Кричим при с. Тешел в мраморизирани варовици

При редуване на здрави скални слоеве с мергелни или глинести пластовете се получават неустойчиви откоси. Неустойчивостта се дължи на намаляване на силите на издръжливост в по-слабите слоеве вследствие бързото изветряване и действието на напреженията върху изветрителните повърхнини.



Фиг. 8—2. Пролом на р. Росица между с. Горско Косово и Красно Градище в аптски мергели, пясъчници и варовици

В случая, даден на фиг. 8—2, откосът на варовитите пясъчници остава почти вертикален и се обрушва едва след разрушаването и еродирването на зоните на изветряване в глинестите мергели, които се разкриват под тях.

За да не се обрушва откосът в подобен терен при направата на изкоп, язовирен зъб или дълбока траншея за фундаране на друго съоръжение, запазването на откоса ще трябва да стане за сметка на подсигурирането на слабите скални слоеве от изветряване.

Предпазните мерки могат да се изразят главно в извършване на следните мероприятия:

- Запазване на делувиялната покривка върху податливите на бързо физическо изветряване скали в откоса.
- Изкуствено заскаляване с устойчиви на изветряване материали.
- Дренажиране на междупластовите води и извеждането им безвредно извън откоса.
- Тампониране на пукнатините в зоните на обрушване.
- Анкериране за сметка на откосирането, ако направата на стабилен откос е свързана с изземване на голяма кубатура скала.
- При нужда от временно запазване на откосите (докато се бетонира или се изгради цялостно съоръжението) подлежащите на изветряване мергелно-глинести слоеве могат да се намажат първоначално с асфалтово лепило, а впоследствие с асфалт.

Когато има опасност съществуващите откоси впоследствие да се обрушат от действието на язовирните води и е необходимо те да се запазят, особено в близост с някои съоръжения като язовирни крила, водовземни кули, преливни органи и др., за предпочитане е предпазните мерки да се изразят в усилено заскаляване. Заскаляването може да стане за сметка на изкопите при фундарането на съоръженията или на изкопите на язовирната стена.

б) Устойчивост на откосите при дислоцирани, огънати или наклонени пластове

При пластове, извадени от състояние на покой, устойчивостта на откосите се нарушава в широки граници (фиг. 8—3).

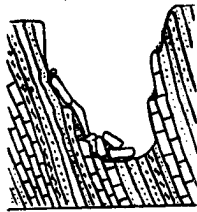
В случая наклонът на откосите се обуславя от наклона на междупластовите повърхнини и челното забиване на отделните слоеве. При подрязване на опорните скални зони (челните зони или „пластовите глави“) и под действието на неблагоприятните сили на собственото тегло, скалните маси се отцепват и се придвижват до неподрязания по-долен слой. В този случай силите на сцепление и вътрешно триене в зоните на междупластията са твърде малки и незначителни и не могат да окажат почти никакво влияние върху устойчивостта на скатове.

След обрушването остават стабилни ония откоси, които са успоредни на неподрязаните пластове повърхнини.

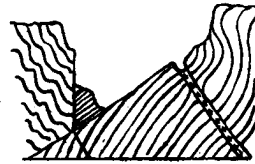
Особено опасни са подсичанията при фундаране на язовирните крила или други дълбоко заложени съоръжения около стената. Макар и незадействували през време на строителството, подрязаните скални пластове могат да задействуват през време на експлоатацията на съоръжението и да му предадат несвойствени за него допълнителни товари.

При силно дислоцирани скални пластове големината на откосите се обуславя главно от наклона на тектонски стритите зони, тектонските пукнатини, разседните повърхнини и тяхното пространствено разположение (фиг. 8—4).

Условиата на обрушване при масивните и метаморфните скали не се различават съществено от условията за нарушаване на откосите при дислоцираните и тектонски смачкани седиментни скали.



Фиг. 8—3. Пролом на р. Тъжа при ВЕЦ „Тъжа“ в палеозойски шисти



Фиг. 8—4. Пролом на р. Въча над ВЕЦ „Въча“ в кристалинни скали

4. ТОВАРОНОСИМОСТ

Товароносимостта на скалните маси се изразява в способността им да понасят дълготрайно и безвредно силовите въздействия на съоръженията, взети поотделно или заедно. Товароносимостта се изразява в понасянето на въздействията както на статични, така и на динамични товари, които могат да възникнат през време на строителството или са присъщи на съоръжението през време на неговата експлоатация.

Възприето е товароносимостта на скалите да се изразява в kg/cm^2 .

За да се установи действителната товароносимост на скалната основа по площ и дълбочина при фундарането на язовирни стени, трябва да се вземат под внимание преди всичко геоложките и хидрогеоложките условия, както и класът и конструкцията на съоръжението.

При монолитност на скалната основа нейната товароносимост би трябвало теоретически да се приближи до кубовата якост на скалите във водонепитно състояние, практически обаче в природна обстановка, благоприятният ефект от монолитността на скалата по отношение на допустимите натоварвания се ограничава от:

а) Физическото и химическото влияние на водите върху минералните компоненти и спойката помежду им.

б) Тектонската преработка и стратиграфските взаимоотношения.

в) Възможността от поява и въздействие на нови силови напрежения: сеизмичност, планински натиск, хидростатичен натиск и др.



Фиг. 8—5. Видове скални пукнатини

Напукаността на скалите намалява тяхната товароносимост до значителни размери. Пукнатините нарушават монолитността на скалата и създават условия за усилено атакуване на скалната основа от водите. В случая произходът и състоянието на пукнатините оказват съществено влияние. Според състоянието си (фиг. 8—5) пукнатините се делят на:

- а) напълно отворени, зеещи пукнатини;
- б) полузатворени, полутампонирани пукнатини;
- в) напълно тампонирани, затворени пукнатини (с изветрителни продукти, минерални налепи и др.);
- г) затворени каверни.

Отворените, полутампонирани и тампонирани с изветрителни продукти пукнатини оказват изключително неблагоприятно влияние върху товароносимостта на скалите. Пукнатините, запълнени вторично с кварц или калцит, заздравяват скалната основа и в този смисъл са даже желателни.

Затворените каверни оказват влияние в зависимост от размерите им и честотата на разпространение.

Кристалната напуканост на минералните компоненти улеснява намаляването на якостта чрез създаване на капилярен воден натиск и бързо изветряване на „сърцевината“ на здравите по външен вид скални маси.

5. СЛЕГВАЕМОСТ

Голям брой скални видове, в градежа на които участва и глинеста компонента, подложени на действието на натискови усилия, се деформират и изменят обема си. Първоначалните деформации са от характера на еластичните (възвратимите), но при прекомерно упражнени силови въздействия за даден скален вид възвратимите деформации преминават частично или изцяло в невъзвратими (пластични) деформации. Може да се каже, че при почти всички скални видове пластичната деформация се проявява след преодоляване на тяхната еластична свиваемост.

Отношението между упражняваните напрежения и големината на получената еластична деформация в скалата може да се изрази чрез закона за пропорционалността при разтягането на дадено тяло по негова надлъжна ос със следната формула:

$$(8,1) \quad \sigma = E\varepsilon,$$

където σ е напрежение;

ε — деформация (удължение);

E — коефициент на пропорционалност или модул на еластичност (модул на Юнг).

Ако даден скален къс преди подлагането му на силово въздействие е имал едни размери, а след натоварването му е получил други, относителното слягане ще бъде:

$$(8,2) \quad \varepsilon_g = \frac{d - d_0}{d_0} = \frac{\Delta d}{d_0},$$

където d_0 е размери на напречния разрез на скалния къс в см^2 преди натоварването;

d — размери на напречния разрез на скалния къс в см^2 след проявената деформация;

ε_g — относително изменение в напречното сечение.

Отношението между относителното свиване и относителното разтягане е константна величина и носи названието коефициент на Поасон.

$$(8,3) \quad \frac{\varepsilon_g}{\varepsilon} = \mu = \text{const.}$$

Числената стойност на коефициента на Поасон за всички скални видове е винаги по-малка от 0,5 и обикновено се движи между 0,20 и 0,25.

В сравнение с еластичната деформация, която е възвратима, пластичната деформация се запазва и остава след премахването на силовите въздействия върху скалите.

При много скални видове слегваемостта може да настъпи за сметка на промени от свършено друго естество, например намаляване обема на скалната маса вследствие на

Т а б л и ц а 8—2

Стойност на модула на Юнг за някои минерални и скални видове
(по Шрейнер)

Минерален или скален вид	Модул на Юнг, кг/мм ²	Минерален или скален вид	Модул на Юнг, кг/мм ²
Кварц	7 850—10 000	Варовици	до 8 500
Фелдшпа	до 8 000	Кварцити	до 10 000
Калцит	5 800— 9 000	Пясъчници	над 5 000
Гипс	1 200— 1 500	Глинести шисти	1 500—2 500
Каменна сол	до 4 000	Пясъци	до 500
Гранити	до 6 000	Глини	до 150
Базалти	до 9 700		

цеждане на водата от капилярните пукнатини, порите и малките шупли или за сметка на намаляването на обема на свойствените за скалата шупли.

Всички тия свойства биха имали своето неоченимо значение като важни показатели за изчисляване, ако скалите в природата се срещаха само в своя монолитен вид. В природата обаче всички скали са повече или по-малко напукани, разбити, смесени и крайно разнообразни по състав и вид, което обстоятелство прави горните изводи без особено практическо значение.

6. ГОДНОСТ НА СКАЛИТЕ ЗА ОСНОВА НА ЯЗОВИРИ

Скалните видове са различно годни за основа на язовирните стени в зависимост от техния състав, залягане и устойчивост на действието на разрушителните сили.

Масивни скали

Инtruзивни

Гранити, сменити, габро, диорити, перидотити
и преходите между тях

1. Преимущества :
 - а) Практически неразтворими и неслегаеми.
 - б) Здрави, плътни и устойчиви на дълготрайни силови въздействия. Тежки със сравнително големи обемни тегла.
 - в) Понасят дълго време стръмни откоси.
 - г) При слаба напуканост имат твърде ниска водопропускливост.
 - д) Поради липса на напуканост понасят високи налягания при инжектиране. Уплътняват се добре.
 - е) Годни са за фундиране на всички видове язовирни стени.
2. Недостатъци :
 - а) Геоложки старите и изпиталите тектонско въздействие изветряват дълбоко до превръщането им в грус.
 - б) Изветряването и разрушаването им се обуславя най-вече от напукаността и се разпростира неравномерно в дълбочина.
 - в) При уплътняване чрез циментация в сравнение с другите скални видове поемат големи количества цимент.
 - г) При блоково (сферично) изветряване се понасят като разнородна скална основа — товароносимостта им е различна по площ и дълбочина.
 - д) Бризантното взривяване ги разпуква силно и на дълбоко.

От масивните скали сравнително по-бързо изветряват ония, които съдържат повече фемични минерали и калциеви фелдшпати, а именно диоритовите и габровите скали.

В тази група по свойствата си изключение правят ултрабазичните скали. Тяхната способност към серпентинизация и отделяне на магнезиеви и талкови вещества води до

намаляване на устойчивостта на скалата и на ъгъла на триене в зоните на разломяването и контактите с бетона.

За здрави и незасегнати от изветряването трябва да се приемат ония интрузивни скали, които притежават:

- | | |
|---|-------------------------------|
| 1) средна кубова якост във водонапито състояние | над 1500 кг/см ² ; |
| 2) средна якост на срязване | над 150 кг/см ² ; |
| 3) средна стойност на коефициента на триене между скала и бетон | 0,65 |

Ефузивни (вулканити)

Базалти, диабази, порфирити, андезити, риолити (липарити), трахити и техните разновидности

1. Препимущества:

- Практически неслегдаеми и неразтворими.
- Здрави и устойчиви на дълготрайни въздействия.
- Понасят дълго време стръмни откоси.
- Годни са за фундиране на всякакви видове язовирни стени, но при определени условия на залягане и напуканост.

2. Недостатъци:

- Палеовулканските, изпитаните тектонски въздействия и напуканите имат силно понижени геотехнични свойства.
- Процепват се от трудно установими плакорни повърхнини; съществуват неблагоприятни контакти с другите скални видове, образувани при изливането на лавата.
- Много често напукаността е първична и е засегнала скалните маси на голяма дълбочина, особено при стъкловидните разновидности.
- Притежават значителна шупливост, която увеличава водопопиваемостта на скалната маса и намалява съпротивителността ѝ към температурните колебания.
- При контракционна напуканост пукнатините са отворени (зеещи), което спомога за повишаване на водопрпускливостта им (риолитов, базалтов карст).
- Често има „вложени“ туфозни зони или други чужди скални отложения.
- Както интрузивните поглъщат големи количества цимент при уплътняване.
- Залягането им е неравномерно и неправилно.

За здрави и незасегнати от изветряването трябва да се приемат ония ефузивни скали, които притежават:

- | | |
|---|------------------------------|
| 1) средна кубова якост във водонапито състояние | над 800 кг/см ² ; |
| 2) средна якост на срязване | „ 100 кг/см ² ; |
| 3) коефициент на размекване | „ 0,90; |
| 4) водопопиваемост | до 2%; |
| 5) средна стойност на коефициента на триене между скала и бетон | 0,65. |

Метаморфни скали

Гнайси, мрамори, кварцити, шисти, филити и др.

1. Препимущества:

- Практически неслегдаеми и неразтворими (с изключение на карбонатните).
- Здрави и устойчиви на дълготрайни силови въздействия.
- Само амфиболитите, които са фелдшпатизирани и се изграждат от черен амфибол, се приближават по своите качества до интрузивните скали. Другите метаморфни скални разновидности заемат средно положение между интрузивните и седиментните скали.

2. Недостатъци:

- Качествата на метаморфните скали се влошават с увеличаване на количеството на слюдата в тях. Във всички случаи слюдата служи като „смазочно вещество“ и улеснява страването и хлъзгането между отделните блокове или скални комплекси.

- б) Имат вторична слоистост и кливажна напуханост.
 - в) При подсичане на „пластовите глави“ много често значителни скални маси се обрушват или упражняват допълнителни напрежения върху съоръженията.
 - г) Трудно податливи са на уплътняване поради силно заглиняване и колматиране на пукнатините с продукти от изветряването.
 - д) Съществува окаряване на карбонатните разновидности.
 - е) В контактните зони или в пукнатините има пиритизация.
 - ж) Податливи са на милонитизация, която е широко разпространена в тях.
- Като здрави и незасегнати от изветряването трябва да се смятат ония метаморфни скали, които притежават:
- 1) средна кубова якост във водонапито състояние над 800 кг/см²;
 - 2) якост на срязване над 100 кг/см²;
 - 3) средна стойност на коефициента на триене между скала и бетон 0,55

Седиментни скали

Варовити скали

- 1. Препомущества:
 - а) Практически неслегаеми.
 - б) Здрави и устойчиви на дълготрайни силови въздействия.
 - в) При хоризонтално положение на пластове дълго време понасят огръмни, до вертикални откоси.
 - г) Трудно се поддават на физическо изветряване.
 - д) При отсъствие на окаряване лесно се поддават на уплътняване чрез цементация, глинизация или битуминизация.
- 2. Недостатъци:
 - а) Разтворими и податливи на карстообразуване.
 - б) Фациално изменчиви на близки разстояния както в хоризонтално, така и във вертикално направление. Вследствие на тези им качества якостта на натиск и срязване се движи в широки граници — от 100 до 2500 кг/см².
 - в) При инжектиране поглъщат големи количества цемент.
 - г) Присъствието на глинеста компонента ги прави неустойчиви; неустойчивостта им се увеличава с увеличаването на глинестото вещество в тях.

Теригенни скали

- Конгломерати, брекчи, пясъчници и др.
- 1. Препомущества:
 - а) Практически неслегаеми и неразтворими, когато спойката между отделните минерални зърна и скални късове е силициева.
 - б) Здрави и устойчиви на постоянни силови въздействия, когато липсва глинеста или глинесто-варовита спойка.
 - в) Понасят стръмни откоси.
 - 2. Недостатъци:
 - а) Поддават се сравнително бързо на физическо изветряване.
 - б) Фациално изменчиви в хоризонтално и вертикално направление.
 - г) При наличие на глинеста компонента са слабо устойчиви на натиск и срязване.
 - д) Притежават висока порьозност и водопропускливост; бързо се поддават на разрушаване при резки температурни колебания.
- Мергели и глинесто-мергелни скали
- 1. Препомущества:
 - а) Практически трудно разтворими.
 - б) Тектонски ненарушените мергели и глинесто-мергелни скали притежават висока водоупорност, която е много подходяща за водохранилищата на язовирите. Неокомските мергели под Рабишкото езеро и днес са сухи на дълбочина 20—25 м.
 - 2. Недостатъци:
 - а) В овлажнените зони мергелите са слегаеми и набъбват.

- б) Бързо се подават на физическо изветряване, особено в контакт с влажен въздух. (Кубче от неокомските глинести мергели от водохранилището на язовир Александър Стамболийски с размери $10 \times 10 \times 10$ см, поставено на въздействието на въздушно течение и влага се разпада за 38 ч.)
- в) Коефициентът на триене между отделните мергелни слоеве, между неразтворими и неразмекващи се скали и мергел или между бетон и мергел е твърде малък и променлив. Триенето и сцеплението почти отсъствуват, когато мергелната повърхнина е водоизносен хоризонт.
- г) Пукнатините в мергелите и глинесто-мергелните скали се уплътняват крайно трудно по който и да е метод.

Общо мергелите и глинестите мергели се смятат като неподходяща скална основа за изграждане на язовирни прегради, особено при по-висок клас на съоръжението. Ако е наложително да се фунда на върху тях, те трябва да се подложат на внимателно геоложко и инженерногеоложко изследване.

Шисти

Мергелни, серицитови, глинести и др.

Преимствата и недостатъците на тези скални видове като основи на язовирни стени не се отличават съществено от преимуществата и недостатъците на мергелите.

В някои случаи тия скални видове съдържат значителни количества варовито вещество, пирит, гипс, анхидрит, въглищни чернилки и други примеси. Тези вредни за строителството вещества при достъп на вода и кислород влизат в химическо взаимодействие помежду си и образуват нови минерали или частично променят съществуващите такива. Това преобразуване на минералите е свързано с промени в обема на скалата и води до разрушаване на структурата ѝ. Така образуването на анхидрит в съдържащите пирит слабо варовити шисти е крайно опасно за хидротехническото строителство. В случая анхидритът изкристализира във вид на малки продълговати кристалчета, които се разполагат анизотропно спрямо скалната структура и я разрушават бързо и силно. Скалата увеличава обема си до 30% и придава товари от голям размер върху съоръженията, изградени върху нея. Процесът протича в следния ред:

1. $2\text{FeS}_2 + 2\text{H}_2\text{O} + 7\text{O}_2 = 2\text{FeSO}_4 + 2\text{H}_2\text{SO}_4 \rightarrow$ в разтвор
2. $\text{H}_2\text{SO}_4 + \text{CaCO}_3 = \text{CaSO}_4 + \text{H}_2\text{CO}_3$
3. $\text{CaSO}_4 + 2\text{H}_2\text{O} = \text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$

Геоложки по-старите шисти притежават сравнително по-добри геотехнически свойства (например силурските и карбонските лиски).

Туфи и туфити

Туфите и туфитите образуват онази група скални отложения, която не може да се причисли нито към групата на теригенните скали, нито към групата на мергелите и глинестите лиски. По отношение на своята годност като основа на язовирните стени туфите и туфитите притежават свойствата било на теригенните, било на мергелните и глинесто-мергелните скали. В много случаи те имат свои специфични особености и поради това към тяхната геотехническа преценка ще трябва да се пристъпва не по метода на аналогията, а след внимателно изучаване.

Кубовата якост, въгълът на триене между бетона и скалите от седиментен произход, както и стойността на някои други показатели от този род показват широки отклонения при утаените скали и не могат още да се дадат в обобщен табличен вид.

7. ВИДОВЕ ЗАЛЯГАНЕ НА СКАЛИТЕ В ОБСЕГА НА ОСНОВАТА НА ЯЗОВИРНИТЕ СТЕНИ

Различните видове залягане на скалите в обсега на язовирните стени, техните преимущества и недостатъци, както и пригодността на различните типове язовирни стени към типовете скална основа са разгледани в таблици 8—3, 8—4 и 8—5.

Таблица 8—4

Преимущества и недостатъци на скалната основа

Типични видове залега-не на скалите в обсега на основата на разовирните стени	Зона на скалното изветряване	Устойчивост на откосите	Товаро-носимост	Водопроницаемост	Способност към инжектиране
Масивни скали					
тип <i>a</i>	незначителна	много голяма	много голяма	незначителна	много добра
тип <i>б</i>	в границите на допустимото	задоволителна	голяма	малка	добра
тип <i>в</i>	значителна	слаба	малка	голяма	малка
тип <i>г</i>	много голяма	много слаба	много малка	голяма	твърде малка
Метаморфни скали					
тип <i>a</i>	малка	много голяма	много голяма	незначителна	добра
тип <i>б</i>	незначителна	голяма	голяма	незначителна	добра
тип <i>в</i>	незначителна	голяма	голяма	незначителна	добра
тип <i>г</i>	в границите на допустимото	малка в скатове	малка	средна	трудно се инжектират
тип <i>д</i>	голяма	слаба	малка	голяма	трудно се инжектират
тип <i>e</i>	много голяма	много слаба	много малка	средна	много трудно се инжектира
Седиментни скали					
тип <i>a</i>	много малка	много голяма	голяма	изменчива в широки граници	добра
тип <i>б</i>	малка	голяма	малка	малка в дълбочина	намалява в дълбочина
тип <i>в</i>	голяма	малка	различна в обсега на профила	различна в обсега на профила	подобрява се в дълбочина
тип <i>г</i>	много малка	малка при подсичане на пластове	голяма	изменчива в широки граници	добра
тип <i>д</i>	много малка	голяма	голяма	голяма	добра
тип <i>e</i>	в широки граници	различна за двата ската	малка	изменчива в широки граници	трудно се инжектират
тип <i>ж</i>	голяма	малка	малка	голяма	трудно се инжектират
тип <i>з</i>	много голяма	ограничена	ограничена	голяма	много трудно се инжектират
тип <i>и</i>	не се взема предвид	ограничена за скалния тип	ограничена за скалния тип	голяма	почти невъзможно
Смесени скални типове					
тип <i>a</i>	малка	голяма	малка	голяма	добра
тип <i>б</i>	малка	малка	голяма	малка	добра
тип <i>в</i>	голяма	малка	различна	различна	трудно се инжектират

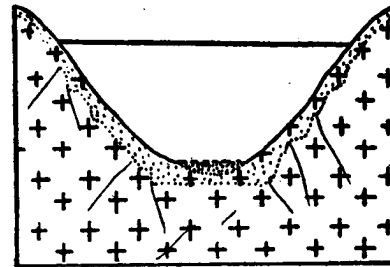
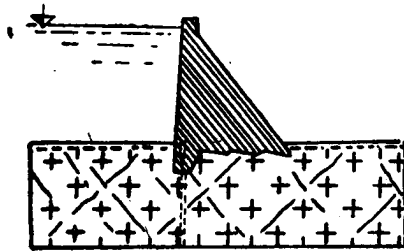
ТИПИЧНИ ВИДОВЕ ЗАЛЯГАНЕ НА СКАЛИТЕ В ОБСЕГА

Тип	Характер на скалите	Язовирни стени у нас в разглежданите типове	
		Изградени	В проект
<i>Масивни</i> Гранит, гранодиорит, габро, габродиорити,			
Тип а	Скалите свежи, едроблоково напукани	Язовир „Калин“ в Рила — гранити Язовир „Бели Искър“ — в Рила — гранити	Язовир „Попина лъка“ на р. Санданска Бистрица в Пирин — гранити
Тип б	Скалите изветрели, силно напукани, водопроницаеми в зоните на изветряването	Язовир „В. Коларов“ в Родопите — риолити	Язовир „Тиха Рила“ в Рила — гранити Язовир „Ст. кладенец“ на р. Арда в Родопите — андезити
Тип в	Скалите тектонски разбити, силно и дълбоко изветрели, водопроницаеми в зоните на скалното стриване и изветряване	Язовир „Г. Димитров“ на р. Тунджа — порфирни гранити	Язовир „Белмекен“ I-ви вариант в Родопите — гранити Яз. „Белмекен“ II-и вариант в Родопите — гранити

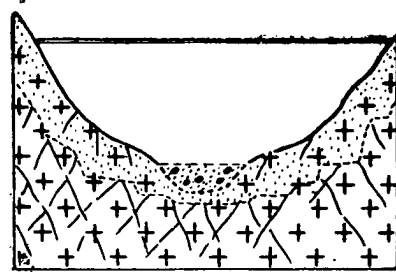
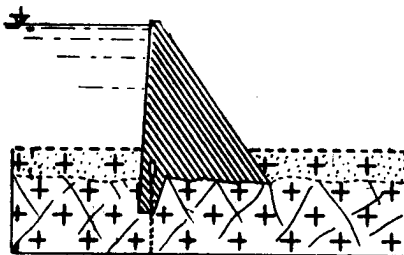
Таблица 8—3

НА ОСНОВАТА НА ЯЗОВИРНИТЕ СЕНИ

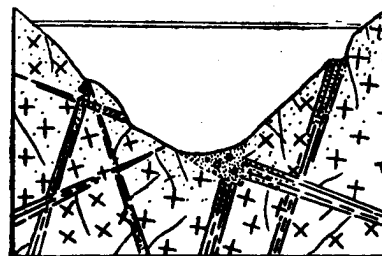
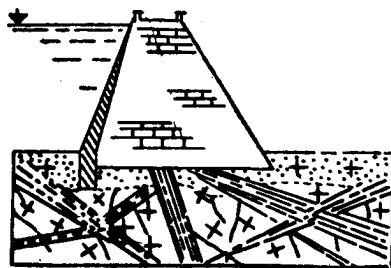
Напречен разрез в обсега на язовирната стена	Профил по надлъжната ос на язовирната стена
<i>скали</i> риолити, андезити и др.	



Фиг. 8—6



Фиг. 8—7



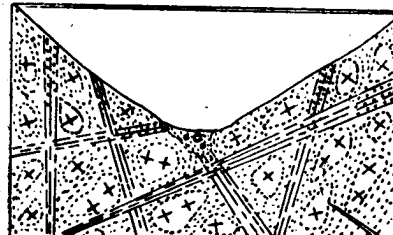
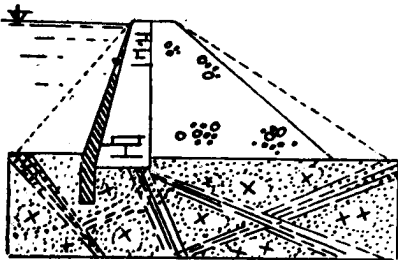
Фиг. 8—8

Тип	Характер на скалите	Язовирните стени у нас в разглежданите типове	
		Изградени	В проект
Тип 2	Скалите тектонски разкъсани, дълбоко изветрели и променени със запазени от изветряването тук-таме поздравни блокове, водопропускливи		Язовир „Гюрля“ на р. Гюрля в Сърнена гора аплит-гранити
<i>Метаморфни</i>			
Гнайси, амфиболити, мрамори, кварцити,			
Тип а	Скалите свежи, едроблоково напукани с хоризонтално залягане		
Тип б	Скалите са свежи, едроблоково напукани. Пластовият наклон е към водохранилището		

Продължение

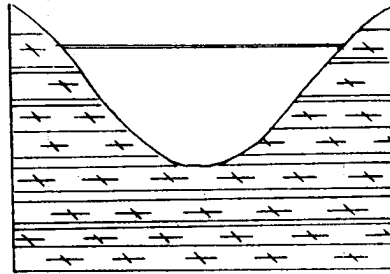
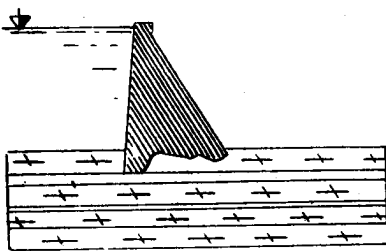
Напречен разрез в обсега на язовирната стена

Профил по надлъжната ос на язовирната стена

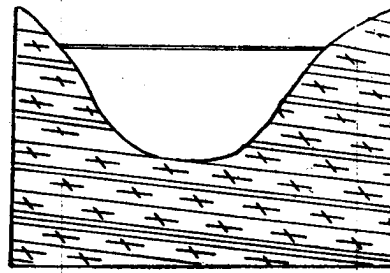
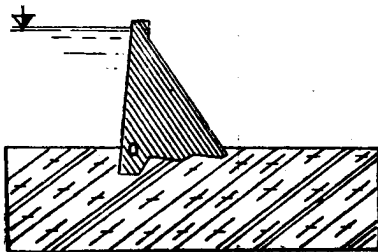


Фиг. 8—9

скали
шисти и техните разновидности



Фиг. 8—10



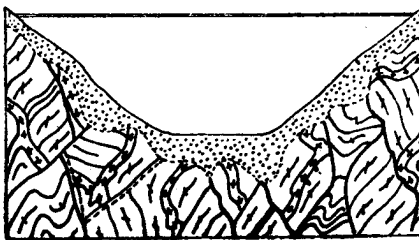
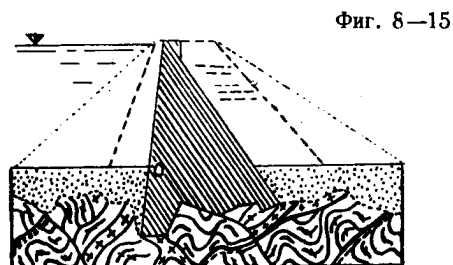
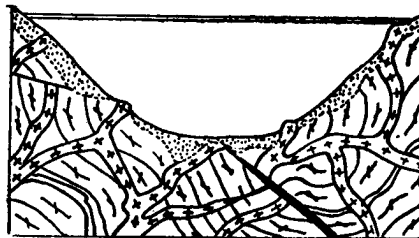
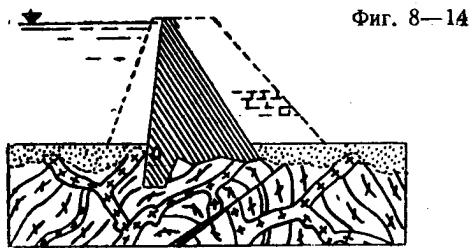
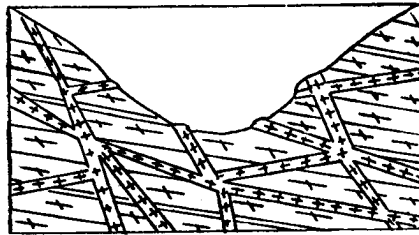
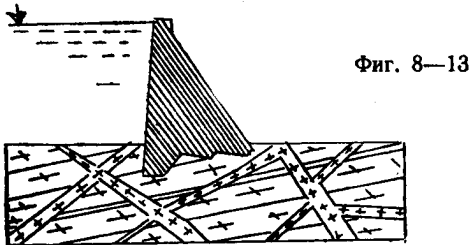
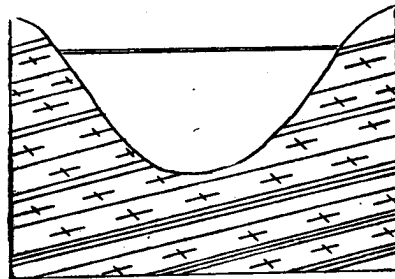
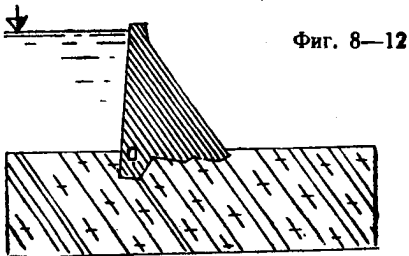
Фиг. 8—11

Тип	Характер на скалите	Язовирни стени у нас в разглежданите типове	
		Изградени	В проект
Тип в	Скалите са свежи, едроблоково напукани. Пластовият наклон е към въздушната страна на язовирната стена		
Тип г	Скалите са свежи, наклонени и процепени от аплитови и пегматитови жили или от масивни жилни скали		Язовир „Кочериново“ на р. Струма — гнайси
Тип д	Скалите са изветрели, дислоцирани и водопрпускливи в зоните на напукване и дислоциране	В строеж: язовир „Тополница“ на р. Тополница — биотитови и двуслюдени гнайси, процепени с аплитови и пегматитови жили и жилни скали	Язовирите „Михалково“ и „Филипов мост“ на р. Вьча в Родопите — гнайси
Тип е	Скалите са силно изветрели и тектонски смачкани, жилните скали са превърнати в милонит и затова масивът е силно водопрпусклив	В строеж: яз. „Батак“ в Родопите — биотитови и двуслюдени гнайси, процепени от аплитови и пегматитови жили, силно смачкани тектонски	

Продължение

Напречен разрез в обсега на язовирната стена

Профил по надлъжната ос на язовирната стена

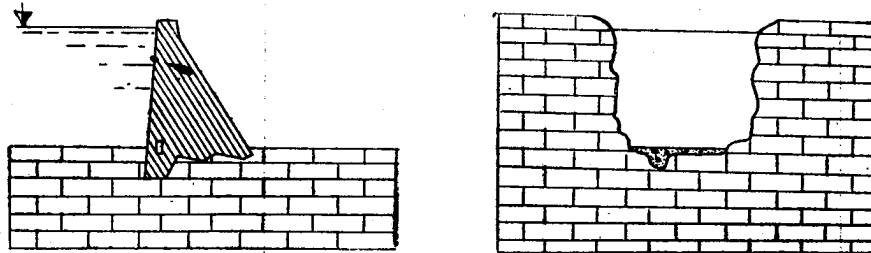


Тип	Характер на скалите	Язовирни стени у нас в разглежданите типове	
		Изградени	В проект
<i>Седиментни</i> Конгломерати, пясъчници, варовици, мергели,			
Тип а	Наслояването е хоризонтално. Теренът е изграден предимно от варовици, конгломерати, пясъчници и техните преходи		Язовир „Чудните скали“ на р. Луда Камчия — сеионски флинткови варовици
Тип б	Варовици, пясъчници, конгломерати и техните преходи, редуващи се с мергели, глинести мергели, глинести мергели, глини и тувити. По-слабите скални слоеве се разкриват в дълбочина, пластовете са хоризонтални или почти хоризонтални	Язовир „Ал. Стамболийски“ на р. Росица — баремски варовици, пясъчници и глинести мергели в алтернация	
Тип в	Има същите скални видове както тип б, но по-здравите скални слоеве залягат в дълбочина		Язовир „Аспарухово“ на р. Луда Камчия над с. Аспарухово — еоценовски глинести пясъчници и пясъчници

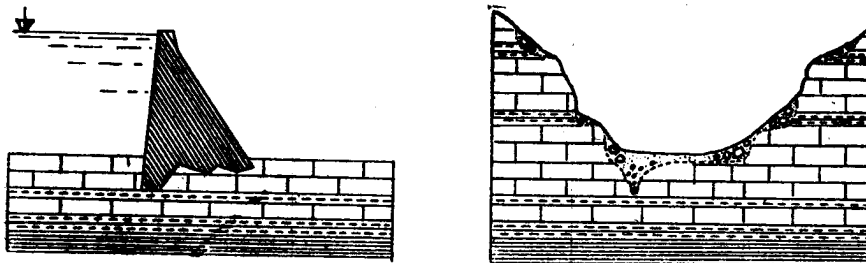
Продължение

Напречен разрез в обсега на язовирната стена	Профил по надлъжната ос на язовирната стена
--	---

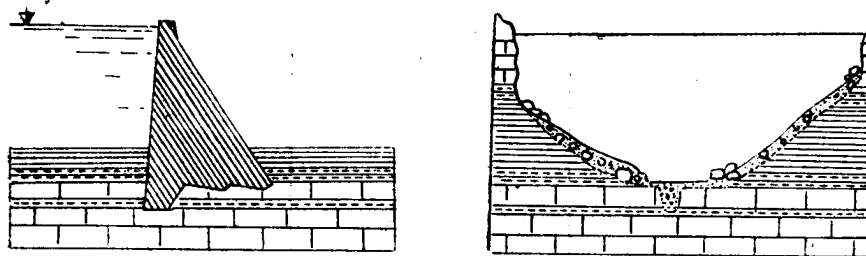
скали
глини, туфити и техните преходи



Фиг. 8—16



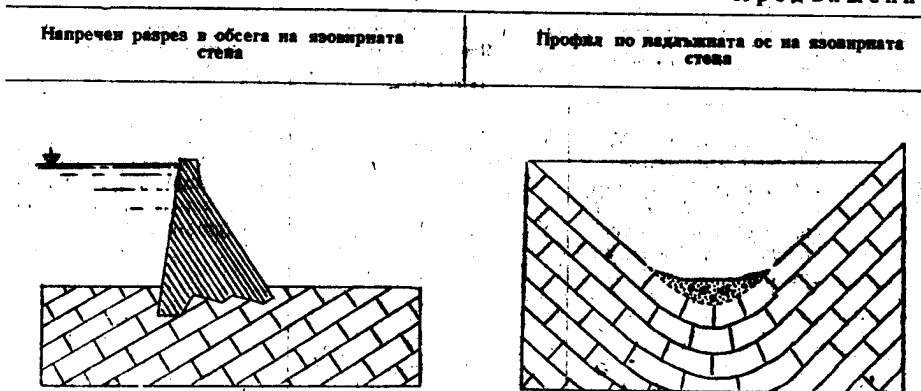
Фиг. 8—17



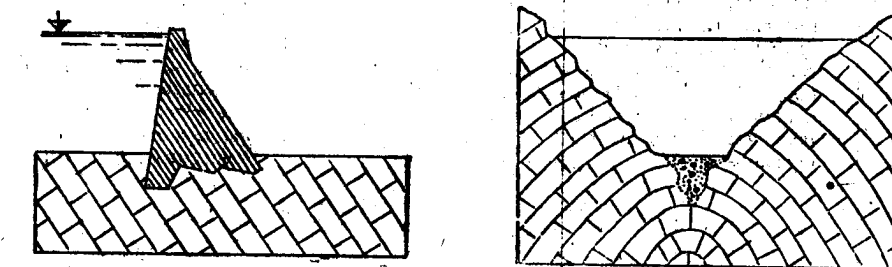
Фиг. 8—18

Тип	Характер на скалите	Язовирни стени у нас в разглежданите типове	
		Изградени	В проект
Тип <i>з</i>	Дислоцирани и едроблоково напукани варовици, пясъчници, конгломерати и техните преходи. Областта на стената попада в обсега на синклинално огъване		Язовир „Асеновец“ край гр. Сливен — триаски варовици
Тип <i>д</i>	Има същите скални видове, както тип <i>з</i> , но областта на стената попада в обсега на антиклинално огъване		Язовир „Проглед“ край гр. Търговище — юрски варовици
Тип <i>е</i>	Има същите скални видове както тип <i>б</i> , но скалните слоеве са дислоцирани и оста на стената попада в обсега на антиклинално (синклинално) бедро		Язовир „Караш“ на р. Малък Искър — аптски варовици, мергели и техните преходи

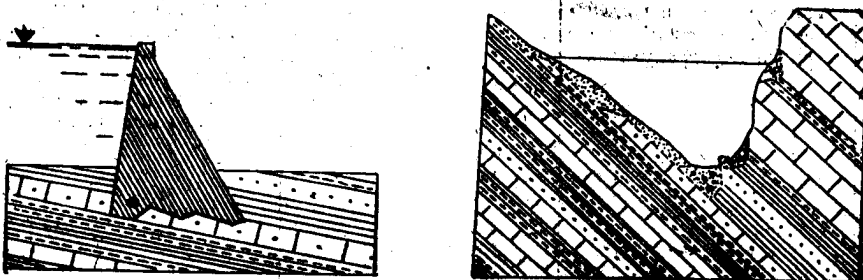
Продължение



Фиг. 8—19



Фиг. 8—20



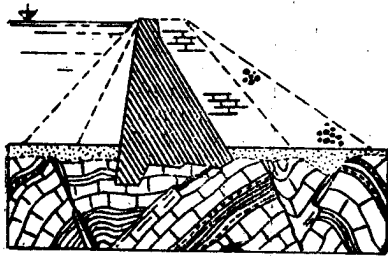
Фиг. 8—21

Тип	Характер на скалите	Язовирни стени у нас в разглежданите типове	
		Изградени	В проект
Тип ж	Варовици, пясъчници, мергели и мергелни глини в редуване помежду си. Скалите са силно обработени тектонски и дълбоко изветрели		Язовир „Своге“ на р. Малък Искър — аптски пясъчници, мергели, глинести мергели и техните преходи
Тип з	Варовици, пясъчници, мергели, глини и техните преходи. Скалите са дислоцирани и дискордантно разположени спрямо други фациално изменчиви и водопрпускливи скали		Язовир „Хвойна“ на р. Асеница, Родопите — речни чакъли, еоценски шисти, пясъчници и конгломерати, разположени дискордантно върху мрамори и гнайси от Родопския кристалин
Тип и	Глини, пясъци и чакъли, фациално изменчиви и силно водопрпускливи		Язовир „Тополяне“, край гр. Димитровград — кватернерни и плиоценски пясъци, глини, пясъчливи глини и други фациално изменчиви отложения

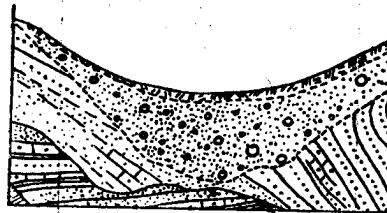
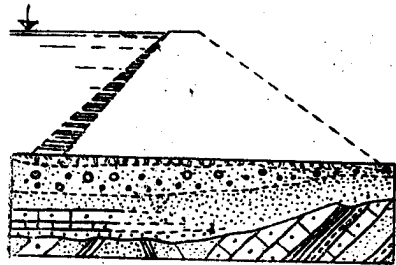
Продължение

Напречен разрез в обсега на изохирната стена

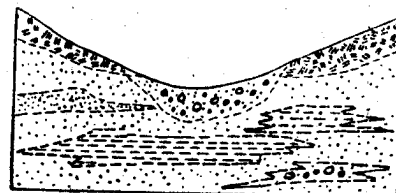
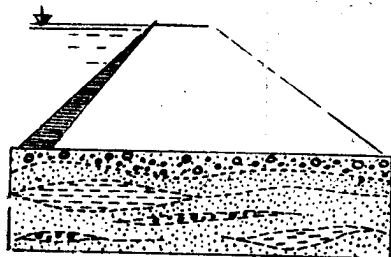
Профил по надлъжната ос на изохирната стена



Фиг. 8—22



Фиг. 8—23



Фиг. 8—24

Тип	Характер на скалите	Язовирни стени у нас в разглежданите типове	
		Изградени	В проект
<i>Смесени скални</i>			
Масивни и седиментни, масивни и метаморфни и седиментни			
Тип а	Ефузивни скали, разлети върху седиментни отложения. Ефузивните скали са контракционно напукани и дислокационно разместени. Седиментните отложения са изстискани		Язовир „Доспат“ на р. Доспат в Родопите — риолити върху олигоценски глинесто-песчливи отложения
Тип б	Седиментни скали, отложени върху масивни скали. Масивните скали са едроблоково напукани и запазени от изветряване	Язовир „Г. Димитров“ (северното язовирно крило) — еоценски конгломерати, пясъци и глинести пясъци със слаба спойка, отложени върху порфирни гранити	
Тип в	Върху тектонски обработени и променени масивни и метаморфни скали се разстигат дислоцирани седиментни отложения. Скалите са дълбоко изветрели	Язовир „Г. Димитров“ (по цялото протежение на стената) — гранитогнайси, порфирни гранити и еоценски отложения, разположени несъгласно помежду си	

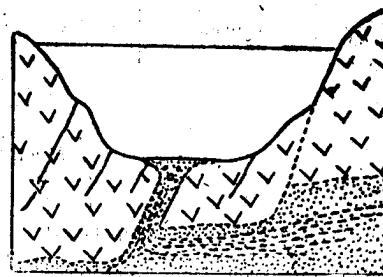
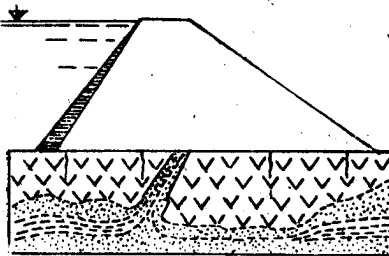
Продължение

Напречен разрез в обсега на изохорната стена

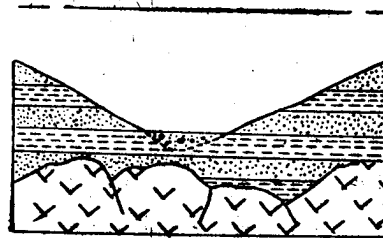
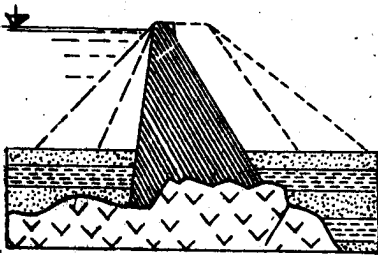
Профил по надлъжната ос на изохорната стена

типове

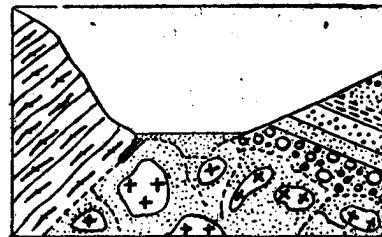
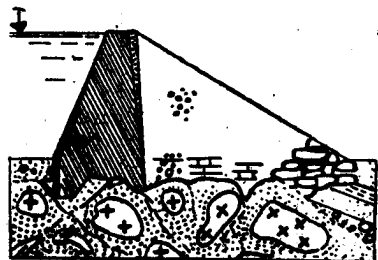
скали във всички техни разновидности и преходи



Фиг. 8—25



Фиг. 8—26



Фиг. 8—27

Таблица 8—5

Пригодност на различните типове язовирни стени към типовете скална основа

Типични видове зялгане на скалите в обсега на основата на язовирните стени	Типове язовирни стени				
	гравитачни		други видове		
	бетонни	каменозидани	наспини	дъгови	контрафорсни

Масивни скали

тип а	пригодна	пригодна	пригодна	пригодна	пригодна
тип б	пригодна	пригодна	пригодна	само в определени случаи	пригодна
тип в	непригодна	пригодна	пригодна	особено непригодна	само в определени случаи
тип г	особено непригодна	само в особени случаи	пригодна	твърде неизгодна	особено непригодна

Метаморфни скали

тип а	пригодна	пригодна	пригодна	пригодна	пригодна
тип б	пригодна	пригодна	пригодна	непригодна само в определени случаи	пригодна
тип в	пригодна	пригодна	пригодна	непригодна само в определени случаи	пригодна
тип г	пригодна само в определени случаи	пригодна	пригодна	непригодна	пригодна
тип д	непригодна	пригодна само в определени случаи	пригодна	особено непригодна	само в особени случаи
тип е	непригодна	непригодна	пригодна	твърде неизгодна	крайно непригодна

Продължение

Типични видове заложване на скалите в обсега на основата на язовирните стени	Типове язовирни стени				
	гравитачни		други видове		
	бетонни	каменозидани	наспини	дъгови	контрафорсни

Седиментни скали

тип а	пригодна	пригодна	непригодна	особено пригодна	пригодна
тип б	пригодна в особени случаи	особено пригодна	пригодна	пригодна в особени случаи	пригодна
тип в	пригодна	пригодна	много пригодна	твърде неизгодна	пригодна в особени случаи
тип г	пригодна	пригодна	непригодна	непригодна	пригодна
тип д	много пригодна	пригодна	непригодна	пригодна	много пригодна
тип е	пригодна в особени случаи	пригодна	в особени случаи	твърде неизгодна	пригодна в особени случаи
тип ж	непригодна	пригодна в особени случаи	пригодна	твърде неизгодна	непригодна
тип з	непригодна	непригодна	много пригодна	твърде неизгодна	твърде неизгодна
тип и	пригодна само за насипна язовирна стена				

Смесени скални типове

тип а	пригодна в особени случаи	пригодна	пригодна	непригодна	пригодна в особени случаи
тип б	пригодна	непригодна	пригодна	твърде неизгодна	непригодна
тип в	непригодна	непригодна	непригодна	твърде неизгодна	непригодна

Скална основа тип в съгласно с геоложките условия на терена може да се използва с успех за фундиране на смесен тип язовирни стени. Такъв смесен тип язовирна стена представлява построенят у нас язовир Георги Димитров. (Този тип е подобен на типа на стената Шинг-Муи, застроена за водоснабдяване на гр. Хонг-Конг, Китай.

Таблица 8—6

Примери за вида и характера на скалната основа, върху която са изградени различни типове язовирни стени извън България

Наименование на язовирната стена	Тип и височина, м	Скална основа	Характерни геоложки особености и срещнати трудности от геолошко естество
<i>Борт</i> Франция	Тънка дъга $h=120$	Гнайси и слюдени шисти	Силни свличания в обсега на шистите в левия бряг. Движенията са били спрени с изкуствени мероприятия
<i>Бин ел Уиданк</i> Мароко	Дъга $h=130,5$	Юрски доломитни варовици в смяна с мергелни прослойки	Стената е била проучена всестранно в геолошко отношение с помощта на 3000 м сондажи и затова при изграждането не е имало усложнения
<i>Бляк кенън дем</i> САЩ	$h=61$	Базалти	От геолошко гледище е застроена успешно
<i>Булдер дем</i> САЩ	Гравитачна в дъга	Андезитни туфовни брекчии	Неудачно инжектирана
<i>Бу Ханифа</i> Алжир	Каменно-наспина $h=50$	Миоценски (понтски) пещъчливо-глинести наслаги	Големи свличания в терциерните мергели вследствие подсичането им при направата на изкопите за фундаране
<i>Бъл ръм дем</i> САЩ	$h=61$	Базалти	От геолошко гледище е застроена успешно
<i>Бузе</i> Франция	—	Мергели и глинести варовици	Претърпяла авария
<i>Бубот</i> Франция	—	Ургонски окарстени варовици	Имало е големи водни загуби през карстовите полета. Борбата с карста е била водена чрез закриването на окарстените варовици с тънка стоманоторкетна покривка
<i>Вегитал</i> Швейцария	Бетонна гравитачна $h=110$	Хотривски силно силикатизирани варовици	Имало е значителни затруднения при инжектирането
<i>Герлендан</i> Франция	Бетонна гравитачна $h=54$	Огънати и дислоцирани ордовикски кварцшисти	От геолошко гледище е застроена успешно
<i>Глемо</i> Италия	Контрафорсна в много дъги $h=50$	Серпентинити	Срутила се внезапно на 1. XII. 1923 г. вследствие рязко понижение на качествата на скалната основа
<i>Гриб</i> Алжир		Хелветски глини, мергели и пещъчливо глини	При оформянето на строителния изкоп са се получили силни раздвижвания в глинесто-мергелните слоеве. Укрепването им е било извършено чрез дририране (водоотдаване 16 л/сек)

Продължение

Наименование на язовирната стена	Тип и височина, м	Скална основа	Характерни геоложки особености и срещати трудности от геоложко естество
<i>Гричзел</i> Швейцария	Бетонна гравитачна	Гранити, силно напукани	При инжектирането се е получило значително поглъщане на цимент
<i>Диксенс</i> Швейцария	Бетонна облекчена $h=87$	Здрави амфиболити и хлоритови гнайси	Значителни изкопи: в обсега на лявото язовирно крило до 8 м, в дясното — до 30 м, а в коритото на реката до 41 м
<i>Егюзон</i> Франция	Гравитачна в дъга $h=61$	Компактни амфиболити	От геоложко гледище без особен труднения
<i>Жардежас</i> Алжир	Гравитачна $h=37,5$	Олигоценски глинни, приабонски мергели и лютески варовици	При направата на строителния изкоп терциерните глинесто-песъчливи и мергелни слоеве са били подсечени и придвижени. Движението е било свързано чрез изкуствени съоръжения
<i>Ешл Данибал</i> Франция	Дъгова $h=21$	Еоценски варовици в редуване с шисти и брекчии	Наносите в коритото на реката, мощни 42 м, не са били иззети. Стената е била фундирана чрез дъгово преместване над алувиалните наслаги
<i>Женисиа</i> Франция	Гравитачна бетонна, леко в дъга $h=103,7$	Ургонски окарстени варовици	Имало е големи затруднения при уплътняването и инжектирането
<i>Кастело до Боду</i> Португалия	Гравитачна бетонна в дъга $h=115$	Филитизирани слюдени шисти, окварчени	Имало е големи затруднения при инжектирането на скалните пукнатини с цимент
<i>Кастийон</i> Франция	Дъгова, тънка $h=95$	Юрски окарстени варовици	Имало е значителни затруднения при уплътняването
<i>Лаво Желад</i> Франция	Земнона-сипна $h=22$	Грусиран гранит	Борбата с филтрацията е била водена чрез инжектиране на цимент, мергелна глина и глина (бентонит)
<i>Лапалис</i> Франция	Тънка дъгова $h=55$	Базалти, разлети върху гранит	От геоложко гледище без затруднения
<i>Льогаж</i> Франция	Тънка дъгова $h=37,5$	Базалти, разлети върху гранит	Без трудности от геоложко естество
<i>Марез</i> Франция	Дъгова $h=90$	Здрави гранити	От геоложко гледище е застроена крайно удачно
<i>Моаола</i> Италия	Земнона-сипна $h=40$	Езерни глинни и моренни наслаги	Без особен затруднения

Продължение

Наименование на язовирната стена	Тип и височина, м	Скална основа	Характерни геоложки особености и срещнати трудности от геолошко естество
<i>Муро Лукано</i> Италия	Дъгова $h=24$	Ургонски окарстени и напукани варовици	Карстовата област около язовирната стена с квадратура от около 40 000 м ² е била изцяло покрита с тънка стоманоторкретна покривка
<i>Порт Дюфиер</i> Франция	Гравитачна бетонна $h=58$	Юрски варовици (коралов фацис)	Ценен пример като крайно удачно застроена висока язовирна стена без уплътнителна циментационна завеса
<i>Пит Ривер дем</i> САЩ	$l=34$	Базалти	От геолошко естество е удачно застроена
<i>Рейнтор на р. Лоара</i> Франция	—	Базалти и гранити	От геолошко естество е удачно застроена
<i>Санта Лучия</i> Португалия	$h=75$	Ордовикски кварцити	Пример за висока стена, изградена успешно върху едни от най-старите геоложки седименти
<i>Санта Джустина</i> Италия	Дъгова $h=152$	Доломитни варовици в хоризонтален пласторед	Пример за висока дъгова стена, построена върху карбонатни отложения, и то в хоризонтален пласторед с малки мощности на отделните доломитни слоеве. Дълбочина на завесата 200 м, изградена от четири, разположени един над друг редове
<i>Саранс</i> Франция	Гравитачна бетонна $h=110$	Едроблоково напукани гранити	Имало е големи затруднения при циментацията. Поглъщане на цимент 240 кг на линеен метър от сондаж. Всичко $Q=687$ т
<i>Соте</i> Франция	Дъгова	Ляски варовици в редуване с мергелни шисти, хоризонтални	Имало е трудности при фундаране на язовирните крила
<i>Тин</i> Франция	Тънка дъгова $h=180$	Горнотриаски кварцити	От геолошко естество без особени затруднения
<i>Тирзо</i> о-в Сардиния	Дъгова контрафорсна	Трахити и техните туфи	
<i>Уед Фодда</i> Алжир	Гравитачна бетонна $h=100$	Юрски варовици	Без особени затруднения при фундарането
<i>Форс</i> САЩ	Проектирана бетонна с $h=150$ м, но изпълнена като земонасипна	Гнайси и слюдени шисти, процепени от интрузивни жилни скали	През време на строителството са се отцепили и обрушили големи скални маси. Тяхното укрепване е било технически невъзможно. По тия причини стената е била изоставена и впоследствие изградена като земонасипна с намалена височина

Продължение

Наименование на язовирната стена	Тип и височина, м	Скална основа	Характерни геоложки особености и срещнати трудности от геоложко естество
Чикаманга САЩ	—	Варовици, силно разбити в речното корито	Извършени са били специални мероприятия за фундаране — изкуствен фундамент, стоящ на бетонни анкери
Шаме Франция	$h=17$	Силно изветрели гранити	Фундаментите на стената са били заложи на 20 м дълбочина. Филтрацията е била елиминирана чрез направата на понур от трамбован грусиран гранит с покривка от слабоармиран бетон над него
Шамбон Романи Франция	Гравитачна бетонна $h=133$	Изветрели гнайси, богати на кварц	Мощни речни наноси. Дълбочина на фундаране в коритото на реката минимум 20 м, максимум 44 м
Цербино Италия	Гравитачна бетонна в дъга	Серпентинити	Разрушена на 13. VIII 1935 г. вследствие преливане и подмиване на крилата
Хол Бер д'ем САЩ	Гравитачна бетонна	Окарстени варовици	Този язовир не е бил проучван в геоложко отношение и представлява американската „Камараза“. Първоначално от карстовите зони са изтичали около 14 000 л/сек. вода, която загуба е била намалена до 500 л/сек. По проект стената е трябвало да се застрои за около 3 000 000 долара, но поради усложнените геоложки условия, които не са били познати предварително, построяването на стената е струвало 11 500 000 долара

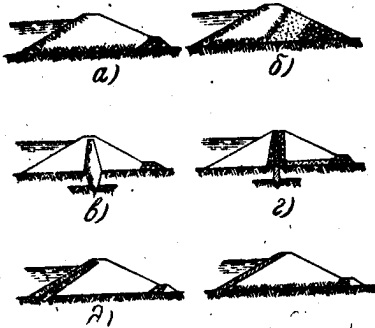
8. ЗЕМНОНАСИПНИ СТЕНИ

Земнонасипните стени се строят предимно в случаите, когато в определения створ за язовирната стена скалите са значително водопропускливи, по-слабо товароспособни, покрити от мощни алувиални наноси или районът е силно сеизмичен и тектонски обработен. Такива стени се строят и върху здрава скална основа, когато близо до язовира има достатъчно и качествени материали за земнонасипна стена и тя се явява по-икономична от другите типове язовирни стени. Земнонасипният тип стена се налага и когато основата за фундаране в определения за язовирната стена створ се характеризира с неравномерно слягане (в случаите на тектонска нарушеност или хоризонтално разчленение в скалния пласторед).

Инженерногеоложките проучвания за земнонасипните стени се провеждат по общата методика за проучване на язовирна стена. Основният въпрос в случая е да се установи своевременно, още в първия стадий на проектирането, качеството (пригодността) на материала за изграждането на такъв тип стена. От своя страна земнонасипните стени не могат да се полагат върху склонове, които са по-стръмни от 1:1,5. Желателно е този наклон да е още по-малък.

а) Видове земнонасипни стени

Земнонасипните язовирни стени могат да се поделят по следния начин:
 А. В зависимост от материала за стената и конструкцията на напречния профил
 I. Еднородни, изградени от сравнително еднороден материал — пясъчлива глина, пясък, глинест пясък (фиг. 8—28, а).



Фиг. 8—28. Видове земнонасипни стени

II. Смесени, състоят се от каменнонасипни участъци и участъци, изградени от разнородни глинесто-пясъчливи материали (фиг. 8—28, б).
 III. Стени с ядро от глинест материал (фиг. 8—28, в).
 IV. Стени с твърда диафрагма от бетон, железобетон, метал и др. (фиг. 8—28, г).
 V. Стени с пластичен екран от глина или пясъчлива глина (фиг. 8—28, д).
 VI. Стени с твърд екран от бетон, железобетон, метал, дърво и др. (фиг. 8—28, е).

Б. По начина на изграждане:
 I. Насипни уплътнени — изграждат се от глинесто-пясъчлив материал чрез насипване на строителния материал, след което той се трамбува.

II. Намивни — изграждат се от пясъчливи материали, които се полагат на мястото на стената с помощта на хидромеханизация.
 III. Полунамивни — също се изграждат предимно от пясъчливи материали, които се насипват на мястото на стената и след това се уплътняват с помощта на вода, която отмива глинестата фракция.
 Поради своето естество земнонасипните стени се строят глухи — при тях не се допуска преливане на язовирните води.
 Избирането на типа на проектираната земнонасипна стена става главно въз основа на геоложките и хидрогеоложките условия в основата на стената. Окончателният избор от възможните типове се прави в зависимост от наличието на намиращите се най-близко качествени материали.

б) Подготовка за фундиране

Практически земнонасипните стени се строят върху всякакъв вид основа. Те се фундират без особени изисквания. Подготовката за тяхното фундиране се изразява само в изземване на почвения слой и изчистване на всички растителни остатъци.

В случаите, когато скалите в основата са водопрopusкливи и има изгледи за значителна загуба на вода, насипните стени се изграждат със зъб, който се спуска до лежащите отдолу водонепропускливи скали. В случай че това не е изгодно към стената, се устройва противофилтрационен понур, с който се удължава пътят на филтрацията.

в) Изисквания към нескалните основи за фундиране

В случаите на фундиране на язовирна стена върху полускални и нескални видове те трябва да отговарят на следните изисквания:

- а) по възможност да са еднородни и да няма лесноразтворими пластове;
- б) да са достатъчно водоустойчиви, трудноразтворими и неразмекващи се. Най-неблагоприятно е присъствието на пластове или спойка от гипс, анхидрид или каменна сол, които са лесно податливи на разтваряне и изнасяне от общата скална задруга;
- в) да не съдържат по-слаби прослойки, по които евентуално да стане поддължаване на част от основата на стената;
- г) да са достатъчно товароспособни.

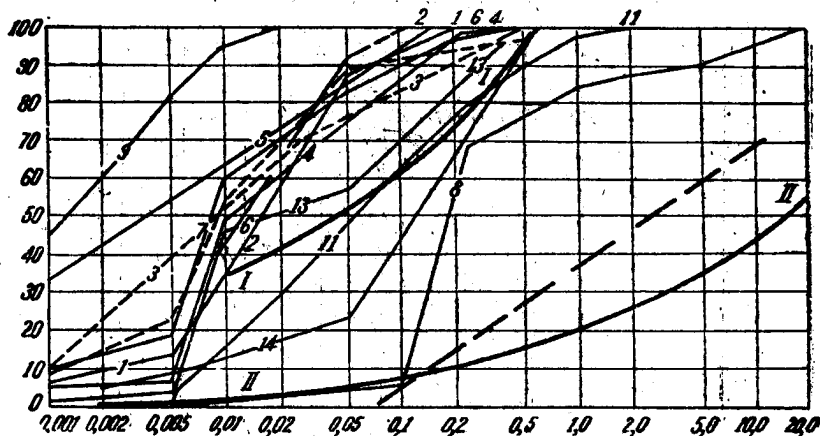
г) Строителни материали за земнонасипни стени

При проектирането на даден вид земнонасипна стена на първо място стои въпросът за наличието на подходящ качествен материал. Качеството и количеството на материала и разстоянието до карьерата са главни фактори при определяне на типа на земнонасипната стена.

За изграждането на земнонасипните стени се употребяват глинни, пясъчливи глинни, пясъци, баластра и др.

Глинесто-пясъчливите материали, които се използват за еднородни земнонасипни стени, трябва да отговарят на високи изисквания по отношение на водопроницаемостта, водоустойчивостта, вътрешното триене и сцеплението. Те трябва също да се поддават на добро уплътняване. За еднородни стени от пясъчливи глинни най-подходящ е материалът, в който съдържанието на глинестите частици ($< 0,005$ мм) се движи в границите от 10 до 25%. Най-добре се уплътняват пясъчливите глинни, които имат коефициент на еднородност $\frac{d_{60}}{d_{10}} \geq 30 \div 100$ при $d_{10} \leq 0,065$ мм. Те не бива да съдържат водноразтворими примеси повече от 2% и органически вещества повече от 1%. Материали с коефициент на еднородност $< 5 \div 10$ не се поддават на добро уплътняване, характеризират се с голяма поръзност и не се препоръчват за направа на еднородна стена.

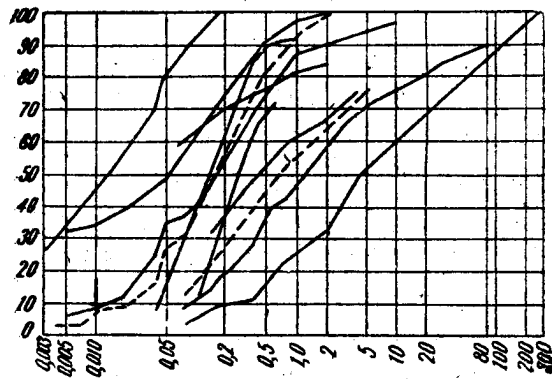
При оценяването на пригодността на строителните материали за различните видове земнонасипни стени се използва предложеният график от Ч. Лв (фиг. 8—29) чрез пределните криви I и II.



Фиг. 8—29. Криви на зърнометричния състав на изградени в чужбина насипни стени:

1 — тип I, височина около 17 м, трамбована; 2 — тип I, височина около 30 м, трамбована; 3 — тип II, височина около 23 м, една част от стената е трамбована, друга изградена по „мокрят“ метод; 4 — тип V, смесена височина 21 м, екранът е трамбован; 5 — тип I, висока около 16 м, трамбована; 6 — тип I, висока около 30 м, трамбована; 7 — тип I, висока около 16 м, трамбована; 8 — тип IV, висока около 10 м, трамбована; 9 — тип V, смесена, висока около 15 м, екранът е трамбован; 10 — тип I, височина около 14 м, трамбована; 11 — тип I, височина около 6 м; 12 — тип I, височина около 20 м, трамбована; 13 — тип V (смесена), височина около 20 м, екранът е трамбован; 14 — тип V, височина около 20 м, екранът е трамбован

Пясъчливите глинни са подходящ материал за изграждане на всички типове земнонасипни стени. Когато глинестата фракция е в по-големи количества и зърнометричните криви попадат вляво от крива I, тези материали са по-подходящи за направата на ядро, екран, зъб или понур за язовирната стена. Материалите, чиито зърнометрични криви попадат вдясно от крива II, се характеризират с по-голяма водопроницаемост.



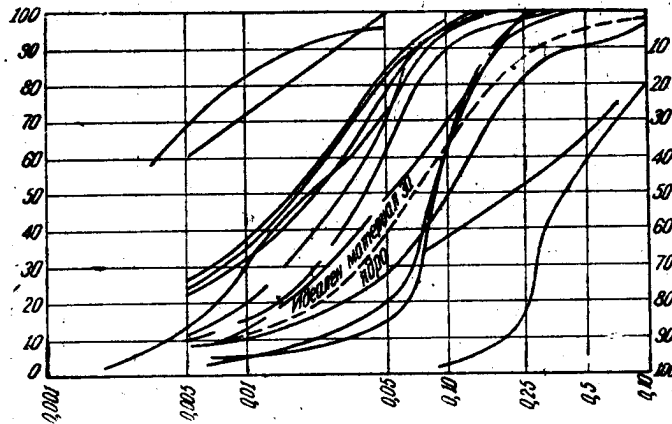
Фиг. 8—30. Зърнометрични криви на материали, употребени за наливни и полуналивни стени

поради което изградените стени от такива материали се правят с екран или диафрагма. Такива материали се употребяват за изграждане на стената в участъка откъм сухата страна.

При строежа на земнонасипните стени глините се употребяват главно там, където трябва да се получи добро уплътняване и да се предотвратят възможностите за създаване на условия за филтрация. При това строителство се употребява и пясък било в тялото на стената в зависимост от типа на последната, било за специални съоръжения. Пясъкът, който се употребява за направа на обратен филтър, не трябва да

съдържа глинести и прахови частици повече от 3 до 5% (по тегло).

На фиг. 8—30 и 8—31 са дадени данни за зърнометричния състав на материал, употребен при построяването на наливни и полуналивни стени.



Фиг. 8—31. Криви на зърнометричния състав на материали за ядра в наливни и полуналивни язовирни стени

д) Основни показатели на строителните материали за земнонасипните стени

За цялостното охарактеризиране на строителните материали по време на проучването се изясняват следните физикомеханични показатели:

- 1) зърнометричен състав,
- 2) обемно и специфично тегло,
- 3) порьозност и влажност в ненарушено състояние,
- 4) компресионни свойства,
- 5) максимално уплътняване при оптимална влажност,

- 6) коефициент на триене и сцепление,
 7) коефициент на филтрация в естествено състояние и при проектираното уплътнено състояние,
 8) пластичност,
 9) капиллярност при проектираното уплътняване,
 10) съдържание на водноразтворими соли и органически вещества.
- Исследванията се правят предимно с ненарушени проби. Филтрационните свойства на строителния материал за стената се установяват на място — в самата карьера и в лабораторията.

Таблица 8—7

Оптимална влажност за уплътняване на неспоеени материали

Видове строителни почви	Оптимална влажност, %
Пясъчни	8—12
Песъчливо-глинести	9—14
Глинесто-песъчливи	12—20
Прахови	16—22
Глинести	20—25

Таблица 8—8

Причини за разрушаването на 100 земнонасищни стени, предимно в Америка (по Джастин)

Причини за разрушаване	Брой
Преливане през стената	39
Филтрация по тръбопроводи, поставени в тялото на стената	19
Друга филтрация	29
Свличане на земни маси от стената	5
Разни причини	4
Неустановени причини	4

Б. ХИДРОТЕХНИЧЕСКИ ТУНЕЛИ

Планинският характер и сравнително неголемите водни оттоци на реките в нашата страна налагат да се изграждат за хидротехническото строителство доста и при това дълги деривационни тунели. Ето защо това строителство у нас придобива характер повече на тунелно строителство. С такъв характер са нашите най-големи хидротехнически обекти, като изградените хидровъзли Сталин, Г. Димитров, строящия се Баташки водносилов път и проектираните каскади Доспат-Девин-Кричим, Среден Искър и др.

Като подземни съоръжения хидротехническите тунели са тясно свързани с геологията на района, в който се проектират и строят. Инженерногеоложките условия са диктуващият фактор както при избора на трасето, така и при определяне типа на профила и конструкцията на тунелната облицовка.

За цялостното изясняване на многообразните природни условия при инженерно-геоложките проучвания за тунелното строителство се разглеждат следните въпроси:

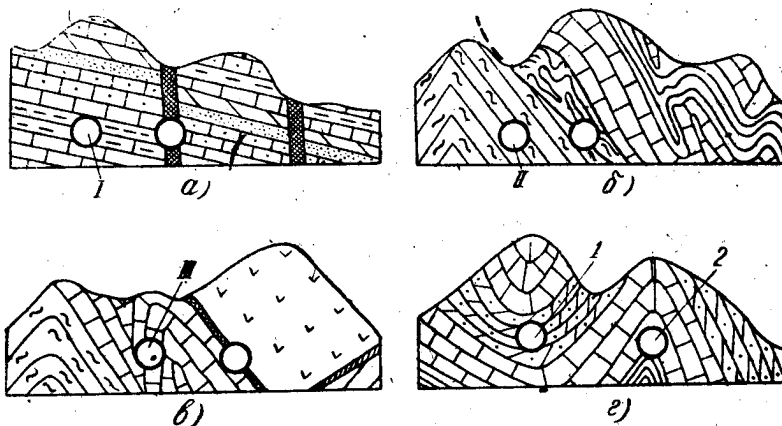
- 1) геолого-литоложки характер на района,
- 2) тектонска обработка на района,
- 3) водоносност на скалите и химизъм на подземните и тунелните води,
- 4) геоморфоложки особености на района,
- 5) физико-геоложки условия и устойчивост на планинския масив,
- 6) физическо състояние и геотехнически свойства на скалите,
- 7) прогноза за планинския ятаск,
- 8) геотермични условия в района,
- 9) наличие на подземни газове,

- 10) податливост на скалите към излишни надработки при пробива на тунела,
11) естествени строителни материали.

Трудностите при изграждането на един тунел се явяват главно във връзка с тектонската обработка на района. Особено тежки са случаите, когато оста на тунела попада надлъжно в разсед или в чело на навлак.

В разседните зони скалите са смачкани, стрити, почти винаги водоносни и изобщо със силно понижени геотехнически показатели. В тях са налице всички условия за проявяване на голям планински натиск и обрушвания със значителни размери. Важен утежняващ фактор е и водата, която е акумулирана в тектонски стритата зона и се явява по време на направата на тунела.

На фиг. 8—32 са дадени случаи на правилно и неправилно прокарване на тунели в тектонски обработени масиви.



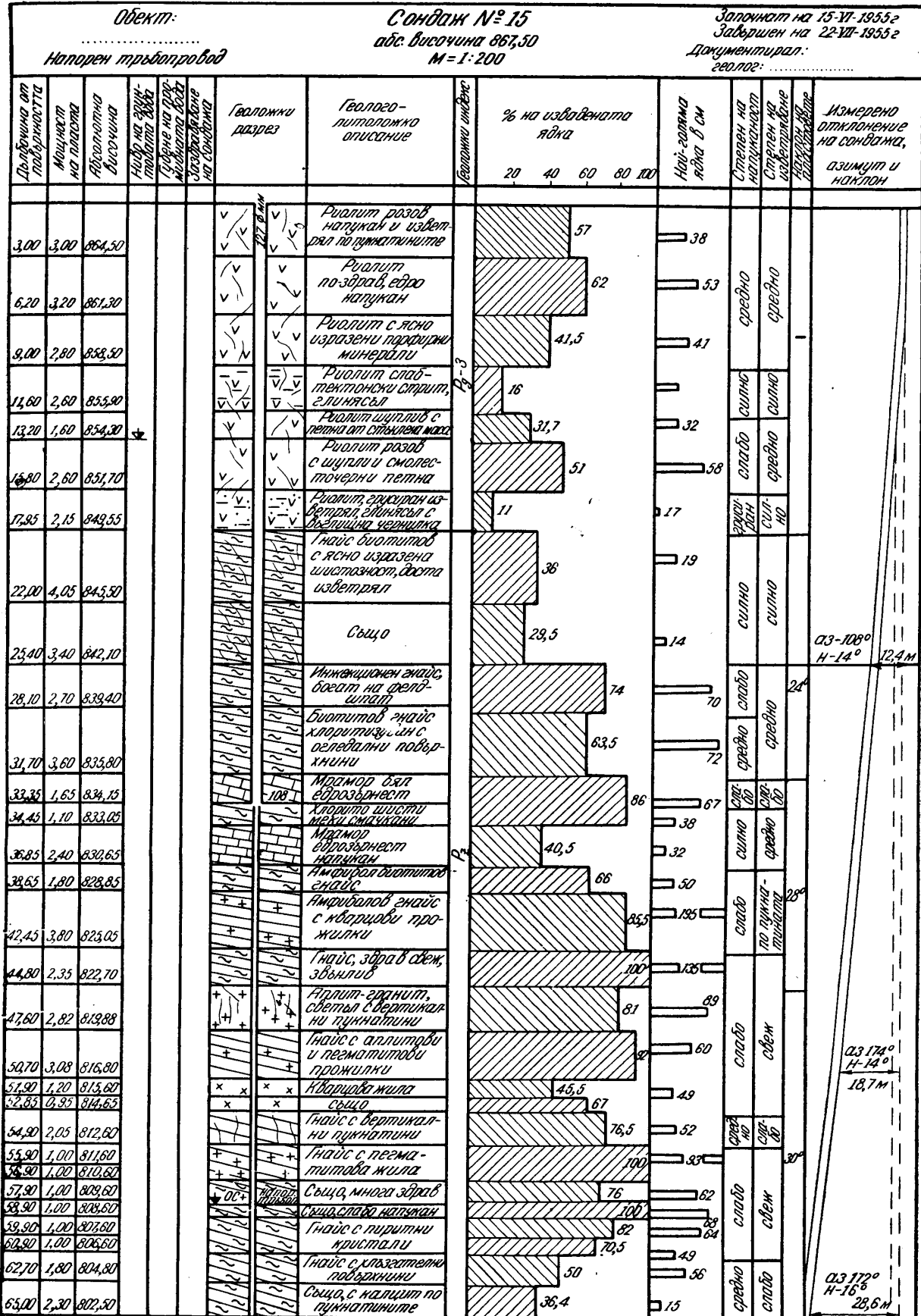
Фиг. 8—32. а) Оста на тунела съпада с простиранието на тектонски разсед. б) Оста на тунела минава в челото на тектонски навлак. в) Тунелът попада в контактна зона между ефузивни и метаморфни скали. г) Оста на тунела съпада със: 1) оста на синклинала и 2) оста на антиклинала. I, II и III — правилно избрано трасе в тектонски обработен масив

Твърде неблагоприятни инженерногеоложки условия за прокарване на тунели предлагат контактните зони, особено тези между скални формации с различна възраст (фиг. 8—32, в), и навлачните повърхности (фиг. 8—32, б). И в единия, и в другия случай, ако оста на тунела съпада с посоката на разпространение на тези зони, проектираното трасе трябва да се изостави и да се замени с обходно.

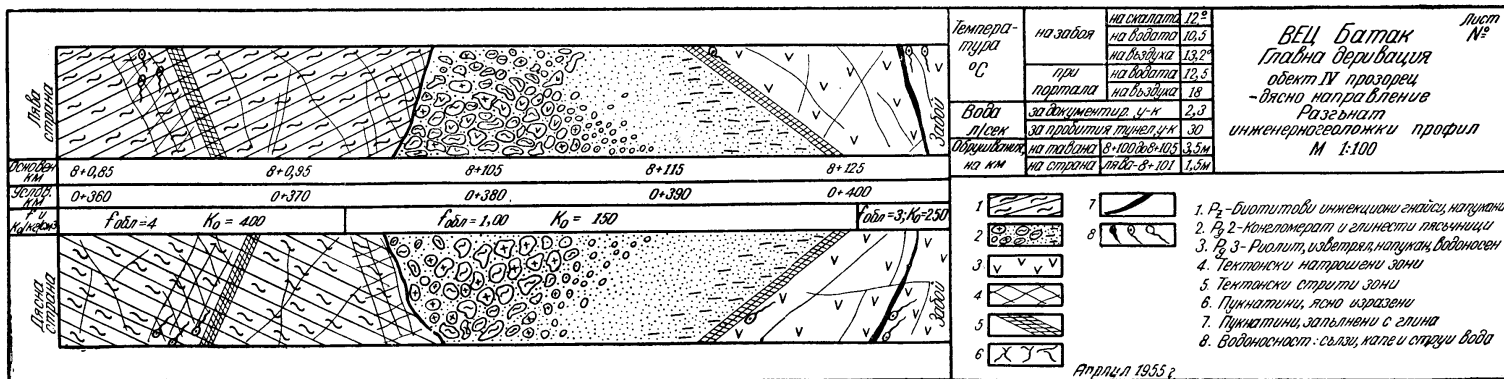
При пликвативни структури условията се утежняват, когато тунелът минава успоредно на простиранието на скалните пластове. В този случай се създават условия за проява на едностранен планински натиск. При прокарване на тунел по оста на синклинала (фиг. 8—32, г) има условия за двустранен планински натиск и поява на повече вода, а по оста на антиклинала тези възможности са по-малки.

Ако се наложи въпреки установяването на разседни и контактни зони и навлачни повърхнини в един район да се прокара деривационен тунел и тези зони не могат да се избягнат, оста на тунела трябва да се насочи перпендикулярно на разпространението на споменатите зони.

Върху скоростта на пробивните работи и стойността на тунела не малко влияние оказва и водонаситеността на скалите. Водата пречи особено много в тунелните участъци, които се работят с обратен наклон. Пробивът на тунела се затруднява вече значително при дебит на водата повече от 20—30 л/сек.



Фиг. 8 — 33



Фиг. 8—34. Показан инженерногеоложки профил за документация на хидротехнически тунел

Таблица 8—9

Водоносност на някои скални видове в България, през които са прокарани деривационни тунели

Обект	Дължина на тунелния участък, м	Скален вид	Тектонска нарушеност	Тип на водата	Дебит	
					за участъка, л/сек.	за 1 л. м тунел, л/сек.
ВЕЦ Пасарел	450	Биотитов гнайс	Силно на- трошен	пукнатинна	5	0,010
ВЕЦ Кокаляне	1000	Зелени шисти	Напукани и отново споени	" "	3	0,003 няма
ВЕЦ Бели Искър	300 380	Гранит Гранит	Здрав Слабо на- пукан	" " пукнатинна	2	0,050
ВЕЦ Батак	а) 1000	Кристалинни шисти	Със стрити зони	" "	70	0,070
	б) 2700		Без разседни зони	" "	6	0,002
	в) 600	Риолит	Тектонски обработен	" "	60	0,100
	г) 1000	Риолит	Без стрити зони	" "	10	0,010
ВЕЦ Пещера	а) 1000	Кристалинни шисти	С малки раз- седни прояви	" "	6	0,006
	б) 1400		С наличие на разседни зони	" "	5	0,0035

1. ГЕОТЕХНИЧЕСКИ СВОЙСТВА НА СКАЛИТЕ

От тези свойства на скалите за тунелното строителство от съществено значение са коефициентът на якост на скалата f , твърдостта на скалата, скоростта на пробивност, категорията, коефициентът на еластичния отпор K и еластичният модул E .

Стойностите на геотехническите показатели са в тясна зависимост от естествените природни условия, при които се намира скалният вид. Те са различни даже за еднакви в петрографско отношение скални типове от различни находища. За нуждите на техническия и работния проект за тези показатели се използват стойностите, получени от лабораторните и полски изследвания.

Коефициент на якост (коефициент на Протодяконов)

Коефициентът на якост f ориентировъчно е равен на $1/100$ от якостта на натиск

$$f = \frac{R_{CP}}{100},$$

където R е средна якост на скалата в $\text{кг}/\text{см}^2$.

2. ОПРЕДЕЛЯНЕ КАТЕГОРИЯТА НА СКАЛАТА

Практически категорията на скалата се определя чрез опитно пробиване и хронометриране при производствената работа.

Пробиването на дупките при опита се провежда с калени стоманени бургии тип звездовидни или победитови (армирани) бургии с размери на главата 30 мм, с лек пистолеет (16,5—17 кг) и налягане на въздуха в пистолета 4,5 атм. При така проведенния опит категорията се определя по таблица 8—10.

Таблица 8-10

Класификация на скалите по категории за тунелното пробиване

Категория на скалите	Общо охарактеризиране на скалите	Наименование на скалите	Средно обемно тегло на скалата в плътно тяло при естествена влажност	Временно съпротивление при натиск в кг/см ²	Време за чисто въртене на 1 л.м в минути, с лек пистолет при:		Начин на разработване и инструменти	Коефициент на якост по Протоколов /	Ъгъл на вътрешното тръене в градуси
					перфораторно пробиване с лобовата бургия 30 мм и налягане 4,5 атм.	перфораторно пробиване с маслена звездовидна бургия 30 мм и налягане 4,5 атм.			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
I	Неустойчиви	Пясък	1500	—	—	—	Ръчно с обикновена лопата	0,3	9—27°
		Глинещ пясък	1600	—	—	—			
		Плуващи пясъци	1500	—	—	—			
		Растителен слой	1200	—	—	—			
		Песъчлива лека глина	1500	—	—	—			
Торф	600	—	—	—	—				
II		Леки и льосовидни песъчливи глини	1600	—	—	—	С обикновена ръчна лопата и незначително използване на кирка	0,3—0,5	27—30°
		Льос рохкав, меки почви	1600	—	—	—			
		Чакъл, рохкав, дребен с диаметър на зърната до 15 мм	1700	—	—	—			
		Растителна почва, плътна с корени от тревни	1400	—	—	—			
		Торф и растителна почва с корени до 30 мм в диаметър	1100	—	—	—			
		Пясък и растителни почви, смесени със скални късове и чакъл	1650	—	—	—			
		Улегнали се насипи с примес от чакъл и отломъчни скални късове	1700	—	—	—			
		Пясък глинещ с чакъл	1900	—	—	—			

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
III	Слаби	Глина мазна	1800	—	—	—	С обикновена лопата, лизгар, напълно използване на кирка и частично на лостове	0,5—0,6	30—32°
		Глина пясъчлива, тежка	1750	—	—	—			
		Чакъл, баластра и трошен чакъл с диаметър на зърната 15—40 мм	1750	—	—	—			
		Лъс сух или с естествена влажност, примесен с чакъл и баластра	1800	—	—	—			
		Почвен слой с растителни корени с диаметър 30 мм	1400	—	—	—			
Глина пясъчлива с чакъл и скални късове	1900	—	—	—					
IV		Глина, тежка, твърда и сбита, работи се на отломъци	1950	—	—	—	С лизгар, напълно използване на кирки и лостове и частично използване (30%) на клинове и чукове	0,6—0,8	35°
		Мазна глина и тежка пясъчлива глина и двата вида, примесени с 10% чакъл и камъни с тегло до 25 кг	1950	—	—	—			
		Глина моренна с 10% валуни с тегло до 50 кг	2000	—	—	—			
		Глина шистозна	2000	—	—	—			
		Чакъл едър с размери 90 мм, чист или примесен с камъни с тегло до 10 кг	1950	—	—	—			
		Шлака металургическа, неизветряла	1500	—	—	—			
		Лъс, плътен и твърд	1800	—	—	—			
		Мергел мек и варовита глина	1900	—	—	—			
		Сбит едрозърнест пясък и сбита чакъл	1800	—	—	—			

Продължение

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
V	Средно здрави	Почва втвърдена, богата на соли Мергел, мек, слаб Лиски мергелни Въглища кафяви Конгломерат, слабо споен Гипс	1800 1900 1800 1200 2200 2200	— — — — — —	— — — — — —	3,5	Ръчно с помощта на лостове или кирки, пневматични лопати, къртачи, двайни чукове и отчасти с взривяване	0,8—1,0	40°
VI		Туф, запазен, варовик мек, поръозен, черупчест Креда плътна Антрацит Шисти и гнайси изветрели, смачкани и стрити Мергел със средна якост	1100 2600 1500 2700 2300	100—150	— — — — —	4,0	С боен чук за откъртане, къртач, кирка и лопати и взривяване	1,0—1,5	45°
VII		Конгломерат от седиментни скали с варовита спойка Пясъчник глинест, изветрял, силно напукан Мергел здрав Шисти глинести, здрави Риолит изветрял Шисти, доста изветрели	2200 2200 2500 2800 2300 2500	150—200	—	6,0	С чукове за откъртане, къртач и взривяване	1,5—2,0	60°
VIII		Гранит трошлив (грусиран) Варовит мергел плътен Глинест пясъчник Шисти слюдени и пясъчливи Анхидрит Конгломерат, средно здрав, мек	2300 2300 2200 2300 2900 2300	200—300	6,8	8,5	С къртач и чрез взривяване	2—3	65°

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
IX		Гранит, гнайс, сиенит — меки, силно изветрели	2500	300—400	8,5	11,5	Също	3—4	70°
		Варовик плътен	2500						
		Конгломерат от седиментни скали със силициева спойка	2500						
		Пясъчник	2600						
		Шисти, пясъчливо-варовити	2500						
Магнезит	3000								
X		Доломит, варовик и мрамор, задоволително здрави	2700	400—700	10,0	15,0	Също	4—7	70°
		Пясъчник плътен с варовита спойка	2600						
		Шисти пясъчливи, здрави	2600						
		Риолит средно здрав	2400						
XI	Здрави	Гранит едрозърнест	2800	700—1000	11,2	18,5	Чрез взривяване, в изключителни случаи с къртач	7—10	72°30'
		Доломит и мрамор, твърде здрави	2900						
		Конгломерат от интрузивни скали с варовита спойка	2800						
		Пясъчник, здрав със силициева спойка	2700						
		Сиенит едрозърнест	2700						
		Слюдени шисти	2600						
		Риолит здрав	2450						
XII		Пясъчник, много здрав	2700	1000-1200	12,2	22,0	Чрез взривяване	10—12	75°
		Гранит едрозърнест, здрав	2700						
		Андезит и базалт, слабо изветрели	2700						
		Биотитов инжекционен гнайс, здрав	3900						
		Варовик, твърде здрав	2900						
		Конгломерат от интрузивни скали със силициева спойка	2900						
		Риолит, много здрав	2450						
		Трахит, здрав	2600						

Продължение

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
XIII		Варовици, мрамори и доломити, изключително здрави Гранит, среднозърнест Гнайс, здрав Диабаз Порфирит Трахит, твърде здрав Сиенит, среднозърнест	2900 2700 2800 2700 2500 2800 2800	1200-1600	14,0	27,5	Също	12—16	80°
XVI	Много здрави	Пясъчници, здрави Гранит дребнозърнест, плътен Гранитогнайс Диорит Порфирит, здрав Конгломерат, много здрав	2800 2700 2900 2900 2700 2900	1600-2000	15,5	32,5	Също	16—20	82°30'
XV		Пясъчници, най-здрави Амфиболит плътен, здрав Кварцити, много здрави Базалт, здрав Диабаз, габро, диорит, много здрави Кварцпорфир, плътен, здрав Гранит най-здрав	2900 3100 2800 3100 3000 2800 2700	200-2500	20,0	46,0	Също	20—25	85°
XVI		Базалт, габро, кварцити, порфирити — изключително здрави	3000	2500	24	60	Също	25	87°

Върху скоростта на пробиване на дупките в скалата влияят следните фактори:

1. типът (теглото) и марката на пистолета;
2. качеството на стоманата, от която е направена бургията;
3. диаметърът на дупката;
4. налягането на въздуха;
5. начинът на въртене (сухо или водно);
6. ъгълът между оста на дупката и напластяването на скалите;
7. налягането върху пистолета, което се упражнява от миньора.

Таблица 8—11

Поправъчен коефициент P за скоростта на пробиването в зависимост от налягането на въздуха

Налягане на състения въздух при забоя, кг/см ²	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0
Поправъчен коефициент P	0,75	1,0	1,25	1,50	1,75	2,0
	0,65	0,80	1,00	1,15	1,30	1,50

Таблица 8—12

Поправъчни коефициенти за скоростта на пробиването в зависимост от началния диаметър на дупката

Начален диаметър на дупката, мм	38	40	42	44	46
Коефициент на относителната производителност	1,18	1,09	1,00	0,90	0,80

Таблица 8—13

Поправъчни коефициенти за скоростта на пробиването в зависимост от наклона на дупките спрямо напластяването на скалите

Ъгъл между посоката на дупката и напластяването на скалата в градуси	0,00	15°	30°	45°	60°	75°	90°
Коефициент на относителната производителност	0,85	0,90	0,95	1,00	1,05	1,10	1,15

Коефициент на еластичния отпор K

Този коефициент е важен фактор за работата на тунелните облицовки и се използва при изчисляването им. Получава се чрез възпроизвеждане на вътрешен воден напор в опитен тунелен участък, където с помощта на прецизна апаратура се установяват слягането на скалите и деформациите в облицовката.

Върху стойността на коефициента на еластичния отпор влияят следните фактори:

1. физико-механични свойства на скалите;
2. тектонска обработеност, напуканост и наличие на слаби (стрити) зони;
3. напластяване и залягане на скалните пластове;
4. степен на изветряване;
5. водоносност;
6. разрушеност от взривяване при пробива.

Напоследък в хидротехническото строителство се работи с коефициент на относителния еластичен отпор K_0 , който се отнася за тунел с радиус 1,00 м.

Таблица 8—14

Коефициент на еластичния отпор K , получен по опитен път в различни скални видове при изградени хидротехнически обекти

Скален вид	K , кг/см ³	Обект
Гранит, здрав	1300	Шварценбах
Биотитов гнайс	1600	Амстег
Серицитови шисти	150	" "

Таблица 8—15

Коефициент на еластичния отпор на различните скални видове
(по Дандуров)

Скален вид	K кг/см ³
Пясък в естествено състояние	1,00
Глина, праховидна пясъчлива	2,5—3,00
Конгломерати	10 — 50
Туфи	12 — 30
Глинести шисти	20 — 65
Варовици плътни	40 — 65
Доломити	50 — 75
Пясъчливи шисти	50 — 80
Пясъчници	80 — 250
Гнайси	350 — 500
Гранити	500 — 800
Кварцпорфири	600 — 800
Базалти	600 — 1500
Диорити	650 — 900
Сиенити	650 — 900
Габро	800 — 1200

Данните за K в таблици 8—14 и 8—15 могат да се използват като ориентировъчни само за първите стадии на проектирането. За нуждите на техническия и работния проект коефициентът на еластичния отпор се определя експериментално при условия, наподобяващи експлоатационните.

Таблица 8—16

Коефициент на еластичния модул на различните скални видове E

№ по ред	Наименование на скалата	Коефициент E кг/см ²
1	Плаващи пясъци при естествено залягане	145—511
2	Дребен дюнен пясък	370—540
3	Глина	$0,1 \times 10^4$ — $1,0 \times 10^4$
4	Мергел, глинест	$0,3 \times 10^4$ — $8,3 \times 10^4$
5	Пясъчник	10×10^4 — $27,8 \times 10^4$
6	Пясъчни шисти	$19,8 \times 10^4$ — $36,0 \times 10^4$
7	Глинести шисти	$25,6 \times 10^4$ — $55,0 \times 10^4$

Продължение

№ по ред	Наименование на скалата	Коефициент E кг/см ²
8	Варовик	$44,0 \times 10^4 - 147 \times 10^4$
9	Базалт	$43,0 \times 10^4 - 106,3 \times 10^4$
10	Гранит	$54,3 \times 10^4 - 69,00 \times 10^4$
11	Порфир	$65,5 \times 10^4 - 70,10 \times 10^4$
12	Диабаз	$66,7 \times 10^4 - 78,70 \times 10^4$

3. ПЛАНИНСКИ НАТИСК

Планинският натиск се явява като индикатор на напреженията в скалите, в резултат на които се проявяват сили на налягане върху укрепването или облицовката на тунела.

Характерът и големината на планинския натиск зависят от следните фактори:

- 1) елементите на залягане на скалните пластовете;
- 2) връзката или сцеплението между отделните пластовете;
- 3) тектонската обработка на масива;
- 4) геотехническите свойства на скалите, главно тяхната якост;
- 5) водонаситеността на скалите;
- 6) профила на тунелния пробив (размери и форма);
- 7) начина и скоростта, с които се извършва пробивът.

При тунелите с голямо повърхностно покритие планинският натиск за свода на, обрушването се определя по Протодяконов

$$H = \frac{l}{2f},$$

където H е височина на свода на обрушването;

l — големина на отвора на тунелния профил;

f — коефициент на якост на скалата.

4. ГЕОТЕРМИЧЕСКИ УСЛОВИЯ

В тунелите с дълбоко заложение при извършване на пробива обикновено се развиват температури, значително по-високи от тези на повърхността. Температурите по-големи от 30°C , намаляват трудовата производителност в тунела и налагат устройване на специални охладителни инсталации.

Очакваната температура в проектирания тунел се изчислява по формулата

$$t_m = t_s + \Delta t + \frac{m - n}{T},$$

където t_m е търсената температура на зададената дълбочина;

t_s — средната годишна температура на въздуха за местността;

Δt — поправка за температурата на въздуха в зависимост от височината над морското равнище (взема се по таблица 8—17);

m — зададената дълбочина в м;

n — дълбочина на зоната с постоянна температура;

T — големина на геотермичното стъпало в м (≈ 33 м).

Средната годишна температура се взема от метеорологичните станции, които разполагат с многогодишни наблюдения. При липса на такава станция в обсега на обекта средната годишна температура се изчислява, като се използва аеротермичния градиент. Той представлява величина, изразена в градуси, показваща понижението на температурата на всеки 100 м при изкачване в атмосферата. Прието е, че аеротермичният градиент е $0,57^\circ\text{C}$. Той се използва за изчисляване на средната годишна температура само за интервала от височината между най-близката по разстояние и височина метеорологична станция и обекта.

Понеже температурата в земния слой с постоянна температура е малко по-висока от средната годишна температура на въздуха за даден пункт, при изчисляване на температурата за проектирания тунел се внася поправка в зависимост от абсолютната височина на терена над тунела. За целта се използва таблица 8—17.

Пример. Да се изчисли очакваната температура в деривационния тунел на ВЕЦ „Пещера“ при следните данни:

Абсолютна височина на терена над тунела	— 1315 м.
Покритие на тунела	— 240 м.
Абсолютна височина на най-близката метеорологична станция (в гр. Пещера)	— 450 м.
Средна годишна температура на въздуха от метеорологичната станция — Пещера	— 11,4° С.
Δt — за височина до 1500 м, по таблица 8—17	— 1,7° С.
Дълбочина на слоя с постоянна температура l	— 12 м.
Геотермично стъпало T	— 35 м.
Разлика между метеорологичната станция и абсолютната височина на терена	— 1315—450=865 м.

Средната годишна температура t_6 за района с височина 1315 м намираме с помощта на аеротермичния градиент

$$t_6 = 11,4 - 0,57 \times 8,65 = 6,5^\circ \text{С.}$$

а температурата в тунела

$$t_m = 6,5 + 1,7 + \frac{240 - 12}{35} = 14,7^\circ \text{С.}$$

Забележка. При пробива на деривационния тунел на ВЕЦ Пещера за района, взет в примера, в скалата е измерена температура 12,9° С. По изчислителен път тази стойност се получава при $T=45$. От тук следва, че геотермичното стъпало в кристалинните шисти на Западните Родопи е 45 м.

За някои високопланински хребети в чужбина е установено следното геотермично стъпало:

Мон-Сени (Алпите)	50 м
Арходски проход (Кавказ)	45 м
Суран (Кавказ)	44,70 м
Сен Готар (Алпите)	44,00 м
Симплон (Алпите)	43,50 м.

Таблица 8—17

Поправка на средната годишна температура на въздуха в зависимост от абсолютната височина на терена (по Кьонигсберг)

При височина над морското равнище	0	500	1000	1500	2000	3000
Поправка в градуси	0,8	1,0	1,3	1,7	2,3	3,0

Таблица 8—18

Установени температури в тунелните деривации от системата на Баташкия водносилков път °С

Обект	Абсолютна височина на отсечката на тунела, м	Абсолютна височина на терена, м	Покритие над тунела, м	Температура в тунела, измервана в скалата	Температура на въздуха в тунела	Температура на водата в тунела
ВЕЦ Батак — главната деривация	1452	1880	428	10,2°	11°	10°
ВЕЦ Пещера — Деривационен тунел (наблюденията са правени на два пункта)	1075 1060	1315 1230	240 170	12,9° 12,2°	22° 14,2°	10° 8°
ВЕЦ Пещера, Каверната за подземната машинна сграда	516	756	240	16,5°	24°	22°

5. ПРОУЧВАНЕ ЗА ХИДРОТЕХНИЧЕСКИ ТУНЕЛИ

Инженерногеоложките проучвания за хидротехническите тунели се извършват на етапи в зависимост от стадия на проектирането — Технико-икономически доклад (ТЕД), идеен проект и технически проект. За ТЕД се изяснява общата геология на района, в който са набелязани вариантите за тунелното трасе и се дава инженерногеоложка оценка на същия с оглед на тунелното строителство. При по-сложна геоложка обстановка за целта се правят няколко сондажа до котата на проектирания тунел, като извадената ядка се използва за установяване на физико-механичните свойства на скалите, през които ще мине тунелът.

В стадия на проучване за идеен проект се разглеждат най-благоприятните от инженерногеоложка гледна точка варианти, като след изясняването на многобройните фактори, влияещи на тунелното строителство, се избира и препоръчва най-целесъобразният вариант. За техническия проект се проучва избраното трасе, но вече по-задълбочено с оглед да се съберат данни за пълно обосноваване на проекта.

Проучванията се извършват с помощта на разчистки, шурфове, галерии и сондажи. С изкопните работи се изясняват контактните граници на скалните формации, тяхното физическо състояние и елементи на залягане, изобщо събират се данни, необходими за съставянето на инженерногеоложка карта и инженерногеоложки профили. Изкопните работи се използват и при оценката на района с оглед на устойчивостта на терена в порталните участъци. Галериите се задават обикновено в набелязаните портали за тунели и по осите на прозорците, ако има такива. От тях се получават данни за категорията на скалите, пробивността, начина на укрепяване, планинския натиск, водоносността и др. Галериите се използват също и за опитно определяне на еластичния отпор на скалите *K*.

При проучванията за тунели най-често се използват ядковите сондажи и получените резултати се използват за изводи за литоложкия характер на скалите, тяхната твърдост, здравина и напуханост. Процентът на извадената ядка дава представа за тектонската обработка на скалите. С помощта на сондажите се вземат проби и се изследват скалите от дълбочината, на която минава тунелът (фиг. 8—37).

Сондажите се задават по трасето по възможност в местата с най-малки покрития на тунела (в долове, реки и др.) и главно по контактните зони и участъците със силна тектонска обработка, като се води подробна документация (фиг. 8—33). Те се спускат на

дълбочина минимум, 10 м под котата на тунела и се работят с голям диаметър, като се завършват по възможност с \varnothing 108 или в краен случай 89 мм.

В стадия на проучване за работни чертежи проучванията се изразяват в провеждане на опити за установяване на коефициента на еластичния отпор на скалите K и големината на планинския натиск. Извършва се също подробна инженерногеоложка документация на пробитите тунелни участъци, която се използва за определяне вида на облицовката на тунела (фиг. 8—34). Измерва се температурата на скалата, водата и въздуха в тунела с оглед да се провери предварително дадената прогноза за температурата и да се установи действителното геотермично стъпало и се наберат данни за него у нас.

В. ДЕРИВАЦИОННИ КАНАЛИ

Деривационните канали се строят с предназначение да подхранват дадена водно-електрическа централа, като отклонят и проведат определени количества вода от някоя река или язовирно езеро. Такива канали се строят и със задача да съберат водите на един водосборен басейн и ги прехвърлят в друг, където са изградени една или няколко водноелектрически централи.

Като се има предвид тяхното предназначение, трябва да се каже, че деривационните канали са важни и отговорни съоръжения в хидроенергетичното строителство.

Според вида на профила деривационните канали са открити и закрити. Закритите канали от своя страна се делят на безнапорни, слабонапорни и напорни.

Трасето и типът на проектирания канал се определят в зависимост от цял комплекс от естествени фактори, които се отчитат още в първите стадии на проектирането. Тези фактори от своя страна са в зависимост едни от други, поради което тяхното класифициране представлява трудна задача. В таблица 8—19 са дадени характеристиките на главните фактори, влияещи на избора на проекта и обуславящи сигурността на деривационните канали.

1. ИНЖЕНЕРНОГЕОЛОЖКА ХАРАКТЕРИСТИКА НА ПРИРОДНИТЕ УСЛОВИЯ, КОИТО СЕ СРЕЩАТ ПРИ КАНАЛНОТО СТРОИТЕЛСТВО

Таблица 8—19

Фактори, влияещи на инженерногеоложките условия	Степенуване на факторите по сложност	Характеристика	Целесъобразно решение
1	2	3	4
<p>1. Релеф. Определя до известна степен устойчивостта на терена, дължината на канала и обема на изкопните работи. Влияе също и на избора на типа на съоръжението</p>	<p>1. Равнинен терен, речна тераса, равнина, заравнено вододелно било, котловина, низина Проучванията се извършват с минимален брой изработки</p>	<p>Теренът почти винаги устойчив, рядко се явяват усложнения и свлачища. При прокарване на канала във вътрешния ръб на терасата или заравнеността могат да се явяват усложнения или свличания на скални маси откъм склона</p>	<p>Трасето се проектира по-навътре в заравнеността, като се избягва прокарването му в края и по ръба на заравнеността. Каналът се проектира открит, в изкоп, почти без допълнителни съоръжения. Не е задължително да се фундамира на основна скала</p>

Продължение

1	2	3	4
	<p>2. Релеф със стръмни склонове В долните и отчасти средните течения на реките</p>	<p>Теренът не винаги е достатъчно устойчив. Разнообразието и степента на устойчивост се определят главно от геоложкия строеж — характер на напластяване и податливост на скалите към ерозия и денудация</p> <p>Има условия за свлачищни явления при подсичане на ската. Срещат се участъци, където за сигурността на канала се правят допълнителни съоръжения</p>	<p>В по-слабо пресечените и по-спокойни райони се избира тип открит канал, на места в редуване със закрити участъци</p>
	<p>3. Силно разчленен релеф с много стръмни склонове Типично планински район в горното и отчасти средното течение на реките, с усилена ерозионна дейност. Скалите са слабо податливи на ерозия и денудация; дават стръмни до отвесни брегове.</p> <p>Изисква задълбочени проучвания с голям брой изработки и гъсто разположени напречни профили</p>	<p>Теренът е трудно достъпен, в повечето случаи неблагоприятен за скатови канали. Налице са условия за свлачища и срутища, особено след подрязването на склона при извършване на изкопните работи. Срещат се участъци със съмнителна устойчивост, негарантиращи сигурността на канала.</p> <p>При временните изкопи се появяват обрушвания на скални маси. Теренът налага по-полегати временни откоси, значително врязване в ската и вкопаване. Сложността на релефа често налага разнообразие в типа на канала. Възможни са аварии по време на експлоатацията, особено при фундиране в несвързани полускални видове. При твърди скални пластове върху сигурността на съоръжението влияят напукаването и степента на изветряване</p>	<p>Избира се закрит и смесен тип канал (в редуване с тунели). Неблагоприятните участъци освен с тунели се избягват с дюкери, мостканали и др. За всички съмнителни участъци се проектират допълнителни съоръжения, осигуряващи сигурността на канала.</p> <p>Всички съоръжения задължително се фундират в основна скала</p>
<p>II. Геоложки особености Определят до известна степен</p>	<p>1. Районът е изграден от твърди скали Проучванията са</p>	<p>Устойчивостта на терена и сигурността на канала са в известна зависимост само от западането и на-</p>	<p>При подходящ релеф се приема тип открит канал. Временните и постоян-</p>

Продължение

1	2	3	4
пен и обемът на проучванията, и категорията на скалите за изкопни работи. Оказват влияние върху устойчивостта на терена, сигурността на съоръжението, стойността му и типа на профила	улеснени. Те се провеждат с минимален брой изработки	клона на пластовете. Най-благоприятен е случаят, когато пластовете западат към ската. В такъв случай са налице условия за избиране на най-икономичен профил. Масивните скали не изискват дълбоко врязване на канала. Напукаността и напредналото изветряване на скалите влошават условията. Такъв район предлага по-евтин строеж	ните откоси се осъществяват с по-голям наклон. Не е задължително дълбоко фундиране
	2. <i>Основната скала е покрита с мощни свързани и несвързани нескални пластовете</i> Такъв геоложки строеж е характерен за терени с богата овражна система и интензивна ерозия. Обикновено условията за канално строителство са по-тежки. Изискват се по-задълбочени проучвания, особено в очертаващите се съмнителни участъци	По склоновете на вододелните била нескалният пласт е предимно глинест, а по заравненостите и речните тераси — предимно чакълесто-песъчлив. При скатови канали сигурността на канала е под съмнение, устойчивостта на терена не навсякъде е гарантирана. При подмиване и наличие на вода са налице условия за образуване на свлачища. Изисква се по-дълбоко вкопаване на канала и фундиране в основна скала	Типът на канала се определя в зависимост от релефа и физико-механичните свойства на скалите. Неблагоприятни те участъци се избягват с тунели, дюкери и др. Временните и постоянните откоси са в зависимост от физико-механичните свойства на нескалните видове
	3. <i>Районът е изграден от свързани и несвързани нескални пластовете</i> Теренът е зает от терциерни седименти — глинни, пясъци и чакъли или кватернерни мощни отложения. Задълбочеността на проучванията е в зависимост от релефа и хидрогеоложките условия. При равнинен терен се про-	Условията за строеж се влошават и устойчивостта на терена се намалява при подсичане с канала на повечето от един литоложки вид, особено когато се подсича водоносен хоризонт. В глинестите пластовете са налице възможности за разбухване, набъбване и упражняване на натиск върху канала от набъбване. Грунтовите води с ниво над котата на дъното на канала утежняват произ-	Типът и профилът на канала се избират с оглед на физико-механичните свойства на нескалните пластовете и хидрогеоложките условия. Същото важи и за временните и постоянните откоси. В райони с релеф от II и III тип в повечето случаи проектираното канално трасе се заменя с тунел

Продължение

1	2	3	4
	<p>веждат по-леки проучвания.</p> <p>Правят се особено задълбочени проучвания на физико-механичните свойства на глините</p>	<p>водствените работи и влияят върху устойчивостта на откосите. Възможен е хидростатичен натиск върху облицовката на канала.</p> <p>В скатови канали сигурността на съоръжението е под съмнение, особено при възможност за филтриране на води от канала, което почти винаги става. В случай че се наложи скатов канал, той се вкопава дълбоко и се строи закрит тип. В пресечените и стръмни склонове са възможни аварии по канала</p>	
<p><i>III. Хидрогеоложки условия</i></p> <p>Представяват важен фактор, който се отразява върху условията за строежа и сигурността на канала</p>	<p><i>1. Нивото на грунтовите води остава под дъното на канала</i></p> <p>Изискват се специални проучвания за филтрационните свойства на скалната задруга</p>	<p>Налице са условия за усилена филтрация от канала към грунтовия поток и образуване на свлачища и аварии по време на експлоатацията или още в периода на строителството</p>	<p>Каналът се облицова, за да не се допусне филтрация. В слабите или явно нестабилни участъци се изграждат здравителни съоръжения или те се обхождат</p>
	<p><i>2. Нивото на грунтовите води остава над дъното на канала</i></p> <p>Утежнява условията за строителството и внася несигурност в устойчивостта на терена</p>	<p>Водоносността на нескалните пластове влияе на устойчивостта на откосите. След врязване на канала в задругата от свързани и несвързани нескални пластове се променя естественият режим на грунтовата вода. Образува се нова депресионна крива и в подрязаната пластова задруга се създават условия за поява на свлачища с по-голям обхват. Западането на пластове към реката влошава още повече положението. Подрязаните пластове се обрушват и свличат както по време на строежа, така и в периода на експлоатацията. Изискват се полегати временни и постоянни</p>	<p>Избиране на друго трасе на канала или повдигане на канала, за да се фундамира над грунтовите води. Типът на канала се определя с оглед на физико-техническите свойства на скалите и хидрогеоложките условия</p>

Продължение

1	2	3	4
		ни откоси. Сигурността на съоръжението е малка. Големи трудности по време на строежа се срещат с падащите скални маси	
<i>IV. Физико-геоложки явления</i> Усложняват условията за проектиране и строеж. Отражават се при определяне на трасето и типа на канала. Често налагат да се изостави най-късото и икономично трасе и се мине на по-дълго трасе или тунел	<i>1. Свлачища, срутища и обвали</i> Изискват специални и задълбочени проучвания. Налице са условия за чести аварии по време на експлоатацията	Понижават устойчивостта на терена, влошават условията за строеж и лишават съоръжението от достатъчна сигурност. Налагат дълбоко врязване и търсене на здрава скала за фундаране. Изискват изграждане на допълнителни мероприятия за стабилизиране на терена	Налага се избягване на участъците със свлачища. Изоставя се проектираният канал и се заменя с тунел
	<i>2. Суфозия</i>	Изнасяне на частици чрез филтрация в неспоените почви. Предизвиква слягане на нескалната основа и напукване и деформиране на облицовката на канала. Води до аварии	Устройват се противофилтрационни и обратни филтри
	<i>3. Подмиване</i>	В процеса на меандриране реката разрушава ниските тераси, като подмива бреговете си и може да скъса изграденият близко до ръба на терасата канал	Трасето се прокарва достатъчно далеч от ръба на терасата

2. ПРОУЧВАНЕ ЗА КАНАЛНИ ДЕРИВАЦИИ

Инженерногеоложкото проучване за проектиране на деривационните канали се извършва на етапи, съответно на етапността на проектирането. За идейния проект с проучването на няколко варианта се избира най-благоприятното трасе за канала, а за техническия проект се проучва възприетото трасе.

Поради голямото разнообразие на природните условия методите за проучване на канални деривации до известна степен са различни за различните райони и обекти. В общи линии с проучванията се изяснява следното:

- а) геолого-литоложкия характер на района;
- б) устойчивостта на терена;
- в) филтрационните свойства на скалите;
- г) физико-механичните свойства на скалите;

д) дава се прогноза за промените, които ще настъпят в естествените условия на терена след изграждане на съоръжението.

Проучванията се извършват с помощта на изработки, обемът и характерът на които се определят от геоложкия строеж — геоложката сложност и разкритост на терена и от типа и профила на проектирания канал.

Проучвателните изработки се правят с цел:

а) да се изясни геоложкия характер на терена;
б) да се доуточнят взаимоотношенията на скалните формации;
в) да се получат конкретни данни при съставянето на надлъжните и напречните профили;

г) да се изяснят хидрогеоложките особености;

д) да се вземат скални и водни проби.

Деривационните канали се проучват предимно с шурфове, канавки, разчистки и ръчни сондажи. Проучвателните изработки на всяка цена се завършват до проектираната дълбочина. Изработки, които не се довеждат до исканата дълбочина, не могат да се използват за общите тълкувания.

В табл. 8—20 е дадено за какви физико-механични свойства трябва да се изследват взетите проби при обосноваване на идейния проект в зависимост от типа на скалите.

Таблица 8—20

№ по ред	Характеристика	Скали	
		несвързани	свързани
1.	Зърнометричен състав	+	+
2.	Относително тегло	—	+
3.	Обемно тегло	+	+
4.	Порьозност	+	+
5.	Естествена влажност	—	+
6.	Размекване	—	+
7.	Пластичност	—	+
8.	Коефициент на филтрация	+	+
9.	Ъгъл на естествения откос	+	—
10.	Ъгъл на вътрешното триене и сцепление	—	+

3. ПРОУЧВАНЕ НА СВЛАЧИЩНИ РАЙОНИ

Инженерногеоложкото проучване на участъците със свлачища е една от най-отговорните работи на инженер-геолога при изследване на районите, в които се проектират скатови деривационни канали.

От пълнотата на проучванията и правилните изводи за инженерногеоложките условия, при които се проектира набелязаната деривация, зависи бъдещата ѝ сигурност. От друга страна, направената оценка от инженерногеоложка гледна точка на нестабилните участъци се отразява и върху стойността на обекта. Ето защо инженерногеоложката оценка на участъците със свлачища или прогнозата за образуване на такива вследствие на новия строеж, трябва да бъдат прецизни и действителни.

При инженерногеоложкото проучване на райони със свлачищни явления се извършват следните неща:

а) инженерногеоложка картировка на района;
б) изяснява се хидрогеоложкия характер на района;
в) изследват се геотехническите свойства на движещата се скална задруга и на тази, която служи за нейна подложка;
г) правят се стационарни наблюдения за движението на свлачището със специално поставени репери.

За извършването на горните мероприятия се правят проучвателни изработки: разчистки, шурфове и сондажи, които обязательно се спускат няколко метра в дълбочина в здравата, недвижеща се скала. Водят се режимни наблюдения на грунтовите води. За изследване се вземат предимно ненарушени скални проби по предварително съставен план съобразно стратиграфската колонка на участъка.

Инженерногеоложката карта се съставя върху топографска основа с $M=1:5000$ до $1:1000$, като върху нея се нанасят морфологията на свлачището и евентуално най-благоприятното трасе за канал. Съставят се също инженерногеоложки разрези, на които освен стратиграфията, се очертава и дълбочинният обхват на свлачището. Както на инженерногеоложката карта, така и на разрезите свлачищата се поделят на: активни, временно стабилизирани и стари (затихнали).

ЛИТЕРАТУРА

- Бачелис, А. С. и др. — Технический справочник железнодорожника, том IV, Искусственные сооружения, Трансжелдориздат, Москва, 1951.
- Белый, Л. Д. и др. — Инженерно-геологические исследования для гидроэнергетического строительства, Госгеолиздат, том I и II, Москва, 1950.
- Бетехтин, А. Т. — Минералогия, Госгеолиздат, Москва, 1950.
- Билибин, Ю. А. — Основы геологии россыпей, издание Академии наук СССР, Москва, 1955.
- Волков, В. П. и др. — Тоннели, т. I, Проектирование, Трансжелдориздат, 1945.
- Вахурин, К. А. и др. — Тоннели, т. II, Постройка, Трансжелдориздат, 1945.
- Гришин, М. М. — Гидротехнические сооружения, часть I, Государственное изд. литературы по строительству и архитектуре, Москва, 1954.
- Гришин, М. М. — Гидротехнические сооружения, ч. II — Государственное изд. литературы по строительству и архитектуре, 1955.
- Гелфер, А. А. — Причины и формы разрушения гидротехнических сооружений, Стройиздат, 1936.
- Давыдов, С. С. — Расчет и проектирование подземных конструкций, Стройиздат, 1950.
- Дандуров, М. И. — Тоннели на путях сообщения, Трансжелдориздат, Москва, 1947.
- Джастин, Д. — Земляные плотины, 1936, Главная редакция строительной литературы, 1936.
- Зурабов, Г. Г. и О. Е. Бугаева — Гидротехнические тоннели, ч. I, Напорные штольни, 1934.
- Маковский, В. Л. — Тоннели, Изд. Ак. Архитектуры СССР, 1948.
- Ничипорович, А. А. и В. С. Истомина — Проектирование постройки укатанных земляных плотин, ОНТИ, 1938.
- Тердаги, К. — Инженерная геология, Москва, Геолразведиздат, 1932.
- Единые нормы и разценки за тунельное строительство, кн. 9, ДИ „Наука и искусство“, София, 1956.
- Справочник по гидротехнике — Госуд. издательство литературы по строительству и архитектуре, Москва, 1955.
- Gignoux, M. et Barbier — Géologie des barrages et des aménagements hydrauliques, Masson et Cie éditeurs; Paris, 1955.

Sanitized Copy Approved for Release 2010/04/23 : CIA-RDP80T00246A045000620001-3

**IX. ВЗРИВНИ РАБОТИ ЗА НУЖДИТЕ
НА ПРОУЧВАНЕТО**

Sanitized Copy Approved for Release 2010/04/23 : CIA-RDP80T00246A045000620001-3

В много случаи при извършване на изкопно-проучвателните изработки, както и за други специални цели, е необходимо да се употребят взривни вещества.

Като се има предвид, че изкопно-проучвателните изработки се извършват главно за разкриване на скалите с оглед да се изучат физико-техническите им свойства, трябва при употребата на взривни вещества да се вземат предвид изискванията за максимално запазване на скалната маса от разрушителното действие на взривовете. Такава предпазливост се налага особено в ония случаи, когато от скалата ще трябва да се отделят пробни тела за лабораторни изследвания. Определянето на физико-техническите качества на скалната основа при различни съоръжения, като язовирни стени, напорни щолни, водни кули и др., се усложнява твърде много от бризантното действие на взривната вълна върху скалите. Скалните маси и тела, които са изпитали такова въздействие, почти винаги са с нарушена структура и при огледи и изпитвания върху тях не се добиват достоверни данни.

По тия съображения е необходимо геологът-проучвател, макар и незапознат основно с взривното дело, да насочва работите при изкопно-проучвателните изработки, които се извършват чрез взривяване по такъв начин, че да се предпази подлежащата на изследване скална маса от вредното влияние на взривяването.

1. ВЗРИВНИ ВЕЩЕСТВА И ТЯХНОТО ДЕЙСТВИЕ

Като взривни вещества (ВВ) се смятат ония химически съединения или механически смеси, които без достъп на кислород от въздуха и при въздействието на даден възбудител се разлагат мигновено, отделят големи количества топлина и образуват значителни количества газове, които в момента на отделянето упражняват силно налягане. Често налягането на взривните газове достига до $100\,000\text{ kg/cm}^2$. Ако едно такова налягане се прояви бризантно, неговото разрушително действие е изключително голямо.

В зависимост от начина на действие ВВ се поделят на две групи: бризантно и метателно действащи. Бризантно действащите ВВ притежават голяма скорост на разлагане — от 2000 до 8000 м/сек. и винаги упражняват върху скалите раздробяващи динамични удари. Метателните взривни вещества (МВВ) имат относително по-малка скорост на разлагане — до 2000 м/сек. При тези взривове разлагането и образуването на газове постепенно нарастват и вследствие на това МВВ упражняват главно статическо налягане, т. е. упражняват откъсващо и метателно действие върху скалите.

Явно е следователно, че за нуждите на геоложкия анализ на физико-техническите свойства на скалите би трябвало да се употребяват главно метателни взривни вещества. Когато не е възможно да се употребяват такива и се използват бризантно действащи ВВ, е необходимо да се спазват редица условия, при които скалната маса ще запази до максимум структурата и качествата си.

а) Бризантно действащи ВВ

А м о н и т и. Различните видове марки амонит се получават чрез качествено и количествено изменение на прибавките: тринитротолуол, тринитроксилол, динитронафталин и др. към основното градивно вещество на взрива — амониевата селитра. В много случаи количеството на амониевата селитра във взрива достига до 90% от общата маса.

А м о н а л и. По състав амоналите представляват амонити, към които е прибавен известен процент алуминиев прах.

Д и н а м и т и. Динамитите са взривни вещества, получени главно чрез пропиването на влакнесто-порьозни вещества с нитроглицерин.

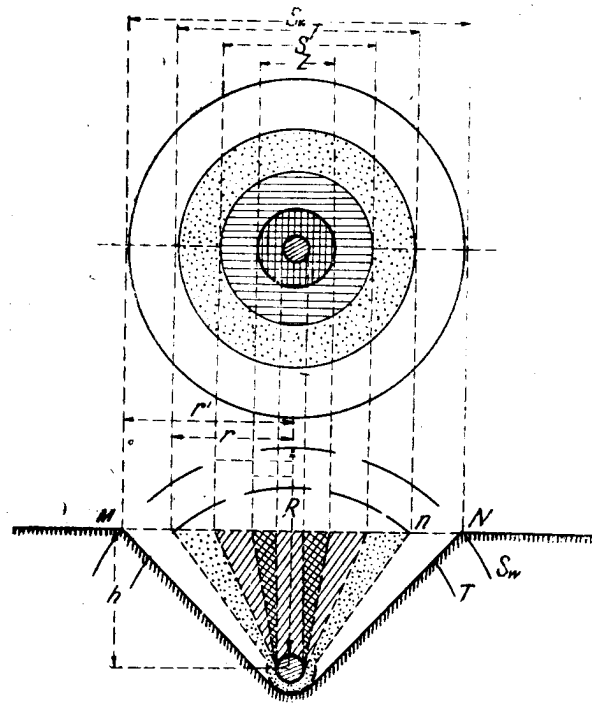
А м о н и е в и с е л и т р и. Амониевите селитри в подходящ вид се използват направо в много случаи при взривяване.

В практиката се употребяват още различни видове бризантно действащи ВВ.

б) Метално действащи ВВ

Барут. Барутът се състои от 75% селитра, 10% сяра и 15% смлени на прах дървени въглища.

Като възбудители в повечето случаи се употребяват детонаторни капсули, които представляват най-често медни гилзи с дължина 47—52 мм и диаметър около 7 мм.



Фиг. 9—1. Елементи на взривната яма

въздействие от центъра на заряда към външните области на сферата на влияние.

В зависимост от ефекта на взривяването спрямо скалната маса, в която експлодира взривът, различават се следните четири зони на въздействие (фиг. 9—1):

- а) Зона на пълно разрушаване на скалата (Z).
- б) Зона на разкъсване, откъсване и изхвърляне на скалната маса (S).
- в) Зона на поупукване и силно раздрусване на скалата (T).
- г) Зона на раздрусване (Sw).

Скалните късове, които трябва да се вземат за нуждите на лабораторните изследвания, обязательно трябва да се отбират от скалната маса, намираща се само в зоната на поупукването. В никакъв случай този подбор не бива да става от зоната на взривното разкъсване на скалите.

За тази цел е необходимо да се спазят и извършат следните неща:

1. Заобят, от който е набелязано да се вземат пробните тела, не трябва да бъде забой на предишно взривно действие, тъй като в този случай скалната маса е вече с разрушена структура. Почистването на участъка, от който ще се вземат пробните тела, е необходимо да се извърши само чрез ръчно очукване или с помощта на къртач.
2. Изчистената площ на скалната повърхност се маркира, като се отбелязват местата, от които ще се вземат пробните тела.

Съответно обработени, гилзите-детонатори съдържат около 1 г ВВ и 0,2 г до 0,5 г друго специално, силно бризантно взривно вещество. Бикфордовият фитил се състои от пресован барут, налепен около два памучно-книжни конеца, усукани във вид на фитил и обвити отвън с изолация. Скоростта на горене на бикфордовия фитил е около 60—90 см/мин. в зависимост от състоянието му (запазеността).

В навлажнено състояние много от взривните вещества намаляват своята ефективност или съвсем я загубват. Пресните и неовлажнени амонали, амонити, барути и др., насипани върху ръката, трябва да имат прахообразен вид и да не остават никакви налепи по нея.

Теоретически всяко взривно вещество след експлозия разпростира своето влияние върху околната скална среда сферично, а освободената енергия постепенно намалява своето разрушително

3. В зависимост от залягането на пластове или характера на скалната напуканост се определя и количеството на взривния заряд, с който маркираните скални късове ще трябва да се разпукат (отделят) от общата маса и обрушат пред забоя.

За да се извърши този процес нормално, от особено значение е да се определи подходящо място на заряда и да се постави такова количество взривно вещество, което да осигури само едроблоково разпукване на скалата в зоната на маркирането.

2. УПОТРЕБЯВАНИ ФОРМУЛИ ЗА ИЗЧИСЛЯВАНЕ КОЛИЧЕСТВОТО НА ВЗРИВНИЯ ЗАРЯД

1. Формули по Г. И. Покровски

$$(9,1) \quad C = \frac{\gamma}{28\,000} \cdot w_0^{7/2} (1+n^2)^2,$$

$$(9,2) \quad C = \frac{\gamma^2}{625 \cdot 10^6} \cdot w^4 (1+n^2)^{5/2},$$

$$(9,3) \quad C = \frac{\sigma_1}{7200 \cdot v_{zb}^2} \cdot w^3 (1+n^2)^{3/2},$$

където:

C — количество на ВВ в кг;

w — дълбочина на поставяне на взривния заряд от леглото му до скалната повърхност в м;

γ — обемно тегло на взривяваната скална маса в кг/м³;

v_{zb} — скорост на разпространение на звуковите вълни във взривяваната скална маса в м/сек;

σ_1 — съпротивителна якост на скалата към разрушаване в кг/см²;

n — показател на действието на ВВ.

$$n = \frac{r}{h},$$

където r е радиус на очертаната на повърхността взривна яма;

h — разстояние между повърхността на забоя и местоположението на взривяваната скална маса в м/м³.

Формула (9,1) е подходяща за определяне количеството на ВВ при заряди с малки размери. Формула (9,2) се употребява главно за изчисляване на средни взривни заряди. Формула (9,3) е най-целесъобразно да се прилага при определяне на необходимото количество взрив за масови, големи взриввания.

С широка употреба се ползува формулата

$$(9,4) \quad Q = qf(n) w^3 \text{ или } Q = f(n) \cdot 1 Sv \frac{l}{l} w^8,$$

където

$f(n)$ е коефициент на взривното изхвърляне на скалната маса, който зависи от величината w (виж табл. 9—7);

q — относителен разход на ВВ, приведен към 1 м³ скални маси.

w — линия на най-малкото съпротивление на скалата срещу взривното действие, идентична с дълбочината на поставяне на взривния заряд от повърхността на забоя в м;

q_1 — относително количество на ВВ, необходимо, за да се образува взривна яма с нормални размери;

S — коефициент, който охарактеризира съпротивителните способности на скалата във връзка с нейната структура, напастяване, напуканост и др.;

v — обем на взривната яма в м³;

l — коефициент за ефикасността (работоспособността) на ВВ;
 l — коефициент, охарактеризиращ начина на поставянето и състоянието на взривния заряд в леглото му.

При едновременно действие на няколко отделни, но влияещи се взривни заряди, много често за определяне на количеството на взрива се употребява формулата на Боресков

$$(9,5) \quad Q_1 = Q (0,4 - 0,6 n^3),$$

където

n е показател на изхвърлената от взрива скална маса, която охарактеризира търсените параметри на взривната яма.

При действие само на един заряд изчисляването на необходимото количество взрив може да се извърши по формулата

$$(9,6) \quad Q = q w^3 t,$$

където t е дълбочина на взривната дупка.

В зависимост от големината на показателя на взрива и отражението на неговия ефект върху скалната маса по вид и характер могат да се различат няколко взривни ями.

а) Взривно гърне или каверна се получава, когато действието на заряда не се е проявило на повърхността на забоя. В този случай и работата на взрива се е появила само в зоната на пълното разрушаване на скалата. Тук $R < h$.

б) Закрита взривна яма, когато $R = h$ и когато раздрусаната и разпукана скална маса остава на място, без да бъде изхвърлена встрани.

в) При $r < h$ или $n < 1$ скалата се разрушава в ограничен обсег, скалната маса се изхвърля встрани и откосите на взривната яма са по-големи от 1:1.

г) При $r = h$ или $n = 1$ скалата се разрушава в по-голяма степен и образуваната взривна яма има откоси 1:1.

д) Разширена взривна яма се получава, когато r и n са по-големи от h и скалната маса се изхвърля далеч встрани. Откосите на такава взривна яма са винаги по-малки от 1:1.

За вземане на единични скални проби с ненарушена структура чрез взривяване и получаване на закрыта взривна яма или малка яма, както описаната в точка 2, количеството на необходимия взрив може да се изчисли по формулата на Хаузер

$$(9,7) \quad Q = x h^3,$$

където x е коефициент за якостта на скалата, силата на ВВ и характера на взривната яма; останалите обозначения имат същото значение както при другите употребявани формули.

След взривяването се отбират само маркираните скални тела, обработват се ръчно или машинно, за да получат необходимите форми и се изпращат за лабораторни изследвания.

При правилен подбор на формулите за изчисляване необходимото количество ВВ много от тях могат да се използват с успех и при обикновената производствено-проучвателна практика.

ТАБЛИЦИ ЗА СТОЙНОСТИТЕ НА РАЗЛИЧНИ КОЕФИЦИЕНТИ И ПОКАЗАТЕЛИ, УПОТРЕБЯВАНИ ПРИ ВЗРИВЯВАНЕ НА СКАЛИ

Таблица 9—1

Бризантност и работоспособност на някои ВВ

Взривни вещества	Бризантно действие, мм	Работоспособност, см
Динамити	към 1,5	към 380
Амонити	8,5—14	280—350
Амонал (подземен)	10	350
Тротил	15	295
Амониева селитра	1,2—1,4	195—235
Барут	няма	30

Таблица 9—2

Коефициенти за действието на ВВ в зависимост от якостта на скалата

При якост на скалата	Вид на ВВ	Състояние на заряда	Линия на най-малкото съпротивление h, m		$f(n)$	q, m^3	l	E
Извънредно здрави скали	Динамит 83%	Пластичен динамит	0,5	2,6	1,2—1,5	1	0,9—1,0	
Много здрави скали Здрави скали	Динамит 63%	Праховидни ВВ, но в заряда са в уплътнено състояние	1,0	1,0	0,8—1,1	1,3	1,0	
	Динамит 40%		1,5	0,62	0,5—0,7	1,4		
До известна степен здрави скали Скали с малка якост	Амонал Амонит Барут	Праховидни ВВ, в заряда са в неуплътнено състояние	2,5	0,38	0,4—0,5	1,3	1,0	
			3,0	0,33	0,25—0,34	1,7		
Меки скали	Барут пресован Барут във вид на зърна		5,0	0,24	0,1—0,2		0,6—0,9	
			10	0,18				
			15	0,16				
			20	0,15				
			25	0,15				

Таблица 9—3

Стойности на коефициента на работоспособност l на ВВ

Видове ВВ	Стойности на l
Динамити	1—1,43
Амонали	1,37—1,43
Амонити	1,43—1,72
Барут	2,5
Амониева селитра	2,7

Таблица 9—4

Стойности на коефициента на плътност на тампонажа над заряда в бургийните дупки

При дължина на тампонажа по линията на най-малкото съпротивление	Стойности на d	При дължина на тампонажа по линията на най-малкото съпротивление	Стойности на d
1,0	1,0	0,4	1,20
0,8	1,05	0,2	1,30
0,6	1,10	0,1	1,40
0,5	1,15	—	1,50

Таблица 9—5
Стойности на коефициента на уплътняване на заряда /

Вид на уплътняване	Стойности на /
При добре уплътнен заряд от прахообразно ВВ	1,0
При заряд от прахообразно ВВ, насипано свободно в зривната дупка или другаде, неуплътнен	0,9—0,6
При заряди, в които ВВ е сложено в пакети	0,9

Таблица 9—6
Зависимост между разхода ВВ q_1 и вида и якостта на скалите

Видове скали	Коефициент на якост по Прото- дяконов, кг/см ²	Разход на ВВ q_1 , кг/м ²
Съвършено здрави и плътни базалти, андезити, диабази, диорити и др.	24—30	1,2—1,5
Много здрави гранити, кварцити, кварцпорфири, кремъчни лиски, гнайси, базалти, амфиболити, порфири и др.	20—22 18	1,0—1,1 0,9
Гранити, гнайси, порфирити, амфиболити и др.	14—16	0,7—0,8
Много здрави варовици, пясъчници, конгломерати, твърде плътни гранити, гнайси, твърде здрави пясъчници и др.	10—12	0,5—0,6
Изветрели варовици, гнайси, порфирити, мрамори, гранити; значително здрави мрамори, доломити, шисти, варовици и др.	6—8	0,4

Таблица 9—7
Стойности на $f(n)$ в зависимост от линията на най-малкото съпротивление

Стойности на ψ , м	Стойности на $f(n)$	Стойности на ψ , м	Стойности на $f(n)$
0,5	2,6	4,0	0,28
0,7	1,6	5,0	0,24
1,0	1,0	8,0	0,19
1,5	0,62	10,0	0,17
2,0	0,49	15,0	0,16
2,5	0,38	20,0	0,15
3,0	0,38	30,0	0,15

Таблица 9—8
Коефициент на съпротивляемостта на скалите V

Условия на взривяване	V при	
	съсредоточен заряд	удължен заряд
	h до 4 пъти по-голям от d	h повече от 4 пъти по-голям от d
При взривяване на открито и една свободна повърхност		
1. Бургийните дупки са отвесни и по посока, успоредна на забоя	1	1
2. Бургийните дупки са успоредни на повърхността и се намират на 1,5 до 2 м дълбочина от нея	1,1	1,2

Продължение

1	2	3
3. Бургийните дупки са наклонени и са поставени в „петата“ на забоя	1,3	1,6
4. Бургийните дупки са наклонени и са поставени под „петата“ на забоя	1,6	2,0
5. Бургийната дупка е успоредна на повърхността, но е заложена на дълбочина повече от 2 м	1—1,1	1,0—1,3
При забой с две открити повърхности	0,5	0,6
При забой с три открити повърхности	0,3	0,4

Таблица 9—9
Стойности на коефициента S, който охарактеризира съпротивителните способности на скалите във връзка с тяхната структура, залягане, напуканост, крехкост, еластичност и др.

Характеристика на скалите	Стойности на S
Еднородни, масивни и плътни скали	1
Отделните скални слоеве имат мощност, по-голяма от 0,60 см. Зарядът може да се заложи в междупластията	0,8
Финонапластени, но плътни скали; сцеплението между отделните скални слоеве не е особено голямо	0,7
Напукани и разложени плътни скали; зарядът може да попадне между отделните пукнатини	0,9—1,1
Тектонски смачкани и с неправилно залягане на пластовете скали — газовете избиват през пукнатините	1,2—1,4
Променилив пласторед; постоянно редуване на слоеве от по-здрави със слоеве от по-слаби скали; пластовете маломощни; зарядът е заложен частично в по-слаб скален пласт	1,15—1,10
Крехки на удар скали	1,05—1,10
Скали с контракционни пукнатини; стълбчата напуканост на скалите	0,8
Скалното напластяване е перпендикулярно на посоката на бургийната дупка	1,25—1,35
Скалните пластовете залягат вертикално; взривният заряд е поставен в междупластията	1,10—1,15
Скалите имат конгломератен хабитус	1,9—2,0
Пластични, порьозни, размякващи се скали: мергели, глини, шупливи варовици, туфи, туфити, пясъчници и конгломерати с глинеста спойка и други скали от подобен вид	2,0

Таблица 9—10
Стойности на коефициента x, употребяван във формулата на Хаузер

Скали	Стойности на x при взривяване с амоняли		
	при r = h	при R = h	при R < h
Тежки глини	1,65	0,55	0,066
Варовици, пясъчници	1,86	0,62	0,074
Гранити и гвайси	2,20	0,73	0,088
Други видове здрави скали	3,00	1,05	0,150

При употреба на динамит вместо амонял дадените стойности на x се умножават с коефициент 0,8, а при барута — с 1,5 ÷ 2,5.

Таблица 9—11

Якост на натиск на скалите при разрушаване

Скали	σ_1 , кг/см ²
Кварцити, базалти, амфиболити и др. скали, които показват много голяма якост, жилавост и плътност	3000
Много здрави и компактни скали, базалти, андезити, диабази; много здрави скали: диорити, гранулити, еклогити, грауваки	2400
Твърде здрави гранити, кварцити, кварцпорфири, кварцови шисти и частично серпентини	2220
Здрави грауваки, гранити, сиенити, порфирити, амфиболити, габро и др.	2000
Обикновени по здравина гранити, гнайси, сиенити, порфирити, амфиболити	1800
Крайно здрави варовици, пясъчници и конгломерати; някои гнайси и гранити	1600
Здрави и плътни гранити, грауваки, твърде здрави пясъчници и др.	1400
Дахщайнски варовици, гнайси, порфирити, грауваки, кремъчни лиски, мрамори, твърде здрави шисти	1200
Мрамори, доломити, варовици, магнезити	1000
Варовици, пясъчници, здрави мергели, базалтови лави	800
Песъчливи шисти, шистозви пясъчници, травертин	600
Здрави глинести шисти, пясъчници със слаба спойка пластични скали: мергели, глинести мергели, глинни	400

Таблица 9—12

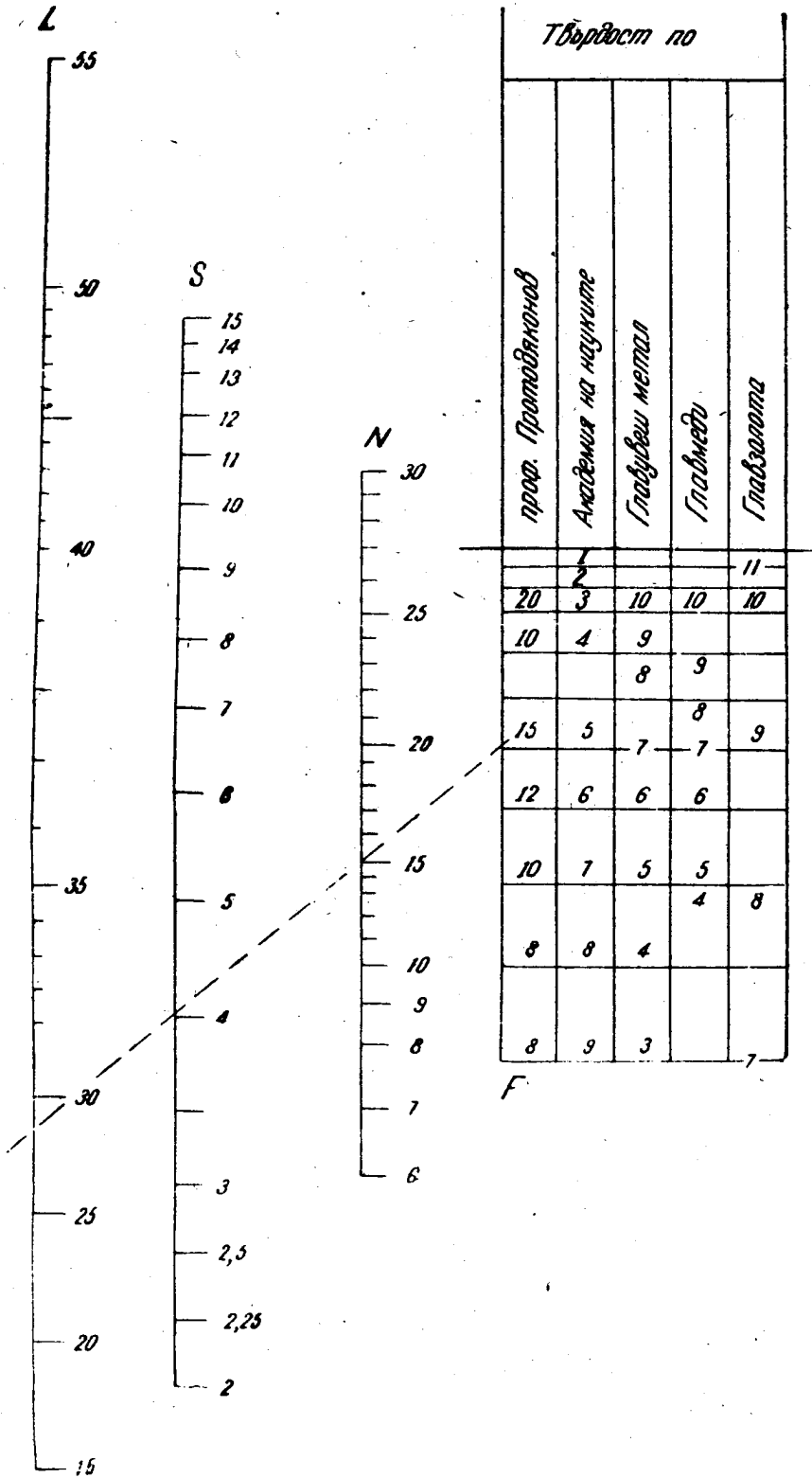
Таблица за разпространението на еластичните вълни в някои скални видове $v_1 \cong v_{\text{звук}}$

	v_1 , м/сек
1. Кристалин (общо)	4500—6000
2. Базалт	5000—6000
3. Гранит	4700—5800
4. Варовици:	4500—5500
а) мрамори	4300
б) триаски доломити	3500—4000
в) кредни варовици	3250—4000
г) юрски варовици	
5. Мергели:	3500—4000
а) плътни мергели	1800—2800
б) слаби мергели	
6. Грауваки	3000
7. Пясъчници:	2500—3200
а) варовити пясъчници	2300—2000
б) глинести пясъчници	до 3300
в) горнокарбонски пясъчници	

За да се добие известна представа за необходимия брой на взривните дупки и тяхната обща дълбочина при даден профил на разработка и дадена твърдост на скалата, може да се използва таблицата на фиг. 9—2, която е пригодена за хоризонтални изработки.

Пример за използване на таблицата.

Ако се прокара хоризонтална галерия, която трябва да има сечение $1,80 \times 2,00$ м в здрави гнайси с коефициент на якост по Протодяконов $f=15$, броят и общата дъл-



Фиг. 9—2 Таблица за графично определяне на броя и дълбочината на взривните дупки :

L — обща дължина на дупките в м,
 S — сечение на разработките в м²,
 N — брой на дупките на забоя,
 F — коефициент на твърдост на скалите

бочина на необходимите взривни дупки ще се определят по таблицата, като се съедини с права линия точката, показваща якост 15 с точката, показваща сечение 3,60 м². Там, където линията пресича скалите *L* и *N*, се отчитат броят и общата дълбочина в метри. За случая броят на взривните дупки ще бъде 15, а общата им дълбочина е 30 м.

ЛИТЕРАТУРА

- Аверин, Н. Д. — Карьеры строительных материалов, Стройиздат, Москва, 1946.
Минно дело — списание на М-во на промишлеността, год. V, книга 1—2—София, 1950.
- Пиковский Я. М. и И. Я. Колкер — Карьеры дорожно-строительных материалов, Дориздат, Москва, 1948.
- Покровский, Г. И. — Расчет зарядов выброса (Сборник статей). Действие взрыва в грунте и расчет зарядов, Гос. изд. литературы по стр. материалам, Москва, 1954.
- Bendel, L. Ingenieurgeologie, Bd. I und II. Spinger-Verlag, Wien, 1948

ПРЕДМЕТЕН АЗБУЧЕН УКАЗАТЕЛ

- абразия, 65, 80
авгит, 47, 130, 382
австрийска фаза, 61
агресивност на водите спрямо бетона, 188—192
 въглекиселинна, 189—192
 магнезиева, 189—192
 общокиселинна, 190—192
 сулфатна, 189—192
албит, 47
албитофир, 9
алевролит, 48
Алтовски, 297
алувиално-ливадни почви, 194
алуминий, 45
амонали, 437, 440, 441, 443
амониева селитра, 437, 440
амонити, 437, 440, 441
амфибол, 43, 44, 50, 130
амфиболит, 41, 50, 388, 394—397
анализ
 ареометров, 119—121
 комбиниран зърнометричен, 121
 ситов, 119
анамезит, 9
андалузит, 44, 50
андезин, 47
андезит, 8, 9, 40, 109, 179, 388, 392—393, 421, 442, 444
анортозит, 9
антеклиза, 66
антиклинориум, 66, 74
антимон, 45
анхидрит, 36, 130, 420
апарат
 на Казагранде, 165
 на Хворслев, 165
 срязващ, 164
апатит, 130
аплит, 40, 397
аргилит, 48
арденска фаза, 62
ареометър за зърнометричен анализ, 120
арсен, 45
артезиански води, 330, 331
артезиански кладенци, 366
астурийска фаза, 62
асфалт, 44
атийска фаза, 61
атмосферно налягане, 103—104
Бабушкин, 349
базалт, 9, 40, 47, 51, 109, 387, 388, 408, 409, 410, 421, 422, 424, 442, 444
базалтово стъкло, 9
базанит, 47
бакинска фаза, 61
барий, 45
барит, 43
барут, 438, 440, 441, 443
Баташки водносилов път, 415, 427
берилий, 45
бетон хидротехнически, 175, 184
Биндеман, 152—153
биотит, 47, 50, 130, 382
бисмут, 45
битуминизация, 323—326
 гореща, 323—325
 хладна, 326
блата, 27
бор, 45
брекчия, 25, 36, 48, 389
бретонска фаза, 62
бром, 45
бургийни дупки, 442—443
валежи, 106—107
валози, карстови, 27
ванадий, 45
варовик, 36, 42, 49, 50, 51, 53, 89, 109, 183, 387, 400, 404, 408, 409, 410, 420, 421, 424, 425
 доломитизиран, 49, 408
 мергелен, 49
варовиков туф (травертин, бигор) 36, 444
Василев, 161
везувиан, 44
ветрове, 104
ВЕЦ (водноелектрически централи)
 Асеница, 144
 Батак, 417, 427
 Бели Искър, 417
 Кокаляне, 417
 Пасарел, 417
 Пещера, 417, 426, 427
взривни вещества, 437—442
 бризантно действащи, 437
 метално действащи, 438
взривни дупки, 438, 439
вискозитет, 290
високомер, 104

- влажност максимално-молекулярна, 139—
 140, 170, 171
 оптимална, 166—168, 169, 415
 хигроскопична, 139
 влашка фаза, 61
 водно стъкло, 321—323
 водно съдържание, 138—139, 167.
 максимално, —, 139
 водовземни съоръжения, 346
 водоизпускане, 115, 173
 водонагнетяване, опитно, 33, 294—300
 водонасищане
 степен на —, 140
 водоносен хоризонт, 370—374
 водоносност, 417
 водоотдаване, 144, 171
 водопоглъщане, 296
 относително, 298—300, 314
 водопопиваемост, 172—173, 176—183
 абсолютна —, 172—173
 водопропускливост на
 глини, 149—150
 несвързани почви, 150
 скалите, 380
 фациално променящи се в дълбочина
 почви, 155
 водород, 45
 водочерпане
 опитно, 33, 346—350
 водочерпателни помпи, 103—104
 волфрам, 45
 вредни примеси в бетона, 184
 вулканизъм, 58, 66
 вулканисти (виж ефузивни скали)
 въглерод, 45
 въжета (сондажни), 276, 279
 габро, 392—393, 422, 424, 444
 габродиорит, 392—393
 габронорит, 9
 габропегматит, 9
 галерия (шолня), 31, 32, 33, 273
 галий, 45
 геотермично стъпало, 425—426
 германий, 45
 Гетска депресия, 63
 гетска фаза, 62
 гипс, 43, 44, 49, 89, 130, 383, 387, 420
 Гирински, 351, 353
 глина, 35, 48, 49, 50, 51, 53, 136, 144,
 149—150, 161, 212, 213, 243, 287, 288,
 387, 400, 404, 418—419, 424, 444
 варовита, 49, 419
 мергелна, 49, 404
 пещъчлива, 35, 51, 136, 144, 149, 213,
 287, 317, 404, 418
 прахова, 161
 глинизация, 316—319
 гнайс, 8, 40, 50, 51, 109, 181—182, 388,
 394—397, 404, 408, 411, 417, 421, 422, 424
 горски почви, 193
 гравелит, 48
 градиент
 критичен, 216—217
 напорен, 334
 гравитационни движения, 82—84
 гранит, 8, 9, 39, 46, 47, 50, 51, 176—177,
 387, 392—393, 408, 409, 410, 417, 420—
 422, 424, 425, 442, 444
 каледонски, 9
 варисцийски, 9
 гранитаплит, 9
 гранитпорфир, 8, 9
 гранодиорит, 9, 39, 177—178, 392—393
 граносиенит, 9, 39
 граница на
 източване, 141
 протичане, 141
 свиване, 142
 гранулит, 444
 график на Нюмарк, 230
 грунтови води, 329, 330, 331—345
 ниво на —, 431
 подпор на —, 344—345
 грунтов поток, 337, 338, 339—342
 Дандуров, 424
 дацит, 9, 39, 179
 девненска фаза, 61
 дельта, 65
 денудация, 65
 повърхностна —, 65, 79
 деривации
 канални, 428—433
 тунелни, 415—428
 дефлация, 66
 диабаз, 9, 178, 422, 425, 442, 444
 диаграма на
 срязването, 163
 Шайнбренаер, 225
 диамант, 44
 динамити, 437, 440, 441, 443
 диорит, 9, 46, 47, 50, 51, 387, 422, 424,
 442, 444
 диоритпорфир, 9
 долини, 67—68
 антецедентни, 67
 епигенетични, 68
 ерозионни, 67—68
 индиферентни спрямо тектониката, 68
 карстови, 68—69
 консеквентни, 67
 ледникови, 68
 млади, 68
 разломни, 67—68
 разседни, 67—68
 стари, 68
 субсеквентни, 67
 доломит, 36, 43, 49, 50, 89, 90, 109, 130,
 382, 421, 422, 424, 442, 444

- дунит, 9
дуломитваровит, 49
дюни, 9, 27, 66
- Дюпюи, 297
егерин, 47
електропроводност, 51
епидот, 43, 50, 130, 383
эпирогенеза, 66
 верижна, 66
ерлифт, 366—368
ерозия, 65, 80
 повърхностна, 65
Ескола, 50
ефузивни скали, 10, 178—180, 388
- желязо, 45
живак, 45
жлебове
 корозионни —, 65
 лавинни —, 65
- закон на
 Герсеванов, 239
 Дарси, 333, 338
 Кулон, 163
 Стокс, 119
заравнености, 65
 абразионни, 65
 денудационни, 65
 повърхностно-ерозионни, 65
 от конгломерати, 65
заряд, 439—440
земно масло (нефт), 45, 51
зеолити, 43
земен натиск, 171, 251—266
 активен —, 254
 аналитични методи за определяне на —,
 262—266
 диаграма на —, 257
 определяне при наличие на непрекъснат
 товар, 258—259
 определяне при наличие на подземна
 вода, 259—260
 пасивен —, 253, 260—262
земно съпротивление, (виж пасивен земен
 натиск)
- злато, 45
зони
 морфоложки, 71—75
 структурни (тектонски) —, 62—64.
зърнометричен състав, 118—128, 169
Зюс, 329
- изветряване, 379—380, 382—383
 физическо, 379, 382—383
 химическо, 379—380, 382—383
извори, 28
 кисели, 28
 радиоактивни, 28
- серни, 28
сернисти, 28
солени, 28
термални, 332
изоклинални гребени, 66
илменит, 43
иловица, 165, 243
индексирание на скалните образувания,
 7—19
- индий, 45
интрузивни скали, 9, 10, 24, 39
инфилтрация, повърхностна, 341—342,
 360—363
- Йод, 45
- кадмий, 45
калай, 45
калий, 45
калциев дихлорид, 321
калций, 45
калцит, 43, 130, 382, 383, 387
каменна сол (халит) 36, 43, 51, 90, 387
каменни въглища, 44, 420
каменни морета (куруми) 84
Каменски, 147, 151, 153, 333, 338, 341,
 343, 344, 359
- канавка (разчистка, траншея), 272
канални, деривационни, 428—433
канелени почви, 193
каньон, 66
каолин, 383
каолинит, 130
капилярен подем, 146
капиляриметър на Каменски, 147
капилярна вода, 333
капилярно изкачване
 височина на —, 147, 170, 333
- кариери за
 глина, 28
 пясък, 28
 чакъл, 28
карст, 89—92
 засипан, 90
 риолитов, 90
 удавен, 90
карстови води, 90, 332
кварц, 43, 50, 130, 387
кварцит, 109, 387, 394—397, 410,
 442, 444
- кварцпорфир, 46, 444
кватернерни седименти, 9
 алувиални, 9
 делувиални, 9
 елувиални, 9
 елувиално-делувиални, 9
 езерни, 9
 езерно-алувиални, 9
 езерно-ледникови, 9
 континентални, 9
 ледникови, 9

- дьосови, 9
 пролувиални, 9
 свланищи, 9
 флувиоглациални, 9
 химически, 9
 кизелгур, 48
 кислород, 45
 класификация на строителните почви, 196—200
 климат, 103—107
 почвен, 104—105
 клипа (тектонска), 26
 клиф, 65
 кобалт, 45
 коефициент на
 водоотдаване, 115, 145
 диспропорционалност, 108, 111
 еластичния модул *E*, 424—425
 еластично слягане *K* (коефициент на еластичния отпор) 423—425
 консолидация, 235
 макропорите, 162
 порите в най-рохкаво състояние, 135
 порите в най-сбито състояние, 135
 Поасон, 213—214
 работоспособност, 441
 сейзичност, 94, 95, 96
 странично налягане, 212—214
 странично разширение, 293
 съпротивителната способност на скалите, 443
 триене, 294
 уплътняване, 442
 филтрация, 147—156, 169, 171, 320—323, 334, 337, 346—355, 360—363
 якост на Протодяконов, 417—422, 444
 колматиране
 на водохранилищата, 103—111
 компресионна крива, 209—211
 компресионни показатели, 209—212
 конгломерат, 48, 51, 53, 54, 109, 400, 420, 424, 444
 консистенция
 показател на —, 142—144
 консолидация, 234
 конструкция на Понсле, 255—256
 конуси
 сипейни и срутищни, 65
 наносни, 10, 11
 кордиерит, 44, 50
 корозия, 66, 176—192
 корони (за сондиране), 282—284
 диамантови, 282
 твърдосплавни, 283
 щротови, 283
 корунд, 44
 коси пясъчни, 65
 кратон, 58
 креда, 36, 420
 крива
 депресионна, 342
 на времеслягане, 159—160
 на слягане, 157—159
 на уплътняване, 157—159, 210
 крик, 276, 278
 кубова якост, 420—422
 кула, сондажна, 275, 277
 лабрадор, 47
 лавини, 65
 лампрофир, 9
 Ланге, 330
 лебедка, 276
 левцит, 43
 лептит, 50
 ливадно-блатни почви, 194
 лимонит, 43, 130, 380, 383
 липарит (виж риолит)
 литий, 45
 лудогорска фаза, 62
 лъс, 11, 53, 90, 117, 143, 161, 162—163, 165, 192, 233—234, 287, 321—323, 418—419
 люспа (тектонска), 25, 57
 магнезий, 45
 магнезит, 43, 89, 130, 382, 383, 421, 444
 магнетит, 43, 50, 130
 манган, 45
 масивни скали, 8, 9, 10, 39, 40, 42, 47, 391, 392—393, 406
 материали добавъчни за бетон, 175, 184—186
 мед, 45
 мергел, 36, 49, 50, 51, 109, 400, 404, 408, 409, 419, 420, 444,
 глинест, 49, 400, 404, 424
 мерокарст, 90
 метаморфни скали, 23, 24, 49—50, 388—389, 391, 394—397
 метод на
 Болдирев за определяне коефициента на филтрация, 34, 360
 Денисов и Биндеман за определяне коефициента на филтрация, 361—362
 Замарин за определяне коефициента на филтрация, 362—363
 Каменски, 151—154
 Маслов, 248—249
 Нестеров за определяне коефициента на филтрация, 360—361
 Рутковски, 121—123
 Терцаги—Казагранде, 154
 Терцаги—Куртие, 245—246
 ЦНИГРИ, 121
 мизийска плоча, 62
 минерални води, 332
 модул
 денудационен, 108—111
 на деформацията, 292
 на деформацията, абсолютен, 212

- на еластичността, 176—183, 386—387
 на слягането, 211, 241
 на слягането, относителен, 211
 моласа, 54
 молибден, 45
 монзонит, 47
 морени, 10, 27, 53, 65
 крайни, 65
 латерални (странични) 65
 стадиални, 65
 фронтални (челни) 65
 мразоустойчивост, 173—174
 мрамор, 50, 89, 109, 180—181, 394—397,
 404, 421, 422
 мусковит, 130, 383
 мутовирани скали, 65

 набъбване, 160
 навлак, 25, 58
 нагъване, 57, 66
 напрежение, 205—231
 вертикално, 225, 229, 230, 232
 нормално, 163, 206
 под кръгов фундамент, 222—224
 под лентовиден фундамент, 219
 под правоъгълен фундамент, 224, 228
 натиск
 земен, 251—266
 планински, 425
 хидродинамичен, 215, 251
 натоварване
 допустимо, 95, 239—244
 опитно, 292—294
 натрий, 45
 натрупи, свлачишни, 65
 нефелин, 43, 130, 382
 никел, 45
 ниобий (колумбий), 45
 НИСИ
 уред за определяне границата на проти-
 чане на —, 141
 уред за уплътняване на —, 167
 ниши срутищни и свлачищни, 65
 номограма
 на Биндеман, 152—153
 на Тер—Степанян, 120
 нозеан, 43
 норит, 9

 обем на порите, 115—145
 в най-рохкаво състояние, 115
 в най-сбито състояние, 115
 Овчиников, 331
 окръжност на Мор, 207—208
 оливин, 44, 50, 382
 олово, 45
 опит на Болдирев, 34
 ороген (тектоген), 58
 ортоклаз, 44, 130, 382
 откос

 ъгъл на естествения —, 96, 117, 168
 ъгъл на естествения — (в зависимост от
 сеизмичността), 96

 параметри на компресионната крива,
 209—211

 пегматит, 9
 перидотит, 9
 пещери, 66
 пикрит, 9
 пиренейска фаза, 61
 пирит, 43, 51, 380, 382
 пироксенит, 9, 47
 пиротин, 43, 380, 382
 плаващи пясъци, 321—323, 418, 424
 плагиогранит, 9
 плагиоклаз, 130
 пластичност, 141—142
 горна граница на —, 141
 долна граница на —, 141
 показател на —, 142
 плата
 лъсови, 66
 риолитови, 66
 платина, 45
 Плотников, 338
 плътност
 на строителните почви, 128
 относителна, 136
 повърхнина, специфична, 125—128
 повърхност, седиментационна, 65
 поглъщащи кладенци, 363—364
 подземни води, 329—330
 условия на залягане на —, 330—332
 подмиване, 432
 подмол, 65
 показатели
 косвени на строителните почви, 170—171
 преки на строителните почви, 169—171
 помпа „Хени“, 308
 понижение (изкуствено) на нивото на под-
 земните води, 364—366
 понори (губилища), 27
 портландцимент, 303
 порфир, 425
 трахитов, 9
 порфирит, 422, 444
 андезитов, 9
 дацитов, 9
 диабазов, 9
 пикритов, 9
 поръзност, 134—136
 почви
 растителни, 34, 192—194, 418
 строителни, 116—175
 принцип
 на Герсеванов, 214—215
 на Сен Венап, 229
 прозорец (тектонски), 26, 58
 промиване (на сондажни пробиви), 288

- промивка глинеста, 289—292
 пропадане на строителните почви (просадка), 81, 88, 161—163, 233—234
 противофилтрационна завеса, 301—326
 дълбочина на, — 318
 елементи на —, 304—307, 318
 профил, 30
 псамодит, 48
 пукнатини, 23
 пукнатинни води, 417
 пуле, 283
 пуцололов цимент, 304
 пясък, 34, 48, 49, 52, 121, 136, 137, 143, 145, 149, 150, 165, 184, 212, 213, 243, 287, 320, 323, 387, 404, 418, 424
 глинест, 34, 38, 136, 142, 143, 149, 175, 418
 прахов, 243
 пясъчник, 36, 42, 48, 49, 53, 109, 182—183, 387, 400, 404, 420, 421, 422, 424, 442, 444

 равнини
 алувиални (речни), 65
 равновесие, гранично, 207—209
 при несвързани почви, 208
 при свързани почви, 209
 радиален поток, 341
 радий, 45
 радиус
 на влияние, 358—360
 на действие на силикатизацията, 320
 разломи, егейски, 64
 разломяване, 66
 разнотърност
 коэффициент, 124
 разрушаване на строителната почва, 238—239
 разсед, 25
 риолит, 39, 46, 178—179, 392—393, 417, 420, 421

 рогови скали, 41
 роданска (ронска) фаза, 61
 родка (сондажна) 275,
 рубидий, 45
 рудник, 29

 саяска фаза, 62
 саяска фаза, 61
 сбливаемост, 136—138
 свлачища, 71, 432, 433—434
 стари, 81
 съвременни, 81
 свлачища — навлаци, 83
 свлачища — потоци, 83
 свлачища — срутища, 82
 седименти, 8, 10, 23, 24, 391, 398—405, 407
 лагунни, 48
 ледникови, 8
 сеизмични райони, 98—99

 Горнооряховски, 98
 Горнотракийски, 98
 Дунавски, 98
 Калиакра — Шабла, 98
 Софийски, 98
 Среднострумски, 99
 Ямболски, 98

 селен, 45
 серпентин, 44, 50, 130, 382, 383, 444
 серпентинит, 41, 408, 411
 сидерит, 89, 382
 сиенит, 9, 178, 421, 422, 424
 силикатизация, 319—323
 силиций, 45
 сивеклиза, 66
 синклинориум, 66, 74
 сипей, 82
 скандий, 45
 скаполит, 44
 склонове
 делувиялни, 65
 елувиялни, 65
 скорост
 критична, 216—217
 на пробиване на скалите, 423
 скрипец (сондажен), 276
 слегваемост, 386—387
 слюди, 43, 44, 50, 51
 слягане, 231
 смолища, 193
 солифлукция, 84
 солонци, 194
 солончащи, 194
 сондажи
 ръчни, 29, 286—288
 ядкови, 29, 33, 280—286
 сребро, 45
 средногорска фаза, 61
 срутища, 71, 82, 432
 срязване
 опит на —, 294, 295
 ставролит, 44
 старокимерска фаза, 62
 Старопланинска тектонска зона, 63
 Сталин, хидровъзел, 415
 стени (язовирни), 379—415
 земнонаситни, 411—415
 навивни, 414
 наситни уплътнени, 412
 полунавивни, 414
 строителни материали, 413—415
 строителни почви, 116—118, 196—200
 несвързани, 117—118, 196
 пясъци, 196
 чакъли, 196—199
 особени, 200
 засолени, 200
 льосови, 200
 органични, 200
 полускални, 196

- свързани, 196
 глинести пясъци, 196
 песъчливи глинни, 196
 скални, 196
 стронций, 45
 стъпала, срутишни и свлачишни, 82
 субхерцински фази, 61
 суфозия, 88—89, 432
 сцепление (кохезия), 163, 209
 съпротивление
 относително електрическо, 51
 срещу срязване, 163—165
 сяра, 45
- таблица
 на Моос, 44
 таконска фаза, 62
 талий, 45
 тантал, 44, 130
 тантал, 45
 твърдост на минералите, 44
 твърд сток, 108—111
 тегло
 обемно, 130—133, 136, 137, 167, 176—183,
 418—422
 в най-рохкаво състояние, 132
 в най-сбито състояние, 132—133
 на водонаситена почва, 131
 на почвата под вода, 132
 на скелета, 133, 154
 специфично, 128—130, 136, 137, 169,
 170, 176—183
- тектоника, 55, 56, 57—58
 телур, 45
 температура
 в тунелите, 425—426
 на въздуха, 105—106
 средна годишна, 426
 на почвата, 104—105
 температурна поправка, 154—155
 тераси, 66, 69—71
 тиня, 35, 212
 титан, 45
 товар
 правоъгълен, 226—227
 товароносимост, 385—386
 топаз, 44
 торий, 45
 торф, 165, 212, 418
 торфища, 34
 трахандезит, 180
 трахит, 9, 180, 421, 422
 трепел (диатомит), 36
 триене, ъгъл на вътрешно —, 171, 208,
 209, 418—422
- тротил, 440
 тръби
 борни, 282
 обсадни, 281
 тунели, 415—428
- турбулентно движение, 334
 туфи (вулкански), 40, 109, 180, 390, 420, 424
 туфити, 109, 390, 400
- ували (карстови), 27, 66
 уплътняване, 145—146
 уран, 45
 устойчивост на откосите, 244—251,
 384—385
 определяне при несвързани почви, 245
 свързани почви, 245—251
- фациес, 52
 алувиален, 52
 батвален, 53
 фациес, бракичен, 53
 делувиален, 52
 еоличен, 53
 континентален, 8, 52
 ледников (гласиален), 8, 53
 морски, 8, 53
 неритичен, 53
 сладководен (лимничен), 53
 флишки, 8, 53
- фелзит, 9
 филит, 10
 филтрация
 истинска скорост на —, 334
 критична скорост на —, 335
 скорост на —, 334
 филтър, 368—369
 флиш, 53, 109
 флуор, 45
 флуорит, 44
 Фолгер, 329
 фонолит, 9
 формула на
 Абелев, 233, 294
 Бусинеск, 218—224
 Герсеванов, 239
 Дарси, 335—336, 342—343
 Дюпюи, 341, 347, 348
 Крюгер, 156
 Кусакин, 358
 Маслов, 238
 Мичел, 219
 Морозов, 238
 Новоторцев, 239
 Павловски, 338, 345
 Покровски, 439
 Прандтл, 239
 Пузиревски—Фрьолих, 238
 Слихтер, 156
 Смрекер, 297
 Тим—Дюпюи, 359
 Ферандон, 238
 Форхаймер, 347, 349, 350
 Хаузер, 443
 Шези, 334

- Шулце, 359
Яранов, 108—111
- фосфор, 45
фундиране, 412
халда (депония), 29, 34
хематит, 50, 130
херцинска тектонска ера, 62
хлор, 45
хлорити, 43, 130
холокарст, 90
хром, 45
хумусно-карбонатни почви (рендзини), 194
- цезий, 45
церий, итрий, 45
циментация, 302—316
 площна, 302—311
циментация при строителство на хидро-
 технически тунели, 314—316
- цинк, 45
циркон, 45
циркус, 65
цоизит, 383
- чакъл, 34, 121, 136, 149, 150, 151, 185—
186, 212, 243, 287—288, 404, 418—419
чарнокит, 9
чернозем, 192
- шахта, 29, 32
Шези, 334
шисти, 42, 181—182, 394—397
- глинести, 36, 387, 390, 424, 444
кристалинни, 51, 181—182, 417
мергели, 390
песчливи, 424, 444
серицитови, 390, 424
слюдени, 410
- шкрапови полета, 27
шлиц, 272
шонкинит, 47
шурф, 273
- щамп, 292—293
щанги (сондажни), 283
щолня, 28, 273
- язовир
 Ал. Стамболийски, 71, 306, 312, 389—
 390, 400—401
- Батак, 136, 144, 396—397
Бели Искър, 392—393
Васил Коларов, 308, 392—393
Г. Димитров, 392—393, 398—399, 407
Доспат, 136, 144, 398—399
Калин, 392—393
Кърджали, 110, 308
Панчарево, 96, 136, 144
Студена, 136, 305, 308
Тополница, 306, 308, 396—397
Тополяне, 136, 144, 404—405
- якост
 на натиск на скалите при разрушаване,
 174, 176—183, 185, 444
- яма (карстова), 66

АЗБУЧЕН УКАЗАТЕЛ НА ГЕОГРАФСКИ ПОНЯТИЯ

- Айтоско-Бургаска котловина, 73
Арда, р., 110
Асеновград, 92
Аспарухово, с., 400
- Баташки Снежник, 74
Беглика, 74, 92
Благоевградско поле, 75
Бургас, 103, 106
- Велинград, 91, 137
Видлич, 73
Вит, 92, 192, 384
Витоша, 73
- Габрово, 73, 106
Горна Оряховица, 67
Горнотракийска низина, 74
Добруджа, 193
- Доспат (котловина), 71
Доспат, р., 398
Дунав, 98, 107, 192
- Жребчево, 69
- Забрал, мест., 91, 92
Задбалкански котловини, 73
Златишко-Пирдопска котловина, 73
- Ивайловград, 106
Искър, 74
- Казанлъшка котловина, 73
Калиakra, 98
Калник, р., 67
Камарска котловина, 73
Камчия, р. 69
Клептуза, 91, 92
Княжево, 98
Костенско поле, 74
Кочериновско поле, 75
Кричим, р. (Въча), 137
Кърджали, 105
Кюстендил, 106
Кюстендилско поле, 75
- Лакатвишки извор, 92
Левскиградска котловина, 73
Лозенска планина, 74
- Любимец, 106
Люлин, 74
- Малко Търново, 92
Марица, гр. 106
Марица, р. 98, 137
Михайловград, 73
- Несебър, 106
- Образцов чифлик, 103
Осъм, р. 92
- Палакария, 74
Панега, р., 92
Петрич, 106
Петрохан, 103
Пирин, пл., 64, 65, 75
Плевен, 105, 106
Пловдив, 98, 103, 106
Поляновград, 74
Поляновградска котловина, 73
Предбалкан, 73, 92
- Радомирско поле, 74
Рила, 64, 65, 75, 193, 392
Родопи, 61, 64, 75, 193, 392, 396, 398
Родопски масив, 64
Росица, р. 384, 400
Русе, 98
- Самоков, 103, 106
Самоковско поле, 74
Саранска котловина, 73
Силистра, 98
Ситняково, 106
Сливен, 402
Сливенска котловина, 73
Софийска котловина, 73
София, 103, 105, 106
Средногорие, 63, 74, 92
Стара планина, 67, 70, 73, 74
Сталин, вр. 103
Сталин, хижа, 103, 106
Странджа, 74, 92
Струма, 68, 75, 99, 396
Струмешница, 68
Сухобракьовска долина, 69
- Твърдишка котловина, 73

Тешел, местност, 384
Тополница, 69, 74, 137
Тулово, 73
Тунджа, р. 69, 73, 74, 392
Търново, 67

Хвойненска котловина, 67

Чая, р. 67
Чепино, 67, 74
Черно море, 73, 98

Шабла, 98

Ямбол, 74
Янтра, р., 67, 92, 192

СЪДЪРЖАНИЕ

I. ОСНОВНИ ГЕОЛОЖКИ ДАННИ

A. Геохронологично поделение и индексирание на скалните образувания	7
1. Общи правила за индексирание	7
2. Общи правила за индексирание на магмените скали	8
а) Индексирание на магмените скали	9
б) Индексирание на магмените скали въз основа на състава им	9
3. Индексирание на кватернерните отложения въз основа на техния произход	9
4. Означаване геоложката възраст на скалите с цветове	10
5. Стратиграфско (геохронологично) поделение на скалите в земната кора	12
6. Произход на наименованията на някои от скалните хоризонти, формации и геоложки времена в стратиграфската таблица	20
B. Условни знаци, употребявани при съставяне на геоложки карти	23
V. Минерален и скален състав на земната кора	41
1. Общи данни за земята	41
2. Скалообразуващи минерали	42
3. Твърдост на минералите	44
4. Масивни скали	44
а) Температури за кристализиране на магмените скали	44
б) Среден химичен състав на магматичните скали в тегловни проценти	45
в) Среден състав на магматичните скали, изразен чрез съдържанието на хим. елементи в тегловни проценти	45
г) Класификация на масивните скали	46
д) Съдържание на минералите в магматичните скали	47
5. Седиментни скали	47
6. Метаморфни скали	49
7. Относителни електрически съпротивления на някои материали и скали	51
8. Литология	52
Г. Тектоника и структурна геология	54
Д. Геоморфология	64
1. Класификация на формите на релефа	65
2. Класификация на долините	67
3. Кватернерни речни тераси в България	69
4. Терасни комбинации в българските долини	70
5. Морфоложки зони в България	71
Литература	76

II. ФИЗИКО-ГЕОЛОЖКИ ЯВЛЕНИЯ

A. Повърхностна денудация	79
1. Скален състав	79
2. Климатични условия	79
3. Морфографски и морфоложки условия	80
4. Растителна покривка и разораност на почвите	80
B. Ерозия и абразия	80
V. Струтища и свлачища	81
Г. Пропадане	81
Д. Суфозия	81
Е. Карст	89

1. Скали, които се поддават на окаряване	89
2. Видове карст	90
3. Фактори, които обуславят хода на еволюцията на хидрогеоложките отво- шения в карстовите терени	90
4. Разпространение на карстовите терени в България	92
Ж. Сеизмичност	92
1. Международна скала за интензивността на земетръсите	93
2. Таблица за стойностите на коефициента на сеизмичност	95
3. Стойност на сеизмичния коефициент k в различни сеизмични райони в за- висимост от допустимото натоварване на строителната почва	95
4. Формула за ъгъла на естественния откос в зависимост от сеизмичността	96
5. Формула за изчисляване теглото на гравитачните бетонови язовирни стени в зависимост от сеизмичността	96
6. Таблица за зависимостта между сеизмичността и хидротехническото строи- телство в България	97
7. Сеизмични райони в България	97
Литература	98
Приложение 2—1	100

III. КЛИМАТОЛОГИЯ И ХИДРОЛОГИЯ

1. Атмосферно налягане	103
2. Ветрове	104
3. Температура на почвата	104
4. Температура на въздуха	105
5. Валежи	106
6. Климатична подялба на България	107
7. Хидроложка подялба на България	107
8. Измерване и изчисляване на твърдия сток	108
Литература	110
Приложение 3—1	111

V. ФИЗИКО-МЕХАНИЧНИ СВОЙСТВА НА СТРОИТЕЛНИТЕ ПОЧВИ И ТЯХНОТО ЛАБОРАТОРНО ОПРЕДЕЛЯНЕ

А. Обозначения	115
Б. Основни физични свойства на неспоените (свързани, несвързани) строителни почви	116
1. Зърнометричен състав	118
а) Ситов анализ	119
б) Ареометров анализ	119
в) Комбиниран зърнометричен анализ	121
г) Визуален метод ЦНИГРИ	121
д) Полски метод на Рутковски	121
е) Графично изобразяване на зърнометричния състав	123
ж) Определяне на специфичната повърхнина на строителната почва	125
2. Плътност на строителните почви	128
а) Специфично тегло γ , г/см ³	128
б) Обемно тегло, г/см ³	130
Обемно тегло на влажна строителна почва Δ , г/см ³	130
Обемно тегло на скелета на строителната почва δ , г/см ³	131
Обемно тегло на водонаситена почва Δ_w , г/см ³	131
Обемно тегло на строителна почва под вода δ_n , г/см ³	132
Обемно тегло в най-рохкаво състояние на строителната почва δ_{min} , г/см ³	132
Обемно тегло в най-плътно състояние на строителната почва δ_{max} , г/см ³	132
Обемно тегло на изсушена строителна почва δ_n , г/см ³	133

в) Порьозност	134
Обем на порите n	134
Коефициент на порите s	134
г) Сбиваемост C и относителна плътност D	136
3. Водно съдържание, пластичност, консистенция	138
а) Водно съдържание w , %	138
Максимално водно съдържание, w_{max}	139
б) Хигроскопична влага w_x , %	139
в) Максимална молекулярна влажност w_m , %	139
г) Степен на водонасищане H	140
д) Пластичност, консистенция	141
Граница на източване (долна граница на пластичност) $w_{из}$, %	141
Граница на протичане (горна граница на пластичност) $w_{пр}$, %	141
Показател на пластичността w_{pl} , %	142
Граница на свиване w_c , %	142
е) Показател на консистенцията K или K_1	142
ж) Водоотдаване	144
з) Степен на уплътненост на глинестите седименти	145
4) Капилярност	146
5) Водопроникливост	147
а) Водопроникливост на глините	149
б) Водопроникливост на несвързаните почви (пясъци, чакъли и пр.)	150
в) Температурна поправка	154
г) Водопроникливост на фазиално променящи се в дълбочина почви	155
д) Косвени методи за определяне на коефициента на филтрация	155
В. Основни механически свойства на неспоените строителни почви	156
1. Компресионни свойства	156
а) Криви на слягане и уплътняване	157
б) Крива на времеслягане	159
в) Набъбване на почвите	161
г) Пропадане	161
2. Съпротивление срещу сръзване	163
3. Оптимална влажност за максимално уплътняване $w_{опт}$	166
4. Ъгъл на естествения откос	168
Г. Приложение на физико-механичните свойства	168
Д. Някои физико-механични изпитвания на споените строителни почви	172
1. Определяне на водопопиваемостта	172
2. Определяне на абсолютната водопопиваемост w_a	172
3. Определяне на водоизпускането	173
4. Определяне на мразоустойчивостта	173
5. Определяне на якостта на натиск	174
Е. Добавъчни материали за бетон	175
Ж. Корозионно действие на строителните почви и водата	186
1. Химически и корозионни свойства на скалите и почвите	186
2. Корозионни свойства на водата	188
а) Корозия на бетона	188
б) Признаци и норми за агресивността на водната среда по отношение на цимента	190
в) Коефициенти a и b за изчисляване съдържанието на свободна въглена киселина	191
3. Растителни почви в България и тяхното значение за строителството	192
Литература	194
Приложение 4—1 (БДС 676—57)	196

V. ЗЕМНА МЕХАНИКА

А. Обозначения	203
Б. Общи данни	205
1. Напрежения в строителните почви	205

а) Понятие за напрежението в почвите	205
б) Някои тезиси из теорията на напреженията	206
в) Гранично равновесие на строителните почви	207
Гранично равновесие при несвързани строителни почви	208
Гранично равновесие при свързани строителни почви	209
2. Компресионни показатели	209
а) Параметри на компресионната крива A, a	209
б) Компресионни модули	211
Модул на слягането M_{ca} при възпрепятствувано странично разширение на пробата	211
Относителен модул на слягането M_o (модул на общата деформация, модул на пълната деформация)	211
Абсолютен модул на деформацията Ma	212
3. Коефициент на странично налягане и коефициент на Поасон	212
а) Коефициент на странично налягане	212
б) Коефициент и число на Поасон	213
в) Зависимост между коефициента на странично налягане и коефициента на Поасон μ	214
4. Принцип на Герсеванов	214
5. Хидродинамичен натиск на порите на строителната почва	215
6. Критичен градиент и критична скорост	216
В. Разпределение на напреженията в почвата под основите	217
1. Разпределяне на напреженията под точковиден товар	218
2. Лентовиден равномерно разпределен товар	219
3. Равномерно разпределен върху кръгова плоскост товар	222
4. Равномерно разпределен върху правоъгълна плоскост товар	224
5. Определяне на вертикалните напрежения под равномерно натоварена произволна плоскост	229
Г. Слягане и пропадане на строителните почви	231
1. Слягане на строителните почви	231
2. Определяне на пропадането на макропорьозни почви (лъсове)	233
Д. Консолидация	234
Е. Разрушаване на строителните почви и определяне на допустимото натоварване	238
1. Разрушаване на строителните почви	238
2. Определяне на допустимото натоварване на неспоените строителни почви по законите на земната механика	239
3. Определяне на допустимото натоварване по норми	242
4. Определяне на допустимото натоварване при динамични товари	244
Ж. Устойчивост на откосите	244
1. Определяне устойчивостта на откосите при несвързани почви	245
2. Графо-аналитични начини за определяне на устойчивостта на откосите при свързани почви	245
3. Определяне центъра на най-неблагоприятната линия на свличане	250
4. Изчисляване устойчивостта на откосите при хидродинамичен натиск	251
З. Земен натиск	251
1. Гранични стойности на земяния натиск	252
2. Графични методи за определяне на земяния натиск (активен земен натиск) E_a	254
а) Кулманова линия на земяния натиск	254
б) Конструкция на Понсле	255
в) Посока и диаграма (приложна точка) на земяния натиск	256
г) Определяне на земяния натиск при наличие на непрекъснат равномерен товар	258
д) Определяне на земяния натиск при наличие на подземна вода	259
3. Графични методи за определяне на земяното съпротивление (пасивен земен натиск)	260
а) Кулманова линия на земяното съпротивление	260

6) Конструкция на Понсле	260
4. Аналитични и други методи за определяне на земния натиск E_a и земното съпротивление E_p	262
Литература	266

VI. ГЕОЛОЖКИ ПРОУЧВАТЕЛНИ РАБОТИ ЗА НУЖДИТЕ НА СТРОИТЕЛСТВОТО

Общи положения	269
А. Изкопни работи	272
Б. Сондажни работи	273
1. Класификация на сондажните работи	274
2. Комплектуване на сондажните уредби	275
а) Части на сондажната уредба	275
б) Стоманени въжета $6 \times 19 + 1$	279
в) Стоманени въжета $6 \times 37 + 1$	279
3. Ядково сондиране	280
а) Техническа характеристика на сондажна апаратура, комплектувана с борапарат КА-2М-300, промивна помпа М-100/30 и двигател Н-22	280
б) Техническа характеристика на сондажна апаратура, комплектувана с борапарат КАМ-500, промивна помпа ЗИФ Р-200/40 и двигател Н-22	280
в) Съоръжения при ядково сондиране	281
г) Изкривяване на сондажния пробив	285
д) Изкуствено изкривяване на сондажния пробив	286
4. Ръчно сондиране	286
а) Основно комплектуване	286
б) Основни размери на съоръженията	286
в) Сондиране при различни геоложки условия	287
5. Промиване на сондажните пробиви	288
а) Начини на промиване	288
б) Глинести промивки	289
в) Определяне показателите на глинестия разтвор	289
г) Определяне на необходимото количество глина за получаване на глинест разтвор	289
д) Приготвяне на глинести разтвори	289
е) Прочистване на глинестия разтвор	292
В. Полски изпитвания на физико-механичните свойства на строителните почви	292
1. Опитни натоварвания с шамп	292
2. Опитно срязване на строителна почва	294
Г. Водонагнетяване	294
Д. Инжекционни работи в хидротехническото строителство	301
1. Предназначение и приложимост на инжекционните работи	301
2. Циментационни противофилтрационни завеси	302
а) Видове завеси и разположението им	302
б) Условия за успешно прилагане на циментацията	303
в) Някои изисквания към порцеландцимента и пуцолановия цимент по БДС 27-51 и БДС 165-51	303
г) Елементи на дълбоката завеса	304
д) Провеждане на циментацията	307
е) Обработване на първичната документация	311
ж) Площна циментация (за свързка)	311
з) Зависимост между разхода на цимент и относителното водопоглъщане	314
3. Циментация при строителството на хидротехнически тунели	314
4. Глинизация	316
а) Приложение на глинизацията	317

ДОПУСНАТИ ПЕЧАТНИ ГРЕШКИ

Стр.	Ред	Написано	Да се чете	По ви-на на																								
9	точка а	Порфирите погрешно са	индексирани с η вместо с π	автора																								
9	8 отгоре	Монционити γ μ	Монционити ν ξ	.																								
65	10 отг.	В табл. 1—21	В табл. 1—22	.																								
94	6 отд.	$K=0,010=0,025$	$K=0,010 \div 0,025$	кор.																								
216		Фиг. 5—6 трябва да бъде без текст	(вж. формула 5,101)	автора																								
239	3. отд.	(вж. формула 5,100)	(вж. формула 5,101)	.																								
308		Цифрите от дясната страна на сондажите на фиг. 6—37 трябва да се четат по следния начин:		.																								
		<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>I</th> <th>III</th> <th>II</th> <th>III</th> <th>I</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>7</td> <td>19</td> <td>12</td> <td>20</td> <td>8</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>17</td> <td>11</td> <td>18</td> <td>6</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>15</td> <td>10</td> <td>16</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>13</td> <td>9</td> <td>14</td> <td>2</td> </tr> </tbody> </table>	I	III	II	III	I	7	19	12	20	8	5	17	11	18	6	3	15	10	16	4	1	13	9	14	2	
I	III	II	III	I																								
7	19	12	20	8																								
5	17	11	18	6																								
3	15	10	16	4																								
1	13	9	14	2																								
329	17 отд.	на мъглата	на магмата	кор.																								
338	13 отг.	$h_{\text{ср}}$ — среден градиент на разглеждания участък	$I_{\text{ср}}$ — среден градиент на разглеждания участък	печ.																								
343	формула 7,36	$h_1^2 - h_2^2 = \frac{2q l_2}{k_2}$	$h_2^2 - h_2^2 = \frac{2q l_2}{k_2}$	кор.																								
345	7 отгоре	$\dots \eta_p = \frac{y_1}{\eta_0}$	$\dots \eta_p' = \frac{y_1}{\eta_0}$	автора																								
347	Заглавие-то на табл. 7—4	\dots свързващ кладенец	\dots свършен кладенец	.																								
349	формула 7,52	$k = \frac{0,366 \cdot Q}{m(s_1 - s_2)} \lg \frac{2a \pm r_1}{r_2} \lg \frac{2a \pm r_2}{r_2}$	$= h \frac{0,366 \cdot Q}{m(s_1 - s_2)} \lg \frac{2a \pm r_1}{r_1} \lg \frac{2a \pm r_2}{r_2}$.																								
354	10 отг.	h — радиус на влияние при водочерпенето в м;	R — радиус на влияние при водочерпенето в м;	кор.																								
359		Във формули 7,93 и 7,94 $2 \cdot 3 \cdot Q$ да се чете	в знаменателя вместо $2,3 \cdot Q$	автора																								
362	9 отгоре	$h_1 = R_1 - \sqrt{R_2^2 - r^2}$	$h_1 = R_1 - \sqrt{R_1^2 - r^2}$	кор.																								
368	7 отд.	надвишава с 20%	да бъде повече от 20% от ...	автора																								

б) Качество на материалите, употребявани при глинизацията	317
в) Елементи на противифилтрационната завеса	318
г) Провеждане на глинизацията	319
д) Разход на нагнетения материал	319
5. Силикатизация	323
6. Битуминизация	323
а) Приложение на горещата битуминизация	324
б) Материали, употребявани при горещата битуминизация	324
в) Елементи на завесата	325
г) Количество на изразходвания битум	326
д) Хладна битуминизация	326
Литература	326

VII. ОБЩА И СПЕЦИАЛНА ХИДРОГЕОЛОГИЯ

A. Основни положения	329
1. Разпределение на водата върху земната кора	329
2. Генезис на подземните води	329
3. Класификация на подземните води	330
4. Условия на залягане на подземните води	332
B. Закопи за движение на подземната вода	332
1. Движение на подземните води в скали, ненаситени с вода	332
а) Движение на водата в парообразно състояние	332
б) Движение на хигроскопичната вода	332
в) Движение на водата в ципесто състояние	332
г) Движение на капилярната вода	333
2. Движение на подземните води в скали, наситени с вода. Основни закони за движение на подземните води	333
а) Ламинарно (струйно) движение. Закон на Дарси	333
б) Действителна скорост на филтрацията	334
в) Нелинеен закон на филтрация	334
г) Критична скорост на филтрация	335
д) Смесено движение	335
3. Установено и неустановено движение на подземните води	335
4. Определяне на посоката и скоростта на движение при подземните води	337
5. Движение на подземните води в еднородна среда	338
а) Водоносен хоризонт с хоризонтален водоупор	338
б) Водоносен хоризонт с наклонен водоупор	341
в) Радиален поток	341
г) Отчитане на повърхностната инфилтрация	342
6. Движение на грунтови води в нееднородни пластове	344
B. Подпор на грунтовите води	344
1. Подпор на грунтови води при хоризонтално положение на водоупора и еднороден водоносен пласт	345
2. Подпор на грунтови води при наклонено положение на водоупорния пласт и при еднородна среда	345
Г. Движение на подземните води към водоземни съоръжения	346
1. Видове водоземни съоръжения	346
2. Уравнения за определяне коефициента на филтрацията	346
3. Уравнения за определяне дебита на кладенците	355
4. Определяне на радиуса на влияние. Зависимост на дебита от диаметъра на кладенеца и радиуса на влияние	358
5. Определяне коефициента на филтрация чрез инфилтрация в шурфове	360
а) Метод на А. К. Болдирев	360
б) Метод на Н. С. Нестеров	360
в) Метод на Н. Я. Денисов — Н. Н. Биндеман	361
г) Метод на Е. А. Замарин	362
Д. Уравнения за движение на подземните води в поглъщащи кладенци	363
Е. Изкуствено понижаване на нивото на подземните води	364

1. Основни уравнения за определяне водопонижението във водоземна система в ненапорни стени	365
2. Определяне на дебита и понижението на група артезиански кладенци, разположени в определен ред	366
Ж. Ерлифт	366
З. Филтри	368
Литература	369
Приложение 7—1	370
Приложение 7—2	374

VIII. ПРОУЧВАНЕ НА СКАЛНАТА ОСНОВА С ОГЛЕД ПРОЕКТИРАНЕТО И ЗАСТРОЯВАНЕТО НА ХИДРОТЕХНИЧЕСКИТЕ СЪОРЪЖЕНИЯ

А. Язовирни стени	379
1. Скално и минерално изветряване	379
Физическо изветряване	379
Химическо изветряване	379
2. Водопроникливост	380
3. Устойчивост на откосите	381
а) Устойчивост на откосите при хоризонтално положение на пластове	384
б) Устойчивост на откосите при дислоцирани, огънати или наклонени пластове	385
4. Товароносимост	385
5. Слегваемост	386
6. Годност на скалите за основа на язовири	387
7. Видове залягане на скалите в обсега на основата на язовирните стени	389
8. Земнонаситни стени	411
а) Видове земнонаситни стени	412
б) Подготовка за фундиране	412
в) Изисквания към нескалните основи за фундиране	412
г) Строителни материали за земнонаситни стени	413
д) Основни показатели на строителните материали за земнонаситните стени	414
Б. Хидротехнически тунели	415
1. Геотехнически свойства на скалите	417
2. Определяне категорията на скалата	417
3. Планински натиск	425
4. Проучване на хидротехнически тунели	427
В. Деривационни канали	428
1. Инженерногеоложка характеристика на природните условия, които се срещат при каналното строителство	428
2. Проучване за канални деривации	432
3. Проучване на свлачищни райони	433
Литература	434

IX. ВЗРИВНИ РАБОТИ ЗА НУЖДИТЕ НА ПРОУЧВАНЕТО

1. Взривни вещества и тяхното действие	437
а) Бризантно действащи ВВ	437
б) Метателно действащи ВВ	438
2. Употребявани формули за изчисляване количеството на взривния заряд	439
3. Таблици за стойностите на различни коефициенти и показатели, употребявани при взривяване на скали	440
Литература	445
Предметен азбучен указател	446
Азбучен указател на географски понятия	454
Съдържание	455

ДОПУСНАТИ ПЕЧАТНИ ГРЕШКИ

Стр.	Ред	Написано	Да се чете	По ви-на на																									
9	точка а	Порфирите погрешно са индексирани с η вместо с π		автора																									
9	8 отгоре	Монционити $\gamma \mu$	Монционити $\nu \xi$.																									
65	10 отд.	В табл. 1—21	В табл. 1—22	.																									
94	6 отд.	$K=0,010=0,025$	$K=0,010 \div 0,025$	кор.																									
216		Фиг. 5—6 трябва да бъде без текст	(вж. формула 5,101)	автора																									
239	3 отд.	(вж. формула 5,100)	(вж. формула 5,101)	.																									
308		Цифрите от дясната страна на сондажите на фиг. 6—37 трябва да се четат по следния начин:		.																									
			<table border="1"> <thead> <tr> <th>I</th> <th>III</th> <th>II</th> <th>III</th> <th>I</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>7</td> <td>19</td> <td>12</td> <td>20</td> <td>8</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>17</td> <td>11</td> <td>18</td> <td>6</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>15</td> <td>10</td> <td>16</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>13</td> <td>9</td> <td>14</td> <td>2</td> </tr> </tbody> </table>	I	III	II	III	I	7	19	12	20	8	5	17	11	18	6	3	15	10	16	4	1	13	9	14	2	
I	III	II	III	I																									
7	19	12	20	8																									
5	17	11	18	6																									
3	15	10	16	4																									
1	13	9	14	2																									
329	17 отд.	на мъглата	на магмата	кор.																									
338	13 отд.	h_{cp} — среден градиент на разглеждания участък	I_{cp} — среден градиент на разглеждания участък	печ.																									
343	формула 7,36	$h_1^2 - h_2^2 = \frac{2q l_2}{k_2}$	$h_1^2 - h_2^2 = \frac{2q l_2}{k_2}$	кор.																									
345	7 отгоре	$\dots \eta_p = \frac{y_1}{\eta_0}$	$\dots \eta_p = \frac{y_1}{\eta_0}$	автора																									
347	Заглавие-то на табл. 7—4	\dots свързващ кладенец	\dots свършен кладенец	.																									
349	формула 7,52	$h = \frac{0,366 \cdot Q}{m(s_1 - s_2)} \lg \frac{2a + r_1}{r_2} \lg \frac{2a + r_2}{r_2}$	$h = \frac{0,366 \cdot Q}{m(s_1 - s_2)} \lg \frac{2a + r_1}{r_1} \lg \frac{2a + r_2}{r_2}$.																									
354	10 отд.	h — радиус на влияние при водочерпенето в м;	R — радиус на влияние при водочерпенето в м;	кор.																									
359		Във формули 7,93 и 7,94 в знаменателя вместо $2 \cdot 3 \cdot Q$ да се чете	$2,3 \cdot Q$	автора																									
362	9 отгоре	$h_1 = R_1 - \sqrt{R_2^2 - r^2}$	$h_1 = R_1 - \sqrt{R_1^2 - r^2}$	кор.																									
368	7 отд.	надвишава с 20%	да бъде повече от 20% от ...	автора																									

Sanitized Copy Approved for Release 2010/04/23 : CIA-RDP80T00246A045000620001-3

Редактор : инж.-геол. Т а н я Х е с к и я	
Техн. редактор : К. П и н г о в	Коректор : М. К о в а ч е в
Худож. редактор : Е м. Р а ш к о в	Художник на корицата : Й. П е т р о в
Дадена за набор на 10. III. 1958 г.	Подписана за печат на 20. IV. 1958 г.
Издателски коли : 29,88	Печатни коли : 29,89
Формат : 65 92 16	Изд. № 6966 III. 2. Тем. 1099 58 г.
Подвързия : 2,80 лв.	Тираж : 1500
Цена по ценоразписа от 1955 г. 14,80 лв.	Книжно тяло : 12 лв.

Държавна печатница „Димитър Благоев“ — Пловдив

Sanitized Copy Approved for Release 2010/04/23 : CIA-RDP80T00246A045000620001-3

ЦЕНА 1400 ЛЕВА