

**Сәулет, қала құрылысы және құрылыс  
саласындағы мемлекеттік нормативтер  
ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ**

---

**Государственные нормативы в области  
архитектуры, градостроительства и строительства  
СВОД ПРАВИЛ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**АЙМАҚТАРДА ЖӘНЕ ОТЫРМАЛЫ  
ТОПЫРАҚТАРДА ОРНАЛАСҚАН  
ҒИМАРАТТАР МЕН ИМАРАТТАР**

---

**ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ НА  
ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ  
И ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ**

**ҚР ЕЖ 2.03-101-2012  
СП РК 2.03-101-2012**

**Ресми басылым  
Издание официальное**

**Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің  
Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер  
ресурстарын басқару комитеті**

**Комитет по делам строительства, жилищно-коммунального  
хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства  
национальной экономики Республики Казахстан**

**Астана 2015**

## АЛҒЫ СӨЗ

- 1 ӘЗІРЛЕГЕН:** «ҚазҚСҒЗИ» АҚ, «ЗЦ АТСЭ» ЖШС
- 2 ҰСЫНҒАН:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің Техникалық реттеу және нормалау басқармасы
- 3 ҚАБЫЛДАНҒАН ЖӘНЕ ҚОЛДАНЫСҚА ЕНГІЗІЛГЕН МЕРЗІМІ:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігі Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің 2014 жылғы 29-желтоқсандағы № 156-НҚ бұйрығымен 2015 жылғы 1-шілдеден бастап

## ПРЕДИСЛОВИЕ

- 1 ПОДГОТОВЛЕН:** АО «КазНИИСА», ТОО «ЗЦ АТСЭ»
- 2 ПРЕДСТАВЛЕН:** Управлением технического регулирования и нормирования Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан
- 3 ПРИНЯТ И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ:** Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан от «29» декабря 2014 года № 156-НҚ с 1 июля 2015 года

Осы мемлекеттік нормативті Қазақстан Республикасының сәулет, қала құрылысы және құрылыс істері жөніндегі уәкілетті мемлекеттік органының рұқсатысыз ресми басылым ретінде толық немесе ішінара қайта басуға, көбейтуге және таратуға болмайды

Настоящий государственный норматив не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения уполномоченного государственного органа по делам архитектуры, градостроительства и строительства Республики Казахстан

# МАЗМҰНЫ

	КІРІСПЕ	IV
1	ҚОЛДАНУ САЛАСЫ	1
2	НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР	1
3	ТЕРМИНДЕР МЕН АНЫҚТАМАЛАР	2
4	ҚАЗБАЛЫ АЙМАҚТАРДА ЖӘНЕ ОТЫРМАЛЫ ТОПЫРАҚТАРДА ҒИМАРАТТАР МЕН ИМАРАТТАРДЫ ЖОБАЛАУҒА АРНАЛҒАН ҚОЛАЙЛЫ ШЕШІМДЕР	2
	4.1 Жалпы ережелер	2
	4.2 Қазбалы аймақтарда ғимараттар мен имараттарды жобалауға арналған бастапқы деректер	3
	4.3 Отырмалы топырақтарда ғимараттар мен имараттарды жобалауға арналған бастапқы деректер	6
	4.4 Қазбалы аймақтарды жоспарлау мен құрылысын салу	9
	4.5 Отырмалы топырақтары бар аймақтарды жоспарлау мен құрылысын салу	10
5	ҚАЗБАЛЫ АЙМАҚТАРДА ЖӘНЕ ОТЫРМАЛЫ ТОПЫРАҚТАРДА ҒИМАРАТТАР МЕН ИМАРАТТАРДЫ ЖОБАЛАУДЫҢ ЕРЕЖЕЛЕРІ	11
	5.1 Жалпы нұсқаулар	11
	5.2 Есептеуге қойылатын негізгі талаптар	12
	5.3 Қазбалы аймақтарда құрылысты жобалаудың ережелері	18
	5.4 Отырмалы топырақтарда ғимараттар мен имараттарды жобалаудың ережелері	20
	А ҚОСЫМШАСЫ ( <i>міндетті</i> ) Қазбалы аймақтарда пайдалануға берілетін ғимараттар мен имараттарды қорғауға қатысты шаралар	22
	Б ҚОСЫМШАСЫ ( <i>міндетті</i> ) Қазбалы аймақтарда салынған ғимараттар мен имараттарды қорғаудың таулық шаралары	24
	В ҚОСЫМШАСЫ ( <i>ақпараттық</i> ) Отырмалы топырақтардан құрылған іргенің деформациясын жоюға немесе азайтуға қатысты шаралар	25
	Г ҚОСЫМШАСЫ ( <i>міндетті</i> ) Қаңқалы ғимараттар	30
	Д ҚОСЫМШАСЫ ( <i>міндетті</i> ) Қаңқасыз ғимараттар	36
	Е ҚОСЫМШАСЫ ( <i>міндетті</i> ) Инженерлік имараттар мен құбыр жолдары	38
	Ж ҚОСЫМШАСЫ ( <i>ақпараттық</i> ) Құрылыс шарты бойынша пайдалы казбалар орнының аймақтарының санаттары	41
	И ҚОСЫМШАСЫ ( <i>ақпараттық</i> ) Қазбалы аймақтардың іргелерінің деформациясының есептік схемалары	39
	К ҚОСЫМШАСЫ ( <i>ақпараттық</i> ) Ғимараттар мен имараттардың іргелерінің қаттылық коэффициенттерін анықтау	44
	Л ҚОСЫМШАСЫ ( <i>ақпараттық</i> ) Топырақтың қалдық және серпінді модульдерін анықтау	54

## **КІРІСПЕ**

Мемлекеттік нормативтердің басты бағыттылығы – сәулет, қала құрылысы және құрылыс қызметін жүзеге асыру кезінде заңмен қорғалатын азаматтар мен қоғамның өмір сүру және тіршілік әрекетіне жағымды және экологиялық қауіпсіз ортасын құрудағы керектіліктерін қамтамасыз ету, жоба және құрылыс өнімдерінің тұтынушылар құқығын қорғау, құрылыстың сенімділігі мен қауіпсіздігін, салынған нысандарды пайдалану кезіндегі тұрақты жұмыс істеуін қамтамасыз ету.

Осы ережелер жинағы Қазақстан Республикасының «Ғимараттар мен құрылыстардың, құрылыс материалдары мен бұйымдардың қауіпсіздігіне қойылатын талаптар» техникалық регламентінің және де басқа нормативтік құжаттардың қазбалы аймақтарда және отырмалы топырақтарда жобаланатын және құрылатын, ғимараттар мен имараттардың сенімділігі мен қауіпсіздігін арттыратын міндетті талаптарын орындауға бағытталған қолайлы құрылыс шешімдерін қалыптастырады.

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ  
СВОД ПРАВИЛ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

---

**АЙМАҚТАРДА ЖӘНЕ ОТЫРМАЛЫ ТОПЫРАҚТАРДА ОРНАЛАСҚАН  
ҒИМАРАТТАР МЕН ИМАРАТТАР**

**ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ НА ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ И  
ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ**

---

Енгізілген күні - 2015-07-01

**1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ**

1.1 Осы ережелер жинағы қазбалы аймақтарда және отырмалы топырақтарда орналасқан ғимараттар мен имараттарды жобалауға таралады және ережелер мен параметрлерді, сонымен қатар объектілердің қауіпсіздігі мен сенімділігін қамтамасыз етуге қатысты қолайлы құрылыс шешімдерін белгілейді.

1.2 Осы ережелер жинағы гидротехникалық имараттарды, жолдарды, аэродромдық жабындарды және сейсмикалық аудандарды жобалауға таралмайды.

**2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР**

Осы ережелер жинағын қолдану үшін келесі сілтемелік нормативтік құжаттар керек:  
ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 Құрылыс жобалау негіздері.

ҚР ҚН EN 1997-1:2004/2011 Геотехникалық жобалау 1-бөлім. Жалпы ережелер.

ҚР ҚН EN 1997 -2: 2007/2011 Геотехникалық жобалау. 2-бөлім. Топырақты зерттеу және сынау.

ҚР ҚН 1.01-01-2011 Сәулет, қала құрылысы және құрылыс саласындағы мемлекеттік нормативтер. Негізгі ережелер.

ҚР ҚН 2.03-01-2011 Аймақтарда және отырмалы топырақтарда орналасқан ғимараттар мен имараттар.

ЕСКЕРТПЕ Осы ережелер жинағын пайдалану кезінде «Стандарттау жөніндегі нормативтік құжаттар» көрсеткіші және ағымды жылда жарияланған мемлекеттік стандарттардың тиісті ақпараттық көрсеткіштері бойынша ҚР аумағында сілтемелік стандарттардың қолданылуын тексерген мақсатқа сай келеді. Егер сілтемелік құжат алмастырылса (өзгертілсе), онда осы нормаларды пайдалану кезінде алмастырылған (өзгертілген) стандартты басшылыққа алу керек. Егер сілтемелік құжат алмастырылмай алынып тасталса, онда оған сілтеме берілген ережелер осы сілтемені қозғамайтын бөлікте қолданылады.

**3 ТЕРМИНДЕР МЕН АНЫҚТАМАЛАР**

Осы ережелер жинағында ҚР ҚН 2.03-01 құрылыс нормаларында және 2-бөлімде берілген нормативтердің терминдері мен анықтамалары, сонымен қатар келесі тиісті анықтамалары бар келесі терминдер қолданылады:

**3.1 Көлбеулі ауыспаушылық** (Horizontal moving): Телімдерде айтарлықтай тегіс емес отырмалардың минималдыдан максимальды өзгеріс мақсаттарынан топырақтың немесе ғимараттар мен имараттардың көлбеу орын ауыстыруы.

**3.2 Бастапқы отырмалық қысым** (Initial subsiding pressure): Оның толық су сіңіргіштігі кезінде топырақтың отырмалық қасиеттері пайда болатын минималдық қысым.

**3.3 Бастапқы отырмалы ылғалдылық** (Initial subsiding humidity): Берілген кернеулі күйде топырақтың отырмалы қасиетіне минималды ылғалдылық.

**3.4 Қаптау (lining)** өңдеуді бекітетін және оның ішкі бетін көрсететін ұдайы конструкция.

**3.5 Қатысты отырмалық** (Relative subsiding): Оның табиғи жатысындағы бастапқы қалыңдығына берілген қысым арқылы ылғалдылығын көтеруге дейін немесе көтеруден кейін қырлы кеңейту мүмкіндігісіз топырақ қабатының өзгерістерінің қатынастары.

**3.6 Үңгіртау (tunnel):** Темір және автокөлік жолдарын, жаяу өтетін жолдарды, байланыстарды және т.б. тартуға арналған 2 м және одан да көп биіктіктегі көлденең немесе көлбеу созылған жер асты құрылысы.

**3.7 Кертпештер** (bench): Тау жыныстарының қозғалуымен жарықтар пайда болуында көрініс беретін жер бетінің шоғырланған деформациялары.

**3.8 Сақтық кентірегі** (inby rib): Объектілерге тау жұмыстарының әсер ету қаупінің алдын алу мақсатында жер қойнауында қалдырылатын пайдалы қазбалардың кенінің бөлігі.

## **4 ҚАЗБАЛЫ АЙМАҚТАРДА ЖӘНЕ ОТЫРМАЛЫ ТОПЫРАҚТАРДА ҒИМАРАТТАР МЕН ИМАРАТТАРДЫ ЖОБАЛАУҒА АРНАЛҒАН ҚОЛАЙЛЫ ШЕШІМДЕР**

### **4.1 Жалпы ережелер**

**4.1.1** Қазбалы аймақтар мен отырмалы топырақтарда ғимараттар мен имараттардың құрылысын салуды жобалауға қойылатын негізгі талаптар геотехникалық талаптар мен құрылыс алаңын инженерлік дайындауға қатысты шаралардың есебімен ҚР ҚН 2.03-01 құрылыс нормаларында берілген.

**4.1.2** Ғимараттар мен имараттардың құрылысын қазбалы аймақтар мен отырмалы топырақтарда салуды жобалаған кезде жобаға ҚР ҚН 2.03-01 берілген арнайы талаптар қойылады, соның ішінде:

- әрбір геотехнологиялық жобалық жағдай үшін EN 1990:2002 анықталған шекті жағдайдың ешқайсысының аспайтындығы тексерілуі керек;

- жобалық жағдай мен шекті жағдайды анықтауда инженерлі-геологиялық жағдайлардың іргенің жалпы тұрақтылығы мен орны ауысуына қатысты алаңның факторлар есепке алынуы қажет;

- қысқа мерзімдімен қатар ұзақ мерзімді де жағдайлар қарастырылуы қажет;

- тегіс емес шөгіндіні азайтатын және ғимараттар мен имараттарды жантаюын түзету үшін әртүрлі әдістерді қолдану арқылы жантаюды кетіретін іс-шаралар;

- іргенің тегіс емес деформациялары пайда болған кезеңде сыртқы және ішкі инженерлік желілердің, лифттердің және басқа инженерлік пен технологиялық жабдықтардың дұрыс эксплуатациясын қамтамасыз ететін шаралар;

- жобалауда есептік жағдайларды типті детальді әсерлерді, олардың үйлесімділігін және жүктеу жағдайларын топырақ негізінің араласуы бойынша сипаттау т.б.

4.1.3 Жобада қоршаған ортаның материалдардың ұзақ мерзімділігі әсерінің жағдайларын бағалау және тиімті тұрақтылықпен материалдардың қорғауын немесе олардың беріктігі мен басқа да қасиеттеріне назар аудару қажет.

4.1.4 Қазбалы аймақтарда және отырмалы топырақтардағы жаңа немесе жетілдірілген конструктивті шешімдері, тегістеу әдістері мен негіздерді пайындаудың тәсілдері бар ғимараттар мен имараттарды жалпылық құрылыста пайдалануға табиғи жағдайда сараптау тексерістерінің оң нәтижесі алынғаннан кейін жол беріледі.

## **4.2 Қазбалы аймақтарда ғимараттар мен имараттарды жобалауға арналған бастапқы деректер**

4.2.1 Қазбалы аймақтарда және отырмалы топырақтарда орналасқан ғимараттар мен имараттарды жобалау кезінде бастапқы деректері ретінде оның болжамды негізгі бағыттарында орналасқан жылжу ойысының нүктелерінде немесе нүктелерінде жер бетінің жылжуы және деформациясының барынша болжалды (қазбалау бойынша жұмыстардың күнтізбелік жоспарлары болмаған жағдайда) немесе ықтимал (қазбалау бойынша жұмыстардың күнтізбелік жоспарлары болмаған жағдайда) ауқымын қабылдау қажет.

Жер үстінің қозғалуы мен деформациясы ғимараттар мен имараттарды жобалау кезінде орындалудан келген геотехникалық әсерлер болып табылады.

Шахталық өрістің (жазықтық жатыс) горизонталь және панельді дайындаулары кезінде өндеуге белгіленген барлық қыртыстар екі топқа бөлінеді:

- объектіні эксплуатациялаудың басынан кейін алғашқы 20 жылда өңделген қыртыстар;

- объектіні эксплуатациялаудың басынан бастап 20 жылдан кейін өңделген қыртыстар.

Қыртыстардың әр тобынан күтулі (болжамды) деформацияларға есептелінеді; жобалау үшін шығыс деректері ретінде жем үсті максимальды күтімді (мүмкін) деформациялар қабылданылады.

4.2.2 Құрылыс телісінде тау жұмыстары объектінің эксплуатациялаудың басындағы 20 жылдан кейінгі мерзімде жоспарланған жағдайларда, жобалау үшін шығыс деректері ретінде өндеуге көзделген барлық қыртыстардың әсерінен тиісті топта орта мәнге дейін бір аймақ тобына кішірейтілген жер үстінің мүмкін деформациялары қабылданады.

## ҚР ЕЖ 2.03-101-2012

Егер болжау деректері бойынша қаралып жатқан өңдеулердің тау-геологиялық жағдайларында ойыс бетінің пішіндері үздіксіз өзгеруінің бұзылуы ықтимал болса, онда ойыстардың шегіндегі кертпештердің оқшаулау ықтимал орындарын көрсетумен олардың көлемдері анықталуы қажет.

4.2.3 Жер бетінің болжамды (ықтимал) деформациясын қазбалардың әртүрлі үлгілері кезіндегі жер бетінің деформацияларын есептеулер саласында мамандандырылған институттармен әзірленіп келісілген инженерлік әдістемелер бойынша инженерлер-маркшейдерлер есептеу қажет.

4.2.4 Геотехникалық әсерлер ҚР ҚН EN 1990:2002 сәйкес анықталады. Қажет кезде ҚР ҚН EN 1991 сай әсерлердің үлкендігін пайдалануға болады.

Геотехникалық әсерлердің параметрлерінің мәнін қабылдау қажет, егер олар есептеуге дейін белгілі болса, осы мәндер есептеу кезінде өзгеруі мүмкін.

ЕСКЕРТПЕ Геотехникалық әсерлердің параметрлері есептеу процесінде өзгеруі мүмкін. Мұндай жағдайларда олар берілген бастапқы мәнмен бірінші жақындастыру ретінде ендіріледі.

4.2.5 1-кестеге сәйкес жылжу ойысының негізгі білігіне бойлай жер беті деформацияларының мағыналарына байланысты қазбалы аймақтарды топтарға бөлу қажет.

### 1-кесте – Қазбалы аймақтардағы жер бетінің деформациясы

Аймақтар тобы	Қазбалы аймақтарда жер бетінің деформациясы		
	салыстырмалық көлденең деформациясы $\varepsilon$ , мм/м	көлбеу $i$ , мм/м	қисық радиус $R$ , км
I	$12 \geq \varepsilon > 8$	$20 \geq i > 10$	$1 \leq R < 3$
II	$8 \geq \varepsilon > 5$	$10 \geq i > 7$	$3 \leq R < 7$
III	$5 \geq \varepsilon > 3$	$7 \geq i > 5$	$7 \leq R < 12$
IV	$3 \geq \varepsilon > 0$	$5 \geq i > 0$	$12 \leq R < 20$

Пайдалы қазбалардың қабаттарын ойып алу кезінде жер бетінің кертпештері пайда болатын қазбалы аймақтарды 2-кестеге сәйкес топтарға бөлу қажет.

### 2-кесте – Кертпештердің көрсеткіштері

Аймақтар тобы	Iк	IIк	IIIк	IVк
кертпештер биіктігі $h$ , см	$25 \geq h > 15$	$15 \geq h > 10$	$10 \geq h > 5$	$5 \geq h > 0$

4.2.6 Ғимараттар мен имараттарды есептеу кезінде ескерілетін жер беті деформациясының есептік мағыналарын жүктеме факторлары ретінде 3-кесте бойынша қабылданатын артық тиеудің тиісті  $n$  коэффициенттеріне жер беті деформацияларының болжалды мағыналарын көбейтумен анықтау қажет.



3-кесте –  $\gamma_F$  жеке коэффициентінің көрсеткіштері

Жылжулар мен деформациялардың түрлері	$\gamma_F$ жеке коэффициенті		
	белгіленуі	деформациялар мен жылжуларды есептеу үшін	
		болжалды	ықтимал
Шөгу $\eta$	$\gamma_{F\eta}$	1,2 (0,9)	1,1 (0,9)
Көлденең жылжу $\xi$	$\gamma_{F\xi}$	1,2 (0,9)	1,1 (0,9)
Көлбеу $i$	$\gamma_{Fi}$	1,4 (0,8)	1,2 (0,8)
Созылу немесе қысылудың салыстырмалы көлденең деформациясы $\varepsilon$	$\gamma_{F\varepsilon}$	1,4 (0,8)	1,2 (0,8)
қисықтық $\rho$	$\gamma_{F\rho}$	1,8 (0,6)	1,4 (0,6)
кертпештер $h$	$\gamma_{Fh}$	1,4 (0,8)	1,2 (0,8)
бұрауы $s$	$\gamma_{Fs}$	1,8	1,4
орын тастауы $\gamma$	$n_\gamma$	1,4	1,2

ЕСКЕРТПЕ Бірліктен аз  $\gamma_F$  коэффициенттерін конструкцияның жұмыс жағдайын қиындатуы мүмкін қандай да бір деформация мағынасының азаюы жағдайында жер бетінің барынша деформациясының екі немесе одан да көп түрлерінің бір уақыттаға әрекетіне ғимараттар мен имараттарды есептеу кезінде ескеру қажет.

4.2.7 Жобадағы әсерлерді анықтағанда имаратпен негідеменің өзара әрекетін ескеру керек.

Ғимараттар мен имараттардың жер бетінің деформацияларына ықпалын есептеу кезінде 4-кесте бойынша қабылданатын  $\gamma_E$  жұмыс шарттарының тиісті коэффициенттерін енгізу қажет.

4.2.8 Тау-геологиялық жағдайда белгілі болып  $\eta(x)$ ,  $\xi(x)$  графика емес, ал ғимаратқа немесе белгіленген ұзындықтағы  $l$  оның отсегіне жататын  $i$ ,  $\rho$ ,  $\varepsilon$  нәтижелік көлемдер саналғанда, онда келесі көлемдердің мағыналары анықталады:

- жер бетінің есептік қисықтығымен және тегіс орташа көлбеумен туындаған ғимарат (құрылыс) негіздерінің екі нүктелері  $\Delta\eta_R$  шөгінулерінің есептік айырмасы

$$\Delta\eta_R = \gamma_{F\rho}\gamma_{E\rho}(x_1^2 - x_2^2)2R$$

және тегіс орта иілмемен

$$\Delta\eta_i = \gamma_{Fi}\gamma_{Ei}i(x_2 - x_1)$$

мұнда  $x_1$ ,  $x_2$  ( $x_1 < x_2$ ) – ғимараттың немесе оның отсегінің орталық білігіне дейінгі қашықтық,  $\gamma_F$ ,  $\gamma_E$  – 3 және 4 кестелері бойынша анықталатын артық жүктеу және жұмыс жағдайларының жекеше коэффициенттері;

көлденең деформациялармен туындаған ғимараттың немесе оның бөлігінің орталық білігіне қатысты іргенің кез-келген нүктесінің есептік қозғалуы:

$$\Delta l = \gamma_{F\xi} \gamma_{E\xi} \varepsilon^* x.$$

**4-кесте –  $\gamma_E$  жеке коэффициентінің көрсеткіштері**

Деформация	$\gamma_E$ жұмыс шарттарының коэффициенттері			
	Белгіленуі	Ғимарат (құрылыс) биіктігі оның ұзындығына қатысты ауқымы кезінде $h/l$ ,		
		до 0,5	от 0,5 до 1	св. 1
Салыстырмалық көлденең $\varepsilon$	$\gamma_{F\eta}$	1,0	0,8	0,7
Көлбеу $i$	$\gamma_{F\xi}$	1,0	0,8	0,7
Қисықтық $\rho$	$\gamma_{F\Gamma}$	1,0	0,7	0,5
Бұрауы $s$	$\gamma_{F\varepsilon}$	1,0	0,7	0,5
Орын тастауы $\gamma$	$\gamma_{F\rho}$	1,0	0,8	0,7

ЕСКЕРТПЕ 1 Ғимараттың (құрылыс) көлденең қиманы қарастыру кезінде  $l$  оның еніне қабылдау қажет.

ЕСКЕРТПЕ 2 Дөңгелек ғимараттың (құрылыс) жоспары үшін  $l$  оның сыртқы диаметрін қабылдау қажет.

ЕСКЕРТПЕ 3 Мұнаралы үлгісіндегі ғимарат (құрылыс) үшін  $l < 15$  м кезінде  $m_i = 1,5$  қабылдау қажет.

ЕСКЕРТПЕ 4 60 м ұзындыққа ие көпірлі крандардың кран асты жолдары үшін  $m_i = 0,5$  қабылдау қажет.

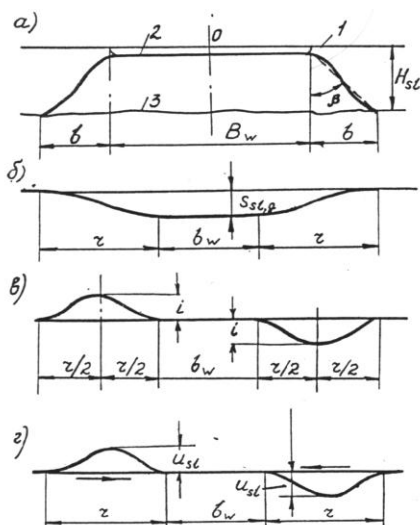
### 4.3 Отырмалы топырақтарда ғимараттар мен имараттарды жобалауға арналған бастапқы деректер

4.3.1 Отырмалы топырақтарда орналасқан ғимараттар мен имараттарды жобалау кезінде деформациялаудың келесі түрлерін есепке алу қажет (1-сурет):

- топырақтың отыруы  $s_{sl}$ , (өзінің салмағынан  $s_{sl,g}$ , және сыртқы жүктемелерден  $s_{sl,p}$ );
- жер үстінің  $u_{sl}$  көлденең орын ауыстыруы;
- созудың немесе қысудың көлденең деформациялары  $\varepsilon$ ;
- жер үстінің иіlmесі  $i_{sl}$ .

4.3.2 Инженерлік шешімдерді таңдауға арналған бастапқы деректер құрылыс алаңындағы инженерлік-геологиялық және гидрогеологиялық зерттеу материалдары мен құрылыс алаңының жобалық материалдары және ғимараттың немесе имараттың жобалық материалдары жатады, оның ішінде:

- құрылыс телімінің бас жоспары;
- құрылыс ауданының жағдайлық жоспары;
- құрылысы салынып жатқан аймақты вертикаль жоспарлаудың жобасы;
- су таситын коммуникациялардың схемалары;
- құрылыс ауданында қолданылатын іргелерді әзірлеу әдістері туралы мәліметтер;
- құрылыс салу ауданындағы ғимараттың (имараттың) деформациясы туралы деректер.



**1-сурет – Отырмалы ойылма шегінде жер үстінің деформациясының даму сипаттамасы**

а — ылғалдандыру аумағының көлденең тілігі; б — топырақ үстінің отырма қисығы; в — беттік еңістің қисықтары; г — топырақ үстінің көлденең орын ауыстыруының қисықтары; 1 — жер үстінің жағдайы; 2 — жібіту алаңы; 3 — су ағудың төменгі шегі; Б — су ағу аумағының ені,  $B_w$  — жібіту ауданының ені;  $\beta$  — су ағудың бұрышы;  $H_{sl}$  — отырмалы қалыңдық; г — топырақтың өз салмағынан отырудың қисық сызықты телімінің есептік ұзындығы;  $b_w$  — отырманың көлденең телімінің ені;  $s_{sl,g}$  — топырақтың өз салмағынан отыруы;  $i$  — жер үстінің иілімі;  $u_{sl}$  — жер үстінің көлденең орын ауысуы.

#### 4.3.3 Отырмалы топырақтан тұратын алаңшалардың негізгі мінездемелеріне:

- топырақтың отырмасы сыртқы жүктемелерден болуы ықтимал, ал топырақтың өз салмағынан отыруы жоқ болатыны немесе 5 см-ден аспайтын I типі;
- топырақтың отырмасы өз салмағынан болуы мүмкін және оның үлкендігі 5 см-ден асатын II типі болып бөлінетін отырмалылық бойынша топырақ жағдайларының типі;
- бар немесе жоспарланған (кескінмен немесе сезумен) беттен анықталатын  $H_{sl}$  отырмалық қалыңдықтың үлкендігі, ол үшін  $e_{sl} < 0.01$ ;
- топырақтың отыруы өз салмағы есебімен  $s_{sl,g}$  болатын отырмалық қалыңдықтың шегінде  $H_{sl}$  тік жоспарлауды орындағанға дейінгі немесе орындағаннан кейінгі үлкендік жатады.

4.3.4 Отырмалы топырақты аймақтың жер бетінің күтпелі деформациясы 5-кестеге сәйкес құрылыс шарттары бойынша топырақ жағдайы үшін I типті және 6-кестеге сәйкес топырақ жағдайы үшін II типті болып бөлінеді.

## 5-кесте - I типті топырақ жағдайының көрсеткіштері

Топ құрылыс шартының	Отырмалылық сыртқы жүктемелерден болатын ірге	Іргенің көрсетілген деформациясы	
		сыртқы жүктемелерден болатын отырма $s_{sl,p}$	сыртқы жүктемелерден отырманың қатысты түрлілігі $i_{sl,p}=\Delta s_{sl,p}/L$
I	жойылмаған	$s_{sl,p}^{max}$	$i_{sl,p}^{max}$
II	жартылай жойылған	$s_{sl,p}^{max} \geq s_{sl,p} \geq 0$	$i_{sl,p}^{max} \geq i_{sl,p} \geq 0$
III	толық жойылған	$s_{sl,p}=0$	$i_{sl,p}=0$
Кестеде қабылданған белгі: L — ғимараттың (имараттың) іргетастарының арасындағы қашықтық.			

## 6-кесте - II типті топырақ жағдайының көрсеткіштері

Құрылыс шартының тобы	Жер үстінің деформациялары, мм/м		Көрсеткіш, мм/м $K=ssl,p/r$
	Қатысты көлденең $\varepsilon$	иілме $i$	
0	$\varepsilon > 12$	$i > 18$	$K > 11$
I	$12 \geq \varepsilon > 8$	$18 \geq i > 13,5$	$11 \geq K > 9$
II	$8 \geq \varepsilon > 5$	$13,5 \geq i > 10$	$9 \geq K > 6$
III	$5 \geq \varepsilon > 3$	$10 \geq i > 7,5$	$6 \geq K > 4$
IV	$3 \geq \varepsilon > 0$	$7,5 \geq i > 0$	$4 \geq K > 0$
Кестеде қабылданған белгі: r — топырақтың өз салмағынан отыруы телімінің қисық сызықтығының есептік ұзындығы.			

4.3.5 Отыратын жерлердің нормативтік құжаттар бойынша анықталатын ерекшелікті сипаттарына келесілер жатады:

-  $\varepsilon_{sl}$  дейін оның бүйірлеу кеңейтуі жер мүмкіндіксіз қабаттай және оның сулауынан кейін қалай анықталуы керек болатын табиғи жатуда оның бастапқы жуандығына тап қалған қысыммен жерлердің толық суға қанығуында, сонымен бірге ең төменгі  $p_{min}$  қысымның өзгеруінің интервалы жуандықтың өзімен ұсынатын қатынасы салыстырмалы отырып кететіндік, өз салмақтан  $\sigma_{z,g}$  қаралатын тереңдікте тең тік кернеудің іргетастардан, едендендерден, технологиялық жабдықтардан анықталады ж.т.б., яғни,  $(\sigma_{zp})$

$$p_{max} = \sigma_{z,g,i} + \sigma_{z,p}.$$

Отырмалыларға  $\varepsilon_{sl} \geq 0.01$  кезінде топырақты жатқызу керек.

- жанында оның отырып кетуі толық суға қанығуда айқындалған (от  $\sigma_{z,g}$  немесе  $\sigma_{zg} + \sigma_{zp}$ ), жерге өзімен ұсынатын ең төменгі қысым  $p_{sl}$ дың бастапқы отырып кететін қысымы  $p_{sl}$  шамасына  $\varepsilon_{sl} = 0.01$

- бастапқы  $w_{sl}$  отыратын дымқылдығы - бұл тік кернеулерден  $\sigma_{zg}$  немесе  $\sigma_{zg} + \sigma_{zp}$  отыратын жерлерде немесе отырып кететін қасиеттер ( $\varepsilon_{sl} \geq 0.01$ ) айқындалған ең төменгі дымқылдық. Жерлердің толық емес суға қанығуы жағдайларындағы салынатын алаң, дымның капилляр көтеруі, шалағай суларды ақырын инфильтрацияның экрандалуында, жерлердің (сулау) сулауы тып-тығыз сазды жерден суды аз өткізетін пердесі арқылы қолданылады.

4.3.6 Геотехникалық параметрлердің жобалық мәндері  $X_d$  келесі формуланың қолдануы бар тән мәндері бойынша бағалануы керек:

$$X_d = X_k / \gamma_m, \quad (1)$$

немесе тікелей анықталуы қажет.

А.3.2 қосымшасында көрсетілген ұзақ уақыттық жағдайлар үшін формулада (1)  $\gamma_m$  жеке коэффициентінің мәні пайдалануы қажет.

ЕСКЕРТПЕ 1 Жеке коэффициенттердің мәні ұлттық қосымшалармен белгіленуі мүмкін.

ЕСКЕРТПЕ 2 1 қосымшадағы түсіндірмелер дәстүрлі жобалауда қауіпсіздіктің минимальді дәрежесін береді.

4.3.7 Егер геотехникалық параметрлердің жобалық мәндері тікелей бағаланса, онда тиісті қауіпсіздік деңгейі бойынша ретінде анықтама қолданылуы тиісті А қосымшасында қолданылуы тиісті келтірілген коэффициенттер бөлінділер.

4.3.8 Топырақ шарттарының I типтегі отырма топырақтарымен жатқызылған негіздемелер келесі параметрлермен сипатталады:

- негіздемелерді қысу өзгергіштігінің дәрежесімен  $a_{E,I}$ ;
- отырмалы топырақтың деформация модулінің орташа мәнімен  $s_l$  немесе іргенің орташа шөгіндімен  $u$ .

Ғимараттар мен имараттарды отырғызудың конструкциясын есептеуде іргенің негізгі өлшемдік параметрлері төмендегідей:

- максимальды шөгінді  $s$ ;
- негіз деформациясының қатысты түрлілігі  $\sum S/l = \sum (s + s_{slp})/l$ ;
- қысу кезіндегі негіздердің қаттылық коэффициенті  $C$ .

#### 4.4 Қазбалы аймақтарды жоспарлау мен құрылысын салу

4.4.1 Қазбалы аймақтарды жоспарлау мен құрылысын салуға қойылатын негізгі талаптар ҚР ҚН 2.03-01 құрылыс нормаларында берілген.

Құрылыс салу үшін қазбалы аймақтарды таңдаған кезде көздеген құрылыстың мақсатқа сай келетіндігі объектілердің құрылысын салу және пайдалануға беру процесіндегі ықтимал шығындардың есебімен ғимараттар мен имараттарды

орналастырудың ықтимал нұсқаларының салыстырмалық экономикалық тиімділігінің есептерімен расталады.

4.4.2 Жоба құжаттамасын әзірлеу кезінде жете жоспарлау жобалары және құрылыс жобаларының құрамына негізгі сызбалардың масштабында орындалған тау-геологиялық шектеулердің сызбанұсқаларын қосу қажет. Сызбанұсқаларда құрылыс шарттары бойынша аймақтардың санаттары көрсетілуі қажет: тұрғын үй аудандары мен шағын аудандар үшін жарамды, шектелген жарамды, жарамсыз, уақытша жарамды.

Аймақтарды санаттарға бөлуді Ж қосымшасына сәйкес жүзеге асыру қажет.

4.4.3 III және IV топтарға қарағанда үлкен деформациялардың ауқымымен қазбалы аймақтарды құрайтын қала мен елді мекендерді жоспарлау кезінде құрылысқа жарамды аймақтарды барынша тиімді пайдалануды ескеру қажет.

Қазбалы аймақтардың топтары бойынша атқарымдық аймақтарды және тұрғын үй элементтерін орналастыруы 7-кестеде көрсетілген.

**7-кесте – Қазбалы аймақтардың топтары бойынша атқарымдық аймақтарды және тұрғын үй элементтерін орналастыру**

Атқарымдық аймақтар және тұрғын үй элементтері	Қазбалы аймақтардың топтары бойынша дұрыс орналастыруы
1. Мектептер мен балалар мекемелерінің телімдері	IV, III
2. Мәдени-тұрмыстық мақсаттағы қызмет көрсету мекемелері мен кәсіпорындарының телімдері	IV, III
3. Коммуналдық-шаруашылық мақсаттағы телімдер	IV, III, II
4. Қоғамдық ғимараттар (қабаттылығына қарамастан)	IV, III
5. Спорт құрылыстары	IV
6. Келесі қабаттары бар тұрғын үй ғимараттарына арналған телімдер: 5 дейін	IV, III, II
5 –тен 9 дейін	IV, III
7. Магистралдық көшелер	IV, III
8. Тұрғын үй көшелері және өту жолдары	IV, III, II, I

Құрылысқа жарамсыз телімдерді көгалдандыру, гүл бағы, саябақ және демалыс аймақтарына бөлу қажет.

4.4.4 Халықтың аумақтағы тығыздығы 1-санаттағы аумақтың қазбалы емес телімдерін жоғары қала құрылыстық құндылықты; құрылыс үшін жарамды 2-санаттағы аумақтың қазбалы телімдерін – орташа; құрылыс үшін шектеулі жарамды – 3-санаттағы аумақтың қазбалы телімдерін – төмен қала құрылыстық құндылықты деп қарастыра отырып, нормативтерге сәйкес қабылданады.

4.4.5 Аумақтардың топтарының әртүрлі үйлесімі бар алаңдарда, әдетте, құрылысы қорғаудың құрылыстық шараларын қамтамасыз етуі мүмкін функционалдық аймақтарды және жеке ғимараттарды (имаратарды) орналастыруды ескеру керек.

#### **4.5 Отырмалы топырақтары бар аймақтарды жоспарлау мен құрылысын салу**

4.5.1 Құрылыс салу үшін көзделген алаңдарды отырмалы қалыңдықтардың минималдық тереңдігі бар, деградацияланған отырмалы топырақтары бар телімдерде, сонымен қатар отырмалы қалыңдығы терең төселген іргетастарды, оның ішінде қадалық іргетастарды қолдануға мүмкіндік беретін телімдерде орналастыру керек.

4.5.2 Ылғалды технологиялары бар ғимараттар мен имараттарды құрылысы салынатын аумақтың төмендетілген бөліктерінде орналастыру керек. Жерастылық сулардың деңгейін жоғары орналасқан телімдерде, сонымен қатар отырмалы қалыңдықты төсейтін құрғататын қабаты бар телімдерде көрсетілген ғимараттар мен имараттарды басқа ғимараттар мен имараттардан: отырмалық бойынша I типті, сонымен қатар су кіретін төселмелі топырақ бар болған кезде отырмалық бойынша II типті топырақ жағдайында отырмалы қабаттың кемінде 1,5 қалыңдығына; су кірмейтін төселмелі топырақ бар болған кезде отырмалық бойынша II типті топырақ жағдайында отырмалы қабаттың кемінде Зеселі қалыңдығына тең қашықтықта орналастыру керек.

### **5 ҚАЗБАЛЫ АЙМАҚТАРДА ЖӘНЕ ОТЫРМАЛЫ ТОПЫРАҚТАРДА ҒИМАРАТТАР МЕН ИМАРАТТАРДЫ ЖОБАЛАУДЫҢ ЕРЕЖЕЛЕРІ**

#### **5.1 Жалпы нұсқаулар**

5.1.1 Қазбалы аймақтар мен отырмалы топырақтарда ғимараттар мен имараттарды жобалаудың негізгі талаптары мен қағидаттары ҚР ҚН 2.03-01 құрылыс нормаларында берілген.

Ғимараттар мен имараттарды олардың мақсаттары мен жұмыс жағдайына байланысты қатты, икемді немесе аралас конструктивтік схемалар бойынша жобалау керек.

5.1.2 Күрделі жоспарындағы ғимараттар мен құрылыстар деформациялық жіктермен отсектерге бөлінеді. Отсектік шегіндегі ғимараттар мен имараттардың биіктігін бірдей, ал ұзындығын жер беті деформациясының есептік ауқымы, негіздеме топырағының физикалық-механикалық қасиеттері, технологиялық талаптарының есептік ауқымына байланысты есептеу бойынша қабылдау қажет.

Отсектер арасындағы деформациялық жіктері іргенің деформациясы кезінде отсектің еркін көлбеуін немесе айналуын қамтамасыз етуі қажет.

Деформациялық жіктері ғимараттар мен имараттардың барлық биіктігі, оның ішінде шатыры мен іргетастары бойынша аралас отсектерді бөлу қажет.

Ғимараттарға түйіскен инженерлік имараттарды да ғимараттан деформациялық жіктермен бөлу керек.

5.1.3 Деформациялық жіктердің аймақтарындағы салмақ түсіретін қабырғалардың астында іргетастарды және қос бағаналардың астыңғы іргетастары ҚР ҚН 2.-03-02 құрылыс нормаларындағы талаптарға сай орнықтырылады.

5.1.4 Технологиялық жабдықтардың астына жабдықтардың тұрпаттары және оны пайдалануға технологиялық талаптарына байланысты, қорғаудың арнайы шараларын қолдануды, жабдықтарды көтергішпен тегістеуге басым көңіл бөлуді ескере жобалау қажет.

5.1.5 Болжам бойынша I және II топтар бойынша шекті деформациялардан асатын жер бетінің деформациясы күтілген қазбалы аймақтарда ғимараттар мен имараттарды соғуға мамандандырылған ұйымның қорытындысы бойынша және тиісті техника-экономикалық негіздеме бар болған кезде ғана жол берілуі мүмкін.

5.1.6 Топырақ жағдайының II типті отырмалы топырақта құрылысы салынатын ғимараттар мен имараттарды жобалаған кезде ерекше деформациялардың келесі түрлерін ескеру керек:

- топырақтың  $s_{sl,g}$  өзіндік салмағынан және сыртқы  $s_{sl,p}$  жүктемеден де  $s_{sl}$  отыру;
- жер бетінің горизонталь орын ауысуы  $u_{sl}$ ;
- созылу мен қысылудың қатысты горизонталь деформациялары  $\epsilon_i$ ;
- жер бетінің еңісі  $i_{sl}$ ;
- топырақ массивінің кернеулі күйі мен ылғалдылығының өзгеруінің есебінен болатын отырмалы емес топырақтың  $H_{sl}$  отырмалы қалыңдығына төселетін қосымша шөгінді  $s_{ul}$ .

5.1.7 Отырмалы топырақта ғимараттар мен имараттарды жобалаған кезде:

а) іргетастың табанынан ішінде сыртқы жүктеме мен топырақтың өзіндік салмағынан болатын суммарлық вертикаль кернеулер бастапқы отырмалық  $p_{sl}$  қысымға тең тереңдікке дейін немесе көрсетілген кернеулердің сомасы минималды болатын тереңдікке дейін өлшенетін отырманың  $h_{sl,p}$  жоғарғы бөлігінің шегінде болатын сыртқы ортадан  $s_{sl,p}$  отыруды;

б) вертикаль кернеулер бастапқы отырмалы қысымнан  $p_{sl}$  асатын тереңдіктен бастап төменгі аймақта болатын топырақтың өзіндік салмағынан болатын отыруды  $s_{sl,g}$  немесе топырақтың өзіндік салмағы мен сыртқы жүктемелерден отырмалы қалыңдықтың төменгі шекарасына  $H_{sl}$  дейінгі вертикаль кернеуінің сомасын;

в) ғимарат пен имараттың салмағынан; отырмалы топырақтың ылғалдылығы артқан немесе тереңдетіліп тығыздалған кезде оның өзіндік салмағының артуынан; жоспарланған шашпаның салмағынан; 1-қабаттың (жертөлелік қабаттың ж.с.с.) технологиялық жабдықтың едендері мен іргетастарына түсетін жүктемелерден болатын оларды қосымша қысу  $H_{ul}$  аймағының шегіндегі топырақтың отырмалы қалыңдығын  $H_{sl}$  төсейтін  $s_{ul}$  қосымша шөгінділерді;

г) топырақтың отыруының тегіссіздігін  $\Delta s_{sl}$ ;

д) топырақ өзіндік салмағынан отырған кезде отырмалы ұңғының қисық сызықты бөлігінің шегінде іргенің горизонталь орын ауысуын  $u_{sl}$ ;

е) еңістер мен баурайлардың тұрақтылығының жоғалуын ескеру керек.



## 5.2 Есептеуге қойылатын негізгі талаптар

5.2.1 Қазбалы аймақтарда және отырмалы топырақтарда орналасқан ғимараттар мен имараттардың конструкцияларын ҚР ҚН EN 1997-1:2004/2011: «Геотехникалық жобалау. 1-бөлім «Деформация есебімен шекті жағдайлардың әдістері бойынша жалпы ережелер» сәйкес есептеу қажет:

- а) негіздеме – оның тік және көлденең ауысуы түрінде көрініс беретін қазбалардан;
- б) топырақтарды – құрылыспен берілетін жүктемеден.

Тұрақты, ұзақ, ықтимал қысқа мерзімді жүктемелерден және қазбалардан ықпалдардан тұратын конструкцияларды ерекше үйлесу жүктемелеріне есептеуін басым жағымыз ықпалдарына жүргізу қажет.

5.2.2 Конструкцияларды тұрақты, ұзақ, ықтимал қысқа мерзімді жүктемелер мен топырақтың қазбасынан немесе отыруынан болатын әсер етуден тұратын жүктемелердің ерекше үйлесімдеріне есептеуді әсер етудің ең жағымсыз үйлесімдеріне жүргізу керек.

5.2.3 Қазбалар ықпалдарының ықтимал үйлесімдеріне:

- а) созылудың  $+\varepsilon$ , дөңестіктің қисықтығы  $+\rho$ , көлбеуінің  $i$  салыстырмалы көлденең деформациясы;
- б) қысылудың  $-\varepsilon$ , ойыстықтың қисықтығы  $-\rho$ , көлбеуінің  $i$  көлденең деформациясы;
- в) жер бетіндегі кертпешесі (кертпеш биіктігі  $h$ ) және оған тиісті  $\varepsilon$  көлденең деформация мен  $i$  көлбеуі жатады.

Жер бетінің ырғақты тік деформациялары кезінде (қисықтық) «а», «б» тармақшаларында көрсетілген деформациялар үйлесімін, сатылы деформациялар кезінде (кертпештер) - «в» тармақшасының деформациялар үйлесімін ескеру керек.

5.2.4 Қажет болған жағдайда, ҚР ҚН EN 1997-1:2004/2011 «Геотехникалық жобалау. 1-бөлім. Деформацияның есебі бар шекті жағдайлардың әдісіне қатысты жалпы ережелер» сәйкес келесі шекті жағдайлар бойынша тексеру жүргізіледі:

- ішінде конструктивтік материалдар мен ірге топырақтарының беріктілігі кедергіні қамтамасыз ету үшін жеткіліксіз болып қарастырылатын, имарат пен іргенің тепе-теңдігін жоғалту (EQU);

- имараттың немесе ішінде конструктивтік материалдардың беріктілігі кедергіні қамтамасыз ету үшін маңызды конструктивтік элементтердің, мысалы, іргетастарды, қадаларды, жертөле қабырғаларын ж.т.б. қоса, ішкі қирауы немесе төтенше деформациясы (STR);

- ішінде топырақтың немесе тау жынысының беріктілігі кедергіні қамтамасыз ету үшін маңызды іргенің қирауы немесе төтенше деформациясы (GEO);

ЕСКЕРТПЕ Шекті жағдай GEO іргетастармен немесе тірек имараттарымен, ал кейде конструктивтік элементтердің беріктілігімен байланысты конструктивтік элементтердің өлшемдерін белгілеген кезде көбінесе қауіпті болады.

5.2.5 Әсер етудің жобалық шамасы ҚР ҚН EN 1990:2002 сәйкес анықталады.

## ҚР ЕЖ 2.03-101-2012

Бұл жерде әсер етудің жобалық шамасы  $F_d$  тікелей бағалануы немесе төмендегі теңдеуді пайдалану арқылы репрезентативтік мәндер бойынша алынуы керек:

$$F_d = \gamma_F F_{rep}, \quad (2)$$

$$\text{мұнда } F_{rep} = \psi F_k. \quad (3)$$

$\psi$  тиісті мәндері EN 1990:2002 берілген.

(2) теңдеуде  $A$  қосымшасында берілген тұрақты немесе уақытша жағдайларға арналған  $\gamma_F$  жеке коэффициенті қолданылады.

ЕСКЕРТПЕ 1 Жеке коэффициенттердің мәндері ұлттық қосымшаға сәйкес белгіленеді.

ЕСКЕРТПЕ 2  $A$  қосымшасында мәндер дәстүрлі жобалау үшін қауіпсіздіктің тиісті деңгейін белгілейді.

5.2.6 Имараттың статикалық тепе-теңдігі немесе жалпы орын ауысуы бойынша шекті жағдайды (EQU) қарастырған кезде теңдеулерді тексеру керек:

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d \quad (4)$$

кезінде

$$E_{dst;d} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}_{dst} \quad (5)$$

және

$$E_{stb;d} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}_{stb}. \quad (6)$$

(5) формулада 2(1)P және A.2(2)P анықталған тұрақты және уақытша жағдайларға арналған жеке коэффициенттер қолданылуы керек.

ЕСКЕРТПЕ EQU статикалық тепе-теңдігі негізінде конструкцияның жобасына қатысы бар. Геотехникалық жобада EQU тексеру жартасты іргедегі қатты іргетастар сияқты сирек жағдайларда жүргізіледі, және оның жалпы тұрақтылықты немесе өлшеуді тексеруден айырмашылығы болады. Жылжуға кедергінің белгілі мәні  $T_d$  кезінде бұл есептердің тұрлаусыз мәні болады.

5.2.7 Конструктивтік конструкцияның немесе көлденең қиысудың немесе іргенің (STR және GEO) қирауының немесе төтенше деформациясының шекті жағдайын қарастырған кезде келесіні тексеру керек:

$$E_d \leq R_d. \quad (7)$$

Жоғарыда көрсетілген параметрлер ҚР ҚН EN 1997-1:2004/2011: «Геотехникалық жобалау. 1-бөлім. Жалпы ережелер» 2.4.7.3.2 және 2.4.7.3.3 тармақшаларына сәйкес анықталады.

5.2.8 Отыру бойынша I типті топырақ жағдайларында құрылыс салу үшін жобаланатын ғимаратты (имаратты) оны жергілікті жібіту кезіндегі іргенің қаттылығының ең қатты өзгеруі (Ж қосымшасына сәйкес) кезінде:

а) ғимараттың (имараттың) бүйірінде;

б) ғимараттың (имараттың) ортасында есептеу керек

Ғимараттар мен имараттарды II топтың құрылыс жағдайында (5-кесте) – отырманың жоғарғы аймағында сыртқы жүктемеден болатын максималдық тегіс емес отырмаға;

III топтың құрылыс жағдайында – жойылмаған отырмалығы бар топырақ қабатында сыртқы жүктемеден болатын тегіс емес отырмаға, сонымен қатар жойылған отырмалығы бар топырақтың тегіс емес шөгіндісіне;

IV топтың құрылыс жағдайында – оның отырмалық қасиеттерін толық жойған кезде сыртқы жүктемеден болатын тегіс емес отырмаға есептеу керек.

5.2.9 И қосымшасына сәйкес үлгінің II топырақты шарттарында сіңгіштік грунттарда құрылыс үшін жобалайтын ғимарат, сіңгіштік оймыштың барысында ең қатал жайлауында есептеген тиіс:

а) ғимараттың ортасының астында  $L \geq 2r$  қисықтықпен сығыштықтың көлденең деформациялануы

$-\varepsilon_{usl}$  арада белуарда оймыш және томпақтың қисықтығының және созғыз  $+\varepsilon_{usl}$  салыстырмалы көлденең деформациямен оймыштың аймақтарында;

б) ғимараттың және құрылыс астында  $L < 2r + b_0$  қисықтықпен салыстырмалы көлденең деформациямен  $-\varepsilon_{usl}$ ;

в) ғимараттың немесе құрылыс астында томпақтың қисықтығымен және созғыз  $+\varepsilon_{usl}$  салыстырмалы көлденең деформациямен.

ЕСКЕРТПЕ Топырақ сіңгіштік барысында меншікті салмақтан  $S_{sl,g} \leq 0,2$ м жерліктің бетінің көлденең деформация имараттың және ғимарат конструкция есептерінде ескермеуге болады.

5.2.10 Жер бетінің деформациясының жеке түрлерін конструкцияларды есептеген кезде, егер деформацияның мұндай түрлерінен болатын кернеулер жүктемелер мен әсер етудің басқа түрлерінен болатын күшейтулермен салыстырғанда аз болатындығы белгіленсе, ескермеуге жол беріледі.

5.2.11 Іргенің тегіс емес деформациясының салдарынан пайда болатын ғимараттың (имараттың) конструкциялардағы күшейтуді, деформациялар мен сызаттарды ашудың енін деформациялаудың есептік схемаларын К қосымшасына сәйкес (10) қабылдауға жол беріледі.

5.2.12 Қазбалардың ықпалынан конструкциялардағы күштердің анықтау кезінде қажет:

а) сіңгіштің үстіңгі аймағынан  $h_{sl,p}$  болатын сырқы жүктемеден пайда болатын сіңгіштік  $s_{sl,p}$  фундамент табананан тереңдікке дейін өлшенетін, сыртқы жүктемеден және өз салмағынан пайда болатын қысым күші  $p_{sl}$  тең болатын немесе көрсетілген жүктеме минималды болатын тереңдікте болатын сіңгіштік:

$$x = \sqrt{X_1^2 + X_2^2}; \quad (8)$$

$$x = \sqrt{X_1^2 + X_2^2 + X_3^2}; \quad (9)$$

б) ,  $s_{sl.g.}$  өз салмағынан пайда болатын грунт сіңгіштіктер, төменгі аймақтан тереңдіктен бастап  $p_{sl}$  сіңгіштік қысымнан үлкен болатын тік кернеулер немесе өз салмағынан пайда болатын кернеу және  $H_{sl}$  сіңгіштік қалындағынан төмен болатын.

в)  $s_{ul}$  қосымша отыру  $H_{sl}$  топырақ қалыңдығы  $H_{ul}$  қосымша қысым аймағында, ғимарат немесе құрылыс салмағынан пайда болатын, тереңдік тығыздығын немесе ылғалдылығын арттыру барысында өз салмағының арттырылуы, қосымшаны үйіндінің салмағынан пайда болатын отыру.

г) есептік күш ретінде конструкция жұмысы үшін деформацияның әрбір жекелеген түрінен пайда болатын неғұрлым жағымсыз күштер үйлесімін қабылдау, егер жер беті деформациясының жекелеген түрлері өңдеу кезінде әртүрлі уақытта өздерінің басым мағыналарына жеткенде.

5.2.13 Имараттың конструкцияларындағы күшейту мен деформацияларды анықтау үшін қолданылатын имараттың есептік схемалары имараттың жұмысының нақты жағдайларының және олардың іргемен өзара әрекеттерінің ерекшеліктерінің нақтылығының мақсатқа сай дәрежесімен бейнелеу керек. Керекті жағдайларда олар: кеңістікті жұмысты, геометриялық және физикалық сызықтық еместікті, сонымен қатар конструкция материалдарының ағушылығын ескеруі керек.

Құрылыс конструкциялары жұмысының сызықтық емес факторларын кешенді түрде ескеру керек: физикалық және конструктивтік сызықтық емес, батырудың ауыспалы сипаты ж.б. Жеке факторлардың конструкциядағы күшейтуге әсер етуінің дәрежесін нақты бағаламай жатып, қандай да бір фактордың бір тарапты есебін жүргізуге жол берілмейді.

5.2.14 Конструкцияларды іргенің және құрылыстың ортақжұмысының шарттарынан шыға, өңдеулер ықпалынан есептеу қажет.

Байланыстық ауырлық мағыналарына байланысты (қалыпты және қатысты іргетасы бар негіздеме байланысындағы) негіздеме үлгісін түрінде қабылдау қажет:

а) сызықтық – иілгіш жүйе;

б) топырақтың тұрақты жағдайындағы негізінде деформациялар мен жүктеулердің сызықтық емес байланысынан көрініс беретін сызықтық –иілгіш емес жүйесі, жүктеу және түсіру кезінде іргенің деформацияланатын қасиеттеріндегі айырмашылық, іргетас пен негіздеме арасындағы байланыстың бұзылуы;

в) құрылыс және пайдалану мерзімі ішінде әртүрлі уақыт мезеттері үшін іргенің деформациялық қасиеттерінен көрініс беретін реологиялық жүйе (топырақты тұрақты емес жағдайында).

Есептеуге арналған үлгілерді сындарлы ерекшеліктерді, ғимараттар белгілеуін және берілген тапсырмаларды ескерумен таңдау қажет.

Негіздердің деформациялық қасиеттерін іргетаспен байланыста іргенің қаттылығының бір уақытта екі коэффициентін пайдалану арқылы анықтауға рұқсат етіледі: қысу кезінде -  $C$ , жылжытуы кезінде –  $D$ , немесе олардың біреуі.

Ірге қаттылығының коэффициенттерін  $I$  қосымшасына (11) сәйкес анықтауға жол беріледі.

5.2.15 Ғимараттар мен имараттарды көтергіштің көмегімен оларды пайдалану кезінде тегістеу мүмкіндігін ескерумен жобалау кезінде іргенің әртүрлі

деформацияларының ықпалына конструкциялардың есептеуін орындау қажет. Тегістеуге есептеумен тегістейтін құрылғылардан шоғырланған жүктемесін қабылдайтын ғимараттардың іргетастық-жертөле бөлігі конструкцияларының салмақ түсіретін қабілетін және тұрақтылығын, іргетастардың жайылу тереңдігін тексеру қажет.

5.2.16 Іргенің үлгісін таңдау үшін сызықтық-иілігіш жүйе түріндегі негіздеме үлгісін пайдаланумен есептеу жүргізу қажет.

Осы есептеудің нәтижесінде алынған мағыналар іргенің іргетаспен байланысдың жекелеген телімдеріндегі  $p$  қалыпты және  $\tau$  қатысты ауырлықтары шарттарды қанағаттандырса:

$$\left. \begin{aligned} 0,5p_n \leq p \leq 1,5R; \\ p > 1,5R \text{ на участке } F \leq 0,2F_p; \\ \tau \leq 0,5\tau_{\max} \text{ или } \tau > 0,5\tau_{\max} \text{ на участке } F \leq 0,2F_\tau \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

онда есептеуді сызықтық-иілігіш жүйені пайдаланумен жүргізуге рұқсат етіледі.

(10) формуласында:

$p_n$  - өңдеулерден ықпалы пайда болғанға дейін әсер ететін құрылыстың негіздемеге бастапқы қалыпты қысымы;

$R$  - ҚНЖЕ 2.02.01 талаптарына сәйкес анықталатын негіздеме топырағының есептік кедергісі\*;

$\tau_{\max}$  - ҚНЖЕ 2.02.01 талаптарына сәйкес анықталатын іргетастың етегі бойынша қатысты ауырлықтың шекті мағынасы \*;

$F$  -  $p$  және  $\tau$  кернеулері асқан іргетаспен іргенің байланыс ауданы;

$F_p, F_\tau$  - қалыпты және қатысты кернеулер көрініс беретін іргенің іргетаспен байланыс аудандары.

Егер (10) шарттары қанағаттандырылмаса, онда іргенің үлгісін сызықтық-иілігіш емес жүйе түрінде пайдаланумен есептеуді жүргізу қажет.

5.2.17 Ғимараттар мен имараттардың салмақ түсіретін конструкцияларында іргенің көлденең деформациясының ықпалынан пайда болатын күштерді ғимараттың сындарлы ерекшеліктеріне, оның іргетасының жайылу тереңдігіне, топырақпен байланыс ауданына, негіздеме топырақтарының физикалық-механикалық қасиеттеріне, оның ішінде олардың қазбалар кезінде өзгеруіне, қолданыстағы жүктеулерге байланысты:

а) іргетастардың етектері бойынша жылжымалы күштер немесе жылжудың жіктері бойынша үйкелу күштерін (8-кесте);

б) іргетастың бүйір беттері бойынша қозғалмалы күштерді;

в) іргетастың қарсы беттеріне қозғалмалы топырақтың қалыпты қысымды ескеру арқылы анықтау керек.

5.2.18 Жылжу жіктері бойынша үйкелу коэффициенттерін 8-кестеге сәйкес қабылдауға рұқсат етіледі.

## 8-кесте – Жылжу жіктері бойынша үйкелу коэффициенті

Жылжу жіктерінің конструкциясы	Қабатша материалының шығыны, кг/м <sup>2</sup>	Жылжу жіктері бойынша үйкелу коэффициенті
Ұнтақталған графиттің қабатшасы бар пергаминнің екі қабаты	0,5	0,20
Сол сияқты, жұлынған шақпақ тастың	1,0	0,30
Сол сияқты, инертті шаңның	1,0	0,40
Графиттің қабатшасы бар полиэтилен үлдірінің екі қабаты	0,4	0,15
ЕСКЕРТПЕ Жылжу жігінің жазықтығы тегістелуі керек. Жік мөлшерінің тігінен ауытқуы жіктің 1 м ұзындығына 5 мм артық емес болуы керек		

## 5.3 Қазбалы аймақтарда құрылысты жобалаудың ережелері

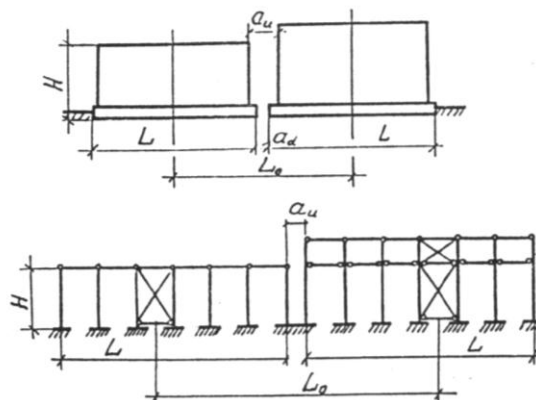
5.3.1 Қазбалы аймақта құрылысы салынатын ғимараттар мен имараттардың жобаларын әзірлеуге қойылатын негінзі талаптар ҚР ҚН 2.03-01 құрылыс нормаларында берілген.

5.3.2 Әдетте,  $\varepsilon \leq 1$  мм/м,  $R \geq 20$  км,  $i \leq 3$  мм/м және  $h \leq 1$  см қазбалы аймақтарда жер бетінің деформация үлкендігі кезінде ғимараттар мен имараттарды қорғау шаралары, технологиялық жабдықтардың кейбір типтеріне арналған сұйықтықтар үшін темірбетондық сыйымдылықтардан басқа, талап етілмейді.

5.3.3 Болжам бойынша опырылу болуы мүмкін қазбалы аймақтарда, сонымен қатар көшкін болуы мүмкін телімдерде ғимараттар мен имараттардың құрылысын салуға жол берілмейді.

5.3.4 Болжам бойынша I және IIк (1 және 2-кестелерге сәйкес) топтар бойынша шектерден асатын жер бетінің деформациясы күтілген қазбалы аймақтарда ғимараттар мен имараттарды соғуға тек ерекше жағдайларда, мамандандырылған ұйымның қорытындысы бойынша және тиісті техникалық-экономикалық іргенің бар болғанында ғана жол беріледі.

ЕСКЕРТПЕ Қазбалы аймақтарға  $R \geq 16$  км;  $h \leq 1$  см;  $i \leq 3$  мм/м;  $\varepsilon \leq 1,5$  мм/м кезінде, дизъюнктивтік бұзылыстардың және синклиналдық қатпарлардың осьтік беттерінің шығатын телімдерден басқа, жер бетінің күтпелі деформациялары кезінде жылжу процесінің пайда болатын кезеңінде тұрғын және қоғамдық ғимараттарды салуға жол беріледі.



**2-сурет – Бөлімшелер арасындағы деформациялық жіктің өлшемдерін анықтауға арналған схемалар**

5.3.5 Бөлімшелер арасындағы деформациялық жіктің өлшемдері  $a_d$  төмендегі шарттарды қанағаттандыруы керек:

іргетас табанының деңгейінде  $a_d$

$$a_d \geq m_\varepsilon n_\varepsilon \varepsilon L_0; \quad (11)$$

карниздің деңгейінде  $a_u$

$$a_u \geq m_\varepsilon n_\varepsilon \varepsilon L_0 + \theta H; \quad (12)$$

мұнда  $L_0$  – қаңқасыз ғимараттар (имараттар) мен байланыс-кергіштермен немесе деформациялық жікке перпендикуляр бағыттағы іргетастың конструктивтік шешімдерімен қосылған іргетастары бар қаңқалы ғимараттардың жанасқан бөлімшелерінің орталықтарының арасындағы қашықтық, немесе байланыспаған іргетастары бар қаңқалы ғимараттардың қаттылығының блоктарының орталықтарының арасындағы қашықтық (2-сурет);

$H$  – іргетас табанынан қабырғаның үстіне дейінгі қашықтық (биіктігі кіші жанасқан бөлімшелердің біреуіндегі);

$\theta$  – төмендегі формулалар бойынша анықталатын ірге деформациясынан болатын жанасқан бөлімшелердің біреуінің есептік жантаюы:

жер бетінің қалыпты деформациясы бар алаңдар үшін

$$\theta = \frac{m_\rho n_\rho L_0}{R} \quad (13)$$

мұнда  $R$  – жер бетінің ойықтығы қисығының радиусы;

шоғырланған деформациялар (кертпештер) пайда болатын алаңдар үшін

$$\theta = \frac{n_h h}{L} \quad (14)$$

мұнда  $L^{\square}$  – кіші бөлімшенің ұзындығы;  $L^{\square}$  мәні кертпештердің арасындағы қашықтықтан аспауы керек.

Бөлімшелер арасындағы деформациялық жіктердің өлшемін 20 см кем емес етіп қабылдау керек.

5.3.6 Пайдалануға берілетін ғимараттар мен имараттар үшін қазбалы аймақтардағы пайдалануға берілетін ғимараттар мен имараттарды қорғауға қатысты:

а) ғимараттар мен имараттардың іргелері мен іргетастарының деформациясын азайтатын таулы;

б) ғимараттар мен имараттардың іргелері мен іргетастарының деформациясын азайтатын немесе жоятын геотехникалық;

в) олардың іргелерінің деформацияларына ғимараттар мен имараттардың сезімталдығын азайтатын, сонымен қатар олардың конструкцияларының деформациясын азайтатын немесе жоятын конструктивтік шараларды қарастыру керек.

Қорғау шараларына қазбалы объектіні пайдалануға беру сипатын өзгерту, алдын-ала жоспарланған жөндеу немесе реттеу жұмыстары да жатады.

#### **5.4 Отырмалы топырақтарда ғимараттар мен имараттарды жобалаудың ережелері**

5.4.1 Ғимараттар мен имараттарды отырмалы топырақта жобалауға қойылатын негізгі талаптар ҚР ҚН 2.03-01 құрылыс нормаларында берілген.

5.4.2 Отырмалы топырақтардан құралған, іргенің деформациясын жоятын немесе азайтатын шаралардың құрамына:

- топырақтың төменгі қабатын алдын-ала жібіту (оның ішінде тереңнен жару) арқылы терең тығыздау, жүйелі жібіту, сонымен қатар тәжірибеде тексерілген әдістер;

- қалыңдықты қағылатын, толтырылатын, бұрғылап толтырылатын және қадалардың басқа типтерінен жасалған қадалық іргетастармен, сонымен қатар бағандармен немесе химиялық, термикалық немесе басқа амалдармен бекітілген топырақтан жасалған баулармен кесу;

- топырақты ауыр нығыздағыштармен немесе топырақты үстінен жібітуге жол бермейтін топырақ жастығының қондырғысымен тығыздау;

- топырақты жібітудің ықтималдығы мен отыру шамасын төмендететін, сонымен қатар аумақты су басудың ықтималдығын және жерастылық сулардың деңгейінің көтерілуін азайтатын судан қорғау шаралары кіреді.

5.4.3 Қатты конструктивтік схемасы бар ғимараттар мен имараттардың арасындағы деформациялық жіктің өлшемін іс-шаралардың кешенінің негізінде жобалаған кезде төмендегі формулалар бойынша анықтау керек:

$r \geq L$  кезінде іргетастың деңгейінде

$$a_d = \frac{(2\pi L \cdot L^2 \cdot 0.5 r^2)}{L};$$

$L/2 \leq r < L$  кезінде іргетастың деңгейінде;

$$a_d = \pi r^2 / 2L$$

(15)



карниздің деңгейінде

$$a_n = 2 a_d + \frac{2 s_{sl,g} H \eta'}{r}, \quad (16)$$

мұнда  $\varepsilon_r$  – И қосымшасының (10) формуласы бойынша анықталатын қатысты горизонталь деформацияның мәні;

$L$  – бөлімшенің ұзындығы;

$r$  – И қосымшасының (7) формуласы бойынша анықталатын топырақтың өзіндік салмағынан топырақтың отыруының қисық сызықты телімінің есептік ұзындығы;

$H$  – іргетас табанынан қабырғаның үстіне дейінгі қашықтық;

$s_{sl,g}$  – топырақтың өзіндік салмағынан отыруы;

$\eta$  – ғимараттың іргемен бірлескен жұмысын ескеретін және  $r < L$  кезінде  $\eta = (r/L)^2$  тең және кезінде  $r \geq L$  кезінде  $\eta = 1$  тең етіп қабылданатын жұмыс жағдайының коэффициенті.

Бөлімшелердің арасындағы деформациялық жіктердің өлшемі:

$H \leq 10$  м кезінде  $a_d = 10$  см;

$H \geq 30$  м кезінде  $a_d = 30$  см кем емес болуы керек;

$30 > H > 10$  жіктің өлшемі интерполяциямен анықталады.

5.4.4 Іс-шаралардың кешенін қолдану арқылы отыру бойынша II типті топырақ жағдайында құрылысы салынатын ғимараттар мен имараттардың жобасында ғимараттар мен имараттардың шөгуін бақылауға арналған маркаларды орнатуды қарастыру керек.

**А ҚОСЫМШАСЫ**

*(міндетті)*

**Қазбалы аймақтарда пайдалануға берілетін ғимараттар мен имараттарды қорғауға қатысты шаралар**

**А.1** Пайдалануға берілетін ғимараттар мен имараттар үшін:

а) ғимараттар мен имараттардың негіздемелері мен іргетастарының деформациясын азайтатын таулы;

б) ғимараттар мен имараттардың негіздемелері мен іргетастарының деформациясын азайтатын немесе жоятын геологиялық;

в) ғимараттар мен имараттардың олардың негіздемелерінің деформациясына сезімталдығын азайтатын, сонымен қатаролардың конструкцияларының деформациясын азайтатын немесе жоятын конструктивтік қорғау шараларын қарастыру керек.

Қорғау шараларына өңделетін объектінің сипаттамасын өзгерту, алдын-ала жоспарланған жөндеу немесе реттеу жұмыстары жатады.

**А.2** Ғимараттар мен имараттардың таулық қорғанысын тек құрылыс қорғау шараларын қолдану отырмалық ғимараттар мен имараттардың сенімді пайдалануға беруілуін қамтамасыз ету үшін жеткіліксіз немесе экономика тұрғысынан мақсатқа сай емес болған жағдайларда белгіленеді.

**А.3** Ғимараттар мен имараттардың таулық қорғанысын мүдделі тау қазбаларын табушы кәсіпорындармен қарастыруға жол беріледі.

Таулы шаралар ретінде:

а) өңделген кеңістіктің толық немесе жартылай қалануын;

б) уақыт бөлігі бар қабаттарды өңдеуді, тау жұмыстарын кеңістікте қалыптастыруды, қабаттарды нақты жүйелікте өңдеуді; объектілердің негіздемесінде деформацияларды төмендетуді қамтамасыз ететін жеке телімдерде тау жұмыстарын бір уақытта жүргізуді;

в) ҚР құзіретті органдарымен келісу бойынша пайдалы қазбалардың аудан және қуаттылық бойынша толық емес қазылуын;

г) таулы жыныстарды забой аумағында және қаптаудың контурының шегінде (соның ішінде алдындағы қорғау жинағының құрылғысын қоса) тау өңдеулерін алдын-ала күшейту және бекітуді;

д) жабық забойы және оның жүкшелері бар өтпелік кешендерді қолдануды;

е) таулы өңдеулердің қиылыстары мен өлшемдерін азайтуды;

ж) таулы өңдеулер мен пайдалануға берілетін ғимараттар мен имараттардың іргетастарының арасындағы қашықтықты ұлғайтуды;

з) тампонаждық (қататын) ерітінділердің қаптау кеңістігінде бір уақытта немесе өтпелік кешендерді орналастырғаннан кейін айдалуын;

и) монолиттік нығызбетондық қаптауды қолдануды;

к) забойда топырақтың асып кетуін азайтуды және өңдеулердің ертерек бекітілуін қамтамасыз ететін өтпеліктің әдісі мен технологиялық тәртібін таңдауды ж.т.б. қарастыру керек.

А.4 Ғимараттар мен имараттардың таулық қорғанысының шараларын қолданған жағдайда, жер бетінің күтпелі деформацияларын осы салада маманданушы институттармен өңделген әдістемелер бойынша анықтау керек.

А.5 Ғимараттар мен имараттардың таулық қорғанысының геотехникалық шараларына:

- а) топырақтарды олардың құрылыстық қасиетінің төмендеуінен сақтайтын шаралар;
- б) негіздеме деформацияларын азайту және оларды тау жыныстарының массивтерінің жылжуға амалдандыру мақсатында топырақтардың құрылыс қасиетін түрлендіруге бағытталған шаралар;
- в) ғимараттар мен имараттардың іргетастарын күшейту;
- г) жүктемені ғимарат пен имараттан топырақтың төмен орналасқан қабаттарына беру;
- д) ғимараттар мен имараттардың топырақтық негіздемелерін тау өңдемелерінен араларында бөлу қабырғаларын орнату жолымен шеттету;
- е) тегіс емес шөгінділерді төмендету және ғимараттар мен имараттарды іргетас табандарынан топырақты бұрғылау жолымен тегістеу, топырақтың шектеулі көлеміне қатты ерітінділерді айдау (орнын толтыратын аудау);
- ж) іргенің көлбеу деформацияларынан болатын күшейтуді азайту үшін уақытша орнын толтыратын траншеяларды бөлу ж.т.б. жатады.

А.6 Пайдалануға берілетін ғимараттар мен имараттардың конструктивтік шараларына:

- а) ғимараттар мен имараттарды деформациялық жіктермен бөлу;
- б) жеке конструктивтік элементтерді немесе жалпы имараттарды тартпалармен немесе темір бетон белбеулермен күшейту;
- в) байланыс-тіректерді орнату;
- г) астынан көтеру жолымен ғимараттар мен имараттарды түзету ж.т.б. жатады.

А.7 Шаралар нұсқаларды техника-экономикалық салыстыру негізінде, мақсатының, жауапкершілік деңгейінің, конструктивтік ерекшеліктерінің, қорғалатын объектілердің пайдалануға беру тәртібіне минималдық әсердің, тәжірибесі бар олардың негіздемесінің деформацияларының болжамдарының нәтижелерінің есебімен таңдалуы керек.

Қорғаныс шараларын таңдау олардың орындалуының ықтимал технологиялық әсерлердің есебімен жүзеге асуы керек. Қорғаныстың таулық шараларына таңдау берген дұрыс, пайдалы қазбаларды қазу кезіндегі өңдеме жағдайларынан басқа. Егер осы шаралар жеткіліксіз немесе олар іске асуы мүмкін емес болса, онда бірінші кезекте қорғалатын объектілердің пайдалануға беру тәртібінің бұзылуына әкелмейтін геотехникалық шараларды қолдану керек.

**Б ҚОСЫМШАСЫ**  
*(міндетті)*

**Қазбалы аймақтарда салынған ғимараттар мен имараттарды қорғаудың таулық шаралары**

Б.1 Ғимараттар мен имараттардың таулы қорғау шараларын жер үстінің деформациясының үлкендігін азайту мақсатында қарастыру керек.

Б.2 Таулы қорғау шараларын отырмалы ғимараттар мен имараттардың сенімді эксплуатациясын қамтамасыз ету үшін тек құрылыстық қорғау шараларын ғана қолдану жеткіліксіз немесе экономикалық көзқарастан мақсатсыз болып табылған жағдайларда белгілеу керек.

Б.3 Ғимараттар мен имараттардың таулы қорғау шараларына:

а) өңделген кеңістіктің толық немесе жартылай қалауы;  
б) қыртыстарды уақыт қиылысында өңдеу, тау жұмыстарының кеңістіктегі бытырауы; қыртыстарды белгілі бір реттілікте өңдеу; объектілердің негіздемесінде деформациялаудың азаюын қамтамасыз ететін жекелеген телімдердегі тау жұмыстарын бір уақытта жүргізу;

в) ҚР құзіретті органдарымен келісу бойынша пайдалы қазбаларды ауданы мен қуаттылығы бойынша жартылай қазып алу жатады.

Б.4 Ғимараттар мен имараттардың таулы қорғау шараларын қолдану кезінде жер бетінің күтпелі деформациясын осы салада мамандырылған институттармен өңделген әдістемелер бойынша анықтау керек.

**В ҚОСЫМШАСЫ**

(ақпараттық)

**Отырмалы топырақтардан құрылған іргенің деформациясын жоюға немесе азайтуға қатысты шаралар**

В.1 Отырмалы топырақтармен құрылған негіздерді деформациялауды жоятын немесе азайтатын шаралардың құрамына:

- топырақтың төменгі қабаттарын алдын-ала жібітумен (оның ішінде тереңдіктегі жарылыстармен) тереңдікті тығыздау, реттелінетін жібіту, сонымен қатар тәжірибеде тексерілген басқа да әдістер;

- кіргізілген, толтырылған, бурамен толтырылған және қаданың басқа типтерімен, сонымен қатар топырақтан химиялық, термикалық бекітілген діңгектермен немесе ленталармен, немесе басқа әдістермен жасалған қадалық іргетастың қалыңдығын кесу;

- топырақты ауыр таптамалармен немесе топырақты жоғарыдан жібітуге қарсы келетін топырақтық жастық құрылысымен нығыздау;

- топырақтарды жібіту мүмкіндігі мен отырмалықтың үлкендігін түсіретін, сонымен қатар аймақтың су басу мен жерасты сулары деңгейінің көтерілу мүмкіндіктерін азайтатын су қорғау іс-шаралары кіреді.

В.2 Алдын-ала жібітумен (оның ішінде тереңдіктегі жарылыстармен) отырмалы топырақтарды нығыздауды қалыңдықтың астыңғы қабаттарындағы отырмалы топырақты жою, олардың деформациясын төмендету мен тіреу қабілетін көтеру үшін 8 м жоғары тереңдігі бар отырмалы қалыңдықтарға қолданады.

Алдын-ала жібітумен (оның ішінде тереңдіктегі жарылыстармен) нығыздалған негіздемердегі ғимараттар мен құрылыстарды топырақтардың сыртқы жүктемеден алған тегіс емес шөгінділер мен олардың консолидациясының уақытының ұзақтығы есебімен жобалау керек.

В.3 Жеке салмағынан 1,5 м дейін отырмалы топырақтармен отырмалығы І және ІІ типтердегі топырақ жағдайларында жүйелі жібітуді ғимаратты (құрылысты) салу процесінде оларды жібітумен және сыртқы әсер мен топырақтың жеке салмағынан нығыздалумен топырақтың отырмалы қасиетін жою үшін қолдану керек.

Жеке салмағынан 0,5 м дейін отырмалы топырақтармен отырмалығы І және ІІ типтердегі топырақ жағдайларында объектіні салу процесінде бір сатылы жібітуді қолдану керек. Жеке салмағынан 0,5 м асқан топырақтың отырмалығында жібітуді екі кезеңде жүзеге асыру керек: біріншісі – ғимаратты (құрылысты) салғанға дейін, екіншісі – оның құрылысын салу процесінде.

Ғимаратты (құрылысты) бір кезеңде жібітуде жібітілген топырақтың сыртқы жүктемелер әрекетінен тегіс емес шөгінділерінің, ал отырмалық бойынша ІІ типтегі топырақ жағдайларында – топырақтың өз салмағынан тегіс емес отыруының деформациялық әсерінің есебімен жобалау керек.

Ғимаратты (құрылысты) екінші кезеңде жібітуде алдын-ала жібіту сатысының кезеңінде топырақтың өз салмағынан отыруын аяқтау шартынан шыға, сыртқы жүктемеден болатын тегіс емес шөгінділердің есебімен жобалау керек.

В.4 Отырмалы топырақтардағы қадалық іргетастарды беріктік сипаттамалары жібіту кезінде төмендейтін топырақтың отырмалық және басқа да түрлерінің барлық қабаттарын толық кесумен жобалау керек. Қаданың соңын тіреуді, әдетте, аз қысылатын

топырақтарда (жартастық, құм толтырмасы бар ірі сынбалы, тығыз және орташа тығыздықты құмды және шаңды-сазды) қарастыру керек.

В.5 Керекті тереңдікте жартастық немесе аз қыспалы топырақтар жоқ болып, қадәдіңгектерді орналастыру мүмкін болмаған жағдайда отырмалы топырақтардың толық кесілу шартымен ілмелі қадаларды қолдануға болады. Бұл жағдайларда ғимараттарды (құрылыстарды) жер асты суларының деңгейі көтерілгенде немесе ғимараттың (имараттың) бөлігінің астындағы сыртқы көздерден топырақты жібітуде қадалардың бүйір үстінің жағымсыз тию күшімен шақырылған қадалық іргетастың тегіс емес шөгінділердің есебімен жобалау керек.

В.6 Отырмалы қалыңдықтың жоғарғы бөлігіндегі топырақтардың отырмалық қасиеттерін ішінара кетіруді су қорғау және конструктивті шараларды біріктірумен қолдануға кепілдеме беріледі.

$s_r \leq 0,7$  дәрежелі ылғалдығы мен  $p_d \leq 0,55 \text{ т/м}^3$  тығыздығы бар ауыр таптамалармен топырақтарды нығыздау

- топырақтардың отырмалық қасиеттерін іргенің деформациялық аймағының барлық немесе бөлшектік шегінде жою;

- ғимараттың (имараттың) негіздемесінде төмен жатқан отырмалы топырақтарды қарқынды жібітуге кедергі келтіретін бірыңғай аз су сіңірмелі экранды құру;

- тығыздықты, нықтылықты сипаттамаларды ұлғайту мен оларды келесі сумен қанықтыруда топырақтың қысымдылығын азайту;

- мақсаттарында жүргізіледі. Оларға динамикалық әсер ету ықпалдарын жоюға жеткілікті қазіргі бар ғимараттар мен құрылыстардан қашық жерлерде топырақтарды ауыр таптамалармен нығыздауға жол беріледі.

Топырақ жастықшаларының құрылғысы деп төселме немесе таптамамен қабатты нығыздалған, жергілікті сазды топырақтың бүкіл немесе бөлшекті деформациялы аймағы шегінде отырмалы торыпақты ауыстыруды қарастыру керек.

Топырақтық жастықшаларды

- іргетас негіздемелерінде ауыр таптамамен нығыздауға қарағанда, үлкен қалыңдықтың  $s_r > 0,7$  нығыздалған қабаттарын іргетас негіздемелерінің отырмалық топырақтарының ылғалдылық дәрежесінде;

- құрылыс алаңының ауыр таптамаларды қолдануда қоршаған құрылыс салудың қауіпсіздік жағдайлары бойынша рұқсаттыдан аз қашықтықта орналасуда;

- ауыр таптамаларды пайдалануға арналған механизмдер болмағанда орналастыру керек.

Топырақты ауыр таптамалармен, және топырақтық жастықшалармен нығыздауды қосатын іргенің екі қабаттық қондырғысына жол беріледі.

В.7 Отырмалы топырақтарда ғимараттар (имараттар) салу кезіндегі су қорғау шараларын ғимараттардың (имараттардың) негіздемелерін жібіту мүмкіндігінің алдын алу немесе төмендету және тегіс емес шөгінділер мен топырақ отырмасын дамыту үшін, сонымен қатар су тіреулі желілердің жағдайын бақылау мен оларды тексеру және жөндеу мүмкіндіктері үшін қарастыру керек.

В.8 Су қорғау шараларының құрамына:

- бас жоспарды құрастыру;

- құрылысы салынып жатқан аймақтың тік жоспарлауы;

- нығыздалған топырақтан жасалған аз су сіңірмелі экран ғимараттарының астындағы құрылғы (шаралардың кешенімен құрылыс салу кезінде);

- қазандықтар мен траншеялардың қуыстарын кері шашпамен сапалы нығыздау;
- ғимараттардың (имараттардың) сыртқы периметрі бойынша көпіршелердің құрылғысы;

- олардан топыраққа ықтимал су ағу мүмкіндігінің алдын-алу мен коммуникацияны бақылауды, жөндеуді, апаттық сулардың лақтырылуын қамтамасыз ету есебімен сыртқы және ішкі су тасымалдау коммуникацияларын төсеу кіргізілуі керек.

В.9 Ғимараттардың (имараттардың) сыртқы периметрі бойынша орналастырылған көпіршелерін, әдетте, тротуарлар мен өтпе жолдармен біріктірілген етіп қарастыру керек. Көпіршелердің ені отырмалық бойынша II типті топырақты жағдайы бар алаңдарда 2 м кем емес және I типті топырақты жағдайы бар алаңдарда, сонымен қатар II типті топырақты жағдайы бар алаңдарда топырақтың отырмалық қасиетін жою кезінде немесе оларды қадалармен кесуде 1,5 м кем емес болуы керек.

В.10 Ғимараттар (имараттар) негіздемелерінің топырақтарының сумен қорғалуын ҚНЖЕ 2.04.01 «Ғимараттың ішкі су құбыры және кәрізі» сәйкес жертөлелердің, еден астыларының ж.с.с. едендерінде су сіңірмейтін құрылғымен, деформациялық тігістердің құбыр жолдарымен немесе құбыр жолдарының иіlmелі жапсарлармен қиылысу орындарында компенсаторларды қолданумен қарастыру керек.

В.11 Ішкі құбырлар құрал-саймандармен немесе құбырлардың бұзылуы іргелердің бір қалыпты тұнбалық мүмкіндік бермейтін компенсаторлармен үй астындағы қабаттарды етекті деңгей жоғары салу керек. Ішкі құбырларды тексеру және жөндеу керек..

В.12 Төлелік қабаттардағы отырмалық бойынша I типті топырақ жағдайында транзитті су тасушы желілер мен кәріз желілерін төсеуге, сонымен қатар жертөленің еденінен жоғары кәріз шығарылымдарын қарастыруға болады.

Транзиттік коммуникацияларды өндірістік ғимараттардың жерастылық шаруашылығының үй-жайлары (технологиялық жертөлелер, шұңқыршалар ж.с.с.) арқылы төсеуге бұл технологиялық процесті бұзбаған және қауіпсіздік техникасының талаптарын қанағаттандырған жағдайларда рұқсат беріледі.

В.13 Отырмалық бойынша II типті топырақты жағдайларында 1-қабат еденінің белгісінен төмен төселген, сұйықтығы бар транзиттік коммуникациялар цехтардың жер астылық шаруашылықтарының, технологиялық жабдықтары бар шұңқыршалардың, сонымен қатар баспалдақ торларының, қоқыс құбырларының ж.с.с. үй-жайларын қимауы керек. Бірақ ғимараттар мен имараттардың кірістірмелі бөліктерінің арасындағы деформациялық тігістерін кәріздік құбыр жолдарымен қиылысуына жол беріледі.

Су құбырлары мен жылу желілерін кіргізу, сонымен қатар ғимарат (имарат) пен бақылаушы құдық арасындағы телімдерде кәріздерді шығару су кірмейтін темір бетонды арналарда салынуы керек.

В.14 Ғимараттар мен имараттарға арналардың жанасуы герметикалық болуы керек, оны арна мен ғимараттың (имараттың) ықтимал отырмалығының есебімен орындау керек. Жоспардағы су жолдары мен кәріздік құбырлардың сыртқы үстіңгі бөлігінен іргетас шегіне дейінгі минималды қашықтықты:

- отырмалық бойынша I типті топырақ жағдайында – 5 м кем емес;
- отырмалық бойынша II типті топырақ жағдайында келесі кесте бойынша қабылдау керек:

Отырмалы топырақтағы қабаттың қалыңдығы, м	Құбырлардың диаметріндегі, мм, қашықтық м		
	100-ге дейін	100-ден жоғары 300-ге дейін	300-ден жоғары
12-ге дейін	5	7,5	10
12-ден жоғары	7,5	10	15

Құбыр жолдарының төсеніштерін траншеяның түбін нығыздаумен және бақылау қондырғыларынан суды жоюмен оларға арналардан апаттық суларды жіберудің міндетті қондырғыларымен су өтпейтін арналарда қарастыру керек.

В.15 Құрылыс ауданында нөсер ағынды кәріз болмаған жағдайда ішкі ағындардағы суды жасыл аймақ, көпіршік немесе тротуар (өтпе) арқылы жергілікті нөсер ағынды желіге төселген ашық су өткізбейтін науаларға жіберуге болады. Ішкі су ағындарынан суды шаруашылық-тұрмыстық кәріздерге жіберуге болмайды.

В.16 Ғимараттар мен имараттардың жылыту жүйелерін жылыту аспаптарына баратын апармалар ғимараттың (имараттың) деформациялық жіктерін кеспейтіндей етіп қарастыру керек.

Ішкі кәріздік желілерді әрі қарай оларды кәріздің жақын құдығына қосу арқылы ғимараттан (имараттан) шығатын біріктірілген шығарылымдарға топтастыру керек.

В.17 Отырмалық бойынша I типті топырақ жағдайындағы ағындық және өздігінен ағатын құбыр жолдарын топырақтың отырмалығының есебісіз жобалауға болады. Отырмалық бойынша II типті топырақ жағдайындағы құбыр жолдарын ҚНЖЕ 2.04.02 «Сумен жабдықтау. Сыртқы желілер мен құрылыстар» және ҚНЖЕ 2.04.03 «Кәріз. Сыртқы желілер мен құрылыстар» талаптарына сәйкес жобалау керек

В.18 Отырмалы топырақтардың су қорғауын арнайы су кірмейтін қабылдамаларда немесе бақылаушы құдықтарда жөнделетін су кетуі туралы хабарлауға арналған апаттық суларды лақтыру жүйелеріндегі, олардың ішінде сонымен қатар құбыр жолдарының кату құрылғылары, жылу желілерінің температуралық компенсаторлары орналасуы керек, сақтандырғыш және сигнализациялық құрылғыларын орнатуды қайталау керек.

Бақылаушы құдықтардағы апаттық суларды тартып алу керек, ал жергілікті жағдайлар болғанда – құрылыс салуға жатпайтын аймақтың телімдеріне өздігінен жіберу керек.

В.19 Су әкелу желілерінде апат болған жағдайда және трассаның апаттық телімдерін жылдам өшіру үшін өндірістік кәсіпорынның, тұрғын кварталдардың, шағын аудандардың ж.т.б. қызмет көрсетуші қызметкерінің иелігінде қызмет көрсететін аймақтың детальді схемалары болуы керек, онда олардың ендіруі мен шығарылуы, көру және бақылау құдықтары, тығырық құрылғыларының, су ағындарының сырмаларының ж.с.с. орналасқан жерлері көрсетілуі керек.

В.20 Ғимараттың шатыры мен имараттың жабынынан атмосфералық суларды кетіру сыртқы нөсер-ағындық немесе жалпы кәріздік желілерге қарай бұру арқылы іске асыру керек. Көрсетілген желі болмаған жағдайда, суды кетіру жергілікті нөсер-ағындық желіге құрылыс салуға қатысты аймақтың шегінен тыс қауіпсіз жерлерге лақтырумен жүзеге асыру керек.

Ұйымдастырылған сыртқы су кетіру биіктігі бесінші қабаттан артық емес ғимараттар арналған III және IV құрылыс-климаттық аймақтарда ғана рұқсат етіледі. Көпіршеге



түсетін су нөсер-ағындық желіге су қабылдау немесе лотоктар арқылы құйылуы керек. Су ағындарынан суды шаруашылық-тұрмыстық кәрізге кетіруге жол берілмейді.

## Г ҚОСЫМШАСЫ

(міндетті)

### Қаңқалы ғимараттар

Г.1 Отырмалы аймақтарда тұрғызылатын қаңқалы ғимараттарды, әдетте, икемді немесе құрама сындарлы сызбалар бойынша жобалау керек.

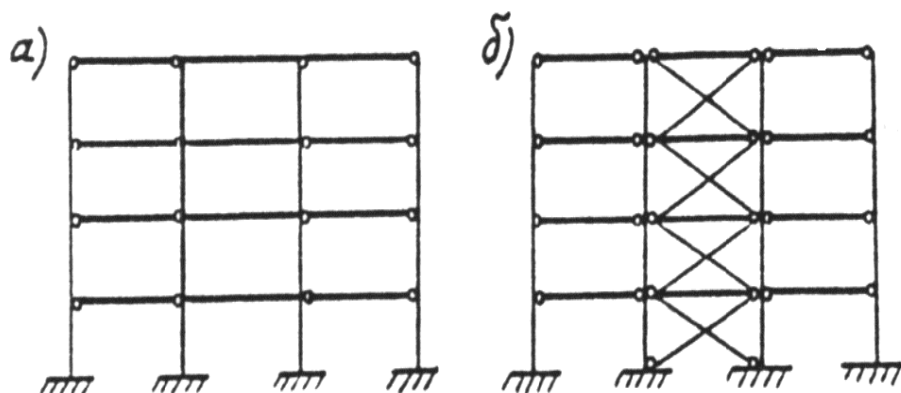
Е С К Е Р Т П Е I, Ік және Ік топтардың қазбалы аймақтарында ғимараттарды жобалау кезінде металды қаңқасы бар ғимараттарға басымдылық таныту керек.

Г.2 Тиісті техникалық-экономикалық дәйектеме кезінде қаңқалы ғимараттарды қатаң сындарлы шаралар бойынша жобалауға рұқсат беріледі.

Г.3 Қаңқалы ғимараттардың сындарлы шешімдерін жер беті деформациясының есептік көлеміне, құрылыс алаңының инженерлік-геологиялық жағдайларына және объектіге пайдалану талаптарына байланысты таңдау керек.

Г.4 Көп қабатты қаңқалы ғимараттарды құрама сындарлы және байланыс жүйелері түрінде жобалау (осы қосымшаның Г.1-суретін қар.) керек.

Көп қабатты қаңқалы ғимараттардың сындарлы жүйелерін таңдау кезінде бағандардың ірілендірілген торлары бар қаңқаларға басымдылық беру керек.



Г.1-сурет – Көп қабатты ғимараттарының қаңқа рамаларының схемасы

*a* – құрама сындарлы жүйенің; *b* – байластыру жүйенің

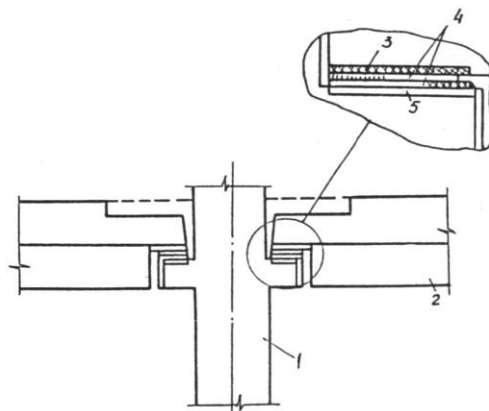
Г.5 Байластыру схемасының негізінде орындалған көп қабатты қаңқалы ғимараттардың іргетастары қимасы бір қалыпты негіздеме деформацияларының әсеріндегі есептеуімен анықталатын айқасқан ленталардың түрінде жобалануы керек.

Г.6 Көп қабатты қаңқалы ғимараттарының элементтер түйіндестерінің топсалы тораптарын байланыстық төсеніш-компенсаторлар арқылы бағандардың консольдарына беларқаларды сүйеумен орындау (осы қосымшаның Г.2-суретін қар.).

Г.7 Егер қаңқаның бағандарындағы созылған күштер есептік жүктемелерден қиын күштің 10 % мағынасынан артықты құраса, онда көп қабатты қаңқалы ғимараттарды

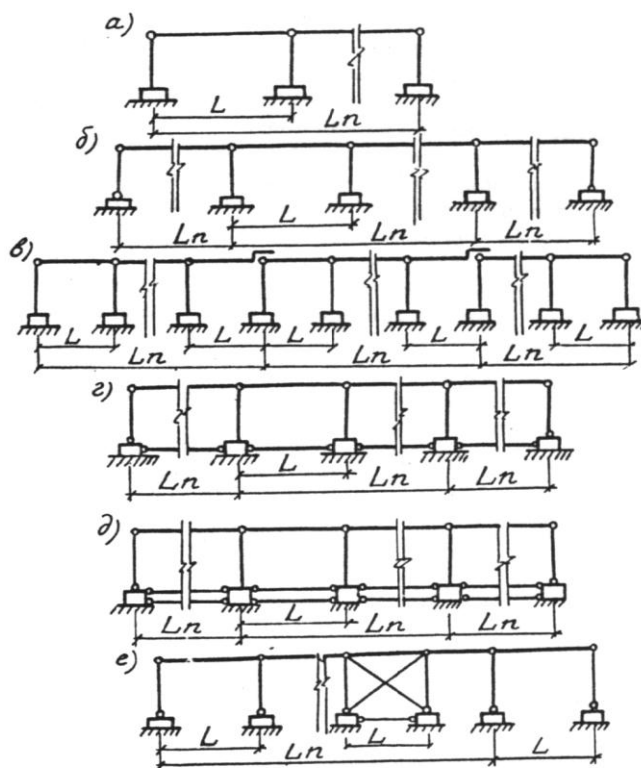
қазбалармен туындаған қисаю ықпалына деформацияланған схема бойынша есептеу керек.

Г.8 Тиісті бір қабатты қаңқалы ғимараттардың көлденең және созылған рамаларының есептік схемаларын осы қосымшаның Г.1-кестесіне сәйкес таңдау керек.



Г.2-сурет – Беларқалардың бағандармен түйісу торабының конструкциясы

1 – баған; 2 — топсалы-тіреу беларқасы; 3 — беларқаның төсеме бөлшегі; 4 — төменгі және жоғарғы байланыс тілімшелері; 5 – бағанның төсеме бөлшегі



Г.3-сурет – Бір қабатты қаңқалы ғимараттардың көлденең рамаларының схемалары

a-e – қаңқа элементтерінің бірігу типтері

Г.1-кестесі – Аймақтың тобына байланысты элементтердің бірігуінің типтерін таңдау

Қазбалы аймақтардың топтары	Отырмалы топырақтардағы құрылыстың жағдайларының топтары	Сызба нөмірі	Бірігуі		Ғимараттың орнықтылығын қамтамасыз ету бойынша қосымша іс-шаралар
			бағандар мен беларқалардың	бағандар мен іргетастардың	
А. Көлденең рамалар					
IV; IVк; III	0; I; II; III, IV;	3,а	Топсалы-қозғалмайтын	Қатты	-
II; I; IVк	II'; III'	3,б	Сол сияқты	Ортаңғы қатардың бағандары үшін – қатты, шеткі үшін – топсалы-қозғалмайтын	
II; I; IVк	0; I; I'; II'; III'	3,в	Баған тобы үшін – топсалы-қозғалмайтын, баған тобы үшін – топсалы-қозғалмалы	Қатты	-
I; IV; IIIк	0; I; I'; II'; III'	3,г	Топсалы-қозғалмайтын	Ортаңғы қатардың бағандары үшін – қатты, шеткі үшін – топсалы-қозғалмайтын	Байланыс-кернегіштерді бір деңгейде орнату
IIк; Iк;	0	3,д	Сол сияқты	Ортаңғы қатардың бағандары үшін – қатты, шеткі үшін – топсалы-қозғалмайтын	Сол сияқты, екі деңгейде
II; I; IVк	I'; II'	3,е	Топсалы-қозғалмайтын	Топсалы-қозғалмайтын	Ғимараттың ортаңғы бөлігінде тік байланысты бағандар арасында және байланыс-кернегіштерді іргетастар арасында орнату
Б. Бойлық рамалар					
IV; IVк; III	0; I; II; III, IV; I'	4,а	Топсалы-қозғалмайтын	Қатты	Сол сияқты
II; I; IV к	0; I; I'	4,б	Сол сияқты	„	„
I; IIк; IIIк	0; I'	4.в	„		Ғимараттың ортаңғы бөлігінде тік байланыстарды сызықты-жылжымалы қосуды қолданумен, ал іргетастар арасында – байланыс-кернегіштерді екі деңгейде орнату
ЕСКЕРТПЕ I к және жартылай II к топтардың қазбалы аймақтарында көпірлі краны бар ғимараттарда қаңқаны тегістеуді қарастыру мақсатқа сай келеді					

Г.9 Бір қабатты қаңқалы өндірістік ғимараттарды жобалау кезінде, әдетте, бағанды 6 және 12 м қадаммен қолдану керек. Шатыр асты тіреуіш конструкцияларды қолданумен 6 м және орта 12-18 м шеткі қатарларының қадам бағаналары бар қаңқаларды IV, III және IVк топтарын қазбалы аймақтарда және I-IV, II', III' топтарын отырмалы топырақтарда қарастыруға жол беріледі.

Г.10 Бір қабатты қаңқалы ғимараттарды жобалау кезінде іргетастың негіздемелерін

- тігінен, егер бағаналар іргетастарының шөгінді айырмасы есептеу кезінде ҚНЖЕ 2.02.01 «Ғимараттар мен имараттардың негіздемесінде» келтірілген мағыналардан аспаса;

- көлденең, егер олардың мағыналары осы қосымшаның Г.2-кестесінде келтірілген шекті көлденең ауысуының мағыналарынан аспаса ауыстыруды ескермеген жөн.

Г.11 Жеке тұрған іргетастарға сүйенуші бағандардың күш түсетін қабілеті жер бетінің деформациясынан күштерді қабылдау үшін жеткіліксіз, бағандарды ары қарай күшейту немесе бөлімшелердің ұзындығын кішірейту мақсатқа сай келмейтін жағдайларда, іргетас арасында бір немесе екі деңгейдегі байланыс-тіректердің құрылғысын қарастыру керек.

Екі деңгейдегі байланыс-тіректерін I, Iк-IIIк отырмалы аймақтың топтарында және I-0 топырақ тобында, сонымен қатар күрделі таулы геологиялық жағдайлары бар алаңшаларда қолдану мақсатқа сай келеді.

Байланыс-тіректерде топырақтың қозғалу әсерлерінен болатын күштерді азайту үшін бетон даярламасы бар іргетастың байланыс табанының ауданы бойынша жылжу жігін орнату керек.

Егер аталған шаралар бағандардың талап етілген тіреу мүмкіндігін қамтамасыз етпесе, онда ғимараттың конструктивтік жүйесін өзгерту немесе іргетастардың құрылғысын қиылысу арқалық жүйесі, тұтас темір бетон тақтайшалары ж.с.с. түрінде қарастыру керек.

### Г.2-кестесі – Қаңқаның түріне байланысты іргетас негіздемелерінің шекті көлбеу орын ауыстыруы

Қаңқаның түрі	Іргетас негіздемелерінің шекті көлбеу орын ауыстыруы	
	раманың жазықтығында	байланыс бағытында
0,15 м <sup>2</sup> ауданы бар кесігімен темір бетон бағандардан	0,002h	0,004h
солай, 0,1-ден 0,15 м <sup>2</sup> дейін ауданы бар кесігімен	0,004h	0,006h
Болат бағандардан	0,010h	0,020h
Е С К Е Р Т П Е h үлкендігі үшін раманың бірінші қабатының бағана биіктігі қабылданады.		

Г.12 Бір қабатты қаңқалы ғимараттың көлденең бағыттағы тұрақтылығын (отсектердің) бағандарды іргетаста қысумен қамтамасыз ету керек (осы қосымшаның 2-сызбасын қар.). Бағандардың барлық орташа қатарлары бойынша бойлай созылған бағытта бағандардың арасындағы тік байланыстары бар қаттылықтың бөліктерін орнату керек (қосымшаның 3-сызбасын қар.). Бағандардың іргетастарын қаттылықтар бөлігінің шектеріндегі байланыстармен ұластыру керек.

Бір қабатты ғимараттардың қаңқаларының тұрақтылығын бағандардың көлденең және бойлай созылған қатарлары бойынша арнайы қаттылық элементтерімен қамтамасыз етуге рұқсат етіледі (диафрагма, үлкейтілген кесік бағанасы, көп қабатты жалғана салынған үй-жайлар).

Іргенің әркелкі деформациясы кезінде тік байланыстардағы күштерді азайту үшін оларды байланысқа қатысты әркелкі шөгінділер кезінде байланыс бөлігі бағандарының ауысу мүмкіндігіне рұқсат беретін сызықтық-қозғалмалы бірігулерді қолданумен орындау керек (қосымшаның 3-сызбасын қар.).

Көп қабатты ғимараттардың көлденең және бойлай бағыттағы тұрақтылығын бағандардың іргетастарда қысуымен, тік байланыстар бағандары арасындағы құрылғымен немесе беларқалардың бағандармен бірігуінің қатты тораптарын орындаумен қамтамасыз ету керек.

Ғимараттың немесе оның отсектерінің кеңістік тұрақтылығын қамтамасыз ететін тік байланыстарын ғимараттың орта бөлігіндегі кеңістік бөліктеріне топтастыру керек. Қаңқа мен кеңістік бөліктерінің ортақ жұмысын қамтамасыз ету үшін жабындар көлденең жазықтықта жеткілікті қаттылыққа ие болуы керек.

Г.13 Қаңқалы ғимарат отсегінің шекті ұзындығы мен ені жер бетінің деформациясының есептік көлеміне байланысты анықталады.

Отсектер арасындағы деформацияланатын жіктерді қос рамалар немесе топсалы-қозғалмалы сүйеу ретінде жобалау және оларды иілгіш толтырғышпен бітеумен өтемдеуішпен жабу керек (пороизолмен, поролонмен, макрокеукті резеңкемен және т.б.).

Г.14 Бір қабатты қаңқалы ғимаратты жабу үшін неғұрлым қозғалмайтын конструкцияларды қолданған дұрыс.

Г.15 Жабындардың бөлінбеген жүйелерін қолдану мақсаттылығын әр жағдайда іргенің әркелкі деформациялануына есептеумен негіздеу керек.

Г.16 Жабын ретінде қатпарлы, жұқа қабырғалы кеңістік конструкцияларын қолдану іргенің әртүрлі деформациясының ықпалын, технологиялық жабдықтардың динамикалық ықпалын, аспалы немесе көпірлі кранды, ғимаратты тегістеу керектілігін және басқа факторларды ескерумен негізделуі керек.

Г.17 Қаңқалы ғимараттардың жабындарын шатырдың зақымдалуынан су түсуден қорғау үшін қабырғаларға көршілес бойлар жабындарының жанасу орындарында өтемдеуіштерді орнату, сонымен қатар өтемдеуіштерді орнату орындарын және гидро оқшаулау төсемнің ішіндегі жабын тақталары арасындағы жіктерді рубероидтың 1 м енімен қосымша сызықпен жапсыру керек.

Г.18 Қаңқалы ғимараттар үшін қоршау конструкциялар ретінде қоршау конструкцияларына қаңқаның деформациялануынан жүктеме аз немесе мүлдем болмайтындай етіп ғимарат қаңқасының элементтеріне икемді бекітуді қамтамасыз ете отырып, ірі көлемді бірыңғайланған қабырға панелдерін қолдану керек.

Қабырғалы қоршау конструкцияларын екі бұрышта топсалы-қозғалмалы көлденең бойынша, ал екі басқасын – топсалы-қозғалмайтын етіп бекіту керек. Ғимараттың аралас бағандар шөгіндерінің рұқсат етілетін айырмасын  $\Delta h$  формула бойынша анықтау керек

$$\Delta h = \frac{\Delta_n l}{H_n},$$

мұнда  $\Delta_n$  – қабырғалы панельдер арасындағы саңылудың үлкендігі;

$l$  - шектес бағандардың біліктері арасындағы қашықтық;

$H_n$  - қабырғалы панельдердің биіктігі.

Г.19 Қаңқаның элементтеріне ранд-арқалықтағы арқа сүйеуі бар ғимараттың қаңқасының бағандарында және бекіткішпен олардың кесіндісіне өзін көтеретін тас қабырғаларының қолдануында ескеру керек. Бағандарға ғимараттың қаңқасының біліктері бойынша өтетін ішкі қабырғалар икемді анкерлермен және сыртқы қабырғаларға, тақталарға, ригелдерге және қиылысу орындарындағы қабысу орындарында кемінде 50 мм саңылаулары олардың технологиялық және санитарлық-техникалық құбырларымен ескеруге бекіту керек.

Г.20 Топырақ бойынша қатты едендерді (бетон, ксилолиттік және т.б.) 6 м аспайтын жағынан оларды карталарға бөлу арқалы жобалау керек. Карталар арасындағы жіктің енін кепілдемелік 1 қосымшаның (1) және (2) формуласы бойынша анықтау кере,  $L$  және  $L_0$  көлемдерін қаралатын бағыттағы карталардың шектес орталықтары арасындағы қашықтықты қабылдау керек. Карталар арасындағы жіктерді иілімді толтырғышпен бітеу керек (битумдық мастикамен, пороизолдық ширатылған матамен). Байланыс-тірек ретінде армирленген бетон еденді қолдануға рұқсат етіледі.

Г.21 Саты алаңдарының қабырғаларын ғимараттың (бөлімшенің) кеңістік тұрақтылығын қамтамасыз ететін қаттылық бөліктер ретінде қолдануға рұқсат етіледі.

Жабдықтар мен байланыстар астындағы жабындар ойықтарының көлемін олардың көлденең жазықтықтағы ықтимал өзара бірігуін есептеумен белгілеу керек. Жабдықтарды қазбалау кезінде түзету мүмкіндігін ескеру керек.

Г.22 Өндірістік ғимараттарда көтергіш-көлік құралдары ретінде аспалы және еденнің көтергіш-көлік жабдықтарына басымдылық таныту керек.

Крандардың қалыпты жұмысын қамтамасыз ету үшін кран асты конструкцияларды түзету, ілмектерді реттеу мүмкіндігін қарастыру керек.

Г.23 Көпірлі крандары бар ғимараттарда кран асты бөлінген бөренелерді қолдану керек.

Ғимараттың отсектерге бөлінген орындарында кран асты бөренелердің консольдық сүйенішін немесе арнайы өтемдеуіш-бөренелерді құруды қарастыру керек.

Г.24 Ғимарат элементтеріне крандарды жуықтаудың көлемдері ықтимал рихттік крандарды белгілеу есебімен қабылдануы керек. Төмендетілген тірек бөлікпен металлдық кран астындағы арқалықтарды кран үсті бағананың бір бөлігінің биіктігін үлкею немесе қолдануға рұқсат етіледі.

Г.25 Жер бетінің деформациясымен туындаған көпірлі крандардың кран асты жолдарының көлбеу үлкендігі келесі шекті мағыналардан аспау керек:

- көлденең бағытта  $i = 4 \cdot 10^{-3}$ ;
- « бойлық »  $i = 6 \cdot 10^{-3}$ .

Крандардың жақындау жолдарының рихтовка дәрежесін және габариттерін жер бетінің есептік деформациясынан және кран асты жолдардың көлбеулерінің шекті мағыналарында анықталуы керек.

Құрылым және жүк көтергіш крандарды қауіпсіз пайдаланудың ережелерімен сәйкес кран жолының жер бетінің сырғуының белсенді кезеңінің аяқтауларынан кейін тегістеуі керек.

**Д ҚОСЫМШАСЫ**  
(міндетті)

**Қаңқасыз ғимараттар**

Д.1 Қазбалы аймақтар мен отырмалы топырақтағы қаңқасыз ғимараттарды жекелеген салмақ түсіретін конструкциялардың зақымдалуы кезінде:

- бойлай созылған салмақ түсіретін қабырғалармен және қаттылықтың көлденең диафрагмалармен (саты алаңдарының, жеделсаты шахталарының қабырғалары және т.б.);
- көлденең және бойлай созылған қабырғалармен ғимарат бөліктерінің қирауына жол бермейтін қатты немесе аралас конструктивті схемалар бойынша жобалау керек.

Е С К Е Р Т П Е Қаңқасыз тұрғын және қоғамдық ғимараттардың жер бөлігін қатты конструктивті схема бойынша жобалау керек.

Д.2 Ғимараттың салмақ түсіретін қабырғаларын ғимараттың бойлай және көлденең білігіне қатысты симметриялы түрде орналастыру және қаттылықтың ұзындық және ені бойынша тегіс жайылуын қамтамасыз ету керек.

Көлденең қабырғаларды ғимараттың барлық еніне толассыз жобалау керек. Егер жоспарлау талаптары бойынша көлденең қабырғалардың толассыз орналасуы бұзылатын болса, олардың ішкі бойлай қабырғамен байланысын құруды ескеру керек. Бұл ретте көлденең қабырғалардың шектесуі 0,6 м аспайтын үлкендікке (білікте) рұқсат етіледі.

Бойлай созылған қабырғалардың шектесу үлкендігіне 1,8 м аспайтын рұқсат етіледі, бұл ретте бойлай созылған қабырғалардың бұрылыс орны көлденең салмақ түсіретін қабырғалармен байланысуы керек.

Д.3 Қаңқасыз ғимараттардың конструкцияларын, оның ішінде кіріктіріме бөлмелері бар ғимараттарды оларға келетін жүктемелерден күштерді қабылдау және іргенің әрқелкі деформациясының ықпалы үшін бірыңғай кеңістік жүйесінің элементтері ретінде жобалау керек. Осы мақсатта:

- барлық сыртқы және ішкі қабырғалар бойынша тұйық іргетастық және астыңғы белдеуді құруды;

жақтау ғимараттарда барлық сыртқы және ішкі қабырғалар бойынша ұстатқыштар немесе жабындар деңгейге орналастырылатын қабатты темір бетон белдіктердің ірі кесекті және кірпіш ғимараттарындағы құрылымды;

- сыртқы және ішкі қабырғалық панелдердің конструкцияларымен сәйкес қабатты белдіктерді;

- тік байланыстары бар негіз конструкциялардың үстінде іргетастар конструкцияларын біріктіруді;

- жабындардың панелдерінің өзара бірігуі және 100 таңбалы цемент ерітіндісімен панелдердің арасындағы жүк көтергіш қабырғалармен, сонымен бірге жіктерді құюды ескеру керек.

Жақтау ғимараттарда астыңғы темір бетон панелдерінің конструкциялары бар негіз және астыңғы белдіктерін қосарлануға рұқсат етіледі.

Д.4 Ғимараттардың үлгі жобалары жер беті бөлігінің ортақ көлемді-орналастыру және конструктивтік шешімдері ескеруі керек. Жер астындағы бөліктің конструктивтік шешімдері құрылыстың әр түрлі шарттарына бірнеше нұсқаларға қарай өңделуі керек.



Д.5 Қаңқасыз ғимараттардағы деформация жіктері қос көлденең қабырғалардың түрінде ескеру керек. Қабырғалардың жуандығы ғимараттарға сыртқы ауаның есепті температурасына байланысты көрсетілетін теплотехникалық талапқа сай болуы керек.

Д.6 Элементтердің арасындағы үлкен панелді ғимараттардағы тоғысқан жерлері келесі әдістердің бірінде орындалуы керек:

- арматуралық шығарылымдардың дәнекерленген кілтектер және кілтектерді бетонмен монолиттеу түрінде;

- жұмыс арматурасына дәнекерленген болат төсеме бөлшектерді дәнекерлеу;

- ары қарай монолиттеумен ілмектік шығарылымдарды қапсырмалармен қосу.

Қабырғалар элементтердің арасындағы тоғысқан жерлердегі жалғағыш элементтерінің қимасын есептеумен анықтау керек.

Панелдердің көлденең тоғысқан жерлерінде марканың цементті ерітіндісінен жіктері 100-ден төмен емес ескерілуі керек.

Құрыштан жасалған бөлшектер және тоғысқан жерлердегі жалғағыш элементтері тотығудан қорғалуы керек.

Д.7 Тас ғимараттарда қабырғалардың бұрыштары мен қиылысуын 1 м арқылы элементтің биіктігі бойынша көлденең жіктерде орнықтырылатын және біліктің қиылысуынан 1,2-1,5 м әрбір жаққа бітелетін 4-6 мм диаметрлі темір арқаудан 7×7 см көлемді ұяшықпен тормен армирлеу керек.

Жақтау ғимараттардың жүк көтергіш қабырғаларына жабындар және жамылғылардың панелдерінің арқа сүйеуін тереңдігі кемінде 12 см болуы керек.

Д.8 Арналармен, штрабтармен, есептеумен әлсіреген конструкциялар қосымша арматураны қоюмен немесе конструктивтік талаптармен күшейтілуі тиісті.

Д.9 Қаңқасыз ғимараттардың негізі – жертөле бөлігінің конструкциялары көбінесе құрама-бүтін зауыт жасауының құрама бұйымдарының қолдануымен жобалау керек. Егер мұндай шешімдер жеткілікті беріктік және қаттылықтарды қамтамасыз етпесе, жер астындағы ғимараттың бір бөлігін бүтін жобалауы керек. Сонымен бірге қаттылықтың үлкеюлері мақсаттардағы қосымша қабырғалардың негіз - жер төле ғимараттың бір бөлігіндегі құрылымын ескеруге рұқсат етіледі.

Д.10 Біліктегі 1, 5 м аспайтын қашықтыққа бойлай созылған қабырғалардың бөлімшелерінің жылжуы бар лоджияларының құрылымында қабырғаның жазықтығындағы тура темір бетон қабырғалық және негіз белдіктері, сонымен бірге лоджиялардың пішімі бойынша ескеру керек.

Тура элементтер ретінде қабырғалық белдіктер бұрылыстардың орнында күшейткен және негізгі белдіктің конструкцияларымен сенімді байланысы болуы керек болатын лоджиялардың үстінде аралық жабындарының конструкциясын пайдалануға рұқсат етіледі.

Лоджиялар қабырғаларының бірі көлденең ғимараттың қабырғасының жалғасы болуы керек.

Балкон және эркерлер аралық жабындарды консольдың шығысында ескерілу керек.

Теңестірулер есепке алумен жобаланатын ғимараттардағы аралық жабындарда лоджиялардың тіреуіштері ескерілуі керек.

## Е ҚОСЫМШАСЫ

(міндетті)

### Инженерлік имараттар мен құбыр жолдары

Е.1 Мұнаралы типті құрылыстарды (күштік корпустар, бұрыштық мұнаралар ж.т.б.) қатты конструктивтік схемалардың негізінде жобалау керек.

Мұнаралы құрылыстардың есептік қисаюы шектіден асатын кезінде іргетастың табан көлемін көбейту қажет, мүмкіндігінше құрылыстың ауырлық орталығын түсіру, ванттық құрылғыларды ескеруді, соныменқатар құрылысты пайдалану үрдісінде тегістеу шараларын ескеру керек.

Е.2 Тасымалдағыш галереялары икемді схемалар бойынша жобалау керек. I, Ік және II, ІІк (Б.4 1-2-кестелері) топтарының қазбалы аймақтары үшін тасымалдағыш галереялардың салмақ түсіретін конструкцияларын металдан ескеру керек.

Е.3 Тіректердегі жіктері бар ойып жасалған конструкцияның тасымалдағыш галереялары оның бойлай созылған білігіне мөлшері бойынша көлденең жазықтық тіректерінде галереяның түзетуі мүмкіндігін қамтамасыз етуін ескеру керек.

Ғимаратқа тасымалдағыш галереясының сүйеніштерін жылжымалы етіп жобалау керек. Деформация жіктері жабылған саңылаудың жапқышы болуы керек.

Е.4 Тіректердегі жіктері бар ойып жасалған конструкцияның тасымалдағыш галереялары оның бойлай созылған білігіне мөлшері бойынша көлденең жазықтық тіректерінде галереяның түзетуі мүмкіндігін қамтамасыз етуін ескеру керек.

Ғимаратқа тасымалдағыш галереясының сүйеніштері жылжымалы жобалануы керек. Деформация жіктері жабылған саңылау жапқыш болуы керек.

Е.5 Ұзын жер астындағы ғимараттарды (үңгіртауларды, арналарды, өткелдерді, ж.т.с.с.):

бойлай созылған бағытта - жеке қатты бөлімшелерге деформация жіктері кесіндісі бар икемді схемалар бойынша;

көлденең бағытта - икемді және қатты конструктивтік схемалар бойынша жоабалу керек.

Е.6 Созылған жер астындағы ғимараттардың отсектерінің ұзындықтарын конструкцияның көтеру қабілеті, жүктеме және негіздеменің деформацияларының әсерлері шамаларына байланысты қабылдау керек.

Шектес бөлімдердің арасындағы деформация жіктері серпімді толтырулар, өтемақы орнатуларының қолдануы бар жер асты суларының түсуінен қорғалуы керек.

Е.7 Ұзын жер астындағы ғимараттың апатты суларын бұру үшін ескерілетін бойлай созылған көлбеулері болуы мүмкін жер бетінің көлбеулерін есепке алумен орнату керек.

Е.8 Ұзын жер астындағы ғимарат салған инженерлік коммуникациялардың қалыпты пайдалануының қамтамасыз етуі үшін арнайы икемді тіректер және өтемақы құрылымдарының құрылымы ескеру керек.

Е.9 Қазбалы аймақтарда тұрғызылған сыйымдылықты тереңдетілген ғимараттарды ҚНжЕ 2.04.01, ҚНжЕ 2.04.02 және ҚНжЕ 2.04.03 талаптарын есепке алу арқылы икемді, құрамалы немесе қатты конструктивтік схемалары бойынша жобалау керек.

Е.10 Икемді және құрамалы конструктивтік схемаларға артықшылық жабулы сыйымды тереңдетілген ғимараттарды жобалауда беру керек.

Икемді конструктивтік схема құрама конструктивтік қабырғалардың тоғысқан жерлерінде, сонымен бірге жамылғысы бар олардың қосуларындағы, түбімен және

қалқалармен икемді су өтпейтін жіктердің ыңғайлы бір қалыпты негіздіктің деформацияларына құрылымымен іске асады.

Е.11 Икемді және құрамалы конструктивтік схемаларға артықшылық ашық сыйымды тереңдетілген ғимараттарды жобалауда беру керек.

Ашық сыйымды тұрақты жабдығы бар тереңдетілген ғимараттар қатты схемалар бойынша жобалану керек.

Ашық сыйымды тұрақты жабдығы бар тереңдетілген ғимараттар жобалануы керек:

- тік төртбұрышты жоспарларда - қатты конструктивтік схема бойынша;
- дөңгелек - қатты конструктивтік схема бойынша жер астындағы сулар болған жағдайда және құрамалы бойынша - жер асты сулары жоқ болғанда, деформация жігінің қабырға кесілген түбімен.

Е.12 Икемді жіктердің конструкциясының жер асты суларының биік деңгейі бар алаңдарындағы құрылыстары үшін сыйымды тереңдетілген ғимараттардың жобалауында екі жақты гидростатикалық қысымның қабылдауы қамтамасыз етілуі керек.

Е.13 Отырмалы топырақтарда құрылыс салу үшін жобаланған суы бар құрылыстан ғимаратқа және құрылысқа дейінгі арақашықтық:

отырмалық бойынша I типті топырақ жағдайында – отырма қабатының бір жарым қалыңдығынан кем емес;

отырмалық бойынша II типті топырақтағы су өтетін төселмелі топырақ жағдайында – отырма қабатының бір жарым қалыңдығынан кем емес, ал су өтпейтін жағдайда – осы қабаттың үш еселік қалыңдығынан (бірақ 40 м аспайтындай) кем болмауы керек.

Е.14 Ылғалды технологиялық процестері бар құрылыстар мен су қорын сақтауға арналған құрылыстар (градирнялар, шашу бассейндері, тазалау құрылғылары, резервуарлар ж.с.с.) су қорғау іс-шараларының есебімен жобалау, құрылысқа қарай 3 % бұрмасы бар 10 м кем емес енді көпіршіктермен қоршау керек.

Е.15 Іргенің отырмалы топырақтарын жібіту жақын орналасқан сыртқы су таситый коммуникациялардың ішкі желілерінен жылыспаудан немесе жер асты суларының жергілікті көтерілуінен мүмкін болатын құрылыстарды су қорғаныс шараларының есебімен, ал тереңдетілген бөліктері суға кеткен жағдайда – жерасты суларының сүйеулерінің әсерінің есебімен жобалау керек.

Е.16 Отырмалы аймақтарда ядролық технологиялық процестері бар объектілердің және улы, жарылыс пен өртке қауіпті заттарды өндіретін және сақтайтын кәсіпорындардың құрылысын салуға, сонымен қатар тиісті технологиялық құбыр жолдарын төсеуге жол берілмейді.

Е.17 Отырмалы топырақтардағы жарылыс пен өртке қауіпті сұйықтықтар мен газдарды тасымалдайтын құбыр жолдарын ҚНЖЕ 2.04.07 «Жылу желілері», ҚНЖЕ II-89 «Өнеркәсіптік кәсіпорындардың бас жоспарлары» және ҚНЖЕ 2.04.02 «Сумен жабдықтау. Сыртқы желілер мен құрылыстар» сәйкес тұрғын массивтен, өндірістік кәсіпорындардан, темір, тас жолдардан және басқа объектілерден қауіпсіз қашықта төсеу керек.

Е.18 Құбыр жолдарының беріктігін құрылыстың қарапайым жағдайында туындайтын және белгіленген нормалармен реттелген жүктемелердің бірлескен әрекетінде, сонымен қатар топырақтың өңдеуінен немесе отырмалығынан болған әсерлерінде тексеру керек.

Е.19 Қорғаудың конструктивтік шаралары ретінде компенсаторлар орнату, полимерлік төсеніштер мен аз қысатын шашпалардың жарасымындағы құбырлар мен

## **ҚР ЕЖ 2.03-101-2012**

дәнекерленген дiңгектердiң берiктiгiн кәтерү, сонымен қатар қонышты дiңгектердiң герметикалығын кәтерү керек.

**Ж ҚОСЫМШАСЫ**

(ақпараттық)

**Құрылыс шарты бойынша пайдалы қазбалар орнының аймақтарының санаттары****Ж.1-кестесі – Құрылыс шарты бойынша жатып қалған пайдалы қазбалардың аймақтарының санаттары**

Аймақтың санаты	Аймақтың құрылыс үшін жарамдылығы	Құрылыстың таулы және инженерлік-геологиялық шарттары			Құрылыстың ерекше шарттары
		таулы өндірістің болуы	объектіні пайдалануға беру кезіндегі таулы жұмыстар	жер бетінің деформациялануы мен аймақ тобына сәйкестігі	
1	2	3	4	5	6
1	Құрылысқа жарамды – қазбалы емес	Ескі таулы, өндірісі – жоқ	Жоспарланбаған	-	Аймақ астында өнеркәсіптік емес пайдалы қазбалар
		Ойылудың болуына жол бермейтін тереңдікте ескі өңдеулер бар	Сол сияқты	-	Пайдалы қазбалар өндірілген және жер бетінің деформациялану процесі аяқталған немесе жобаланған объектілердің амортизация мерзімі аяқталғаннан кейін өңделу күтілуде
2	Құрылысқа жарамды – қазбалы	Ескі таулы өнімдері жоқ  Ойылудың болуына жол бермейтін тереңдікте ескі өңдеулер бар	Ойылудың болуына жол бермейтін тереңдікте жоспарлануда	II-IV;  IIIк-IVк  IIIк-IVк	Аймақ телімдері жоқ; ықтимал техногенді су басу мен су көтерілу; шығыстардың - тектоникалық қатты құлаушы бүктемелердің белағаштық бетінің бұзылулары мен шығыстары; көшкін болу мүмкіндігі

## Ж.1-кестесі – Құрылыс шарты бойынша жатып қалған пайдалы қазбалардың аймақтарының санаттары (жалғасы)

1	2	3	4	5	6
3	Құрылыс үшін жарамдылығы шектеулі – қазбалы	Ескі таулы өнімдері жоқ немесе ойылудың болуына жол бермейтін тереңдікте ескі өңдеулер бар  Ескі таулы өнімдері жоқ немесе ойылудың болуына жол бермейтін тереңдікте ескі өңдеулер бар	Сол сияқты  «	I, Ік  1 және 2 топтар үшін максималды санды асыратын деформация	Сол сияқты  1 және 2 топтар үшін артық деформациясы бар аймақтың телімдері бар
4	Құрылысқа жарамсыз	Ескі таулы өнімдері жоқ немесе ойылудың болуына жол бермейтін тереңдікте ескі өңдеулер бар Ескі таулы өнімдері жоқ немесе ойылудың болуына жол бермейтін тереңдікте ескі өңдеулер бар Жерден шығып тұрған діңгек пен шұрфалар жердің ойылу мүмкіндігіне әсер береді  Ескі өндіру жұмыстарына тәуелсіз	Ойылуы мүмкін тереңдіктерде жоспарлануда  Таулы жұмыстарды жопарлауға тәуелсіз  Таулы жұмыстарының дамуына тәуелсіз  Жоспарлануда	Топқа тәуелсіз  Сол сияқты  «  Топқа тәуелсіз	Жер үстінде ойылу мен ірі жарылыстар пайда болуы мүмкін  Сол сияқты  Өңдеме бойында жер үстінің ойылуы мүмкін  Аймақ телімдері бар: ықтимал техногенді су басу мен су көтерілу; тектоникалық қатты құлаушының шығыстары, синклиналды бүктемелердің белағаштық бетінің бұзылулары мен шығыстары; көшкін болу мүмкіндігі
5	Құрылысқа уақытша жарамсыз	Қорларды өңдеу бойынша немесе тиісті іс-шараларды жүргізгеннен кейін құрылыс шартының 3, 2 немесе 1-санаттарына көшетін құрылысқа жарамсыз 4-санаттағы аймақтар			-

## И ҚОСЫМШАСЫ

(ақпараттық)

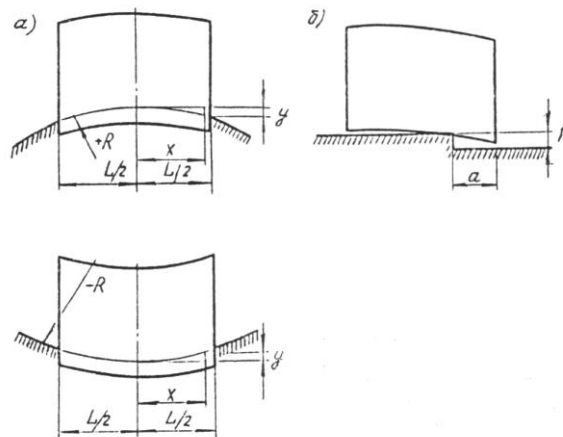
### Қазбалы аймақтардың іргелерінің деформациясының есептік схемалары

И.1 Қазба кезіндегі жер бетінің вертикаль орын ауысуының схемасы тау-геологиялық жағдайға байланысты  $R$  тең шыңдағы радиусы бар параболикалық цилиндр немесе  $h$  биіктікті вертикаль шыңның пайда болуы арқылы бастапқы горизонталь бетке параллель іргенің орын ауысуы түрінде қабылданады.

И.2 Ғимараттың (имараттың) немесе оның бөлімшесінің осыне қатысты іргенің кез-келген нүктесінің орын ауысуы мына формула бойынша анықталады:

$$y = \frac{n_p m_p x^2}{2R} \quad (\text{И.1})$$

мұнда  $x$  – қарастырылатын нүктеден ғимараттың (имараттың) немесе оның бөлімшесінің орталық осыне дейінгі қашықтық.



**И.1-сурет – Қисықтан (а) немесе шыңның туынан (б) пайда болған қазба кезіндегі жер бетінің вертикаль орын ауысуының схемалары**

И.3 Жер бетінің қисықтығынан пайда болған ғимараттың (имараттың) іргесінің екі нүктесінің орын ауысуының әртүрлілігі  $\Delta y$  мына формула бойынша анықталады:

$$\Delta y_p = n_p m_p \frac{x_2^2 - x_1^2}{2R} \quad (\text{И.2})$$

мұнда  $x_1, x_2$  – іргенің қарастырылатын нүктесінен ғимараттың (имараттың) немесе оның бөлімшесінің тиісті орталық осыне дейінгі қашықтық.

И.4 Жер бетінің і тегіс еңісінен пайда болған ғимараттың (имараттың) іргесінің екі нүктесінің орын ауысуының әртүрлілігі  $\Delta y$  мына формула бойынша анықталады:

$$\Delta y = n_i m_i (x_2 - x_1) \quad (\text{И.3})$$

И.5 Жер бетінің деформацияларынан пайда болған іргенің кез-келген нүктесіндегі ойықтың бұрышы  $i_p$  мына формула бойынша анықталады:

$$i_p = \pm n_p m_p \frac{x}{R} \quad (\text{И.4})$$

И.6 Ойық сызығының есептік бағытын пайдалы қазбалардың қыртыстарын төсеу бойынша қабылдау керек.

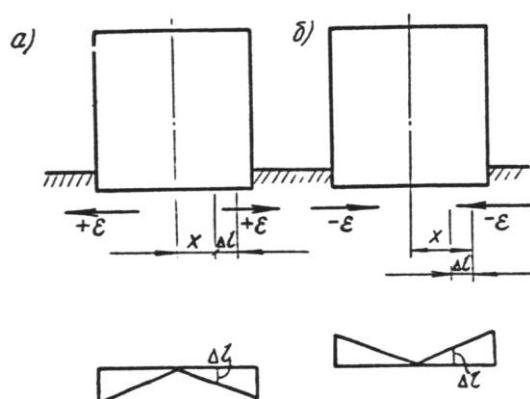
И.7 Ғимараттың (имараттың) жоспарында ойықты есептік орналастыруды ішінде ең үлкен кернеу күш түсетін конструкцияда немесе ғимараттың (имараттың) ең үлкен жантаюы пайда болатындай етіп қабылдау керек.

Ойықтардың сызықтары салынып жатқан алаңның қасында орналасқан телім жағынан трассаланған болған жағдайда, ойықтың жоспардағы есептік орналасуын оның ықтимал орналасуы бойынша қабылдау керек.

И.8 Жер бетінің горизонталь орын ауысуының схемалары ғимараттың (имараттың) орталығында орналасқан нөлдік нүктесі бар сызықтық үшбұрышты эпюра түрінде қабылданады. Іргенің кез-келген нүктесінің горизонталь деформацияда (созылу-қысудан) пайда болған ғимараттың (имараттың) немесе оның бөлімшесінің орталық осыне қатысты орын ауысуын  $\Delta l$  мына формула бойынша анықтау керек:

$$\Delta l = \pm n_{\epsilon} m_{\epsilon} \times \quad (И.5)$$

ЕСКЕРТПЕ Қаңқалы ғимараттың немесе оның бөлімшесінің бйлық рамасында орталық осьтің күйін қаттылық блогының симметрия осыне қатысты орналасуына қарамастан қаттылық блогының ортасында қабылдау керек.



**И.2-сурет – Горизонталь деформацияның әсер етуінен жер бетінің нүктелерінің орын ауысуын есептеуге арналған схемалар**  
а – созу; б – қысу

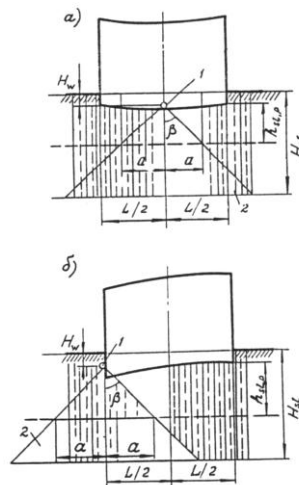
## ОТЫРМАЛЫ ТОПЫРАҚТАРЫ БАР АУМАҚТАР

И.9 Топырақтарды жергілікті жібітудің нәтижесінде ірге деформациясының схемасын таңдаған кезде жібіту көзінің орналасуының: бірінші – ғимараттың (имараттың) ортасында; екіншісі – ғимараттың (имараттың) бүйірінде орналасу сияқты екі жағдайды қарастыру керек.

И.10 Отырмалық бойынша I типті топырақ жағдайында деформацияланатын аймақта топырақтың отыруы жойылмаған немесе жартылай келтірілген іргенің вертикаль орын ауыстыруының  $H_{sl,p}$  есептік схемасын ғимараттың (имараттың) іргетастарымен және топырақтың өзіндік салмағымен берілетін ғимаратты (имараттың) сыртқы жүктемесінің бірлескен әрекеті кезінде топырақтың отыруының есебімен қабылдау керек, сонымен

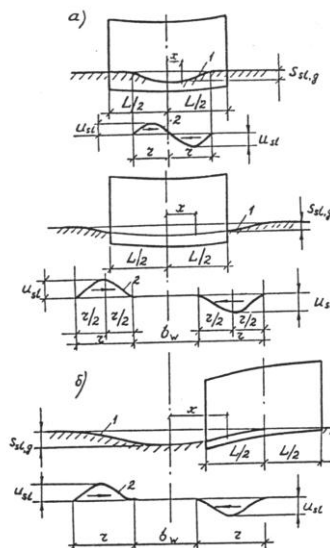


қатар ауыспалы қаттылықтың негізі түрінде (топырақты жібіту аймағындағы тегіс емес шөгінді телімдері бар) қабылдау керек.



а – іргені ғимараттың (имараттың) ортасында жібіту; б – сол сияқты, бүйір астында; 1 – жібіту көзі; 2 – судың шашырау саласы;  $\alpha$  – тегіс емес отыру телімінің ұзындығы;  $\beta$  – судың шашырайтын бұрышы;  $H_w$  – жібіту көзінің орналасқан тереңдігі;  $h_{sl,p}$  – іргенің сыртқы жүктемеден отыру аймағы;  $H_{sl}$  – отыратын қалыңдық

### И.3-сурет – Топырақ сыртқы жүктемеден отырған кездегі ғимараттың (имараттың) іргесінің вертикаль орын ауысуының схемалары



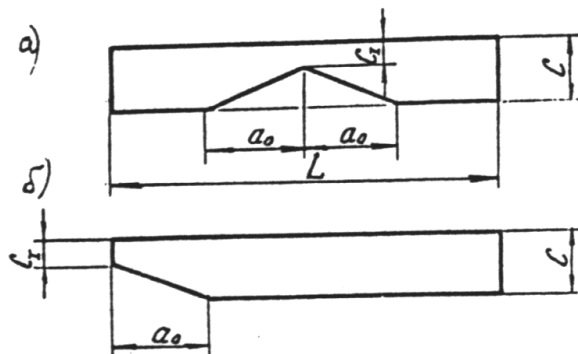
а – отыратын ұңғыны ғимараттың (имараттың) ортасында орналастырған кезде; б – сол сияқты, бүйір астында; 1 – отыратын ұңғы; 2 – топырақ бетінің горизонталь орын ауысуының қисығы

### И.4-сурет – Топырақ өзіндік салмағынан отырған кездегі жер бетінің вертикаль және горизонталь орын ауысуының схемалары

Іргені жергілікті жібіту кезінде қаттылығының өзгеруінің схемаларын, ішінде  $C_1$  және  $C$  коэффициенттерін мәндері 11-қосымшаға сәйкес анықталатын қаттылық

коэффициенттерінің минималды  $C_1$  мәнінен максималдық  $C$  мәніне дейін сызықтық заң бойынша қабылдау керек.

Ауыспалы қаттылық іргесінің теліміне дейінгі ұзындықты іргетасты төсеу тереңдігіне, жібіту көзінің орналасқан тереңдігіне, сыртқы жүктемеден және су ағудың бұрышының шамасынан болатын отырма аймағының тереңдігіне байланысты анықтау керек.



**И.5-сурет – Отырмалық бойынша I типті топырақ жағдайындағы ірге қаттылығының өзгеру схемалары**

а – ғимараттың (имараттың) ортасында іргені жібіту; б – сол сияқты, бүйір жақтан

И.11 Ғимараттың (имараттың) астындағы аймақта топырақтың отыру қасиетін  $h_{sl,p}$  толық кетірген жағдайда, оның іргесінің деформациясының есептік схемасын отырмалық бойынша I типті топырақ жағдайында қарапайым отырмалы емес топырақтар үшін қабылдағандай қабылдау керек.

И.12 Отырмалық бойынша II типті топырақ жағдайында: іргенің жоғары аймағында топырақтың сыртқы жүктемеден  $h_{sl,p}$  отыруын; іргенің төменгі аймағында топырақтың сыртқы жүктемеден  $h_{sl,g}$  отыруын, жер бетінің горизонталь деформацияларын ескеру керек.

И.13 Отырмалық бойынша II типті топырақ жағдайында жер бетінің вертикаль орын ауысуын ( $H_{sl}$  отырма қалыңдығының іргесінің  $h_{sl,g}$  төменгі аймағында топырақтың өзіндік салмағынан отыруы кезінде)  $b_w \geq H_{sl}$  кезінде отыратын ұңғы түрінде қабылдау және төмендегі формулалар түрінде жазу керек:

$$\begin{aligned} & |x| \leq 0.5b_w \text{ кезінде} \quad s_{sl,g}(x) = s_{sl,g} \\ & 0.5b_w < |x| \leq 0.5b_w + r \text{ кезінде} \\ & s_{sl,g}(x) = 0.5s_{sl,g} \left( 1 + \cos \frac{\pi x - 0.5b_w}{r} \right) \\ & |x| > 0.5b_w + r \text{ кезінде} \quad s_{sl,g}(x) = 0 \end{aligned} \quad (И.6)$$

мұнда  $s_{sl,g}$  – ҚНЖЕ 2.02.01-83 сәйкес анықталатын топырақтың өзіндік салмағынан отыруы;

$x$  –  $l$  – жібіту көзінің осынен есептелінетін координата;

$b_w$  – отырманың горизонталь телімінің ені;

$R$  – төмендегі формула бойынша есептелінетін, топырақтың өзіндік салмағынан отыруының қисық сызықты телімінің есептік ұзындығы:

$$r = H_{sl}(0.5 + m_{\beta} \operatorname{tg} \beta) \quad (\text{И. 7})$$

мұнда  $\beta$  – сары топырақты құмайт пен сары топырақ үшін  $35^\circ$ , ал сары топырақты саздақтар үшін  $50^\circ$ -тен етіп қабылданатын, жібіту көзінен судың жан-жаққа ағуының бұрышы.

$m_{\beta}$  коэффициенттері:

бір текті сарғыш топырақ қалыңдығы үшін –  $m_{\beta} = 1$ ;

жоғарғы қабатының сүзу коэффициенті төменгі қабатынан кіші екі қабатты қалыңдық үшін  $k_{f1} < k_{f2}$ ,  $m_{\beta} = 0,7$ ;  $k_{f1} > k_{f2}$  кезінде  $m_{\beta} = 1,4$ ;

$k_{f1} < k_{f2}$  және  $k_{f2} > k_{f3}$  кезінде үш қабатты ірге үшін  $m_{\beta} = 1,7$ ;

$k_{f1} < k_{f2}$ ,  $k_{f2} < k_{f3}$ ,  $k_{f3} < k_{f4}$  кезінде көп қабатты ірге үшін  $m_{\beta} = 2$  етіп қабылданады.

Ені  $b_w < H_{sl}$  алаңда жібіту кезінде топырақтың отыруын ішінде топырақтың толық отыруының  $s_{sl,g}$  шамасының орнына топырақтың ықтимал отыруының шамасы  $s'_{sl,g}$  қойылатын, төмендегі формула бойынша есептелінетін, осы қосымшаның (6) формуласы бойынша анықтау керек:

$$s'_{sl,g} = s_{sl,g} \sqrt{(2 b_w / H_{sl}) b_w / H_{sl}} \quad (\text{И.8})$$

И.14 Отырмалы ұңғының әртүрлі нүктелерінде топырақтың өзіндік салмағынан отыруынан пайда болған жер бетінің горизонталь орын ауысуының мәнін мына формулалар бойынша анықтау керек:

$$u_{sl}(x) = \left. \begin{aligned} &\text{при } 0,5b_w < |x| \leq 0,5b_w + r \\ &0,25\varepsilon r \left[ 1 - \cos \frac{2\pi(x - 0,5b_w)}{r} \right] \\ &\text{при } |x| < 0,5b_w, |x| > 0,5b_w + r \\ &u_{sl}(x) = 0 \end{aligned} \right\} \quad (\text{И.9})$$

мұнда  $\varepsilon$  – төмендегіге тең, жер бетінің қатысты горизонталь деформациясының мәні:

$$\varepsilon = 0,66 (2s_{sl,g}/r - 0,005). \quad (10)$$

И.15 Отырмалы ұңғының әртүрлі нүктелеріндегі жер бетінің еңісін мына формула бойынша анықтау керек:

$$i_{sl}(x) = \left. \begin{aligned} &\text{при } 0,5b_w < |x| \leq 0,5b_w + r \\ &-0,5s_{sl,g} \frac{\pi}{r} \sin \frac{\pi(x - 0,5b_w)}{r} \\ &\text{при } |x| \leq 0,5b_w, |x| > 0,5b_w + r \\ &i_{sl}(x) = 0 \end{aligned} \right\} \quad (\text{И.11})$$

**К ҚОСЫМШАСЫ***(ақпараттық)***Ғимараттар мен имараттардың іргелерінің қаттылық коэффициенттерін анықтау****Қысу кезінде отырмалы емес топырақтардан құрылған іргелер**

К.1 Топырақтың сызықтық деформациялануын болжаудағы ғимараттар мен имараттардың конструкцияларының кернеулі-деформациялық күйін бағалау үшін пайдаланатын қаттылық коэффициенттері іргетас табанының астындағы іргенің шөгуінен шыға анықталады.

Ірге шөгуін есептеуді, әдетте, қысылатын қалыңдықтың тереңдігін шартты шектеумен сызықтық-деформациялық жартылай кеңістік немесе ҚНЖЕ 2.02.01-83 және осы қосымшаның нұсқауларына сәйкес сызықтық-деформацияланатын қабат түрінде іргенің есептік схемасын қолдану арқылы орындау керек.

Ылғалдылық бойынша топырақтардың есептік жағдайына, егер  $w \geq w_p$  болса, табиғи ылғалдылыққа  $w$  тең, және егер  $w < w_p$  болса, илеу шекарасындағы ылғалдылыққа тең ылғалдылықтың белгіленген мәні қабылданады.

К.2 Ірге қаттылығының коэффициенттерін анықтаған кезде ірге табанының формасы мен өлшемдерін, іргенің геологиялық құрылысының біртексіздігін және қажет болған кезде, топырақтың бөлу қасиеттерінің ескеру керек.

Іргетас табанының формасы мен өлшемдерін ҚНЖЕ 5.01.01-2005 міндетті 2-қосымшасының талаптарына сәйкес ірге тереңдігі бойынша вертикаль дұрыс кернеуді анықтаған кезде ескеру керек.

Іргенің геологиялық құрылысының біртексіздігін қыртыстану сипатына, линзалардың, ендірмелердің бар болуына ж.с.с. байланысты таңдалатын геологиялық кесіктің есептік вертикальдарында іргетас табанының астындағы нүктелердегі шөгінділерді анықтаумен ескеру керек. Таңдалған вертикальдар бойынша іргенің қысылатын қалыңдығының шегіндегі есептік қабаттарды белгілеу керек.

Ірге топырағының бөлу қасиеттерін серпінді және қалдық шөгінділердің бөлетін есебінен шыға отырып, қаттылықтың ауыспалы коэффициентін анықтау арқылы ескеру керек.

К.3 Іргенің қалдық шөгінділерін төмендегі жағдайларда анықтау керек:

$$p > \sigma_{zg} \quad (K.1)$$

мұнда  $p$  – ірге топырағының есептік кедергісінен аспайтын, іргетас табанының астындағы орташа қысым (дұрыс байланыс кернеуі);

$\sigma_{zg}$  – жоғары жатқан топырақтардың өзіндік салмағынан болатын іргетас табанының деңгейіндегі вертикаль дұрыс кернеу.

Егер  $p \leq \sigma_{zg}$  болса, онда қалдық шөгінділер анықталмайды.

К.4 Іргенің қалдық шөгінділерін анықтаған кезде, барлық есептік вертикаль бойынша іргетас табанының орталығы арқылы өтетін вертикаль сияқты тереңдік бойынша қосымша кернеулерді бөлуді де қабылдау керек.

Сызықтық-деформацияланатын жартылай кеңістік түріндегі іргенің есептік схемасын пайдалану арқылы қалдық шөгінді  $s_{p1}$  төмендегі формула бойынша қыртыстық сомалау әдісімен анықталады:

$$s_{pl} = \beta \sum_i^n \frac{\delta_{p,i} h_i}{E_{pl,i}} \quad (K.2)$$

мұнда  $\beta$  – 0,8 тең өлшемсіз коэффициент;

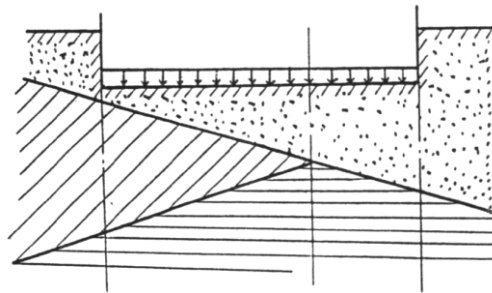
$\sigma_{zp,i}$  – іргетас табанының орталығы арқылы өтетін, топырақтың  $i$  қабатындағы қосымша вертикаль дұрыс кернеудің орташа мәні;

$h_i$  – топырақтың  $i$  қабатының қалыңдығы;

$E_{pl,i}$  – 12-қосымшаға сәйкес анықталатын, топырақтың  $i$  қабатының қалдық деформацияларының модулі;

$n$  – іргенің қысылған қалыңдығы бөлінген қабаттардың саны.

Бұл жерде вертикаль дұрыс кернеулерді ірге тереңдігі бойынша бөлуді ҚНЖЕ 5.01.01-2005 міндетті 2-қосымшасына сәйкес қабылдау керек.



П.9.1-сурет – Біртекті емес іргенің геологиялық кесігі

К.5 Есептік вертикаль бойынша іргенің серпінді шөгінділерін вертикаль дұрыс кернеулерді іргенің қысылатын қалыңдықтың горизонталь қиысуы бойынша вертикаль дұрыс кернеулерді тегіс емес бөлудің есебімен анықтау керек. Қарастыратын іргетастың шегіндегі немесе шегінен тыс туынды нүкте арқылы өтетін вертикаль бойынша тереңдіктегі осы кернеулердің мәндерін бұрыштық нүктелердің әдісімен (ҚНЖЕ 2.0201-83 міндетті 2-қосымшасын қар.) немесе жүктеменің жер бетіне әрекетінен сызықтық-деформацияланатын жартылай кеңістікте кернеулерді бөлу жүретін формулаларды пайдалану арқылы анықтау керек.

Есептік вертикаль бойынша іргенің серпінді шөгіндісін  $s_{el}$  мына формула бойынша анықтау керек:

$$s_{el} = \beta \sum_i^n \frac{\delta'_{zp,i} h_i}{E_{el,i}} \quad (K.3)$$

мұнда  $\sigma'_{zp,i}$  – қарастыратын вертикаль бойынша топырақтың  $i$  қабатындағы қосымша вертикаль дұрыс кернеудің орташа мәні;

$E_{el,i}$  – 12-қосымшаға сәйкес анықталатын, топырақтың  $i$  қабатының серпінді деформацияларының модулі.

К.6 Іргенің есептік схемасын сызықтық-деформацияланатын қабат түрінде пайдалану кезінде іргенің қалдық және серпінді қалдықтарын, ішінде қысылатын қалыңдықтың тереңдігі сызықтық-деформацияланатын қабаттың қалыңдығына тең етіп қабылданатын, осы қосымшаның (2) және (3) формулалары бойынша анықтауға жол беріледі.

К.7 Қарастырылатын вертикаль бойынша ірге қаттылығының коэффициенті  $C$  мына формула бойынша анықталады:

$$C = \frac{P}{s} \quad (K.4)$$

мұнда  $s$  – төмендегі формула бойынша анықталатын, қарастырылатын вертикаль бойынша іргенің толық шөгіндісі:

$$s = s_{pl} + s_{el} \quad (K.5)$$

Есептік вертикаль арасындағы ірге бетінің теліміндегі қаттылық коэффициенттерінің аралық мәндерін интерполяциямен анықтау керек.

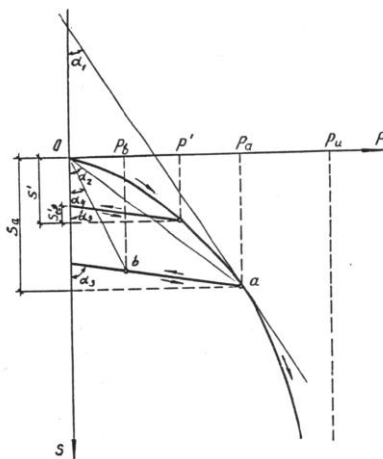
К.8 Ірге қаттылығының коэффициенттерін анықтаған кезде, төмендегі шарт сақталса, топырақтың бөлу қасиеттерін ескермеуге жол беріледі:

$$\frac{E_{el}}{E_{pl}} \geq 5 \quad (K.6)$$

Бұл жағдайда осы қосымшаның (3) формуласы бойынша іргенің серпінді шөгінділерін анықтаған кезде кернеудің  $\sigma'_{zp,i}$  мәндерін іргетас табанының шегіндегі барлық қарастырылатын вертикаль бойынша бірдей және іргетас табанының орталығы арқылы өтетін вертикаль бойынша кернеулерге  $\sigma_{zp,i}$  тең етіп қабылдау керек. Қалдық шөгінділерді осы қосымшаның (2) формуласы бойынша анықтау керек.

К.9 Конструкцияны сызықтық-деформациялық іргеге осы қосымшаның (4) формуласы бойынша қаттылық коэффициентінің шамаларын пайдалану арқылы есептеген кезде алынған, іргетас табанының жеке телімдерінде дұрыс байланыс кернеулердің мәндері (3) шарттарын қанағаттандырмаған кезде, ірге шөгіндісінің қысымнан (дұрыс байланыс кернеуден) сызықтық емес тәуелділігін ескеру керек.

Қысым ірге бетіне қысым үдген кезде есеп үшін шөгінді мен қысым арасындағы гиперболикалық тәуелділікті, қысым азайған кезде – сызықтық тәуелділікті қабылдау керек. Эксперименталдық жолмен және ғимараттар мен имараттарды жобалау және пайдалануға берудің тәжірибесімен тексерілген, шөгіндінің (қысымның) тәуелділігінің басқа да түрлерін қабылдауға жол беріледі.



**К.2-сурет – сызықтық емес деформацияланатын іргелерге арналған шөгінді мен қысым (дұрыс байланыс кернеуі) арасындағы есептік тәуелділік**

К.10 Өсетін қысым  $p'$  кезінде ірге бетінің шөгіндісін  $s$  мына формула бойынша анықтау керек:

$$s = \frac{p\bar{s}}{p_u - p} \quad (K.7)$$

мұнда  $\bar{s}$  – мына формула бойынша анықталып берілген шөгінді:

$$\bar{s} = s' \left( \frac{p_u}{p'} - 1 \right) \quad (K.8)$$

мұнда  $s'$  – осы қосымшаның (5) формуласы бойынша анықталатын,  $p'$  қысым кезіндегі қарастырылатын вертикаль бойынша іргенің толық шөгіндісі;

$p'$  – ҚНЖЕ 2.02.01-83 сәйкес анықталған ірге топырағының есептік кедергісінен  $R$  аспайтын, іргетастың табанының астындағы орташа қысым;

$p_u$  – ҚНЖЕ 5.01.01-2005 сәйкес анықталған ірге топырағының шекті кедергісі.

Қысым азайған кезде (жүк түсіру) ірге бетінің шөгіндісін  $s$  мына формула бойынша анықтау керек:

$$s = s_a - s'_{el} \frac{p_a}{p'} p \quad (0 \leq p \leq p_a) \quad (K.9)$$

мұнда  $s_a$  – жүк түсіру басталған (қисық жүктеудің  $a$  нүктесі) қысым кезіндегі  $p_a$  шөгінді;

$s'_{el}$  – осы қосымшаның (3) формуласы бойынша анықталатын, қысым  $p'$  кезіндегі іргенің серпінді шөгіндісі.

К.11 Сызықтық емес-деформацияланатын іргенің қаттылық коэффициенттерін мына формула бойынша анықтау керек:

жүк түсірген кездегі қатысты (әрекет етуші)  $C_k$

$$C_k = \operatorname{tga}_1 ; \quad (K.10)$$

жүк түсірген кездегі қиюшы (орташа)  $C_c$

$$C_c = \operatorname{tga}_2 \quad (K.11)$$

жүк түсірген кездегі қатысты  $C_{pk}$

$$C_{pk} = \operatorname{tga}_3 \quad (K.12)$$

жүк түсірген кездегі қиюшы  $C_{pc}$

$$C_{pc} = \operatorname{tga}_4 \quad (K.13)$$

Қаттылықтың қатысты коэффициенттерінің мәндерін конструкцияларды сатылы жүктеу (қадамдық әдіс) кезінде сызықтық емес-деформацияланатын іргеге, қаттылықтың қиюшы коэффициенттерінің мәндерін – жүктеудің бекітілген мәндері (қиюшы әдіс немесе қаттылықты жүйелі нақтылау әдісі) кезінде есептеген кезде пайдалану керек.

К.12 Осы қосымшаның (7) және (9) формулалары бойынша шөгінді мен қысымның арасындағы тәуелділік кезінде қаттылық коэффициенттерінің мәндерін мына формула бойынша анықтау керек:

жүк түсірген кездегі қатысты (әрекет етуші)  $C_k$

$$C_k = \frac{p_u \bar{s}}{(s + \bar{s})^2} \quad (K.14)$$

жүк түсірген кездегі қиюшы (орташа)  $C_c$

$$C_c = \frac{p_u}{s + \bar{s}} \quad (K.15)$$

жүк түсірген кездегі қатысты  $C_{pk}$

$$C_{pk} = \frac{p'}{s'_{el}}; \quad (K.16)$$

жүк түсірген кездегі қиюшы  $C_{pc}$

$$C_{pc} = \frac{p_b}{s_a \frac{p_a p_b}{C_{pk}}} \quad (K.17)$$

мұнда  $p_u$ ,  $s$ ,  $\bar{s}$ ,  $p'$ ,  $s'_{el}$ ,  $s_a$ ,  $p_a$  – осы қосымшаның (7) және (9) формулаларындағы сияқты;

$a$  – жүк түсіру басталған жүктеудің қисығындағы нүкте;  $b$  – қаттылықтың қиюшы коэффициенті анықталатын тік жүк түсірудегі нүкте;  $P_b$  – жүк түсіру кезінде қаттылықтың қиюшы коэффициенті анықталатын қысым.

### Қысу кезінде отырмалы топырақтардан құрылған іргелер

К.13 Отырмалы топырақтан құрылған ірге қаттылығының коэффициенттерін отырмалы топырақтың ылғалдылық бойынша екі күйінен шыға, топырақтың отырмалы қасиетінің есебісіз және есебімен:

топырақтың отырмалы қасиетінің есебісіз – егер  $w \geq w_p$  болса – табиғи ылғалдылыққа  $w$  және егер  $w < w_p$  болса – илеу шекарасындағы ылғалдылыққа  $w_p$  тең етіп қабылданатын, белгіленген ылғалдылық кезінде топырақтың деформациялық сипатынан шыға;

топырақтың отырмалы қасиетінің есебімен оларды жібіту мүмкін кезде – суға құнарлы күйдегі топырақтың деформациялық сипатынан (ылғалдылық дәрежесі  $s_r \geq 0,8$ ) шыға анықтау керек.

Топырақтың отырмалы қасиетінің есебісіз ірге қаттылығының коэффициенттерін осы қосымшаның 1-12 т. нұсқауларға сәйкес анықтау керек.

Топырақтың отырмалы қасиетінің есебімен ірге қаттылығының коэффициенттерін 14-16 т. нұсқауларға сәйкес отыру бойынша топырақ жағдайларының типіне байланысты анықтау керек.

Отырмалы топырақтан құрылған ірге қаттылығының коэффициенттерін анықтаған кезде 8 т. нұсқауларына сәйкес топырақтық бөлу қасиеттерін ескермеуге жол беріледі.



К.14 I типті топырақ жағдайында топырақтың отыру қасиетінің есебімен іргенің сызықтық-деформацияланатын қаттылығының коэффициентін  $C_I$  мына формула бойынша анықтау керек:

$$C_I = C \frac{s}{s + s_d + s_{sl}} \quad (K.18)$$

мұнда  $C$  – осы қосымшаның (4) формуласы бойынша анықталатын, топырақтың отыру қасиетінің есебісіз іргенің қаттылық коэффициенті;

$s$  – табиғи немесе белгіленген ылғалдылыққа сәйкес келетін деформациялық қасиеттері бар топырақтың отыру қасиетінің есебісіз іргенің шөгіндісі;

$s_d$  – іргенің қысатын қалыңдығының шегінде болатын топырақтың отырмайтын қабаттарын жібіту кезіндегі қосымша шөгінді;

$s_{sl}$  – іргенің қысатын қалыңдығының шегінде сыртқы жүктеме мен топырақтың өзіндік салмағынан болатын ірге топырағының отыруы.

К.15 II типті топырақ жағдайында топырақтың отыру қасиетінің есебімен іргенің сызықтық-деформацияланатын қаттылығының коэффициентін  $C_{II}$  мына формула бойынша анықтау керек:

$$C_{II} = C \frac{s}{s + s_d + s_{s,p}} \quad (K.19)$$

мұнда  $C$ ,  $s$ ,  $s_d$ , – осы қосымшаның (18) формуласындағы сияқты;

$s_{sl,p}$  – іргенің қысатын қалыңдығының шегінде болатын сыртқы жүктемеден ірге топырағының отыруы.

ЕСКЕРТПЕ Егер ғимарат іргесінің есептік схемалары 10-қосымшаның 13-т. көрсетілген есептік схемалардан айырмашылығы болса, онда II типті топырақ жағдайында қаттылықтың орташа коэффициентін есептеген кезде (19) формуланы пайдалануға жол берілмейді.

К.16 Ғимаратты (имаратты) қаттылық коэффициентінің  $C$ ,  $C_I$  немесе  $C_{II}$  мәндерін пайдалану арқылы өзара әрекетке есептеу нәтижелері бойынша 4.19-т. шарттары қанағаттандырылмаған жағдайда, қаттылық коэффициенттерін іргенің сызықты емес деформациялануының есебімен табу керек.

Топырақтың отыру қасиетінің есебісіз қаттылықтың сызықтық емес коэффициенттерін осы қосымшаның (14)-(17) формулалары бойынша анықтау керек.

Топырақтың отыру қасиетінің есебімен қаттылықтың сызықтық емес коэффициенттерін осы қосымшаның (7)-(17) формулалары бойынша анықтау керек, оның ішінде

Ірге топырағының шекті кедергісі  $p_u$  суға құнарлы жағдайда топырақтың беріктілік сипаттарының есептік мәндерін пайдалану арқылы есептеледі;

іргенің толық шөгіндісі  $s'$  мына формула бойынша анықталады:

отыру бойынша I типті топырақ үшін

$$s' = s + s_d + s_{sl} \quad (K.20)$$

отыру бойынша II типті топырақ үшін

$$s' = s + s_d + s_{sl,p} \quad (K.21)$$

мұнда  $s$ ,  $s_d$ ,  $s_{sl,p}$ ,  $s_{sl}$  – осы қосымшаның (18) және (19) формулаларындағы сияқты;

іргетастың табанының астындағы орташа қысым  $p'$  топырақтың суға құнарлы жағдайда топырақтың беріктілік сипаттарының есептік мәндерін пайдалану арқылы анықталған есептік кедергісінен аспауы керек.

### Қысу кезінде ұзақ деформацияланатын іргелер

К.17 Шөгіндінің (сазды немесе суға құнарлы топырақтар) уақыт бойынша ағуының жоғары емес жылдамдығымен сипатталатын іргенің қаттылық коэффициенттерін анықтаған кезде қаттылық коэффициентінің шамасының уақытқа тәуелділігін ескеруге жол беріледі.

Уақыт сәті  $t$  үшін ірге қаттылығының коэффициентін  $C_t$  мына формула бойынша анықтау керек:

$$C_t = \frac{p}{s_t} \quad (K.22)$$

мұнда  $p$  – ірге табаны астындағы орташа қысым;

$s_t$  – шөгіндіні уақытпен есептеудің қолда бар әдістерінің негізінде анықталатын  $p$  қысымның әрекетінен болған уақыт сәтінде  $t$  қарастырылатын вертикальдағы іргенің шөгіндісі.

К.18 Топырақтың ұзақ деформациясының қазбадан болатын әсерлерге ұшырайтын ғимараттар мен имараттардың конструкцияның кернеулі-деформациялық күйіне әсерін бағалау бойынша алдын-ала есептеу үшін  $t$  уақыт сәті үшін қаттылық коэффициентін  $C_t$  мына формула бойынша анықтау керек:

$$C_t = \frac{C}{1 + n_t} \quad (K.23)$$

мұнда  $C$  – осы қосымшаның (4) формуласы бойынша анықталатын сызықтық-деформацияланатын іргенің қаттылық коэффициенті;

$n_t$  – іргенің деформациясының ұзақтығын сипаттайтын функция, оның мәндері келесі кесте бойынша а топырағының қысылу коэффициентінің шамасына байланысты қабылданады:

а топырағының қысылуы, 1/МПа (см <sup>2</sup> /кгс)	Жылдармен көрсетілген жүктеу қосымшасының ұзақтығы кезінде $C_t$ анықтауға арналған функция						
	$n_t$						
	0,5	1	2	3	5	7	10
Қатты қысылатын $a \approx 1,0$ (0,1)	0,71	0,92	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00
Орташа қысылатын $a \approx 0,1$ (0,01)	0,40	0,63	0,86	0,95	0,99	1,00	1,00
Аз қысылатын $a \approx 0,01$ (0,001)	0,22	0,40	0,63	0,78	0,92	0,97	1,00

Ғимараттар мен имараттардың шөгіндісін уақытпен бақылаудың деректері бар болған жағдайда, мәндерді осы бақылаулардың деректері бойынша құрылған эмпирикалық формулалар бойынша анықтауға болады. Алынған мәндерді аналогтық жағдайда құрылысы салынатын ғимараттар мен имараттарды жобалаған кезде пайдалануға болады.

### Жылжу кезіндегі ірге қаттылығының коэффициенттері

К.19 Жылжу кезіндегі сызықтық деформацияланатын іргенің қаттылық коэффициенттерін  $D$  ірге бетінің іргетас табанының астындағы  $\tau$  орташа қатыстық кернеудің әрекетінен болатын горизонталь орын ауысудан  $u$  шыға анықтау керек. Ірге бетінің горизонталь орын ауысуын, әдетте, топырақтың горизонталь орын ауысу аймағының шектелген тереңдігін ескеретін әдістермен анықтау керек.

Жылжу кезіндегі қаттылық коэффициентін  $O$  мына формула бойынша анықтау керек:

$$D = \frac{\tau}{u} \quad (K.24)$$

К.20 Жылжу кезіндегі сызықтық емес деформацияланатын іргенің қаттылық коэффициенттерін горизонталь орын ауысу мен қатыстық байланыс кернеуі арасындағы гиперболикалық тәуелділіктен, ол ұлғайған кезде, шыға анықтау керек; кернеу азайған кезде сызықтық тәуелділік қабылданады. Горизонталь орын ауысу  $u$  мен қатыстық кернеу  $\tau$  арасындағы тәуелділік кестесі ішінде  $p$  және  $s$   $\tau$  мен  $u$  ауыстыру керек кестеге ұқсас.

Өсетін қатысты кернеу  $\tau$  кезінде ірге бетінің горизонталь орын ауысуын  $u$  мына формула бойынша анықтау керек:

$$u = \frac{\tau \bar{u}}{\tau_u - \tau} \quad (K.25)$$

мұнда  $\bar{u}$  – берілген горизонталь орын ауысу, мына формула бойынша анықталады:

$$\bar{u} = u' \left( \frac{\tau_u}{\tau'} - 1 \right) \quad (K.26)$$

мұнда  $u'$  – қатысты кернеудің  $\tau'$  әрекеті кезінде қарастырылатын вертикаль бойынша ірге бетінің горизонталь орын ауысуы;

$\tau_u$  – ҚНЖЕ 2.02.01-83 талаптары сәйкес анықталатын, іргетас табаны бойынша ірге топырағының жылжуға шекті кедергісі;

$\tau'$  – іргетас табаны бойынша орташа қатысты кернеу, ол мына шартты қанағаттандыруы керек:

$$\tau' \leq 0,5 \tau_u \quad (K.27)$$

Қатысты кернеуді  $\tau$  азайтқан (жүк түсірген) кезде ірге бетінің горизонталь орын ауысуын  $u$  мына формула бойынша анықтау керек:

$$u = u_a - u'_{el} \frac{\tau_a - \tau}{\tau'} \quad (K.28)$$

мұнда  $u_a$  – қатысты кернеу кезіндегі  $\tau_a$  горизонталь орын ауысу;

$u'_{el}$  – төмендегі формула бойынша анықталатын қатысты кернеу  $\tau'$  кезінде ірге бетінің серпінді горизонталь орын ауысуы:

$$u'_{el} = u' \frac{s'_{el}}{s'} \quad (29)$$

мұнда  $s'_{el}$ ,  $s'$  – осы қосымшаның (8) және (9) формулаларындағы сияқты.

К.21 Осы қосымшаның (25) және (28) формулалары бойынша горизонталь орын ауысу мен қатысты кернеулер арасындағы тәуелділік кезінде, жылжу кезіндегі қаттылық коэффициенттерінің мәндерін мына формула бойынша анықтау керек:

жүк түсірген кездегі қатысты (әрекет етуші)  $D_k$

$$D_k = \frac{\tau_u \bar{u}}{(u + \bar{u})^2} \quad (K.30)$$

жүк түсірген кездегі қиюшы (орташа)  $D_c$

$$D_c = \frac{\tau_u}{u + \bar{u}} \quad (K.31)$$

жүк түсірген кездегі қатысты  $D_{pk}$

$$D_{pk} = \frac{\tau'_y}{u'_y}; \quad (K.32)$$

жүк түсірген кездегі қиюшы  $D_{pc}$

$$D_{pc} = \frac{\tau_b}{u_a - \frac{\tau_a - \tau_b}{D_{pk}}} \quad (K.33)$$

мұнда  $\tau_u$ ,  $u$ ,  $\tau'_y$ ,  $\tau_a$ ,  $\bar{u}$  – осы қосымшаның (25)-(29) формулаларындағы сияқты;

$a$  – жүк түсіру басталған жүктелудің қисығындағы нүкте;

$b$  – қаттылықтың қиюшы коэффициенті анықталатын тік жүк түсірудегі нүкте;

$\tau_b$  – жүк түсірген кезде қаттылықтың қиюшы коэффициенті анықталатын қатысты кернеу.

### **Жер бетін отырмадан созу аймағында қысқан кездегі іргенің қаттылық коэффициенттері**

К.22  $(\epsilon_x + \epsilon_y) > 0$  мәнімен сипатталатын, жер бетін отырмадан созу аймағындағы іргенің қаттылық коэффициенттерін анықтаған кезде қыртыстарды созу  $\epsilon_x$  бағытында және қыртыстарды созудың қиылысатын бағытында  $\epsilon_y$  созылудың қатысты горизонталь деформацияларының шамасына байланысты қаттылық коэффициенттерінің мәндерін төмендетуді ескеру керек. Бұл жағдайда ірге топырағының бөлетін қасиеттері ескерілмейді.

Бет бетін отырмадан созу аймағындағы іргенің қаттылық коэффициентін  $C_\epsilon$  мына формула бойынша анықтау керек:

$$C_{\varepsilon} = \frac{p}{s_{\varepsilon}} \quad (K.34)$$

мұнда  $p$  – іргетас табанының астындағы орташа қысым;

$s_{\varepsilon}$  – осы қосымшаның 23 т. сәйкес анықталатын, топырақ қабаттарының толық деформациясының модульдерінің  $E_{\varepsilon}$  мәндерінің есебімен шөгіндіні есептеудің әдістерінің негізінде анықталатын  $p$  қысымнан болатын қарастырылған вертикаль бойынша іргенің шөгуі.

К.23 і қабаттың толық деформациясының модулін  $E_{\varepsilon i}$  мына формула бойынша анықтау керек:

$$E_{\varepsilon i} = \frac{E_i}{1 + \frac{E_i (\varepsilon_x + \varepsilon_y)}{\sigma_{zp,i} (1 + \nu) (1 - 2\nu)}} \quad (K.35)$$

мұнда  $E_i$  – отырудың басына дейін компрессорлық немесе штамптық сынақтармен анықталатын,  $i$  қабаттың толық деформациясының модулі;

$\nu$  – құмдар мен құмайт үшін 0,3; саздақ үшін 0,3; саз үшін 0,42 етіп қабылданатын Пуассон коэффициенті;

$\sigma_{zp,i}$  – топырақтың  $i$  қабатындағы қосымша вертикаль дұрыс кернеудің орташа мәні;

$\varepsilon_x, \varepsilon_y$  – осы қосымшаның 22 т. сияқты;

Бұл жерде келесі шартты сақтау керек:

егер осы қосымшаның (35) формуласы бойынша есептелген мән:

$$E_i < \beta E_{\varepsilon i} \quad (K.36)$$

болса, онда

$$E_{\varepsilon i} = \beta E_i, \text{ бірақ } 0,5 E_i \text{ кем емес} \quad (K.37)$$

болып қабылданады,

мұнда

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu} \quad (K.38)$$

ЕСКЕРТПЕ  $(\varepsilon_x + \varepsilon_y) < 0$  мәнімен сипатталатын жер бетін отырмадан қысу аймағында топырақ қабаттарының толық деформациясының  $E$  модульдері  $E_i$  тең етіп қабылданады.

**Л ҚОСЫМШАСЫ**

(ақпараттық)

**Топырақтың қалдық және серпінді модульдерін анықтау**

Л.10.1 Топырақты штамптармен далада сынаудың немесе топырақ үлгілерін тәжірибелік компрессорлық сынау нәтижелері бойынша топырақтың қалдық  $E_{pl}$  және серпінді  $E_{el}$  деформацияларының модульдерін анықтау үшін сынаған кезде жүк түсірудің қисығын алу керек. Бұл жерде жүк түсіруді жүктеменің соңғы деңгейінен болған шөгіндінің тұрақтануына қол жеткізгеннен кейін жүргізуге жол беріледі. Жүк түсіруді жүктеу жүргізілген баспалдақтармен, деформацияның талап етілетін тұрақтандыруына қол жеткізу арқылы жүргізу керек.

Л.10.2 Штаптық сынау жағдайында деформацияның В случае штаптовых испытаний модули деформации  $E_{pl}$  және  $E_{el}$  модульдарын штампқа жүктеуден болатын шөгіндіге байланысты график бойынша төмендегі формулалар арқылы анықтау керек:

$$E_{pl} = \frac{\omega \sqrt{a} (1 - \nu^2)}{S_{pl}}; \quad (1)$$

$$E_{el} = \frac{\omega \sqrt{a} (1 - \nu^2)}{S_{el}}; \quad (2)$$

мұнда  $\omega$  – шаршы үшін 0,88 және дөңгелек үшін 0,89 тең, штамп табанының формасының коэффициенті;

$A$  – штамп табанының алаңы;

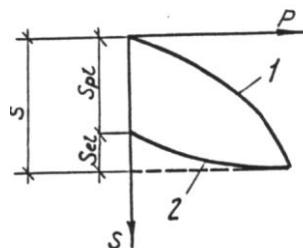
$\nu$  – топырақтың Пуассон коэффициенті [11 қосымшаның (35) формуласын қар.].

Л.9.26 Компрессорлық сынаған жағдайда топырақтың қалдық деформацияларының модулін  $E_{pl}$  мына формула бойынша анықтау керек:

$$E_{pl} = \frac{E E_{el}}{E_{el} - E} \quad (3)$$

мұнда  $E$  – толық деформацияның компрессорлық модулін штаптық модуліне ауырудың коэффициентінің есебімен анықталатын толық деформацияның модулі;

$E_{el}$  – қысымды өзгертудің қарастырылатын диапазонында қысудың компрессорлық диаграммасын қисық жүк түсіруден анықталатын серпінді деформацияның модулі.



**Топырақты штамппен сынаған кезде қысымнан болатын шөгіндінің тәуелділік кестесі**

1 – қисық жүктеу; 2 – қисық жүк түсіру

Л.10.3 Егер топырақты штамппен далада сынаған немесе топырақ үлгілерін компрессорлық сынаған кезде қисық жүк түсіру анықталмаған кезде, мына мәнді қабылдау керек:

$$E_{el} = 5E_{pl} \quad (4)$$

## БИБЛИОГРАФИЯ

- 1 ҚР ҚНЖЕ 5.01.01-2002 Ғимараттар мен имараттардың негіздемесі.
- 2 ҚР ҚНЖЕ 5.01-03-2002 Қадалық іргетастар.
- 3 ҚР ҚНЖЕ 2.01-19-2004 Құрылыс конструкцияларын тот басудан қорғау.
- 4 ҚНЖЕ 2.06.14-85 Таулы өңдеулерді жерастылық және үстіңгі сулардан қорғау.
- 5 ҚНЖЕ 3.02.01-87 Жер имараттары, негіздемесі және іргетастары.
- 6 ҚНЖЕ 3.03.01-87 Күш түсетін жән қоршау конструкциялары.
- 7 ҚНЖЕ 11-02-96 Құрылысқа арналған инженерлік іздеулер. Негізгі ережелер.
- 8 ҚНЖЕ 12-01-2004 Құрылысты ұйымдастыру.
- 9 ҚНЖЕ 22-02-2003 Аймақтарды, ғимараттар мен имараттарды қауіпті геологиялық процестерден инженерлік қорғау. Негізгі ережелер.
- 10 ҚНЖЕ 22-01-95 Қауіпті табиғи әсерлердің геофизикасы.
- 11 ҚНЖЕ 52-01-2003 Бетон және темір бетон конструкциялар. Негізгі ережелер.
- 12 ЕЖ 11-102-97 Құрылысқа арналған инженерлік-экологиялық зерттеулер.
- 13 ЕЖ 11-104-97 Құрылысқа арналған инженерлік-экологиялық зерттеулер.
- 14 ЕЖ 50-101-2004 Ғимараттар мен имараттардың негіздемесі мен іргетастарын жобалау және орнату.
- 15 ЕЖ 50-101-2003 Қадалық іргетастар.
- 16 МемСТ 5180-84 Топырақтар. Физикалық сипаттамасын зертханалық анықтаудың әдістері.
- 17 МемСТ 12248-96 Топырақтар. Беріктік пен деформация сипаттамаларын зертханалық анықтаудың әдістері.
- 18 МемСТ 12536-79 Топырақтар. Түйіршікті (дәнді) құрамды зертханалық анықтаудың әдістері.
- 19 МемСТ 20276-99 Топырақтар. Беріктік пен деформация сипаттамаларын далалық анықтаудың әдістері.
- 20 МемСТ 20522-96 Топырақтар. Сынақ нәтижелерін статистикалық өңдеудің әдістері.
- 21 МемСТ 22733-2002 Топырақтар. Максималдық тығыздықты зертханалық анықтаудың әдістері.
- 22 МемСТ 23061-90 Топырақтар. Тығыздық пен ылғалдылықтың радиоизотоптық өлшемдері.
- 23 МемСТ 23740-79 Топырақтар. Органикалық заттардың құрамын зертханалық анықтаудың әдістері.
- 24 МемСТ 24143-80 Топырақтар. Кебу мен отырып қалу сипаттамаларын зертханалық анықтаудың әдістері.
- 25 МемСТ 24846-81 Топырақтар. Ғимараттар мен имараттардың негіздемесінің деформациясын өлшеу әдістері.
- 26 МемСТ 25100-95 Топырақтар. Жіктеу.
- 27 МемСТ 23161-78 Топырақтар. Отырмалық сипаттамаларын зертханалық анықтаудың әдістері.
- 28 МемСТ 30416-96 Топырақтар. Зертханалық сынақтар. Жалпы ережелер.

## **ҚР ЕЖ 2.03-101-2012**

29 МемСТ 30672-99 Топырақтар. Далалық сынақтар. Жалпы ережелер.

30 Отырмалы аймақтарда ғимараттар мен имараттарды жобалау жөніндегі басшылық құжат: 1-б. -М.: Құрылысбас,- 1983.- 136-бет.

31 Отырмалы аймақтарда ғимараттар мен имараттарды жобалау жөніндегі басшылық құжат: 2-б. -М.: Құрылысбас,- 1986 – 141-беттер.

32 Ерекше топырақтық жағдайлар үшін панельдік тұрғын ғимараттардың конструкцияларын жобалау жөніндегі басшылық құжат /СССР Мемқұрылыс ҚКҒЗИ - М., Құрылысбас, 1982.- 272-беттер.

33 Отырмалы аймақтарда жобаланатын ғимараттар мен имараттарды есептеу жөніндегі басшылық құжат. -Л.: Құрылысбас 1968. – 278-беттер.

34 Отырмалы аймақтарда жобаланатын ғимараттар мен имараттарды есептеу жөніндегі басшылық құжат. - М.: Құрылысбас, 1997.-138-беттер.



ӘОЖ

МСЖ 93.020

ЭҚТӨК\*

---

**Негізгі сөздер:** таулы өңдеу, топырақ, жер бетінің деформациясы, отырма, отырмалық қабат, қатысты отырмалық, бастапқы отырмалық қысым

---

## СОДЕРЖАНИЕ

1	ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ	1
2	НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ	1
3	ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ	2
4	ПРИЕМЛЕМЫЕ РЕШЕНИЯ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ И ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ	2
	4.1 Общие положения.....	2
	4.2 Исходные данные для проектирования зданий и сооружений на подрабатываемых территориях.....	3
	4.3 Исходные данные для проектирования зданий и сооружений на просадочных грунтах.....	6
	4.4 Планировка и застройка подрабатываемых территорий .....	10
	4.5 Планировка и застройка территорий с просадочными грунтами.....	11
5	ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ И ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ.....	11
	5.1 Общие указания.....	12
	5.2 Основные требования к расчету.....	13
	5.3 Правила проектирования строительства на подрабатываемых территориях.....	20
	5.4 Правила проектирования зданий и сооружений на просадочных грунтах .....	22
	ПРИЛОЖЕНИЕ А (обязательное) Мероприятия по защите эксплуатируемых зданий и сооружений на подрабатываемых территориях .....	24
	ПРИЛОЖЕНИЕ Б (обязательное) Горные меры защиты зданий и сооружений, возводимых на подрабатываемых территориях.....	26
	ПРИЛОЖЕНИЕ В (информационное) Мероприятия по устранению или уменьшению деформаций оснований, сложенных просадочными грунтами .....	27
	ПРИЛОЖЕНИЕ Г (обязательное) Каркасные здания.....	32
	ПРИЛОЖЕНИЕ Д (обязательное) Бескаркасные здания.....	39
	ПРИЛОЖЕНИЕ Е (обязательное) Инженерные сооружения и трубопроводы .....	42
	ПРИЛОЖЕНИЕ Ж (информационное) Категории территорий залегания полезных ископаемых по условиям строительства .....	47
	ПРИЛОЖЕНИЕ И (информационное) Расчетные схемы деформаций оснований подрабатываемых территорий.....	49
	ПРИЛОЖЕНИЕ К (информационное) Определение коэффициентов жесткости оснований зданий и сооружений.....	55
	ПРИЛОЖЕНИЕ Л (информационное) Определение моделей остаточных и упругих деформаций грунта .....	65

## **ВВЕДЕНИЕ**

Главная направленность государственных нормативов – обеспечение охраняемых законом потребностей граждан и общества в создании благоприятной и экологически безопасной среды обитания и жизнедеятельности при осуществлении архитектурной, градостроительной и строительной деятельности, защита прав потребителей проектной и строительной продукции, обеспечение надежности и безопасности строительства, устойчивого функционирования построенных объектов при эксплуатации.

Настоящий свод правил формирует приемлемые строительные решения для выполнения обязательных требований технического регламента Республики Казахстан «Требования к безопасности зданий и сооружений, строительных материалов и изделий» и других нормативных документов по обеспечению безопасности и надежности зданий и сооружений проектируемых и строящихся на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах.

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ**  
**СВОД ПРАВИЛ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**  
**ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ НА ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ И**  
**ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ**

---

**BUILDINGS AND CONSTRUCTIONS IN EARNED ADDITIONALLY TERRITORIES**  
**AND SUBSIDING SOIL**

---

Дата введения – 2015-07-01

## **1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ**

1.1 Настоящий свод правил распространяется на проектирование зданий и сооружений на подрабатываемых территориях и на просадочных грунтах и устанавливает положения и параметры, а также приемлемые строительные решения по обеспечению безопасности и надежности объектов.

1.2 Настоящий свод правил не распространяется на проектирование гидротехнических сооружений, дорог, аэродромных покрытий и в сейсмических районах.

## **2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ**

Для применения настоящего свода правил необходимы следующие ссылочные нормативные документы:

СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 Основы проектирования несущих конструкций.

СН РК EN 1997-1:2004/2011 «Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила».

СН РК EN 1997-2: 2007/2011 «Геотехническое проектирование. Часть 2. Исследования и испытания грунта».

СН РК 1.01–01–2011 «Государственные нормативы в области архитектуры, градостроительства и строительства. Основные положения».

СН РК 2.03-01-2011 «Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах».

**ПРИМЕЧАНИЕ** При пользовании настоящими правилами целесообразно проверить действие ссылочных стандартов на территории РК по указателю «Нормативные документы по стандартизации» и по соответствующим информационным указателям государственных стандартов, опубликованные в текущем году. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящими правилами следует руководствоваться замененным (измененным) стандартом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

### 3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В настоящем своде правил применяются термины и определения, приведенные в строительных нормах СН РК 2.03-01 и других нормативах, указанных в разделе 2, а также следующие термины с соответствующими определениями:

**3.1 Горизонтальное перемещение** (Horizontal moving): Горизонтальное перемещение грунта или здания и сооружения, возникающее при значительных неравномерных просадках на участках их изменения от минимальных до максимальных значений.

**3.2 Начальное просадочное давление** (Initial subsiding pressure): Минимальное давление, при котором проявляются просадочные свойства грунта при его полном водонасыщении.

**3.3 Начальная просадочная влажность** (Initial subsiding humidity): Минимальная влажность, при которой проявляются просадочные свойства грунта при заданном напряженном состоянии.

**3.4 Обделка** (Lining): Постоянная конструкция, закрепляющая выработку и образующая ее внутреннюю поверхность.

**3.5 Относительная просадочность** (Relative subsiding): Отношение изменения толщины слоя грунта без возможности бокового расширения до и после повышения его влажности при заданном давлении к его первоначальной толщине в природном залегании.

**3.6 Тоннель** (tunnel): Горизонтальное или наклонное протяженное подземное сооружение высотой 2 м и более до выступающих конструкций, предназначенное для прокладки железных и автомобильных дорог, пешеходных переходов, коммуникаций и т.д.

**3.7 Уступы** (bench): Сосредоточенные деформации земной поверхности, проявляющиеся в образовании трещин со сдвигом горных пород.

**3.8 Целик предохранительный** (inby rib): Часть залежи полезного ископаемого, оставляемая в недрах в целях предотвращения опасности влияния горных разработок на объекты.

### 4 ПРИЕМЛЕМЫЕ РЕШЕНИЯ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ И ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

#### 4.1 Общие положения

4.1.1 Основные требования для проектирования зданий и сооружений для строительства на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах приведены в строительных нормах СН РК 2.03-01 с учетом геотехнических требований и мероприятий по инженерной подготовке строительных площадок.

4.1.2 При проектировании зданий и сооружений для строительства на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах предъявляются специальные требования к проекту, изложенные в требованиях СН РК 2.03-01, в том числе:

- для каждой геотехнической проектной ситуации должно проверяться, что не превышает ни одно из предельных состояний, определенных в СН РК EN 1990:2002;
- при определении проектных ситуаций и предельных состояний следует учитывать ряд факторов по инженерно-геологическим условиям площадки в связи с общей устойчивостью и перемещениями основания;
- должны рассматриваться как кратковременные, так и долговременные ситуации;
- предусматриваются мероприятия, снижающие неравномерную осадку и устраняющие крены зданий и сооружений с применением различных методов их выравнивания;
- необходимо применить типовое детальное описание расчетных ситуаций, с включением воздействий, их сочетания и случаи нагружения с учетом особенности грунтового основания и т.д.

4.1.3 В проекте необходимо оценить влияние условий окружающей среды на долговечность материалов и предусмотреть защиту или подбор материалов с соответствующими прочностными характеристиками и свойствами.

4.1.4 Проекты зданий и сооружений, разработанные для обычных условий строительства, не допускается применять для строительства на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах без проверки расчетом и переработки их, при необходимости, в соответствии с требованиями настоящих норм.

## **4.2 Исходные данные для проектирования зданий и сооружений на подрабатываемых территориях**

4.2.1 В качестве исходных данных для проектирования зданий и сооружений на подрабатываемых территориях принимаются максимальные ожидаемые или вероятные (при отсутствии календарных планов горных работ) величины сдвижений и деформаций земной поверхности на участке строительства.

Геотехническими воздействиями от подработки, учитываемыми при проектировании зданий и сооружений, являются сдвижения и деформации земной поверхности.

При погоризонтной и панельной подготовках шахтного поля (пологое залегание) все намеченные к разработке пласты разделяют на две группы:

- пласты, разрабатываемые в первые 20 лет после начала эксплуатации объектов;
- пласты, разрабатываемые после 20 лет с момента начала эксплуатации объектов.

От каждой группы пластов рассчитывают ожидаемые (вероятные) деформации; в качестве исходных данных для проектирования принимают максимальные ожидаемые (вероятные) деформации земной поверхности.

4.2.2 В тех случаях, когда под участком строительства горные работы планируются в сроки более чем через 20 лет после начала эксплуатации объектов, то в качестве исходных

данных для проектирования принимают вероятные деформации земной поверхности, полученные от влияния всех намеченных к разработке пластов, уменьшенные на одну группу территорий до среднего значения в соответствующей группе.

При прогнозе деформаций поверхности необходимо учитывать планируемые особенности подготовки и развития горных работ в свите пластов, горные давления и технические ситуации разработки.

4.2.3 Ожидаемые характеристические значения деформации земной поверхности должны определять по инженерным методикам, разработанным институтами, специализирующимися в области расчетов деформаций земной поверхности.

4.2.4 Геотехнические воздействия в подрабатываемых территориях, при применении методики Еврокодов EN, определяются в соответствии с СН РК EN 1990:2002.

При необходимости можно использовать величины воздействий согласно СН РК EN 1991. Необходимо принимать значения параметров геотехнических воздействий, если они известны до выполнения расчета, эти значения могут измениться при расчете.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Значения параметров геотехнических воздействий могут измениться в процессе расчета. В таких случаях они вводятся как первое приближение с заданным начальным значением.

4.2.5 Подрабатываемые территории следует подразделять на группы в зависимости от значений деформаций земной поверхности вдоль главной оси мульды сдвижения в соответствии с таблицей 1.

**Таблица 1 – Деформации земной поверхности подрабатываемых территорий**

Группа территорий	Деформации земной поверхности подрабатываемых территорий		
	относительная горизонтальная деформация $\varepsilon$ , мм/м	наклон $i$ , мм/м	радиус кривизны $R$ , км
I	$12 \geq \varepsilon > 8$	$20 \geq i > 10$	$1 \leq R < 3$
II	$8 \geq \varepsilon > 5$	$10 \geq i > 7$	$3 \leq R < 7$
III	$5 \geq \varepsilon > 3$	$7 \geq i > 5$	$7 \leq R < 12$
IV	$3 \geq \varepsilon > 0$	$5 \geq i > 0$	$12 \leq R < 20$

Подрабатываемые территории, на которых при выемке пластов полезного ископаемого образуются уступы земной поверхности, следует подразделять на группы в соответствии с таблицей 2.

Таблица 2 – Параметры уступов

Группа территорий	Iк	IIк	IIIк	IVк
Высота уступа h, см	$25 \geq h > 15$	$15 \geq h > 10$	$10 \geq h > 5$	$5 \geq h > 0$

4.2.6 Расчетное значение деформаций земной поверхности, учитываемые при расчете зданий и сооружений как факторы нагрузки, следует определять умножением ожидаемых характеристических значений деформаций земной поверхности на соответствующие частный коэффициент  $\gamma_F$ , принимаемые по таблице 3.

Таблица 3 – Параметры частного коэффициента  $\gamma_F$ 

Виды сдвижений и деформаций	Частный коэффициент $\gamma_F$		
	обозначени е	для расчета деформаций и сдвижений	
		ожидаемых	Вероятных
Оседание $\eta$	$\gamma_{F\eta}$	1,2 (0,9)	1,1 (0,9)
Горизонтальное сдвижение $\xi$	$\gamma_{F\xi}$	1,2 (0,9)	1,1 (0,9)
Наклон $i$	$\gamma_{Fi}$	1,4 (0,8)	1,2 (0,8)
Относительная горизонтальная деформация растяжения или сжатия $\varepsilon$	$\gamma_{F\varepsilon}$	1,4 (0,8)	1,2 (0,8)
Кривизна $\rho$	$\gamma_{F\rho}$	1,8 (0,6)	1,4 (0,6)
Уступ $h$	$\gamma_{Fh}$	1,4 (0,8)	1,2 (0,8)
Скручивание $s$	$\gamma_{Fs}$	1,8	1,4
Скашивание $\gamma$	$n_\gamma$	1,4	1,2

ПРИМЕЧАНИЕ Коэффициенты  $\gamma_F$  меньше единицы следует учитывать при расчете зданий и сооружений на одновременное действие максимальных деформаций земной поверхности двух видов и более, в том случае, когда уменьшение значения деформаций какого-либо вида может ухудшить условия работы конструкций.

4.2.7 При определении воздействий, принимаемых в проекте, необходимо учитывать все взаимодействия между сооружением и основанием.

При расчете зданий и сооружений на воздействия деформаций земной поверхности необходимо вводить соответствующие частные коэффициенты  $\gamma_E$  для постоянных или временных ситуаций, принимаемые по таблице 4.

4.2.8 Если по опыту подработки в горногеологических условиях, аналогичных тем, в которых необходимо оценить влияние подработки, известными принимаются не графики  $\eta(x)$ ,  $\xi(x)$ , а результирующие величины  $i$ ,  $\rho$ ,  $\varepsilon$ , отнесенные к зданию или его отсеку заданной длины  $l$ , то определяются значения следующих величин:

- характеристические значения разности оседаний  $\Delta\eta_R$  двух точек основания здания (сооружения), вызванные соответственно характеристической кривизной земной поверхности



$$\Delta\eta_R = \gamma_{F\rho}\gamma_{E\rho}(x_1^2 - x_2^2)2R$$

и равномерным средним наклоном

$$\Delta\eta_i = \gamma_{Fi}\gamma_{Ei}i(x_2 - x_1)$$

где  $x_1, x_2$  ( $x_1 < x_2$ ) - расстояния от рассматриваемых точек до центральной оси здания или его отсека,  $\gamma_F, \gamma_E$  - частные коэффициенты, определяемые соответственно по таблицам 3 и 4;

- проектные перемещения любой точки основания относительно центральной оси здания (сооружения) или его отсека, вызванные горизонтальными деформациями:

$$\Delta l = \gamma_{F\xi}\gamma_{E\xi}\varepsilon * x$$

**Таблица 4 – Параметры частного коэффициента  $\gamma_E$**

Деформация	Обозначение	Частный коэффициент $\gamma_E$ при величине отношения высоты здания (сооружения) к его длине $h/l$ ,		
		до 0,5	от 0,5 до 1	св. 1
Относительная горизонтальная $\varepsilon$	$\gamma_{E\varepsilon}$	1,0	0,8	0,7
Наклон $i$	$\gamma_{Ei}$	1,0	0,8	0,7
Кривизна $\rho$	$\gamma_{E\rho}$	1,0	0,7	0,5
Скручивание $s$	$\gamma_{Es}$	1,0	0,7	0,5
Скашивание $\gamma$	$\gamma_{EM}$	1,0	0,8	0,7

ПРИМЕЧАНИЕ 1 При рассмотрении поперечного сечения здания (сооружения) за 1 следует принимать его ширину.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Для круглого в плане здания (сооружения) за 1 следует принимать его внешний диаметр.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Для здания (сооружения) башенного типа при  $l < 15$  м следует принимать  $m_i = 1,5$ .

ПРИМЕЧАНИЕ 4 Для подкрановых путей мостовых кранов, имеющих длину 60 м, следует принимать  $m_i = 0,5$ .

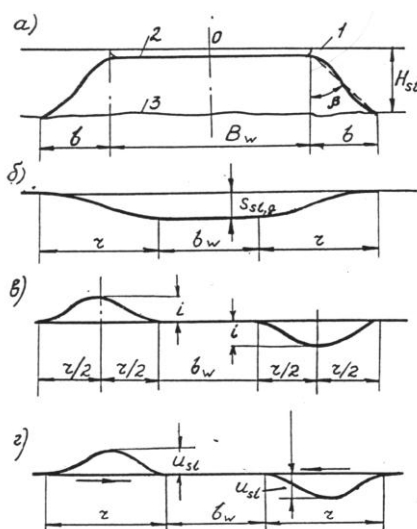
### 4.3 Исходные данные для проектирования зданий и сооружений на просадочных грунтах

4.3.1 При проектировании зданий и сооружений, возводимых на просадочных грунтах, необходимо учитывать следующие виды деформаций (рисунок 1):

- просадку грунта  $s_{sl}$ , (как от собственного веса  $s_{sl,g}$ , так и от внешней нагрузки  $s_{sl,p}$ );
- горизонтальные перемещения земной поверхности  $u_{sl}$
- относительные горизонтальные деформации растяжения или сжатия  $\varepsilon$ ;
- наклон земной поверхности  $i_{sl}$ .

4.3.2 Исходные данные для выбора инженерных решений включают: материалы инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий на площадке строительства и проектные материалы строительной площадки и проектные решения здания или сооружения, в том числе:

- генплан участка строительства;
- ситуационный план района строительства;
- проект вертикальной планировки застраиваемой территории;
- схемы водонесущих коммуникаций;
- сведения о способах подготовки оснований, применяемые в районе строительства;
- данные о деформациях здания (сооружения) в районе застройки.



**Рисунок 1 – Характер развития деформаций земной поверхности в пределах просадочной воронки**

а — поперечный разрез зоны увлажнения; б — кривая просадки поверхности грунта; в — кривые наклонов поверхности; г — кривые горизонтальных перемещений поверхности грунта; 1 — положение земной поверхности; 2 — площадь замачивания; 3 — нижняя граница растекания воды; Б — ширина зоны растекания воды;  $B_w$  — ширина замачиваемой площади;  $\beta$  — угол растекания воды;  $H_{sl}$  — просадочная толща; г — расчетная длина криволинейного участка просадки грунта от собственного веса;  $b_w$  — ширина горизонтального участка просадки;  $s_{slg}$  — просадка грунта от собственного веса;  $i$  — наклон земной поверхности;  $u_{sl}$  — горизонтальные перемещения земной поверхности.

4.3.3 Основными характеристиками площадок, сложенных просадочными грунтами являются:

- тип грунтовых условий по просадочности, который подразделяется на:
- I тип грунтовых условий, в которых возможна в основном просадка грунтов от внешней нагрузки, а просадка грунтов от собственного веса отсутствует или не превышает 5 см;

- II тип грунтовых условий, в которых помимо просадки грунтов от внешней нагрузки возможна их просадка от собственного веса и величина её превышает 5 см;

- величина просадочной толщи  $H_{sl}$  определяемая от существующей или спланированной (срезкой либо подсыпкой) поверхности до кровли непросадочного слоя грунта, для которого  $e_{sl} < 0.01$ ;

- величина возможной просадки грунта от его собственного веса  $s_{sl,g}$  в пределах просадочной толщи  $H_{sl}$  до или после выполнения вертикальной планировки.

4.3.4. В зависимости от ожидаемых деформаций земной поверхности территории на просадочных грунтах подразделяются на группы по условиям строительства в соответствии с таблицей- 5 для грунтовых условий I типа и с табл. 6 - для грунтовых условий II типа.

**Таблица 5 – Параметры грунтовых условий I типа**

Группа условий строительства	Просадочность основания от внешней нагрузки	Деформации основания	
		просадка от внешней нагрузки $s_{sl,p}$	относительная разность просадок от внешней нагрузки $i_{sl,p} = \Delta s_{sl,p} / L$
I	Не устранена	$s_{sl,p}^{\max}$	$i_{sl,p}^{\max}$
II	Устранена частично	$s_{sl,p}^{\max} \geq s_{sl,p} \geq 0$	$i_{sl,p}^{\max} \geq i_{sl,p} \geq 0$
III	Устранена полностью	$s_{sl,p} = 0$	$i_{sl,p} = 0$
Обозначение, принятое в таблице: L — расстояние между фундаментами здания (сооружения) .			

**Таблица 6 – Параметры грунтовых условий II типа**

Группа условий строительства	Деформации земной поверхности, мм/м		Показатель, мм/м $K = s_{sl,p} / r$
	относительная горизонтальная $\epsilon$	наклон $i$	
0	$\epsilon > 12$	$i > 18$	$K > 11$
I	$12 \geq \epsilon > 8$	$18 \geq i > 13,5$	$11 \geq K > 9$
II	$8 \geq \epsilon > 5$	$13,5 \geq i > 10$	$9 \geq K > 6$
III	$5 \geq \epsilon > 3$	$10 \geq i > 7,5$	$6 \geq K > 4$
IV	$3 \geq \epsilon > 0$	$7,5 \geq i > 0$	$4 \geq K > 0$
Обозначение, принятое в таблице: r — расчетная длина криволинейного участка просадки грунта от собственного веса.			

4.3.5 Специфическими характеристиками просадочных грунтов, определяемыми по нормативным документам являются:

- относительная просадочность  $\varepsilon_{sl}$ , представляющая собой отношение толщины слоя грунта без возможности его бокового расширения до и после его замачивании под заданным давлением к его первоначальной толщине в природном залегании, которая должна определяться, как правило, при полном водонасыщении грунтов, а также интервале изменения давления от минимального  $p_{min}$ , равного вертикальному напряжению на рассматриваемой глубине от собственного веса  $\sigma_{z.g.}$  с учётом частичной срезки его при вертикальной планировке, до максимального  $p_{max}$ , равного сумме вертикальных напряжений на той же глубине от собственного веса грунта  $\sigma_{z.g.}$  с учётом планировочной насыпи и нагрузки от фундаментов, полов, технологического оборудования и т.п. ( $\sigma_{zp}$ )

т.е.  $p_{max} = \sigma_{z.g.i} + \sigma_{z.p.}$

К просадочным следует относить грунты при  $\varepsilon_{sl} \geq 0.01$ ;

-начальное просадочное давление  $p_{sl}$ , представляющее собой минимальное давление на грунт (от  $\sigma_{zg}$  или  $\sigma_{zg} + \sigma_{zp}$ ), при котором при полном водонасыщении начинает проявляться его просадка. За величину  $p_{sl}$  принимается давление при котором по результатам компрессионных испытаний  $\varepsilon_{sl} = 0.01$ ;

-начальная просадочная влажность  $w_{sl}$  - эта минимальная влажность, при которой в просадочных грунтах от вертикальных напряжений  $\sigma_{zg}$  или  $\sigma_{zg} + \sigma_{zp}$  начинают проявляться просадочные свойства ( $\varepsilon_{sl} \geq 0.01$ ). Используется в случаях неполного водонасыщения грунтов при экранировании застраиваемой площадки, капиллярного подъёма влаги, медленной инфильтрации поверхностных вод, замачивания (увлажнения) грунтов через маловодопроницаемый экран из уплотнённого глинистого грунта.

4.3.6 Проектные значения геотехнических параметров  $X_d$  должны оцениваться по характерным значениям с использованием следующей формулы:

$$X_d = X_k / \gamma_M, \quad (1)$$

или определяться непосредственно.

В формуле (1) для длительных временных ситуаций, указанных в приложении А.3.2, должны использоваться значения частного коэффициента  $\gamma_M$ .

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Значения частных коэффициентов могут устанавливаться национальными приложениями.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Значения в приложении А дают минимальный уровень безопасности при традиционном проектировании.

4.3.7 Если проектные значения геотехнических параметров оцениваются напрямую, то частные коэффициенты, приведенные в приложении А, должны использоваться в качестве справочных по требуемому уровню безопасности.

4.3.8 Основания, сложенные просадочными грунтами при I типе грунтовых условий характеризуются следующими параметрами:

- степенью изменчивости сжимаемости основания  $a_{E.sI}$ ;

- средним значением модуля деформации просадочного грунта  $s_l$  или средней осадкой основания,  $u$ .

При этом основными расчётными параметрами основания при расчёте конструкций зданий и сооружений на просадки являются:

- максимальная осадка  $s$ ;
- относительная разность деформации основания  $\sum S/l = \sum (s + s_{slp})/l$ ;
- коэффициент жёсткости основания при сжатии  $C$ .

#### 4.4 Планировка и застройка подрабатываемых территорий

4.4.1 Основные требования по планировке и застройке подрабатываемых территорий приводятся в строительных нормах СН РК 2.03-01.

При выборе для застройки подрабатываемых территорий целесообразность намечаемого строительства подтверждается расчетами сравнительной экономической эффективности возможных вариантов размещения зданий и сооружений с учетом возможных затрат в процессе строительства и эксплуатации объектов.

4.4.2 При проектировании в состав проектов детальной планировки и проектов застройки необходимо включать схемы горногеологических ограничений с указанием категории территорий по условиям строительства.

Деление территорий на категории следует осуществлять согласно рекомендуемому приложению Ж.

4.4.3. При планировке и застройке городов и населенных пунктов, включающих подрабатываемые территории с величинами деформаций большими, чем для III и IV групп, следует предусматривать наиболее эффективное использование территорий, пригодных для застройки.

Размещение функциональных зон и элементов жилого района по группам подрабатываемых территорий приведено в таблице 7.

**Таблица 7 – Размещение функциональных зон и элементов жилого района по группам подрабатываемых территорий**

Функциональные зоны и элементы жилого района	Целесообразное размещение по группам подрабатываемых территорий
1. Участки школ и детских учреждений	IV, III
2. Участки учреждений и предприятий обслуживания культурно-бытового назначения	IV, III
3. Участки коммунально-хозяйственного назначения	IV, III, II
4. Общественные здания (независимо от этажности)	IV, III
5. Спортивные сооружения	IV
6. Участки под жилыми зданиями с этажностью: до 5 От 5 до 9	IV, III, II IV, III

Таблица 7 (продолжение)

Функциональные зоны и элементы жилого района	Целесообразное размещение по группам подрабатываемых территорий
7. Магистральные улицы	IV, III
8. Жилые улицы и проезды	IV, III, II, I

Участки, не пригодные для строительства, следует отводить под полосы озеленения, скверы, парки и зоны отдыха.

4.4.4 Плотность населения на территории принимается в соответствии нормативами, рассматривая неподрабатываемые участки территорий 1-й категории как зоны высокой градостроительной ценности, подрабатываемые участки территорий 2-й категории, пригодные для застройки, - средней и подрабатываемые участки территорий 3-й категории, ограниченно пригодные для застройки, - низкой градостроительной ценности.

4.4.5 На площадках с различным сочетанием групп территорий, как правило, следует учитывать размещение функциональных зон и отдельных зданий (сооружений), строительство которых может быть обеспечено с применением строительных мер защиты.

#### 4.5 Планировка и застройка территорий с просадочными грунтами

4.5.1 Площадки, намеченные под строительство, предпочтительно располагать на участках с минимальной глубиной просадочных толщ, с деградированными просадочными грунтами, а также на участках, где просадочная толща позволяет применять фундаменты глубокого заложения, в том числе свайные.

4.5.2 Здания и сооружения с мокрыми технологическими процессами следует располагать в пониженных частях застраиваемой территории. На участках с высоким расположением уровня подземных вод, а также на участках с дренирующим слоем, подстилающим просадочную толщу, указанные здания и сооружения следует располагать на расстоянии от других зданий и сооружений, равном: не менее 1,5 толщины просадочного слоя в грунтовых условиях I типа по просадочности, а также II типа по просадочности при наличии водопроницаемых подстилающих грунтов; не менее 3-кратной толщины просадочного слоя в грунтовых условиях II типа по просадочности при наличии водонепроницаемых подстилающих грунтов.

## 5 ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ И НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

### 5.1 Общие указания

5.1.1 Основные требования и принципы проектирования зданий и сооружений на подрабатываемых территориях и на просадочных грунтах приведены в строительных нормах СН РК 2.03-01.

Здания и сооружения в зависимости от их назначения и условий работы следует проектировать по жесткой, податливой или комбинированной конструктивным схемам.

5.1.2 Здания и сооружения сложной формы в плане разделяются деформационными швами на отсеки. Высоту зданий и сооружений в пределах отсека следует принимать одинаковой, а длину отсеков — по расчету в зависимости от расчетных величин деформаций земной поверхности, физико-механических свойств грунтов основания, принятой конструктивной схемы, технологических требований.

Деформационные швы между отсеками должны обеспечивать свободный наклон или поворот отсека при деформациях основания. Размер деформационного шва следует рассчитывать согласно нормативным параметрам в зависимости от высоты и длины отсека и особенностей грунтовых условий.

Деформационные швы должны разделять смежные отсеки зданий и сооружений по всей высоте, включая кровлю и фундаменты.

Примыкающие к зданиям инженерные сооружения следует отделять от зданий также деформационными швами.

5.1.3 Фундаменты под несущие стены и под парные колонны в зоне деформационных швов устраиваются по требованиям, приведенным в строительных нормах СН РК 2.03-01.

5.1.4 Фундаменты под технологическое оборудование следует проектировать, предусматривая в зависимости от типа оборудования и технологических требований к его эксплуатации, применение специальных мер защиты, отдавая предпочтение выравниванию оборудования домкратами.

5.1.5 На подрабатываемых территориях, где по прогнозу ожидаются деформации земной поверхности, превышающие предельные по группам I и II, строительство зданий и сооружений может быть допущено в исключительных случаях по заключению специализированной организации и наличии соответствующего технико-экономического обоснования.

5.1.6 При проектировании зданий и сооружений, возводимых на просадочных грунтах, с II типом грунтовых условий необходимо учитывать следующие виды специфических деформаций:

- просадку  $s_{sl}$  как от собственного веса грунта  $s_{sl.g}$ , так и от внешней нагрузки  $s_{sl.p}$
- горизонтальные перемещения земной поверхности  $u_{sl}$ ;
- относительные горизонтальные деформации растяжения или сжатия  $\varepsilon_{sl}$ ;
- наклон земной поверхности  $i_{sl}$  .;

- дополнительную осадку  $s_{ul}$  подстилающих просадочную толщу  $H_{sl}$  непросадочных грунтов, происходящую за счет изменения напряженного состояния и влажности грунтового массива.

5.1.8 При проектировании зданий и сооружений на просадочных грунтах должны учитываться:

а) просадки от внешней нагрузки  $s_{sl.p.}$ , происходящие в пределах верхней зоны просадки  $h_{sl.p.}$  измеряемой от подошвы фундамента, до глубины, где суммарные вертикальные напряжения от внешней нагрузки и собственного веса грунта равны начальному просадочному давлению  $p_{sl}$  или до глубины, где сумма указанных напряжений минимальна;

б) просадки от собственного веса грунта,  $s_{sl.g.}$ , происходящие в нижней зоне, начиная с глубины, где вертикальные напряжения превышают начальное просадочное давление  $p_{sl}$ , или сумма вертикальных напряжений от собственного веса грунта и внешней нагрузки минимальны и до нижней границы просадочной толщи  $H_{sl}$ ;

в) дополнительные осадки  $s_{ul}$  подстилающих просадочную толщу  $H_{sl}$  грунтов в пределах зоны их дополнительного сжатия  $H_{ul}$ , происходящие от: веса здания или сооружения; повышения собственного веса просадочного грунта при повышении его влажности или глубинного уплотнения; веса планировочной насыпи; нагрузок на полы и фундаменты технологического оборудования 1-го (подвального этажа и т.п.);

г) неравномерность просадки грунта  $\Delta s_{sl}$ ;

д) горизонтальные перемещения основания  $u_{sl}$  в пределах криволинейной части просадочной воронки при просадке грунтов от собственного веса;

е) потеря устойчивости откосов и склонов.

## 5.2 Основные требования к расчету

5.2.1 Конструкции зданий и сооружений, проектируемых для строительства на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах, следует рассчитывать в соответствии с СН РК EN 1997-1:2004/2011: «Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила по методу предельных состояний с учетом деформаций»:

а) основания от подработки и просадки, проявляющихся в виде его вертикальных и горизонтальных перемещений;

б) грунтов от нагрузок, передаваемых сооружением.

При этом допускается учитывать изменение прочностных и деформационных характеристик грунтов основания при воздействии горизонтальных деформаций от подработки.

5.2.2 Расчет конструкций на особые сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных, возможных кратковременных нагрузок и воздействий от подработки или просадки грунтов, следует производить на наиболее неблагоприятные сочетания воздействий.

5.2.3 Возможными сочетаниями воздействий от подработки являются:



а) относительная горизонтальная деформация растяжения  $+\epsilon$ , кривизна выпуклости  $+\rho$ , наклон  $i$ ;

б) горизонтальная деформация сжатия  $\epsilon$ —, кривизна вогнутости  $-\rho$ , наклон  $i$ ;

в) уступ на земной поверхности (высота уступа  $h$ ) и соответствующие ему горизонтальная деформация  $\epsilon$  и наклон  $i$ .

При плавных вертикальных деформациях земной поверхности (кривизне) следует учитывать сочетания деформаций, указанных в подпунктах „а“, „б“, при ступенчатых деформациях (уступе) — сочетание деформаций подпункта „в“.

5.2.4 В случае необходимости, в соответствии с СН РК EN 1997-1:2004/2011: «Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила по методу предельных состояний с учетом деформаций» производится проверка по следующим предельным состояниям:

- потеря равновесия сооружением и основанием, которые рассматриваются как жесткое тело, в котором прочность конструктивных материалов и грунтов основания недостаточны для обеспечения сопротивления (EQU);

- внутреннее разрушение или чрезмерные деформации сооружения или конструктивных элементов, включая, например, фундаменты, сваи, стены подвала и т. д., в которых прочность конструктивных материалов важна для обеспечения сопротивления (STR);

- разрушение или чрезмерные деформации основания, в котором прочность грунта или горной породы важна для обеспечения сопротивления (GEO);

ПРИМЕЧАНИЕ - Предельное состояние GEO часто оказывается критическим при назначении размеров конструктивных элементов, связанных с фундаментами или подпорными сооружениям, а иногда с прочностью конструктивных элементов.

5.2.5 Проектная величина воздействия определяется в соответствии с СН РК EN 1990:2002.

При этом, проектная величина воздействия  $F_d$  должна оцениваться непосредственно или получаться по репрезентативным значениям с использованием следующего уравнения:

$$F_d = \gamma_F F_{rep}, \quad (2)$$

$$\text{где } F_{rep} = \psi F_k. \quad (3)$$

Соответствующие значения  $\psi$  указаны в EN 1990:2002.

В уравнении (2) используется частный коэффициент  $\gamma_F$  для постоянных или временных ситуаций, приведенный в приложении А.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 - Значения частных коэффициентов устанавливаются в соответствии с национальным Приложение м.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 - В приложении А значения устанавливают соответствующий уровень безопасности для традиционных проектов.

5.2.6 При рассмотрении предельного состояния по статическому равновесию или общих перемещений сооружения (EQU) следует проверить, что:

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d \quad (4)$$

при

$$E_{dst;d} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}_{dst} \quad (5)$$

и

$$E_{stb;d} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}_{stb}. \quad (6)$$

В формуле (5) должны использоваться частные коэффициенты для постоянных и временных ситуаций, определенные в А.2(1)Р и А.2(2)Р.

ПРИМЕЧАНИЕ - Статическое равновесие EQU имеет отношение в основном к проекту конструкций. В геотехническом проекте проверка EQU будет производиться в редких случаях, в таких как жесткие фундаменты на скальном основании, и она, в принципе, отличается от проверки общей устойчивости или взвешивания. При известном значении сопротивления сдвигу  $T_d$  эти расчеты имеют второстепенное значение.

5.2.7 При рассмотрении предельного состояния по разрушению или чрезмерным деформациям конструктивного элемента или поперечного сечения или основания (STR и GEO) следует проверить, что:

$$E_d \leq R_d. \quad (7)$$

Указанные выше параметры определяются в соответствии с СН РК EN 1997-1: 2004/2011: «Геотехническое проектирование Часть 1. Общие правила».

5.2.8 Здания (сооружения), проектируемые для строительства в грунтовых условиях I типа по просадочности, следует рассчитывать при наиболее неблагоприятном изменении жесткости основания (согласно рекомендуемому приложению Ж) при местном его замачивании:

- а) в торце здания (сооружения);
- б) под серединой здания (сооружения).

Здания и сооружения следует рассчитывать в условиях строительства (таблица 5) II группы - на максимальные неравномерные просадки от внешней нагрузки в верхней зоне просадки;

III группы — на неравномерные просадки от внешней нагрузки в грунтовом слое с неустраненной просадочностью, а также на неравномерные осадки грунта с устраненной просадочностью;

IV группы — на неравномерные просадки грунта от внешней нагрузки при полном устранении его просадочных свойств.

5.2.9 Здания (сооружения), проектируемые для строительства в грунтовых условиях II типа по просадочности, следует рассчитывать согласно приложению И при наиболее неблагоприятном расположении просадочной воронки по отношению к зданию (сооружению) :

а) под серединой здания (сооружения) при  $L > 2r$  с кривизной вогнутости и относительными горизонтальными деформациями сжатия  $-\varepsilon$  в средней части воронки и кривизной выпуклости и относительными горизонтальными деформациями растяжения  $+\varepsilon$  на краях воронки;

б) под зданием (сооружением) при  $L < 2r + b_w$  с кривизной вогнутости и относительными горизонтальными деформациями сжатия  $-\varepsilon$ ;

в) под торцом здания (сооружения) с кривизной выпуклости и относительными горизонтальными деформациями растяжения  $+\varepsilon$ .

ПРИМЕЧАНИЕ. При просадке грунта от собственного веса при  $s_{sl,g} \leq 0,3$  м относительные горизонтальные деформации земной поверхности в расчетах конструкций допускается не учитывать.

5.2.10 Отдельные виды деформаций земной поверхности при расчете конструкций допускается не учитывать, если установлено, что усилия от таких видов деформаций достаточно малы по сравнению с усилиями от других видов нагрузок и воздействий.

5.2.11 Расчетные схемы деформирования основания, используемые для определения усилий, деформаций и ширины раскрытия трещин в конструкциях зданий (сооружений), возникающих вследствие неравномерных деформаций оснований, допускается принимать согласно рекомендуемому приложению К.10.

5.2.12. При определении усилий в конструкциях от воздействий подработки и просадки грунтов необходимо:

а) при наличии данных, согласно которым отдельные виды деформаций земной поверхности при подработке достигают своих максимальных значений, одновременно вызывая в конструкции усилия одного знака (усилия складываются), два усилия от этих видов деформаций суммировать по формуле (8) и три усилия — по формуле (9):

$$X = \sqrt{X_1^2 + X_2^2}; \quad (8)$$

$$X = \sqrt{X_1^2 + X_2^2 + X_3^2}; \quad (9)$$

где  $X_1, X_2, X_3$  — усилия от различных видов деформаций земной поверхности;

б) в качестве расчетного усилия принимать наиболее неблагоприятное для работы конструкций сочетание усилий, возникающих от каждого отдельного вида деформаций, если отдельные виды деформаций земной поверхности при подработке достигают своих максимальных значений в разное время;

в) на просадочных грунтах с просадкой от собственного веса при  $s_{sl,g} > 0,3$  м производить расчет на совместное воздействие вертикальных и горизонтальных перемещений, принимая при этом в качестве расчетных суммарные усилия, возникающие одновременно в конструкциях от вертикальных и горизонтальных перемещений;

г) на подрабатываемых территориях с основаниями, сложенными просадочными грунтами, усилия определять от воздействия подработки и просадки, принимая при этом наиболее неблагоприятные для работы конструкций усилия, возникающие от каждого вида воздействий.

5.2.13. Расчетные схемы сооружений, используемые для определения усилий и деформаций в их конструкциях, должны отражать с целесообразной степенью точности действительные условия работы сооружений и особенности их взаимодействия с осно-

ванием. В необходимых случаях они должны учитывать: пространственную работу, геометрическую и физическую нелинейность, а также ползучесть материалов конструкций.

Нелинейные факторы работы строительных конструкций необходимо учитывать комплексно: физическую и конструктивную нелинейность, переменный характер нагружения и др. Без достоверной оценки степени влияния отдельных факторов на величину усилий в конструкциях односторонний учет какого-либо одного фактора не допускается.

5.2.14 Конструкции следует рассчитывать на воздействия от подработки и просадки грунтов, исходя из условия совместной работы основания и сооружения.

В зависимости от значений контактных напряжений (нормальных и касательных на контакте основания с фундаментом) модель основания следует принимать в виде:

а) линейно-упругой системы;

б) нелинейно-неупругой системы, отражающей нелинейную связь между деформациями и нагрузками на основание в стабилизированном состоянии грунта, различие в деформационных свойствах основания при нагружении и разгрузке, нарушение контакта между фундаментом и основанием;

в) реологической системы, отражающей деформационные свойства основания для различных моментов времени в течение строительного и эксплуатационного периодов (в нестабилизированном состоянии грунта).

Модели основания для расчета следует выбирать с учетом конструктивных особенностей, назначения здания (сооружения) и требований геотехнической категории проекта.

Деформационные свойства основания на контакте с фундаментами допускается определять одновременно с применением двух коэффициентов жесткости основания: при сжатии -  $C$ , при сдвиге -  $D$ ; либо одного из них.

Коэффициенты жесткости основания допускается определять в соответствии с рекомендуемым Приложением И.11.

5.2.15 При проектировании зданий и сооружений с учетом возможности их выравнивания в процессе эксплуатации с помощью домкратов следует выполнять расчет конструкций на воздействие неравномерных деформаций основания и в стадии выравнивания. Расчет на выравнивание следует проверять несущую способность и устойчивость конструкций фундаментно-подвальной части зданий, воспринимающих сосредоточенную нагрузку от выравнивающих устройств, и глубину заложения фундаментов, включая проверку на устойчивость основания при передаче на него давления от выравнивающих устройств

5.2.16 Для выбора модели основания следует произвести расчет с использованием модели основания в виде линейно-упругой системы.

Если полученные в результате этого расчета значения нормальных  $p$  и касательных  $\tau$  напряжений на отдельных участках контакта основания с фундаментом удовлетворяют условиям:

$$0,5p_n \leq p \leq 1,5R;$$

$$p > 1,5 R \text{ на участке } F \leq 0,2F_p ; \quad (10)$$

$$\tau \leq \tau_{\max} \text{ или } \tau > 0,5\tau_{\max} \text{ на участке } F \leq 0,2F_p$$

то расчет допускается производить с использованием линейно-упругой системы.

В формуле (10):

$P_n$  — начальное нормальное давление на основание от сооружения, действующее до появления воздействий от подрботки или просадки;

$R$  — расчетное сопротивление грунта основания, определяемое согласно требованиям СНиП 2.02.01;

$\tau_{\max}$  — предельное значение касательного напряжения по подошве фундамента, определяемое согласно требованиям СНиП 2.02.01;

$F$  — площадь контакта основания с фундаментом, на которой превышены напряжения  $p$  и  $\tau$ ;

$F_p$ ,  $F_\tau$  — площади контакта основания с фундаментом, на которых проявляются соответственно нормальные и касательные напряжения.

Если условия (10) не удовлетворяются, то следует произвести расчет с использованием модели основания в виде нелинейно-неупругой системы.

5.2.17 Усилия, возникающие в несущих конструкциях зданий и сооружений от воздействий горизонтальных деформаций основания, следует определять в зависимости от конструктивных особенностей подземной части здания (сооружения), глубины заложения его фундамента, площади контакта с грунтом, физико-механических свойств грунтов основания, в том числе и изменения их в процессе подрботки, действующих нагрузок с учетом:

а) сдвигающих сил по подошве фундаментов или сил трения по шву скольжения (таблица 8);

б) сдвигающих сил по боковым поверхностям фундаментов;

в) нормального давления сдвигающегося грунта на лобовые поверхности фундаментов.

5.2.18 Коэффициенты трения по шву скольжения допускается принимать в соответствии с таблицей 8.

**Таблица 8- Коэффициент трения по шву скольжения конструкции**

Конструкция шва скольжения	Расход материала прослойки, кг/м <sup>2</sup>	Коэффициент трения по шву скольжения
Два слоя пергамина с прослойкой молотого графита	0,5	0,20
То же, щипаной слюды	1,0	0,30
То же, инертной пыли	1,0	0,40
Два слоя полиэтиленовой пленки с прослойкой графита	0,4	0,15
Примечания. Плоскость шва скольжения должна быть выровнена. Отклонения размера шва по вертикали допускаются не более 5 мм на 1 м длины шва.		

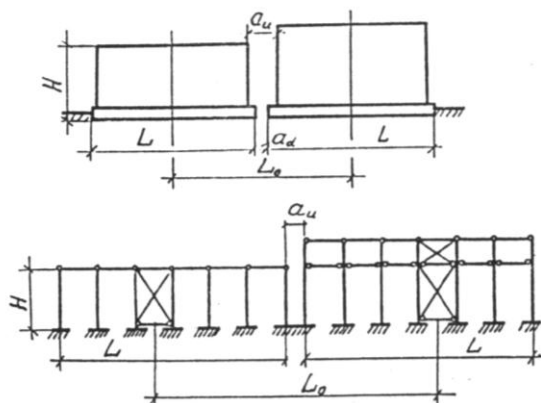
### 5.3 Правила проектирования строительства на подрабатываемых территориях.

5.3.2 При величинах деформаций земной поверхности на подрабатываемых территориях:  $\varepsilon \leq 1$  мм/м,  $R \geq 20$  км,  $i \leq 3$  мм/м и  $h \leq 1$  см меры защиты зданий и сооружений, за исключением железобетонных емкостей для жидкостей и некоторых типов технологического оборудования, как правило, не требуются.

5.3.3 Строительство зданий и сооружений на подрабатываемых территориях, где по прогнозу возможно образование провалов, а также на участках, где возможно оползнеобразование, не допускается.

5.3.4 На подрабатываемых территориях, где по прогнозу ожидаются деформации земной поверхности, превышающие предельные по группам I и IIк (соответственно табл. 1 и 2), строительство зданий и сооружений может быть допущено в исключительных случаях по заключению специализированной организации и наличии соответствующего технико-экономического обоснования.

ПРИМЕЧАНИЕ. Допускается застройка подрабатываемых территорий жилыми и общественными зданиями в период проявления процесса сдвижения при ожидаемых деформациях земной поверхности при  $R \geq 16$  км;  $h \leq 1$  см;  $i \leq 3$  мм/м;  $\varepsilon \leq 1,5$  мм/м, кроме участков выходов сместителей дизъюнктивных нарушений и осевых поверхностей синклинальных складок.



**Рисунок 2- Схемы для определения размеров деформационного шва между отсеками**

5.3.5 Размер деформационного шва  $a_d$  между отсеками должен удовлетворять условиям:

на уровне подошвы фундамента  $a_d$

$$a_d \geq m_{\varepsilon} n_{\varepsilon} \varepsilon L_0; \quad (11)$$

на уровне карниза  $a_u$

$$a_u \geq m_{\varepsilon} n_{\varepsilon} \varepsilon L_0 + \theta H; \quad (12)$$

где  $L_0$  — расстояние между центрами смежных отсеков бескаркасных зданий (сооружений) и каркасных зданий с фундаментами, соединенными связями-распорками

или иными конструктивными решениями фундаментов в направлении, перпендикулярном деформационному шву, или расстояние между центрами блоков жесткости каркасных зданий с несвязанными фундаментами (Рисунок 2);

$H$  — расстояние от подошвы фундамента до верха стены (в одном из смежных отсеков с меньшей высотой);

$\theta$  — расчетный крен одного из смежных отсеков от деформаций основания, определяемый по формулам:

для площадок с плавными деформациями земной поверхности

$$\theta = \frac{m \cdot n \cdot L_0}{R} \quad (13)$$

здесь  $R$  — радиус кривизны вогнутости земной поверхности;

для площадок, где проявляются сосредоточенные деформации (уступы)

$$\theta = \frac{n \cdot h}{L} \quad (14)$$

здесь  $L$  — длина меньшего отсека; значение  $L$  не должно превышать расстояния между уступами.

Размер деформационного шва между отсеками следует принимать не менее 20 см.

5.3.6 Для эксплуатируемых зданий и сооружений следует предусматривать меры по защите эксплуатируемых зданий и сооружений на подрабатываемых территориях:

а) горные, уменьшающие деформации оснований и фундаментов зданий и сооружений;

б) геотехнические, уменьшающие или устраняющие деформации оснований и фундаментов зданий и сооружений;

в) конструктивные, уменьшающие чувствительность зданий и сооружений к деформациям их основания, а также уменьшающие или устраняющие деформации их конструкций.

Мерами защиты могут также служить: изменение характера эксплуатации подрабатываемого объекта, заранее планируемые ремонтные или наладочные работы.

## 5.4 Правила проектирования зданий и сооружений на просадочных грунтах

5.4.1 Основные требования для проектирования зданий и сооружений на просадочных грунтах приведены в строительных нормах СН РК 2.03-01.

5.4.2 В состав мероприятий, устраняющих или уменьшающих деформации оснований, сложенных просадочными грунтами, входят:

- глубинное уплотнение с предварительным замачиванием нижних слоев грунта (в том числе глубинными взрывами), регулируемое замачивание, а также другие, проверенные на практике, методы;

- прорезка толщи свайными фундаментами из забивных, набивных, буронабивных и других типов свай, а также столбами или лентами из грунта, закрепленного химическим, термическим или другими способами;

- уплотнение грунта тяжелыми трамбовками или устройством грунтовой подушки, препятствующей замачиванию грунтов сверху;

- водозащитные мероприятия, снижающие вероятность замачивания грунтов и величину просадки, а также уменьшающие вероятность подтопления территорий и подъема уровня подземных вод.

5.4.3 Размер деформационного шва между отсеками зданий и сооружений с жесткой конструктивной схемой при проектировании на основе комплекса мероприятий следует определять по формулам:

на уровне фундамента при  $r \geq L$

$$a_d = \frac{(2rL - L^2 - 0.5r^2)}{L};$$

на уровне фундамента при  $L/2 \leq r < L$ ; (15)

$$a_d = \varepsilon r^2 / 2L$$

на уровне карниза

$$a_n = 2a_d + \frac{2s_{sl,g} H \eta'}{r}, \quad (16)$$

где  $\varepsilon_r$  — значение относительной горизонтальной деформации, определяемой по формуле (10) рекомендуемого приложения И.10;

$L$  — длина отсека;

$r$  — расчетная длина криволинейного участка просадки грунта от собственного веса, определяемая по формуле (7) рекомендуемого приложения И.10;

$H$  — расстояние от подошвы фундамента до верха стены;

$s_{sl,g}$  — просадка грунта от собственного веса;

$\eta$  — коэффициент условий работы, учитывающий совместную работу здания с основанием и принимаемый равным  $\eta = (r/L)^2$  при  $r < L$  и  $\eta = 1$  при  $r \geq L$ .

Размер деформационного шва между отсеками должен быть не менее:

при  $H \leq 10$  м  $a_d = 10$  см;

"  $H \geq 30$  "  $a_d = 30$  " ;

"  $30 > H > 10$  " размер шва определяется интерполяцией.

5.4.4 В проектах зданий и сооружений, возводимых в грунтовых условиях II типа по просадочности с применением комплекса мероприятий, необходимо предусматривать установку марок для наблюдения за осадками зданий и сооружений.



## ПРИЛОЖЕНИЕ А

(обязательное)

### **Мероприятия по защите эксплуатируемых зданий и сооружений на подрабатываемых территориях**

А.1. Для эксплуатируемых зданий и сооружений следует предусматривать меры защиты:

- а) горные, уменьшающие деформации оснований и фундаментов зданий и сооружений;
- б) геотехнические, уменьшающие или устраняющие деформации оснований и фундаментов зданий и сооружений;
- в) конструктивные, уменьшающие чувствительность зданий и сооружений к деформациям их основания, а также уменьшающие или устраняющие деформации их конструкций.

Мерами защиты могут также служить: изменение характера эксплуатации подрабатываемого объекта, заранее планируемые ремонтные или наладочные работы.

А.2 Горные меры защиты зданий и сооружений следует назначать в тех случаях, когда применение одних только строительных мер защиты недостаточно для обеспечения надежной эксплуатации подрабатываемых зданий и сооружений или нецелесообразно с экономической точки зрения.

А.3 Горные меры защиты зданий и сооружений допускается предусматривать по согласованию с заинтересованными горнодобывающими предприятиями.

В качестве горных мер следует предусматривать:

- а) полную или частичную закладку выработанного пространства;
- б) разработку пластов с разрывом во времени, рассредоточение горных работ в пространстве; разработку пластов в определенной последовательности; одновременное проведение горных работ на отдельных участках, обеспечивающее снижение деформаций в основании объектов;
- в) неполную выемку полезных ископаемых по площади и мощности по согласованию с компетентными органами РК;
- г) предварительное усиление и закрепление горных пород в зоне забоя и за контурами обделок (в том числе устройство опережающего защитного свода) горных выработок;
- д) применение проходческих комплексов с закрытым забоем и его пригрузом;
- е) уменьшение сечений и размеров горных выработок;
- ж) увеличение расстояний между горными выработками и фундаментами эксплуатируемых зданий и сооружений;
- з) нагнетание тампонажных (твердеющих) растворов в заобделочное пространство одновременно или сразу после перемещения проходческих комплексов;
- и) применение монолитной пресбетонной обделки;
- к) выбор метода и технологического режима проходки, обеспечивающих уменьшение перебора грунта в забое и наиболее раннее подкрепление выработки, и др.

А.4 В случае применения горных мер защиты зданий и сооружений ожидаемые деформации земной поверхности следует определять по методикам, разработанным институтами, специализирующимися в этой области.

А.5 К геотехническим мерам защиты эксплуатируемых зданий и сооружений относятся:

- а) мероприятия, предохраняющие грунты основания от ухудшения их строительных свойств;
- б) мероприятия, направленные на преобразование строительных свойств грунтов с целью уменьшения деформаций оснований и приспособления их к сдвигам массива горных пород;
- в) усиление фундаментов зданий и сооружений;
- г) передача нагрузок от зданий и сооружений на нижележащие слои грунтов;
- д) отсечение грунтовых оснований зданий и сооружений от горных выработок путем устройства между ними разделительных стенок;
- е) снижение неравномерных осадок и выравнивание зданий и сооружений путем выбуривания грунтов из-под подошвы фундаментов, нагнетания в ограниченный объем грунта твердеющих растворов (компенсационное нагнетание);
- е) отрывка временных компенсационных траншей для уменьшения усилий от горизонтальных деформаций оснований и др.

А.6 К конструктивным мерам защиты эксплуатируемых зданий и сооружений относятся:

- а) разделение зданий и сооружений деформационными швами;
- б) усиление отдельных конструктивных элементов или сооружения в целом тяжами или железобетонными поясами;
- в) установка связей-распорок;
- г) выравнивание зданий и сооружений путем поддомкрачивания и др.

А.7 Мероприятия должны выбираться на основе технико-экономического сравнения вариантов, с учетом назначения, уровня ответственности, конструктивных особенностей, минимального влияния на режимы эксплуатации защищаемых объектов, результатов прогнозов деформаций их оснований, имеющегося опыта.

Выбор мер защиты должен осуществляться с учетом возможных технологических воздействий от их выполнения. Следует отдавать предпочтение горным мерам защиты, за исключением случаев подработки при выемке полезных ископаемых. Если этих мер недостаточно или они не могут быть реализованы, в первую очередь следует применять геотехнические меры, которые не вызывают нарушения режима эксплуатации защищаемых объектов.

**ПРИЛОЖЕНИЕ Б**  
(обязательное)

**Горные меры защиты зданий и сооружений, возводимых  
на подрабатываемых территориях**

Б.1 Горные меры защиты зданий и сооружений следует предусматривать в целях снижения величин деформаций земной поверхности.

Б.2 Горные меры защиты зданий и сооружений следует назначать в тех случаях, когда применение одних только строительных мер защиты недостаточно для обеспечения надежной эксплуатации подрабатываемых зданий и сооружений или нецелесообразно с экономической точки зрения.

Б.3 Горные меры защиты зданий и сооружений допускается предусматривать по согласованию с заинтересованными горнодобывающими предприятиями.

В качестве горных мер следует предусматривать:

- а) полную или частичную закладку выработанного пространства;
- б) разработку пластов с разрывом во времени, рассредоточение горных работ в пространстве; разработку пластов в определенной последовательности; одновременное проведение горных работ на отдельных участках, обеспечивающее снижение деформаций в основании объектов;
- в) неполную выемку полезных ископаемых по площади и мощности по согласованию с компетентными органами РК.

Б.4 В случае применения горных мер защиты зданий и сооружений ожидаемые деформации земной поверхности следует определять по методикам, разработанным институтами, специализирующимися в этой области.

**ПРИЛОЖЕНИЕ В***(информационное)***Мероприятия по устранению или уменьшению  
деформаций оснований, сложенных просадочными  
грунтами**

В.1 В состав мероприятий, устраняющих или уменьшающих деформации оснований, сложенных просадочными грунтами, входят:

- глубинное уплотнение с предварительным замачиванием нижних слоев грунта (в том числе глубинными взрывами), регулируемое замачивание, а также другие, проверенные на практике, методы;

- прорезка толщи свайными фундаментами из забивных, набивных, буронабивных и других типов свай, а также столбами или лентами из грунта, закрепленного химическим, термическим или другими способами;

- уплотнение грунта тяжелыми трамбовками или устройством грунтовой подушки, препятствующей замачиванию грунтов сверху;

- водозащитные мероприятия, снижающие вероятность замачивания грунтов и величину просадки, а также уменьшающие вероятность подтопления территорий и подъема уровня подземных вод.

В.2 Уплотнение просадочных грунтов предварительным замачиванием (в том числе глубинными взрывами) следует применять при просадочных толщах глубиной свыше 8 м для устранения просадочности грунтов в нижних слоях толщи, снижения их деформативности и повышения несущей способности.

Здания и сооружения на основаниях, уплотненных предварительным замачиванием (в том числе глубинными взрывами), следует проектировать с учетом неравномерных осадок грунтов от внешней нагрузки и длительности времени их консолидации.

В.3 Регулируемое замачивание в грунтовых условиях I и II типов по просадочности с просадкой грунтов от собственного веса до 1,5 м следует применять для устранения просадочных свойств грунтов замачиванием их в процессе возведения зданий (сооружений) и уплотнением под воздействием внешней нагрузки и собственного веса грунта.

В грунтовых условиях I и II типов по просадочности с просадкой грунтов от собственного веса до 0,5 м следует применять одностадийное замачивание в процессе возведения объекта. При просадке грунтов от собственного веса свыше 0,5 м замачивание следует осуществлять в две стадии: первая — до возведения здания (сооружения), вторая - в процессе его возведения.

При одностадийном замачивании здания (сооружения) следует проектировать с учетом неравномерных осадок замоченного грунта под действием внешней нагрузки, а в грунтовых условиях II типа по просадочности - на деформационное воздействие неравномерного оседания грунтов от собственного веса.

При двухстадийном замачивании здания (сооружения) следует проектировать с учетом неравномерных осадок от внешней нагрузки, исходя из условия завершения оседания грунтов от собственного веса в период предварительной стадии замачивания.

В.4 Свайные фундаменты на просадочных грунтах следует проектировать с полной прорезкой всех слоев просадочных и других видов грунтов, прочностные характеристики которых снижаются при замачивании. Опирающие концы свай следует, как правило, предусматривать в малосжимаемые грунты (скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, плотные и средней плотности песчаные и пылевато-глинистые).

В.5 Допускается применять висячие сваи при условии полной прорезки просадочных грунтов в тех случаях, когда сваи-стойки нельзя устраивать из-за отсутствия на необходимой глубине скальных или малосжимаемых грунтов. Здания (сооружения) следует проектировать в этих случаях с учетом неравномерных осадок свайного фундамента, вызванных силами отрицательного трения по боковой поверхности свай при подъеме уровня подземных вод или при замачивании грунтов из внешнего источника под частью здания (сооружения).

В.6 Частичное устранение просадочных свойств грунтов в верхней части просадочной толщи рекомендуется применять в сочетании с водозащитными и конструктивными мероприятиями.

Уплотнение тяжелыми трамбовками грунтов со степенью влажности  $s_r \leq 0,7$  и плотностью  $\rho_d \leq 0,55 \text{ т/м}^3$  производится в целях:

- устранения просадочных свойств грунтов в пределах всей или части деформируемой зоны основания;
- создания в основании здания (сооружения) сплошного маловодопроницаемого экрана, препятствующего интенсивному замачиванию нижележащих просадочных грунтов;
- повышения плотности, прочностных характеристик и уменьшения сжимаемости грунтов при последующем их водонасыщении. Уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками допускается на расстоянии от существующих зданий и сооружений, достаточном для устранения влияния на них динамических воздействий.

Устройством грунтовых подушек следует предусматривать замену просадочного грунта в пределах всей или части деформируемой зоны местным глинистым грунтом, послойно уплотненным укаткой или трамбовкой.

Грунтовые подушки следует устраивать:

- при степени влажности просадочных грунтов в основании фундаментов  $s_r > 0,7$  для создания в основании фундаментов уплотненного слоя большей толщины, чем при уплотнении тяжелыми трамбовками;
- при расположении строительной площадки на расстоянии, менее допустимого по условиям безопасности окружающей застройки при применении тяжелых трамбовок;
- при отсутствии механизмов для использования тяжелых трамбовок.

Допускается устройство двухслойного основания, включающего уплотнение грунта тяжелыми трамбовками, и грунтовой подушки.

В.7 Водозащитные мероприятия при строительстве зданий (сооружений) на просадочных грунтах следует предусматривать для предотвращения или снижения вероятности замачивания основания зданий (сооружений) и развития неравномерных осадок и просадок грунтов, контроля за состоянием водонесущих сетей и для возможности их осмотра и ремонта.

В.8 В состав водозащитных мероприятий должны входить:

- компоновка генерального плана;
- вертикальная планировка застраиваемой территории;
- устройство под зданиями маловодопроницаемых экранов из уплотненного грунта (при строительстве с комплексом мероприятий);
- качественное уплотнение обратной засыпки пазух котлованов и траншей;
- устройство отмосток по наружному периметру зданий (сооружений);
- прокладка наружных и внутренних водонесущих коммуникаций с учетом предотвращения возможности утечки из них воды в грунт и обеспечения контроля коммуникаций, их ремонта, сброса аварийных вод.

В.9 Отмостки, устраиваемые по периметру зданий и сооружений, следует предусматривать, как правило, совмещенными с тротуарами и проездами. Ширина отмосток должна быть не менее 2 м на площадках с грунтовыми условиями II типа по просадочности и не менее 1,5 м—на площадках с грунтовыми условиями I типа, а также на площадках с грунтовыми условиями II типа по просадочности при устранении просадочных свойств грунтов или прорезке их сваями.

В.10 Водозащиту грунтов основания зданий и сооружений следует предусматривать в соответствии со СНиП 2.04.01 „Внутренний водопровод и канализация зданий" устройством водонепроницаемых полов в подвалах, подпольях и т. п., применением компенсаторов в местах пересечения деформационных швов трубопроводами или гибкими стыками трубопроводов и т. п.

В.11 Внутренние трубопроводы следует прокладывать выше уровня пола подвальных этажей с приспособлениями или компенсаторами, исключающими возможность повреждения трубопроводов при неравномерных осадках фундаментов. Внутренние трубопроводы должны быть доступны для осмотра и ремонта.

В.12 В грунтовых условиях I типа по просадочности в подвальных этажах допускается прокладывать транзитные водонесущие сети и сети канализации, а также предусматривать выпуски канализации выше пола подвала.

Разрешается прокладка транзитных коммуникаций через помещения подземного хозяйства производственных зданий (технологические подвалы, приемки и т. п.) в случаях, когда это не нарушает технологического процесса и удовлетворяет требованиям техники безопасности.

В.13 В грунтовых условиях II типа по просадочности транзитные коммуникации, содержащие жидкость, прокладываемые ниже отметки пола 1-го этажа, не должны пересекать помещений подземного хозяйства цехов, прямиков с технологическим оборудованием, а также лестничных клеток, мусоропроводов и т.п. Но допускается

пересечение канализационными трубопроводами деформационных швов между смежными частями зданий и сооружений.

Вводы водопровода и теплосетей, а также выпуски канализации на участках между зданием (сооружением) и контрольным колодцем, должны быть проложены в водонепроницаемых железобетонных каналах.

В.14 Примыкание каналов к фундаментам зданий и сооружений должно быть герметичным, его следует выполнять с учетом возможных просадок канала и фундамента здания (сооружения). Минимальные расстояния в плане от наружных поверхностей водопроводных и канализационных труб до граней фундаментов следует принимать.

- в грунтовых условиях I типа по просадочности — не менее 5 м;
- в грунтовых условиях II типа по просадочности — по следующей таблице:

Толщина слоя просадочного грунта, м	Расстояние, м, при диаметре труб, мм		
	до 100	св. 100 до 300	св. 300
До 12	5	7,5	10
Св. 12	7,5	10	15

Прокладку трубопроводов следует предусматривать в водонепроницаемых каналах с уплотнением дна траншей и с обязательным устройством выпусков аварийных вод из каналов в контрольные устройства с удалением из них воды.

В.15 При отсутствии в районе строительства ливнесточной канализации воду из внутренних стоков допускается выпускать в открытые водонепроницаемые лотки, проложенные через зеленые зоны, отмостки или тротуары (проезды) в местную ливнесточную сеть. Выпуск воды из внутренних водостоков в хозяйственно-бытовую канализацию не допускается.

В.16 Отопительные системы зданий и сооружений следует предусматривать такими, чтобы подводки к нагревательным приборам не пересекали деформационные швы здания (сооружения).

Внутренние канализационные сети следует группировать в объединенные выпуски из зданий (сооружений) через контрольные колодцы с последующим подключением их к ближайшему колодцу сети канализации.

В.17 Напорные и самотечные трубопроводы в грунтовых условиях I типа по просадочности допускается проектировать без учета просадочности грунтов. В грунтовых условиях II типа по просадочности трубопроводы следует проектировать в соответствии с требованиями СНиП 2.04.02 „Водоснабжение. Наружные сети и сооружения" и СНиП 2.04.03 „Канализация. Наружные сети и сооружения"

В.18 Водозащиту просадочных грунтов следует дублировать установкой предохранительных и сигнализационных устройств в системах сброса аварийных вод для оповещения об утечках, монтируемых в специальных водонепроницаемых приямках или контрольных колодцах, в которых также должны быть расположены запорные устройства трубопроводов, температурные компенсаторы теплофикационных сетей и т. п.

Аварийные воды из контрольных колодцев следует откачивать, а при наличии местных условий - сбрасывать самотеком на участки территорий, не подлежащих застройке.

В.19 На случай аварии водонесущих сетей и для немедленного отключения аварийных участков трасс в распоряжении обслуживающего персонала производственных предприятий, жилых кварталов, микрорайонов и т. п. должны быть детальные схемы водонесущих сетей обслуживаемой территории с указанием их вводов и выпусков, смотровых и контрольных колодцев, мест расположения запорных устройств, задвижек на водоводах и т. п.

В.20 Отвод атмосферных вод с кровли зданий и покрытий сооружений должен осуществляться в наружную ливнесточную или общесплавную канализационную сеть. При отсутствии указанной сети отвод воды следует осуществлять в местную ливнесточную сеть со сбросом в безопасные места за пределами территории, подлежащей застройке.

Организованный наружный водоотвод допускается только в III и IV строительноклиматических зонах для зданий высотой не более пяти этажей включительно. Попадающая на отмостку вода должна поступать в ливнесточную сеть через водоприемники или лотки. Отвод воды из водостоков в хозяйственно-бытовую канализацию не допускается.



**ПРИЛОЖЕНИЕ Г**

(обязательное)

**Каркасные здания**

Г.1 Каркасные здания, возводимые на подрабатываемых территориях и на просадочных грунтах, следует, как правило, проектировать по податливым и комбинированным конструктивным схемам.

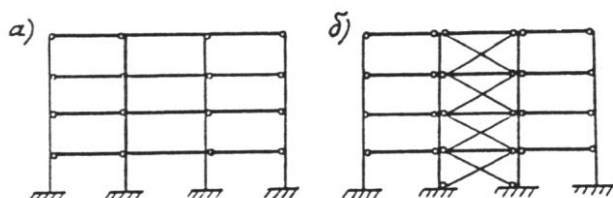
Примечание При проектировании зданий на подрабатываемых территориях I, Iк и IIк групп предпочтение следует отдавать зданиям с металлическим каркасом.

Г.2 Допускается при соответствующем технико-экономическом обосновании проектировать каркасные здания по жестким конструктивным схемам.

Г.3 Конструктивные решения каркасных зданий следует выбирать в зависимости от расчетных величин деформаций земной поверхности, инженерно-геологических условий площадки строительства и эксплуатационных требований к объекту.

Г.4 Многоэтажные каркасные здания следует проектировать в виде комбинированной конструктивной и связевой систем (рис. Г.1 настоящего приложения).

При выборе конструктивных систем многоэтажных каркасных зданий следует отдавать предпочтение каркасам с укрупненными сетками колонн.



**Рисунок Г.1 - Схемы рам каркасов многоэтажных зданий**

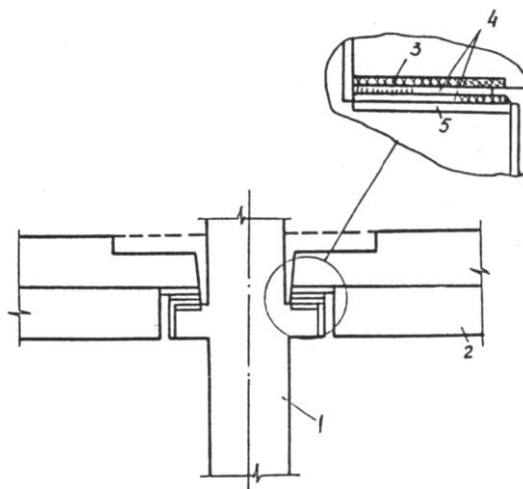
а — комбинированной конструктивной системы; б—связевой системы

Г.5 Фундаменты многоэтажных каркасных зданий, выполненных на основе связевой схемы, следует проектировать в виде перекрестных лент, сечение которых необходимо определять расчетом на воздействия неравномерных деформаций основания.

Г.6 Шарнирные узлы сопряжений элементов многоэтажных каркасных зданий допускается выполнять с опиранием ригелей на консоли колонн через связевые прокладки-компенсаторы (рис. Г.2 настоящего приложения).

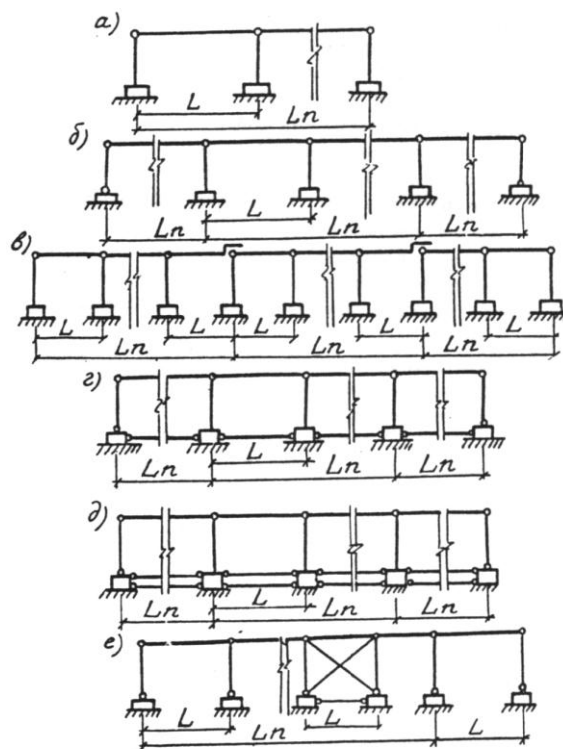
Г.7 Многоэтажные каркасные здания следует рассчитывать на воздействие крена, вызванного подработкой, по деформированной схеме, если продольные силы в стойках каркаса от расчетных нагрузок составляют свыше 10 % значения критической силы.

Г.8 Расчетные схемы соответственно поперечных и продольных рам одноэтажных каркасных зданий (рис. Г.3 настоящего приложения) следует выбирать в соответствии с табл. Г.1 настоящего приложения.



**Рисунок Г.2 - Конструкция узла сопряжения ригелей с колонной**

1 - колонна; 2 — шарнирно-опертый ригель; 3 — закладная деталь ригеля; 4 — нижняя и верхняя связевые пластины; 5 — закладная деталь колонны



**Рисунок Г.3 - Схемы продольных рам одноэтажных каркасных зданий (с применением и без применения кранов)**

*a—в*— типы соединений элементов каркаса

**Таблица Г.1 Выбор типа соединений элементов зданий в зависимости от группы территории**

Группы подрабатываемых территорий	Группы условий строительства на просадочных грунтах	Номер чертежа	Соединения		Дополнительные мероприятия по обеспечению устойчивости здания
			колонн и ригелей	колонн и фундаментов	
			<b>А. Поперечные рамы</b>		
IV; IVк; III	0; I; II; III; IV;	3,а	Шарнирно-неподвижное	Жесткое	-
II; I; IVк	II'; III'	3,б	То же	Для колонн средних рядов — жесткое, крайних — шарнирно-неподвижное	-
II; I; IVк	0; I; I'; II'; III'	3,в	Для группы колонн — шарнирно-неподвижное, для группы колонн шарнирно-подвижное	Жесткое	-
I; IV; IIIк	0; I; I'; II'; III'	3,г	Шарнирно-неподвижное	Для колонн средних рядов — жесткое, крайних — шарнирно-неподвижное	Установка связей-распорок в одном уровне
IIк; Iк;	0	3,д	То же	Для колонн средних рядов — жесткое, крайних — шарнирно-неподвижное	То же, в двух уровнях
II; I; IVк	I'; II'	3,е	Шарнирно-неподвижное	Шарнирно-неподвижное	Установка в средней части здания вертикальных связей между колоннами и связей-распорок между фундаментами

**Таблица Г.1 Выбор типа соединений элементов зданий в зависимости от группы территории (продолжение)**

			Б. Продольные рамы		
IV; IVк; III	0; I; II; III, IV; I'	4,а	Шарнирно-неподвижное	Жесткое	То же
II; I; IV к	0; I; I'	4,б	То же	„	„
I; IIк; IIIк	0; I'	4.в	„		Установка в средней части здания вертикальных связей с применением линейно-подвижных соединений, а между фундаментами — связей-распорок в двух уровнях
ПРИМЕЧАНИЕ В зданиях с мостовыми кранами на подрабатываемых территориях групп Iк и частично IIк, а также на просадочных грунтах групп 0, I и II целесообразно предусматривать выравнивание каркаса.					

Г.9 При проектировании одноэтажных каркасных производственных зданий следует, как правило, применять колонны с шагом 6 и 12м.

Каркасы с колоннами шагом крайних рядов 6 м и средних 12—18 м с применением подстропильных конструкций допускается предусматривать на подрабатываемых территориях групп IV, III и IVк и на просадочных грунтах групп I—IV, II', III'.

Г.10 При проектировании одноэтажных каркасных зданий не следует учитывать перемещения оснований фундаментов:

вертикальные, если разность осадок фундаментов колонн при расчете на особое сочетание нагрузок не превышает значений, приведенных в СНиП 2.02.01-83 „Основания зданий и сооружений“;

горизонтальные, если их значения не превышают значений предельных горизонтальных перемещений, приведенных в табл. Г.2 настоящего приложения.

Г.11 В случаях, когда несущая способность колонн, опирающихся на отдельно стоящие фундаменты, недостаточна для восприятия усилий от деформаций земной поверхности, в дальнейшем усиление колонн или уменьшение длины отсеков нецелесообразно, следует предусматривать устройство между фундаментами связей-распорок в одном или двух уровнях.

Связи-распорки в двух уровнях целесообразно применять на подрабатываемых территориях групп I, Iк—IIIк и на просадочных грунтах групп I-0, а также на площадках со сложными горногеологическими условиями.

Для уменьшения в связях-распорках усилий от воздействия сдвижения грунта следует устраивать шов скольжения по площади контакта подошвы фундамента с бетонной подготовкой.

Если перечисленные мероприятия не обеспечивают требуемой несущей способности колонн, следует изменить конструктивную схему здания или предусмотреть устройство фундаментов в виде перекрестных балочных систем, сплошных железобетонных плит и т. д.

**Таблица Г.2 Предельные горизонтальные перемещения оснований фундаментов в зависимости от вида каркаса**

Вид каркаса	Предельные горизонтальные перемещения оснований фундаментов	
	в плоскости рамы	в направлении связей
Из железобетонных колонн сечением площадью 0,15 м <sup>2</sup>	0,002h	0,004h
То же, сечением площадью от 0,1 до 0,15 м <sup>2</sup> включ.	0,004h	0,006h
Из стальных колонн	0,010h	0,020h
ПРИМЕЧАНИЕ За величину Н принимается высота колонн первого яруса рамы.		

Г.12 Устойчивость одноэтажных каркасных зданий (отсеков) в поперечном направлении следует обеспечивать защемлением колонн в фундаментах (см рис. Г.3 настоящего приложения). В продольном направлении по всем средним рядам колонн необходимо устраивать блоки жесткости с вертикальными связями между колоннами (см. рис. Г.4 настоящего приложения). В пределах блока жесткости фундаменты колонн необходимо связывать связями-распорками.

Допускается обеспечивать устойчивость каркасов одноэтажных зданий установкой специальных элементов жесткости (диафрагм, колонн увеличенного сечения, многоэтажных пристроек) по продольным и поперечным рядам колонн.

Для снижения усилий в вертикальных связях при неравномерных деформациях основания их следует выполнять с применением линейно-подвижных соединений, допускающих возможность перемещения колонн связевого блока при неравномерных осадках относительно связей (см. рис. Г.4, в настоящего приложения).

Устойчивость многоэтажных зданий в поперечном и продольном направлениях следует обеспечивать защемлением колонн в фундаментах, устройством между колоннами вертикальных связей или выполнением жестких узлов соединений ригелей с колоннами.

Вертикальные связи, обеспечивающие пространственную устойчивость здания или его отсеков, следует группировать в пространственные блоки в средней части здания (отсека). Для обеспечения совместной работы каркаса и пространственных блоков необходимо, чтобы перекрытия имели достаточную жесткость в горизонтальной плоскости.

Г.13 Предельные длину и ширину отсека каркасного здания следует определять в зависимости от расчетных величин деформаций земной поверхности.

Деформационные швы между отсеками следует проектировать в виде парных рам или шарнирно-подвижного опирания пролетных конструкций и перекрывать их компенсаторами с заделкой эластичным заполнителем (пороизолом, поролоном, макропористой резиной и т. п.) .

Г.14 Для покрытий одноэтажных каркасных зданий следует, как правило, применять наиболее простые статически определимые конструкции.

Г.15 Целесообразность применения неразрезных систем покрытий следует в каждом случае обосновывать статическим расчетом на неравномерные деформации основания.

Г.16 Применение в качестве покрытий складчатых, тонкостенных пространственных конструкций (сводов-оболочек) и т.п. должно быть обосновано статическим расчетом с учетом воздействия неравномерных деформаций основания, динамических воздействий технологического оборудования, подвесных или мостовых кранов, необходимости (в отдельных случаях) выравнивания здания и других факторов.

Г.17 Для защиты покрытий каркасных зданий от попадания воды при повреждениях кровли вследствие неравномерных деформаций основания в местах примыкания перекрытия к торцовым и продольным (при внутреннем водостоке) стенам следует устраивать в местах примыкания покрытий соседних пролетов компенсаторы (с теплоизоляцией на деформационных швах), а также проклеивать места установки компенсаторов и швы между плитами покрытия внутри гидроизоляционного ковра дополнительными полосами рубероида шириной 1 м.

Г.18 В качестве ограждающих конструкций для каркасных зданий следует применять унифицированные крупноразмерные стеновые панели, обеспечивая их податливое крепление к элементам каркаса здания таким образом, чтобы нагрузки на ограждающие конструкции от деформирования каркаса были минимальными или совсем исключались.

Стеновые ограждающие конструкции следует закреплять в двух углах по горизонтали шарнирно-подвижно, а в двух других — шарнирно-неподвижно. Допускаемую разность осадок смежных колонн здания  $\Delta h$  следует определять по формуле

$$\Delta h = \frac{\Delta_n l}{H_n},$$

где  $\Delta_n$  — величина зазора между стеновыми панелями;

$l$  — расстояние между осями смежных колонн;

$H_n$  — высота стеновой панели.

Г.19 При применении самонесущих каменных стен следует предусматривать их разрезку у колонн каркаса здания с опиранием на рандбалки и креплением к элементам каркаса. Внутренние стены, проходящие по осям каркаса здания, следует крепить к колоннам гибкими анкерами и предусматривать зазоры не менее 50 мм в местах примыкания к наружным стенам, плитам и ригелям и в местах пересечения их технологическими и санитарно-техническими трубопроводами.

Г.20 Жесткие полы по грунту (бетонные, ксилолитовые и др.) необходимо проектировать с разрезкой их на карты со сторонами не более 6 м. Ширину шва между

картами следует определять по формуле (1 и формуле (2) рекомендуемого приложения 1, в которых за величину  $L$  и  $L_0$  следует принимать расстояние между центрами смежных карт в рассматриваемом направлении. Швы между картами следует заделывать эластичным заполнителем (битумной мастикой, пороизоловым жгутом и др.). Допускается использовать бетонный армированный пол в качестве связей-распорок. В этом случае его не следует разрезать на карты.

Г.21 Стены лестничных клеток допускается использовать в качестве блоков жесткости, обеспечивающих пространственную устойчивость здания (отсека).

Размеры проемов в перекрытиях под оборудование и коммуникации следует назначать с учетом их возможных взаимных смещений в горизонтальной плоскости. Необходимо предусматривать возможность рихтовки оборудования в процессе подработки.

Г.22 В производственных зданиях в качестве подъемно-транспортных средств следует отдавать предпочтение подвесному и напольному подъемно-транспортному оборудованию.

Для обеспечения нормальной работы кранов следует предусматривать возможность рихтовки подкрановых конструкций, регулировки подвесок.

Г.23 В зданиях с мостовыми кранами следует применять разрезные подкрановые балки.

В местах разделения здания на отсеки следует предусматривать консольное опирание подкрановых балок или устройство специальных балок-компенсаторов, деформационную способность которых следует определять в зависимости от ожидаемой величины деформационного шва.

Г.24 Габариты приближения кранов к элементам здания необходимо назначать с учетом возможных рихтовок крановых путей. Допускается увеличение высоты надкрановой части колонны или применение металлических подкрановых балок с пониженной опорной частью.

Г.25 Величина наклона подкранового пути мостовых кранов, вызванного деформациями земной поверхности, не должна превышать следующие предельные значения:

- в поперечном направлении  $i=4 \cdot 10^{-3}$ ;
- в продольном  $i=6 \cdot 10^{-3}$ .

Необходимую степень рихтовки путей и габариты приближения кранов следует определять исходя из расчетных деформаций земной поверхности и предельных значений наклонов подкрановых путей.

После окончания активной стадии сдвижения земной поверхности подкрановые пути должны быть отрихованы в соответствии с Правилами устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов.

**ПРИЛОЖЕНИЕ Д***(обязательное)***Бескаркасные здания**

Д.1 Бескаркасные здания на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах следует проектировать по жестким или комбинированным конструктивным схемам, не допускающим прогрессирующего обрушения частей зданий при повреждении отдельных несущих конструкций:

- с продольными несущими стенами и поперечными диафрагмами жесткости (стены лестничных клеток, лифтовых шахт и др.);
- с поперечными и продольными несущими стенами.

Примечание Надземную часть бескаркасных жилых и общественных зданий следует, как правило, проектировать по жесткой конструктивной схеме.

Д.2 Несущие стены зданий следует располагать, как правило, симметрично относительно продольной и поперечной осей зданий и обеспечивать равномерное распределение жесткостей по длине и ширине здания.

Поперечные стены следует проектировать сквозными на всю ширину здания. В случае, если по планировочным требованиям нарушается сквозное расположение поперечных стен, необходимо предусматривать устройство их связи с внутренней продольной стеной, которое должно обеспечивать совместную работу продольных и поперечных стен как единой перекрестной системы. При этом смещение поперечных стен допускается на величину (в осях) не более 0,6 м.

Величина смещения продольных стен допускается не более 1,8 м, при этом место излома продольных стен должно быть связано с поперечными несущими стенами.

Д.3 Конструкции бескаркасных зданий, в том числе зданий со встроенными помещениями, следует проектировать как элементы единой пространственной системы для восприятия усилий от приходящихся на них нагрузок и воздействий неравномерных деформаций основания. С этой целью необходимо предусматривать:

- устройство замкнутых фундаментного и цокольного поясов по всем наружным и внутренним стенам;
- устройство в крупноблочных и кирпичных зданиях поэтажных железобетонных поясов, располагаемых в уровне перемычек или перекрытий по всем наружным и внутренним стенам, а в панельных зданиях — поэтажных поясов, совмещенных с конструкциями наружных и внутренних стеновых панелей;
- соединение конструкций фундаментов с надфундаментными конструкциями с вертикальными связями;
- соединение панелей перекрытий между собой и с несущими стенами, а также заливку швов между панелями цементным раствором марки 100.

В панельных зданиях допускается совмещение фундаментного и цокольного поясов с конструкциями цокольных железобетонных панелей.



Д.4 Типовые проекты зданий должны предусматривать общие объемно-планировочные и конструктивные решения надземной части. Конструктивные решения подземной части следует разрабатывать в нескольких вариантах применительно к различным условиям строительства.

Д.5 Деформационные швы в бескаркасных зданиях следует предусматривать в виде парных поперечных стен. Толщина стен должна отвечать теплотехническим требованиям, предъявляемым к зданиям в зависимости от расчетной температуры наружного воздуха.

Д.6 В крупнопанельных зданиях стыки между элементами следует выполнять одним из следующих способов:

- в виде шпонок со сваркой арматурных выпусков и замоноличиванием шпонок бетоном;
- сваркой стальных закладных деталей, приваренных к рабочей арматуре;
- соединением скобами петлевых выпусков с последующим замоноличиванием.

Сечение соединительных элементов в стыках между элементами стен следует определять расчетом.

В горизонтальных стыках панелей следует предусматривать швы из цементного раствора марки не ниже 100.

Стальные закладные детали и соединительные элементы в стыках должны быть защищены от коррозии.

Д.7 В каменных зданиях углы и пересечения стен следует армировать сетками с ячейками размером 7 X 7 см из арматуры диаметром 4 — 6 мм, укладываемыми в горизонтальных швах по высоте элемента через 1 м и заделываемыми в каждую сторону от пересечений осей стен на 1,2—1,5м.

Глубина опирания панелей перекрытий и покрытий на несущие стены панельных зданий должна быть не менее 12 см.

Д.8 Конструкции, ослабленные каналами, штрабами, нишами, должны быть усилены установкой дополнительной арматуры в соответствии с расчетом или конструктивными требованиями.

Д.9 Конструкции фундаментно-подвальной части бескаркасных зданий следует проектировать преимущественно сборно-монолитными с применением сборных изделий заводского изготовления. В случае, если такие решения не обеспечивают достаточной прочности и жесткости, следует подземную часть здания проектировать монолитной. В целях увеличения жесткости допускается также предусматривать устройство в фундаментно-подвальной части здания дополнительных стен.

Д.10 При устройстве лоджий со смещением участков продольных стен на расстояние не более 1,5 м в осях следует предусматривать прямолинейные железобетонные стеновые и фундаментные пояса в плоскости стены, а также по контуру лоджий.

В качестве прямолинейных элементов стеновых поясов допускается использовать конструкции перекрытий над лоджиями, которые должны быть усилены в месте изломов и иметь надежные связи с конструкциями основного пояса.

Одна из стен лоджии должна быть, как правило, продолжением поперечной стены здания.

Балконы и эркеры следует устраивать на консольном выносе перекрытий.

В зданиях, проектируемых с учетом выравнивания, следует предусматривать опирание лоджий на перекрытие.

## ПРИЛОЖЕНИЕ Е

(обязательное)

### Инженерные сооружения и трубопроводы

Е.1 Сооружения башенного типа (силовые корпуса, угольные башни и т.п.) следует проектировать на основе жестких конструктивных схем.

При расчетных кренах башенных сооружений, превышающих предельные, необходимо увеличивать размеры подошвы фундамента, опускать, по возможности, центр тяжести сооружения, предусматривать вантовые устройства, а также мероприятия по выравниванию сооружения.

Е.2 Транспортные галереи следует проектировать по податливым схемам. Для подрабатываемых территорий групп I, Iк и II, IIк (табл. 1, 2 Б.4), а также для просадочных грунтов групп I', 0, I и II (табл. 5, 6 Б.9) несущие конструкции транспортных галерей необходимо, как правило, предусматривать металлическими.

Е.3 Транспортные галереи следует предусматривать разрезной конструкции со швами на опорах, при этом должна обеспечиваться возможность рихтовки галереи на опорах в горизонтальной плоскости по нормали к ее продольной оси.

Опирающие транспортную галерею на здание следует проектировать подвижными. Деформационные швы должны быть перекрыты нащельниками.

Е.4 Опоры транспортных галерей на подрабатываемых территориях групп Iк—IIIк следует проектировать на общих фундаментах, рассчитанных на воздействие уступов земной поверхности в их основании.

Е.5 Протяженные подземные сооружения (тоннели, каналы, переходы и т.п.) следует проектировать:

- в продольном направлении — по податливым схемам с разрезкой деформационными швами на отдельные жесткие отсеки;
- в поперечном направлении — по податливым и жестким конструктивным схемам.

Е.6 Длину отсеков протяженных подземных сооружений следует принимать в зависимости от несущей способности конструкции, величин нагрузок и воздействий от деформаций основания.

Деформационные швы между смежными отсеками необходимо защищать от попадания подземных вод с применением упругих заполнений, компенсационных вставок и т.п.

Е.7 Продольные уклоны протяженного подземного сооружения, предусматриваемые для отвода аварийных вод, следует устанавливать с учетом возможных наклонов земной поверхности.

Е.8 Для обеспечения нормальной эксплуатации инженерных коммуникаций, проложенных в протяженных подземных сооружениях, следует предусматривать устройство специальных податливых опор и компенсационных устройств.

Е.9 Емкостные заглубленные сооружения, возводимые на подрабатываемых территориях, следует проектировать по податливым, комбинированным или жестким

конструктивным схемам с учетом требований СНиП 2.04.01, СНиП 2.04.02, СНиП 2.04.03.

Е.10 При проектировании закрытых емкостных заглубленных сооружений преимущество следует отдавать податливым и комбинированным конструктивным схемам.

Податливая конструктивная схема осуществляется устройством приспособленных к неравномерным деформациям основания податливых водонепроницаемых швов на стыках сборных конструктивных стен, а также в их соединениях с покрытием, днищем и перегородками.

Е.11 При проектировании открытых емкостных заглубленных сооружений предпочтение следует отдавать жестким и комбинированным конструктивным схемам.

Открытые емкостные заглубленные сооружения, имеющие стационарное оборудование, следует проектировать по жестким схемам.

Открытые заглубленные сооружения, не имеющие стационарного оборудования, следует проектировать:

- прямоугольными в плане - по жесткой конструктивной схеме;
- круглыми - по жесткой конструктивной схеме при наличии подземных вод и по комбинированной - с днищем, отсеченным от стен деформационным швом, при отсутствии подземных вод.

Е.12 При проектировании емкостных заглубленных сооружений для строительства на площадках с высоким уровнем подземных вод конструкции податливых швов должны обеспечивать восприятие двухстороннего гидростатического давления.

Е.13 Расстояние от водосодержащих сооружений, проектируемых для строительства на просадочных грунтах, до зданий и сооружений должно быть:

- при грунтовых условиях I типа по просадочности — не менее полуторной толщины просадочного слоя;
- при грунтовых условиях II типа по просадочности при водопроницаемых подстилающих грунтах — не менее полуторной толщины просадочного слоя, при водонепроницаемых — не менее трехкратной толщины этого слоя (но более 40 м) .

Е.14 Сооружения с мокрыми технологическими процессами и сооружения, предназначенные для хранения запасов воды (градирни, брызгальные бассейны, очистные устройства, резервуары и т.п.), следует проектировать с учетом водозащитных мероприятий.

Сооружения, эксплуатация которых приводит к обводнению прилегающей к ним территории (брызгальные бассейны, градирни и т.п.) , необходимо окружать отмостками шириной не менее 10 м с уклонами 3 % в сторону сооружения.

Е.15 Сооружения, у которых замачивание просадочных грунтов оснований возможно из-за утечек из внутренних сетей близко расположенных наружных водонесущих коммуникаций или из-за общего или местного повышения уровня подземных вод, следует проектировать с учетом водозащитных мероприятий, а в случае подтопления заглубленных частей — с учетом воздействия подпора подземных вод.

Е.16 Не допускаются строительство на подрабатываемых территориях объектов с ядерными технологическими процессами и предприятий по производству и хранению токсичных, взрыво- и пожароопасных веществ, а также прокладка соответствующих технологических трубопроводов.

Е.17 Трубопроводы, транспортирующие взрыво- и пожароопасные жидкости и газы на просадочных грунтах, следует прокладывать на безопасных расстояниях от жилых массивов, промышленных предприятий, железных, шоссейных дорог и других объектов в соответствии со СНиП 2.04.07 „Тепловые сети“. СНиП II-89 „Генеральные планы промышленных предприятий" и СНиП 2.04.02 „Водоснабжение. Наружные сети и сооружения“.

Е.18 Прочность трубопроводов следует проверять при совместном действии нагрузок, возникающих в обычных условиях строительства и регламентированных установленными нормами, а также при воздействиях от подработки или просадки грунтов.

Е.19 В качестве конструктивных мер защиты следует устанавливать компенсаторы, повышать прочность труб и сварных стыков в сочетании с полимерными покрытиями и малозащемляющими обсыпками, а также повышать герметичность раструбных стыков.

**ПРИЛОЖЕНИЕ Ж**  
(информационное)

**Табл. Ж.1 Категории территорий залегания полезных ископаемых по условиям строительства**

Категория территорий	Пригодность территории для застройки	Горно- и инженерно-геологические условия строительства			Особые условия строительства
		наличие горных выработок	горные работы в период эксплуатации объекта	деформации земной поверхности соответствуют группе территорий	
1	2	3	4	5	6
1	Пригодная для застройки – неподрабатываемая	Старые горные выработки отсутствуют	Не планируются	-	Наличие под территорией непромышленных полезных ископаемых
		Старые горные выработки имеются на глубинах, исключающих возможность образования провалов	Тоже	-	Полезные ископаемые выработаны и процесс деформаций земной поверхности закончился или подработка ожидается после окончания срока амортизации проектируемых объектов
2	Пригодная для застройки - подрабатываемая	Старые горные выработки отсутствуют  Старые горные выработки имеются на глубинах, исключающих возможность образования провалов	Планируются на глубинах, исключающих возможность образования провалов	II-IV;  IIк-IVк  III-IV;  IIIк-IVк	Отсутствуют участки территорий:  возможного техногенного затопления и подтопления;  выходов - крутопадающих тектонических нарушений и выходов осевых поверхностей синклинальных складок;  возможного образования оползней

Табл. Ж.1 Категории территорий залегания полезных ископаемых по условиям строительства (продолжение)

3	Ограниченно пригодная для застройки - подрабатываемая	Старые горные выработки отсутствуют или имеются на глубинах, исключающих возможность образования провалов  Старые горные выработки отсутствуют или имеются на глубинах, исключающих возможность образования провалов	То же  «	I, Ik  Деформации превышают максимальные величины для групп I и Ik	То же  Имеются участки территорий с деформациями большими, чем для групп I и Ik
4	Непригодная для застройки	Старые горные выработки отсутствуют или имеются на глубинах, исключающих возможность образования провалов  Старые горные выработки имеются на глубинах, при которых возможно образование провалов  Имеются подготовительные выработки, стволы и шурфы, имеющие выход на земную поверхность, когда в зоне их влияния возможно образование провалов	Планируются на глубинах, при которых возможно образование провалов  Независимо от планирования горных работ  Независимо от развития горных работ	Независимо от группы  То же  «	Возможны провалы и крупные трещины на земной поверхности  То же  Возможны провалы земной поверхности вокруг выработок

Табл. Ж.1 Категории территорий залегания полезных ископаемых по условиям строительства (продолжение)

		Независимо от наличия старых горных выработок	Планируются	Независимо от группы	Имеются участки территорий: возможного техногенного затопления и подтопления; выходов крутопадающих тектонических нарушений; выходов осевых поверхностей синклинальных складок; возможного образования оползней
5	Временно непригодная для застройки	Непригодные к застройке территории 4-й категории, которые по мере отработки запасов или проведения соответствующих мероприятий переходят в 3, 2 или 1-ю категории условий строительства			-





## ПРИЛОЖЕНИЕ И

(информационное)

### Расчетные схемы деформаций оснований подрабатываемые территории

И.1. Схема вертикальных перемещений земной поверхности при подработке принимается в зависимости от горногеологических условий в виде параболического цилиндра с радиусом в вершине, равным  $R$ , или смещения основания параллельно начальной горизонтальной поверхности с образованием вертикального уступа высотой  $h$ .

И.2. Перемещение любой точки основания  $y$  относительно оси здания (сооружения) или его отсека определяется по формуле

$$y = \frac{n_p m_p x^2}{2R} \quad (\text{И.1})$$

где  $x$  — расстояние от рассматриваемой точки до центральной оси здания (сооружения) или его отсека.

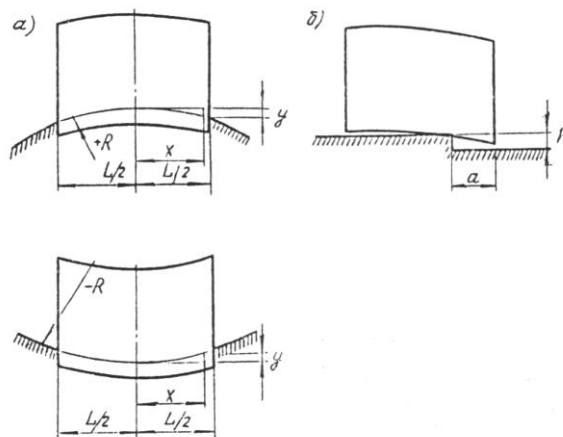


Рисунок И.1 Схемы вертикальных перемещений земной поверхности при подработке, вызванных кривизной (в) или образованием уступа (б)

И.3. Разность перемещений  $\Delta y$  двух точек основания здания (сооружения), вызванная кривизной земной поверхности, определяется по формуле

$$\Delta y_p = n_p m_p \frac{x_2^2 - x_1^2}{2R} \quad (\text{И.2})$$

где  $x_1, x_2$  — расстояние от рассматриваемых точек основания до соответствующей центральной оси здания (сооружения) или его отсека.

И.4. Разность перемещений  $\Delta y$  двух точек основания здания (сооружения), вызванная равномерным наклоном  $i$  земной поверхности, определяется по формуле

$$\Delta y = n_i m_i (x_2 - x_1) \quad (\text{И.3})$$

И.5. Угол наклона в любой точке основания  $i_p$ , вызванный деформациями земной поверхности, определяется по формуле

$$i_p = \pm n_p m_p \frac{x}{R} \quad (\text{И.4})$$

И.6. Расчетное направление линии уступа следует принимать по простиранию пластов полезных ископаемых.

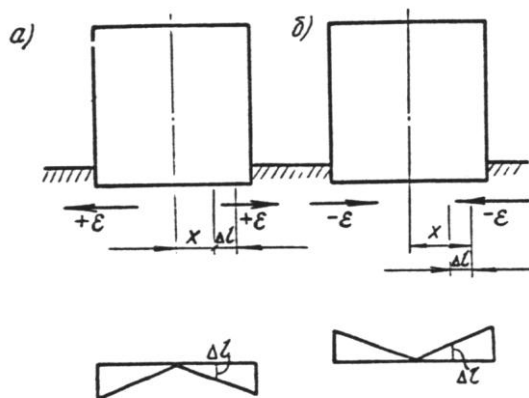
П.8.7. Расчетное местоположение уступа в плане здания (сооружения) следует принимать таким, при котором возникают наибольшие усилия в несущих конструкциях или наибольший крен здания (сооружения).

В тех случаях, когда линии уступов могут быть протрассированы со стороны участка, расположенного рядом с застраиваемой площадкой, расчетное местоположение уступа в плане следует принимать по его возможному расположению.

И.8. Схема горизонтальных перемещений земной поверхности принимается в виде линейных треугольных эпюр с нулевой точкой, расположенной в центре здания (сооружения). Перемещение любой точки основания  $\Delta l$  относительно соответствующей центральной оси здания (сооружения) или его отсека, вызванное горизонтальными деформациями (растяжением-сжатием), следует определять по формуле

$$\Delta l = \pm n_\varepsilon m_\varepsilon x \quad (\text{И.5})$$

ПРИМЕЧАНИЕ. В продольной раме каркасного здания или его отсека положение центральной оси следует принимать в середине блока жесткости независимо от расположения блока жесткости относительно оси симметрии.

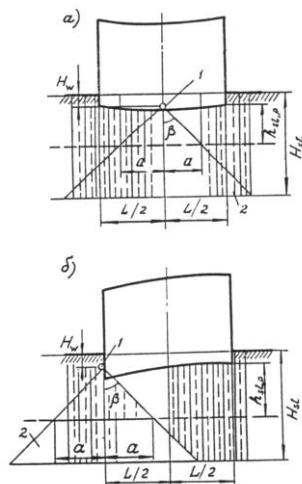


**Рисунок И.2. Схемы к расчету перемещении точек земной поверхности под воздействием горизонтальных деформаций**  
а — растяжения; б — сжатия

## ТЕРРИТОРИИ С ПРОСАДОЧНЫМИ ГРУНТАМИ

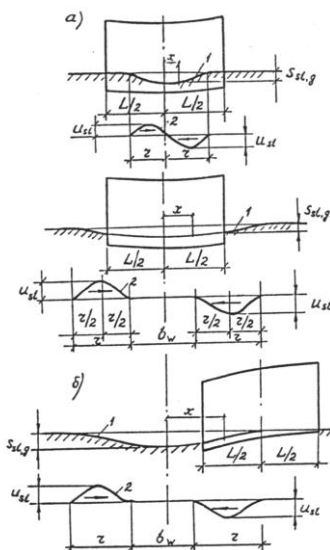
И.9. При выборе схем деформаций основания в результате локального замачивания грунтов необходимо рассматривать два случая расположения источника замачивания: первый — под серединой здания (сооружения); второй — под торцом здания (сооружения).

И.10. В грунтовых условиях 1 типа по просадочности расчетную схему вертикальных перемещений основания с неустраненной или частично устраненной просадочностью грунтов в деформируемой зоне  $H_{sl,p}$  следует принимать с учетом просадки грунтов при совместном воздействии внешней нагрузки, передаваемой фундаментами здания (сооружения), и собственного веса грунтов, а также принимать в виде основания переменной жесткости (с участками неравномерной просадки в зонах замачивания грунтов).



а — замачивание основания под серединой здания (сооружения) ; б — то же, под торцом;  
 1 — источник замачивания; 2 — область растекания воды; а - длина участка неравномерной просадки; β — угол растекания воды;  $H_w$  — глубина расположения источника замачивания;  $h_{sl,p}$  - зона просадки основания от внешней нагрузки;  $H_{sl}$  — просадочная толщина

**Рисунок И.3. Схемы вертикальных перемещений основания здания (сооружения) при просадке грунтов от внешней нагрузки**

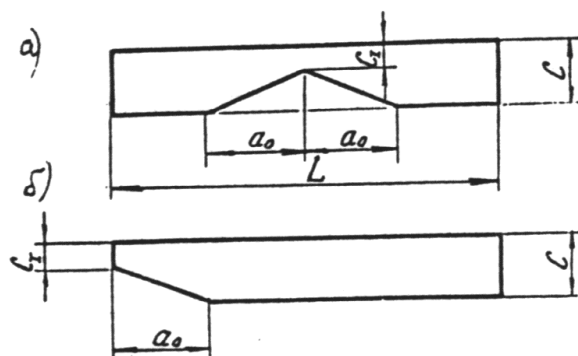


а — при расположении просадочной воронки под серединой здания (сооружения); б — то же, под торцом; 1 — просадочная воронка; 2 — кривая горизонтальных перемещений поверхности грунта

**Рисунок И.4. Схемы вертикальных и горизонтальных перемещений земной поверхности при просадке грунтов от собственного веса**

Схемы изменения жесткости основания при местном его замачивании следует принимать по линейному закону от минимального  $C_1$  до максимального  $C$  значений коэффициентов жесткости, в котором значения коэффициентов  $C_1$  и  $C$  определяются согласно рекомендуемому приложению К.

Длину до участка основания переменной жесткости следует определять в зависимости от глубины заложения фундамента, глубины расположения источника замачивания, глубины зоны просадки от внешней нагрузки и от величины угла растекания воды.



**Рисунок И.5. Схемы изменения жесткости основания в грунтовых условиях 1 типа по просадочности**

а — замачивание оснований под серединой здания (сооружения) ; б — то же, под торцом

И.11. В случае полного устранения просадочных свойств грунтов в зоне  $h_{sl,p}$  под зданием (сооружением) расчетную схему деформации его основания в грунтовых условиях I типа по просадочности следует принимать как для обычных непросадочных грунтов.

И.12. В грунтовых условиях II типа по просадочности необходимо учитывать: просадку грунтов в верхней зоне основания  $h_{sl,p}$  от внешней нагрузки; просадку от собственного веса грунтов в нижней зоне основания  $h_{sl,g}$ ; горизонтальные деформации земной поверхности.

И.13. Вертикальные перемещения земной поверхности в грунтовых условиях II типа по просадочности (при просадке грунтов от собственного веса в нижней зоне основания  $h_{sl,g}$  просадочной толщи  $H_{sl}$  следует принимать при  $b_w \geq H_{sl}$  в виде просадочной воронки и записывать в виде следующих формул:

$$\begin{aligned}
 &\text{при } |x| \leq 0,5b_w \quad s_{sl,g}(x) = s_{sl,g} \\
 &\text{при } 0,5b_w < |x| \leq 0,5b_w + r \\
 &s_{sl,g}(x) = 0,5s_{sl,g} \frac{1 + \cos \frac{\pi(x - 0,5b_w)}{r}}{2}
 \end{aligned} \quad (\text{И.6})$$

$$\text{при } |x| > 0,5b_w + r \quad s_{sl,g}(x) = 0$$

где  $s_{sl,g}$  — просадка грунтов от собственного веса, определяемая в соответствии со СНиП 2.02.01-83;

$x$  — координата, отсчитываемая от оси источника замачивания;

$b_w$  — ширина горизонтального участка просадки;

$r$  — расчетная длина криволинейного участка просадки грунтов от собственного веса, вычисляемая по формуле

$$r = H_{sl} (0,5 + m_\beta \operatorname{tg} \beta) \quad (\text{И. 7})$$

где  $\beta$  — угол растекания воды в стороны от источника замачивания, принимаемый равным для лёссовидных супесей и лёссов  $35^\circ$ , а для лёссовидных суглинков  $50^\circ$ .

Коэффициенты  $m_\beta$  принимают:

для однородных лёссовых толщ  $m_\beta = 1$ ;

для двухслойных, у которых коэффициент фильтрации верхнего слоя меньше нижнего  $k_{f1} < k_{f2}$ ,  $m_\beta = 0,7$ ; при  $k_{f1} > k_{f2}$   $m_\beta = 1,4$ ;

для трехслойного основания при  $k_{f1} < k_{f2}$  и  $k_{f2} > k_{f3}$ ,  $m_\beta = 1,7$ ;

для многослойного основания при  $k_{f1} < k_{f2}$ ,  $k_{f2} < k_{f3}$ ,  $k_{f3} < k_{f4}$ ,  $m_\beta = 2$ ;

При замачивании на площади шириной  $b_w < H_{sl}$  просадку грунта следует определять по формулам (6) настоящего приложения, где вместо величины полной просадки грунта  $s_{sl,g}$  подставляется величина возможной просадки грунта  $s'_{sl,g}$ , вычисляемая по формуле

$$s'_{sl,g} = s_{sl,g} \sqrt{(2b_w/H_{sl})b_w/H_{sl}} \quad (\text{И.8})$$

И.14. Значение горизонтального перемещения земной поверхности, вызванного просадкой грунтов от собственного веса в различных точках просадочной воронки, следует определять по формулам:

$$\left. \begin{aligned}
 &\text{при } 0,5b_w < |x| \leq 0,5b_w + r \\
 &u_{sl}(x) = 0,25\varepsilon \left[ 1 - \cos \frac{2\pi(x - 0,5b_w)}{r} \right] \\
 &\text{при } |x| < 0,5b_w, |x| > 0,5b_w + r \\
 &u_{sl}(x) = 0
 \end{aligned} \right\} \quad (\text{И.9})$$

где  $\varepsilon$  — значение относительных горизонтальных деформаций земной поверхности, равное

$$\varepsilon = 0,66 (2s_{sl,g}/r - 0,005). \quad (\text{И.10})$$

И.15. Наклон земной поверхности в различных точках просадочной воронки следует определять по формулам:

$$i_{sl}(x) = \left. \begin{array}{l} \text{при } 0,5b_w < |x| \leq 0,5b_w + r \\ -0,5s_{sl,g} \frac{\pi}{r} \sin \frac{\pi(x - 0,5b_w)}{r} \\ \text{при } |x| \leq 0,5b_w, \quad |x| > 0,5b_w + r \\ i_{sl}(x) = 0 \end{array} \right\} \quad (\text{И.11})$$

## ПРИЛОЖЕНИЕ К

### (информационное)

#### Определение коэффициентов жесткости оснований зданий и сооружений

##### Основания, сложенные непросадочными грунтами, при сжатии

К.1. Коэффициенты жесткости, используемые для оценки напряженно-деформированного состояния конструкций зданий и сооружений в предположении линейной деформируемости грунтов, определяются исходя из осадок основания от действия среднего давления под подошвой фундамента.

Расчет осадок основания следует, как правило, выполнять, применяя расчетную схему основания в виде линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи или линейно-деформируемого слоя в соответствии со СНиП 2.02.01-83 и указаниями настоящего приложения.

За расчетное состояние грунтов по влажности принимается установившееся значение влажности, равное природной влажности  $w$ , если  $w \geq w_p$ , и влажность на границе раскатывания  $w_p$ , если  $w < w_p$ .

К.2. При определении коэффициентов жесткости основания следует учитывать форму и размеры подошвы фундамента, неоднородность геологического строения основания и, в необходимых случаях, распределительные свойства грунтов.

Форму и размеры подошвы фундамента следует учитывать при определении вертикальных нормальных напряжений по глубине основания согласно требованиям обязательного приложения 2 СНиП 5.01.01-2005

Неоднородность геологического строения основания следует учитывать определением осадок в точках под подошвой фундамента на расчетных вертикалях геологического разреза, выбираемых в зависимости от характера напластований, наличия линз, включений и т. п. По выбранным вертикалям следует назначать расчетные слои в пределах сжимаемой толщи основания.

Распределительные свойства грунтов основания следует учитывать определением переменного коэффициента жесткости исходя из раздельного учета упругих и остаточных осадок.

К.3. Остаточные осадки основания следует определять в случаях, когда

$$p > \sigma_{zg} \quad (K.1)$$

где  $p$  - среднее давление (нормальное контактное напряжение) под подошвой фундамента, не превышающее расчетного сопротивления грунта основания;

$\sigma_{zg}$  — вертикальное нормальное напряжение на уровне подошвы фундамента от собственного веса вышележащих грунтов.

Если  $p \leq \sigma_{zg}$ , остаточные осадки не определяют.

К.4. При определении остаточных осадок основания по всем расчетным вертикалям следует принимать такое же распределение дополнительных напряжений по глубине, как и для вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента.



Остаточная осадка  $s_{pl}$  использованием расчетной схемы основания в виде линейно-деформируемого полупространства определяется методом послойного суммирования по формуле

$$s_{pl} = \beta \sum_i^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_{pl,i}} \quad (K.2)$$

где  $\beta$  - безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp,i}$  — среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в  $i$ -ом слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента;

$h_i$  — толщина  $i$ -го слоя грунта;

$E_{pl,i}$  — модуль остаточных деформаций  $i$ -то слоя грунта, определяемый в соответствии с рекомендуемым Приложение м 12;

$n$  — число слоев, на которое разбита сжимаемая толща основания.

При этом распределение вертикальных нормальных напряжений по глубине основания следует принимать в соответствии с обязательным Приложение м 2 СНиП 5.01.01-2005

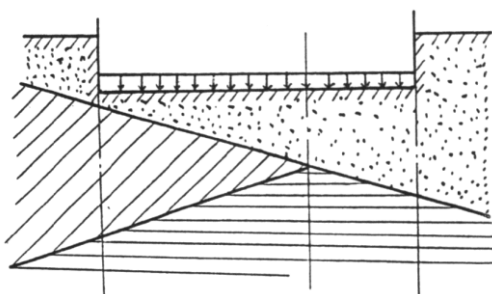


Рисунок П.9.1. Геологический разрез неоднородного основания

К.5. Упругие осадки основания по расчетным вертикалям следует определять с учетом неравномерного распределения вертикальных нормальных напряжений по горизонтальным сечениям сжимаемой толщ основания. Значения этих напряжений на глубине по вертикали, проходящей через произвольную точку в пределах или за пределами рассматриваемого фундамента, следует определять методом угловых точек (см. обязательное Приложение 2 СНиП 2.02.01-83) или с использованием формул, по которым производится распределение напряжений в линейно-деформируемом полупространстве от действия нагрузки на поверхность основания.

Упругую осадку основания  $s_{el}$  по расчетной вертикали следует определять по формуле

$$s_{el} = \beta \sum_i^n \frac{\sigma'_{zp,i} h_i}{E_{el,i}} \quad (K.3)$$

где  $\sigma'_{zp,i}$  — среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в  $i$ -ом слое грунта по рассматриваемой вертикали;

$E_{el,i}$  — модуль упругих деформаций  $i$ -го слоя грунта, определяемый в соответствии с рекомендуемым Приложение м 12.

К.6. При использовании расчетной схемы основания в виде линейно-деформируемого слоя остаточные и упругие осадки основания допускается определять по формулам (2) и (3) настоящего приложения, в которых глубина сжимаемой толщи принимается равной толщине линейно-деформируемого слоя.

К.7. Коэффициент жесткости основания  $C$  по рассматриваемой вертикали определяется по формуле

$$C = \frac{P}{s} \quad (K.4)$$

где  $s$  - полная осадка основания по рассматриваемой вертикали, определяемая по формуле

$$s = s_{pl} + s_{el} \quad (K.5)$$

Промежуточные значения коэффициента жесткости на участках поверхности основания между расчетными вертикалями следует определять интерполяцией.

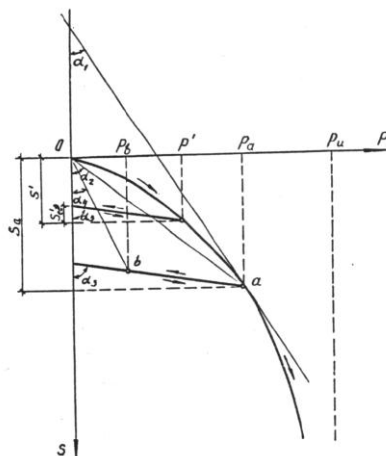
К.8. При определении коэффициентов жесткости основания допускается не учитывать распределительные свойства грунта, если соблюдается условие

$$\frac{E_{el}}{E_{pl}} \geq 5 \quad (K.6)$$

В этом случае при определении упругих осадок основания по формуле (3) настоящего приложения значения напряжений  $\sigma'_{zp,i}$  по всем рассматриваемым вертикалям в пределах подошвы фундамента следует принимать одинаковыми и равными напряжениям  $\sigma_{zp,i}$  по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента. Остаточные осадки следует определять по формуле (2) настоящего приложения.

К.9. В случае, когда значения нормальных контактных напряжений на отдельных участках подошвы фундамента, полученные при расчете конструкции на линейно-деформируемом основании с использованием величин коэффициентов жесткости по формуле (4) настоящего приложения, не удовлетворяют условиям (3), необходимо учитывать нелинейную зависимость осадки основания от давления (нормального контактного напряжения).

При возрастании давления на поверхность основания следует принимать для расчетов гиперболическую зависимость между осадкой и давлением, при уменьшении давления — линейную зависимость. Допускается применять и другие виды зависимостей осадка (давление), которые проверены экспериментальным путем и опытом проектирования и эксплуатации зданий и сооружений.



**Рисунок К.2. Расчетная зависимость между осадкой и давлением (нормальным контактным напряжением) для нелинейно-деформируемого основания**

**К.10.** Осадку  $s$  поверхности основания при возрастающем давлении  $p'$  следует определять по формуле

$$s = \frac{p \bar{s}}{p_u - p} \quad (\text{К.7})$$

где  $\bar{s}$  — приведенная осадка, определяемая по формуле

$$\bar{s} = s' \left( \frac{p_u}{p'} - 1 \right) \quad (\text{К.8})$$

здесь  $s'$  — полная осадка основания по рассматриваемой вертикали, определяемая по формуле (5) настоящего приложения при давлении  $p'$ ;

$p'$  — среднее давление под подошвой фундамента, не превышающее расчетного сопротивления грунта основания  $R$ , определяемого в соответствии со СНиП 2.02.01-83;

$p_u$  — предельное сопротивление грунта основания, определяемое в соответствии со СНиП 5.01.01-2005

Осадку  $s$  поверхности основания при уменьшении давления (разгрузке) следует определять по формуле

$$s = s_a - s'_{el} \frac{p_a - p}{p'} \quad (0 \leq p \leq p_a) \quad (\text{К.9})$$

где  $s_a$  — осадка при давлении  $p_a$ , с которого началась разгрузка (точка  $a$  на кривой нагружения;

$s'_{el}$  — упругая осадка основания при давлении  $p'$ , определяемая по формуле (3) настоящего приложения.

**К.11.** Коэффициенты жесткости нелинейно-деформируемого основания следует определять по формулам:

касательный (действительный)  $C_k$  при нагружении

$$C_k = \operatorname{tga}_1 ; \quad (K.10)$$

секущий (средний)  $C_c$  при нагружении

$$C_c = \operatorname{tga}_2 \quad (K.11)$$

касательный  $C_{pk}$  при разгрузке

$$C_{pk} = \operatorname{tga}_3 \quad (K.12)$$

секущий  $C_{pc}$  при разгрузке

$$C_{pc} = \operatorname{tga}_4 \quad (K.13)$$

Значения касательных коэффициентов жесткости следует использовать при расчетах конструкций на нелинейно-деформируемом основании при ступенчатом нагружении (шаговый метод), значения секущих коэффициентов жесткости — при фиксированном значении нагрузки (метод секущих или метод последовательного уточнения жесткостей).

К.12. При зависимостях между осадкой и давлением по формулам (7) и (9) настоящего приложения значения коэффициентов жесткости следует определять по формулам:

касательный (действительный)  $C_k$  при нагружении

$$C_k = \frac{p_u \bar{s}}{(s + \bar{s})^2} \quad (K.14)$$

секущий (средний)  $C_c$  при нагружении

$$C_c = \frac{p_u}{s + \bar{s}} \quad (K.15)$$

касательный  $C_{pk}$  при разгрузке

$$C_{pk} = \frac{p'}{s_{el}} ; \quad (K.16)$$

секущий  $C_{pc}$  при разгрузке

$$C_{pc} = \frac{p_b}{s_a \frac{p_a p_b}{C_{pk}}} \quad (K.17)$$

где  $p_u, s, \bar{s}, p', s'_{el}, s_a, p_a$  - те же, что в формулах (7) - (9) настоящего приложения;

$a$  — точка на кривой нагружения, от которой началась разгрузка;  $b$  — точка на прямой разгрузки, по которой определяется секущий коэффициент жесткости;  $P_b$  — давление, при котором определяется секущий коэффициент жесткости при разгрузке.

### Основания, сложенные просадочными грунтами, при сжатии

К.13. Коэффициенты жесткости основания, сложенного просадочными грунтами, следует определять без учета и с учетом просадочных свойств грунтов исходя из двух состояний просадочных грунтов по влажности:

без учета просадочных свойств грунтов — исходя из деформационных характеристик грунтов при установившейся влажности, принимаемой равной природной влажности  $w$ , если  $w \geq w_p$ , и влажности на границе раскатывания  $w_p$ , если  $w < w_p$ .

с учетом просадочных свойств грунтов при возможном их замачивании — исходя из деформационных характеристик грунтов в водонасыщенном состоянии (степени влажности  $s_r \geq 0,8$ ).

Коэффициенты жесткости основания без учета просадочных свойств грунтов следует определять в соответствии с указаниями пп.1—12 настоящего приложения.

Коэффициенты жесткости основания с учетом просадочных грунтов следует определять в зависимости от типа грунтовых условий по просадочности согласно указаниям пп. 14-16.

При определении коэффициентов жесткости оснований, сложенных просадочными грунтами, допускается не учитывать распределительные свойства грунтов в соответствии с указаниями п.8.

К.14. Коэффициент жесткости линейно-деформируемого основания с учетом просадочных свойств грунтов в грунтовых условиях I типа  $C_I$  следует определять по формуле

$$C_I = C \frac{s}{s + s_d + s_{sl}} \quad (K.18)$$

где  $C$  — коэффициент жесткости основания без учета просадочных свойств грунтов, определяемый по формуле (4) настоящего приложения;

$s$  — осадка основания без учета просадочных свойств грунтов с деформационными характеристиками, соответствующими природной или установившейся влажности;

$s_d$  — дополнительная осадка при замачивании непросадочных слоев грунта, находящихся в пределах сжимаемой толщи основания;

$s_{sl}$  — просадка грунтов основания от внешней нагрузки и от собственного веса грунта в пределах сжимаемой толщи основания.

К.15. Коэффициент жесткости линейно-деформируемого основания с учетом просадочных свойств грунтов в грунтовых условиях II типа  $C_{II}$  следует определять по формуле

$$C_{II} = C \frac{s}{s + s_d + s_{s,p}} \quad (K.19)$$

где  $C$ ,  $s$ ,  $s_d$ , — те же, что в формуле (18) настоящего приложения;

$s_{sl,p}$  — просадка грунтов основания от внешней нагрузки в пределах сжимаемой толщи основания.

**ПРИМЕЧАНИЕ.** Не допускается пользоваться формулой (19) при вычислении среднего коэффициента жесткости в грунтовых условиях II типа, если расчетные схемы основания здания отличаются от указанных в п.13 рекомендуемого приложения 10.

**К.16.** В случае, когда по результатам расчета здания (сооружения) во взаимодействии с основанием с использованием значений коэффициентов жесткости  $C$ ,  $C_I$  или  $C_{II}$  не удовлетворяются условия п.4.19, необходимо определять коэффициенты жесткости с учетом нелинейности деформирования основания.

Нелинейные коэффициенты жесткости без учета просадочных свойств грунтов следует определять по формулам (14)—(17) настоящего приложения.

Нелинейные коэффициенты жесткости с учетом просадочных свойств грунтов следует определять по формулам (7)—(17) настоящего приложения, в которых:

предельное сопротивление  $p_u$  грунта основания вычисляется с использованием расчетных значений прочностных характеристик грунта в водонасыщенном состоянии;

полная осадка основания  $s'$  определяется по формулам:

для грунтов I типа по просадочности

$$s' = s + s_d + s_{sl} \quad (K.20)$$

для грунтов II типа по просадочности

$$s' = s + s_d + s_{sl,p} \quad (K.21)$$

где  $s$ ,  $s_d$ ,  $s_{sl,p}$ ,  $s_{sl}$  — те же, что в формулах (18) и (19) настоящего приложения;

среднее давление под подошвой фундамента  $p'$  не должно превышать расчетного сопротивления грунта основания, определяемого с использованием расчетных значений прочностных характеристик грунта в водонасыщенном состоянии.

### **Основания, длительно деформируемые при сжатии**

**К.17.** При определении коэффициентов жесткости оснований, характеризующихся невысокими скоростями протекания осадок во времени (глинистые или водонасыщенные грунты), допускается учитывать зависимость величины коэффициента жесткости от времени.

Коэффициент жесткости основания  $C_t$  для момента времени  $t$  следует определять по формуле

$$C_t = \frac{p}{s_t} \quad (K.22)$$

где  $p$  — среднее давление под подошвой фундамента;

$s_t$  — осадка основания на рассматриваемой вертикали в момент времени  $t$  от действия давления  $p$ , определяемая на основе имеющихся методов расчета осадок во времени.

К.18. Для предварительных расчетов по оценке влияния длительного деформирования грунтов на напряженно-деформированное состояние конструкций зданий и сооружений, подвергающихся воздействиям от подработки, коэффициент жесткости  $C_t$  для момента времени  $t$  допускается определять по формуле

$$C_t = \frac{C}{1 + n_t} \quad (\text{К.23})$$

где  $C$  — коэффициент жесткости линейно-деформируемого основания, определяемый по формуле (4) настоящего приложения;

$n_t$  — функция, характеризующая длительность деформирования основания, значения которой принимаются в зависимости от величины коэффициента сжимаемости  $a$  грунтов по следующей таблице:

Сжимаемость грунта $a$ , 1/МПа (см <sup>2</sup> /кгс)	Функция $n_t$ для определения $C_t$ при длительности приложения нагрузки в годах						
	0,5	1	2	3	5	7	10
Сильно сжимаемый $a \approx 1,0$ (0,1)	0,71	0,92	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00
Среднесжимаемый $a \approx 0,1$ (0,01)	0,40	0,63	0,86	0,95	0,99	1,00	1,00
Малосжимаемый $a \approx 0,01$ (0,001)	0,22	0,40	0,63	0,78	0,92	0,97	1,00

В случае, если имеются данные наблюдений за осадками зданий и сооружений во времени, значения можно определять по эмпирическим формулам, составленным по данным этих наблюдений. Полученные значения можно использовать при проектировании зданий и сооружений, возводимых в аналогичных условиях.

### Коэффициенты жесткости основания при сдвиге

К.19. Коэффициенты жесткости  $D$  линейно деформируемого основания при сдвиге следует определять исходя из горизонтальных перемещений  $u$  поверхности основания от действия среднего касательного напряжения  $\tau$  под подошвой фундамента. Горизонтальные перемещения поверхности основания следует, как правило, определять методами, учитывающими ограниченную глубину зоны горизонтальных перемещений грунта.

Коэффициент жесткости  $D$  при сдвиге следует определять по формуле

$$D = \frac{\tau}{u} \quad (\text{К.24})$$

К.20. Коэффициенты жесткости нелинейно деформируемого основания при сдвиге следует определять исходя из гиперболической зависимости между горизонтальным перемещением и касательным контактным напряжением при его увеличении; при уменьшении напряжения принимается линейная зависимость. График зависимости между горизонтальным перемещением  $u$  и касательным напряжением  $\tau$  подобен графику, где  $p$  и  $s$  следует заменить на  $\tau$  и  $u$ .

Горизонтальное перемещение  $u$  поверхности основания при возрастающем касательном напряжении  $\tau$  следует определять по формуле

$$u = \frac{\tau \bar{u}}{\tau_u - \tau} \quad (\text{К.25})$$

где  $\bar{u}$  — приведенное горизонтальное перемещение, определяемое по формуле

$$\bar{u} = u' \left( \frac{\tau_u}{\tau'} - 1 \right) \quad (\text{К.26})$$

здесь  $u'$  — горизонтальное перемещение поверхности основания по рассматриваемой вертикали при действии касательного напряжения  $\tau'$ ;

$\tau_u$  — предельное сопротивление грунта основания сдвигу по подошве фундамента, определяемое в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01-83;

$\tau'$  — среднее касательное напряжение по подошве фундамента, которое должно удовлетворять условию

$$\tau' \leq 0,5 \tau_u \quad (\text{К.27})$$

Горизонтальное перемещение  $u$  поверхности основания при уменьшении касательного напряжения  $\tau$  (разгрузке) следует определять по формуле

$$u = u_a - u'_{el} \frac{\tau_a - \tau}{\tau'} \quad (\text{К.28})$$

где  $u_a$  — горизонтальное перемещение при касательном напряжении  $\tau_a$ ;

$u'_{el}$  — упругое горизонтальное перемещение поверхности основания при касательном напряжении  $\tau'$  определяемое по формуле

$$u'_{el} = u' \frac{s'_{el}}{s'} \quad (\text{К.29})$$

здесь  $s'_{el}$ ,  $s'$  — те же, что в формулах (8) и (9) настоящего приложения.

К.21. При зависимостях между горизонтальным перемещением и касательным напряжением по формулам (25) и (28) настоящего приложения значения коэффициентов жесткости при сдвиге следует определять по формулам:

касательный (действительный)  $D_k$  при нагружении



$$D_k = \frac{\tau_u \bar{u}}{(u + \bar{u})^2} \quad (K.30)$$

секущий (средний)  $D_c$  при нагружении

$$D_c = \frac{\tau_u}{u + \bar{u}} \quad (K.31)$$

касательный  $D_{pk}$  при разгрузке

$$D_{pk} = \frac{\tau'_y}{u'_y}; \quad (K.32)$$

секущий  $D_{pc}$  при разгрузке

$$D_{pc} = \frac{\tau_b}{u_a - \frac{\tau_a - \tau_b}{D_{pk}}} \quad (K.33)$$

где  $\tau_u$ ,  $u$ ,  $\tau'$ ,  $\tau_a$ ,  $\bar{u}$  — те же, что в формулах (25)–(29) настоящего приложения;  
 $a$  — точка на кривой нагружения, от которой началась разгрузка;  
 $b$  — точка на прямой разгрузки, для которой определяется секущий коэффициент жесткости;  
 $\tau_b$  — касательное напряжение, при котором определяется секущий коэффициент жесткости при разгрузке.

### Коэффициенты жесткости основания при сжатии в зоне растяжения земной поверхности от подработки

К.22. При определении коэффициентов жесткости основания в зоне растяжения земной поверхности от подработки, характеризуемой значением

$(\varepsilon_x + \varepsilon_y) > 0$ , допускается учитывать снижение значений коэффициентов жесткости в зависимости от величин относительных горизонтальных деформаций растяжения  $\varepsilon_x$  в направлении простирания пластов и  $\varepsilon_y$  — в направлении в крест простирания пластов. В этом случае распределительные свойства грунтов основания не следует учитывать.

Коэффициент жесткости основания  $C_\varepsilon$  в зоне растяжения земной поверхности от подработки следует определять по формуле

$$C_\varepsilon = \frac{p}{S_\varepsilon} \quad (K.34)$$

где  $p$  — среднее давление под подошвой фундамента;

$s_\varepsilon$  — осадка основания по рассматриваемой вертикали от давления  $p$ , определяемая на основе имеющихся методов расчета осадок с учетом значений модулей полных деформаций слоев грунта  $E_\varepsilon$ , определяемых в соответствии с п. 23 настоящего приложения.

К.23. Модуль полной деформации  $i$ -го слоя  $E_{\varepsilon i}$  следует определять по формуле

$$E_{\varepsilon i} = \frac{E_i}{1 + \frac{E_i (\varepsilon_x + \varepsilon_y)}{\sigma_{zp,i} (1 + \nu) (1 - 2\nu)}} \quad (\text{К.35})$$

где  $E_i$  — модуль полной деформации  $i$ -го слоя, определяемый компрессионными или штамповыми испытаниями до начала подработки;

$\nu$  — коэффициент Пуассона, принимаемый для песков и супеси 0,3; суглинков — 0,35; глин — 0,42;

$\sigma_{zp,i}$  — среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в  $i$ -том слое грунта;

$\varepsilon_x, \varepsilon_y$  — те же, что в п. 22 настоящего приложения.

При этом необходимо соблюдать условие:

если вычисленное по формуле (35) настоящего приложения значение

$$E_i < \beta E_i \quad (\text{К.36})$$

то принимается

$$E_{\varepsilon i} = \beta E_i \quad \text{но не менее } 0,5 E_i \quad (\text{К.37})$$

где

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu} \quad (\text{К.38})$$

ПРИМЕЧАНИЕ. В зоне сжатия земной поверхности от подработки, характеризуемой значением  $(\varepsilon_x + \varepsilon_y) < 0$ , модули полной деформации слоев грунта  $E_\varepsilon$  принимают равными  $E_i$ .

## ПРИЛОЖЕНИЕ Л

(информационное)

**Определение модулей остаточных и упругих  
деформаций грунта**

Л.1 Для определения модуля остаточных  $E_{pl}$  и упругих  $E_{el}$  деформаций грунта по результатам полевых испытаний грунта штампами или лабораторных компрессионных испытаний образцов грунта следует при испытаниях получать кривую разгрузки. При этом допускается производить разгрузку после достижения стабилизации осадки от последней ступени нагрузки. Разгрузку следует производить теми же ступенями, которыми производилась нагрузка, с достижением требуемой стабилизации деформации.

Л.2 В случае штамповых испытаний модули деформации  $E_{pl}$  и  $E_{el}$  следует определять по графику зависимости осадки штампа от нагрузки на него по формулам:

$$E_{pl} = \frac{\omega p \sqrt{a} (1 - \nu^2)}{s_{pl}}; \quad (Л.1)$$

$$E_{el} = \frac{\omega p \sqrt{a} (1 - \nu^2)}{s_{el}}; \quad (Л.2)$$

где  $\omega$  — коэффициент формы подошвы штампа, равный 0,88 для квадрата и 0,89-для круга;

$A$  — площадь подошвы штампа;

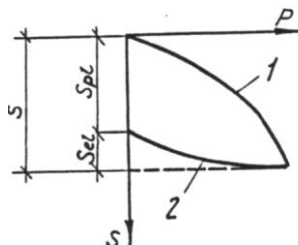
$\nu$  — коэффициент Пуассона грунта [ см. формулу (35) рекомендуемого приложения 11].

Л.3 В случае компрессионных испытаний модуль остаточных деформаций грунта  $E_{pl}$  Следует определять по формуле

$$E_{pl} = \frac{E E_{el}}{E_{el} - E} \quad (Л.3)$$

где  $E$  — модуль полной деформации, определяемый с учетом коэффициента перехода от компрессионного к штамповому модулю полных деформаций;

$E_{el}$  — модуль упругой деформации, определяемый по кривой разгрузки компрессионной диаграммы сжатия на рассматриваемом диапазоне изменения давления.



**График зависимости осадки от давления при испытаниях грунта штампом**

1 — кривая нагружения; 2 — кривая разгрузки

Л.3 Если при полевых испытаниях грунтов штампами или при компрессионных испытаниях образцов грунтов кривые разгрузки не определялись, то следует принимать значение

$$E_{el} = 5E_{pl} \quad (Л.4)$$

## БИБЛИОГРАФИЯ

- 1 СНиП РК 5.01.01-2002 Основания зданий и сооружений.
- 2 СНиП РК 5.01-03-2002 Свайные фундаменты.
- 3 СНиП РК 2.01-19-2004 Защита строительных конструкций от коррозии.
- 4 СНиП 2.06.14-85 Защита горных выработок от подземных и поверхностных вод.
- 5 СНиП 3.02.01-87 Земляные сооружения, основания и фундаменты.
- 6 СНиП 3.03.01-87 Несущие и ограждающие конструкции.
- 7 СНиП 11-02-96 Инженерные изыскания для строительства. Основные положения.
- 8 СНиП 12-01-2004 Организация строительства.
- 9 СНиП 22-02-2003 Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения.
- 10 СНиП 22-01-95 Геофизика опасных природных воздействий.
- 11 СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.
- 12 СП 11-102-97 Инженерно-экологические изыскания для строительства.
- 13 СП 11-104-97 Инженерно-геодезические изыскания для строительства.
- 14 СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений.
- 15 СП 50-101-2003 Свайные фундаменты.
- 16 ГОСТ 5180-84 Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик.
- 17 ГОСТ 12248-96 Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости.
- 18 ГОСТ 12536-79 Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) состава.
- 19 ГОСТ 20276-99 Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости.
- 20 ГОСТ 20522-96 Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний.
- 21 ГОСТ 22733-2002 Грунты. Метод лабораторного определения максимальной плотности.
- 22 ГОСТ 23061-90 Грунты. Методы радиоизотопных измерений плотности и влажности.
- 23 ГОСТ 23740-79 Грунты. Методы лабораторного определения содержания органических веществ.
- 24 ГОСТ 24143-80 Грунты. Методы лабораторного определения характеристик набухания и усадки.
- 25 ГОСТ 24846-81 Грунты. Методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений.
- 26 ГОСТ 25100-95 Грунты. Классификация.
- 27 ГОСТ 23161-78 Грунты. Метод лабораторного определения характеристик просадочности

- 28 ГОСТ 30416-96 Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения.
- 29 ГОСТ 30672-99 Грунты. Полевые испытания. Общие положения.
- 30 Руководство по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях: Ч.1 - М.: Стройиздат,- 1983.- 136с.
- 31 Руководство по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях: Ч.2 - М.: Стройиздат 1986 - 141с.
- 32 Руководство по проектированию конструкций панельных жилых зданий для особых грунтовых условий /НИИСК Госстроя СССР - М., Стройиздат, 1982.- 272с.
- 33 Руководство по расчету зданий и сооружений, проектируемых на подрабатываемых территориях. - Л.: Стройиздат1968. – 278с.
- 34 Руководство по расчету и проектированию зданий и сооружений, проектируемых на подрабатываемых территориях. – М.: Стройиздат, 1997.-138с.

УДК                      МКС 93.020                      КПВЭД\*

---

**Ключевые слова:** выработка горная, грунт, деформации земной поверхности, просадка, просадочная толща, относительная просадочность, начальное просадочное давление

---

*Ресми басылым*

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА МИНИСТРЛІГІНІҢ  
ҚҰРЫЛЫС, ТҰРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ  
ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ КОМИТЕТІ

**Қазақстан Республикасының  
ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ**

**ҚР ЕЖ 2.03-101-2012**

**АЙМАҚТАРДА ЖӘНЕ ОТЫРМАЛЫ ТОПЫРАҚТАРДА ОРНАЛАСҚАН  
ҒИМАРАТТАР МЕН ИМАРАТТАР**

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21  
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – қабылдау бөлмесі

*Издание официальное*

КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА, ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО  
ХОЗЯЙСТВА И УПРАВЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫМИ РЕСУРСАМИ МИНИСТЕРСТВА  
НАЦИОНАЛЬНОЙ ЭКОНОМИКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

**СВОД ПРАВИЛ  
Республики Казахстан**

**СП РК 2.03-101-2012**

**ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ НА ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ  
И ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21  
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная