

ҚУРИЛИШ МЕЪЁРЛАРИ ВА ҚОИДАЛАРИ

---

ТОШ ВА ЎЗАКТОШЛИ  
ҚУРИЛМАЛАР

ҚМҚ 2.03.07 - 98

РАСМИЙ НАШР  
(ЎЗБЕКЧА-РУСЧА)

---

ЎЗБЕКИСТОН РЕСПУБЛИКАСИ ДАВЛАТ  
АРХИТЕКТУРА ВА ҚУРИЛИШ ҚУМИТАСИ

Тошкент 1998

КМК 2.03.07-98 ТОШ ВА ЎЗАКТОШЛИ ҚУРИЛМАЛАР.  
(Давархитектқурилишқўм ЎзР.) Тошкент ш., 1998. 106 бет.

ИШЛАБ ЧИКИЛГАН: Х. Асомов номли ЎзЛИТТИ АЖ.  
(техника фанлари номзодлари Ю.А. Гамбург, С.Т. Узлов - мавзу раҳбари)

Х. Асомов номли ЎзЛИТТИ АЖ томонидан ТАКДИМ ЭТИЛГАН.

МУҲАРРИРЛАР: Ф.Ф. Бакирхонов (Давархитектқурилишқўм), А.М. Комилов,  
С.А. Ходжаев, Ю.А. Гамбург, С.Т. Узлов(Х. Асомов номли ЎзЛИТТИ АЖ.).

Лойиҳа ишлари бошқармаси томонидан ТАСДИҚЛАШГА ТАЙЁРЛАНГАН  
(Д.А. Аҳмедов), ЎзР Давлатархитектқурилишқўм фан бошқармаси

КМК 2.03.07-98 "Тош ва узактошли қурилмалар" кучга киритилиши билан.  
Ўзбекистон Республикаси ҳудудида СНиП II-22-81 уз кучини йўқотиши.

Таржимон Ибрагимов А. Х. (ЎзЛИТТИ АЖ)

Мазкур ҳужжат расмий нашр сифатида Ўзбекистон Республикаси Давархитектқу-  
рилишқўмининг руҳсатисиз тула ёки қисман чоп қилиниши, купайтирилиши ва  
тарқатилиши мумкин эмас.

Босмага руҳсат этилди 29.06.92

Бичими 60x84/8 босма тобоғи 175

Алади 1000 Нусха. Буюртма № 224

Баҳоси келишилган нарҳда

М. Ҷ. Ж. "саодат РИА" босмаҳонаси

Тошкент, Ш. Рашидов кўчаси

Ўзбекистон Республикаси Давлат архитектура ва қурилиш қўмитаси (Давархитектгўқурилишқўм)	Қурилиш меъёрлари ва қондалари	КМК 2.03.07-98
	Тош ва узактошли қурилмалар	СНиП 11-22-81 уринга

## 1 УМУМҲЙ ХОЛАТЛАР

1.1 Янги ва қайта тикланадиган бино ва иншоотларнинг тош ва узактошли қурилмаларини лойиҳалашда ушбу бобнинг меъерларига амал қилиниши керак.

1.2 Тош ва узактошли қурилмаларни лойиҳалашда қуйидаги конструктив ечим, маҳсулот ва ашеларни қўллаш лозим:

а) ташқи деворларни: ичи ғовак сопол ва бетон тош ва ғишт; ясси (плита) иситгичли ёки ғовакли тулдиргичли енгиллаштирилган ғишт девор; ғовакли тулдиргичларда қилинган бетондан ясалган яхлит тош ва блок, ғовакланган ва серғовак бетондан. Лой ёки силикатдан ясалган тулик яхлит ғишти ташқи деворни, қурук ва меъёрдаги намлик тартибли хоналарда қўллашга фақат уларни мустаҳкамлигини таъминлаш зарур бўлгандагина йўл қўйилади;

б) ҳар хил турдаги бетондан ишланган панель ва йирик блок, шунингдек ғишт ва тош деворлар;

в) 5 ва ундан кўп қаватли биноларда, сиқилишга мустаҳкамлиги бўйича маркаси камида 150 бўлган ғишт ва тош;

г) маҳаллий табиий тош маҳсулотлар;

д) 7-қисм кўрсатмаларини ҳисобга олган ҳолда, кишки ғишт териш учун музлашга қарши химик қўшимчали қоришмаларни.

*Изоҳ.* Тегишли асослар келтирилган ҳолларда ушбу бандларга қирмаган ушбу конструктив ечим, маҳсулот ва ашеларни қўллашга йўл қўйилади.

1.3 Силикат ғишт, тош ва блок; серғовак бетондан тош ва блок; ичи буш ғишт ва сопол тош; чала қуриган ҳолатда қолипланган лой ғишларни, нам тартибли хоналарда, ичкари томон юзасига буғдан ҳимояловчи қоқлақ суртиш шарти билан қўллашга йўл қўйилади. Қайд этилган маҳсулотларни, ҳул тартибли хоналарда, шунингдек ертула ва цоқоли ташқи деворларига ишлатишга йўл қўйилади. Хоналарнинг намлик тартиби "Қурилиш иссиқлик техникаси" КМК га мувофиқ қабул қилинади.

1.4 Қурилма ва унинг қисмларини мустаҳкамлиги ва усғиворлиги тиклаш ва фойдаланишда, шунингдек ташишда ва йиғма қурилмаларнинг қисмларини урнатишда таъминланиши керак.

1.5 Қурилмаларни ҳисоблашда, КМК 2.01.07-97да келтирилган, Қурилмаларни лойиҳалаштиришда, бино ва иншоотларни жавобгарлик даражасини ҳисобга олиш қондаларига мувофиқ ишонччилик коэффициентини ҳисобга олиш керак.

1.6 Бино ва иншоотларни лойиҳалашда, уларни қиш шароитида тиклаш имкониятини таъминловчи тадбирлар кўзда тутилиши керак.

## 2 МАТЕРИАЛЛАР

2.1 Тош ва узактошли қурилмалар учун ғишт, тош ва қоришмалар, шунингдек тош ва йирик блоklar тайёрлаш учун бетонлар, тегишли ГОСТ ёки РСТ талабларини қониқтириши керак ва қуйидаги марка ёки синфлари қўлланилиши керак:

Х. Асомов номидаги Ў.ДИТТИ АЖ томонидан киритилган	Ўзбекистон Республикаси Давлат архитектура ва қурилиш қўмитаси 1997 йил 15 декабрдаги 84-сон буйруғи билан тасдиқлаган	Амалга киритилиш санаси 1998 йил 1 январь.
--	---	--

а) тошлар - сиқилишга мустаҳкамлик чегараси буйича (гиштни эса-эгилишдаги мустаҳкамлигини ҳисобга олинган сиқи-лишга) - 4,7,10,15,25,35,50 (мустаҳкамлиги пас. тошлар-енгил бетон ва табиий тошлар); 75,100,125,150,200 (уртача мустаҳкам- гишт, сопол, бетон ва табиий тошлар); 250,300,400,500,600, 800,1000 (юқори мустаҳкам - гишт, табиий ва бетон тошлар);

б) бетонлар - сиқилишга мустаҳкамлиги буйича синфлари: оғири - В3,5; В5; В7,5; В12,5; В15; В20; В25; В30; ғовакли тулдиргичларда - В2; В2,5; В3,5; В5; В7,5; В12,5; В15; В20; В25; В30;

серғовак - В1; В2; В2,5; В3,5; В5; В7,5; В12,5;

йирикғовакли - В1; В2; В2,5; В3,5; В5; В7,5;

ғовакланган - В2,5; В3,5; В5; В7,5; силикатли - В12,5; В15; В20; В25; В30.

Исятгич қатлам сифатида сиқилишга мустаҳкамлик чегараси 0,7 Мпа (7кг/см<sup>2</sup>) ва 1,0 Мпа (10 кг/см<sup>2</sup>), булган, қушимча қатлам ва плита сифатида эса 1,0 Мпа (10кг/см<sup>2</sup>) дан кам бўлмаган бетонни қул-лашга қўл қўйилади;

в) коришмалар, сиқилишга мустаҳкамлик чегараси - 4,10,25,50,75,100, 150, 200;

г) тош маҳсулотлари, совукбардошлиги буйича - F10, F15, F25, F35, F50, F75, F100, F150, F200, F300.

2.2 Коришмалар, курук ҳолатдаги зичлиги, камида 1500 кг/м<sup>3</sup> булган оғир, 1500 кг/м<sup>3</sup> гача булган енгил.

2.3 Тош маҳсулотларнинг совукбардошлилик буйича лойиҳавий маркаси деворнинг ташки қисми (12 см қалинликда) ва пойдевор учун (хамма қалинлиги буйича), қурилмаларни мулжалланган хизмат муддатига қараб (лекин 100,50 ва 25 йилдан кам бўлмаган) 1-жадвалда келтирилган.

Изоҳ: Совукбардошлиликни лойиҳавий маркаси, пойдеворнинг юқори қисмига ишлатиладиган материаллар учун ўрнатилади (ҚМҚ 2.0201-98 "Бинолар ва иншоотлар заминлари"га мувофиқ аниқланган, грунгни мулазимини ҳисобий чуқурлигини яримгач).

1 - жадвал

Қурилмаларнинг тури	Қурилмаларни мулжалланган хизмат муддатига (йил) қараб, F нинг қийматлари		
	100	50	25
1. Биноларнинг ташки деворлари ёки уни қопламаси, хоналарнинг намлилиқ тартибига қараб:			
а) курук ва мезьерида	25	15	15
б) ним	35	25	15
в) ҳул	50	35	25
2. Пойдевор ва деворларнинг ер ости қисми:			
а) гиштик қопланган лой гиштдан	35	25	15
б) табиий тошлар	25	15	15

Изоҳлар: 1. Хамма турдаги бетонлардан тайёрланган тош блок ва панелларни совукбардошлилик маркаси "Бетон ва темирбетон қурилмаларни лойиҳалаш буйича ҚМҚ га мувофиқ қабул қилиниши лозим.

2. 1-жадвалда келтирилган совукбардошлилик маркалари пластик қопланган лой гишт девори учун қўйиладиган ҳолларда бир поғона пасайтирилиши мумкин, лекин F10 дан паст эмас.

а) курук ва мезьерида тартибдиги хоналарнинг (1а банд) ташки томонидан, 1-жадвалда келтирилган совукбардошлилик талабларини қониқтирувчи, қалинлиги 35 мм дан кам бўлмаган қоплама билан химояланган ташки деворлар учун қоплама гишт ва сопол томининг совукбардошлилиги, қурилмаларни хайма хизмат муддатлари учун F25 дан кам бўлмаслиги керак.

б) ним ва ҳул тартибли хоналарнинг (1б банд) ички томонидан ниммуҳофаза ски бугмуҳофаза қоплама билан химояланган ташки деворлари учун;

в) қимнам грунгларида қурилган, йулкали еки йулка қопламали биноларнинг пойдевор ва деворларнинг ер ости қисми учун, агар ер ости сувларнинг сатҳи, текисланган ер юзасидан камида 3 м дан паст бўлса, 2 банд).

3. Қалинлиги 35 мм дан кам, 1-бандда келтирилган қопламаларнинг совукбардошлилик маркаси бир поғонага кутарилади, лекин F50дан балинд эмас.

4. Пойдевор ва деворларни ер ости қисмига ишлатиладиган, 1-жадвал 2-бандда келтирилган тош материалларнинг совукбардошлилик маркаси, ер ости сувини сатҳи текисланган ер юзасидан 1 м дан кам паст бўлса, бир поғонага кутарилади.

5. Очик жойлардаги қурилмалар девори, шунингдек, ер ости сувлари сатҳи ўзгариб турадиган жойларда қурилган (тиргович девор, ҳовуз, тарнов, ёндама тошлар ва ш.у) иншоотларни қурилмалари тошларнинг совукбардошлилик маркаси УЗР Давархитектқурилишқуми маъқулаган ёки тасдиқлаган мезьерий ҳужжатлар буйича қабул қилинади.

6. УЗР Давархитектқурилишқуми билан келишилган ҳолда, табиий тош материалларга совукбардошлиликка синов ўтказиш талаби қўйилмаслиги мумкин, чунки улар, олинган қурниш тажрибасида ухшаш шароитларда эксплуатация қилинган, етарли даражада совукбардошлилигини қурсатдилар.

2.4 "Бетон ва темирбетон қурилмаларни лойиҳалаш" ҚМҚ га мувофиқ, тош қурилмаларни узаклаш учун:

турсимон узаклаш учун - АІ(А240) ва ВрІ синф узак қўллаш лозим;

буйлама ва кундаланг узак, узак зулфин ва боғлама учун - АІ(А240), АІІ (А300) ва ВрІ (3.19 банд курсатмаларини ҳисобга олиб) синф узаклар қўллаш лозим.

Қуйма деталлар ва бирлаштирувчи устамалар учун "Пулат қурилмаларни лойиҳалаш" ҚМҚ сига мувофиқ пулат қўлланилади.

3 ХИСОБИЙ ХУСУСИЯТЛАРИ

Ҳисобий қаршиликлари

3.1 Терим қаторини баландлиги 50-150 мм, кенлиги 12 мм гача булган тирқишсимон тик бушликли ҳамма турдаги гишт ва сопол тошлардан, оғир қоришмада бажарилган деворни сиклишга ҳисобий қаршилиги 2-жадвалда келтирилган.

3.2 Оғир қоришмада, титратма гишт деворнинг сиклишга ҳисобий қаршилиги  $R_k$  3-жадвалда келтирилган.

2-жадвал

Гишт ёки тошнинг маркаси	Терим қаторини баландлиги 50-150 мм, кенлиги 12 мм гача булган тирқишсимон тик бушликли ҳамма турдаги гишт ва сопол тошлардан, оғир қоришмаларда бажарилган деворни сиклишга ҳисобий қаршилиги $R_k$ МПа (кг/см <sup>2</sup> ) қоришманинг ушбу маркаларида							Қоришмани мустаҳкамлиги		
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2 (2)	ноль
300	3,9 (39)	3,6 (36)	3,3 (33)	3,0 (30)	2,8 (28)	2,5 (25)	2,2 (22)	1,8 (18)	1,7 (17)	1,5 (15)
250	3,6 (36)	3,3 (33)	3,0 (30)	2,8 (28)	2,5 (25)	2,2 (22)	1,9 (19)	1,6 (16)	1,5 (15)	1,3 (13)
200	3,2 (32)	3,0 (30)	2,7 (27)	2,5 (25)	2,2 (22)	1,8 (18)	1,6 (16)	1,4 (14)	1,3 (13)	1,0 (10)
150	2,6 (26)	2,4 (24)	2,2 (22)	2,0 (20)	1,8 (18)	1,5 (15)	1,3 (13)	1,2 (12)	1,0 (10)	0,8 (8)
125	—	2,2 (22)	2,0 (20)	1,9 (19)	1,7 (17)	1,4 (14)	1,2 (12)	1,1 (11)	0,9 (9)	0,7 (7)
100	—	2,0 (20)	1,8 (18)	1,7 (17)	1,5 (15)	1,3 (13)	1,0 (10)	0,9 (9)	0,8 (8)	0,6 (6)
75	—	—	1,5 (15)	1,4 (14)	1,3 (13)	1,1 (11)	0,9 (9)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,5 (5)
50	—	—	—	1,1 (11)	1,0 (10)	0,9 (9)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,5 (5)	0,35 (3,5)
35	—	—	—	0,9 (9)	0,8 (8)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,45 (4,5)	0,4 (4)	0,25 (2,5)

Изоҳ: Маркаси 4 дан 50 гача булган қоришмаларда бажарилган теримни ҳисобий қаршилигини, пасайтирувчи коэффициент қўллан, камайтириш керак: 0,85 - силлик қаттик цементли қоришмада (оҳак ёки лой қўшимчасиз), енгил ва оҳакли, муддати 3 ой булган қоришмаларда бажарилган терим учун; 0,9 - цементли (оҳак ёки лойсиз), органик пластификаторли қоришмаларда бажарилган теримлар учун.

Олий сифатли терим учун сиклишга ҳисобий қаршилигини камайтириш талаб қилинмида қоришма қатлам(чок) райка ичига олиб, қоришма рейка билан текислаб, зичланиши. Лойиҳада ошдий терим ва юқори сифатли терим учун қоришма маркаси курсатилади.

3-жадвал

Гиштни маркаси	Титратма гишт теримини сиклишга ҳисобий қаршилиги $R_k$ , МПа (кг/см <sup>2</sup> ) оғир қоришмаларнинг ушбу маркаларида				
	200	150	100	75	50
300	5,6(56)	5,3(53)	4,8(48)	4,5(45)	4,2(42)
250	5,2(52)	4,9(49)	4,4(44)	4,1(41)	3,7(37)
200	4,8(48)	4,5(45)	4,0(40)	3,6(36)	3,3(33)
150	4,0(40)	3,7(37)	3,3(33)	3,1(31)	2,7(27)
125	3,6(36)	3,3(33)	3,0(30)	2,9(29)	2,5(25)
100	3,1(31)	2,9(29)	2,7(27)	2,6(26)	2,3(23)
75	—	2,5(25)	2,3(23)	2,2(22)	2,0(20)

Изоҳлар: 1. Титратма столида титратилган гишт теримини сиклишга ҳисобий қаршилиги,

3-жадвал буйича, 1,05 коэффициент билан қабул қилинади.

2. Қалинлиги 30 см дан ошдиқ титратмагишт теримининг сиклишга ҳисобий қаршилиги 3-жадвал буйича, 0,85 коэффициент билан қабул қилинади.

3. 3-жадвалда келтирилган ҳисобий қаршиликлар, теримни эни 40 см ва ундан ошдиқ жойларига тегишсиздир. Уз-ўзини кўтаридиган ва юқлама кўтармайдиган декорларни айрим жойларини эни 25 дан 28 см гача бўлишга йул қўйилади, бу ҳолда теримни ҳисобий қаршилигини 0,8 коэффициент билан қабул қилиш керак.

Бетон синфи	Тош мар-каси	Терим катори баландини 500-1000 мм. ҳамма тур бетондан ясалган яхлит йирик блоklar ва табиий тош блоklar (арраланган ёки эда йунилган) теримини сиқилишга ҳисобий қаршилиги R, МПа (кг/см <sup>2</sup> )							Қоришмани мустаҳкамлиги -ги нол бўлганда
		Қоришма маркаси							
		200	150	100	75	50	25	10	
—	1000	17,9(179)	17,5(175)	17,1 (171)	16,8(168)	16,5(165)	15,8(158)	14,5(145)	11,3(113)
—	800	15,2(152)	14,8(148)	14,4(144)	14,1 (141)	13,8(138)	13,3(133)	12,3(123)	9,4(94)
—	600	12,8(128)	12,4(124)	12,0(120)	11,7(117)	11,4(114)	10,9(109)	9,9(99)	7,3(73)
—	500	11,1(111)	10,7(107)	10,3(103)	10,1 (101)	9,8(98)	9,3 (93)	8,7(87)	6,3(63)
B30	400	9,3(93)	9,0(90)	8,7(87)	8,4(84)	8,2(82)	7,7(77)	7,4(74)	5,3(53)
B25	300	7,5(75)	7,2(72)	6,9(69)	6,7(67)	6,5(65)	6,2(62)	5,7(57)	4,4(44)
B20	250	6,7(67)	6,4(64)	6,1 (61)	5,9(59)	5,7(57)	5,4(54)	4,9(49)	3,8(38)
B15	200	5,4(54)	5,2(52)	5,0(50)	4,9(49)	4,7(47)	4,3(43)	4,0(40)	3,0(30)
B12,5	150	4,6(46)	4,4 (44)	4,2 (42)	4,1(41)	3,9(39)	3,7(37)	3,4(34)	2,4 (24)
B7,5	100	—	3,3(33)	3,1(31)	2,9(29)	2,7(27)	2,6(26)	2,4(24)	1,7(17)
B5	75	—	—	2,3(23)	2,2(22)	2,1(21)	2,0(20)	1,8(18)	1,3(13)
B3,5	50	—	—	1,7(17)	1,6(16)	1,5(15)	1,4(14)	1,2(12)	0,85(8,5)
B2,5	35	—	—	—	—	1,1(11)	1,0(10)	0,9(9)	0,6(6)
B2	25	—	—	—	—	0,9(9)	0,8(8)	0,7(7)	0,5 (5)

Изоҳлар: 1. Баландини 1000 мм дан ошқ йирик блоklar теримини сиқилишга ҳисобий қаршилиги 4-жадвал бўйича, 1,1 коэффициент билан қабул қилинади.

2. Табиий тошни маркаси қилиб, ГОСТ 10180-90 ва ГОСТ 8462-85 лар талабларига мувофиқ сиқилган илдоза куб-нужасини сиқилишга мустаҳкамлик, МПа (кг/см<sup>2</sup>) чегараси қабул қилиниши керак.

3. Йирик бетон блок ва табиий тош блоklarдан, қоришмани чоки рамка ичига олиниб, рейка билан текислаб, зичланган теримини сиқилишга ҳисобий қаршилигини 4-жадвал бўйича, 1,2 коэффициент билан қабул қилиш мумкин.

Тош мар-каси	Терим катори баландини 200-300 мм. яхлит бетон, гачбетон ва табиий тошлар (арраланган ёки тоза йунилган) теримини сиқилишга ҳисобий қаршилиги R, МПа (кг/см <sup>2</sup> )									
	Қоришма маркаси								Қоришма мустаҳкамлиги	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2 (2)	ноль
1000	13,0(130)	12,5(125)	12,0(120)	11,5(115)	11,0(110)	10,5(105)	9,5 (95)	8,5(85)	8,3(83)	8,0 (80)
800	11,0(110)	10,5(105)	10,0(100)	9,5 (95)	9,0 (90)	8,5 (85)	8,0(80)	7,0(70)	6,8(68)	6,5 (65)
600	9,0(90)	8,5(85)	8,0(80)	7,8(78)	7,5(75)	7,0(70)	6,0(60)	5,5(55)	5,3(53)	5,0(50)
500	7,8(78)	7,3(73)	6,9(69)	6,7(67)	6,4(61)	6,0(60)	5,3(53)	4,8(48)	4,6(46)	4,3(43)
400	6,5(65)	6,0(60)	5,8(58)	5,5(55)	6,3(53)	5,0(50)	4,5(45)	4,0(40)	3,8(38)	3,5(35)
300	5,8(58)	4,9(49)	4,7 (47)	4,5 (45)	4,3(43)	4,0(40)	3,7(37)	3,3(33)	3,1 (31)	2,8(28)
200	4,0(40)	3,8(38)	3,6(36)	3,5 (35)	3,3(33)	3,0(30)	2,8(28)	2,5(25)	2,3 (23)	2,0 (20)
150	3,3(33)	3,1 (31)	2,9(29)	2,8(28)	2,6(26)	2,4 (24)	2,2 (22)	2,0(20)	1,8(18)	1,5(15)
100	2,5(25)	2,4(24)	2,3 (23)	2,2 (22)	2,0(20)	1,8(18)	1,7(17)	1,5(15)	1,3(13)	1,0(10)
75	—	—	1,9(19)	1,8(18)	1,7(17)	1,5(15)	1,4(14)	1,2(12)	1,1(11)	0,8(8)
50	—	—	1,5(15)	1,4(14)	1,3(13)	1,2(12)	1,0(10)	0,9(9)	0,8(8)	0,6(6)
31,5	—	—	—	—	1,0(10)	0,95(9,5)	0,85(8,5)	0,7(7)	0,6(6)	0,45(4,5)
25	—	—	—	—	0,8(8)	0,75(7,5)	0,65(6,5)	0,55(5,5)	0,5(5,5)	0,35(3,5)
15	—	—	—	—	—	0,5(5)	0,45(4,5)	0,38(3,8)	0,35 (3,5)	0,25(2,5)

Изоҳлар: 1. Қураш ва иралаш қураш ёқилишдан қолган шлак қўлланилиб тайёрланган, яхлит шлакбетон тош теримини ҳисобий қаршилиги, 5-жадвал бўйича, 0,8-коэффициент билан қабул қилиниши керак.

2. Гачбетон тошларни, хизмат муддати факат 25 йилгача (2,3. башига қаралени) бўлган деворга ишлатишга йўл қўйилади; бу ҳолда теримини ҳисобий қаршилиги 5 - жадвал бўйича, ушбу коэффициентлар билан қабул қилинади: 0,7 - қуруқ иклимги жойлардаги ташқи деворлар; 0,5 - бошқа жойларда; 0,8 - ички деворлар учун. Иклимий ҳудудлар «Қурилиш иссиқлик техникаси» ҚМК га мувофиқ қабул қилинади.

3. Цемент пастаси еки ошми таркибли, чок қалинлиги 5 мм дан ошмаган қоришмаларда, улчамлар қўйими ± 2 мм дан ошмаган, текис юзали маркаси 150 ва ушдан юқори бўлган, бетон ва табиий тош теримини ҳисобий қаршилигини 5-жадвал бўйича, 1,3 коэффициент билан қабул қилишга йўл қўйилади.

6 - жадвал

Тош маркаси	Терим қатори баландлиги 200-300 мм, ичи буш бетон тош теримини сиқилишга ҳисобий қаршилиги R, МПа (кг/см <sup>2</sup> )							
	Қоришма маркаси						Қоришма мустаҳкамлиги	
	100	75	50	25	10	4	0,2 (2)	ноль
150	2,7 (27)	2,6 (26)	2,4 (24)	2,2 (22)	2,0 (20)	1,8 (18)	1,7 (17)	1,3 (13)
125	2,4 (24)	2,3 (23)	2,1 (21)	1,9 (19)	1,7 (17)	1,6 (16)	1,4 (14)	1,1 (11)
100	2,0 (20)	1,8 (18)	1,7 (17)	1,6 (16)	1,4 (14)	1,3 (13)	1,1 (11)	0,9 (9)
75	1,6 (16)	1,5 (15)	1,4 (14)	1,3 (13)	1,1 (11)	1,0 (10)	0,9 (9)	0,7 (7)
50	1,2 (12)	1,15 (11,5)	1,1 (11)	1,0 (10)	0,9 (9)	0,8 (8)	0,7 (7)	0,5 (5)
35	—	1,0 (10)	0,9 (9)	0,8 (8)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,55 (5,5)	0,4 (4)
25	—	—	0,7 (7)	0,65 (6,5)	0,55 (5,5)	0,5 (5)	0,45 (4,5)	0,3 (3)

Изоҳлар: Кулранг ва аралаш қумир сиқилишдан қолган шлак қўлғанинб тайёрланган ичи буш шлакбетон тош, шунингдек ичи буш ганчбетон тош теримини сиқилишга ҳисобий қаршилигини.

5 - жадвалдаги изоҳларнинг 1 ва 2 баддларига мувофиқ пайсайтириш лозим.

7 - жадвал

Терим тури	Тош маркаси	Мустаҳкамлиги нисб. туғри шаклдаги (арраланган) еки тоза йўнлган) табиний тош теримини сиқилишга ҳисобий қаршилиги R, МПа (кг/см <sup>2</sup> )				
		Қоришма маркаси			Қоришма мустаҳкамлиги	
		25	10	4	0,2 (2)	ноль
1. Терим қатори баландлиги 150 мм гача булган табиний тошдан	25	0,6(6)	0,45(4,5)	0,35(3,5)	0,3(3)	0,2(2)
	15	0,4(4)	0,35(3,5)	0,25(2,5)	0,2 (2)	0,13(1,3)
	10	0,3(3)	0,25(2,5)	0,2(2)	0,18(1,8)	0,1(1)
	7	0,25(2,5)	0,2 (2)	0,18(1,8)	0,15(1,5)	0,07(0,7)
2. Шундай, қатор баландлиги 200-300 мм	10	0,38(3,8)	0,33(3,3)	0,28(2,8)	0,25(2,5)	0,2(2)
	7	0,28(2,8)	0,25(2,5)	0,23(2,3)	0,2(2)	0,12(1,2)
	4	—	0,15(1,5)	0,14(1,4)	0,12(1,2)	0,08(0,8)

8 - жадвал

Синик харсанг тош маркаси	Синик харсангтош теримини сиқилишга ҳисобий қаршилиги R, МПа (кг/см <sup>2</sup> )							
	Қоришма маркаси						Қоришма мустаҳкамлиги	
	100	75	50	25	10	4	0,2 (2)	ноль
1000	2,5 (25)	2,2(22)	1,8(18)	1,2(12)	0,8(8)	0,5(5)	0,4(4)	0,33(3,3)
800	2,2(22)	2,0(20)	1,6(16)	1,0(10)	0,7(7)	0,45(4,5)	0,33(3,3)	0,28(2,8)
600	2,0(20)	1,7(17)	1,4(14)	0,9(9)	0,65(6,5)	0,4(4)	0,3(3)	0,22(2,2)
500	1,8(18)	1,5(15)	1,3(13)	0,85(8,5)	0,6(6)	0,38(3,8)	0,27(2,7)	0,18(1,8)
400	1,5(15)	1,3(13)	1,1(11)	0,8(8)	0,55(5,5)	0,33(3,3)	0,23(2,3)	0,15(1,5)
300	1,3(13)	1,15(11,5)	0,95(9,5)	0,7(7)	0,5 (5)	0,3(3)	0,2(2)	0,12(1,2)
200	1,1 (11)	1,0(10)	0,8(8)	0,6 (6)	0,45(4,5)	0,28(2,8)	0,18(1,8)	0,08(0,8)
150	0,9(9)	0,8(8)	0,7(7)	0,55(5,5)	0,4 (4)	0,25(2,5)	0,17(1,7)	0,07(0,7)
100	0,75(7,5)	0,7(7)	0,6(6)	0,5(5)	0,35(3,5)	0,23(2,3)	0,15(1,5)	0,05(0,5)
50	—	—	0,45(4,5)	0,35(3,5)	0,25(2,5)	0,2(2)	0,13(1,3)	0,03(0,3)
35	—	—	0,36(3,6)	0,29(2,9)	0,22(2,2)	0,18(1,8)	0,12(1,2)	0,02(0,2)
25	—	—	0,3(3)	0,25 (2,5)	0,2(2)	0,15(1,5)	0,1(1)	0,02(0,2)

Изоҳлар: 1.8 - жадвалда келтирилган ҳисобий қаршилиқлар, 3 см мушдатли, 4 ва ундан юкори маркали қоришма харсангтош терими учун. Бу ҳолда қоришманн маркаси 28 кушга аниқланади. 28 куш мушдатдаги 4 ва ундан юкори маркали қоришманн теримини 8-жадвалда келтирилган ҳисобий қаршилиқни 0,8 коэффициент билан қабул қилиш керак.

2. Яссқ харсангтош теримн учун 8-жадвалда келтирилган ҳисобий қаршилиқни 1,5 коэффициентга қўзайтириш керак.

3. Ҳамма томони туғроқ билан тулдирилган нойдеворни харсангтош теримини ҳисобий қаршилигини: ҳандақ бушлиқлари сунида туғроқ билан тулдирилган теримда 0,1 МПа (кг/см<sup>2</sup>);буйлама ҳандақларда, тегилмаган туғроқли ёп четига «тираб» бажарилган ва устама қурилган теримда 0,2 (2кг/см<sup>2</sup>) га қўтариш мумкин.

Харсангтош бетон тури	Харсангтошбетонни (титратилмаган) сикилишга ҳисобий қаршилиги R, МПа (кг/см <sup>2</sup> ) бетонни тушу синфида					
	B15	B12,5	B7,5	B5	B3,5	B2,5
Синик харсанг тошли ушбу маркада	4(40)	3,5(35)	3(30)	2,5 (25)	2,0(20)	1,7(17)
200 ва ортик	—	—	—	2,2 (22)	1,8(18)	1,5(15)
100	—	—	—	2,0(20)	1,7(17)	1,3(13)
50 ёки синик гиштли	—	—	—	—	—	—

Изоҳ. Харсангтошбетон титратилмаган, сикилишга ҳисобий қаршилиги 1,15 коэффициент билан олинмиши керак.

3.3 Терим қаторини баландлиги 500-1000 мм, ҳамма тур бетондан ясалган яхлит йирик блоклар ва табиий тош блоклар (аррааланган ёки тоза йунилган) теримини сикилишга ҳисобий қаршилиги R, 4-жадвалда келтирилган.

3.4-Терим қатори баландлиги 200-300 мм, яхлит бетон ва табиий тошлар (арраланган ёки тоза йунилган) теримини сикилишга ҳисобий қаршилиги 5-жадвалда келтирилган.

3.5 Қатор баландлиги 200-300 мм, ичи буш бетон тош теримини сикилишга ҳисобий қаршилиги R 6-жадвалда келтирилган.

3.6 Қатор баландлиги 150 мм гача, табиий тош (арраланган ёки тоза йунилган) теримини сикилишга ҳисобий қаршилиги R 7-жадвалда келтирилган.

3.7 Синик харсангтош теримини сикилишга ҳисобий қаршилиги R, 8-жадвалда келтирилган.

3.8 Харсангтошбетонни (титратилмаган) сикилишга ҳисобий қаршилиги, 9-жадвалда келтирилган.

3.9 Ичи буш силикат (диаметри 35 мм гача, думалок бушликли, бушлик-лиги 25 % гача булган) калинлиги 88мм гишт ва 138 мм ли тош теримини сикилишга ҳисобий қаршилиги, 2-жадвал буйича, қуйидаги коэффициентлар билан қабул қилиш мумкин: мустаҳкамлиги нол ва 0,2 Мпа(2 кг/см<sup>2</sup>) булган қоринчаларда-0,8;

маркаси 4.10,25 ва ортик қоринчаларда - 0,85; 0,9 ва 1 тегишли равишда.

3.10 Қатор<sup>а</sup> баландлиги 150 дан 200мм гача булган оралик улчамли теримни сикилишга ҳисобий қаршилиги, 2 ва 5-жадвалда келтирилган сонларнинг ўртача арифметик қиммати сифатида, қатор баландлиги 300 дан 500 мм гача булганда-4 ва 5-жадвалда қабул қилин-

ган қийматлар уртасида интерполяциялаш билан аниқланади.

3.11 2-8 жадвалда келтирилган, теримни сикилишга ҳисобий қаршилиги, ишлаш шаронгини қуйидаги коэффициентларига кўпайтириш керак:

а) 0,8 - кесим юзаси 0,3 м<sup>2</sup> дан кам устун ва оралик денор учун;

б) 0,6 - оддий гишздан (нолекал) бажарилган, тўрсимон узакланган доира кесимли унсурлар учун;

в) 1,1 - оғир бетон ва табиий тош ( $\gamma \geq 1800$  кг/м<sup>3</sup>) дан қилинган йирик блок ва тошлар учун.

0,9 - мустаҳкамлиги буйича синфи В25 дан юқори булган автоклав серговак ва силикат бетондан ясалган блок ва тош терими учун.

0,8 - йирик говакли ва новавтоклав серговак бетонлардан ясалган блок ва тош терими учун.

Серговак бетонларни тури У3 РСТ 680-96 га мувофиқ қабул қилинади.

0,7 - Б турдаги серговак бетондан ясалган блок ва тош терими учун. Серговак бетонлар тури У3 РСТ 680-96 га мувофиқ қабул қилинади.

г) 1,15 - қоринча узок муддат давомида қотган терим учун (1 йилдан ошқ).

д) 0,85-ишкор қўшимчали қоринчада бажарилган силикат терим учун;

с) музлатиш усули билан бажарилган кишки терим учун- 33-жадвал буйича ишлаш шартли коэффициентлари  $\gamma_c / 1$  га.

3.12 Ҳар хил турдаги йирик ичи буш бетон блок теримини сикилишга ҳисобий қаршилиги, тажрибавий маълумотлар буйича урнатилади. Бундай маълумотлар булмаса, ҳисобий қаршиликларни 4-жадвал буйича, қуйидаги коэффициентлар билан қабул қилиш лозим:

0,9 - блокларни бушликлиги  $\leq 5\%$

0,5 - блокларни бушликлиги  $\leq 25\%$



0,25 - блокларни бушлиқлиги  $\leq 45\%$  бушлиқлик фойзи, урта уфқий кесим буйича аниқланади.

Бушлиқлик фойзини оралик кийматлари учун, кўрсатилган коэффициентларни интерполяция билан аяқлаш лозим.

3.13 Табiiй тош теримини 4,5 ва 7-жадвалда кўрсатилган сиқилишга ҳисобий қаршилигини қуйидаги коэффициент билан қабул қилиш керак:

0,8 - яримтексис йўнилган (10 мм гача буртик) тош терими учун.

0,7 - йирик йўнилган (20 мм гача буртик) тош терими учун.

3.14 Ҳом гишт ва гувалар теримини сиқилишга ҳисобий қаршилигини 7-

жадвал буйича қуйидаги коэффициентлар билан қабул қилиш лозим:

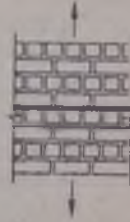
0,7 - қурак иқлимли жойларда ташки девор учун;

0,5 - шундай, бошқа жойларда;

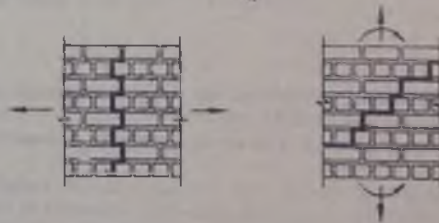
0,8 - ички деворлар учун.

Ҳом гишт ва гуваларни қўллаш, мулжалланган хизмат муддати фақат 25 йилдан кўп бўлмаган бино деворлари учун рухсат этилади.

3.15 Яхлит тошлиқ, цемент-оҳакли, цемент-лой ва оҳакли қоршмаларда ба-жарилган теримни ётиқ ва тик чокларидан утувчи кесимини ҳисоблашда ўқ бўйлаб чўзилишга  $R_{10}$ , эгилиб чўзилишга  $R_{10}$ , ва эгилишда бош чўзувчи кучланишларга  $R_{10}$ , кесилишга  $R_{10}$  теримни ҳисобий қаршили- ги 10-жадвалда келтирилган.



1-расм  
Теримни боғланмиган кесими буйича чўзилиши.



2-расм  
Теримни чўзилиши:  
а) боғланадиган кесими буйича  
б) қиш штроба буйича



3-расм  
Теримни эгилишдаги боғланадиган кесими буйича чўзилиши

Қушланбандық дәлелінің түрі	Белгі-ланіші	Қорыма маркасы				Қорыма му-стақамлығы 0,2(2)
		50 ва жоқ-ри	25	10	4	
		Яқлит тошли, цемент-оқакли, цемент-лоісі ва оқакли қорыма-да бажарылған теримни ётик ва тик чоклардан ұтувчи кесимини ҳисоблашда, уқ буйлаб чўзилишга, эгилиб чўзилишга, кесилишга ва эгилишга бош чўзувчи қушланишларга теримни ҳисобий қар-шиликлари $R, M_{10}(кг/см^2)$				
А. Уқ буйлаб чўзилиш.	$R_c$					
1. Боғланмаған кесим буйи-ча, теримни ҳамма турлари учун. (мельерий боғланиш: 1-расм)		0,08(0,8)	0,05(0,5)	0,03(0,3)	0,01(0,1)	0,005(0,05)
2. Боғланған кесим буйи-ча (2-а расм):	$R_{cb}(R_{cb})$					
а) тўғри шаклли тош терим учун;		0,16(1,6)	0,11(1,1)	0,05(0,5)	0,02(0,2)	0,01(0,1)
б) харсангтош терим учун;		0,12(1,2)	0,08 (0,8)	0,04(0,4)	0,02(0,2)	0,01(0,1)
Б. Эгилиб чўзилиш.	$R_{cb}$					
3. Боғланмаған кесим буйи-ча, теримни барча тур-лари учун ва қийшиқ штроба буйи-ча(эгилишда бош чўзувчи қушланишлар 2-б расм)		0,12(1,2)	0,08(0,8)	0,04(0,4)	0,02(0,2)	0,01(0,1)
4. Боғланған кесим буйи-ча (3-расм):	$R_{cb}$					
а) тўғри шаклли тош терим учун (3-расм);		0,25(2,5)	0,16(1,6)	0,08(0,8)	0,04(0,4)	0,02(0,2)
б) харсангтош терим учун		0,18(1,8)	0,12(1,2)	0,06(0,6)	0,03(0,3)	0,015(0,15)
В. Кесилиш.	$R_{cb}$					
5. Боғланған кесим буйи-ча теримни ҳамма турлари учун (уринма боғланиш)		0,16(1,6)	0,11(1,1)	0,05(0,5)	0,02(0,2)	0,01(0,1)
6. Харсангтош терим учун боғланған кесим буйи-ча		0,24 (2,4)	0,16(1,6)	0,08(0,8)	0,04(0,4)	0,02(0,2)

**Изоҳлар:** 1. Ҳисобий қаршилиқлар, қуш йуналишига тик ёки параллель (кесилишда) бўлган, теримни узиллиш ёки кесилиш кесимининг ҳамма эҳсанга тегишли.

2. 10-жадвалда келтирилган, теримни ҳисобий қаршилиқларини, қуйидаги коэффициентлар билан қабул қилиш керак:

титратиш столида титратилган гишт терим учун, алоҳида таъсирга ҳисоблангангадеч - 1,4; пластик ҳолда қилинган лой гишдан титратилган терим учун, шунингдек, тешикли ва узунчок тешикли гишдан ва ичи буш бетон тошлардан ошдий терим учун - 1,25; лой ёки оқак қушилмаган қаттиқ цемент қорымада бажарилган титратилмаган гишт терим учун - 0,75; яқлит ва ичи буш силикат гишт терим учун - 0,7; майда (барҳон) қумида тапёрланган силикат гишт терим учун тажрибавий рақамлар буйи-ча; музлатиш усули билан бажарилган, қийшиқ терим учун - 33-жадвал буйи-ча.

(33) формула буйи-ча ёриқий очилишга ҳисоб бажаришда, барча турдаги теримлар учун, эгилиб чўзилишга ҳисобий қаршилиқни, ушбу изоҳда қўрсатилган коэффициентларни ҳисобга олмасдан, 10-жадвал буйи-ча қабул қилиш керак.

3. Тўғри шаклли гишт (тош)ни боғланиш чуқурлигини, терим қатори баландлигига нисбати бирдан кам бўлганда, теримни боғланған кесими буйи-ча эгилиб чўзилишга ва уқ буйлаб чўзилишга ҳисобий қаршилиқни 10-жадвалда қўрсатилган қаттиқликларга тенг қабул қилиниб, боғланиш чуқурлигини қатор баландлигига нисбати қийметига қуйайтирилади.

11-жадвал

Кучланишлик ҳолати тури	Белгила-ниши	Туғри шаклли гишт ва тош теримини, гишт ёки тош буйича утган боғланган кесимини ҳисоблашда, ук буйлаб чузилишга, эгилиб чузилишга, кесилишга ва эгулишдаги бош чузувчи кучланишларга ҳисобий қаршилиги R, МПа (кг/см <sup>2</sup> ) тошни ушбу миқдорларида								
		200	150	100	75	50	35	25	15	10
1. Ўк буйлаб чузилиш.	R <sub>1</sub>	0,25 (2,5)	0,2 (2)	0,18(1,8)	0,13(1,3)	0,1 (1)	0,08(0,8)	0,06(0,6)	0,05(0,5)	0,03 (0,3)
2. Эгилиб чузилиш ва бош чузувчи кучланишлар.	R <sub>1b</sub> R <sub>1w</sub>	0,4 (4)	0,3 (3)	0,25(2,5)	0,2 (2)	0,16 (1,6)	0,12(1,2)	0,1 (1)	0,07(0,7)	0,05 (0,5)
3. Кесилиш.	R <sub>1c</sub>	1,0(10)	0,8 (8)	0,65 (6,5)	0,55 (5,5)	0,4(4)	0,3 (3)	0,2 (2)	0,14(1,4)	0,09 (0,9)

*Изоҳлар:* 1. Ўк буйлаб чузилишга R<sub>1</sub>, эгилиб чузилишга R<sub>1b</sub> ва бош чузувчи кучланишларга ҳисобий қаршилиқлар терим узилиш кесими ҳаммасига тегишли R<sub>1w</sub>.

2. Боғланган кесим буйича кесилишга ҳисобий қаршилиқ R<sub>1c</sub>, фақат гик чок кесими исаси чиқариб таъинланган гишт ёки тош кесимигагина тегишли.

12-жадвал

Кучланишлик ҳолатини тури	Белгила-ниши	Ҳарсангтош бетонни ук буйлаб чузилишга, бош чузувчи кучланиш ва эгилиб чузилишга ҳисобий қаршилиги R, МПа (кг/см <sup>2</sup> ) бетонни ушбу синфида					
		B15	B12,5	B7,5	B5	B3,5	B2,5
1. Ўк буйлаб чузилиш ва бош чузувчи кучланишлар.	R <sub>1</sub> R <sub>1w</sub>	0,2(2,0)	0,18(1,8)	0,16(1,6)	0,14(1,4)	0,12(1,2)	0,1(1,0)
2. Эгилиб чузилиш.	R <sub>1b</sub>	0,27 (2,7)	0,25 (2,5)	0,23(2,3)	0,2(2,0)	0,18(1,8)	0,16(1,6)

13-жадвал

Қурилмани ўзаклаш тури	Ўзакни ушбу синфлари учун ишлаш шароити коэффицентлари γ <sub>с</sub>		
	A-I	A-II	Bp-I
1. Турсимон узаклаш	0,75	—	0,6
2. Теримда буйлама узак:			
а) чузилган буйлама узак	1	1	1
б) худди шундай, сикилган	0,85	0,7	0,6
в) букилган узак ва хомутлар	0,8	0,8	0,6
3. зулфин ва теримдаги боғламалар:			
а) маркаси 25 ва ундан юқори қоришмада:	0,9	0,9	0,8
б) маркаси 10 ва ундан паст қоришмада	0,5	0,5	0,6

*Изоҳлар:* 1. Бошқа турдаги узак пўлатлари қурилмада, ҳисобий қаршилиқлар «Бетон ва темирбетон қурилмаларни лойиҳалаш» буйича ҚМҚ да келтирилганидан ошмаслиги керак АП(А300) ёки ВрI га мутоносиб (мас, баробар).

2. Мувағиш усулида бажаришган қишқи теримда, турсимон узакланган узакни ҳисобий қаршилигини 13-жадвалда келтирилган қўшимча, ишлаш шароити коэффицентини γ<sub>с</sub> билан қабул қилиш керак.

3.16 Туғри шаклли гишт ва тош теримини, гишт ёки тош буйича утган боғланган кесимини ҳисоблашда, ук буйлаб чузилишга R<sub>1</sub>, эгилиб чузилишга R<sub>1b</sub>, кесилишга R<sub>1c</sub> ва эгилишдаги бош чузувчи кучланишларга R<sub>1w</sub> ҳисобий қаршилиги RМПа (кг/см<sup>2</sup>) 11-жадвалда келтирилган.

3.17 Ҳарсангтош бетонни ук буйлаб чузилишга R<sub>1</sub>, бош чузувчи кучланишларга R<sub>1w</sub> ва эгилиб чузилишга R<sub>1b</sub> ҳисобий қаршилиги 12-жадвалда келтирилган.

3.18. Табiiй тош теримини кучланишлик ҳолатини барча турлари учун ҳисобий қаршилигини, расмий равишда тасдиқланган тажрибавий тадқиқотлар асосида тузилган махсус курсатмалар буйича аниқлашга йўл қўйилади.

3.19 Ўзакни "Бетон ва темирбетон қурилмаларини лойиҳалаш" буйича ҚМҚ га мувофиқ қабул қилинган ҳисобий қаршилигини R<sub>с</sub> қурилмаларни ўзаклаш турига қараб, 13-жадвалда келтирилган ишлаш шароити коэффицентини γ<sub>с</sub> га қўлайтириш керак.

Қисқа муддатли ва давомли кўчдан теримни қайишқоклик ва шакл ўзгариш модули, теримни қайишқоклик хусусиятлари киришишдаги шакл ўзгариши, бўйлама кенгайиш ва ишқаланиш коэффициентлари.

3.20 Қисқа муддатли юкламаламаламдан теримни қайишқоклик модули (деформациянинг бошланғич модули)  $E_0$ :

$$E_0 = \alpha R_u \quad (1)$$

$$E_0 = \alpha R_{skv} \quad (2)$$

қабул қилиниши лозим. (1) ва (2) формулаларда  $\alpha$  - теримни қайишқоклик хусусияти. 3.21 банд бўйича қабул қилинади. Тўрсимон узакланган теримни қайишқоклик модули, узакланмаган теримникидек қабул қилинади.

Бўйлама узакланган теримни қайишқоклик хусусиятини, узакланмаган теримникидек қабул қилиш лозим.

$R_u$  - теримни сиқилишга вақтинчалик қаршилиги (мустваҳкамликни уртача чегараси)

$$R_u = kR \quad (3)$$

формула билан аниқланади.

$k$  - 14-жадвал бўйича қабул қилинадиган коэффициент;

$R$  - теримни ҳисобий қаршилигини. 2-9 жадваллар бўйича, шу жадвал изоҳларида, шунингдек 3.9-3.14 бандларда келтирилган коэффициентларни ҳисобга олиб қабул қилинади.

14-жадвал

Терим тури	Коэффициентлар $k$
1. Гишт ва тошни ҳамма тури, йирик блок, синик ҳарсанг ва ҳарсангтош бетон, титратилган гишт.	2.0
2. Серғовак бетондан ясалган йирик ва майда блоклардан	2.25

Тўрсимон узакланган теримни қайишқоклик хусусиятини формула

$$\alpha_u = \alpha \frac{R_u}{R_{skv}} \quad (4)$$

бўйича аниқлаш лозим.

(2) ва (4) формулаларда  $R_{skv}$  - қатор баландлиги 150 мм дан ошмаган, гишт ёки тош узакланган теримни сиқилишга вақтинчалик қаршилиги (мустваҳкамликни уртача чегараси):

бўйлама узакли терим учун

$$R_{skv} = kR + \frac{R_{skv} \mu}{100} \quad (5)$$

тўрсимон узакланган терим учун

$$R_{skv} = kR + \frac{2R_{skv} \mu}{100} \quad (6)$$

формулалар билан аниқланади.

$\mu$  - теримни узаклаш фоизи; бўйлама узакли терим учун

$$\mu = \frac{A_1}{A_2} \cdot 100.$$

$A_1$  ва  $A_2$  - тегишли равишда узакли ва терим кесимини юзаси, тўрсимон узакли терим учун  $\mu$  - 4.30 банд бўйича аниқланади:

$R_{skv}$  - узакланган теримдаги узакли мезоний қаршилиги, пулат А-I (А240) ва А-II (А300) синфлари учун "Бетон ва темирбетон қурилмаларни лойihalаш" бўйича ҚМҚ га мувофиқ қабул қилинади, пулатни Вр-I синфи учун эса ушбу ҚМҚ бўйича 0,6 - ишлаш шароити коэффициенти билан қабул қилинади.

3.21 Узакланмаган теримни қайишқоклик хусусияти  $\alpha$  ни, 15-жадвал бўйича қабул қилиниши керак.

Терим тури	Қайишқоқлик хусусияти $\alpha$				
	Қоричма маркаси			Қоричма мустаҳкамлиги	
	25-200	10	4	0,2 (2)	вольт
1. Йирик блоклари, оғир табиий тош ( $\gamma \geq 1800 \text{ кг/м}^3$ ) ни оғир тулдиргичларда тайёрланган оғир ва йирикговакли бетондан ясалган.	1500	1000	750	750	500
2. Тошлардан, оғир табиий тош ва харсангтошдан тайёрланган оғир бетондан ясалган.	1500	1000	750	500	350
3. Йирик блоклардан, говакли, тулдиргичли бетондан ва енгил туширгичли йирикговакли бетондан, зич силикат бетондан ва енгил табиий тошдан ясалган.	1000	750	500	500	350
4. Йирик блоклардан, серговак бетон ясалган:					
автоклав	750	750	500	500	350
ноавтоклав	500	500	350	350	350
5. Тошлардан, серговак бетондан ясалган:					
автоклав	750	500	350	350	200
ноавтоклав	500	350	200	200	200
6. Сопол тошлардан	1200	1000	750	500	350
7. Гишдан, пойли пластик ҳолда қопланган яхлит ва ичи буш, ичи бушсизликат тошлардан, тошлардан, серговак тулдиргичли бетондан ясалган ва енгил табиий тош тулдиргичли говакланган бетондан ясалган	1000	750	500	350	200
8. Яхлит ва ичи буш силикат гишдан.	750	500	350	350	200
9. Яхлит ва ичи буш, яримкурук ҳолда қопланган лой гишдан.	500	500	350	350	200

*Изоҳлар.* 1. Енгилувчанлиги  $l_0/h \leq 28$  ёки  $l_0/h \leq 8$ , (4.2 бандга қар) бўлган унсурлар учун, буйлама эгилиш коэффициентини аниқлашда, гиштиникшек қабул қилишга йул қуйилади.

2. 15-жадвалда (7-9 бандлар) келтирилган гиш теримини қайишқоқлик хусусияти  $\alpha$ , титратмағишт панел ва блоклар учун ҳам тегишлидир

3. Харсангтошбетонни қайишқоқлик хусусияти  $\alpha = 200$  га тенг қабул қилинади.

4. Енгил қоричмаша теримлар учун, қайишқоқлик хусусияти қиймати  $\alpha$  ни 15-жадвал буйича, 0.7 коэффициент билан қабул қилиш керак

5. Табиий тош теримини қайишқоқлик хусусиятини, расмий тасдиқланган, тажриба тадқиқотлари натижалари асосида тузилган, махсус курсатмалар буйича аниқлашга йул қуйилади.

3.22 Теримни шакл узгариш модули E:

а) теримни шакл узгариши, бошқа материаллар (гумбазлар тортқичларидаги зурқиқинни аниқлаш учун, кўпқатламли кесимларни сиқилган қатламларида, ҳароратдан шакл узгариш зурқиқинни, пойдевор тўсини устидаги теримни ҳисоблашда ёки тақсимловчи боғлама остидаги теримни) - қурилмаси унсурлари билан бирга ишлашдан аниқлаш шarti билан чегаравий сиқилган ҳолатда деб қаралаётган, теримдаги кучланишларни аниқлаш учун,

қурилмаларни терим мустаҳкамлиги буйича ҳисоблашда

$$E = 0,5E_0 \quad (7)$$

формула буйича қабул қилиниши керак. Бу ерда  $E_0$ - теримни (1) ва (2) формулалар билан аниқланадиган қайишқоқлик модули (бошланғич қайишқоқлик модули).

б) буйлама ва кўндаланг кучдан теримни шакл узгаришини, терим қурилмасининг унсурлар бошқа материал унсурлари билан бирга ишлаётган, статик ноини

ром тизмасидаги кучларни, тош қурил-  
масини тебраниш даврини аниқлашда

$$E = 0.8E_0 \quad (8)$$

формула буйича аниқланади.

3.23 Теримни тебрий шакл узари-  
шини, силжувчанлигини ҳисобга олган  
ҳолда

$$\epsilon = \nu \frac{\sigma}{E_0} \quad (9)$$

формула билан аниқланади;

бунда  $\sigma$  -  $\epsilon$  аниқланган кучланиш;

$\nu$  - теримни силжувчанлик таъсирини  
ҳисобга олувчи коэффициент;

$\nu=1,8$ -тик тирқишсимон бушликли  
сопол тош (тош баъандлиги 138 мм) терим  
учун;

$\nu=2,2$ -пластик ва яримқурук ҳолда  
қолипланган лой гишт терими учун;

$\nu=2,8$ -огирбетондан ясалган йирик  
блок ёки тош терими учун.

$\nu=3,0$ -силикат гишт ва тош яхлит ва  
ичи буш, шунингдек ғовакланган бетон  
тошлар ва йирик силикат блок терими  
учун;

$\nu=3,5$ -автоклав, серғовак бетон  
блоклар ёки тош терими учун;

$\nu=4,0$ -худди шундай, ноавтоклав  
серғовак бетондан.

3.24 Силжувчанлигини ҳисобга олиб,  
доимий ва узоқ мудатли юкламали те-  
римни қайишқоклик модулини  $E_0$   
силжувчанлик коэффициенти  $\nu$ -га булиб  
камайтириш керак.

3.25 Табиий тош теримини қайиш-  
қоклик модулини УзР Даврархитект-  
қурилишқуми тасдиқлаган, тажрибавий  
ташқикотлар натижалари асосида тузилган,  
махсус курсатмалар буйича қабул қилиш-  
га йул қўйилади.

3.26 Лой гишт ва сопол тош тери-  
мини киришишдан шакл узариши ҳисоб-  
га олинмайди. Киришшдан шакл узга-  
ришни қуйидаги теримлар учун:

цемент ёки силикат боғловчиларда  
тайёрланган гишт, тош, майда ва йирик  
блоклар -  $3 \cdot 10^{-4}$ ;

турли хил рудаларни бойитишдаги  
иккиламчи маҳсулотлар ва қумли серғовак  
автоклав бетондан ясалган тош ва йирик  
блоклар -  $4 \cdot 10^{-4}$ ;

худди шундай, қул, серғовак авто-  
клав бетондан -  $6 \cdot 10^{-4}$ ;

3.27 Теримни кузғалиш модулини  
 $G=0,4 E_0$ , алоҳида жамланган кучларда  
(сейсмика)  $G=0,25 E_0$  га тенг қабул қи-  
лиш керак, бунда  $E_0$ -сиқилишдаги қай-  
ишқоклик модули.

3.28 Теримнинг узунасига кенгайиш  
коэффициентини қийматини 16-жадвал  
буйича қабул қилиш керак.

3.29 Ишқаланиш коэффициенти  
17-жадвал буйича қабул қилиш керак.

16-жадвал

Теримни материа- ли	Теримни узунасига кенгайиш коэффи- циенти $\alpha$ , град
1. Яхлит, ичи буш лой гишт ва сопол тошлар.	0,000005
2. Силикат гишт, бетон тош ва блоклар ва ҳарсангтош бетон.	0,00001
3. Табиий тошлар, серғовак бетондан тош ва блоклар.	0,000008
<i>Изоҳ.</i> Узга материаллардан бажарилган теримни узунасига кенгайиш коэффициенти қийматини тажрибавий маълумотлар буйича қабул қилишга йул қўйилади.	

17-жадвал

Материаллар	Юзани ҳолатига қараб ишқаланиш коэффициенти $\mu$	
	қурук	нам
1. Терим, терим ёки бетон билан.	0,7	0,6
2. Ёғоч, терим ёки бетон билан.	0,6	0,5
3. Пулат, терим ёки бетон билан.	0,45	0,35
4. Терим ва бетон қум ёки шағал би- лан.	0,6	0,5
5. Худди шундай, қумли лой.	0,55	0,4
6. Худди шундай лой билан	0,5	0,3

4 ҚУРИЛМАЛАР УНСУРЛАРИНИ  
БИРИНЧИ ТУРУҚ ЧЕГАРАВИЙ  
ХОЛАТИ БҮЙИЧА ХИСОБЛАШ  
ЮКЛАМА КУТАРИШ КОБИЛИЯТИ  
(БҮЙИЧА)

Тош қурилмалар  
Марказий сиқилган унсурлар

4.1 Узакланмаган тош қурилмаларнинг, марказий сиқилгандаги ҳисобини қуйидаги формула буйича бажариш лозим:

$$N \leq m_p \varphi R A, \quad (10)$$

бунда

N- ҳисобий буйлама куч;

R- 2-9-жадвал буйича аниқланадиган, теримни ҳисобий қаршилиги;

$\varphi$  - 4.2 банд буйича аниқланадиган буйлама эгилиш коэффициентини;

A- унсурни кесим юзаси;

$m_p$  - (16) формула билан,  $e_{ov} = 0$  да аниқланадиган, узок муддатли юклама таъсирини ҳисобга олувчи коэффициент.

Унсурни туғрибурчакли кундаланг кесимий улчами  $h \geq 30$  см (ёки унсурларни

дар қандай кесимини инерция радиуси  $r \geq 8,7$  см) дан кам булганда, коэффициент  $m_p$  ни бирга тенг қабул қилиш керак.

4.2 Узунлиги буйича бир хил кесимли унсурлар учун, буйлама эгилиш коэффициентини  $\varphi$ , унсурнинг эгилишчанлигига қараб

$$\lambda_i = \frac{l_0}{i} \quad (11)$$

ёки туғрибурчакли яхши кесимни ушбу нисбатида

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} \quad (12)$$

ва теримни қайшиқоқлик хусусиятига  $\alpha$  қараб, 15-жадвал буйича қабул қилинади, турсимон узакланган терим учун - (4) формула буйича.

(11) ва (12) формулаларда

$l_0$  - 4.3 банд курсатмаларни буйича аниқланадиган, унсурнинг ҳисобий баландлиги (узунлиги);

i - унсур кесимининг энг кам радиус инерцияси;

h - туғрибурчак кесимининг энг кичик улчами.

18-жадвал

Эгилишчанлиги		Буйлама эгилиш коэффициентини $\varphi$ , теримни ушбу қайшиқоқлик хусусиятларида $\alpha$						
$\lambda_h$	$\lambda_i$	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,9	0,82
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
8	28	0,95	0,92	0,9	0,85	0,8	0,7	0,54
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,6	0,43
12	42	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,51	0,34
14	49	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43	0,28
16	56	0,81	0,74	0,68	0,59	0,5	0,37	0,23
18	63	0,77	0,7	0,63	0,53	0,45	0,32	-
22	76	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35	0,24	-
26	90	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,2	-
30	104	0,53	0,45	0,39	0,32	0,25	0,17	-
34	118	0,44	0,38	0,32	0,26	0,21	0,14	-
38	132	0,36	0,31	0,26	0,21	0,17	0,12	-
42	146	0,29	0,25	0,21	0,17	0,14	0,09	-
46	160	0,21	0,18	0,16	0,13	0,1	0,07	-
50	173	0,17	0,15	0,13	0,1	0,08	0,05	-
54	187	0,13	0,12	0,1	0,08	0,06	0,04	-

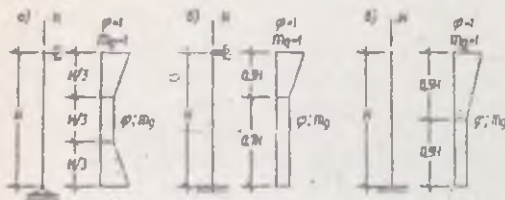
Илоҳид: 1. Эгилишчанлигини оралик қийматларига,  $\varphi$  коэффициентини интерполяция буйича аниқланади.

2.  $\lambda_h$  ҳисобий чегаравий қийматлардан баланд булган ҳоллар учун  $\varphi$ -коэффициентини қатъи эксцентриситетчи Номарказий сиқилганга ҳисоблашга қабул қилиш керак.

Турсимон узакланган терим учун, (4) формула билан аниқланадиган қайшиқоқлик хусусияти қиймати 20) дан кам булгани мумкин.

4.3 Девор ва устунларни буйлама эгилиш коэффициенти  $\phi$  ни аниқлашда, уларни ётиқ таянчларга таянган ҳисобий баландликлари  $l_0$ :

- а) «қўзғалмас» ошиқ-мошиқли таянчларда  $l_0 = H$  (4.а-расм);
- б) қайишқоқлик устки таянч ва биқр қисилган қуйи таянчда: бир ораликли бинолар учун  $l_0 = 1,5H$ , кўп-оралиқли биноларда  $l_0 = 1,25H$  (4.б-расм);



4-расм. Сиқилган девор ва устунларнинг баландлиги буйича  $\phi$  ва  $m_e$  коэффициентлари.

- а - қўзғалмас таянчларга ошиқ-мошиқли таянган;
- б - пастда сиқилган ва устки қайишқоқ таянч;
- в - эркин турувчи.

в) эркин турувчи қурилмалар учун  $l_0 = 2H$  (4.в-расм);

г) таянч қисмлари қисман қисилган қурилмалар учун - хатикий қисилиш даражасини ҳисобга олиб, қаида  $l_0 = 0,8H$ ,  $H$  - ораёлмалар ёки бошқа ётиқ таянчлар булганда, орасидаги масофа, темирбетон ётиқ таянчлар булганда, улар орасидаги ички масофа.

*Изоҳлар:* 1. Биқр таянчларда (6.7.6. қаранг) ва иинги темирбетон орасида деворга маҳкамланганда  $l_0 = 0,9H$ , деворларга турт томонли биқан таянганган қуйи темирбетон орасидаларда эса,  $l_0 = 0,8H$  қабул қилинади.

2. Ҳисобланаётган майдон чегарисинда юклама, унсурнинг фақат ҳуссий вазиндан иборат булса, 4.3.б-да курсатилган, сиқилган унсурнинг ҳисобий баландлиги  $l_0$  ни, 0,75- коэффициентга қаулайтириб қамайтириш керак.

4.4 Қўзғалмас ошиқ-мошиқли таянчларга таянган, ҳисобий баландлиги  $l_0 = H$  (4.3.б. қаранг) девор ва устунларнинг учдан бир баландликнинг  $l_0$  уртасидаги кесимини ҳисоблашда,  $\phi$  ва  $m_e$  ни ҳисобий

қийматига тенг қабул қилиш керак. Юнинг четки учдан бир қисмларидаги кесимини ҳисоблашда,  $\phi$  ва  $m_e$  коэффициентлар, буйлама қонун буйича таянчларда биргача катталаштирилади (4. а-расм).

Қуйи маҳкамланган ва тепаси қайишқоқ таянчли девор ва устунлар учун, уларни 0,7H баландликкача булган қуйи қисмидаги кесимини ҳисоблашда,  $\phi$  ва  $m_e$  ларни ҳисобий қийматлари қабул қилинади, девор ёки устуннинг юқори қисмидаги кесимини ҳисоблашда эса, бу қисимлар учун  $\phi$  ва  $m_e$  ни қийматлари буйлама қонун буйича биргача катталаштирилади (4. б-расм).

Эркин турувчи девор ва устунлар учун, уларни қуйи қисмидаги кесимини ҳисоблашда (0,5H баландликкача),  $\phi$  ва  $m_e$  ни ҳисобий қийматлари қабул қилинади, юқориги ярмида эса  $\phi$  ва  $m_e$  ни қийматлари буйлама қонун буйича биргача катталаштирилади (4.в-расм).

Узаро ишончли боғланган, буйлама ва қўндаланг деворларни қесишган жойлари учун  $\phi$  ва  $m_e$  ни 1 га тенг қабул қилиш мумкин. Деворлар қесишган жойдан  $H$  масофада,  $\phi$  ва  $m_e$  лар 4.1-4.3. бандлар буйича аниқланади. Тик оралик қисмлар учун  $\phi$  ва  $m_e$  лар интерполяция билан қабул қилинади.

4.5 Раҳналар билан заифлашган деворларни пардеворини ҳисоблашда,  $\phi$  коэффициентни деворни эгилувчанлиги буйича қабул қилинади.

Девор қалилигидан кам булган тор пардеворини, девор текислигида ҳисоби бажарилади, бу ҳолда пардеворни ҳисобий баландлиги, раҳнани баландлигига тенг қабул қилинади.

4.6. Юқори қисмини кесими кичкин булган поғонасимон девор ва устунлар учун,  $\phi$  ва  $m_e$  коэффициентлар:

а) деворлар (устунлар қўзғалмас ошиқ-мошиқли таянчларга таянганда - баландлиги  $l_0 = H$  ( $H$ -девор ёки устунни баландлиги, 4.3.бандга мувофиқ) буйича ва учдан бир баландликни  $H$  урта қисмида жойлашган энг кичик қесим буйича:

б) устки қайишқоқ таянчда ёки уни йуклигида - 4.3.б.га мувофиқ аниқланган ҳисобий баландлиги  $l_0$  ва қуйи таянч яқинидаги қесим буйича деворни (устунни)  $H$ , баландликли юқори қисмини ҳисоб



башда эса - ҳисобий баландлик  $l_0$  ва шу қисмининг қундаланг қесими бўйича;  $l_0$  - худди  $l_0$  га уқшаш аниқланади, фақат  $N=N_1$  да - бўйича аниқланади.

### Номарказий сиқилган унсурлар

#### 4.7 Номарказий сиқилган, узакланмаган тош қурилмағарни

$$N \leq m_k \varphi_1 R A_c \omega, \quad (13)$$

формула бўйича ҳисоблаш керак.

$A_c$  - оғирлик маркази, ҳисобий бўйлама куч  $N$  қўйилган нукта билан мос тушган ҳолатдаги шарти билан аниқланадиган, кучланишни тўғри бурчакли эпюрасида қесимни сиқилган қисми юзаси,  $A_c$  юзани чегарасини ҳолати, ана шу юзани статик моментини, унй оғирлик марказига нисбатини нолга тенглик шартидан аниқланади

тўғрибурчакли қесим учун

$$A_c = A \left( 1 - \frac{2e_0}{h} \right) \quad (14)$$

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_1}{2} \quad (15)$$

(13), (14) ва (15) формулаларда:

$R$  - теримни сиқилишга ҳисобий қаршилиги;

$A$  - унсурни қесим юзаси;

$h$  - эғувчи момент таъсири текислигидаги қесим баландлиги;

$e_0$  - қесимни оғирлик марказига нисбатан ҳисобий куч  $N$  ни эксцентриситети;

$\varphi$  - 18-жадвалдан унсурни ҳисобий баландлиги  $l_0$  (4.2, 4.3 б.к) бўйича аниқланадиган, эғувчи момент таъсири текислигидаги бугун қесим учун бўйлама эғилиш коэффициенти;

$\varphi_1$  - эғувчи момент таъсир текислигида,  $N$  бўйича аниқланадиган, қесимнинг сиқилган қисми учун бўйлама эғилиш коэффициентни

$$\lambda_0 = \frac{H}{h_1} \quad \text{нисбатда}$$

эки

$$\lambda_0 = \frac{H}{h_1} \quad \text{эғилувчанликда}$$

бунда  $h_c$  и  $h_1$  - эғувчи момент таъсири текислигидаги қундаланг қесим  $A_c$  ни сиқилган қисмининг баландлиги ва инерция радиуси.



5-расм. Марказдан ташқари сиқилиш



6-расм. Номарказий сиқилган унсур учун эғувчи момент узгарувчан белгилли эпюраси.

Тўғрибурчакли қесим учун  $h_c = h - 2e_0$ .

Тавр қесим учун ( $e_0 > 0.45 y$ ) да таҳминан  $A_c = 2(y - e_0)b$ , бу ерда  $y$  - унсур қесимини оғирлик марказидан эксцентриситет томонидаги четигача бўлган масофа;

$b$  - сиқилган тоқча кенлиги эки эксцентриситетни йуналишига қараб, таврли қесим деворини қалинлиги.

Унсурни баландлиги бўйича эғувчи моментни узгарувчи белгилли эпюрасида (6-расм), мустаҳкамлик бўйича ҳисобини, ҳар хил белгилли эғувчи момент максимал бўлган қесимларда бажариш керак.

Бўйлама эғилиш коэффициентни  $\varphi_c$  ни, баланшлиги бўйича эғувчи моментни бир хил белгилли чегарасида аниқлаш керак, ушбу нисбатлар эки эғилувчанликларда

$$\lambda_{1c} = \frac{H_1}{h_1} \quad \text{ёки} \quad \lambda_{1c} = \frac{H_1}{i_{1c}}$$

ва

$$\lambda_{2c} = \frac{H_2}{h_2} \quad \text{ёки} \quad \lambda_{2c} = \frac{H_2}{i_{2c}}$$

бу ерда

$H_1$  и  $H_2$  - унсурни эгувчи моментни бىр хил белгизли элюрли кисмини баландлиги;

$h_{1c}$ ,  $i_{1c}$  ва  $h_{2c}$ ,  $i_{2c}$  - унсурнинг сикилган кисмини, эгувчи моментни максимал булган кесимдаги баландликлари ва инерция радиустлари;

$\omega$  - 19-жадвалда келтирилган формулалар буйича аниқланадиган коэффициент;

$m_2$  - қуйидаги формула билан аниқланадиган коэффициент.

$$m_2 = 1 - \eta \frac{N_c}{N} \left( 1 + \frac{1.2e_{ex}}{h} \right) \quad (16)$$

бу ерда

$N_c$  - узок муддатли юкламалардан ҳосил булган ҳисобий буйлама куч;

$\eta$  - 20-жадвал буйича қабул қилинадиган коэффициент;

$e_{ex}$  - узок муддатли юкламалар таъсиридан эксцентриситет.

$h \geq 30$  см ёки  $i \geq 8.7$  см булса, коэффициент  $m_2$  ни бирга тенг деб қабул қилинади.

4.8  $e_0 > 0.7y$  булганда, номарказий сикилган унсурларни (13) формула буйича ҳисоблашдан ташқари, терим чокларини ёриқларни очилиши буйича 5.3-банд курсатмаларига мувофиқ ҳисоб бажариш керак.

4.9 Қалинлиги 25 см ва ундан кам булган юклама кутарувчи деворларни ҳисоблашда, тасодифий эксцентриситет  $e$ , ни, буйлама куч эксцентриситетига қўшиб ҳисобга олиш керак.

Тасодифий эксцентриситет қиймати-ни: юклама кутарувчи деворлар учун - 2 см, уз-узини кутарувчи деворлар, шунингдек уч қатламли юк кутарувчи деворни

алоҳида қатламлари учун - 1 см, пардевор ва юк кутармайдиган деворлар, шунингдек фахверк деворни тўширгичи учун тасодифий эксцентриситетни ҳисобга олмаслик мумкин.

19-жадвал

Теримни тури	Кесимлар учун $\omega$ қий-матлари	
	эркин шаклдаги	туғрибур-чакли
1 Ҳамма турдаги терим, 2.6-да курсатилганларидан ташқари	$1 + \frac{e_0}{2y} \leq 1.45$	$1 + \frac{e_0}{h} \leq 1.45$
Серговак ва йирик говакли бостондан ясалган тош ва йирик блоклар терими; табиий тошдан (харсанг тош ҳам қиради)	1	1
Изоҳ. Агар $2y < h$ булса, $\omega$ -ни аниқлашда $2y$ ўрнига, $h$ -ни қабул қилиш керак.		

4.10 Буйлама узаксиз, номарказий сикилган қурилмаларни қўзилган кисмида эксцентриситетни энг катта қиймати: (тасодифий эксцентриситетни ҳисобга олган ҳолда) юкламаларни асосий жамламаси учун - 0.9у, алоҳидаси учун - 0.95у; қалинлиги 25 см ва ундан кам булган деворларда: юкламаларни асосий жамламаси учун - 0.8у, алоҳидаси учун - 0.85у дан ошмаслиги керак. Бушда куч қўйилган нуқтадан кесимни энг сикилган четигача булган қасофа, юклама кутарувчи девор ва устулар учун 2 см дан кам булмаслиги керак.

Эпителляция		Терим учун $\eta$ коэффициенти			
$h_b$	$h_c$	Дой гишт ва сопол тошлардан, отир бетондан ясалган тош ва бирик блоклардан; ҳамма тур табиий тошларидан;		Сидикат гишт ва тошлардан, гавакли тулширгичли бетондан ясалган тошлардан; сертовак бетондан ясалган бирик блоклардан	
		Бўйласта узаклашни ушбу фонларидан			
		0,1 га кам	0,3 га куп	0,1 ва ссм	0,3 га куп
$\leq 10$	$\leq 35$	0	0	0	0
12	42	0,04	0,03	0,05	0,03
14	49	0,08	0,07	0,09	0,08
16	56	0,12	0,09	0,14	0,11
18	63	0,15	0,13	0,19	0,15
20	70	0,20	0,16	0,24	0,19
22	76	0,24	0,20	0,29	0,22
24	83	0,27	0,23	0,33	0,26
26	90	0,31	0,26	0,38	0,30

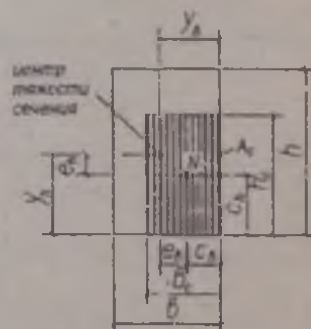
*Илоҳ.* Узакланмаган терим учун  $\eta$  коэффициентини қимматларини, 0,1 % ва ушдан кам фонда узакланган теримкишдек қабул қилиш қилиш керак. Узаклаш фонзи 0,1 % дан куп ва 0,3 % дан кам бўлганда,  $\eta$  коэффициентини интерполициялаб аниқланади

4.11. Номарказий сиқилишга ишлайдиган унсурлар, кундаланг кесимини эши  $b < h$  булган ҳолларда, эгувчи момент таъсир қилувчи текислигига тик текисликда марказий сиқилишга ҳисоблаб текширилиши керак.

Номарказий қия сиқилиш

4.12. Номарказий қия сиқилган унсурларни ҳисобини (13) формула бўйича, иккала йўналишда кучланишлар эпюраси тўғрибурчаклигида бажариш керак. Кесимни сиқилган қисмини юзаси  $A_c$  шартли равишда тўғрибурчак сифатида қабул қилиниб, унинг огирлик маркази куч қўйилган нукта билан мос тушади ва икки томони унсур кесимини контури билан чегараланган (7-расм), бу ҳолда  $h_c = 2c_h$ ;  $b_c = 2c_b$  ва  $A_c = 4c_b c_h$ , бу ерда  $c_h$  ва  $c_b$  -  $N$  кучни қўйилган нуктасидан кесимини энг яқин чегарасигача булган масофа.

Шакли мураккаб кесимларда, ҳисоблашни соддалаштириш учун кесимни тўғрибурчакли қисминигина қабул қилиб, унинг шаклини мураккаблаштирадиган қисминини ҳисобга олмастикка йул қўйлади (8-расм).



7-расм. Тўғрибурчакли кесимни, номарказий қия эпителишдаги ҳисобий схемаси



8-расм. Мураккаб кесимни, номарказий қия эпителишдаги ҳисобий схемаси;  $A_1$  ва  $A_2$  юзалар ҳисобланди ҳисобга олинмайдн.



$\omega$ ,  $\varphi$  ва  $m_c$  - катталиқлар икки марта аниқланади.

а) кесим баланглиги  $h$  ёки инерция радиуси  $i_h$  ва  $h$  йўналишидаги эксцентриситети  $e_h$ ;

б) кесим баланглиги  $b$  ёки инерция радиуси  $i_b$  ва  $b$  йўналишидаги эксцентриситети  $e_b$  бўлганда.

Ҳисобий юклама кутариш қобилияти қилиб,  $\omega$ ,  $\varphi$  ва  $m_c$  - нинг иккита қийматларида (13) формула бўйича ҳисобланган икки хил катталиқни кичинги қабул қилинади. Агар  $e_b > 0,7e_h$  ёки  $e_h > 0,7e_b$  бўлса, юклама кутариш қобилияти ҳисобидан ташқари, 5.3.6. курсатмалари бўйича муносаб йўналишларда ериқларни очилиши бўйича ҳисоб олиб борилади.

### Эзилиш (маҳаллий сиқилиш)

4.13 Юклама кесим майдонини бир қисмига тушганда, кесимларини эзилиш ҳисобини

$$N_c \leq \psi d R_c A_c \quad (17)$$

формула бўйича бажариш керак бу ерда

$N_c$  - маҳаллий юкламадан бўйлама сиқувчи куч;

$R_c$  - теримни эзилишга 4.14. б курсатмалари бўйича аниқланадиган ҳисобий қаршилтиги;

$A_c$  - юклама тушаётган эзилиш юзаси;

$d=1,5-0,5\psi$  - ёшт ва титратма ёшт девори учун, шунингдек, оғир ва енгил бетонлардан ясалган яхлит тош ва блок девор учун;

$d=1$  - ичи буш бетон тош терими ёки йирик ва серговак бетондан ясалган яхлит тош ва блок терими учун;

$\psi$  - маҳаллий юклама босими элюрасини тулалик коэффициенти.

Бир метрда тарқалган босимда  $\psi=1$ , босимни учбурчак элюрасида  $\psi=0,5$ .

Агар эгилётган унсурлар таянчлари остига таксимловчи плита ўрнатиш талаб қилинмаса, 21-жадвал 1 ва 2 бандларида курсатилган материалдан бажарилган теримлар учун  $\psi d=0,5$  қабул қилиш мумкин.

Терим материаллари	Ушбу с.с.малар бўйича юкламалар учун $\xi$			
	9 расм а, в, г, д, ж		9 расм б, г, е, и	
	маҳаллий юклама	маҳаллий ва ососий юклар	маҳаллий юклар	маҳаллий ва ососий юклар
1. Яхлит ёшт, оғир бетондан ясалган яхлит тош ва йирик блоклар ёки, бошқача тўлдиргичли В3,5 ва ундан юқори бетондан ясалган.	2	2	1	1,2
2. Ёриқсимон бушлиқли сопол тошлар, тешикли ёшт, ҳарсангтош бетон	1,5	2	1	1,2
3. Ичи буш бетон тош ва блоклар. В2,5 бетондан ясалган яхлит тош ва блоклар. Серговак бетон ва табиий тошдан ясалган тош ва блоклар.	1,2	1,5	1	1

*Изоҳ.* Қоришмаси қотмаган теримни ҳамма турлари учун ёки муаллаҳ усули билан бажарилган қишқик теримни муздаган қотишмани эриш даврида,  $\xi_1$  - шу жадвалнинг 3-бандида курсатилган қийматлари қабул қилинади.

4.14 Теримни эзилишга ҳисобий қаршилтиги  $R_c$  ни қуйидаги формула билан аниқланади

$$R_c = \xi R; \quad (18)$$

$$\xi = \sqrt{\frac{A}{A_c}} \leq \xi_1 \quad (19)$$

бу ерда

$A$  - кесимни 4.16 бандни курсатмаларига мувофиқ аниқланадиган ҳисобий юзаси;

$\xi_1$  - юкламани қўйилиш жойи ва теримни материалига боғлиқ коэффициенти.

ент, 21-жадвал буйича аниқланади.

Тўрсимон узакланган теримни эзилишга ҳисоблашда теримни ҳисобий қаршилиги  $R_c$  ни (17) формуладаги: икки қийматидан каттаси қабул қилинади; узакланмаган терим учун (18) формула буйича аниқланадиган  $R_c$ , ёки  $R_c = R_{\text{д}}$ , бу ерда  $R_{\text{д}}$  (27) ёки (28) формулалар буйича аниқланадиган, тўрсимон узакланган теримни уқ буйлаб сикилишдаги ҳисобий қаршилиги.

4.15 Маҳаллий (тўсин, сарров, ораёпма ва ш.к.ни таянч реакцияси) ва асосий юкламалар (устки терим вази ва шу теримга тушаётган юклама) бир вақтда таъсир қилганда, ҳисоб маҳаллий юкламага ва маҳаллий юклама билан асосий юкламалар йиғиндисига алоҳида бажарилади, бунда 21-жадвалга мувофиқ  $\xi_1$  ни ҳар хил қийматлари қабул қилинади.

Маҳаллий ва асосий юкламалар йиғиндисига ҳисоблашда, маҳаллий юкламани фақат, эзилиш юзасини асосий юклама билан юклашгача қўйиладиган қисминигина ҳисобга олиш руҳсат этилади.

**Изоҳ.** Кесим юзаси маҳаллий юкламани кутаришга етарли бўлиб, маҳаллий ва асосий юкламаларни йиғиндисини учун эса етарли бўлмаса, оралик (бушлик) ташкил қилиш ёки сарров, тўсин ёки тепадоилар таянч учларини устига юмшоқ кистирма ётқизиш йўли билан асосий юкламани эзилиш майдончасига урғини йукотишга йўл қўйилади.

4.16 Кесимнинг ҳисобий юзаси А қуйидаги ҳолларда буйича аниқланади:

а) эзилиш юзаси деворни бутун қалинлигини уз ичига олганда, эзилиш ҳисобий юзасига, маҳаллий юклама чегарасидан ҳар бир томонга, девор қалинлигига тенг узунликдаги майдонлар киритилади (9а-расмга қ.);

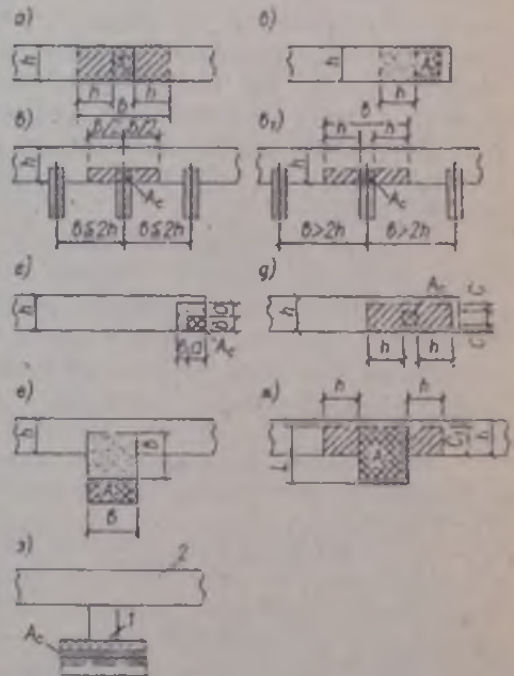
б) эзилиш майдони, деворни четига, бутун қалинлиги буйича жойлашган бўлса, ҳисобий, юза, эзилиш юзасига тенг, маҳаллий ва асосий юкламалар йиғиндисини ҳисоблашда эса, 9б-расмда пунктир билан кўрсатилган ҳисобий юза ҳам киритилади;

в) сарров ва тўсин учлари деворга таянганда, эзилишнинг ҳисобий юзасига, эки сарров ёки тўсинни таянч қисмини маҳкамлаш чуқурлигига тенг ва узунлиги икки қўшни ораликларни ўқлари ораси-

даги масофадан кўп бўлмаган кесим юзаси киритилади; агар тўсинлар ораси деворни икки баробар қалинлигидан кўп бўлса, кесимни ҳисобий юзасини узунлиги, тўсинни эки  $b_c$  ва деворни иккиталлаш қалинлигини  $h$  (9а<sub>1</sub>-расм.); йиғиндисига сифатида аниқланади;

г) деворни бурчак қисмига қўйилган четки юкламадан эзилишда, ҳисобий юза, эзилиш юзасига тенг, маҳаллий ва асосий юкламалар йиғиндисига ҳисоблашда эса, 9г-расмда пунктир билан чегараланган ҳисобий юза қабул қилинади;

д) эзилиш майдончаси, кесим узунлигини ва эини бир қисмида жойлашганда, ҳисобий юза 9д-расмдагига мувофиқ қабул қилинади.



9-расм. Маҳаллий сикилишда ҳисобий юзаларни аниқлаш

а-г - маҳаллий сикилишда ҳар хил ҳоллари.

Агар эзилиш майдони кесимни четига яқин жойлашса, маҳаллий ва асосий юкламалар йиғиндисига ҳисоблашда, кесим

симни ҳисобий юзаси худди уша юк ама-ни деворнинг бурчак қисмига қўйил-гандагидек. 9г-расм ёқинга аниқлан-ганидан кам юза булмаслиги керак.

е) эзилиш майдончаси, пилеястр чегараларида жойлашганда, ҳисобий юза, эзи-лиш юзасига тенг маҳаллий ва асосий юкламалар йиғилишига ҳисоблашда эси, 9е-расмда пунктир билан чегараланган, ҳисобий юза қабул қилинади;

ж) эзилиш майдончаси пилеястр ва девор ёки пардеворни бир қисми чегара-сида жойлашганда, ҳисобий юзани эзилиш юзасига нисбатан кўпайишини фақат, тенг таъсир этувчиси токча (девор) чегарасида ёки қобирга (нижстр) чегарасида девор томонга  $e_0 > 1/6L$  эксцентриситет билан (бу ерда  $L$ -эзилиш юзасини узунлиги,  $e_0$ -эзилиш юзаси уқига нисбатан эксцентриситет). Бу ҳолларда кесимни ҳисобий юзасига, эзилиш юзасидан ташқари, токча кесими юзасини бир қисми эни  $C$ , таянч плитани деворга маҳкамлаш чуқурлигига тенг ва узунлиги девор қалинлигидан кўп булмаган, плита четидан ҳар икки томо-нига (9ж-расм).

з) агар юза мураккаб шаклга эга булса, кесимни ҳисобий юзасини аниқ-лашда, юкламаламаланган булаклар билан боғланиши босимни қайта тақсимлаш учун етарли булмаган булакларни ҳисобга олишга йўл қўйилмайди. (9з-расмда 1 ва 2 булаклар).

*Изоҳ.* 9-расмда келтирилган ҳамма ҳоллар-да, кесимни ҳисобий юзасига  $A$ , эзилиш юзаси  $A_0$  қириштилади.

4.17 Теримни четига эгулувчи унсур-лар (тўсиқ, сарров ва ш.к.) унсур учлари билан бирга бурилиши мумкин булган тақсимловчи илгатар ёки уларсиз таян-ганда, унсурнинг таянч булагини узунлиги ҳисобий қабул қилинади. Бу ҳолда плита юкламани фақат ўзини эни бўйича эгала-диган унсурга тик йўналишдагиларга тақ-симлашнинг таъминланади.

Ушбу банд кўрсатмалари, 4.13 ва 6.5 бандга мувофиқ бажариладиган рема де-ворларни таянчнинг ҳисоблашга тааллуқли эмас.

*Изоҳлар.* 1. Таянч плита остидати эзилиш ишларини қатълаштириши зарур булса, уларга таянч босими ҳолатини маҳкамловчи пулат кестиришлар ётқизиш керак.

2. Теримнинг маҳаллий юкламалар билан юкланган жойларига конструктив талаблар, 6.40-6.43 бандларда келтирилади.

### Эгулувчи унсурлар

4.18 Ўзакланмаган эгулувчи унсурлар ҳисобини ушбу формула билан бажариш керак

$$M \leq R_{cb} W, \quad (20)$$

бу ерда

$M$  - ҳисобий эгулувчи момент;

$W$  - терим кесимини, уни қайишқоқ ишлашидаги қаршилик momenti;

$R_{cb}$  - теримни боғланган кесими бў-йича, эзилишдаги чузилишга ҳисобий қаршилиги (10-12-жадвалларга к.).

Ўзакланмаган эгулувчи унсурларни қўшдаланг кучга ҳисобини ушбу формула билан бажариш керак

$$Q \leq R_{cb} b z, \quad (21)$$

бу ерда

$R_{cb}$  - Теримни чузилишга боғланма-ган кесим бўйича, 10-12-жадвал бўйича қабул қилинадиган ҳисобий қаршилиги;

$b$  - кесимни эни;

$z$  - тўғри бурчакли кесим учун

ички икки куч елкаси  $z = \frac{2}{3} h$ .

*Изоҳ.* Боғланмаган кесими бўйича эгилишда иш-ламайдиган тош қурилмаларнинг унсурларини лойиҳалашга йўл қўйилмайди.

### Марказий чўзилган унсурлар

4.19 Ўзакланмаган тош қурилмалар унсурларни уқ бўйича чўзилишдаги му-стаҳкамлигига ҳисобини ушбу формула бўйича бажариш керак.

$$N \leq R_1 A_n, \quad (22)$$

бу ерда

$N$  - чўзилишдаги ҳисобий, уқ бўйлаб куч;

$R_1$  - теримни чузилишга боғланмаган кесим бўйича, 10-12-жадвал бўйича қабул қилинадиган ҳисобий қаршилиги;

$A_n$  - кесимни ҳисобий тоза юзаси.

*Изоҳ.* Тош қурилмаларини, боғланмаган ке-сим бўйича, уқ бўйлаб чузилишга ишлайдиган унсурларни лойиҳалашга йўл қўйилмайди.

## Кесилиш

4.20 Харсангтошли терим учун, боғланмаган ва боғланган ётиқ чоклари буйича узакланмаган теримни кесилишга ҳисоби

$$Q \leq (R_{\text{қ}} + 0.8\mu\sigma_0)A \quad (23)$$

формула буйича бажарилиши керак, бу ерда

$R_{\text{қ}}$  - кесилишга ҳисобий қаршилиқ (10-жадвалга қ.);

$\mu$  - гишт терими ва тўғри шаклли тош терими учун 0,7-га тенг қабул қилинадиган терим чоки буйича ишқаланиш коэффициенти;

$\sigma_0$  - қайта юкламаламалаш коэффициенти 0,9 билан аниқланадиган, энг кам ҳисобий юкламатамаланишдаги сиқилишни уртача зуриқиши;

$n$  - яхлит гишт ва тош терими учун 1,0, ичи буш гишт ва тик бушликли тош терими учун, шунингдек синик харсанг тош терими учун 0,5 га тенг қабул қилинадиган коэффициент;

$A$  - кесимини ҳисобий юзаси.

Теримни боғланган кесими (гишт ёки тош) буйича кесилишга ҳисобини (23)формула буйича, сиқилишни ҳисобга олмадан (23-формулани иккинчи хади). Теримнинг ҳисобий қаршиликлари 11-жадвал буйича қабул қилиниши керак.

Кесим узаги чегарасидан ташқари чиққан эксцентриситетли (тўғрибурчакли кесимлар учун  $e_0 > 0,17h$ ), Номарказий сиқилганда кесимни ҳисобий юзасига фақат кесимни  $A_{\text{қ}}$  сиқилган қисмини юзаси киритилади.

## Кўпқатламли деворлар (енгиллаш-тирилган теримли деворлар ва қопламали деворлар)

4.21 Кўпқатламли деворларнинг айрим қатламлари узаро бикр ёки эгилувчан боғламалар билан бириккан бўлиши керак. (6.30-6.31 б.қ). Бикр боғламалар

юкламаларни қатламлараро тақсимланишини таъминлаши керак.

4.22 Кўпқатламли деворларни мустаҳкамликка ҳисоблашда икки ҳолат ажратилади:

а) қатламларни бикр боғлаш. Қатламларни мустаҳкамлиги ва қайишқоклик хусусиятини ҳар қиллигини, шунингдек, девор билан бирга ишлаётгандаги мустаҳкамлигидаги тулик фойдаланилмаслигини, кесим юзасини асосий юкламалама кутарувчи қатлам материалига келтириш нули билан ҳисобга олиш керак. Ҳамма кучларнинг эксцентриситети, келтирилган кесим ўкига нисбатан аниқланиши лозим.

б) қатламларни эгилувчан боғлаш. Ҳар бир қатлам, узи қабул қилаётган юкламаларга алоҳида ҳисобланиши керак, ёпма ва ораёпма юкламалари фақат ички қатламга берилиши керак. Иситгични оғирлигини, юклама кутарувчи қатламларга, кесимига пропорционал ҳолда тақсимлаш керак.

4.23 Девор кесимини бир хил материалга келтиришда, қатламларни ҳақиқий қалинлиги қабул қилиниши керак, қатламларни эни эси (деворни узунлиги буйича), ҳисобий қаршиликлари ва қатламлар мустаҳкамлигидан фойдаланиш коэффициентлари нисбатига пропорционал узариш керак.

$$b_{\text{қ}} = b \frac{m_1 R_1}{m R} \quad (24)$$

бу ерда

$b_{\text{қ}}$  - қатламни келтирилган эни;

$b$  - қатламни ҳақиқий эни;

$R_1, m_1$  - кесим келтириладиган қатламни ҳисобий қаршилиги ва мустаҳкамлигидан фойдаланиш коэффициентлари;

$R, m$  - деворни хоҳлаган бошқа қатламни ҳисобий қаршилиги ва мустаҳкамлигидан фойдаланиш коэффициентлари.

Кўпқатламли деворларда, қатламларни мустаҳкамлигидан фойдаланиш коэффициенти  $m$  и  $m_1$ , 22-жадвалда келтирилган.

бетон тош қатлам $m$	Қатламларни мустаҳкамликдан фойдаланиш коэффициентлари							
	сопақ тошлар		$m$ материаллардан қатламлар				чалақуруқ қилинган	
	$m$	$m$	$m$	$m_1$	$m$	$m$	$m$	$m$
Ғошакли гулдирғичли ва тоқакланган бетондан ясалган М25 ва баланд маркали тошлар.	0.8	1	0.9	1	1	0.9	1	0.85
Автоклав сергошак бетонлардан ясалган М25 ва баланд маркали тошлар.			0.85	1	1	0.8	1	0.8
Бу турдаги новотоклав бетонлардан ясалган М25 ва баланд маркали тошлар.			0.7	1	0.8	1	0.9	1.0

4.24 Бикр боғламали куп қатламли деворларни ҳисобини:

а) марказий сиқилишда (10) формула буйича:

б) номарказий сиқилганда (13) формула буйича бажариш керак.

(10) ва (13) формулаларда: келтирилган кесимни юзаси  $A_{red}$ , келтирилган кесимнинг сиқилган қисмини юзаси  $A_{cred}$  ва мустаҳкамликдан  $mR$  фойдаланиш коэффициентини 4.2-4.7 б курсатмалари буйича, кесим келтириладиган қатлам материални учун аниқлаш керак.

Эксцентриситетлар, келтирилган кесимни ўқиға нисбатан 0.7 дан ошса, 5.3.6 курсатмаларига мувофиқ, шунингдек ёриқларни очилиши буйича ҳисоб бажарилиши керак.

4.25 Эгилувчан боғламали (қундаланг боғламасиз), куп қатламли деворларни ҳисоблашда  $\varphi$ ,  $\varphi_1$  ва  $m$  коэффициентлари 4.2-4.7 б буйича, 0.7 коэффициентга кўпайтирилган, икита конструктив қатлам қатличилигига тенг булган шартли қалинлик учун аниқлаш керак.

Қатламлар материални ҳар хил булганда, терим келтирилган қайишқоқлик хусусияти  $\alpha_{red}$  қуйидаги формула билан аниқланади.

$$\alpha_{red} = \frac{\alpha_1 h_1 + \alpha_2 h_2}{h_1 + h_2} \quad (25)$$

бу ерда

$\alpha_1$  и  $\alpha_2$  - қатламларни қайишқоқлик хусусиятлари;

$h_1$  и  $h_2$  - қатламлар қалинлиги.

4.26 Бикр боғланган икки қатламли деворларда, келтирилган кесимни оғирлик марказидан утувчи ўқиға нисбатан, термохимояловчи қатлам томонга йўналган буёлма кучни эксцентриситети 0.5у дан ошмаслиги керак.

4.27 Плита иситгичли (минерал-пахта, полимерли ва шу каби плиталар), тукиладиган ёқи 1,5 МПа (15 кг/см<sup>2</sup>) ва паст мустаҳкамлик чегарали бетон тулдир-гичли куп қатламли деворларни теримини иситгични юқламалама кўтариш қобилиятини ҳисобга олинмаган кесим буйича ҳисоблаш керак.

4.28 Девор билан бикр боғланган, қопламали деворни ҳисобини, юқламалама кўтарувчи иситхимояловчи қатламлар йўқлигида ёқи мавжудлигида, (24) формула буйича бир материалга келтирилган кесим буйича, куп қатламли деворлар ҳисоби қондалари буйича бажариш керак (4.22-4.24б).

Куп қатламли қопламали деворларда, кесим-келтириладиган қатламни мустаҳкамликдан фойдаланиш коэффициентини қатталигини 22 ва 23-жадвалда келтирилганларидан энг кичигини қабул қилиш керак.

Юқламани эксцентриситети қоплама томонга булса, (13) формуладаги  $\omega$  коэффициентни бирга тенг қабул қилиш керак.

Кесимни чузилган томонидаги қопламани чоқини очилиши буйича ҳисоби, терим томонга булган эксцентриситет, келтирилган кесим ўқиға нисбатан 0.7у дан ошганда 5.3 банд курсатмалари буйича бажарилиши керак.



Қоплама қатлам материалы $m_1$	Девор материалы $m_2$							
	сопол тошлар		пластик қойылган доп		сиппакат гишт		чалакур. қ қойылган доп	
	$m_1$	$m_2$	$m_1$	$m_2$	$m_1$	$m_2$	$m_1$	$m_2$
65 мм ли пластик қойылган доп томон гишт	0,8	1	1	0,9	1	0,6	1	0,65
140мм ли ёрикенмон бушликли олд томон сопол тошлар	1	0,9	1	0,8	0,85	0,6	1	0,5
Сиппакат бетондан яшлан катта улчамли гиштлар	0,6	0,8	0,6	0,7	0,7	0,6	0,9	0,6
Сиппакат гишт	0,6	0,85	0,6	1	1	1	1	0,8
138 мм ли сиппакат тошлар	0,9	1	0,8	1	1	0,8	1	0,7
Цементли оғир бетондан катта улчамли гиштлар	1	0,9	1	0,9	1	0,75	1	0,65

Қопламали деворларда, қатламлар мустаҳкамлигидаги фойдаланиш коэффициентлари  $m$  и  $m_1$  23-жадвалда келтирилган.

4.29 Қопламали деворларни ҳисобташда, қоплама томонга булган эксцентриситет  $0,25\gamma$  ( $\gamma$  - келтирилган кесимни оғирлик марказидан, эксцентриситет томонга кесимни четигача булган масофа). Деворни ички четига йуналган эксцентриситет  $e_n > \gamma \frac{1-m}{1+m}$ , лекин 0,1у дан кам

эмас. (10-13) формулалар буйича ҳисоб, 22-23-жадвалда келтирилган  $m$  ва  $m_1$  коэффициентларни ҳисобга олмасдан, ҳудди бир қатламли кесимни деворини асосий юкламалама кутарувчи қатламини материал буйича бажарилади бунда ҳисобга унсур кесимини ҳамма юзаси киритилади.

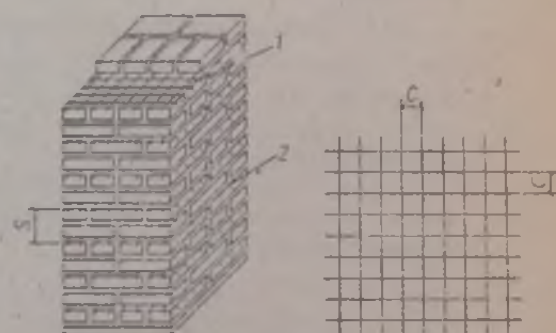
### Ўзак тошлар қурилмалар Турсимон узакланган унсурлар

4.30 Турсимон узакланган унсурларни (10-расм) марказий сиклишидаги ҳисобини қуйидаги формула буйича бажариш керак.

$$N \leq m_2 \phi R_{sk} A \quad (26)$$

бу ерда  $N$  - ҳисобий буйлама куч.

$R_{sk} \leq 2R$  - ҳамма турдаги ништ ва ёрикенмон тик бушликли сопол тошлар узакланган терими учун, қуйидаги формула билан аниқланадиган, марказий сиклишидаги ҳисобий қаршилик:



10-расм.

Тош қурилмаларни қўндаланг (турсимон) узаклаш, 1- турсимон узак, 2- турсимон узакни жойлаштириш назорат қилиб туриш учун унинг чиқиб турган қисми.

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu R}{100} \quad (27)$$

қоришмани мустаҳкамлиги 2,5 МПа (25 кгк/см<sup>2</sup>) дан кам терими бажариш жараёнидаги мустаҳкамлигини текширишда

$$R_{sk} = R_1 + \frac{2\mu R_1}{100} \frac{R_1}{R_{25}} \quad (28)$$

формула буйича, қоришмани мустаҳкамлиги 2,5 МПа (25 кгк/см<sup>2</sup>) дан кўп булса,

$\frac{R_1}{R_{25}}$  нисбат 1 га тенг қабул қилинади.

$R_1$  - қоришма қотганлиги қурилаётган муҳлатдаги узакланмаган терим. 1

сиқилишга ҳисобий қаршилиги.

$R_{25}$  - 25 марка қоршмада теримни ҳисобий қаршилиги;

$\mu = \frac{V_1}{V_k} 100$  - ҳажми буйида узаклаш фои-

зи, квадрат булмалли  $A_k$  кесимни узакдан, буйида улчамлари  $C$ , баландлик буйида турлар ораси  $S$ .

$$\mu = \frac{2A_k}{cs} 100$$

$m_k$  - (16) формула билан аниқландиган коэффициент;

$V_1$  ва  $V_k$  - узак ва теримни тегишли ҳажмлари;

$\phi$  - (4) формула буйида аниқландиган, турсимон узакланган  $\alpha_k$  теримни қайишқоклик хусусиятида  $\lambda_n$  ёки  $\lambda$ , учун 18-жадвал буйида аниқландиган, буйлама эгилш коэффиценти.

*Изоҳлар:* 1. Турсимон узакли теримни, марказий сиқилишдаги узаклаш фоиизи

$$\mu = 50 \frac{R}{R_1} \geq 0,1\%, \text{ дан ошиб}$$

кетмаслиги керак.

2. Турсимон узакли унсурлар, терим қаторини баландлиги 150 мм гача, маркази 50 дан ам булмаган қоршмаларда бажарилиши керак.

4.31 Кесим ўзаги четгарасидан четга чиқмаган (тўғри бурчакли кесим учун  $e_0 \leq 0,17h$ ), кичик эксцентриситетда турсимон узакли номарказий сиқилган унсурларни ҳисобини

$$N \leq m_k \phi_1 R_{\text{об}} A_c \omega \quad (29)$$

ёки тўғрибурчакли кесим учун

$$N^* \leq m_k \phi_1 R_{\text{об}} A \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \omega, \quad (30)$$

формула буйида бажарилиши керак. бу ерда

$R_{\text{об}} \leq 2R$  - жоришма маркази 50 ва ундан ошқ булган, узакланган теримни номарказий сиқилишдаги ҳисобий қаршилиги

$$R_{\text{об}} = R + \frac{2\mu R_1}{100} \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right), \quad (31)$$

формула буйида, қоршма маркази 25 дан паст булганда (теримни бажариш жараёнидаги мустақкамлигини текширишда)

$$R_{\text{об}} = R_1 + \frac{2\mu R_1}{100} \frac{R_1}{R_{25}} \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) \quad (32)$$

формула буйида аниқланади. Қолган катталиқлар 4.1 ва 4.7 банддаги қийматларга эга.

*Изоҳлар:* 1. Эксцентриситетлар кесим узигини четгарасидан ташқарига чиққанда (тўғри-бурчакли кесимлар учун  $e_0 > 0,17h$ ), шунингдек  $\lambda_n > 15$  ёки  $\lambda > 53$  булганда, турсимон узаклашни қўллаш мумкин эмас.

2. Турсимон узакли теримни номарказий сиқилишдаги узаклаш фоиизи

$$\mu = \frac{50R}{(1 - \frac{2e_0}{y})R_1} \geq 0,1\%, \text{ дан}$$

ошмаслиги керак.

### Буйлама узакланган унсурлар

4.32 Буйлама узакли тош қурилма унсурларини, марказий сиқилишдаги ҳисобини

$$N \leq \phi(0,35m_k RA + R_c A'), \quad (33)$$

$$A' = \frac{N - \phi 0,85m_k RA}{\phi R_c}, \quad (34)$$

$$\mu = \frac{A'}{A} 100, \quad (35)$$

формулар буйида бажарилади. бу ерда

$R_c$  - 19 б. буйида қабул қилинади-ган, сиқилган буйлама узакни ҳисобий қаршилиги;

$A'$  - буйлама узакни кесим юзаси.

Қолган белгилар 4.1 ва 4.2 б. буйида аниқланади.

Буйлама узакланган теримни қайишқоклик хусусияти  $\alpha$  3.20 б. буйида қабул қилинади.

4.33 Номарказий сикилишда, номарказий сикилган унсурларни иккчи ҳолати ажратилади:

1-ҳол, ушбу шарт бажарилганда: кесимнинг ихтиёрий шаклида

$$S_c < 0,8S_0; \quad (36)$$

кесимни туғрибурчак шаклида

$$x < 0,55h_0; \quad (37)$$

2-ҳол, ушбу шарт бажарилганда:

$$S_c \geq 0,8S_0; \quad (38)$$

кесимни туғрибурчакли шаклида

$$x \geq 0,55h_0. \quad (39)$$

Теримни бутун кесимини чузилган  $A$ , ёки камроқ сикилган узакни огирлик марказига нисбатан статик моменти  $S_0$ , кесимнинг ихтиёрий шаклида

$$S_0 = A(h_0 - y), \quad (40)$$

формула буйича аниқланади,

бу ерда  $h_0$  - кесимни ишчи баландлиги  $h_0 = h - a$

$h$  - бутун кесимни баландлиги;

$a$  -  $A$ , узак томонидан химоя қатламини қалинлиги,

$y$  - бутун кесимни огирлик марказидан энг сикилган четигача булган масофа

Кесимни туғрибурчакли шакли учун

$$S_0 = 0,5 b h_0^2 \quad (41)$$

бу ерда

$b$  - туғрибурчакли кесимни эни.

Терим кесимини сикилган қисмини, чузилган ёки кам сикилган узакни  $A_s$ , огирлик марказига нисбатан статик моменти  $S_c$ , кесимнинг шакли ва улчамлари, нейтрал ўқни ҳолати ва химоя қатламига боғлиқ.

4.34. Кесими туғрибурчак, стержень узакли узакланган эгилувчи унсурларни ҳисоби ушбу формулалар буйича бажарилади:

а) қуш узакликда

$$M \leq R_b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a); \quad (42)$$

бу ҳолда бетараф ўқни ҳолати

$$R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b x; \quad (43)$$

формула буйича аниқланади  
б) якка узакда

$$M \leq 1,25 R_b x (h_0 - 0,5x); \quad (44)$$

бу ҳолда бетараф ўқни ҳолати

$$R_s A_s = 1,25 R_b x \quad (45)$$

формула буйича аниқланади.

Теримни сикилган қисмини баландлиги ҳамма ҳолларда ушбу шартларни қаноатлантириши керак:

$$x \leq 0,55h_0 \text{ ва } x \geq 2a. \quad (46)$$

4.35 Эгилувчи унсурларни қундаланг кучга ҳисобини қуйидаги формула буйича аниқланади:

$$Q \leq R_{tw} b z. \quad (47)$$

Туғрибурчакли кесимда

$$z = h_0 - 0,5x. \quad (48)$$

4.36 Буйлама узакланган терим унсурларини марказий чузилишидаги ҳисоби қуйидаги формула буйича аниқланади.

$$N = R_s A_s \quad (49)$$

Темірбетон билан кучайтирилган тош девор (комплекс қурилмалар)

4.37 Комплекс унсурларни марказий сикилишга ҳисоблашда, қуйидаги шартларга риоя қилиш керак:

$$N \leq \varphi_{sc} \left[ 0,85 m_x (R_A + R_b A_b) + R_{sc} A'_s \right] \quad (50)$$

бу ерда  $R_b$  ва  $R_{sc}$  - бетон ва узакни марказий сикилишдаги ҳисобий қаршилиги;

$A_b$  - бетон кесимини юзаси;

$A'_s$  - узак кесимини юзаси;

$\varphi_{cs}$  - комплекс қурилмани, теримни қайишқоклик хусусиятида, 4.2. 6. буйича қабул қилинадиган буйлама эгилиш коэффициенти:

$$\alpha_{cs} = \frac{E_{0,red}}{R_{red}} \quad (51)$$

Комплексе унсурларни келтирилган қайишқоклик модули ва комплекс кесими вақтинчалик қаршилиги

$$E_{0,red} = \frac{E_k I_k + E_b I_b}{I_k + I_b} \quad (52)$$

$$R_{red} = \frac{R_k A + R_b A_b}{A + A_b} \quad (53)$$

формулалар буйича аниқланади.

(52) ва (53) формулаларда

$E_k, E_b$  - терим учун 3.20 банд буйича, бетон учун ҚМҚ 2.03.01-97 буйича аниқланадиган, терим ва бетонни бошланғич қайишқоклик модули;

$I_k, I_b$  - терим ва бетон кесимини инерция моменти;

$R_{red} = 2R$  - теримни сикилишга вақтинчалик қаршилиги (уртача мустақкамлик чегараси)

$R_{kb}$  - ҚМҚ 2.03.01-97 буйича қабул қилинадиган, бетоннинг сикилишдаги меъерий призма мустақкамлиги.

4.38. Кичяк эксцентриситетларда (1-холд):

$$S_c \geq 0,8S_0, \quad (54)$$

шарт бажарилганда, ҳисоб.

$$N \leq \frac{\varphi_{cs} [0,85m_c (RS_k + R_b S_b) + R_s S_s]}{e} \quad (55)$$

формула буйича бажарилади.

Бу ҳолда, агар  $N$  куч  $A_s$  ва  $A'_s$  узаклар оғирлик марказлари орасига қуйилган бўлса, қушунга шарт қаноатлантирилиши керак:

$$N \leq \frac{\varphi_{cs} [0,85m_c (RS_{k1} + R_b S_{b1}) + R_s S_s]}{e'} \quad (56)$$

Якка узакда ( $A'_s = 0$ ) ҳисоб

$$N \leq \frac{\varphi_{cs} m_c (RS_k + R_b S_b)}{e} \quad (57)$$

(54)-(57) формулаларда:

$S_0 = S_k + \frac{R_b}{R} S_b$  - комплекс кесим юзининг (теримга келтирилган), чузилган ёки кам сикилган узакни  $A_s$  оғирлик марказига нисбатан статик моменти;

$S_c = S_{c1} + \frac{R_b}{R} S_{c2}$  - комплекс кесим сикилган қисми юзасини узакни  $A_s$  оғирлик марказига нисбатан статик моменти;

$S_{k1}$  ва  $S_{b1}$  - терим ва бетон кесимини сикилган қисмини юзасини узакни  $A_s$  оғирлик марказига нисбатан статик моментлари;

$S_k, S_b$  ва  $S_s$  - терим, бетон ва узакни  $A_s$  кесим юзасини, узакни  $A'_s$  оғирлик марказига нисбатан статик моментлари;

$e$  ва  $e'$  -  $N$  куч қуйилган нуқтадан,  $A_s$  ва  $A'_s$  узаклар оғирлик марказигача бўлган масофа.

Агар  $A_s$  ва  $A'_s$  узакларни оғирлик марказлари кесим четидан 5 см дан кўп масофада бўлса, (56) ва (57) формулаларда статик моментлар ва  $e$  ва  $e'$  эксцентриситетлар кесим четига нисбатан аниқланади.

Комплексе қурилмаларни нормарказий сикилган унсурларида  $S_s < 0,8 S_0$  шарт бажарилганда ҳисоб

$$N \leq \varphi_{cs} [m_c (0,85RA_{cs} + R_b A_{bc}) - R_s A'_s - R_s A_s] \quad (58)$$

формула буйича бажарилади.

Бу ҳолда бетараф ўқни ҳолати ушбу тенгламадан аниқланади

$$m_c (0,85R S_{k1} + R_b S_{b1}) \pm R_s A'_s e' - R_s A_s e = 0 \quad (59)$$

(59) формулада  $N$  куч,  $A_s$  ва  $A'_s$

узаклар оғирлик марказлари орасидаги масофадан ташқарида қуйилган бўлса <<қушув>> белгиси,  $N$  куч  $A_s$  ва  $A'_s$  узаклар оғирлик марказлари орасида қуйилган бўлса <<айриш>> белгиси қабул қилинади.

Якка ўзакланганда ( $A' = 0$ ) ҳисоб

$$N \leq \varphi_r [m_r (0.85 \omega R A_{cs} + R_b A_{bc}) - R_s A_s] \quad (60)$$

формула бўйича бажарилади ва бетараф ўқни ҳолатини ушбу тенгламадан аниқланади

$$m_r (0.85 R S_{cs,N} + R_b S_{bc,N}) - R_s A_s e = 0 \quad (61)$$

(58)-(61) формулаларда:

$A_{cs}$  - теримни сиқилган қисмини юзаси;

$A_{bc}$  - бетонни сиқилган қисмини юзаси;

$S_{cs,N}$  - теримни сиқилган қисмини, куч қўйилган нуктага нисбатан статик моменти;

$S_{bc,N}$  - бетонни сиқилган қисмини, куч қўйилган нуктага нисбатан статик моменти;

4.39 Комплекс қурилмаларнинг эги-лувчи унсурларини ҳисоби

$$M \leq R S_{cs} + R_b S_{bc} + R_s S_{cs} \quad (62)$$

формула бўйича бажарилади.

Нейтрал ўқни ҳолати ушбу тенгламадан аниқланади

$$R_s A_s - R_{sc} A'_s = R A_{cs} + R_b A_{bc} \quad (63)$$

Комплекс кесимни сиқилган қисми

$$S_c < 0.8 S_0 \quad \text{ва} \quad z \leq h_0 - a' \quad (64)$$

шартларни қаноатлантириши керак.

Бу ҳолда  $S_0$  ва  $S_c$ , шунингдек  $S_{cs}$  ва  $S_{bc}$  ни қийматлари, нормарказий сиқилишдагидек, ички қуш қучлар елкаси  $z$  эса,  $R A_{cs}$  ва  $R_b A_{bc}$  қучларни тенг таъсир қилувчисини қўйилган нуктасидан  $A_s$  ўзакни оғирлик марказигача бўлган масофа қабул қилинади.

Якка эгилувчан ўзакда ( $A' = 0$ ) ҳисоб

$$M \leq R S_{cs} + R_b S_{bc} \quad (65)$$

формула бўйича ва бетараф ўқни ҳолати

$$R_s A_s = R A_{cs} + R_b A_{bc} \quad (66)$$

тенгламадан аниқланади.

4.40 Комплекс қурилмаларнинг эги-лувчи унсурларини кундаланг кучга ҳисоби

$$Q \leq R_{tw} b z \quad (67)$$

бу ерда  $R_{tw}$  - 10 ва 11 жадваллар бўйича қабул қилинадиган, теримни бош қузувчи қучланишларга ҳисобий қаршилиги.

### Халқалар билан кучайтирилган унсурлар

4.41 Халқалар билан кучайтирилган, гишт теримни қурилмаларини марказий ва нормарказий сиқилишда, эксцентриситетлари кесим ўзаги чегарасидан чиқмаганда ҳисоб ушбу формулалар бўйича бажарилади:

$$N \leq \varphi \varphi_r [m_r m_r R + \eta \frac{2.5 \mu}{L + 2.5 \mu} \frac{R_{tw}}{100} (A - R_s A'_s)] \quad (68)$$

темирбетон халқада

$$N \leq \varphi \varphi_r [m_r m_r R + \eta \frac{3 \mu}{1 + \mu} \frac{R_{tw}}{100} (A + m_r R A_s - R_s A'_s)] \quad (69)$$

ўзакланган қоришма халқада

$$N \leq \varphi \varphi_r [m_r m_r R + \eta \frac{2.8 \mu}{1 + 2 \mu} \frac{R_{tw}}{100}] A \quad (70)$$

$\psi$  ва  $\varphi$  коэффициентлар марказий сиқилишда  $\psi = 1$  и  $\varphi = 1$ ; нормарказий сиқилишда:

$$\psi = 1 - \frac{2e_c}{h} \quad (71)$$

$$\eta = 1 - \frac{4e_s}{h} \quad (72)$$

га тенг қабул қилиниши керак.

(68)-(72) формулаларда:

$N$  - буйлама куч;

$A$  - кучайтириладиган теримни кесим юзаси;

$A'_s$  - пулат халқани буйлама бурчаклар ёки темирбетон халқани буйлама ўзаклар

25-жадвал

Қопламаларни тури ва вазифаси	
Суюқликларни гидростатик босими таъсир қилмадиган қурилмалар учун гидрохимоя цемент сувоқ.	$0,8 \cdot 10^{-4}$ $0,5 \cdot 10^{-4}$
Суюқ ойнали кислотабардош сувоқ еки тош қўйма (диабаз, базальт) плиткали кислотабардош суркамали бир қават қоплама.	
Кислотабардош суркамали туррибурчакли қўйма тош плиткадан қилинган икки, уч қатламли қопламалар.	
а) плиткани узун тарафи бўйлаб б) плиткани кеска тарафи бўйлаб	$1 \cdot 10^{-7}$ $0,8 \cdot 10^{-7}$

*Изоҳ.* Қурилмаларни буйишма узакланганда, шунингдек, узакланмаган қурилмаларни ени тўр устидан суванганда, энг кўп инжибий шакл узгариш  $\epsilon_n$  ни 25% га кўтаришга ҳақ қўйилади.

$I$  - кесимни инерция моменти;  
 $E$  - (8) формула бўйича аниқланган теримни шакл узгариш модули.

### 6 ҚУРИЛМАЛАРНИ ЛОЙИХАЛАШ БЎЙИЧА КЎРСАТМАЛАР

#### Умумий курсатмалар

6.1 Девор, устун, пешток ва бошқа унсурларни мустаҳкамлаш ва турғунлигини, бинони қуриладиган даврида текширишда, ораёпма унсурлари (тўсин, плита ва б.) теримни бажариш вақтида ёткизилади ва бино унсурларини янги теримга тавнишиш мумкинлигини ҳисобга олиш керак.

6.2 Қурилмаларни катта ўлчамли унсурлари (панель, йирик блоклар ва ш.у) уларни тайёрлаш, ташиш ва урнига урнатиш босқичларига ҳисоблаб текшириш керак.

Ҳисоблашда йиғма қурилма унсурларини уз оғирлигини ташишда-1,8; кўтариш ва урнатишда-1,5; га тенг булган динамиклик коэффициентини ҳисоб олиб қабул қилиш керак; бу ҳолда унсурни уз оғирлигига қайта юкламалаш коэффициенти кiritилмайди.

Юқорида курсатилган динамиклик коэффициентларни камайтиришга йўл қўйилди, қачонки, шу унсурларни узок вақт давомида қўллаш тажрибасида тасдиқланган бўлса, лекин 1,25 дан паст эмас.

6.3 Туғри шаклли тошли терим учун, гишт панелларидан ташқари, боғланшга қўйиладиган минимал талаблар кузда тўтилиши керак:

а) қалинлиги 65 мм яхлит гишт терими учун-теримни олти буйлама-каторига бир кўндаланг катор, қалинлиги 88 мм ли ва ичи буш 65 мм гиштда-тўрт буйлама катор теримига, бир кўндаланг катор;

б) туғри шаклли тош терими учун катор қалинлиги 200 мм гача булганда-уч буйлама каторга бир кўндаланг катор.

6.4 Девор ва устунларни пойшвор, шунингдек ёндашган йулқалар томонидан намланишига қарши, йулқа сатҳидан юқорида гидрохимоя қатлами бажаришни кўзда тутиш керак. Ертула полидан пастда ҳам гидрохимоя бажарилиши керак.

5.5. Узакланмаган теримни тош қурилмаларини чўзилган юзаларини шакл узгариши бўйича ҳисоблашни ушбу формулалар бўйича бажариш керак:

ук бўйлаб чўзилишда

$$N \leq EA\epsilon_n \quad (74)$$

эгаллишда

$$M \leq \frac{E\epsilon_n}{h-y} \quad (75)$$

нормарказий сиклишда

$$N \leq \frac{EA\epsilon_n}{A(h-y)\epsilon_0 - 1} \quad (76)$$

нормарказий чўзилишда

$$N \leq \frac{EA\epsilon_n}{A(h-y)\epsilon_0 + 1} \quad (77)$$

(74)-(77) формулаларда

$N$  ва  $M$  - терим юзаси сувоқ ёки плитка билан қоплангандан сўнг қўйиладиган меъерий юкламалардан буйлама куч ва момент;

$\epsilon_n$  - 25-жадвал бўйича қабул қилинадиган чегаравий нисбий шакл узгаришлар;

$(h-y)$ -терим кесими оғирлик марказидан қопламани энг узок чўзилган чет-гача булган масофа;

Деразаси, камар, парапет ва шунга ухшаш деворнинг куп ҳўлланидиган чиқик қисмлари учун, цемент қоришмаси, туңқали ва б. химоя қатлам кузда тутилиши керак. Деворни чиқик қисмлари атмосфера сувлари оқиб тушиши учун қияликка эга булиши керак.

6.5 Тош материалли узакланмаган теримлар теримни турн, дунингдек тош ва қоришмани мустаҳкамлигига қараб, турт гуруҳга булинади (26-жадвал).

6.6 Тош деворлар бинонинг конструктив тарзига қараб юк қутарувчи узини оғирлиги ва шамол юкламалардан ташқари, еима, қран ва шу юкламаларни ҳам қутарувчи.

уз-узини қутарувчи, фақат бино ҳамма қават деворларини уз оғирлиги ва шамол юкламаларини қутарувчи;

юклама қутариладиган (осма девор шу жумлада) баландлиги 6 м дан куп бўлмаган фақат бир қават чегарасида уз оғирлик ва шамол юкламаларини қутаридиган; қават баландлиги 6 м дан куп булса, бу девор уз-узини қутарувчига тегишли булади.

пардевор-ички деворлар, баландлиги 6 м дан куп булмаган фақат бир қават чегарасида уз оғирлигини ва шамол (дераза урнилари очиклигида) юкламаларини қутарувчи; баландлик 6 м дан куп булса, бу турдаги деворлар шартли уз-узини қутарувчиларга тегишли булади.

26-жадвал

Терим тури	Терим гуруҳи			
	I	II	III	IV
1. Маркази 50 ва ундан ортик гишл еки тошдан яхши терим	Маркази 10 ва ундан ортик	4 маркали қоришмада		
2. Юқоридагидек, 35 ва 25 маркаларда		10 ва ундан юқори марка қоришмада	4 маркали қоришмада	
3. Юқоридагидек, 15-10 ва 7 маркаларда			Хоҳлаган қоришмада	Хоҳлаган қоришмада
4. Юқоридагидек, 4 маркада				Юқоридагидек
5. Гишл еки тошдан ширк блоклар (спиративий ва триградийман)	25 ва юқори маркали қоришмада			
6. Групи материалли терим (групи блоклар ва хом гишл)			Оҳакли қоришмада	Лош қоришмада
7. Гишл еки бетон тошдан уфқини қунданан қатор билан еки екоба билан биланан екилаштирилган терим	50 ва юқори маркали қоришмада, екифи В2 наст булмаган бетон тулдиргичли еки В2 ва юқори екиф бетон қушимча қатлам тулдиргичли	25 маркали қоришмада В1 екиф бетон еки иккалаштиларда	10 маркали қоришмада, тулдиргич билан.	
8. Гишл еки тошдан қудуқсини екилаштирилган терим (екилаштирилган билан боғланган)	50 ва юқори маркали қоришмада екиекхимояловчи екифта тулдиргичли еки тулатиш билан	25 маркали қоришмада екиекхимояловчи екифта тулдиргичли еки тулатиш билан		
9. Ясең-харсанг тош терими		25 ва юқори маркали қоришмада	10 ва 4 маркали қоришмада	лош қоришмада
10. Екиф-харсанг тош терими		50 ва юқори маркали қоришмада	25 ва 10 маркали қоришмада	4 маркали қоришмада
11. Харсангтош бетон	В7,5 ва юқори екиф бетонда	В5 ва В3,5 екиф бетонда	В2,5 екиф бетонда	

Үз-узини ва юлама кўтармайдиган ташки деворли бичоларда, ёпма, ораёпма ва ш.у. юкламалар даркас ( ифч) ёки бинони кўндаланг деворларига берилади.

6.9 Бино тош деворлари ва устунларини уфкий юкламалар, нормаркзитив ва марказии сиклитивга ҳисоблашда, уларни уфкий йуналишда ёпма, ораёпма ва кўндаланг деворларга таянган деб қабул қилинади.

Бу таянчлар, бикр (сиклзмайдиган) ва кайишқок таянчларга булинади.

Бикр таянчларга:

а) қалинлиги 12 см дан кам бўлмаган тош ва бетон кўндаланг деворлар, темирбетон девор 6 см дан кам бўлмаган, тиртович девор, бикр тугулли кўндаланг ромлар, уфкий юкламадарга ҳисобланган кўндаланг деворларни қисми ва бошқа қурилмалар;

б) кўндаланг бикр қурилмалар орасидаги масофа 27-жадвалда курсатилганидан кўп бўлмаган ёпма ва ораёпмалар;

в) деворлардан утадиган уфкий юкламалар таъсирига, мустақиллик ва шикл узгариш бўйича ҳисобланган шамолга

қарши камар, фермалар, шамолга қарши боғламалар.

Қайишқок таянч деб, "в" бандда курсатилган шамол боғламалар бўлмаганда, кўндаланг бикр қурилмалар орасидаги масофа 27-жадвалда курсатилгандан кўп бўлган ёпма ва ораёпмалар қабул қилинади. Ораёпма билан боғланмаган (ғилдиракли таянч ва ш.у. урнатилганда) девор ва устунларни эркин турувчи сифатида ҳисоблаш керак.

6.8 Қайишқок таянчларда ром тузулини ҳисоби бажарилади, бу ҳолда девор ва устунлар (темирбетон, ғишт ва б.) устун, ораёпма ва томёпмалар эса сарров бўлади. Бу ҳолда, устунлар таянч кесимларида бикр маҳкамланган деб қабул қилинади.

Ромларни статик ҳисоблашда, ғишт ёки тошдан терилган девор ёки устунлар бикрлигини қайишқоклик модули  $E=0,8E_0$  ва кесимни инерция моменти чок очилиш-шини ҳисобга олмаган ҳолда қабул қилишга йул қуяилади, ораёпма ва томёп-мааларни эса, деворлар билан оқинқмо-шикли, боғланган бикр сарров (тиргак) сифатида қабул қилинади.

27-жадвал.

Ёпма ва ораёпма турлари	Кўндаланг бикр қурилмалар орасидаги масофа, теримни гуруҳлари			
	I	II	III	IV
А. Йиғма қўйма бетошланган (2-изохин к.) ш қўйма темирбетонлар	54	42	30	
Б. Йиғма темирбетон тушамалари (3-изохин к.) ва плита ёки тош тушамали темирбетон ёки пудат тушамалардан	42	36	24	
В. Ёгочли	30	24	18	12

Изоҳлар: 1. 27-жадвалда курсатилган четравити масофалар қўйидаги ҳолларда қамалтирилиши керак:

а) шамолни тезлик босими 70,85 ва 100 кг/м<sup>2</sup> -тегишли равишда 15,20 ва 25% га;

б) бино башашини 22-32 м бўлганда-10% га; 33-48 м-20% га; ва 48 м дан кўп бўлса-25% га;

в) эни б иккиланган қават башашинидан Н кам бўлган тор биноларда- $b/2H$  нисбатга пропорционал ҳолда.

2. Йиғма қўйма бетошланган А тур ораёпмаларда плиталар орасидаги чоклар, чузувчи кучларни улар орқали бериш учун қуманттирилган бўлиши керак (узак учларини шаваншиаб, чокларга қўшимча узак қўйиб, оғир бетон плита бўлганда маркаси 100 дан паст бўлмаган, сикл бетон плиталарда эса маркаси 50 дан паст бўлмаган қоринма билан қўйиш ёки монолитлашини бошқа усуллари билан).

3. Б турдаги ораёпмаларда плита ёки тошлар орасидаги чоклар, шунингдек тулдиришч унсурлари ва түсинлар орасидаги чоклар маркаси 50 дан паст бўлмаган қоринма билан пухта қилиб тулдирилиши керак.



6.9 Ҳисоблашда, пилястрли ёки пилястрсиз деворларни энини:

а) агар томёлма қурилмаси, раҳналар орасидаги кенгликка тенг булган бутун таяниш узунлиги бўйича босимли бир меъерда тарқалишини таъмин қилса;

б) агар томёлмага девордан ёптама босим ферма ва хариларни деворга таянган жойлардан утса, пилястрли девор ромни баландлиги бўйича бир-хил кесимли устунни сифатида қаралади. бу ҳолда тоқчасини эни пилястр четидан ҳар томонга  $\frac{1}{3}H$  га тенг, аммо  $6h$  дан ва раҳналар орасидаги девор кенлигидан кўп эмас ( $H$ -махкамланган сатҳидан деворни баландлиги,  $h$ -девор қалинлиги). Пилястр булмаси ва деворга туллама (ғуж) юклама утса, ферма эки хари таянчи остига урна-тилган тарқатувчи, плитани четидан ҳар томонга  $\frac{1}{3}H$  қисм кенглик қабул қилинади.

6.10. Қаватлараро ёпма текислигида таянчи булган девор ва устунлар, 6.7 б. мувофиқ биқр деб қаралади, нормарказий юкламатарга тик, бўлинмаган тусин сифатида ҳисобланадилар.

Девор ва устунларни таянч ошиқ-мошиқлари ораёлма таяниш текислигида жойлашган, баландлиги бўйича булақланган бир ораликли тусинлар деб ҳисоблашга иул қўйилади. Бу ҳолда юқоридаги қаватлар юкламасини устки қават девор ёки устунни кесимини оғирлик марказига қўйилган деб қабул қилиш керак. Ҳисобланаётган қават чегарасида юкламани кесимни қават чегарасида узғариши ва ётиқ ва қия ариқчалар билан заифланганлигини ҳисобга олиб, девор ёки устун кесимини оғирлик марказига нисбатан ҳақиқий эксцентриситет билан қўйилган қабул қилинади. Таянч босимини ҳолатини сақлайдиган махсус таянчлар йўқлигида, ҳари, тусин ёки тушама таянч реакция қўйилган нуқтадан деворни ёки таянч плитасини ички четигага масофани, маҳкамлаш нуқурлигини учдан бирига тенг, лекин 7 см дан кўп қабул қилиш керак эмас.

Шамол таъсиридан эгувчи моментни, ҳар бир қават чегарасида, уларни маҳкамланган тусинлар учун аниқлаш керак, энг юқориги таянчи ошиқ-мошиқли деб қабул қилинадиган юқори қават бундан ташқари.

6.11 Деворларни (ёки унинг айрим тик булақларини) тик ва ётиқ юкламаларга ҳисоблашда:

а) ётиқ кесимларни сиқилишга ёки нормарказий сиқилишга;

б) қия кесимларни, девор текислигида эгилишга бош чузувчи кучланишларга.

в) ҳар ҳил юкланган узаро боғланган деворлар ёки деворни ҳар ҳил ётирлик қўшни булақларини тик юкламалардан сриқлар очилишга.

Уфқий юкламалар таъсирини қундалыт ва бундама деворларни биргаликда ишлашини ҳисобга олишда, уларни узаро бириккан жойларидаги

$$T = \frac{QAvH}{I} \leq hHR \quad (78)$$

формула бўйича аниқланадиган сурувчи кучларни қабул қила олиши таъминланиши керак бу ерда

$T$ -бир қават чегарасидаги сурувчи кучлар;

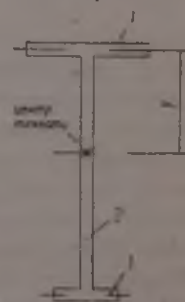
$Q$ -қават баландлигини уртасида, уфқий юкламалар ҳисобий қундаланг куч.

$v$  - буйлама девор учидан, тарҳдаги девор кесимини оғирлик марказидан утувчи уккача булган масофа (11-расм)

$A$  - тоқча кесимини лозаси (буйлама деворни, ҳисоблашда ҳисобга олиннадиган булағи);

$I$  - девор кесимини, тарҳдаги девор кесимини оғирлик марказидан утувчи укка нисбатан инерция моменти;

$h$  - қундаланг деворни қалинлиги.



1-буйлама девор пардевори,  
2-қундаланг девор;

11-расм. Қундаланг девор ва буйлама девор пардеворини тарҳи.

Точка кесими юзаси А ва девор кесимини инерция моментини аниқлашда 6.96-да келтирилган курсивталарни ҳисобга ол: ш керак.

6.12 Кундаланг деворларни бош чузувчи кучланишларга ҳисобини

$$Q \leq \frac{R_{\text{ш}} h l}{\nu} \quad (79)$$

деворда кесимни чузилган қисми мавжуд булса

$$Q \leq \frac{R_{\text{ш}} A_1}{\nu} \quad (80)$$

(79) ва (80) формулаларда

Q - қават баландлигини уртасидаги уфқий юктамалардан ҳисобий кундаланг куч:

$$R_{\text{ш}} = \sqrt{R_{\text{ш}} (R_{\text{ш}} + \sigma_0)} \quad (81)$$

$R_{\text{ш}}$  - терим чоклар буйича бош чузувчи кучланишларга ҳисобий қаршилиги (10-жадвал)

$R_{\text{ш}}$  - теримни қайта юктамаланиш коэффициенти 0,9 билан аниқланадиган сиқиб олинган ҳисобий куч N дан булакланиб сиқилишга ҳисобин қаршилиги

$$\sigma_0 = \frac{0,9 N}{A} \quad (82)$$

Деворда кесимни чузилган қисми мавжудлигида

$$\sigma_0 = \frac{0,9 N}{A} \quad (83)$$

бу ерда

A - кундаланг девор кесимини, буйлама девор булақларини ҳисоби билан (ёки ҳисобисиз) юзаси (11-р.к.)

$A_1$  - девор кесимини, кесим узати чегарасидан чиққан эксцентриситетдаги факат сиқилган қисмини юзаси.

h - ингичкалашган булагини узунлиги қават баландлигини 1/4 дан ёки девор узунлигини 1/4 идан ошмаслик шартида, кундаланг деворни энг ингичкалашган жойидаги қалинлиги; деворда ариқчалар булса, уларни энг девор қалинлигидан олиб ташланади;

l - кундаланг деворни пландаги узунлиги, агар кесимга токчалар ташки девор булақлари сифатида кирса, у ҳолда l-ана шу токчалар уқлари орасидаги масофа.

$\nu = \frac{S_0 l}{I}$  - кесимдаги уринма кучланиш-

ларни ҳар қиллик коэффициентини,  $\nu$  нинг қиймати:

қуштакли кесим учун  $\nu = 1,15$ ;

таври кесим учун  $\nu = 1,35$ ;

тутри бурчакли кесим (буйлама деворларни ишлаштини ҳисобисиз) учун  $\nu = 1,5$ ;

$S_0$  - кесимни огирлик марказидан утадиган уқнинг бир томонида жойлашган кесим қисминини статик momenti.

I - кесимни огирлик марказидан ўтувчи уқта нисбатан бутун кесимини инерция momenti.

6.13 Теримни, (79),(80) формулалар буйича аниқланадиган парчаланишга қаршилиги етарли булмаса, уфқий чокларда узак билан буйлама узаклашга йул қуйилади. Узакланган теримни парчаланишга ҳисобий қаршилигини қуйидаги формулада буйича аниқланади:

$$R_{\text{ш}} = \sqrt{\frac{\mu R}{100} \left( \frac{\mu R}{100} + \sigma_0 \right)} \quad (84)$$

бу ерда

$\mu$  - деворни тик кесими буйича аниқланадиган узаклаш фоизи.

6.14 Бинони кундаланг деворларини, уларни текислигида таъсир килувчи уфқий юктамаларга ҳисоблашда, девордаги очик уришларни тепадонларини, деворни тик булақлари орасидаги ошиқ-мошикли ички ўрнатма сифатида қаралади.

Агар раҳнали кундаланг деворларни, уфқий юктамалар таъсиридаги мустаҳкамлиги, факат тепа-донлар биқрилиги ҳисобига таъминланса, у ҳолда тепадонлар уларда юзага келган киркувчи кучларни

$$T = \frac{QH_{\text{ш}}}{l} \quad (85)$$

формула буйича қабул қилишлари керак.

бу ерда Q-ҳисобланаётган тепадонларга туташаётган, ораёпма сатҳида, кун-

даланг девор қабул қилашган, уфқий юк-ламалардан булган ҳисобий кундаданг куч:

$H$  - қават баландлиги;

$l$  - кундачанг деворни пландаги узунлиги (6.12 б.);

$\gamma$  - 6.12 банд буйича қабул қилинади.

6.15 Тепадонларни уфқий юкламалардан (85) формула буйича аниқланадиган киркувчи кучларга ҳисоби, (86) ва (87) формулалар буйича эгилишга ва парчаланишга бажарилади. шу билан бирга олинган қатталиқларни кичиги қабул қилинади.

$$T \leq \frac{2}{3} R_n A \quad (86)$$

$$T \leq \frac{1}{3} R_n A \frac{h}{l} \quad (87)$$

бу ерда  $h$  ва  $l$ -тепадонни баландлиги ва оралиғи (ички);

$T$  - (45) га қ.

$A$  - тепадонни кундаланг кесими,

$R_n$  ва  $R_{nb}$  - 10 жаadwalга қаранг

Агар тепадонларни мустаҳкамлиги етарли булмаса, эгилиш ва парчаланишга ҳисобланган буилама узаклаш ёки темирбетон тусин билан кучайтирилиши керак.

Момент

$$M = \frac{Tl}{2} \quad (88)$$

ва кундаланг кучга  $T$  (45) бетон ва темирбетон қурилмаларни лойихалаш буйича ҚМҚ га мувофик. Тусин (тепадон) учларини деворга маҳкамланиш ҳисобини 6.48 б. курсатмалари буйича бажарилади.

Девор ва устунлар баландлигини уларни калинлигига йул қуйилган нисбатлари

6.16 Девор ёки устун баландлигини калинлигига нисбати, ҳисоблаш натижасидан қатъи назар, 6.17-6.20 б.да курсатилганидан ошмаслиги керак.

6.17 Орасепа ёки томпма юкларини кутарувчи очик, уринсиз девор учун  $\beta = H/h$  нисбат ( $H$ -қават баландлиги,

$h$  - деворни калинлиги ёки туғри бурчак кесимли устунни кичик томони), деворни эркин узунлиги  $l \leq 2.5 H$  да 28-жаadwalда (туғри шаклли тош материал терими учун) келтирилган қатталиқлардан ошмаслиги керак.

28-жаadwal

Қориниш таркаси	Терим гуруҳини (26-жаш.) $\beta$ нисбат			
	I	II	III	IV
50 ва юқори	25	22	17	14
25	22	20	17	14
10	20	17	15	14
4	-	15	14	13

Мураккаб кесимли пилластри девор ва устунлар учун  $h$  уринга шартли калинлик  $h_{red} = 3.5i$ , қабул қилинади, бу ерда  $i = \sqrt{I/A}$ . Доира ва айлана ичига чизилган купбурчак кесимли устунлар учун,  $h_{red} = 0.85d$ , бу ерда  $d$  - устун кесими диаметри

Изоҳ. Қават баландлиги  $H$  деворни эркин узунлиги  $l$  дан каттабулса,  $l/H$  нисбат 28-жашдан буйича 1.2  $\beta$  қимматдан ошмаслиги керак.

6.186.17.6.да курсатилганидан фарқли шароитларда девор ва пардеворлар учун  $\beta$  нисбатни, 29-жаadwalда келтирилган тузатиш коэффициенти  $k$  билан қабул қилиш керак.

Устунлар учун  $\beta$  ни чегаравий нисбатлари 28-жаadwal буйича, 30-жаadwalда келтирилган коэффициентлар билан қабул қилинади.

6.19 Девор ва пардеворлар учун, 28-жаш. да келтирилган ва 29-жашвал буйича  $k$  коэффициентта қупайтирилган  $\beta$  нисбатлар, теримни бир нуналишда (уфқий чокларда) конструктив буилама узакланганда 20% га қупайтирилиши мумкин.

Деворлар билан боғланган кундаланг устивор қурилмалар орасидаги масофа  $l \leq k\beta h$ , девор баландлиги  $H$  чегараланмайши ва мустаҳкамликка ҳисоблаб аниқланади.

29-жадвал

Девор ва пардеворларни хусусиятлари	Коэффициент $k$
1. Орасида еки томонида юкламаларини кўтарайдиган девор ва пардеворлар қалинлиги, см:	
25 ва кўп	1.2
10 ва кам	1.8
2. Очяк уринли деворлар	$\sqrt{\frac{A_1}{A_2}}$
3. Очяк уринли пардеворлар	0.9
4. Туташаётган қушчалани девор ёки устунлар орасидаги эркин узунлиги 2.5 дан $3.5H$ булган девор ва пардеворлар	0.9
5. Юқоридагидек, $l > 3.5H$ да	0.8
6. Харсангтошбетон ва харсангтош теримли деворлар	0.8

Изоҳлар: 1. Пасайтиришни алоҳида коэффициентлари  $k$  (29-жад.) қўлайтириб аниқланган  $\beta$  нисбатни пасайтиришни умумий коэффициент, устунлар учун 30-жад да курсатилган пасайтириш коэффициентини  $k_0$  дан паст қабул қилинмайди.

2. Юклама кўтармайдиган девор ва пардеворларни қалинлиги 10 см дан кўп, 25 см дан кам бўлса, тутатиш коэффициентини  $k$  ни қатъийлиги интерполяция буйича аниқланган.

3.  $A_1$  - този юза ва  $A_2$  - умумий юза қийматлари деворни уфқий қесими буйича аниқланган.

Эркин узунлиги,  $l$ ,  $H$  га тенг ёки кўп, лекин 2  $H$  дан кўп булмаса ( $H$ -кават баландлиги)

$$H + l \leq 3k\beta h. \quad (89)$$

шарт бажарилиши керак.

6.20 Юқоридаги қесимида маҳкамланмаган девор, пардевор ва устунлар учун,  $\beta$  нисбатни қийматлари, 6.17-6.19 б. да урнатилганидан 30% га кам булиши керак.

### Панел ва йирик блокли деворлар

6.21 Ғишт панелларни, маркаси 50 дан паст булмаган қоришмада, маркаси 75 дан паст булмаган лой ёки силикат ғиштдан лойихалаштириш керак.

6.22 Панелларни лойихалаштиришда, қондага кўра, қоришмани чокларни титратиш билан тўлдириниш кўзда тутилади. Титратилган теримни ҳисобий қаршилигини 3.2 б. буйича қабул қилиш керак. Ташқи девор учун, иссиқлик техникаси жиҳатидан самарали ичи буш сопол тошлардан, қалинлиги бир, бир ярим ва икки тош, титратиш қўлламасдан, бир қатламли панелларни лойихалаштиришга йул қўйилади. Бу ҳолда теримни ҳисобий қаршилигини 3.16 буйича қабул қилинади.

Изоҳ. Титратиш қўлламасдан, ичи буш сопол тош панелларда, теримни тик чоклари боғла-ниши керак, бу тўғрида лойихада курсатилгани керак.

30-жадвал

Устун қушчалани қесимини қичик томони, см	Устулар учун $k$ коэффициент	
	Ғишт ва туғри шаклий тошлардан	Харсангтош бетон ва харсангтош теримдан
90 ва кўп	0.75	0.6
70 - 80	0.7	0.55
50 - 69	0.65	0.5
50 дан кам	0.6	0.45

Изоҳ. Эни қалинлигидан кам булган тор пардеворларни (простенкаларни) чегаравий нисбатлари  $\beta$ , баландлиги очяк урин (рахна) баландлигига тенг устулар учун қабул қилиниши керак.

6.23 Ташқи деворни ғишт панелларини, икки ёки уч қатламли қилиб лойихалаш керак. Икки қатламли панелларни қалинлигини ярим ғишт ёки кўпроқ қилиб, панелни ташқи ёки ички томонида жоғлашган бикр иссиқсакловчи иситиш плитали ва бу қатлам узақланган маркаси 50 дан паст булмаган қоришмада, қалинлиги 40 мм пардоз қатлам билан ҳимояланиши керак.

Уч қатламли панелларни ташқи қатлари чорак ёки ярим ғишт қалинликда, урта қатламни бикр ёки яримбикр иссиқсакловчи плиталардан бажариш керак.

Ташқи девор панелларида қарқаслар, панел чет қуйлаб ва очяк урин (рахна) атрофида қобирга ёки чокларда жойла-

шиши керак. Каркас урнатиладиган қобиргаларни кенглиги 30 мм дан ошмаслиги керак.

Ташки девор панеллини лойиҳалашда, меъморни талабларга қараб, панелни ташки қатламини гишт ва тошлар сиртйни очик ҳолда ёки қоришмали пардоз қатламини қилиб бажариш мумкинлигини ҳисобга олиш керак.

6.24 Ички девор ва пардевор гишт панелларини бир қатламли, қалинлигини: чорак гишт (8,5 см) яримгишт (14 см) ва бир гишт (27 см) ва қалинлиги чорак гишдан икки қатламли (18 см) қилиб лойиҳалаштирилади.

*Илоҳлар.* 1. Панелларни қалинлиги ташки ва ички қоришма қатлам ҳисоби билан курсатишган.

2. Чорак гишт қалинлиқдаги панелларни фақат пардевор учун лойиҳалаштирилади.

6.25 Гишт ва сопол девор панелларини, нормарказий сикилишга, 4.7 ва 4.8 б. келтирилган курсатмалар буйича, тик ва шамол юклагилари, шунингдек ташниш ва урнига урнатишда вужудга келадиган қучпанишларга ҳисоблаш керак.

Агар панелни талаб қилинадиган мустаҳкамчили, узакни ҳисобсиз ҳам таъминланса, каркасни буйлама стерженларини кесим юзаси, панелни уфқий ва тик кесимини 1 метрига 0.25 см<sup>2</sup> бўлиш шарти билан аниқланади. Агар панелни юклама кутариш қобилиятини аниқлашда, узак ҳисобга олинса, у ҳолда ҳисоб узаклитош қурилмаларни ҳисобидек бажарилиши керак. 27 см ва ундан кам қалинликдаги панелларни ҳисоблашда тасодифий экцентриситетни ҳисобга олиш керак, унинг қийматини: юклама кутарувчи бирқатламли панеллар учун 1 см; уз-узини кутарувчи, шунингдек юклама кутарувчи уч қатламли панелларни айрим қатламлари учун 0.5 см қабул қилинади. Юклама кутарувчан ва пардевор панелларда тасодифий экцентриситет ҳисобга олинмайди.

6.26 Узаклидан қобирғали панеллар, юклама кутарувчи қанчалари ҳар ҳол материалдан бўлса, у қатламлари узиро биёр бириккин қуққатламли девор сифатида, 4.22-4.24б. га мувофиқ ҳисобланади.

6.27 Ташки ва ички девор панелларини, шунингдек ташки деворни орасима панеллари билан бирикишини, каркас пластинаси ёки қуйма деталларга пайвандланадиган пулат боғламалар ердамида бирикувини лойиҳалаштириш керак. Панеллар орасидаги боғламалар, панел бурчакларида жойлашган чуқурчаларда урнатилиб, 10 мм дан кам бўлмаган қоришма қатлам билан қопланган бўлиши керак. Қуйма детал ва боғловчи стерженларни оддий пулатдан ясалса, у занглашдан химояланган бўлиши керак. Панелни деворларни монтаж чоклари учун қоришмани маркаси камида 50 бўлиши керак.

6.28 Ташки ва ички деворлар йирик блокларини цементли ва силикатли оғир бетон, фовакли туздирлиги бетон, серговак бетон ва табиий тош теримидан бажаришни лойиҳалаш керак. Йирик блоklar теримини ҳисобий қаршиликни 3.3 б.буйича, гишт ёки тошдан титратмай ясалган блоklar учун эса-3.1, 3.4 ва 3.6 б. буйича қабул қилинади.

Гишт ёки тош блоklарни теримини монтаж чоклари учун қоришма маркаси, блок қоришмасини маркасидан бир поғона баланд бўлиши керак.

6.29 Қават баландлиги 3 м гача, баландлиги 5 қаватгача (5-қават ҳам) бўлган йирик блокли биноларда, буйлама ва кунделанг деворларни узиро боғлаш

а) ташки бурчакларда-теримни махсус бурчак блоklar билан боғлаш (бир қаватга камида бир қатор);

б) ички кунделанг деворларни буйламасига келиб тугашган жойларда, шунингдек ички буйлама деворни ён томон деворга келиб тугашган жойларда - тасма пулатдан ишланган Т-симон зулфин ёки узак турли ҳар бир қаватда орасима ет-лида бир чок орасида қуйиш билан амалга оширилади.

Қават баландлиги 3 м дан ошик, баландлиги 5-қаватдан кун йирик блокли биноларда деворларни узиро бурчакларда, шунингдек ички деворларни ташкисига келиб тугашган жойларида ҳам биёр боғламалар қўзда тутилиши керак. Боғламаларни, ушкни қуйма билан пайвандлаб бириктириладиган, блоklarнинг қуққатламли лойиҳалаштиришда



### Кўпқатламли деворлар (енгилаштирилган теримли девор ва қопламали деворлар)

6.30 Кўпқатламли деворларни ҳисоблашда (4.21-4.29 б.га қ.) конструктив қатламлар орасидаги боғламаларни қуйидаги ҳолларда бикр део ҳисобланади:

а) иссиқҳимояловчи қатламни ҳоҳлаган турли ва фишт ёки тош қундаланг қаторли тик диафрагма уқлари орасидаги масофа кўпи билан 10 h ва 120 см, h-энг юпқа конструктив қатлами қалинлиги.

б) иссиқҳимояловчи қатлами, сиқилишга чегаравий мустаҳкамлиги камида 0.7 Мпа ( $7\text{тк}/\text{см}^2$ ) булган қуйма бетон ёки марқаси камида 10 булган тош теримида. қундаланг уфқий ореқаторни, теримни баландлиги буйича уқлаги орасидаги масофа кўпи билан 5 h ва 62 см булганида.

6.31 Эгилувчи боғламаларни зангбардош ёки занглашдан ҳимояланган пулатлардан, шунингдек полимер материаллардан лойихалаш керак. Эгилувчан пулат боғламалар кесимини жами юзаси, 1 м девор юзасига 0.4 см<sup>2</sup> дан кам булмаслиги керак.

6.32 Узаро боғланиш билан бикр боғланган деворни асосий теримни ва сиртки қоплама қатлам бир-бирига яқин шакл ўзгарувчанлик хоссаларига эга булиши керак. Қоплама фишт ёки тошни баландлиги, асосий терим қаторини баландлиги га тенг булиши тавсия қилинади.

6.33 Лойихада, қопламани асосий терим билан қундаланг қаторлар билан бикр боғлашни қузда туттиш керак 6.3 б. кўрсатмалари буйича.

6.34 Қоплама билан бикр боғланган теримда қирқим бажаришда, лойихада деворни чикқим қисмини бутун қалинлиги буйича камида учта чоқида қирқим олдида узакли тур қузда туттилиши керак.

### Девор ва устуларни зулфинлаш

6.35 Тош девор ва устулар ораёлма ва ёпмаларга кесими 0.5 см<sup>2</sup> булган зулфинлар билан маҳкамланиши керак.

6.36 Деворга таянадиган түсини, хари ёки ферма, шунингдек йиғма тушамали ораёлма ёки шафеллар зулфини орасидаги

масофа кўпи билан 6 м бўлиши керак. Фермалар орасидаги масофа 12 м булганда, деворни ёпма билан бириктирувчи қушимча зулфинлар қузда туттилиши керак. Хари, ички девор ёки устуларга утирадиган түсинларни уқлари зулфинланган бўлиши ва икки томонлама таянганда, узаро бириктирилиши керак.

6.37 Синчли биноларда узини қутарувчи деворлар устуларга, девор ва устуларни мустақил тик деформацияланиш имкониятига йул қуядиган эгилувчан боғламалар билан бириктирилиши керак. Устуларни баландлиги буйлаб ўрнатиладиган боғламалар, деворларни устиворлигини, шунингдек уларга таъсир қилаётган шамол кучини синчли устуларига узатишни таъминлаши керак.

6.38 Зулфинларни ҳисоблаш:

а) зулфинлар орасидаги масофа 3 м дан куп булса;

б) девор ёки усту қалинлиги носиметрик узгарганда;

в) пардевор учун тик қуч N ни умумий катталиги 1000 кН (100т) дан куп булган ҳолларда бажарилади.

Зулфиндаги ҳисобий зүриқиш

$$N_s = \frac{M}{H} + 0,01N, \quad (90)$$

формула буйича ҳисобланади,

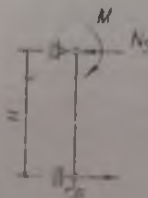
бу ерда

M - ораёлма ёки ёпма сатҳида, уларни деворга зулфинлар орасидаги масофага тенг кенгликда таянган жойларидаги ҳисобий юқламалардан эгувчи момент;

H - қават баландлиги;

N - зулфинлар орасидаги масофага тенг кенгликда жойлашган зулфинлар сатҳидаги ҳисобий тик қуч.

Илоҳ. Ушбу бандни кўрсатмалари, титратма фишт панелли деворларга тваллуқли эмас.



12 - расм. Ораёлма сатҳидаги эгувчи моментдаги зулфиндаги зүриқилиш аниқлаш.

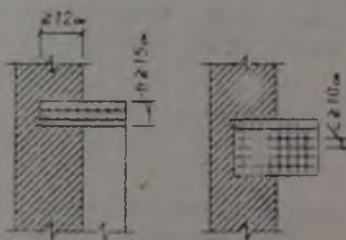
6.39 Агар девор ёки пардеворни қалинлиги ҳамма томонлари билан таяниш шартидан тайинланган бўлса уларни туташаётган ендош қурилмаларга ва устки ораёпмага, маҳкамланишини кузда тутиш керак.

### Қурилма унсурларини теримга таяниши

6.40 Унсурларни маҳаллий юкламаларни теримга узатувчи таянч қисмининг остида, дойнада, курсатилишича, 15 мм дан кўп бўлмаган қалинликда қорیشма қаплам кузда тутилиши керак.

6.41 Эзилишга ҳисоблаш буйича талаб қилинган маҳаллий юкламалар қўйилган жойларда, қалинлиги терим қатори баландлигига монанд, лекин 15 см дан кам бўлмаган, ҳисоб буйича узакни умумий сонни бетон ҳажмидан 0,5% дан кам бўлмаган иккита тур билан узакланган тақсимловчи плита урнатилишини кузда тутиш керак.

6.42 Ферма, ёпма қусинлари, кранос-ти қусинлари ва шу.ни пиллястрга таянишида, тақсимловчи плитани теримни таяниш қисмида асосий девор билан боғламининг кузда тутиш керак. Плитани деворга маҳкамлаш чуқурлиги камида 12 см ни ташқил қилиши керак (13-расм). Плита устида жойлашган теримни, плитани деворсита урнатилгандан кейин бажариш керак. Плитани девор теримида қолдириладиган, уликликка урнатишга йўл қўйилмайди.



13-расм. Темирбетон тақсимловчи плиталар

6.43 Маҳаллий сиқилишда, ҳисобий қугариш қобилиятидан 80% ошган маҳаллий четки юкламаларда, теримни таяниш қисмининг, естержеи диаметри 3 мм, катаклар улчами 60x60 мм турни юқориги уч

қатор уфқий чокка урнатиб, узаклаш керак.

Маҳаллий юкламаларни пиллястрларга берилганда, теримни тақсимловчи плита тагидаги 1 м гача бўлган қисмини, ушбу баъзда курсатилган турлар билан ҳар уч қаторини узаклаш керак. Турлар пиллястрни таянч қисмини деворни асосий қисми билан бириктириши керак ва деворга камида 12 см чуқурликда маҳкамланиши керак.

### Унсурларни гишт теримига таяниши туғунларини ҳисоби

6.44 Темирбетон ҳаризлар, түсин ва тушамалар гишт девор ва устунларга таянганда, таяниш туғунидан пастки кесимни нормарказил сиқилиш ва эзилишга ҳисоблагандан ташқари, терим ва темирбетон буйича кесим марказини сиқилишга текширилиши керак.

Марказий сиқилишда, таяниш туғунини ҳисоби

$$N \leq g p R A \quad (91)$$

формула буйича бажарилиши керак, бу ерда

$A$  - терим ва темирбетон унсурларини унсурлар ётқизилган, девор ёки устун томонлари чегарасидаги таяниш туғунини кесимни жамланган юзаси.

$R$  - теримни сиқилишга ҳисобий қаршилиги.

$g$  - темирбетон унсурни туғунга таяниш юзасини қатталигига боғлиқ коэффицент:

$p$  - темирбетон унсурни буйидаги турига боғлиқ коэффицент

$g$  - коэффицент ҳамма турдаги темирбетон унсурлар тилиганда (ҳари, түсин, тенаюн, қамар, тушамал)

$$g = 1, \text{ агар } A_n \leq 0,1 A$$

$$g = 0,8, \text{ агар } A_n \geq 0,4 A$$

қабул қилинади:

бу ерда

$A_n$  - темирбетон унсурларни туғунга жамланган таянч юзаси.

$A_n$  ни орасини қиёзмаларини  $g$  коэффицент индерюцияни боғлиқ қилинади.

Агар теримга дар томондан таяниш темирбетон унсурлар (тусин, тушама ва б.) бир хил баландликка эга бўлса ва таяниш юзаси тугунша  $A_n > 0,8 A$  бўлса, ҳисобни  $\rho$ -коэффициентни ҳисобга олмай, (51) формулада  $A = A_n$  деб қабул қилиб бажарилади.

$\rho$  - коэффициент, яхлит унсурлар ва доирасимон бушликли тушамаларда-1;

овал бушликли тушама ва таяниш жойида хомутлар бўлганида-0.5 га тенг қабул қилинади.

6.45 Бушликлари тўлатилмаган йиғма темирбетон тушамаларда, бутун бир таяниш тугунини қутариш қобилиятини текширишдан ташқари, тушама қобирғасини кесиб ўтган уфқий қесимни қутариш қобилиятини ушбу формула бўйича текширилиши керак

$$N \leq n R_k A_n + R A_k, \quad (92)$$

бу ерда

$R_k$  - бетонни ўк бўйлаб сиқилишга ҳисобин қаршилиги. "Бетон ва темирбетон қурилмаларни яонихалаш" ҚМҚ га мувофиқ қабул қилинади.

$A_n$  - тушамани бушликлар билан заифлашган, теримга таяниш узунлигидан уфқий қесимини юзаси (қобирға қесимини жамланган юзаси);

$R$  - теримни сиқилишга ҳисобий қаршилиги;

$A_k$  - теримни таяниш тугуни чегарасидаги қесимни юзаси (қесимни, тушама эгаллаган жонини ҳисобга олинмаган қесим);

$n=1,25$  -тегир бетонлар ва  $n=1,1$  -говақли тўлдиргичли бетонлар учун.

6.46 Рафак тусинларни теримга маҳкамлашни (14.а расм) ушбу формула бўйича бажариш керак:

$$Q \leq \frac{R_k a b}{6e_0 + 1} \quad (93)$$

бу ерда

$Q$  - тусин оғирлиги ва унга қўйилган юкламадан ташқари топган ҳисобий юклама;

$R_k$  - теримни эзлишга ҳисобий қаршилиги;

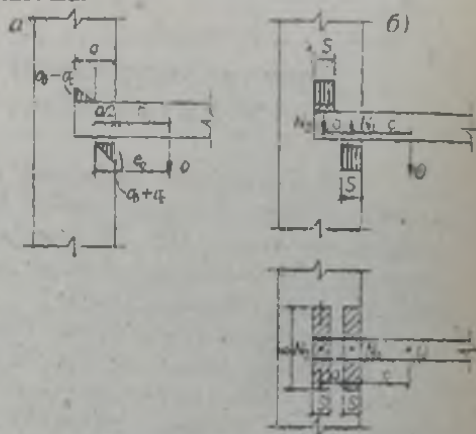
$a$  - тусинни теримга маҳкамлаш чўқурлиги;

$b$  - тусин тоқчаларини эни;

$e_0$  - ҳисобий қучни, маҳкамлашни уртасига нисбатан эксцентриситети

$$(e_0 = c + \frac{a}{2})$$

$c$ -девор текислигидан  $Q$  қучгача бўлган масофа.



14 - расм. Рафак тусинларни маҳкамлаш ҳисобий схемаси

Маҳкамлашни зарурий чўқурлигини қўйишдаги формула бўйича аниқлаш керак:

$$a = \frac{2Q}{R_k b} + \sqrt{\frac{4Q^2}{R_k^2 b^2} + \frac{6Q}{R_k b}} \quad (94)$$

Агар тусин учини маҳкамлашни, ҳисобни (93) формула бўйича қониктирмаса, маҳкамлаш чўқурлигини қўйишдаги формула бўйича аниқлаш керак.

Агар юкламани маҳкамлаш майдонини марказига нисбатан эксцентриситети, маҳкамлаш чўқурлигидан 2 мар-тадан қўйиш охирик бўлса, сиқилишдан зуриқини ҳисобга олмасам ҳам бўлади; у ҳолда ҳисоб

$$Q = \frac{R_k a^2 b}{6e_0} \quad (95)$$

формула бўйича бажарилади.

Эни маҳкамлаш чўқурлигини 1/3 дан қўйиш бўлмаган энсиз тусинчалар қўйишдаги тақсимловчи таққистирмалар қўйишда, уларни остидаги зуриқини эҷирасини туғрибурчакли қабул қилишга нўл қўйишда (14. б- расм).



**Тепадон ва осма деворлар**

6.47 Темирбетон тепадонларни ора-  
ёпма : юкламаси ва янги терилган,  
котмаган гишт теримини, баландлиги: ёзги  
шароит-даги терим учун ораликни 1/3 га,  
қишки шароитдаги терим учун ораликни  
бутун узунлигига эриш даврида тенг  
булган булагини, оғирлигича эквивалент  
босимига ҳисоблаш керак.

*Итодлар:* 1. Тегишли конструктив таъбирлар  
маъжудлигида (шима тепадонларга чиккилар, узак  
ли чиккан жойлари ва ш у) теримни тепадон  
билан бирга ишлашнинг ҳисоби олишти нул қуйи-  
нади.

2. Тепадонга тусин ва орасига гўшамадан  
тушастган юкламалар ҳисобга олинмайди, атарди  
улар терим квадратидан тепадон оралигига тенг  
балаанди жонлашган бўлса, мулатиш усулини  
бажаришдан эришган теримга эса, терим квадра-  
тидан тепадонни кесилган оралиги масофа тена-  
да жонлашган бўлса, Терим эришган пайтда, тена-  
донларни вақтинчилик устуллар билан қуйи-  
гиришти нул қуйишди.

3. Исиклик узатишга қаршилги галабга  
етарли бўлмаса, чоркирра гула тегишолларни тик  
чокири орасига иситтич қуиш кузда тугилиши  
керак.

6.48. Пойшевор тусини устидаги осма  
деворни таянч устидаги зонасида эзиллиш-  
даги мустаҳкамликка текшириш керак.  
Тусин остки таяниш зона теримини ҳам  
эзилишдаги мустаҳкамликка текшириш  
қе-рак. Девор ва тусинни туташув  
текисли-гида босимни тақсимланиш эпюра  
узунли-гини, терим ва тусинни бикрлигига  
қараб аниқлаш керак. Бу ҳолда тусин,  
баланд-тиги қуйидаги формула буйича  
аниқла-надиган, бикрлиги буйича  
эквивалент шартли терим булагига  
алмаштирилади.

$$H_0 = 2\sqrt{\frac{0.85E_n I_{rad}}{Eh}} \quad (96)$$

бу ерда .

$E_n$  - бетонни бошлағич қайишқок-  
лик мод. ни;

$I_{rad}$  - пойшевор тусинини келтирилган  
кесимни инерция моменти, "Бетон ва  
темирбетон қуриямаларни лониҳалаш"  
буйича ҚМҚ га мувофиқ қабул қилинади.

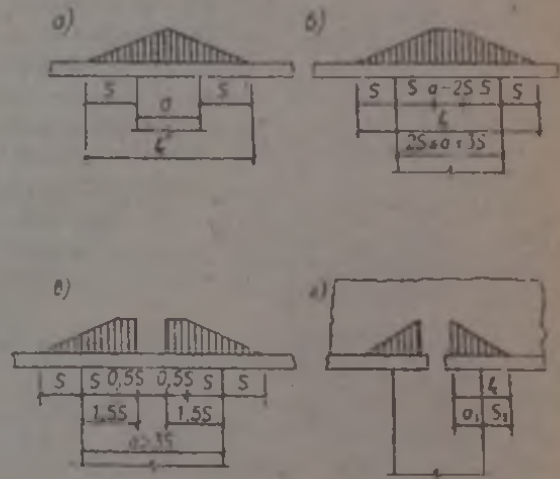
$E$  - (7) формула буйича аниқланади-  
ган, теримни шакл узғариш модули;

$h$  - осма деворни қалинлиги.

Пулат тусинларни бикрлиги  $E_s I_s$ ,  
қулайтмаси сифатида аниқланади.

$E_s$  ва  $I_s$  - пулатни қайишқоклик мо-  
дули ва тусин кесимини инерция  
моменти.

6.49 Кесилмаган (бутун) тусинни  
сралик таянчла, и устидаги теримдаги бо-  
симни тақсимланиш эпюрасини: учбурчак  
буйича  $a \leq 2s$  (15. а. р) да ва трапеция  
буйича  $3s \geq a > 2s$  (15.б.р) да  $a - 2s$  га тенг  
кичик асос билан.



15-расм. Осма девор таянчлари устидаги теримга  
босимни тақсимланиши

а - кесилмаган тусинларни урта таянчларида  
 $a \leq 2s$ , б - шуниндек,  $3s \geq a > 2s$ , в - шуниндек,  $a$   
 $> 3s$  да; г-кесилмаган тусинларини четки таянч-  
ларида ва бир ораликни тусинларни қайишчирида.

Эзилиш зуриқишини  $\sigma_s$  энг катта  
қиймати (учбурчак ёки трапецияни ба-  
ландлиги) босим эпюраси ва тусинни  
таянч реакцияси ҳажмини тенглиги шарт-  
тидан ушбу формулалар буйича аниқ-  
ланиши керак:

босимни учбурчак эпюрасида ( $a \leq 2s$ )

$$\sigma = \frac{2N}{(a + 2s)h} \quad (97)$$

босимни трапециясимон эпюрасида  
( $3s \geq a > 2s$ )

$$\sigma_s = \frac{N}{ah} \quad (98)$$

бу ерда

$a$  - таянч узунлиги (пардевор кенглиги).

$N$  - тусинни, уни оралик чегарасида ва таянч узунлигида жойлашган ва тусинни уз оғирлиги айқириб ташланган юклама-лардан таянч реакцияси:

$$s = 1,57H_0 - \text{босимни таянч четидан ҳар томонга тақсимланиш эпюраси қисмининг узунлиги,}$$

$h$  - девор калликллиги.

Агар  $a > 3s$ , бўлса, (98) формулада  $a$  ўрнига, пардеворни ҳар томонидан (15 в. р.) узунлиги  $1,5s$  дан юқки қисмдан ташкил топган, узунлиги  $a_1 = 3s$  га тенг бўлган таянчни ҳисобий узунлигини қабул қилиш керак.

6.50 Пойдевор тусини четки таянчлари устида, шунингдек бир ораликли тусинлар таянч устидаги босимни тақсимланиш эпюрасини асоси:

$$l_1 = a_1 + s_1 \quad (99)$$

бўлган учбурчак деб қабул қилиш керак.

бу ерда

$s_1 = 0,9H_0$  - таянч четидан босим тақсимланиш қисмининг узунлиги:

$a_1$  - тусин таянч қисмининг узунлиги, лекин  $1,5 H_0$  дан кўп эмас ( $H_0$  - тусин баландлиги).

Тусин таянчи устидаги максимал зуриқлиш

$$\sigma = \frac{2N}{(a_1 + s_1)h} \quad (100)$$

6.51 Тусин таянчи устидаги зонада жойлашган олма девор теримини маҳаллий сиклизишдаги мустаҳкамлигини 4.13-4.16 б келтирилган қуролмалар буйича текшириш керак. Кесилмаган тусинларни таянч остидаги теримни маҳаллий сиклизишга ҳисобини, узунлиги уни четидан  $3 H$  дан кўп бўлмаган ( $H$ -тусин баландлиги) ва узунлиги бир ораликли тусинлар учун, ва кесилмаган тусинларни четки таянчи учун  $1,5 H$  дан кўп бўлмаган таянч чегарасида жойлашган қисми учун баҳарийш керак. Бир ораликли тусинларни таянч узунлиги  $H$  дан кўп бўлмағини керак. Агар ҳисобланаётган қисим, тусинни тепа қиррасидан  $H_0$  баландлигида жой-

лашган бўлса, қисмларни узунлигини  $s$  ва  $s_1$  зиклашда, терим бўлагини баландлигини  $H_0 = H_0 + H_1$  қабул қилиш керак.

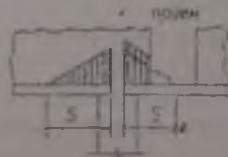
Олма деворларни маҳаллий сиклизишга ҳисоблашда, қисимни ҳисобий юзаси  $A$  ни: кесилмаган тусинларни оралик таянчлари устидаги зонада жойлашганда, қисимни урта қисмида маҳаллий иклама билан юкланган терим кабидек, бир ораликли тусинни таянч усти зонасида ёки кесилмаган тусинларни четки таянчи устида, шунингдек, теримни тусин остидаги таянчини ҳисоби қисимни четида юкломаланган терим кабидек баҳарийлади.

6.52 Олма девор теримида босимни тақсимланиш эпюрасини, раҳна мавжудлигида, трапеция буйича қабул қилиб, раҳна чегарасидаги босим эпюрасидан олиб ташланган учбурчак юзаси, эпюрани қолган қисмига қўшилган тенг юзали параллелограм билан алмаштирилади. (16 расм). Раҳна тусин тепасида  $H$ , баландлигида жойлашганда, булак узунлиги  $s$  тегишли равишда купаяди (6.51. б. қ)

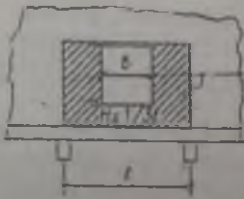
6.53 Тусинни ҳисоби икки хил юкланиш ҳолига баҳарийлиши керак:

а) деворни қуриш даврида таъсир қилувчи юкломаларга. Деворни ғишт, сопол тош ёки оқлий бетон тошлардан терилганда, баландлиги  $1/3$  ораликқа тенг, ёз шароитидаги теримга ва бутун ораликқа тенг қишки шароитдаги теримга (эриш даврида, теримни музлатиш усули билан баҳарийлганда 7.1 б. қ) бўлган қотмаган теримни уз оғирлигидан тушган юклама қабул қилинади.

Деворларни йирик блоклардан (бетон ёки ғишт) терилганда, ғишт терими бўлагидан тушадиган юкка тусинни ҳисоблашда, терим қисмининг баландлиги  $1/2$  ораликқа тенг, аммо бир қатор блок баландлигидан кўп эмас.



16-расм. Олма девор теримида раҳна мавжудлигида босимни тақсимланиш эпюраси



17-рasm. Деворда раҳна мавжудлигида, тусинга тушадиган юклима схемаси

- 1 - тусинга тушастган юклима;
- 2 - темирбетон тепадон.

Раҳна мавжудлигида ва теримни тусин устидан дераза остигача баландлиги  $1/3$  ораликдан кам бўлса, темирбетон ёки пулат тепадонни устки қиррасигача булган девор теримни оғирлиги ҳам ҳисобга олиниши керак (17-рasm). Қаторли, пона-симон ва арқин тепадонларда, сатҳи раҳна тепаси сатҳидан, эини  $1/3$  га ошадиган девор теримни оғирлигини ҳисобга олиш керак.

б) қуриб битказилган бинода таъсир қилувчи юкламаларга. Бу юкламаларни, юқорида келтирилган босим эпюрасидан аниқлаш керак.

Тусинлардаги узакни сони ва жойлашишини, юқорида курсатилган икки ҳисоб-бий ҳолат буйича аниқланган максимал эгилиш моменти ва кундаланг кучларни қиймати буйича белгиланади.

### Пештоқ ва панжаралар (парапет)

6.54 Деворни юқори қисмини, пештоқни бевосита остига жойлашган қисмини ҳисоби, бино таъсирлигини икки даври учун бажарилади:

а) том ва чордоқ ёнимаси булмаган, тугатилмаган бино учун.

б) тугатилган бино учун.

6.55 Тугатилмаган бинони пештоқ тагидаги деворини ҳисоблашда, куйидаги юкламалар ҳисобга олиниши керак:

а) пештоқ ва қолинни уз оғирлигидан ҳисобий юклама (хуйма темирбетон ёки узакланган тош пештоқлар учун), агар у теримга маҳкамланган тиргак ёки консоль билан ушлаб турилган бўлса;

б) пештоқни 1 м ига уш чети буйича 100 кг ҳисобий вақтинчалик юклама, ёки йиғма пештоқни бир унсурига, агар уни узунлиги 1 м дан кам бўлса;

в) деворни ички томонига меъёрий шамол юкламаси.

Изоҳлар. 1. Агар лойиҳа буйича, пештоқни устиворлигини таъминловчи зулфинлар, чордоқ ёнимасини тагига маҳкамланган бўлса, у ҳолда ҳисоблашда чордоқ ёнимаси мавжудлиги ҳисобга олиниши керак (ҳаммаси: еки қисман);

2. Ҳисоб билан шунингдек, қотмаган теримда пештоқни устиворлиги текширилиши керак.

6.56 Битказилган биноларни пештоқ ва пештоқ остигаги девор қисми куйидаги юк амаларга ҳисобланиши керак

а) бинони, деворни ташқи қиррасига нисбатан ағдарувчи момент пайдо қилувчи ҳамма унсурларини оғирлиги, бу ҳолда томни оғирлиги шамол юкламасидан суртилиш қийматига камайтирилади;

б) пештоқни четига 1 м ига 150 кг ҳисобий юклама еки узунлиги 1 м дан кам йиғма қарнизи битта унсурига,

в) ҳисобий шамол юкламасини ярми.

Изоҳ. Пештоқларни ҳисоблашда қор юкламаси ҳисобга олиниши.

6.57 Пештоқни, терим қаторларини чикариш билан вужудга келган умумий чиклиги, деворни ярим қалинлигидан ошмаслиги керак. Ҳар бир қаторни чиклиши гишт ёки тош узунлигини  $1/3$  дан ошмаслиги керак.

6.58 Чиқувчи девор қалинлигини ярмидан кам ва 20 см дан кўп булмаган қарниз терими учун юқориги қават терими учун ишлаб келган қоршма ишлатилиши. Гишт пештоқларни кўпроқ чиқаришда эса қоршмани маркази 50 дан кам булмаслиги керак.

6.59 Пештоқ ва парапетларни устиворлиги етарли булмаса, деворни пастки қисмига зулфинлар билан маҳкамланиши керак. Зулфинлар ораси, ушари алоҳида шапбелар билан маҳкамланса, 2 см дан ошмаслиги керак. Зулфин учларини тусинга ёки қарини учларига маҳкамланганда улар ораси 4 см гача бўлиши мумкин. Зулфинни маҳкамлаш жойи, ҳисоб буйича талаб қилинган кесимли камда 15 см пастда бўлиши керак.

Темирбетон чордоқ ёнимасидан зулфин учлари уларни остига маҳкамланиши керак. Темирбетон унсурлардан йиғма пештоқларда, қуриш жараёнида уларни

хар бирини устиворлиги таъминланиши керак.

6.60 Зулфинлар, одатда, теримда деворни ички юзасидан 1/2 гишт масофада жойлашиши керак. Теримни ташқарисида жойлашган зулфинлар, 3 см қалинликда цемент сувоқ билан ҳимояланиши керак (зулфин юзаси буйича). Маркаси 10 дан паст қоришмадан теримдаги зулфинлар кейин бетон билан тулдириладиган чуқурчаларга урнатилиши керак.

6.61 Зулфин кесимини ушбу формула билан аниқланадиган қучланиш буйича аниқлашга йул қўйилади:

$$N = \frac{M}{0.85h_0} \quad (101)$$

бу ерда

$M$  - ҳисобий юқламалардан аниқ катта эгувчи момент;

$h_0$  - девор кесимини сикилган четидан зулфин уқигача булган масофа (кесимни ҳисобий баландлиги).

6.62 Пешток остидаги девор теримини нормарказий сикилишга текширилади. Маҳкамланиш сатҳидаги кесимда зулфинлар булмаганда, шунингдек булганида 0.7у дан кўп эксцентриситетларга йул қўйилмайди.

Ҳамма ҳолларда қучланишларни узатувчи тугунлар ҳисоблаб текширилиши керак (зулфин маҳкамланган жойлар, зулфин тусинлар ва ш. у.)

6.63 Парапетларни қўйи кесимида нормарказий сикилишга, ўз оғирлиги юқламаи ва 1.4 аэродинамик коэффициент билан қабул қилинадиган шамол юқлама-сини таъсирига ҳисоблаш керак. Зулфинлар йуқлигида, 0.7у дан кўп эксцентриситетга йул қўйилмайди.

6.64 Пешток ва парапетлар устиворлигини оширувчи юқламалар, 0.9 коэффициент билан қабул қилинади.

### Пойдевор ва ертула деворлари

6.65 Пойдевор, ертула ва пойпеш қаватларни деворини ичима йирик бетон блоклардан лойихалаштириш маъқулроқ. Шунингдек, майда бетон блок ва тош, туғри ва нотекис шакли табиий тош, қўйма бетон ва ҳарсанг тошбетон, яқини қўйдирилган, пластик қилинган лой

гиштни қўллашга йул қўйилади. Йирик бетон блоклардан баъжарилган тасма пойдевор ва ертула деворлари теримини ҳисобий қаршиллиги 3.3 б. буйича қабул қилинади.

Бевосита устида жойлашган девордан, қалинлиги кам булган ертула ёки пойдевор деворини ҳисоблашда  $e=4$  см тасодифий эксцентриситетни ҳисобга олиш керак, шу эксцентриситетни қиймати, буйлама қучлар тенг таъсир этувчисини эксцентриситети қиймати билан жамланиши керак. Биринчи қават деворини қалинлиги пойдевор деворини қалинлигидан 20 см дан кўп ошмаслиги керак. Биринчи қават деворини, пойдевор девори устки қиррасини бевосита устида жойлашган қисмини сими түр билан узаклаш зарур (6.34 б. к.).

6.66 Пойдеворни бир чуқурликдан бошқа чуқурликка утишини поғонали қилиб баъжариш керак. Зич грунтларда поғона баландлигини уни узунлигига нисбати 1:1 дан ошмаслиги ва поғона баландлиги кўпида 1 м бўлиши керак. Зич булмаган грунтларда поғона баландлигини уни узунлигига нисбати 1:2 дан ошмаслиги ва поғона баландлиги кўпида 0.5 м булиши керак.

Ҳарсангтош бетон ва ҳарсангтош пойдеворларни тағига кенгайтиришни поғонали қилиб баъжариш керак. Поғонани баландлигини ҳарсангтош бетон учун қамида 30 см, ҳарсангтош терими учун эса -икки қатор терим (35-60 см). Ҳарсангтош бетон ва ҳарсангтош пойдеворларни поғона-насини баландлигини уларни энига минимал нисбатлари 31-жадвалда курсатилганидан кам булмаслиги керак.

31-жадвал

Бетон синфлари	Қоришма маркаси	Грунтга ҳисобий юқламалардан босим, Мпа (кг/см <sup>2</sup> )	
		$\sigma < 0.2(2.0)$	$\sigma > 0.25(2.5)$
B3.5 - B7.5	50 - 100	1.25	1.5
B1 - B2	10 - 25	1.5	1.75
	4	1.75	2

Ишод. Поғоналарни эниги ва кесимини текшириш талаб қилинмайди

6.67 Поидевор ва ертұла деворларида

а) ҳарсангтош бетонда девор қалинлиги қаида 35 см, устун кесимини ўлчамлари эса қаида 40 см қабул қилинади.

б) ҳарсангтош теримида девор қалинлиги қаида 50 см, устун кесимини ўлчамлари қаида 60 см қабул қилинади.

6.68 Ертұланинг ташқи деворлари, грунтни ёндан босими ва ер юзасидаги юкламаларни ҳисобга олиб ҳисобланиши керак. Махсус талаблар бўлмаганда, ер юзасидаги мейери юкламаларни 1000 кг/м<sup>2</sup> га тенг қабул қилинади. Ертұла деворларини, иккита қузғалмас ошиқ-мошиқли тусин қаи ҳисоблаш керак.

### Юққадеворли гўмбазсимон ёпмалар

6.69 Юққадеворли гўмбазсимон ёпмаларни қуш эгриликли гўмбаз қуринишида лоййхалаш керак.

Қуш эгриликли гўмбаз терими учун

а) гўмбаз оралиги 18 м гача бўлганда, маркаси қаида 75 лой (яҳлит ва ичи бўш) ёки силикат гишт ва ундан катта ораликларда маркаси қаида 100;

б) оғир бетон, гўвақли тулдиргичли бетон, автоклав цементли А турдаги серго-вак бетон, тошлар шунингдек табиий тошлар, маркаси қаида 50.

*Ишд.* Гўмбаз оралиги 12 м гача бўлса, маркаси қаида 25 табиий тош қуллашга йул қуилиши, бу ҳолда гўмбази қалинлиги қаида 9 см бўлиши керак.

6.70 Қуш эгриликли гўмбаз терими учун, уни таяниш, шунингдек гўмбазни туташган сатҳидан настида деворини 6-7 қатор чегарасида устки қисмига қаида 50 маркали қоришма қуллаш керак.

6.71 Қуш эгриликли гўмбазни ҳисобини нормарқани еңкилишга, икки шартири, текне арқдек шартли есема бунча баъарини керак. Гўмбазсимон ёпмани максимал эғувчи момент кесимида биғта тулкини (шунин) ҳисобланади. 1/4 гишт қалинликдан гўмбаз теримини ҳисобини қаринини 3-1 б бунча 1,25 коэффициент билан қабул қилиниши лойим.

6.72 Гўмбазни қундаланг кесими ва деворни тенг қисмларида тек қуч

қутилишини юкламаларни асосий жамламасидаги эксцентриситети 0,7 у дан ошмаслиги керак, бу ерда у - девор ёки гўмбаз қундаланг кесими ўқидан, эксцентриситет томондаги кесим четигага бўлган масофа. Нормарқазий жойлашган тортқичлардан ҳисобий эғувчи моментни қаи айғириниш учун, гўмбаз деворларини ички томонида чиқик таянчлар баъаритеди.

6.73 Тортқичларни қузилиши, гўмбаз еңкилиши ва таянчни еңкилишидан вужудга келган ҳисобий эғувчи моментларни, фақат доира қолипни олингандан кейин гўмбазга таъсир қиладиган юклардан вужудга келадиганинигина ҳисобга олиш керак (иситгич, том, фонар оғирлиги, қор юкламаси ва ш. у.).

6.74 Тортқичлардаги зуриқишни аниқлашда, гўмбаз деворни шакл узғариш модулини (7) формула буйича қабул қилиш керак.

### Узакланган теримга конструктив талаблар

6.75 Теримни уфқиди чокларини турсимон узаклашга, фақат, унсурни қундаланг кесимини катталаштириш мўмкини бўлмай, гишт, тош ва қоришмани маркасини қутариш теримни зарурий мустақамлигини таъминлай олмагап ҳолдагина йул қуилиши. Устун ва ардеворларни ҳисобида, турсимон узакни ҳисобга олилган миклори терим дажминини қаида 0,1% ни ташкил қилиши керак (4.30б. қ.).

6.76 Узак турлар оидий гишт теримини қаида ҳар беш қаторида, қалин гиштни ҳар тур қаторида ва сопол тош теримини ҳар уч қаторига қуилиши.

6.77 Узакли турни диаметри қаида 3 мм бўлиши керак.

Теримнинг уфқий чокларидаги узакни диаметри қуида;  
чоклардаги узаклар кесимида - 6 мм;  
чоклардаги узаклар кесимиде - 8 мм;

Тур стерженларини оралидан масофа қуи баъар 12 мм қаида 3 см бўлиши керак.

Узактош қуримга теримда чокларни узак диаметридан 4 мм га қаида бўлиши керак.

6.78 Тош қурилмаларни буйлама узаклаш, нормарка ий сиқилган (катта эксцентриситетларда) ва эгилган унсурларда чузувчи кучларни кабул қилиши учун, юпка деворларни

$$\frac{l}{h} \geq 15 \text{ да мустаҳкамлиги ва устивор-}$$

лигини ошириш учун, бутун бино ва унинг айрим қисмларини қуймалиги ва устиворлигини таъминлаш учун қулланилади.

6.79 Тош қурилмаларни буйлама узаклашда, узак цемент коришма қатлами остида ташқаридан ёки теримдаги арикчада ётқизилиб, цемент коришма билан тўлдирилади.

6.80 Устун ва пардеворларни ҳисоблашда, ҳисобга олинмаган узак микдори камида

сиқилган буйлама узак - 0.1

чузилган буйлама узак - 0.05

6.81 Терим билан биргаликда ишлайдиган, темир бетон билан кучайтирилган (комплекс қурилмалар) тош терими, буйлама узакланган терим ҳолларида (6.78.б.к.), шунингдек марказий ва нормарказий сиқилишда кутариш қобилияти-тини анчагина кутариш, учун қулланилади.

6.82 Комплекс қурилмалар учун В12.5 дан юқори булмаган бетон қулланилади. Хамма буйлама узакни кесим юзаси, бетон кесим юзасини купини 1.5% ни ташкил қилиши керак.

6.83 Мавжуд тош қурилмаларни кутариш қобилияти, биноларни қайта тиклашда устама қуришда ёки теримда нуқсонлар мавжудлигида теримни қоплама халқага олиб кутариш мумкин. Қоплама халқалар: пулат, темирбетон ва узакланган сувоқли.

6.84 Пулат қоплама халқа кучайтирилади, унсурни бурчакларида коришмада урнатилмаган тик бурчаклар ва унга пайвандланган юма оқ стержен ёки пулат тасма хомутлардан ташкил топши. Хомутлар ораси кучайтирилади, унсур кесимини кичик баландлигидан куп буймаслиги ва 50 см дан ошмаслиги керак. Пулат қоплама белбоғ занлашдан 25-30 мм цемент коришма билан химоatlan-ган булиши керак. Пулат бурчак ва тасма-ни коришма билан яхши

ёпилиши учун улар металл тур билан уралади.

6.85 Темирбетон қоплама халқалар тик стержен ва пайванд хомутлар билан узакланган В12.5- В15 синф бетондан бажарилади. Хомутлар ораси купи билан 15 см булиши керак. Қоплама халқа калин-лиги ҳисоб буйича белгиланади ва 6 дан 10 см гача кабул қилинади.

6.86 Қоришма қоплама халқа темирбетондагидек узакланади, фақат узак бетон урнига 50-100 маркали коришма билан қопланади.

### Деформациявий чоклар

6.87 Тош биноларни деворларида ҳарорат-киришиш чоклари, теримда фондаланиш шартига кура йул қуйиб булмайдиган узиллишлар, ёриқлар, кийшайиш ва чоки буйлаб силжишни (каши узун узакланган ва пулат киритимлар, шунингдек деворни тешик ва дераза, эшик урни билан анча занфлашган жойларида) вужудга келтирадиган ҳарорат ва киришиш дефор-мацияларини йиғилиши мумкин булган жойларда жойлашти-рилади. Бундай чоклар орасидаги масофа ҳисоблаб урнати-лади.

6.88 Ҳарорат-киришиш чоклари орасидаги максимал масофа, узакланмаган ташқи деворлар учун ҳисобламасдан:

а) иситилмаган биноларни ер усти тош ва йирик-блок деворлари учун, узакланган бетон ва пулат киритимларни (тепадон, тусин ва ш. к.) узунлиги купида 3.5 м ва пардевор эни камида 0,8 м да 32-жадвал буйича: киритимларни узунлиги 3.5 дан куп булса, киритимларни учлари буйича теримни қисмлари мустаҳкамлик ва ёриқларни очилишига ҳисоблаб текши-рилади.

б) юқоридагидек, харсангтош бетон деворлар учун 32-жадвал буйича, худди 50 маркали коришмада бажарилган бетон тош терими учун, 0.5 коэффициент билан;

в) юқоридагидек, куп қаватли деворлар учун 32-жадвал буйича, деворни асосини конструктив қатлами учун,

г) иситилмайдиган тош бино ва иншоотларни деворлари учун «а» бандида курсатилган шароит учун 32-жадвал

Этн. сувук 5 күндикда ташқи ҳавонин уртача ҳарорати	Ҳаётчи чоклари орасини материал терим			
	Дон гишт, сонел ва табиин тошлар, бетон еки дон гишт бирик Блоклардан бажаришганда		Силикат ташт, бетон тош, силикат бетон ва силикат ташт бирик блоклардан бажаришганда	
	Коришма маркадан			
	50 ва юкори	25 ва паст	50 ва юкори	25 ва паст
Минус 30°C	70	90	50	60
Минус 20°C ва юкори	100	120	70	80

*Изоҳлар:* 1. Диеобин ҳароратларини оралик кимеитларга учун ҳарорат чоклари орасини интерполяция билан топишга пул қилилади.  
2. Ёшиш панелли бирик панелли биюларда, ҳарорат киришиш чоклари ораси, бирик панелли дура-жонлар қурилмааларини лониҳалаштириш бунича курсатмага мувофиқ белгилади.

бунича, қунидаги коэффициентларга кунпайтириб.

ёпик бию ва иншоотлар учун - 0,7;  
очик иншоотлар учун - 0,6.

д) ер ости иншоотларини тош ва бирик блок деворлари ва грунтини мавсумини муздловчи зонасида жойлашган бию поидеворлари учун 32-жадвал бунича, икки баробар катталаштириб; грунтини мавсумини муздаш чегарасидан пастда жойлашган шунингдек доимини музлик зонасида жойлашган бию деворлари учун узунлиги чегараланмайди.

6.89 Темирбетон еки пулат конетрукциялар билан боғланган деворлардаги деформациявий чоклар, ана шу конетрукциялардаги чоклар билан мос тушиши керак. Биюни конетруктив схемасига караб, зарур булганда, девор теримиде темир-бетон еки пулат қурилмааларни кесмай туриб қушимча ҳарорат чокларини қузда тутиш керак.

6.90 Бию еки иншоотни зах ни нотекис чукиши мүмкин булганда, деворларда чукиш чокни ҳамма қолларда қузда тутиши керак.

6.91 Деформациявий ва чукиш чокларини, шамол кириш имконияти бермайдиган, қанишқоқ кетирма билан тузирилган шпунгини еки чоракни қилиб лойиҳалаш керак.

### 7 КИШ ВАКТИДА ТИКЛАНДИГАН ҚУРИЛМАЛАРИНИ ЛОЙИХАЛАШ БУНИЧА КУРСАТМАЛАР

7.1 Силбин ҳароратда қил вақтида бию ва иншоотларни тиклаш учун қабул қилинган терим усули, парҳи, мехнат

талабниги цемент, электр қуввати, ёниги ва ш.к. сарфини оптимал курсаткичларини таъминловчи дастлабки техник-иктисодий ҳисоблар билан асосланиши зарур. Кишки теримни қабул қилинган усули, қурилмааларни тиклаш вақтида, шунингдек кейинчалик фойдаланиш даврида ҳам мустаҳкамлиги ва устиворлигини таъминлаши керак. Кишки теримни гишт, туғри шаклли тош ва бирик блоклардан бажаришини, қунидаги усуллардан бирини қузда тутиш керак.

а) маркаси камида 50, совукда истилямай қотадиган, терим материалларида занглашини вужудга келтирмайдиган (ноташ, натрий нитрити аравлаш қушимчалар, комплекс қушимчалар НКМ, совукка қарши кимевини қушимчалар қушиган қоришмаларда.

б) кимевини қушимчаларсиз, маркаси камида 10, одини қоришмаларда муздатиш усулига. Бу ҳолда қурилма унсурлари биринчи эриш даврида шунингдек биюни кейинчалик фойдаланиш даврида етарли мустаҳкамлик ва устиворликка эри булиши керак. Муздатиш усулига тикланадиган қурилмааларни баландлиги ҳисоблаб аниқланади, лекин 15 м дан ва тўрт қаватдан ошмаслиги керак. Камида 25 маркали қоришмада, ура деворига "тирралиб" етказиладиган ясен тошдан, кам қаватли биюларни (уч қаватли шу жумладан) поидеворларини муздатиш усулида бажаришга пул қилилади.

в) кимевини қушимчаларсиз, маркаси камида 50, одини қоришмада муздатиш усули билан, тиклаш вақтида қурилмааларни, биюни юқорилдаги қурилмаалардан тузилган юқорилдаги қутарлиш қобилятисига эри

иниши учун етарли вақт давомида иситиш билан.

7.2 Совуққа қарши кимевий қушимчали коришмаларда бажарилган теримни сикилишга ҳисобий қаршилиги:

2-8 жадвалларда келтирилган, ёзги теримни ҳисобини қаршилигига тенг, агар тош терими ташқи ҳавони суткали уртача ҳарорати минус  $15^{\circ}\text{C}$  гача булганда бажарилса ва 0.9 пассивирувчи коэффициент билан, агар терим ҳарорат минус  $15^{\circ}\text{C}$  дан паст бўлганда бажарилса.

7.3 Музлатиш усулида ва совуққа қарши қушимчасиз коришмада қурилган конструкцияларни иситиб музлатиш усулида, тутақланган бинода, коришмаси ижобий ҳароратда эриб ва қотгандан сўнгги теримни сикилишга ҳисобий қаршилигини 2-8 жадвал бўйича қуйидаги пассивирувчи коэффициентлар билан қабул қилинади:

Терим бажариш вақтида ташқи ҳавонини суткали уртача ҳарорати минус  $15^{\circ}\text{C}$  гача булганда гишт ва тош терим учун - 0,9 ва минус  $30^{\circ}\text{C}$  гача-0,8, йирик блокли теримлар учун ҳисобий қаршиликлар пассивирилмайдн.

7.4 Кишки теримни керакли охириги мустаҳкамлигини таъминловчи тадбирлар (қоришма маркасини қутариш, гишт ва тошни юқори мустаҳкамлигини қўллаш ёки айрим ҳолларда тўрсимон узаклашни қўллаш) ишчи чизмаларда курсатилиши керак. Кимевий қушимчали коришмаларда (7.2.6) бажарилганидан теримда, курсатилган тадбирлар, терим үйсурлари учун уларни қутариш қобилияти 90% дан ошириги фойдаланилганда қўлланилади. Музлатиш усули билан бажарилганидан теримда, үйсурларни қутариш 70% дан ошиқ қутариш қобилиятидан фойдаланилганда.

7.5 Узакда зинглиш вужудга келтирилганидан, совуққа қарши қушимчали теримда 33-жадвалда келтирилган  $\gamma_{\text{с1}}$  ва  $\gamma_{\text{с2}}$  ишлаш шароити коэффициентлари ҳисобга олинмайди. Музлатиш усули ёки тикланган қурилмаларни сувий иситиб музлатиш усули теримларда, коришмани тош ва узак билан тишлашишини пассивириш таъсирини, ҳисобий формулаларга ишлаш шароити коэффициентни  $\gamma_{\text{с1}}$  ва  $\gamma_{\text{с2}}$  ни киритиш билан ҳисобга олиш керак.

7.6 Совуққа қарши қушимчали коришмаларда қишда қўриладиган купкаватли (9 ва ортик) биполарни ишчи чизмаларида, қаватларда коришманинг талаб қилинадиган оралик мустаҳкамлигини бино тайёрлигини ҳар ҳил босқичлари учун курсатиш керак.

7.7 Одий коришмаларда (совуққа қарши қушимчаларсиз) музлатиш усули билан тикланаётган қурилмаларни қутариш қобилиятини ҳисоби: эриш даврида, эриётган коришмани ҳисобий мустаҳкамлиги 0,2 Мпа (2кг/см<sup>2</sup>), портландцементда тайёрланган коришмада ва девор ва устунларни қалинлиги 38 см ва ундан қўпнда, эриётган коришмани мустаҳкамлиги иолга тенглигида ва шлакопортландцемент ёки пуццоланцементли коришмада, девор ва устун қалинлигидан қатъи назар, шунингдек портландцементли коришмада, девор ва устунларни қалинлиги 38 см дан кам булганда бажарилиши керак.

Эриш давридаги ҳисоблашда, коришмани тош ва узак билан паст тишлашишини, ҳисобий формулаларга, 33-жадвалда келтирилган, ишлаш шароитини қушимча коэффициентлари  $\gamma_{\text{с1}}$  ва  $\gamma_{\text{с2}}$  ни киритиш билан ҳисобга олиш керак.

7.8 Музлатиш усулида иситилиб бажариладиган кишки теримни мустаҳкамлигини, коришма эришган мустаҳкамлашишни ҳисобга олиб, кесимни бутун ёки қисми чегарасида ҳисоблаб аниқланади.

Қурилмаларни эритишга, фақат теримни эритиш давридаги етарли қута-риш қобилиятини ҳисобий текширгандан сўнг йул қуйилади.

7.9 Эриш босқичида, ҳисоблаб ортикча зуриқиш аниқланган, музлатиш усулида бажарилган теримни бўлимлари (устун, пардеворлар), теримни эриш ва кейинчалик қотиш даврида понали вақтинчали устунлар урнатиб қучайтириш керак.

7.10 Одий коришмаларда музлатиш усулида теримни бажаришга қуйидаги қурилмалар учун йул қуйилмайди:



33-жадвал

Қишки теримни дурликдан ҳолатини тури	Ишлаш шароити коэффициентлари	
	Териминики $\gamma_{\text{т}}$	Туриминики $\gamma_{\text{т}}$
1. Қотган (эригандан сунг) гишт теримини сиклиши	1.0	
2. Худди шундай жеси тошдан дарвинтош терими	0.8	
3. Хамма гурдаги қотган теримни қоримча чоки бунча чузилиш эгиллиш кркилиши	0.5	
4. Туримон узилмаган музлатиш усулида тикла-наетган теримни эритиш босқичидати сиклиши		0.5
5. Худди шундай қотганини (эригандан сунг)		0.7
6. Худди шундай совуққа қарши қушимчани қоримчаларда тикланадиган совуққа қотишиш ва қоримчани эриш вақтидаги мустаққалини қамшида 1.5 Мпа (1.5 кг/см <sup>2</sup> )		1.0

а) дарсантош бетон ва синик хирсантошдан;

б) эриш даврида титраш ёки қатга динамик қучлар таъсир қиладиган;

в) эриш даврида қиймати буйлама қучларни 10% дан кўп булган қундаланг қучлар таъсир қилса;

г) эриш даврида тепа таянчи булмаган қурилмалар учун эксцентриситети 0.25% дан ошадиган ва тепа таянчи мавжудлигида 0.7%;

д) девор (устунлар) баландлигини қаллинига нисбати эриш даврида 1% гуруҳ терими учун (6.17-6.19 б.к.) урна-тилган  $\beta$  қийматидан ошадиган. Тепа таянчи булмаган қурилмалар учун (6.20 б.к.) чегаравий нисбатларни икки марта қамшириш ва  $\beta=6$  дан оширмай қабул қилиш керак. Қурилмаларни

этилувчанлиги чегаравий йул қуйилган-нидан ошган ҳолларда, уларни қуришда, эриш даврида уларни устиворланини таъминлайдиган вақтин-чалик маҳкамлаш билан қучайтириш керак.

7.11 Совуққа қарши қушимча сифатида фақат натрий нитритини қуллашга йул қуйилади:

а) нам цех, хаммом, қирхона ва ҳаво қамлиги юқори булган хоналарни қуриш-да, шунингдек ҳаво ҳарорати 40°C дан ошиқ хоналарни қуришда;

б) сув сатҳи узгарувчан ва гидро-момаясиз, сув остида жойлашган қурилма-ларни қуришда.

7.12 Натрий нитрит, ишқор, НКМ, ННХКМ қушимчани қоримчаларга, қи-моя қоплама билан химояланмаган руҳ-ланган ва алюмин қуй та қисмларин бево-сита тегиб туришига йул қуйилмайди.

7.13 Ишқор қушимчани қоримча-ларини, маркаси 100 дан паст, совуқбир-дошлиги F25 дан паст силикат шитли деворларда қуллашга йул қуйилмайди.

7.14 Қишки шароитда терим билан бир вақтда урнатилидиган плита қоплама-ни тош деворларни лойиҳалашда, қопла-ма қатлам ва девор теримини ҳар эки шакл узгарувчанлигини ҳисобга олиш керак ва лойиҳада ериклар ва деворини асосий теримдан қопламани қучишини олдини оладиган тадбирлар қурсатилиши керак.

7.15 Бино ски иншоотларини ишчи қизмаларида, музлатиш усулида тиклана-диган тош қурилмаларга, 7.4 б. да келти-рилган тадбирларга қушимча қилиб қурса-тиш зарур.

а) деворларни қоримчани эриш да-вридаги йул қуниш мумкин булган чегара-вий батавдлиги.

б) зарур булган ҳолларда, юқори қаватларни қуришдан олдин урнатили-ган қурилмаларни, терим қоримчасини уларни эриш ва қотиш даврига вақ-тинчалик маҳкамлаш.

## ТОШ ВА ҲАҚҚОШЛИ ҚУРИЛМАЛАР ИШЧИ ҚИЗМАЛАРИГА ТАЛАБЛАР

Ишчи қизмаларда қунишмалар кўрсатилиши керак:

а) теримга қўлланмаган янги, тош, қоплама материаллари ва бетонлар тури, цунингдек панел ва йирик блоklar тайёрлаш учун, тегишли ГОСТ, РСТ ёки техникани шартлари ва уларни мустаҳкамлиги ва совокбардошчилиги бўйича лойиҳавий маркаси ва синфини курсатиб; фовакли тулдиргичли, серговак ва фовак-лаштирашган бетон учун шунинг зичлиги ҳам курсатилди;

б) монтаж чоқлари терими учун, шунингдек ишларни ёз. ҳам қиш вақтида бажаришда панел ва йирик блоklarни тайёрлаш учун қоричмани лойиҳавий маркаси ва боғловчини тури;

в) узи, тасмани ва шаклдор шўлатни синфи ва маркалари;

г) девор конструкцияси, чоқларни боғлаш тизими, енгиллаштирашган теримда аса иситгични тури ва қалинлиги;

д) салбий ҳароратда бажариладиган терим учун-терим усули ва қишқи теримни, уни қуриш ва кейинги фойдаланиш

даврида (7-қисмга қ.) мустаҳкамлиги ва устиворлигини таъминлайдиган қўшимча тадбирлар;

Салбий ҳароратда амалга ошириш мумкин бўлган қизмалар, қишқи шароитда тийлаш мумкинлиги ва қурилмаларни мустаҳкамлиги ва устиворлиги текширилганлиги ҳақида ёзувга эга бўлиши керак;

е) қурилишда ҳисобий қутариш қобилияти 80% дан ортиқ фойдаланиладиган қурилмалар учун гишт (тош) ва қоричмани мустаҳкамлигини мунотазам равишда текшириш талаблари. Бу қурилмалар ишчи қизмаларда белгиланган бўлиши керак;

ж) зарур ҳолларда, бажариладиган ишни тартиби ҳақида курсатмалар, конструкцияларни қуришда уларни мустаҳкамлиги ва устиворлигини таъминлайдиган вақтинчалик маҳкамлаш ўрнатилиши ва бошқа тадбирлар бажариш ҳақида курсатмалар, қоричманинг лойиҳавий маркасида фоваз ҳисобида теримни юклама-лаш мумкин бўлгандаги мустаҳкамлиги.

## МҲНДАРИЖА

1.	Умумий ҳолатлар	1
2.	Материаллар	1
3.	Ҳисобий хусусиятлари	3
	Ҳисобий қаршиликлар	
4.	Қурилмалар унсурларини биринчи гуруҳ чегаравий ҳолати бўйича ҳисоблаш (юк кутариш қобил яти бўйича)	13
	Тош қурилмалар	13
	Марказий сикилган унсурлар	13
	Номарказий сикилган унсурлар	13
	Номарказий кия сикилиш	13
	Эзилиш (маҳаллий сикилиш)	17
	Эгилувчи унсурлар	18
	Марказий чүзилган унсурлар	20
	Кесилиш	20
	Қупқатламли деворлар (енгиллаштирилган теримли деворлар ва қопламали деворлар)	26
	Узактошли қурилмалар	23
	Турсимон узакланган унсурлар	23
	Буйлама узакланган унсурлар	24
	Темирбетон билан кучайтирилган тош девор (комплекс қурилмалар)	25
	Халқалар билан кучайтирилган унсурлар	27
5.	Қурилма унсурларини иккинчи чегаравий ҳолат бўйича ҳисоблаш (ёриқларни пащда бўлиши ва очилиши ва шакл ўзгариши бўйича)	28
6.	Қурилмаларни лойиҳалаш бўйича курсатмалар	30
	Умумий курсатмалар	30
	Девор ва устунлар баландлигини уларнинг қалинлигига йул қўйилган шароитлари	35
	Панель ва йирик блокли деворлар	36
	Қупқатламли деворлар (енгиллаштирилган теримли девор ва қопламали деворлар)	38
	Девор ва устунларни зулфинлаш	38
	Қурилма унсурларини теримга таяниши	39
	Унсурларни фишқ теримга таяниш шартларини ҳисоби	39
	Тепалон ва осма деворлар	41
	Пешток ва панжаралар (парапет)	43
	Пойдевор ва ертүла деворлари	44
	Юпқадеворли гүмбазсимон епмалар	45
	Ўзакланган теримга конструктив талаблар	45
	Деформациявий чоклар	46
7.	Киш вақтида тикланадиган қурилмаларни лойиҳалаш бўйича курсатмалар	47
	Илова Тош ва узактошли қурилмалар ишчи чизмаларига талаблар	50

Фикр ва таклифларини Ўзбекистон Республикаси  
Давархитектқурилишқўмитага йуллашини сураймиз.  
(700011, Тошкент ш. Абал кучаси б)

Наширга Ўз ЛИТТИ АЖ ва «АКАТМ» АТМ томонидан таяёрланган



СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА

КАМЕННЫЕ И АРМОКАМЕННЫЕ  
КОНСТРУКЦИИ

КМК 2.03.07-98

ИЗДАНИЕ ОФИЦИАЛЬНОЕ

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ  
РЕСПУБЛИКИ УЗБЕКИСТАН ПО  
АРХИТЕКТУРЕ И СТРОИТЕЛЬСТВУ

Ташкент 1998



УДК 624.012.1а2 (083.75)

КМК 2.03.07-98 "Каменные и армокаменные конструкции".  
/ Госкомархитектстрой РУз. - Ташкент, 1998, 106 стр.

РАЗРАБОТАНЫ И ВНЕСЕНЫ АО УЗЛИТТИ: (к.т.н. Ю.А. Гамбург,  
к.т.н. С.Т. Узлов-рук. темы)

РЕДАКТОРЫ: Ф.Ф. Бакирханов (Госкомархитектстрой РУз) С.А. Ходжаев,  
А.М. Камиллов, Ю.А. Гамбург, С.Т. Узлов (АО УЗЛИТТИ им. Х.Асамова).

ПОДГОТОВЛЕННЫ К УТВЕРЖДЕНИЮ: Управлением проектных работ  
Госкомархитектстрою РУз (Холмирзаев К.М.)

При разработке КМК 2.03.07-98 использованы положения СНиП II-22-81 .  
С введением в действие КМК 2.03.07-98 "Каменные и армокаменные конструкции"  
на территории Республики Узбекистан утрачивает силу СНиП II-22-81 "Каменные и  
армокаменные конструкции".

Перевод на государственный язык выполнил Ибрагимов А. (АО УЗЛИТТИ).

Настоящий документ не может быть полностью или частично воспроизведен,  
тиражирован и распространен без разрешения Госкомархитектстрою Республики  
Узбекистан.

Государственный Комитет Республики Узбекистан по архитектуре и строительству (Госкомархитектстрой)	Строительные нормы и правила	КМК 2.03.07-98
	Каменные и армокаменные конструкции	Взамен СНиП П-22-81

## 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Нормы настоящей главы должны соблюдаться при проектировании каменных и армокаменных конструкций новых и реконструируемых зданий и сооружений.

1.2. При проектировании каменных и армокаменных конструкций следует применять конструктивные решения, изделия и материалы:

а) наружные стены из пустотелых керамических и бетонных камней и кирпича; облегченной кирпичной кладки с плитным утеплителем или засыпкой из пористых заполнителей; сплошных камней и блоков из бетона на пористых заполнителях, поризованных и ячеистых бетонов. Применение сплошной кладки из полнотелого глиняного или силикатного кирпича для наружных стен помещений с сухим и нормальным влажностным режимом допускается только при необходимости обеспечения их прочности;

б) стены из панелей и крупных блоков, изготовленных из бетонов различных видов, а также из кирпича или камней;

в) кирпич и камни марок по прочности на сжатие 150 и более в зданиях высотой более пяти этажей;

г) местные природные каменные материалы;

д) растворы с противоморозными химическими добавками для зимней

кладки с учетом указаний разд. 7.

*Примечание.* При соответствующем обосновании допускается применять конструктивные решения, изделия и материалы, не предусмотренные настоящим пунктом.

1.3. Применение силикатных кирпича, камней и блоков; камней и блоков из ячеистых бетонов, пустотелого кирпича, керамических камней; глиняного кирпича полусухого прессования допускается для наружных стен помещений с влажным режимом при условии нанесения на их внутренние поверхности пароизоляционного покрытия. Применение указанных материалов для стен помещений с мокрым режимом, а также для наружных стен подвалов и цоколей не допускается. Влажностный режим помещений следует принимать в соответствии с главой КМК по строительной теплотехнике.

1.4. Прочность и устойчивость конструкций и их элементов должна обеспечиваться при возведении и эксплуатации, а также при транспортировании и монтаже элементов сборных конструкций.

1.5. При расчете конструкций следует учитывать коэффициенты надежности  $\gamma_n$ , принимаемые согласно Правилам учета степени ответственности зданий и сооружений при проектировании конструкций, приведенным в КМК 2.01.07-97.

Внесены Акционерным Обществом УЗЛИТТИ им Х. Асамова	Утверждены Приказом Государственного Комитета Республики Узбекистан по архитектуре и строительству 15 декабря 1997 г. № 84	Срок введения в действие 1 января 1998 г.
--	--	---

1.6. При проектировании зданий и сооружений следует предусматривать мероприятия, обеспечивающие возможность возведения их в зимних условиях.

## 2. МАТЕРИАЛЫ

2.1. Кирпич, камни и растворы для каменных и армокаменных конструкций, а также бетоны для изготовления камней и крупных блоков должны удовлетворять требованиям соответствующих ГОСТов или РСТ и применяться следующих марок или классов:

а) камней - по пределу прочности на сжатие (а кирпича - на сжатие с учетом его прочности при изгибе) - 4, 7, 10, 15, 25, 35, 50 (камни малой прочности - легкие бетонные и природные камни); 75, 100, 125, 150, 200 (средней прочности - кирпич, керамические, бетонные и природные камни); 250, 300, 400, 500, 600, 800, 1000 (высокой прочности - кирпич, природные и бетонные камни);

б) бетонов - классов по прочности на сжатие:

тяжелого - В3,5; В5; В7,5; В12,5; В15; В20; В25; В30;

на пористых заполнителях - В2; В2,5; В3,5; В5; В7,5; В12,5; В15; В20; В25; В30;

ячеистого - В1; В2; В2,5; В3,5; В5; В7,5; В12,5;

крупнопористого - В1; В2; В2,5; В3,5; В5; В7,5;

поризованного - В2,5; В3,5; В5; В7,5;

силикатного - В12,5; В15; В20; В25; В30.

Допускается применение в качестве утеплителей бетонов, пределы прочности которых на сжатие 0,7 МПа (7 кгс/см<sup>2</sup>) и 1,0 МПа (10 кгс/см<sup>2</sup>) а для вкладышей и плит не менее 1,0 МПа (10 кгс/см<sup>2</sup>);

в) растворов по пределу прочности на сжатие - 4, 10, 25, 50, 75, 100, 150, 200;

г) каменных материалов по морозостойкости - F 10, F 15, F 25, F 35, F 50, F 75, F 100, F 150, F 200, F 300.

2.2. Растворы с плотностью в сухом состоянии - 1500 кг/м<sup>3</sup> и более - тяжелые, до 1500 кг/м<sup>3</sup> - легкие.

2.3. Проектные марки по морозостойкости каменных материалов для наружной части стен (на толщину 12 см) и для фундаментов (на всю толщину) в зависимости от предполагаемого срока службы конструкций, но не менее 100, 50 и 25 лет приведены в табл. 1.

*Примечание.* Проектные марки по морозостойкости устанавливаются только для материалов из которых возводится верхняя часть фундаментов (до половины расчетной глубины промерзания грунта, определяемой в соответствии с главой КМК 2.02.01-96 «Основания зданий и сооружений»).

Таблица 1

Вид конструкций	Значения F при предполагаемом сроке службы, конструкций лет		
	100	50	25
1. Наружные стены или их облицовка в зданиях с влажностным режимом помещений:			
а) сухим и нормальным	25	15	15
б) влажным	35	25	15
в) мокрым	50	35	25
2. Фундаменты и подземные части стен:			
а) из кирпича глиняного пластического прессования	35	25	15
б) из природного камня	25	15	15

Примечания 1. Марки по морозостойкости камней, блоков и панелей изготовляемых из бетонов всех видов, следует принимать в соответствии с главой КМК по проектированию бетонных и железобетонных конструкций.

2. Марки по морозостойкости, приведенные в табл. 1, могут быть снижены для кладки из глиняного кирпича пластического прессования на одну ступень, но не ниже F10 в следующих случаях:

а) для наружных стен помещений с сухим и нормальным влажностным режимом (поз. 1а) защищенная с наружной стороны облицовками толщиной не менее 35 мм, удовлетворяющая требованиям по морозостойкости, приведенным в табл. 1; морозостойкость лицевого кирпича и керамического камня должна быть не менее F 25 для всех сроков службы конструкций;

б) для наружных стен с влажным и мокрым режимом помещений (поз. 1б и 1в) защищенная с внутренней стороны гидроизоляционными или пароизоляционными покрытиями;

в) для фундаментов и подземных частей стен зданий с тротуарами или отмостками возводимых в маловлажных грунтах, если уровень грунтовых вод ниже планировочной отметки земли на 5 м и более (поз. 2).

3. Марки по морозостойкости, приведенные в поз. 1 для облицовок толщиной менее 35 мм повышаются на одну ступень, но не выше F 50.

4. Марки по морозостойкости каменных материалов, приведенные в поз. 2 табл. 1, применяемых для фундаментов и подземных частей стен, следует повышать на одну ступень, если уровень грунтовых вод ниже планировочной отметки земли менее чем на 1 м.



Окончание таблицы 1

Марки камня по морозостойкости для кладки наружных конструкций, а также конструкций сооружений, подверженных в зоне переменного уровня грунтовых вод (подпорные стенки, резервуары, водопроводы, бортовые камни и т.п.) принимаются по нормативным документам, утвержденным или согласованным Госкомархитекстройем РУ.

По согласованию Госкомархитекстройем РУ требования к кладкам по морозостойкости не предъявляются к природным каменным материалам, которые на месте производства строительства показали достаточную морозостойкость в аналогичных условиях эксплуатации.

2.4. Для армирования каменных конструкций в соответствии с главой КМК по проектированию бетонных и железобетонных конструкций следует применять:

для сетчатого армирования - арматуру классов А-1 (А240) и Вр-1;

для продольной и поперечной арматуры, анкеров и связей - арматуру.

классов А-1 (А240), А-11 (А300) и Вр-1 (с учетом указаний п. 3.19).

Для закладных деталей и соединительных накладок следует применять сталь в соответствии с главой КМК по проектированию стальных конструкций.

3 РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ

Расчетные сопротивления

3.1. Расчетные сопротивления  $R$  сжатию кладки из кирпича всех видов и из керамических камней со шпелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм при высоте ряда кладки 50-150 мм на тяжелых растворах приведены в табл. 2.

Таблица 2

Марка кирпича или камня	Расчетные сопротивления $R$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> ) сжатию кладки из кирпича всех видов и керамических камней со шпелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм при высоте ряда кладки 50—150 мм на тяжелых растворах при марке раствора								При прочности раствора	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2 (2)	нулевой
300	3,9 (39)	3,6 (36)	3,3 (33)	3,0 (30)	2,8 (28)	2,5 (25)	2,2 (22)	1,8 (18)	1,7 (17)	1,5 (15)
250	3,6 (36)	3,3 (33)	3,0 (30)	2,8 (28)	2,5 (25)	2,2 (22)	1,9 (19)	1,6 (16)	1,5 (15)	1,3 (13)
200	3,2 (32)	3,0 (30)	2,7 (27)	2,5 (25)	2,2 (22)	1,8 (18)	1,6 (16)	1,4 (14)	1,3 (13)	1,0 (10)
150	2,6 (26)	2,4 (24)	2,2 (22)	2,0 (20)	1,8 (18)	1,5 (15)	1,3 (13)	1,2 (12)	1,0 (10)	0,8 (8)
125	—	2,2 (22)	2,0 (20)	1,9 (19)	1,7 (17)	1,4 (14)	1,2 (12)	1,1 (11)	0,9 (9)	0,7 (7)
100	—	2,0 (20)	1,8 (18)	1,7 (17)	1,5 (15)	1,3 (13)	1,0 (10)	0,9 (9)	0,8 (8)	0,6 (6)
75	—	—	1,5 (15)	1,4 (14)	1,3 (13)	1,1 (11)	0,9 (9)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,5 (5)
50	—	—	—	1,1 (11)	1,0 (10)	0,9 (9)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,5 (5)	0,35 (3,5)
35	—	—	—	0,9 (9)	0,8 (8)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,45 (4,5)	0,4 (4)	0,25 (2,5)

*Примечание.* Расчетные сопротивления кладки на растворах марок от 4 до 80 следует уменьшать, применяя понижающие коэффициенты  $\gamma$  для кладки на жестких цементных растворах (без добавок извести или глины) для тяжелых растворов в возрасте до 3 мес. 0,9 для кладки на цементных растворах без добавок извести или глины с органическими пластификаторами.

Уменьшать расчетные сопротивления сжатию не требуется, так как при недостатке качества растворов они выполняются вне рамок с выравниванием и уплотнением раствора рыхлой. В возрасте скапливается марка раствора для обычной кладки и для кладки повышенной качества.

3.2. Расчетные сопротивления  $R_c$  сжатию виброкирпичной кладки на тяжелых растворах приведены в табл. 3.

Таблица 3

Марка кирпича	Расчетные сопротивления $R_c$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> ) сжатию виброкирпичной кладки на тяжелых растворах при марке раствора				
	200	150	100	75	50
300	4,6 (46)	4,3 (43)	4,0 (40)	3,7 (37)	3,4 (34)
250	4,2 (42)	3,9 (39)	3,6 (36)	3,3 (33)	3,0 (30)
200	3,8 (38)	3,5 (35)	3,2 (32)	2,9 (29)	2,6 (26)
150	3,4 (34)	3,1 (31)	2,8 (28)	2,5 (25)	2,2 (22)
125	—	—	—	—	—
100	—	—	—	—	—
75	—	—	—	—	—

Окончание таблицы 3

Примечание 1. Расчетные сопротивления сжатию кирпичной кладки виброкирпичной по проектной прочности принимаются по табл. № 3 с коэффициентом 1,05.

2. Расчетные сопротивления сжатию виброкирпичной кладки толщиной более 30 см следует принимать по табл. 3 с коэффициентом 0,85.

3. Расчетные сопротивления, приведенные в табл. 3 относятся к участкам кладки толщиной 40 см и более. В остальных и полустенных стенах допускается учитывать понижение от 25 до 38 см, при этом расчетные сопротивления кладки следует принимать с коэффициентом 0,8.

3.3. Расчетные сопротивления  $R$  сжатию кладки из крупных бетонных сплошных блоков из бетонов всех видов и из блоков природного камня (плотных

или чистой тески) при высоте ряда кладки 500-1000 мм приведены в табл. 4.

Таблица 4

Классы бетонная	Марка камня	Расчетные сопротивления $R$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), сжатию кладки из крупных сплошных блоков из бетонов всех видов и блоков из природного камня (пиленых или чистой тески) при высоте ряда кладки 500—1000 мм							
		при марке раствора							при нулевой прочности раствора
		200	150	100	75	50	25	10	
—	1000	17,9(179)	17,5(175)	17,1(171)	16,8(168)	16,5(165)	15,8(158)	14,5(145)	11,3(113)
—	800	15,2(152)	14,8(148)	14,4(144)	14,1(141)	13,8(138)	13,3(133)	12,3(123)	9,4(94)
—	600	12,8(128)	12,4(124)	12,0(120)	11,7(117)	11,4(114)	10,9(109)	9,9(99)	7,3(73)
—	500	11,1(111)	10,7(107)	10,3(103)	10,1(101)	9,8(98)	9,3(93)	8,7(87)	6,3(63)
B50	400	9,3(93)	9,0(90)	8,7(87)	8,4(84)	8,2(82)	7,7(77)	7,4(74)	5,3(53)
B25	300	7,5(75)	7,2(72)	6,9(69)	6,7(67)	6,5(65)	6,2(62)	5,7(57)	4,4(44)
B20	250	6,9(67)	6,4(64)	6,1(61)	5,9(59)	5,7(57)	5,4(54)	4,9(49)	3,8(38)
B15	200	5,4(54)	5,2(52)	5,0(50)	4,9(49)	4,7(47)	4,3(43)	4,0(40)	3,0(30)
B12,5	150	4,6(46)	4,4(44)	4,2(42)	4,1(41)	3,9(39)	3,7(37)	3,4(34)	2,4(24)
B7,5	100	—	3,3(33)	3,1(31)	2,9(29)	2,7(27)	2,6(26)	2,4(24)	1,7(17)
B5	75	—	—	2,3(23)	2,2(22)	2,1(21)	2,0(20)	1,8(18)	1,3(13)
B3,5	50	—	—	1,7(17)	1,6(16)	1,5(15)	1,4(14)	1,2(12)	0,85(8,5)
B2,5	35	—	—	—	—	1,1(11)	1,0(10)	0,9(9)	0,6(6)
B2	25	—	—	—	—	0,9(9)	0,8(8)	0,7(7)	0,5(5)

Примечания: 1. Расчетные сопротивления сжатию кладки из крупных блоков высотой более 1000 мм принимаются по табл. 4 с коэффициентом 1,1.  
 2. За марку блоков из природного камня следует принимать предел прочности на сжатие, МПа (кгс/см<sup>2</sup>) эталонного образчика, испытанного согласно требованиям ГОСТ 10180-90 и ГОСТ 8462-83.  
 3. Расчетные сопротивления сжатию кладки из крупных бетонных блоков и блоков из природного камня, растворные швы и который выполнены под давлением, армированные и усиленные рейкой (с чем указывается в проекте) допускается принимать по табл. 4 с коэффициентом 1,2.

Таблица 5

Марка бетонная	Расчетные сопротивления $R$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), сжатию кладки из сплошных бетонных, гипсобетонных и природных камней пиленых или чистой тески при высоте ряда кладки 200—300 мм									
	при марке раствора								при прочности раствора	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2 (2)	нулевой
1000	13,0(130)	12,5(125)	12,0(120)	11,5(115)	11,0(110)	10,5(105)	9,5(95)	8,5(85)	8,3(83)	8,0(80)
800	11,0(110)	10,5(105)	10,0(100)	9,5(95)	9,0(90)	8,5(85)	8,0(80)	7,0(70)	6,8(68)	6,5(65)
600	9,0(90)	8,5(85)	8,0(80)	7,8(78)	7,5(75)	7,0(70)	6,0(60)	5,5(55)	5,3(53)	5,0(50)
500	7,8(78)	7,3(73)	6,9(69)	6,7(67)	6,4(64)	6,0(60)	5,3(53)	4,8(48)	4,6(46)	4,3(43)
400	6,5(65)	6,0(60)	5,8(58)	5,5(55)	5,3(53)	5,0(50)	4,5(45)	4,0(40)	3,8(38)	3,5(35)
300	5,3(53)	4,9(49)	4,7(47)	4,5(45)	4,3(43)	4,0(40)	3,7(37)	3,3(33)	3,1(31)	2,8(28)
200	4,0(40)	3,8(38)	3,6(36)	3,5(35)	3,3(33)	3,0(30)	2,8(28)	2,5(25)	2,3(23)	2,0(20)
150	3,3(33)	3,1(31)	2,9(29)	2,8(28)	2,6(26)	2,4(24)	2,2(22)	2,0(20)	1,8(18)	1,5(15)
100	2,5(25)	2,4(24)	2,3(23)	2,2(22)	2,0(20)	1,8(18)	1,7(17)	1,5(15)	1,3(13)	1,0(10)
75	—	—	1,9(19)	1,8(18)	1,7(17)	1,5(15)	1,4(14)	1,2(12)	1,1(11)	0,8(8)
50	—	—	1,5(15)	1,4(14)	1,3(13)	1,2(12)	1,0(10)	0,9(9)	0,8(8)	0,6(6)
35	—	—	—	—	1,0(10)	0,95(9,5)	0,85(8,5)	0,7(7)	0,6(6)	0,45(4,5)
25	—	—	—	—	0,8(8)	0,75(7,5)	0,65(6,5)	0,55(5,5)	0,5(5)	0,35(3,5)
15	—	—	—	—	—	0,5(5)	0,45(4,5)	0,38(3,8)	0,3(3,3)	0,25(2,5)

Примечания: 1. Расчетные сопротивления кладки из сплошных шлакобетонных камней, изготовленных в применении шлаков от сжигания бурого и смешанных углей, следует принимать по табл. 5 с коэффициентом 0,8.  
 2. Гипсобетонные камни допускается применять только для кладки стен со сроком службы 25 лет (см. п. 2.3); при этом расчетное сопротивление этой кладки следует принимать по табл. 5 с коэффициентами 0,7 для кладки наружных стен в зонах с сухой климатом, 0,5 в прочих зонах, 0,8 для внутренних стен.  
 Климатические зоны принимаются в соответствии с главой КМК по строительной теплотехнике.  
 3. Расчетные сопротивления кладки из бетонных и природных камней марок 150 и выше с ровными поверхностями и допусками по размерам, не превышающими ±2 мм, при толщине растворных швов не более 5 мм, выполненных на цементных пастах или клеевых составах, допускается принимать по табл. 5 с коэффициентом 1,3.

Таблица 6

Марка камня	Расчетные сопротивления $R$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), сжатию кладки из пустотелых бетонных камней при высоте ряда кладки 200—300 мм							
	при марке раствора						при прочности раствора	
	100	75	50	25	10	4	0,2 (2)	нулевой
150	2,7 (27)	2,6 (26)	2,4 (24)	2,2 (22)	2,0 (20)	1,8 (18)	1,7 (17)	1,3 (13)
125	2,4 (24)	2,3 (23)	2,1 (21)	1,9 (19)	1,7 (17)	1,6 (16)	1,4 (14)	1,1 (11)
100	2,0 (20)	1,8 (18)	1,7 (17)	1,6 (16)	1,4 (14)	1,3 (13)	1,1 (11)	0,9 (9)
75	1,6 (16)	1,5 (15)	1,4 (14)	1,3 (13)	1,1 (11)	1,0 (10)	0,9 (9)	0,7 (7)
50	1,2 (12)	1,15 (11,5)	1,1 (11)	1,0 (10)	0,9 (9)	0,8 (8)	0,7 (7)	0,5 (5)
35	—	1,0 (10)	0,9 (9)	0,8 (8)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,55 (5,5)	0,4 (4)
25	—	—	0,7 (7)	0,65 (6,5)	0,55 (5,5)	0,5 (5)	0,45 (4,5)	0,3 (3)

Примечание. Расчетные сопротивления сжатию кладки из пустотелых шлакобетонных камней, изготовленных с применением шлаков от сжигания бурых и смешанных углей, а также кладки из гипсогипсбетонных, бетонных, пустотелых камней, следует снижать в соответствии с примечаниями 1 и 2 к табл. 5.

Таблица 7

Вид кладки	Марка камня	Расчетные сопротивления $R$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), сжатию кладки из природных камней низкой прочности правильной формы (плотных и чистой тески)				
		при марке раствора			при прочности раствора	
		25	10	4	0,2 (2)	нулевой
1. Из природных камней при высоте ряда до 150 мм	25	0,6 (6)	0,45 (4,5)	0,35 (3,5)	0,3 (3)	0,2 (2)
	15	0,4 (4)	0,35 (3,5)	0,25 (2,5)	0,2 (2)	0,13 (1,3)
	10	0,3 (3)	0,25 (2,5)	0,2 (2)	0,18 (1,8)	0,1 (1)
	7	0,25 (2,5)	0,2 (2)	0,18 (1,8)	0,15 (1,5)	0,07 (0,7)
2. То же, при высоте ряда 200—300 мм	10	0,38 (3,8)	0,33 (3,3)	0,28 (2,8)	0,25 (2,5)	0,2 (2)
	7	0,28 (2,8)	0,25 (2,5)	0,23 (2,3)	0,2 (2)	0,12 (1,2)
	4	—	0,15 (1,5)	0,14 (1,4)	0,12 (1,2)	0,08 (0,8)

Таблица 8

Марка рваного буттового камня	Расчетные сопротивления $R$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), сжатию буттовой кладки из рваного бута							
	при марке раствора						при прочности раствора	
	100	75	50	25	10	4	0,2 (2)	нулевой
1000	2,5 (25)	2,2 (22)	1,8 (18)	1,2 (12)	0,8 (8)	0,5 (5)	0,4 (4)	0,33 (3,3)
800	2,2 (22)	2,0 (20)	1,6 (16)	1,0 (10)	0,7 (7)	0,45 (4,5)	0,33 (3,3)	0,28 (2,8)
600	2,0 (20)	1,7 (17)	1,4 (14)	0,9 (9)	0,65 (6,5)	0,4 (4)	0,3 (3)	0,25 (2,5)
500	1,8 (18)	1,5 (15)	1,3 (13)	0,85 (8,5)	0,6 (6)	0,38 (3,8)	0,27 (2,7)	0,18 (1,8)
400	1,5 (15)	1,3 (13)	1,1 (11)	0,8 (8)	0,55 (5,5)	0,33 (3,3)	0,23 (2,3)	0,15 (1,5)
300	1,3 (13)	1,15 (11,5)	0,95 (9,5)	0,7 (7)	0,5 (5)	0,3 (3)	0,2 (2)	0,12 (1,2)
200	1,1 (11)	1,0 (10)	0,8 (8)	0,6 (6)	0,45 (4,5)	0,28 (2,8)	0,18 (1,8)	0,08 (0,8)
150	0,9 (9)	0,8 (8)	0,7 (7)	0,55 (5,5)	0,4 (4)	0,25 (2,5)	0,17 (1,7)	0,07 (0,7)
100	0,75 (7,5)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,5 (5)	0,35 (3,5)	0,23 (2,3)	0,15 (1,5)	0,05 (0,5)
50	—	—	0,45 (4,5)	0,35 (3,5)	0,25 (2,5)	0,2 (2)	0,13 (1,3)	0,03 (0,3)
35	—	—	0,36 (3,6)	0,29 (2,9)	0,22 (2,2)	0,18 (1,8)	0,12 (1,2)	0,02 (0,2)
25	—	—	0,3 (3)	0,25 (2,5)	0,2 (2)	0,15 (1,5)	0,1 (1)	0,02 (0,2)

Примечания. 1. Приведенные в табл. 8 расчетные сопротивления для буттовой кладки даны в возрасте 28 мес для марок раствора 4 и более. При этом марка раствора определяется в возрасте 28 дней. Для кладки в возрасте 28 дней расчетные сопротивления, приведенные в табл. 8, для растворов марок 4 и более следует принимать с коэффициентом 0,8.

2. Для кладки из постелистого буттового камня расчетные сопротивления, принятые в табл. 8, следует умножать на коэффициент 1,5.

3. Расчетные сопротивления буттовой кладки фундаментов, засыпанных со всех сторон грунтом, допускается повышать при кладке с последующей засыпкой пазух котлована грунтом на 0,1 МПа (кгс/см<sup>2</sup>); при кладке в траншеях «в распор» с неотпущенным грунтом и при надстройках на 0,2 МПа (2 кгс/см<sup>2</sup>).

Таблица 9

Вид бутобетона	Расчетные сопротивления $R$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), сжатию бутобетона (невибрированного) при классе бетона					
	B15	B12,5	B7,5	B5	B3,5	B2,5
С ровным бутовым камнем марки	4(40)	3,5(35)	3(30)	2,5(25)	2,0(20)	1,7(17)
200 и выше	—	—	—	2,2(22)	1,8(18)	1,5(15)
100	—	—	—	2,0(20)	1,7(17)	1,3(13)
50 или с кирпичным боем	—	—	—	—	—	—

*Примечание.* При вибрировании бутобетона расчетные сопротивления сжатию следует принимать с коэффициентом 1,15.

3.4 Расчетные сопротивления  $R$  сжатию кладки из сплошных бетонных камней и природных камней (пиленых или чистой тески) при высоте ряда кладки 200-300 мм приведены в табл. 5.

3.5 Расчетные сопротивления  $R$  сжатию кладки из пустотелых бетонных камней при высоте ряда 200-300 мм приведены в табл. 6.

3.6 Расчетные сопротивления  $R$  сжатию кладки из природных камней (пиленых и чистой тески) при высоте ряда до 150 мм приведены в табл. 7.

3.7 Расчетные сопротивления  $R$  сжатию бутовой кладки из ровного бута приведены в табл. 8.

3.8 Расчетные сопротивления  $R$  сжатию бутобетона (невибрированного) приведены в табл. 9.

3.9 Расчетные сопротивления сжатию кладки из силикатных пустотелых (с круглыми пустотами диаметром не более 35 мм и пустотностью до 25 %) кирпичей толщиной 88 мм и камней толщиной 138 мм допускается принимать по табл. 2 с коэффициентами:

на растворах нулевой прочности и прочности 0,2 МПа (2 кгс/см<sup>2</sup>) - 0,8;

на растворах марок 4, 10, 25 и выше - соответственно 0,85, 0,9 и 1.

3.10 Расчетные сопротивления сжатию кладки при промежуточных размерах высоты ряда от 150 до 200 мм должны определяться как среднее арифметическое значений, принятых по табл. 2 и 5, при высоте ряда от 300 до 500 мм - по интерполяции между значениями, принятыми по табл. 4 и 5.

3.11 Расчетные сопротивления сжатию кладки, приведенные в табл. 2-8,

следует умножать на коэффициенты условий работы  $\gamma_c$ , равные:

а) 0,8 - для стодбов и простенков площадью сечения 0,3 м<sup>2</sup> и менее;

б) 0,6 - для элементов круглого сечения, выполняемых из обыкновенного (нелекального) кирпича, неармированных сетчатой арматурой;

в) 1,1 - для крупных блоков и камней, изготовленных из тяжелых бетонов и из природного камня ( $\gamma \geq 1800$  кг/м<sup>3</sup>);

0,9 - для кладки из блоков и камней из автоклавных ячеистых бетонов и из силикатных бетонов классов по прочности выше B25;

0,8 - для кладки из блоков и камней из крупнопористых бетонов и из неавтоклавных ячеистых бетонов. Виды ячеистых бетонов принимают в соответствии с РСТ Уз 680-96;

0,7 - для кладки из блоков и камней из ячеистых бетонов вида Б. Виды ячеистых бетонов принимаются в соответствии с РСТ Уз 680-96;

г) 1,15 - для кладки после длительного периода твердения раствора (более года);

д) 0,85 - для кладки из силикатного кирпича на растворе с добавками поташа;

е) для зимней кладки, выполняемой способом замораживания - на коэффициенты условий работы  $\gamma_c$  по табл. 33.

3.12 Расчетные сопротивления сжатию кладки из крупных пустотелых бетонных блоков различных типов устанавливаются по экспериментальным данным. При отсутствии таких данных расчетные сопротивления следует принимать по табл. 4 с коэффициентом:

- 0,9 - при пустотности блоков  $\leq 5\%$ ;
- 0,5 - » » »  $\leq 25\%$ ;
- 0,25 - » » »  $\leq 45\%$ ;

где процент пустотности определяется по среднему горизонтальному сечению.

Для промежуточных значений процента пустотности указанные коэффициенты следует определять интерполяцией.

3.13. Расчетные сопротивления сжатию кладки из природного камня, указанные в табл. 4, 5 и 7, следует принимать с коэффициентами:

- 0,8 - для кладки из камней полукистой тески (выступы до 10 мм);

- 0,7 - для кладки из камней грубой тески (выступы до 20 мм).

3.14. Расчетные сопротивления сжатию кладки из сырцового кирпича и грунтовых камней следует принимать по табл. 7 с коэффициентами:

- 0,7 - для кладки наружных стен в зонах с сухим климатом;
- 0,5 - то же, в прочих зонах;
- 0,8 - для кладки внутренних стен.

Сырцовый кирпич и грунтовые камни разрешается применять только для стен зданий с предполагаемым сроком службы не более 25 лет.

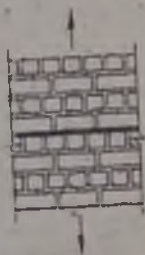


Рис. 1

Растяжение кладки по неперевязанному сечению

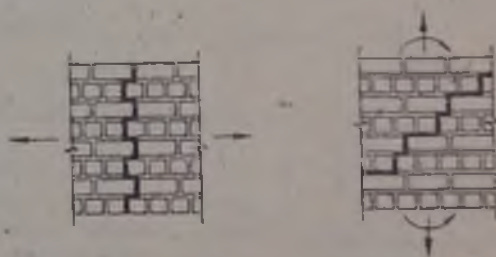


Рис. 2

Растяжение кладки:

- а) - по перевязанному сечению;
- б) - по косої штробе.



Рис. 3

Растяжение кладки при изгибе по перевязанному сечению

Вид напряженного состояния	Обозначения	Расчетные сопротивления $R$ , МПа ( $\text{кгс/см}^2$ ), кладки из сплошных камней на цементно-известковых, цементно-глиняных и известковых растворах осевому растяжению, растяжению при изгибе, срезу и главным растягивающим напряжениям при изгибе при расчете сечений кладки, проходящих по горизонтальным и вертикальным швам				
		при марке раствора				при прочности раствора 0,2(2)
		50 и выше	25	10	4	
<i>А. Осевое растяжение</i>						
1. По непереязанному сечению для кладки всех видов (нормальное сцепление, рис. 1)	$R_t$	0,08(0,8)	0,05(0,5)	0,03(0,3)	0,01(0,1)	0,005(0,05)
2. По переязанному сечению (рис. 2а):						
а) для кладки из камней правильной формы	$R_{tm}(R_{tm})$	0,16(1,6)	0,11(1,1)	0,05(0,5)	0,02(0,2)	0,01(0,1)
б) для бутовой кладки		0,12(1,2)	0,08(0,8)	0,04(0,4)	0,02(0,2)	0,01(0,1)
<i>Б. Растяжение при изгибе</i>						
3. По непереязанному сечению для кладки всех видов и по косой штрибе (главные растягивающие напряжения при изгибе, рис. 2б.)	$R_{tm}(R_{tm})$	0,12(1,2)	0,08(0,8)	0,04(0,4)	0,02(0,2)	0,01(0,1)
4. По переязанному сечению (рис. 3):						
а) для кладки из камней правильной формы	$R_{tm}(R_{tm})$	0,25(2,5)	0,16(1,6)	0,08(0,8)	0,04(0,4)	0,02(0,2)
б) для бутовой кладки		0,18(1,8)	0,12(1,2)	0,06(0,6)	0,03(0,3)	0,015(0,15)
<i>В. Срез</i>						
5. По непереязанному сечению для кладки всех видов (касательное сцепление)	$R_c$	0,16(1,6)	0,11(1,1)	0,05(0,5)	0,02(0,2)	0,01(0,1)
6. По переязанному сечению для бутовой кладки		0,24(2,4)	0,16(1,6)	0,08(0,8)	0,04(0,4)	0,02(0,2)

*Примечания* 1 Расчетные сопротивления отнесены по всему сечению разрыва или среза кладки, перпендикулярному или параллельному (при срезе) направлению усилия.

2 Расчетные сопротивления кладки, приведенные в табл. 10, следует принимать с коэффициентами: для кирпичной кладки с вибрированием на вибростолах, при расчете на особые воздействия — 1,4; для вибрированной кирпичной кладки из глиняного кирпича пластического прессования, а также для обычной кладки из дырчатого и щелевого кирпича и пустотелых бетонных камней — 1,25; для невибрированной кирпичной кладки на жестких цементных растворах без добавки глины или извести — 0,75;

для кладки из полнотелого и пустотелого силикатного кирпича — 0,7, а из силикатного кирпича, изготовленного с применением мелких (барханных) песков по экспериментальным данным;

для зимней кладки, выполняемой способом замораживания — по табл. 33.

При расчете по расщеплению трещины по формуле (33) расчетные сопротивления растяжению при изгибе  $R_{tm}$  для всех видов кладки следует принимать по табл. 10 без учета коэффициентов, указанных в настоящем примечании.

3. При отношении глубины перевязки кирпича (камня) правильной формы к высоте ряда кладки менее единицы расчетные сопротивления кладки осевому растяжению и растяжению при изгибе по переязанным сечениям принимаются равными величинам, указанным в табл. 10, умноженным на значения отношения глубины перевязки к высоте ряда.

Таблица 11

Вид напряженного состояния	Обозначение	Расчетные сопротивления $R$ , МПа (кг/см <sup>2</sup> ), кладки из кирпича и камней правильной формы осевому растяжению, растяжению при изгибе, срезу и главным растягивающим напряжениям при изгибе при расчете кладки по перевязанному сечению, проходящему по кирпичу или камню при марке камня								
		200	150	100	75	50	35	25	15	10
1. Осевое растяжение	$R_t$	0,25 (2,5)	0,2 (2)	0,18 (1,8)	0,13 (1,3)	0,1 (1)	0,08 (0,8)	0,06 (0,6)	0,05 (0,5)	0,05 (0,5)
2. Растяжение при изгибе и главные растягивающие напряжения	$R_{тв}, R_{тн}$	0,4 (4)	0,3 (3)	0,25 (2,5)	0,2 (2)	0,16 (1,6)	0,12 (1,2)	0,1 (1)	0,07 (0,7)	0,05 (0,5)
3. Срез	$R_{ср}$	1,0 (10)	0,8 (8)	0,65 (6,5)	0,55 (5,5)	0,4 (4)	0,3 (3)	0,2 (2)	0,14 (1,4)	0,09 (0,9)

Примечания: 1. Расчетные сопротивления осевому растяжению  $R_t$ , растяжению при изгибе  $R_{тв}$  и главным растягивающим напряжениям  $R_{тн}$  отнесены ко всему сечению разрыва кладки.  
2. Расчетные сопротивления срезу по перевязанному сечению  $R_{ср}$  отнесены только к площади сечения кирпича или камня (площади сечения нетто) за вычетом площади сечения вертикальных швов.

Таблица 12

Вид напряженного состояния	Обозначение	Расчетные сопротивления $R$ , МПа (кг/см <sup>2</sup> ), бутобетона осевому растяжению, главным растягивающим напряжениям и растяжению при изгибе при классе бетона					
		B15	B12,5	B7,5	B5	B3,5	B2,5
1. Осевое растяжение и главные растягивающие напряжения	$R, R_{тн}$	0,2 (2,0)	0,18 (1,8)	0,16 (1,6)	0,14 (1,4)	0,12 (1,2)	0,1 (1,0)
2. Растяжение при изгибе	$R_{тв}$	0,27 (2,7)	0,25 (2,5)	0,23 (2,3)	0,2 (2,0)	0,18 (1,8)	0,16 (1,6)

Таблица 13

Вид армирования конструкций	Коэффициенты условий работы $\gamma_c$ для арматуры классов		
	A-I	A-II	Bp-I
1. Сетчатое армирование	0,75	-	0,6
2. Продольная арматура в кладке			
а) продольная арматура растянутая	1	1	1
б) то же, сжатая	0,85	0,7	0,6
в) отогнутая арматура и хомуты	0,8	0,8	0,6
3. Анкеры и связи в кладке			
а) на растворе марки 25 и выше	0,9	0,9	0,8
б) на растворе марки 10 и ниже	0,5	0,5	0,6

Примечания: 1. При применении других видов арматурных сталей расчетные сопротивления, приведенные в главе КМК по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, принимаются не выше, чем для арматуры классов A-II (A300) или соответственно Bp-I.

Окончание таблицы 13

2. При расчете зимней кладки, выполненной способом замораживания, расчетные сопротивления арматуры при сетчатом армировании следует принимать с дополнительным коэффициентом условий работы  $\gamma_c$ , приведенным в табл. 33.

3.15. Расчетные сопротивления кладки из сплошных камней на цементно-известковых, цементно-глиняных и известковых растворах осевому растяжению  $R_t$ , растяжению при изгибе  $R_{тв}$  и главным растягивающим напряжениям при изгибе  $R_{тн}$ , срезу  $R_{ср}$  при расчете сечений кладки, проходящих по горизонтальным и вертикальным швам, приведены в табл. 10.

3.16. Расчетные сопротивления кладки из кирпича и камней правильной формы осевому растяжению  $R_t$ , растяжению при изгибе  $R_{тв}$ , срезу  $R_{ср}$  и главным растягивающим напряжениям при изгибе  $R_{тн}$  при расчете кладки по пере-

взаимному сечению, проходящему по кирпичу или камню, приведены в таблице 11.

3.17. Расчетные сопротивления бутобетона осевому растяжению  $R_t$ , главным растягивающим напряжениям  $R_{tw}$  и растяжению при изгибе  $R_b$  приведены в табл. 12.

3.18. Расчетные сопротивления кладки из природного камня для всех видов напряженного состояния допускается уточнять по специальным указаниям, составленным на основе экспериментальных исследований и утвержденным в установленном порядке.

3.19. Расчетные сопротивления арматуры  $R_s$ , принимаемые в соответствии с главой КМК по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, следует умножать в зависимости от вида армирования конструкций на коэффициенты условий работы  $\gamma_c$ , приведенные в табл. 13.

Модули упругости и деформаций кладки при кратковременной и длительной нагрузке, упругие характеристики кладки, деформации усадки, коэффициенты линейного расширения и коэффициенты трения

3.20. Модуль упругости (начальный модуль деформаций) кладки  $E_c$  при кратковременной нагрузке должен приниматься равным

$$E_c = \alpha R_{sk} \quad (1)$$

для кладки с продольным армированием

$$E_c = \alpha R_{sk} \quad (2)$$

В формулах (1) и (2)  $\alpha$  - упругая характеристика кладки, принимается по п. 3.21.

Модуль упругости кладки с сетчатым армированием принимается таким же, как для неармированной кладки.

Для кладки с продольным армированием упругую характеристику следует принимать такой же, как для неармированной кладки,  $R_{sk}$  - временное со-

противление (средний предел прочности) сжатию кладки, определяемое по формуле

$$R_{sk} = kR \quad (3)$$

где  $k$  - коэффициент, принимаемый по табл. 14;

$R$  - расчетные сопротивления сжатию кладки, принимаемые по табл. 2-9 с учетом коэффициентов, приведенных в примечаниях к этим таблицам, а также в пп. 3.9-3.14.

Таблица 14

Вид кладки	Коэффициенты $k$
1. Из кирпича и камней всех видов, из крупных блоков, рваного бута и бутобетона, кирпичная вибрированная	2.0
2. Из крупных и мелких блоков из ячеистых бетонов	2.25

Упругую характеристику кладки с сетчатым армированием следует определять по формуле

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_s}{R_{sk}} \quad (4)$$

В формулах (2) и (4)  $R_{sk}$  - временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию армированной кладки из кирпича или камней при высоте ряда не более 150 мм, определяемый по формулам:

для кладки с продольной арматурой

$$R_{sk} = kR + \frac{R_s \mu}{100} \quad (5)$$

для кладки с сетчатой арматурой

$$R_{sk} = kR + \frac{2R_s \mu}{100} \quad (6)$$

$\mu$  - процент армирования кладки; для кладки с продольной арматурой

$$\mu = \frac{A_s}{A_k} \cdot 100$$

где

$A_s$  и  $A_k$  - соответственно площади сечения арматуры и кладки, для кладки с сетчатой арматурой  $\mu$  определяется по п. 4.30;  $R_{sk}$  - нормативные сопротивления арматуры в армированной кладке, принимаемые для сталей классов А-I (А240) и А-II (А300) в соответствии с главой КМК по проектированию бетонных и



железобетонных конструкций, а для стали класса Вр-I с коэффициентом условий работы 0,6 по той же главе КМК.

3.21. Значения упругой характеристики  $\alpha$  для неармированной кладки следует принимать по табл. 15.

Таблица 15

Вид кладки	Упругая характеристика $\alpha$				
	при марках раствора			при прочности раствора:	
	25-200	10	4	0,2 (2)	1 (иса-вор)
1. Из крупных блоков, изготовленных из тяжелого и крупнопористого бетона на тяжелых заполнителях и из тяжелого природного камня ( $\rho \geq 1800 \text{ кг/м}^3$ )	1500	1000	750	750	500
2. Из камней, изготовленных из тяжелого бетона, тяжелых природных камней и бута	1500	1000	750	500	350
3. Из крупных блоков, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного, крупнопористого бетона на легких заполнителях, плотного силикатного бетона и из легкого природного камня	1000	750	500	500	350
4. Из крупных блоков, изготовленных из ячеистых бетонов:					
автоклавных	750	750	500	500	350
неавтоклавных	500	500	350	350	350
5. Из камней из ячеистых бетонов:					
автоклавных	750	500	350	350	200
неавтоклавных	500	350	200	200	200
6. Из керамических камней	1200	1000	750	500	350
7. Из кирпича глиняного и пластического прессования полнотелого и пустотелого, из пустотелых силикатных камней, из камней, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного, из легких природных камней	1000	750	500	350	200
8. Из кирпича силикатного полнотелого и пустотелого	750	500	350	350	200
9. Из кирпича глиняного, полусухого прессования полнотелого и пустотелого	500	500	350	350	200

*Примечания:*

1. При определении коэффициентов продольного изгиба для элементов с гибкостью  $l_0/l \leq 8$  или с пошением  $l_0/l \leq 8$  (см. п. 4.2) допускается принимать величины упругой характеристики кладки из кирпича всех видов, как из кирпича пластического прессования.
2. Приведенные в табл. 15 (стп. 7-9) значения упругой характеристики  $\alpha$  для кирпичной кладки распространяются на виброкирпичные панели и блоки.
3. Упругая характеристика бутобетона принимается равной  $\alpha = 2000$ .
4. Для кладки на легких растворах значения упругой характеристики  $\alpha$  следует принимать по табл. 15 с коэффициентом 0,7.
5. Упругие характеристики кладки из природных камней допускается уточнять по специальным указаниям, составленным на основе результатов экспериментальных исследований и утвержденным в установленном порядке.

3.22. Модуль деформаций кладки  $E$  должен приниматься:

- а) при расчете конструкций по прочности кладки для определения усилий в кладке, рассматриваемой в предельном состоянии сжатия при условии, что деформации кладки определяются совместной работой с элементами конструкций из других материалов (для определения усилий в затяжках сводов, в

слоях сжатых многослойных сечений, усечений, вызываемых температурными деформациями, при расчете кладки напорами воды или под распределительными поясами по формуле:

$$E = 0,5 E_0 \quad (7)$$

где  $E_0$  - модуль упругости (начальный модуль деформаций) кладки, определяемый по формулам (1) и (2).

б) при определении деформаций кладки от продольных или поперечных сил, усилий в статически неопределимых рамных системах, в которых элементы конструкций из кладки работают совместно с элементами из других материалов, периода олебаний каменных конструкций, жесткостей конструкций по формуле

$$E = 0,8E_0 \quad (8)$$

3.23. Относительная деформация кладки с учетом ползучести определяется по формуле

$$\varepsilon = \nu \frac{\sigma}{E_0} \quad (9)$$

где

$\sigma$  - напряжение, при котором определяется  $\varepsilon$ ;

$\nu$  - коэффициент, учитывающий влияние ползучести кладки;

$\nu = 1,8$  - для кладки из керамических камней с вертикальными щелевидными пустотами (высота камня 138 мм).

$\nu = 2,2$  - для кладки из глиняного кирпича пластического и полусухого прессования;

$\nu = 2,8$  - для кладки из крупных блоков или камней, изготовленных из тяжелого бетона;

$\nu = 3,0$  - для кладки из силикатного кирпича и камней полнотелых и пустотелых, а также из камней, изготовленных из бетона на пористых заполнителях или поризованного и силикатных крупных блоков;

$\nu = 3,5$  - для кладки из крупных блоков или камней, изготовленных из автоклавных ячеистых бетонов;

$\nu = 4,0$  - то же, из неавтоклавных ячеистых бетонов.

3.24. Модуль упругости кладки  $E_0$  при постоянной и длительной нагрузке, с учетом ползучести, следует уменьшать, путем деления его на коэффициент ползучести  $\nu$ .

3.25. Модуль упругости и деформаций кладки из природных камней допускается принимать по специальным указаниям, составленным на основе результатов экспериментальных исследований и утвержденным Госкомар-

хитектстроем РУз.

3.26. Деформации усадки кладки из глиняного кирпича и керамических камней не учитываются.

Деформации усадки следует принимать для кладок:

из кирпича, камней, мелких и крупных блоков, изготовленных на силикатном или цементном вяжущем -  $3 \cdot 10^{-4}$ ;

из камней и крупных блоков, изготовленных из автоклавных ячеистых бетонов на песке и вторичных продуктах обогащения различных руд -  $4 \cdot 10^{-4}$ ;

то же, из автоклавных бетонов на золе -  $6 \cdot 10^{-4}$ .

3.27. Модуль сдвига кладки следует принимать равным  $G = 0,4 E_0$ , при особых сочетаниях нагрузок (сейсмика)  $G = 0,25 E_0$

где  $E_0$  - модуль упругости при сжатии.

3.28. Величины коэффициентов линейного расширения кладки следует принимать по табл. 16.

Таблица 16

Материал кладки	Коэффициенты линейного расширения кладки $\alpha$ , град <sup>-1</sup>
1. Кирпич глиняный полнотелый, пустотелый и керамические камни	0,000005
2. Кирпич силикатный, камни и блоки бетонные и бутобетон	0,00001
3. Природные камни, камни и блоки из ячеистых бетонов	0,000008

3.29. Коэффициенты трения следует принимать по табл. 17.

Таблица 17

Материалы	Коэффициенты трения $\mu$ при состоянии поверхности	
	сухой	влажной
1. Кладка по кладке или бетону	0,7	0,6
2. Дерево по кладке или бетону	0,6	0,5
3. Сталь по кладке или бетону	0,45	0,35
4. Кладка и бетон по песку или гравию	0,6	0,5
5. То же, по суглинку	0,55	0,4
6. То же, по глине	0,5	0,3

#### 4. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ (ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ)

Каменные конструкции

Центрально-сжатые элементы

4.1. Расчет элементов неармированных каменных конструкций при центральном сжатии следует производить по формуле

$$N \leq m_g \varphi R A, \quad (10)$$

где

$N$  - расчетная продольная сила;

$R$  - расчетное сопротивление сжатия кладки, определяемое по табл. 2-9;

$\varphi$  - коэффициент продольного изгиба, определяемый по п. 4.2;

$A$  - площадь сечения элемента,

$m_g$  - коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки и определяемый по формуле (16) при  $e_{ог} = 0$ .

При меньшем размере прямоугольного

поперечного сечения элементов  $h \geq 30$  см (или с меньшим радиусом инерции элементов любого сечения  $i \geq 8,7$  см) коэффициент  $m_g$  следует принимать равным единице.

4.2. Коэффициент продольного изгиба  $\varphi$  для элементов постоянного по длине сечения следует принимать по табл. 18 в зависимости от гибкости элемента

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (11)$$

или прямоугольного сплошного сечения при отношении

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} \quad (12)$$

и упругой характеристики кладки  $\alpha$ , принимаемой по табл. 15, а для кладки с сетчатым армированием - по формуле (4).

Таблица 18

Гибкость		Коэффициенты продольного изгиба $\varphi$ при упругих характеристиках кладки $\alpha$						
$\lambda_h$	$\lambda$	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,90	0,82
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
8	28	0,95	0,92	0,90	0,85	0,80	0,70	0,54
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,6	0,43
12	42	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,51	0,34
14	49	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43	0,28
16	56	0,81	0,74	0,68	0,59	0,50	0,37	0,23
18	63	0,77	0,70	0,63	0,53	0,45	0,32	-
22	76	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35	0,24	-
26	90	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,20	-
30	104	0,53	0,45	0,39	0,32	0,25	0,17	-
34	118	0,44	0,38	0,32	0,26	0,21	0,14	-
38	132	0,36	0,31	0,26	0,21	0,17	0,12	-
42	146	0,29	0,25	0,21	0,17	0,14	0,09	-
46	160	0,21	0,18	0,16	0,13	0,10	0,07	-
50	173	0,17	0,15	0,13	0,10	0,08	0,05	-
54	187	0,13	0,12	0,10	0,08	0,06	0,04	-

Примечания: 1. Коэффициенты  $\varphi$  при промежуточных величинах гибкости определяются по интерполяции.

2. Коэффициенты  $\varphi$  для отношений  $\lambda_h$ , превышающих предельные (пп. 6.16-6.20), следует принимать при определении  $\varphi$  (п. 4.7) в случае расчета на внецентренное сжатие с большими эксцентриситетами.

3. Для кладки с сетчатым армированием величины упругих характеристик, определяемые по формуле (4), могут быть менее 200.

В формулах (11) и (12)

$l_0$  - расчетная высота (длина) элемента, определяемая согласно указаниям п. 4.3;

$i$  - наименьший радиус инерции сечения элемента;

$h$  - меньший размер прямоугольного сечения.

4.3. Расчетные высоты стен и столбов  $l_0$  при определении коэффициентов продольного изгиба  $\varphi$  в зависимости от условий опирания их на горизонтальные опоры следует принимать:

а) при неподвижных шарнирных опорах  $l_0 = H$  (рис. 4, а);

б) при упругой верхней опоре и жестком защемлении в нижней опоре для однопролетных зданий  $l_0 = 1.5H$ , для многопролетных зданий  $l_0 = 1.25H$  (рис. 4, б);

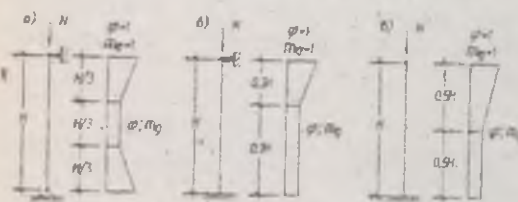


Рис. 4 Коэффициенты  $\varphi$  и  $m_x$  по высоте сжатых стен и столбов

а - шарнирно опертых на неподвижные опоры; б - защемленных внизу и имеющих верхнюю упругую опору; в - свободно стоящих

в) для свободно стоящих конструкций  $l_0 = 2H$  (рис. 4, в);

г) для конструкций с частично защемленными опорными сечениями - с учетом фактической степени защемления, но не менее  $l_0 = 0.8H$ , где  $H$  - расстояние между перекрытиями или другими горизонтальными опорами, при железобетонных горизонтальных опорах расстояние между ними в свету.

Примечание 1. При жестких опорах (см. п. 6.7) и заделке в стены сборных железобетонных перекрытия принимается  $l_0 = 0.9H$ , а при монолитных железобетонных перекрытиях, опираемых на стены по четырем сторонам,  $l_0 = 0.8H$ .

2. Если нагрузкой является только собственная масса элемента в пределах рассматриваемого участка, то расчетную высоту  $l_0$  сжатых элементов, указанную в п. 4.3, следует уменьшить путем умножения на коэффициент 0.75.

4.4. Значения коэффициентов  $\varphi$  и  $m_x$  для стен и столбов, опирающихся на шарнирные неподвижные опоры, с расчетной высотой  $l_0 = H$  (см. п. 4.3) при расчете сечений, расположенных в средней трети высоты  $l_0$  следует принимать постоянными, равными расчетным значениям  $\varphi$  и  $m_x$ , определенным для данного элемента. При расчете сечений на участках в крайних третях  $l_0$ , коэффициенты  $\varphi$  и  $m_x$  увеличиваются по линейному закону до единицы на опоре (рис. 4, а).

Для стен и столбов, имеющих нижнюю защемленную и верхнюю упругую опоры, при расчете сечений нижней части стены или столба до высоты  $0.7H$  принимаются расчетные значения  $\varphi$  и  $m_x$ , а при расчете сечений верхней части стены или столба значения  $\varphi$  и  $m_x$  для этих сечений увеличиваются до единицы по линейному закону (рис. 4, б).

Для свободно стоящих стен и столбов при расчете сечений в их нижней части (до высоты  $0.5H$ ) принимаются расчетные значения  $\varphi$  и  $m_x$ , а в верхней половине значения  $\varphi$  и  $m_x$  увеличиваются до единицы по линейному закону (рис. 4, в).

В месте пересечения продольной и поперечной стен, при условии их надежного взаимного соединения, коэффициенты  $\varphi$  и  $m_x$  разрешается принимать равными 1. На расстоянии  $H$  от пересечения стен коэффициенты  $\varphi$  и  $m_x$  определяются по пп. 4.1-4.3. Для промежуточных вертикальных участков коэффициенты  $\varphi$  и  $m_x$  принимаются по интерполяции.

4.5. В стенах, ослабленных проемами, при расчете простенков коэффициент  $\varphi$  принимается по гибкости стены.

Для узких простенков, ширина которых меньше толщины стены, производится также расчет простенка в плоскости стены, при этом расчетная высота простенка принимается равной высоте проема.

4.6. Для ступенчатых стен и столбов верхняя часть, которых имеет меньшее поперечное сечение, коэффициенты  $\varphi$  и  $m_x$  определяются

а) при опирании стен (столбов) на неподвижные шарнирные опоры - по пп.

соте  $l_0 = H$  ( $H$  - высота стены или столба согласно п. 4.3) и наименьшему сечению, расположенному в средней трети высоты  $H$ ;

б) при удругой верхней опоре или при ее отсутствии - по расчетной высоте  $l_0$ , определенной согласно п. 4.3 и сечению у нижней опоры, а при расчете верхнего участка стены (столба) высотой  $H_1$  - по расчетной высоте  $l_{01}$  и поперечному сечению этого участка;  $l_{01}$  - определяется так же, как  $l_0$ , но при  $H = H_1$ .

**Внецентренно сжатые элементы**

4.7. Расчет внецентренно сжатых неармированных элементов каменных конструкций следует производить по формуле

$$N \leq m_k \varphi_1 R A_c \omega, \quad (13)$$

где  $A_c$  - площадь сжатой части сечения при прямоугольной эпюре напряжения (рис. 5), определяемая из условия, что ее центр тяжести совпадает с точкой приложения расчетной продольной силы  $N$ . Положение границы площади  $A_c$  определяется из условия равенства нулю статического момента этой площади относительно ее центра тяжести

для прямоугольного сечения

$$A_c = A_1 \left( 1 - \frac{2e_0}{h} \right) \quad (14)$$

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_1}{2} \quad (15)$$

В формулах (13), (14) и (15):

$R$  - расчетное сопротивление кладки сжатию;

$A$  - площадь сечения элемента;

$h$  - высота сечения в плоскости действия изгибающего момента;

$e_0$  - эксцентриситет расчетной силы  $N$  относительно центра тяжести сечения;

$\varphi$  - коэффициент продольного изгиба для всего сечения в плоскости действия изгибающего момента, определяемый по расчетной высоте элемента  $l_0$  (см. пп. 4.2, 4.3) по табл. 18;

$\varphi_1$  - коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения, определя-

мый по фактической высоте элемента  $H$  по табл. 18 в плоскости действия изгибающего момента при отношении

$$\lambda_{ис} = \frac{H}{h}$$

или гибкости

$$\lambda_{ис} = \frac{H}{i_c}$$

где  $h_c$  и  $i_c$  - высота и радиус инерции сжатой части поперечного сечения  $A_c$  в плоскости действия изгибающего момента.

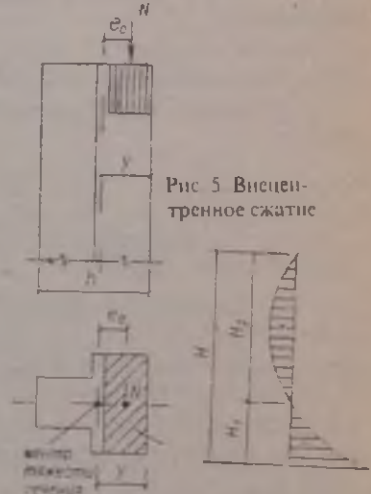


Рис 5 Внецентренное сжатие

Рис 6 Знакопеременная эпюра изгибающего момента для внецентренно сжатого элемента

Для прямоугольного сечения  $h_c = h - 2e_0$ .

Для таврового сечения (при  $e_0 > 0,45y$ ) допускается приближенно принимать  $A_c = 2(y - e_0)b$ , где  $y$  - расстояние от центра тяжести сечения элемента до его края в сторону эксцентриситета;  $b$  - ширина сжатой полки или толщина стенки таврового сечения в зависимости от направления эксцентриситета.

При знакопеременной эпюре изгибающего момента по высоте элемента (рис. 6) расчет по прочности следует производить в сечениях с максимальными изгибающими моментами различных знаков. Коэффициент продольного изгиба  $\varphi$  следует определять по высоте части элемента в пределах однозначной эпюры изгибающего момента при отношениях или гибкостях

$$\lambda_{h,c} = \frac{H_1}{h_{c1}} \quad \text{или} \quad \lambda_{h,c} = \frac{H_1}{i_{c1}}$$

и

$$\lambda_{h,c} = \frac{H_2}{h_{c2}} \quad \text{или} \quad \lambda_{h,c} = \frac{H_2}{i_{c2}}$$

где  $H_1, H_2$  - высоты частей элемента с о. значной эпюрой изгибающего момента;

$h_{c1}, i_{c1}$  и  $h_{c2}, i_{c2}$  - высоты и радиусы инерции сжатой части элементов в сечениях с максимальными изгибающими моментами.

$\omega$  - коэффициент, определяемый по формулам, приведенным в табл. 19;

$m_e$  - коэффициент, определяемый по формуле

$$m_e = 1 - \eta \frac{N_g}{N} \left( 1 + \frac{1,2e_{0c}}{h} \right) \quad (16)$$

где  $N_g$  - расчетная продольная сила от длительных нагрузок;

$\eta$  - коэффициент, принимаемый по табл. 20;

$e_{0c}$  - эксцентриситет от действия длительных нагрузок.

При  $h \geq 30$  см или  $i \geq 8,7$  см коэффициент  $m_e$  следует принимать равным единице.

Таблица 19

Вид кладки	Значения $\omega$ для сечений	
	произвольной формы	прямоугольного
1. Кладка всех видов, кроме указанных в поз. 2	$1 + \frac{e_0}{2y} \leq 1,45$	$1 + \frac{e_0}{h} \leq 1,45$
2. Кладка из камней и крупных блоков, изготовленных из ячеистых и крупнопористых бетонов, из природных камней (включая бут)	1	1

4.8. При  $e_0 > 0,7y$  кроме расчета внецентренно сжатых элементов по формуле (13) следует производить расчет по раскрытию трещин в швах кладки согласно указаниям п. 5.3.

4.9. При расчете несущих и самонесущих стен (см. п. 6.6) толщиной 25 см и менее следует учитывать случай-

ный эксцентриситет  $e_0$ , который должен суммироваться с эксцентриситетом продольной силы.

Величину случайного эксцентриситета следует принимать равной: для несущих стен - 2 см, для самонесущих стен, а также для отдельных слоев трехслойных несущих стен - 1 см, для перегородок и ненесущих стен, а также заполнений фахверковых стен случайный эксцентриситет допускается не учитывать.

4.10. Наибольшая величина эксцентриситета (с учетом случайного) во внецентренно сжатых конструкциях без продольной арматуры в растянутой зоне не должна превышать: для основных сочетаний нагрузок - 0,9  $y$ ; для особых 0,95  $y$ ; в стенах толщиной 25 см и менее: для основных сочетаний нагрузок - 0,8  $y$ , для особых - 0,85  $y$ , при этом расстояние от точки приложения силы до более сжатого края сечения для несущих стен и столбов должно быть не менее 2 см.

4.11. Элементы, работающие на внецентренное сжатие, должны быть проверены расчетом на центральное сжатие в плоскости, перпендикулярной к плоскости действия изгибающего момента в тех случаях, когда ширина их поперечного сечения  $b < h$ .

### Косое внецентренное сжатие

4.12. Расчет элементов при косом внецентренном сжатии следует производить по формуле (13) при прямоугольной эпюре напряжений в обоих направлениях. Площадь сжатой части сечения  $A_c$  условно принимается в виде прямоугольника, центр тяжести которого совпадает с точкой приложения силы и две стороны ограничены контуром сечения элемента (рис. 7), при этом  $h_c = 2c_h$ ;  $b_c = 2c_b$  и  $A_c = 4c_h c_b$ , где  $c_h$  и  $c_b$  - расстояние от точки приложения силы  $N$  до ближайших границ сечения.

Таблица 20

Гибкость		Коэффициент $\eta$ для кладки			
$\lambda_k$	$\lambda_l$	из глиняного кирпича и керамических камней, из камней и крупных блоков из тяжелого бетона; из природных камней всех видов		из силикатного кирпича и силикатных камней; камней из бетона на пористых заполнителях, крупных блоков из ячеистого бетона	
		при проценте продольного армирования			
		0,1 и менее	0,3 и более	0,1 и менее	0,3 и более
$\leq 10$	$\leq 35$	0	0	0	0
12	42	0,04	0,03	0,05	0,03
14	49	0,08	0,07	0,09	0,08
16	56	0,12	0,09	0,14	0,11
18	63	0,15	0,13	0,19	0,15
20	70	0,20	0,16	0,24	0,19
22	76	0,24	0,20	0,29	0,22
24	83	0,27	0,23	0,33	0,26
26	90	0,31	0,26	0,38	0,30

*Примечание.* Для неармированной кладки значения коэффициентов  $\eta$  следует принимать как для кладки с армированием 0,1% и менее. При проценте армирования более 0,1% и менее 0,3% коэффициенты  $\eta$  определяются интерполяцией.

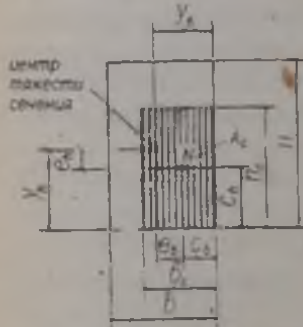


Рис. 7. Расчетная схема прямоугольного сечения при косом внецентренном сжатии

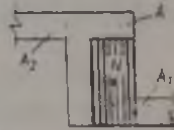


Рис. 8. Расчетная схема сложного сечения при косом внецентренном сжатии. Площади  $A_1$  и  $A_2$  в расчете не учитываются

В случаях сложного по форме сечения для упрощения расчета допускается принимать прямоугольную часть сечения без учета участков, усложняющих его форму (рис. 8).

Величины  $\omega$ ,  $\phi$  и  $m_e$  определяются дважды:

а) при высоте сечения  $h$  или радиусе инерции  $i_b$  и эксцентриситете  $e_b$  в на-

правлении  $b$ .

б) при высоте сечения  $b$  или радиусе инерции  $i_b$  и эксцентриситете  $e_b$  в направлении  $b$ .

За расчетную несущую способность принимается меньшая из двух величин вычисленных по формуле (13) при двух значениях  $\omega$ ,  $\phi$  и  $m_e$ .

Если  $e_b > 0,7e_{b,lim}$  или  $e_b > 0,7e_{b,lim}$ , то кроме расчета по несущей способности должен производиться расчет по раскрытию трещин в соответствующем направлении по указаниям п. 5.3.

### Смятие (местное сжатие)

4.13 Расчет сечений на смятие при распределении нагрузки на части площади сечения следует производить по формуле

$$N_c \leq \omega d R_c A_c \quad (17)$$

где

$N_c$  - продольная сжимающая сила от местной нагрузки;

$R_c$  - расчетное сопротивление кладки на смятие, определяемое согласно указаниям п.4.14;

$A_c$  - площадь смятия, на которую передается нагрузка;

$d = 1,5 - 0,5\psi$  - для кирпичной и виброкирпичной кладки, а также кладки из сплошных камней или блоков, изготовленных из тяжелого и легкого бетона;

$d = 1$  - для кладки из пустотелых се-

гонных камней или сплошных камней и блоков из крупнопористого и ячеистого бетона.

$\psi$  - коэффициент полноты эпюры давления от местной нагрузки.

При равномерном распределении давления  $\psi=1$ , при треугольной эпюре давления  $\psi=0,7$ .

Если под опорами изгибаемых элементов не требуется установка распределительных плит, то допускается принимать  $\psi=0,75$  для кладок из материалов, указанных в поз. 1 и 2 табл. 21 и  $\psi=1,5$  для кладок из материалов, указанных в поз. 3 этой таблицы.

Таблица 21

Материал кладки	$\xi_1$ для нагрузок по схемам			
	рис. 9 а, в, е, ж		рис. 9 б, г, д, з	
	местная нагрузка	сумма местной и основной нагрузок	местная нагрузка	сумма местной и основной нагрузок
1. Полнотелый кирпич, сплошные камни и крупные блоки из тяжелого бетона или бетона на пористых заполнителях В3,5 и выше	2	2	1	1,2
2. Керамические камни с щелевыми пустотами дырчатый кирпич, бутобетон	1,5	2	1	1,2
3. Пустотелые бетонные камни и блоки. Сплошные камни и блоки из бетона В2,5. Камни и блоки из ячеистого бетона и природного камня	1,2	1,5	1	1

*Примечание.* Для кладок всех видов на неотвердевшем растворе или на замороженном растворе в период его оттаивания при зимней кладке, выполненной способом замораживания, принимаются значения  $\xi_1$ , указанные в поз. 3 настоящей таблицы.

#### 4.14. Расчетное сопротивление

кладки на смятие  $R_c$  следует определять по формуле

$$R_c = \xi R; \quad (18)$$

$$\xi = \sqrt{\frac{A}{A_1}} \leq \xi_1, \quad (19)$$

где

$A$  - расчетная площадь сечения, определяемая согласно указаниям п. 4.16;

$\xi_1$  - коэффициент, зависящий от материала кладки и места приложения нагрузки, определяется по табл. 21.

При расчете на смятие кладки с сетчатым армированием, расчетное сопротивление кладки  $R_c$  принимается в формуле (17) большим из двух значений:  $R_c$ , определяемого по формуле (18) для неармированной кладки, или  $R_c = R_{ca}$ , где  $R_{ca}$  - расчетное сопротивление кладки с сетчатым армированием при осевом сжатии, определяемое по формулам (27) или (28).

4.15. При одновременном действии местной (опорные реакции балок, прогонов, перекрытий и т. п.) и основной нагрузок (на вышележащей кладки и нагрузка, передающаяся на эту кладку) расчет производится раздельно на местную нагрузку и на сумму местной и основной нагрузок, при этом принимаются различные значения  $\xi_1$ , согласно табл. 21.

При расчете на сумму местной и основной нагрузок разрешается учитывать только ту часть местной нагрузки, которая будет приложена до загрузки площади смятия основной нагрузкой.

*Примечание.* В случае, когда площадь сечения достаточна для восприятия одной лишь местной нагрузки, но недостаточна для восприятия суммы местной и основной нагрузок допускается усилить передачу основной нагрузки на площадь смятия путем устройства промежуток или укладки мягкой прокладки над опорным концом прогона, балки или перемычки.

4.16. Расчетная площадь сечения  $A$  определяется по следующим правилам:

а) при площади смятия, вклю-



чающей всю толщину стены, в расчетную площадь смятия включаются участки длиной не более толщины стены в каждую сторону от границы местной нагрузки (см рис. 9.а);

б) при площади смятия, расположенной на краю стены по всей ее толщине, расчетная площадь равна площади смятия, а при расчете на сумму местной и основной нагрузки принимается также расчетная площадь указанная на рис. 9, б пунктиром;

в) при опирании на стену концов прогонов и балок, в расчетную площадь смятия включается площадь сечения стены шириной, равной глубине заделки опорного участка прогона или балки и длиной не более расстояния между осями двух соседних пролетов между балками (рис. 9 в). если расстояние между балками превышает двойную толщину стены, длина расчетной площади сечения определяется как сумма ширины балки  $b_c$  и удвоенной толщины стены  $h$  (рис. 9, в<sub>1</sub>);

г) при смятии под краевой нагрузкой, приложенной к угловому участку стены, расчетная площадь равна площади смятия, а при расчете на сумму местной и основной нагрузки принимается расчетная площадь, ограниченная на рис. 9.г пунктиром;

д) при площади смятия, расположенной на части длины и ширины сечения, расчетная площадь принимается согласно рис. 9.д. Если площадь смятия расположена вблизи от края сечения, то при расчете на сумму местной и основной нагрузки принимается расчетная площадь сечения, не меньшая чем определяемая по рис. 9, г, при приложении той же нагрузки к угловому участку стены;

е) при площади смятия, расположенной в пределах пилястры, расчетная площадь равна площади смятия, а при расчете на сумму местной и основной нагрузки принимается расчетная площадь, ограниченная на рис 9,е пунктиром;

ж) при площади смятия, расположенной в пределах пилястры и части стены или простенка, увеличение расчетной

площади по сравнению с площадью смятия следует учитывать только для нагрузки, равнодействующая которой приложена в пределах полки (стены) или же в пределах ребра (пилястры) с эксцентриситетом  $e_0 > 1/6L$  в сторону стены (где  $L$ -длина площади смятия с эксцентриситетом по отношению к оси площади смятия). В этих случаях в расчетную площадь сечения включается, кроме площади смятия, часть площади сечения полки шириной  $C$ , равной глубине заделки опорной плиты в кладку стены и длиной в каждую сторону от края плиты не более толщины стены (рис. 9. ж);

з) если сечение имеет сложную форму, не допускается учитывать при определении расчетной площади сечения участки, связь которых с нагруженным участком недостаточна для перераспределения давления (участки 1 и 2 на рис. 9, з).

*Примечание.* Во всех случаях приведенных на рис. 9, в расчетную площадь сечения  $A$  включается площадь смятия  $A_c$ .

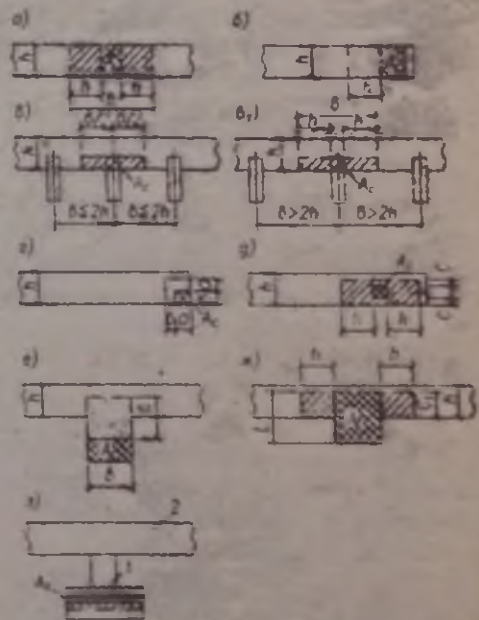


Рис. 9. Определение расчетных площадей сечения при местной смятии

а-з - различные случаи местного смятия

и т. п.) без распределительных плит или с распределительными плитами, которые могут поворачиваться вместе с концами элемента, длина опорного участка элемента должна приниматься по расчету. При этом плита обеспечивает распределение нагрузки только по своей ширине в направлении перпендикулярном изгибаемому элементу.

Указания настоящего пункта не распространяются на расчет опор всяких стенов, который производится согласно пп. 4.13 и 6.5.

*Примечание 1.* При необходимости увеличения площади смятия под опорными плитами, следует укладывать на них стальные прокладки, фиксирующие положение опорного давления.

2. Конструктивные требования к участкам кладки, загруженным местными нагрузками, приводятся в пп. 6.40-6.43.

### Изгибаемые элементы

4.18. Расчет изгибаемых неармированных элементов следует производить по формуле

$$M \leq R_{fb} W, \quad (20)$$

где

$M$  - расчетный изгибающий момент;

$W$  - момент сопротивления сечения кладки при упругой ее работе;

$R_{fb}$  - расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по перевязанному сечению (см. табл. 10-12).

Расчет изгибаемых неармированных элементов на поперечную силу следует производить по формуле

$$Q \leq R_{fv} b z, \quad (21)$$

где

$R_{fv}$  - расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям при изгибе, по табл. 10-12;

$b$  - ширина сечения;

$z$  - плечо внутренней пары сил.

для прямоугольного сечения  $z = \frac{2}{3} h$

*Примечание.* Проектирование элементов каменных конструкций, работающих на изгиб по неперевязанному сечению, не допускается.

### Центрально-растянутые элементы

4.19. Расчет элементов неармированных каменных конструкций на прочность при осевом растяжении следует производить по формуле

$$N \leq R_t A_n, \quad (22)$$

где

$N$  - расчетная осевая сила при растяжении;

$R_t$  - расчетное сопротивление кладки растяжению, принимаемое по табл. 10-12 по перевязанному сечению;

$A_n$  - расчетная площадь сечения нетто.

*Примечание.* Проектирование элементов каменных конструкций, работающих на осевое растяжение по неперевязанному сечению не допускается.

### Срез

4.20. Расчет неармированной кладки на срез по горизонтальным неперевязанным швам, и перевязанным швам для бутовой кладки следует производить по формуле

$$Q \leq (R_{sq} + 0.8 \mu \sigma_0) A, \quad (23)$$

где

$R_{sq}$  - расчетное сопротивление срезу (см. табл. 10);

$\mu$  - коэффициент трения по шву кладки, принимаемый для кладки из кирпича и камней правильной формы равным 0.7;

$\sigma_0$  - среднее напряжение сжатия при наименьшей расчетной нагрузке, определяемой с коэффициентом перегрузки 0.9;

$\eta$  - коэффициент, принимаемый равным 1.0 для кладки из полнотелого кирпича и камней и равным 0.5 для кладки из пустотелого кирпича и камней с вертикальными пустотами, а также для кладки из рваного бутового камня;

$A$  - расчетная площадь сечения.

Расчет кладки на срез по перевязанному сечению (по кирпичу или камню) следует производить по формуле (23) без учета обжатия (2-ой член формулы 23). Расчетные сопротивления кладки должны приниматься по табл. 11.

При внецентренном сжатии с эксцентриситетами, выходящими за пределы ядра сечения (для прямоугольных сечений  $e_p > 0,17h$ ), в расчетную площадь сечения включается только площадь сжатой части сечения  $A_s$ .

### Многослойные стены (стены облегченной кладки и стены с облицовками)

4.21. Отдельные слои многослойных стен должны быть соединены между собой жесткими или гибкими связями (см. пп. 6.30-6.31). Жесткие связи должны обеспечивать распределение нагрузки между конструктивными слоями.

4.22. При расчете многослойных стен на прочность различаются два случая:

а) жесткое соединение слоев. Различную прочность и упругие свойства слоев, а также неполное использование прочности их при совместной работе в стене следует учитывать путем приведения площади сечения к материалу основного несущего слоя. Эксцентриситеты всех усилий должны определяться по отношению к оси приведенного сечения.

б) гибкое соединение слоев. Каждый слой следует рассчитывать раздельно на воспринимаемые им нагрузки, нагрузки от покрытий и перекрытий должны передаваться только на внутренний слой. Нагрузку от собственного веса утеплителя следует распределять на несущие слои пропорционально их сечению.

4.23. При приведении сечения стены к одному материалу толщина слоев должна приниматься фактической, а ширина слоев (по длине стены) изменяться пропорционально отношению расчетных сопротивлений и коэффициентов использования прочности слоев по формуле

$$b_i = b \frac{m R_i}{m_i R} \quad (24)$$

где

$b_{ид}$  - приведенная ширина слоя;

$b$  - фактическая ширина слоя;

$R, m$  - расчетное сопротивление и коэффициент использования прочности слоя, к которому приводится се-

чение

$R, m$  - расчетное сопротивление и коэффициент использования прочности любого другого слоя стены.

Коэффициенты использования прочности слоев в многослойных стенах  $m$  и  $m_i$  приведены в табл. 22.

4.24. Расчет многослойных стен с жесткими связями следует производить:

а) при центральном сжатии по формуле (10);

б) при внецентренном сжатии по формуле (13).

В формулах (10) и (13) принимается: площадь приведенного сечения  $A_{пр}$ , площадь сжатой части приведенного сечения  $A_{сж}$  и расчетное сопротивление слоя, к которому приводится сечение, с учетом коэффициента использования его прочности  $mR$ .

Коэффициенты продольного изгиба  $\varphi$ ,  $\varphi_1$  и коэффициент  $m_s$  следует определять по указаниям пп. 4.2-4.7 для материала слоя, к которому приводится сечение.

При эксцентриситетах, превышающих 0,7у относительно оси приведенного сечения, должен также производиться расчет его по раскрытию трещин согласно указаниям п. 5.3.

4.25. При расчете многослойных стен с гибкими связями (без тычковой перевязки) коэффициенты  $\varphi$ ,  $\varphi_1$  и  $m_s$  следует определять по пп. 4.2-4.7 для условной толщины, равной сумме толщин двух конструктивных слоев, умноженной на коэффициент 0,7.

При различном материале слоев принимается приведенная упругая характеристика кладки  $\alpha_{пр}$ , определяемая по формуле

$$\alpha_{пр} = \frac{\alpha_1 h_1 + \alpha_2 h_2}{h_1 + h_2} \quad (25)$$

где

$\alpha_1$  и  $\alpha_2$  - упругие характеристики

слоев;

$h_1$  и  $h_2$  - толщина слоев.

4.26. В двухслойных стенах, при жесткой связи слоев, эксцентриситет продольной силы, направленной в сторону термомоляционного слоя относи-

тельно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения не должен превышать 0,5у.

4.27 Многослойные стены с плитными утеплителями (минераловатные, полимерные и т. п. плиты), засыпками или заполнением бетоном с пределом прочности на сжатие 1,5МПа (15 кгс/см<sup>2</sup>) и ниже следует рассчитывать по сечению кладки без учета несущей способности утеплителя.

4.28. Расчет стен с облицовками, жестко соединенными с материалом стены, при наличии или отсутствии несущих теплоизоляционных слоев, следует производить по правилам расчета многослойных стен (пп. 4.22-4.24), по площади сечения, приведенного к одному материалу по формуле (24). Сечение стен с облицовкой следует приводить к материалу основного несущего слоя стены.

Таблица 22

Коэффициенты использования прочности слоев								
слой из бетонных камней m	слой из материалов m							
	керамические камни		кирпич глиняный пластического прессования		кирпич сил.кат.ный		кирпич глиняный полусухого прессования	
	m	m	m	m	m	m	m	m
Камни марок М25 и выше из бетонов на пористых заполнителях и из поризованных бетонов	0,8	1	0,9	1	1	0,9	1	0,85
Камни марок М25 и выше из автоклавных ячеистых бетонов	-	-	0,85	1	1	0,8	1	0,8
Камни марок М25 и выше из неавтоклавных ячеистых бетонов вида Б	-	-	0,7	1	0,8	1	0,9	1,0

Таблица 23

Материал облицовочного слоя m	Материал стены m							
	керамические камни		глиняный кирпич пластического прессования		силикатный кирпич		глиняный кирпич полусухого прессования	
	m	m	m	m	m	m	m	m
Лицевой кирпич пластического прессования высотой 65 мм	0,8	1	1	0,9	1	0,6	1	0,65
Лицевые керамические камни со шлефовидными пустотами высотой 140мм	1	0,9	1	0,8	0,85	0,6	1	0,5
Крупноразмерные плиты из силикатного бетона	0,6	0,8	0,6	0,7	0,7	0,6	0,9	0,6
Силикатный кирпич	0,6	0,85	0,6	1	1	1	1	0,8
Силикатные камни высотой 138 мм	0,9	1	0,8	1	1	0,8	1	0,7
Крупноразмерные плиты из тяжелого цементного бетона	1	0,9	1	0,9	1	0,75	1	0,65

ками величину коэффициента использования прочности несущего слоя, к которому приводится сечение, следует при-

В многослойных стенах с облицов-

принимать наименьшей из приведенных в табл. 22 и 23.

При эксцентриситете нагрузки в сторону облицовки, коэффициент  $\omega$  в формуле (13) следует принимать равным единице.

Расчет по раскрытию швов облицовки на растянутой стороне сечения, при эксцентриситете в сторону кладки, превышающем  $0,7y$  относительно оси приведенного сечения, следует производить по указаниям п. 5.3

Коэффициенты использования прочности слоев в стенах с облицовками  $m$  и  $m_1$  приведены в табл. 23,

4.29. При расчете стен с облицовками эксцентриситет нагрузки в сторону облицовки не должен превышать  $0,25y$  ( $y$  - расстояние от центра тяжести приведенного сечения до края сечения в сторону эксцентриситета). При эксцентриситете, направленном в сторону внутренней

границы стены  $e_0 > y \frac{1-m}{1+m}$ , но не менее

$0,1y$ , расчет по формулам (10-13) производится без учета коэффициентов  $m$  и  $m_1$ , приведенных в табл. 22 и 23 как однослойного сечения по материалу основного несущего слоя стены, при этом в расчет вводится вся площадь сечения элемента.

### Армокаменные конструкции.

#### Элементы с сетчатым армированием

4.30. Расчет элементов с сетчатым армированием (рис. 10) при центральном сжатии следует производить по формуле

$$N \leq m_{\text{ср}} \phi R_{\text{сж}} A, \quad (26)$$

где

$N$  - расчетная продольная сила;

$R_{\text{сж}} \leq 2R$  - расчетное сопротивление при центральном сжатии, определяемое для армированной кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами по формуле:

$$R_{\text{сж}} = R + \frac{2\mu R}{100}, \quad (27)$$

при прочности раствора менее  $2,5$  МПа ( $25 \text{ кгс/см}^2$ ), при проверке прочности кладки в процессе ее возведения до формуле:

$$R_{\text{сж}} = R + \frac{2\mu R}{100} \cdot \frac{R}{R_{25}}, \quad (28)$$

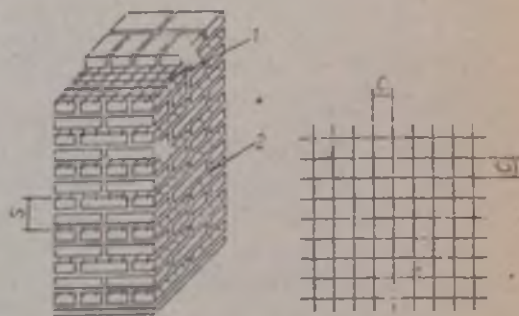


Рис. 10.

Поперечное (сетчатое) армирование каменных конструкций

1 - арматурная сетка;

2 - выпуск арматурной сетки для контроля ее укладки.

При прочности раствора более  $2,5$  МПа ( $25 \text{ кгс/см}^2$ ) отношение  $\frac{R}{R_{25}}$

принимается равным 1.

$R_1$  - расчетное сопротивление сжатию неармированной кладки в рассматриваемый срок твердения раствора;

$R_{25}$  - расчетное сопротивление кладки при марке раствора 25;

$\mu = \frac{V_s}{V_k} 100$  - процент армирования по

объему, для сеток с квадратными ячейками из арматуры сечением  $A_s$  с размером ячейки  $C$  при расстоянии между сетками по высоте  $S$ .

$$\mu = \frac{2 A_s}{cS} 100$$

$m_{\text{ср}}$  - коэффициент, определяемый по формуле (16);

$V_s$  и  $V_k$  - соответственно объемы арматуры и кладки;

$\phi$  - коэффициент продольного изгиба, определяемый по табл. 18 для  $\lambda_{\text{сж}}$

или  $\lambda$ , при упругой характеристике кладки с сетчатым армированием

$\alpha_{sk}$  определяемой по формуле (4).

Примечания: 1. Процент армирования кладки сетчатой арматурой при центральном сжатии не должен превышать определяемого по формуле

$$\mu = 50 \frac{R}{R_s} \geq 0,1\%$$

2. Элементы с сетчатым армированием выполняются на растворах марки не ниже 50 при высоте ряда кладки не более 150 мм.

4.31. Расчет внецентренно сжатых элементов с сетчатым армированием при малых эксцентриситетах, не выходящих за пределы ядра сечения (для прямоугольного сечения  $e_0 \leq 0,17h$ ), следует производить по формуле

$$N \leq m_e \varphi_1 R_{skb} A_{c\omega} \quad (29)$$

или для прямоугольного сечения

$$N \leq m_e \varphi_1 R_{skb} A \left( 1 - \frac{2e_0}{h} \right) \omega \quad (30)$$

где

$R_{skb} \leq 2R$  - расчетное сопротивление армированной кладки при внецентренном сжатии, определяемое при марке раствора 50 и выше по формуле

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R}{100} \left( 1 - \frac{2e_0}{y} \right) \quad (31)$$

а при марке раствора менее 25 (при проверке прочности кладки в процессе ее возведения) по формуле

$$R_{skb} = R_1 + \frac{2\mu R_1}{100} \frac{R_1}{R_2} \left( 1 - \frac{2e_0}{y} \right) \quad (32)$$

Остальные величины имеют те же значения, что в пп. 4.1 и 4.7.

Примечания: 1. При эксцентриситетах, выходящих за пределы ядра сечения (для прямоугольных сечений  $e_0 > 0,17h$ ), а также при  $\lambda_h > 15$  или  $\lambda_s > 53$  применять сетчатое армирование не следует.

2. Процент армирования кладки сетчатой арматурой при внецентренном сжатии не должен превышать определяемого по формуле

$$\mu = \frac{50R}{\left( 1 - \frac{2e_0}{y} \right) R_s} \geq 0,1\%$$

## Элементы с продольным армированием

4.32. Расчет элементов каменных конструкций с продольной арматурой при центральном сжатии производится по формулам.

$$N \leq \varphi (0,85m_s R A + R_s A_s') \quad (33)$$

$$A_s' = \frac{N - \varphi 0,85m_s R A}{\varphi R_s} \quad (34)$$

$$\mu = \frac{A_s'}{A} 100 \quad (35)$$

где  $R_{sc}$  - расчетное сопротивление продольной сжатой арматуры, принимаемое по п.3.14;

$A_s'$  - площадь сечения продольной арматуры.

Остальные обозначения определяются по п.п.4.1 и 4.2.

Упругая характеристика кладки  $\alpha$  с продольным армированием принимается по п.3.20.

4.33. При внецентренном сжатии различают два случая внецентренно сжатых элементов:

случай 1, когда соблюдается условие:

$$\text{при любой форме сечения} \\ S_c < 0,8S_0; \quad (36)$$

при прямоугольной форме сечения

$$x < 0,55h_0; \quad (37)$$

случай 2, когда соблюдается

условие:

$$\text{при любой форме сечения} \\ S_c \geq 0,8S_0; \quad (38)$$

при прямоугольной форме сечения

$$x \geq 0,55h_0. \quad (39)$$

Статический момент  $S_0$  всего сечения кладки относительно центра тяжести растянутой  $A_s$  или менее сжатой арматуры при любой форме сечения определяется по формуле

$$S_0 = A(h_0 - y), \quad (40)$$

где  $h_0$  - рабочая высота сечения  $h_0 = h - a$ ;

$h$  - высота всего сечения;

$a$  - толщина защитного

слоя со стороны арматуры  $A_s$ ;

$y$  - расстояние от центра

тяжести всего сечения до края наиболее сжатой грани.

Для прямоугольной формы сечения

$$S_0 = 0,5bh_0^2 \quad (41)$$

где  $b$  - ширина прямоугольного сечения.

Статический момент  $S_c$  сжатой зоны сечения кладки относительно центра тяжести растянутой или менее сжатой арматуры  $A$  зависит от формы и размеров сечения, положения нейтральной оси и защитного слоя.

4.34. Расчет армированных изгибаемых элементов прямоугольного сечения со стержневой арматурой производится по формулам:

а) при двойной арматуре

$$M \leq R_b b (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A' (h_0 - a) \quad (42)$$

при этом положение нейтральной оси определяется по формуле

$$R_s A_s - R_{sc} A' = R_b x \quad (43)$$

б) при одиночной арматуре

$$M \leq 1,25 R_b x (h_0 - 0,5x) \quad (44)$$

при этом положение нейтральной оси определяется по формуле

$$R_s A_s = 1,25 R_b x \quad (45)$$

Высота сжатой зоны кладки должна во всех случаях удовлетворять условиям:

$$x \leq 0,55 h_0 \quad \text{и} \quad x \geq 2a \quad (46)$$

4.35. Расчет изгибаемых элементов на поперечную силу производится по формуле

$$Q \leq R_{wb} b z \quad (47)$$

При прямоугольном сечении

$$z = h_0 - 0,5x \quad (48)$$

4.36. Расчет элементов продольно армированной кладки при центральном растяжении производится по формуле

$$N = R_s A_s \quad (49)$$

Каменная кладка, усиленная железобетоном  
(комплексные конструкции).

4.37. При расчете комплексных элементов на центральное сжатие следует соблюдать следующее условие:

$$N \leq \varphi_{cs} [0,85 m_c (R A + R_s A_s) + R_s A'] \quad (50)$$

где  $R_b$  и  $R_{sc}$  - расчетные сопротивления бетона и арматуры при центральном сжатии;

$A_b$  - площадь сечения бетона;

$A'$  - площадь сечения арматуры;

$\varphi_{cs}$  - коэффициент продольного изгиба комплексной конструкции, принимаемый по п.4.2. при упругой характеристике кладки

$$\alpha_{cs} = \frac{E_{0,red}}{R_{red}} \quad (51)$$

Приведенный модуль упругости комплексных элементов и приведенное временное сопротивление комплексного сечения определяются по формулам:

$$E_{0,red} = \frac{E_m I_k + E_b I_b}{I_k + I_b} \quad (52)$$

$$R_{red} = \frac{R_s A + R_b A_b}{A + A_b} \quad (53)$$

В формулах (52) и (53)

$E_{mk}$ ,  $E_b$  - начальные модули упругости кладки и бетона, определяемые для кладки по п.3.20., для бетона по КМК 2.03.01-97;

$I_k$ ,  $I_b$  - моменты инерции сечения кладки и бетона;

$R_m = 2R$  - временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию кладки;

$R_{wb}$  - нормативная призмная прочность бетона при сжатии, принимаемая по КМК 2.03.01-97.

4.38. При малых эксцентриситетах (случай 1), когда соблюдается условие

$$e \leq 0,8 S_0 \quad (54)$$

расчет производится по формуле

$$N \leq \frac{\varphi_{cs} [0,85 m_c (R S_0 + R_s S_0) + R_s S_0]}{e} \quad (55)$$

При этом, если сила  $N$  приложена между центрами тяжести арматуры  $A_s$  и  $A'$ , то должно быть удовлетворено дополнительное условие:

$$N \leq \frac{\varphi_{cs} [0,85 m_c (R S_{01} + R_s S_{01}) + R_s S_0]}{e'} \quad (56)$$

При одиночной арматуре ( $A' = 0$ ) расчет производится по формуле

$$N \leq \frac{\varphi_{cs} m_k (R S_k + R_b S_b)}{e} \quad (57)$$

В формулах (54) - (57)

$$S_0 = S_k + \frac{R_b}{R} S_b - \text{статический момент}$$

площади комплексного сечения (приведенного в кладке) относительно центра тяжести растянутой, или менее сжатой арматуры  $A_s$ ;

$$S_c = S_{cs} + \frac{R}{R} S_k - \text{статический момент}$$

площади сжатой зоны комплексного сечения относительно центра тяжести арматуры  $A_s$ ;

$S_{kc}$  и  $S_{bc}$  - статические моменты площадей сжатой части сечения кладки и бетона относительно центра тяжести арматуры  $A_s$ ;

$S_k$ ,  $S_b$  и  $S_s$  - статические моменты площадей сечения кладки, бетона и арматуры  $A'$  относительно центра тяжести арматуры  $A_s$ ;

$S_{kf}$ ,  $S_b$  и  $S'$  - статические моменты площадей сечения кладки, бетона и арматуры  $A_s$  относительно центра тяжести арматуры  $A'$ ;

$e$  и  $e'$  - расстояния от точки приложения силы  $N$  до центра тяжести арматуры  $A_s$  и  $A'$ ;

Если центры тяжести арматуры  $A_s$  и  $A'$  находятся на расстоянии свыше 5 см от грани сечения, то в формулах (56) и (57) статические моменты и эксцентриситеты  $e$  и  $e'$  определяются относительно грани сечения.

При внецентренно сжатых элементах комплексных конструкций (случай 2), при которых соблюдается условие  $S_s < 0,8 S_0$ , расчет производится по формуле:

$$N \leq \varphi_{cs} [m_g (0,85 R A_{cs} + R_b A_{bc}) - R_{sc} A' - R_s A_s] \quad (58)$$

Положение нейтральной оси в этом случае определяется из уравнения

$$m_g (0,85 R S_{cs,N} + R_b S_{bc,N}) \pm R_{sc} A' e' - R_s A_s e = 0 \quad (59)$$

В формуле (59) знак «плюс» принимается, если сила  $N$  приложена за пределами расстояния между центрами тяжести арматуры  $A_s$  и  $A'$ ; знак «минус» -

если сила  $N$  приложена между центрами тяжести арматуры  $A_s$  и  $A'$ .

При одиночной арматуре ( $A' = 0$ ) расчет производится по формуле

$$N \leq \varphi_{cs} [m_g (0,85 \omega R A_{cs} + R_b A_{bc}) - R_s A_s] \quad (60)$$

и положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$m_g (0,85 R S_{cs,N} + R_b S_{bc,N}) - R_s A_s e = 0 \quad (61)$$

В формулах (58) - (61):

$A_{cs}$  - площадь сжатой зоны кладки;

$A_{bc}$  - площадь сжатой зоны бетона;

$S_{cs,N}$  - статический момент сжатой зоны кладки относительно точки приложения силы;

$S_{bc,N}$  - статический момент сжатой зоны бетона относительно точки приложения силы.

4.39. Расчет изгибаемых элементов комплексных конструкций производится по формуле

$$M \leq R S_{cs} + R_b S_{bc} + R_{sv} S_{sv} \quad (62)$$

Положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$R_s A_s - R_{sc} A' = R A_{cs} + R_b A_{bc} \quad (63)$$

Высота сжатой зоны комплексного сечения должна удовлетворять условиям:

$$S_c < 0,8 S_0 \quad \text{и} \quad z \leq h_0 - a' \quad (64)$$

При этом значения  $S_0$  и  $S_c$ , а также  $S_{cs}$  и  $S_{bc}$  принимаются такими же, как при внецентренном сжатии, а плечо внутренней пары сил  $z$  принимается равным расстоянию от точки приложения равнодействующей усилий  $R A_{cs}$  и  $R_b A_{bc}$  до центра тяжести арматуры  $A_s$ .

При одиночной гибкой арматуре ( $A' = 0$ ) расчет производится по формуле

$$M \leq R S_{cs} + R_b S_{bc} \quad (65)$$

и положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$R_s A_s = R A_{cs} + R_b A_{bc} \quad (66)$$

4.40. Расчет изгибаемых элементов комплексных конструкций на поперечную силу производится по формуле

$$Q \leq R_{sv} b z \quad (67)$$

где  $R_{sv}$  - расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напря-



жениям принимаемое по табл. 10 и 11.

Элементы, усиленные обоями.

4.41. Расчет конструкции из кирпичной кладки, усиленной обоями, при центральном и внецентренном сжатии при эксцентриситетах, не выходящих за пределы ядра сечения, производится по формулам:

$$N \leq \psi \varphi [(m_g m_k R + \eta \frac{2.5\mu}{1+2.5\mu} \frac{R_m}{100}) A + R_{sc} A'] \quad (68)$$

при железобетонной обойме

$$N \leq \psi \varphi [(m_g m_k R + \eta \frac{3\mu}{1+\mu} \frac{R_m}{100}) A + m_b R_b A_b + R_{sc} A'] \quad (69)$$

при армированной растворной обойме

$$N \leq \psi \varphi [(m_g m_k R + \eta \frac{2.8\mu}{1+2\mu} \frac{R_m}{100}) A \quad (70)$$

Коэффициенты  $\psi$  и  $\varphi$  принимаются при центральном сжатии  $\psi = 1$  и  $\varphi = 1$ ; при внецентренном сжатии:

$$\psi = 1 - \frac{2e_0}{h} \quad (71)$$

$$\eta = 1 - \frac{4e_0}{h} \quad (72)$$

В формулах (68) - (72):

N - продольная сила;

A - площадь сечения усиливаемой кладки;

A' - площадь сечения продольных уголков стальной обоймы или продольной арматуры железобетонной обоймы;

A<sub>b</sub> - площадь сечения бетона обоймы, заключенная между хомутами и кладкой (без учета защитного слоя);

R<sub>sm</sub> - расчетное сопротивление поперечной арматуры обоймы;

R<sub>sc</sub> - расчетное сопротивление уголков или продольной сжатой арматуры;

$\varphi$  - коэффициент продольного изгиба (при определении  $\varphi$  значение  $\alpha$  принимается как для неусиленной кладки);

m<sub>g</sub> - коэффициент, учитывающий влияние длительного воздействия на

грузки, по пп. 4.1. 4.7;

m<sub>k</sub> - коэффициент условий работы кладки, принимаемый равным 1 для кладки без повреждений и 0,7 - для кладки с трещинами;

m<sub>b</sub> - коэффициент условий работы бетона, принимаемый равным 1 при передаче нагрузки на обойму и наличии опоры снизу обоймы, 0,7 - при передаче нагрузки на обойму и отсутствии опоры снизу обоймы и 0,35 - без непосредственной передачи нагрузки на обойму;

$\mu$  - процент армирования хомутами и поперечными планками, определяемый по формуле

$$\mu = \frac{2A_s(h+b)}{hbs} \cdot 100,$$

h и b - размеры сторон усиленного элемента;

s - расстояние между осями поперечных связей при стальных обоямах ( $h \geq s \leq b$ , но не более 50 см) или между хомутами при железобетонных и штукатурных обоямах ( $s \leq 15$  см).

4.42. Расчетные сопротивления арматуры, применяемой при устройстве обоем, принимаются по КМК 2.03.01-97 с понижающими коэффициентами, равными:

поперечная арматура - 0,65

продольная арматура

без непосредственной передачи нагрузки на обойму - 0,19

то же, при передаче нагрузки на обойму с одной стороны - 0,56

то же, при передаче нагрузки на обойму с двух сторон - 0,83.

4.43. Когда одна из сторон элемента имеет значительную протяженность (например стена), то необходима установка дополнительных поперечных связей, пропускаемых через кладку. Расстояние между поперечными связями по высоте и длине стены должно быть не более 1,5b и не более 100 см, где b - толщина стены. Коэффициент условий работы связей принимается равным 0,5.

## 5. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ (ПО ОБРАЗОВАНИЮ И РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН И ПО ДЕФОРМАЦИЯМ)

5.1. По образованию и раскрытию трещин (швов кладки) и по деформациям следует рассчитывать:

а) внецентренно сжатые неармированные элементы при  $e_0 > 0,7y$ ;

б) смежные, работающие совместно конструктивные элементы кладки из материалов различной деформативности (с различными модулями упругости, ползучестью, усадкой) или при значительной разнице в напряжениях, возникающих в этих элементах;

в) самонесущие стены, связанные каркасами и работающие на поперечный изгиб, если несущая способность стен недостаточна для самостоятельного (без каркаса) восприятия нагрузок;

г) стеновые заполнения каркасов - на перекос в плоскости стен;

д) продольно армированные изгибаемые, внецентренно сжатые и растянутые элементы, эксплуатируемые в условиях среды, агрессивной для арматуры;

е) продольно армированные элементы при наличии требований непроницаемости штукатурных или плиточных изоляционных покрытий;

ж) другие элементы зданий и сооружений, в которых образование трещин не допускается или же раскрытие трещин должно быть ограничено по условиям эксплуатации.

5.2. Расчет каменных и армокаменных конструкций по предельным состояниям второй группы следует производить на воздействие нормативных нагрузок при основных их сочетаниях. Расчет внецентренно сжатых неармированных элементов по раскрытию трещин при  $e_0 > 0,7y$  (см. п. 5.3) должен производиться на воздействие расчетных нагрузок.

5.3. Расчет по раскрытию трещин (швов кладки) внецентренно сжатых неармированных каменных конструкций следует производить при  $e_0 > 0,7y$ , исходя из следующих положений:

при расчете принимается линейная эпюра напряжений внецентренного сжатия как для упругого тела;

расчет производится по условному крайнему напряжению растяжения, которое характеризует величину раскрытия трещин в растянутой зоне.

Расчет следует производить по формуле

$$N \leq \frac{\gamma_s R_{tb} A}{\frac{A(h-y)e_0}{I} - 1} \quad (73)$$

где

$I$  - момент инерции сечения в плоскости действия изгибающего момента;

$y$  - расстояние от центра тяжести сечения до сжатого его края;  
 $R_{tb}$  - расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по неперевязанному сечению (см. табл. 10);

$\gamma_s$  - коэффициент условий работы кладки при расчете по раскрытию трещин, принимаемый по табл. 24.

Остальные обозначения величины те же, что в п. 4.7.

5.4. Конструкции, в которых по условиям эксплуатации не может быть допущено появление трещин в штукатурных и других покрытиях, должны быть проверены на деформации растянутых поверхностей. Эти деформации для неармированной кладки следует определять при нормативных нагрузках, которые будут приложены после нанесения штукатурных или других покрытий по формулам (74) - (77). Они не должны превышать величины относительных деформаций  $\epsilon_{tr}$ , приведенных в табл. 25.

Таблица 24

Характеристика и условия работы кладки	Коэффициенты условий работы $\gamma$ , при предполагаемом сроке службы конструкций, лет		
	100	50	25
1 Неармированная внецентренно нагруженная и растянутая кладка	1,5	2,0	3,0
2 То же, с декоративной отделкой для конструкций с повышенными архитектурными требованиями	1,2	1,2	-
3 Неармированная внецентренно нагруженная с гидроизоляционной штукатуркой для конструкций, работающих на гидростатическое давление жидкости	1,2	1,5	-
4 То же, с кислотоупорной штукатуркой или облицовкой на замазке на жидком стекле	0,8	1,0	1,0

*Примечание.* Коэффициенты условий работы  $\gamma$ , при расчете продольно - армированной кладки на внецентренное сжатие, изгиб, осевое и внецентренное растяжение и главные растягивающие напряжения принимаются по табл. 24 с коэффициентами.

$k=1,25$  при  $\mu \geq 0,1$  %

$k=1$  при  $\mu \leq 0,05$  %.

При промежуточных процентах армирования по интерполяции, выполняемой по формуле  $k=0,75+5\mu$ .

5.5. Расчет по деформациям растянутых поверхностей каменных конструкций из неармированной кладки следует производить по формулам:

$$N \leq EA\epsilon_0 \quad (74)$$

при осевом растяжении

$$M \leq \frac{EI\epsilon_0}{h-y} \quad (75)$$

при внецентренном сжатии

$$N \leq \frac{EA\epsilon_0}{\frac{A(h-y)\epsilon_0}{I} + 1} \quad (76)$$

при внецентренном растяжении

$$N \leq \frac{EA\epsilon_0}{\frac{A(h-y)\epsilon_0}{I} + 1} \quad (77)$$

Таблица 25

Вид и назначение покрытий	$\epsilon_0$
Гидроизоляционная цементная штукатурка для конструкций, подверженных гидростатическому давлению жидкостей.	$0,5 \cdot 10^{-4}$
Кислотоупорная штукатурка на жидком стекле или однослойное покрытие из плиток каменного литья (диабаз, базальт) на кислотоупорной замазке. Двух- и трехслойные покрытия из прямоугольных плиток каменного литья на кислотоупорной замазке:	$0,5 \cdot 10^{-4}$
а) вдоль длинной стороны плиток	$1 \cdot 10^{-4}$
б) то же, вдоль короткой стороны плиток	$0,8 \cdot 10^{-4}$

*Примечание.* При продольном армировании конструкций, а также при оштукатуривании неармированных конструкций по сетке предельные относительные деформации  $\epsilon_0$  допускается увеличивать на 25 %.

В формулах (74) - (77);

$N$  и  $M$  - продольная сила и момент от нормативных нагрузок, которые будут приложены после нанесения на поверхность кладки штукатурных или плиточных покрытий;

$\epsilon_0$  - предельные относительные деформации, принимаемые по табл. 25;

$(h-y)$  - расстояние от центра тяжести сечения кладки до наиболее удаленной растянутой грани покрытия;

$I$  - момент инерции сечения;

$E$  - модуль деформаций кладки, определяемый по формуле (8).

## 6. УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ КОНСТРУКЦИЙ

### Общие указания

6.1. При проверке прочности и устойчивости стен, столбов, карнизов и других элементов в период возведения зданий следует учитывать, что элементы перекрытий (балки, плиты и пр.) укладываются по ходу кладки и что возможно опирание элементов здания на свежую кладку.

6.2. Крупноразмерные элементы конструкций (панели, крупные блоки и т. п.) должны быть проверены расчетом для стадий их изготовления, транспортирования и монтажа. Собственный вес элементов сборных конструкций следует принимать в расчете с учетом коэффициента динамичности, величина которого принимается равной: при транспортировании - 1,8, при подъеме и монтаже - 1,5, при этом коэффициент перегрузки к собственному весу элемента не вводится. Допускается уменьшение указанных выше коэффициентов динамичности, если это подтверждено длительным опытом применения таких элементов, но не ниже 1,25.

6.3. Для сплошной кладки из камней правильной формы, за исключением кирпичных панелей, необходимо предусматривать следующие минимальные требования к перевязке:

а) для кладки из полнотелого кирпича толщиной 65 мм - один тычковый ряд на шесть рядов кладки, а из кирпича толщиной 88 мм и пустотелого кирпича толщиной 65 мм - один тычковый ряд на четыре ряда кладки;

б) для кладки из камней правильной формы при высоте ряда до 200 мм - один тычковый ряд на три ряда кладки.

6.4. Необходимо предусматривать защиту стен и столбов от увлажнения со стороны фундаментов, а также со стороны примыкающих тротуаров и отмосток устройством гидроизоляционного слоя выше уровня тротуара или верха отмостки. Гидроизоляционный слой следует устраивать также ниже по-

ла подвала.

Для подоконников, поясков, парапетов и тому подобных выступающих, особо подверженных увлажнению частей стен следует предусматривать защитные покрытия из цементного раствора, кровельной стали и др. Выступающие части стен должны иметь уклоны, обеспечивающие сток атмосферной влаги.

6.5. Неармированные кладки из каменных материалов в зависимости от вида кладки, а также прочности камней и растворов подразделяются на четыре группы (табл. 26).

6.6. Каменные стены в зависимости от конструктивной схемы здания подразделяются на:

несущие, воспринимающие кроме нагрузок от собственного веса и ветра также нагрузки от покрытий, перекрытий, кранов и т. п.;

самонесущие, воспринимающие нагрузку только от собственного веса стен всех вышележащих этажей зданий и ветровую нагрузку;

ненесущие (в том числе навесные), воспринимающие только нагрузку от собственного веса и ветра в пределах одного этажа при высоте этажа не более 6 м; при большей высоте этажа эти стены относятся к самонесущим;

перегородки-внутренние стены, воспринимающие только нагрузки от собственного веса и ветра (при открытых оконных проемах) в пределах одного этажа, при высоте его не более 6 м; при большей высоте этажа стены этого типа условно относятся к самонесущим.

В зданиях с самонесущими и ненесущими наружными стенами нагрузки от покрытий, перекрытий и т. п. передаются на каркас или поперечные конструкции зданий.

6.7. Каменные стены и столбы зданий при расчете на горизонтальные нагрузки, внецентренное и центральное сжатие следует принимать опертыми в горизонтальном направлении на междуэтажные перекрытия, покрытия и полеречные стены. Эти опоры делятся на жесткие (несмещаемые) и упругие.

Таблица 26

Вид кладки	Группа кладки			
	I	II	III	IV
1. Сплошная кладка из кирпича или камней марки 50 и выше	На растворе марки 10 и выше	На растворе марки 4		
2. То же, марок 35 и 25		На растворе марки 10 и выш.	На растворе марки 4	
3. То же, марок 15, 10 и 7			На любом растворе	На любом растворе
4. То же, марки 4				То же
5. Крупные блоки из кирпича или камней (вибрированные и невибрированные)	На растворе марки 25 и выше			
6. Кладка из грунтовых материалов (грунтоблоки и сырцовый кирпич)			На известковом растворе	На глиняном растворе
7. Облегченная кладка из кирпича или бетонных камней с перевязкой горизонтальными тычковыми рядами или скобами	На растворе марки 50 и выше с заполнением бетоном класса не ниже В2 или вкладышами из бетона класса В2 и выше	На растворе марки 25 с заполнением бетоном или вкладышами из бетона класса В1	На растворе марки 10 и с заполнением засыпкой	
8. Облегченная кладка из кирпича или камней колодезная (с перевязкой вертикальными диафрагмами)	На растворе марки 50 и выше с заполнением теплоизоляционными плитами или засыпкой	На растворе марки 25 с заполнением теплоизоляционными плитами или засыпкой		
9. Кладка из постелистого бута		На растворе марки 25 и выше	На растворе марок 10 и 4	На глиняном растворе
10. Кладка из рваного бута		На растворе марки 50 и выше	На растворе марок 25 и 10	На растворе марки 4
11. Бутобетон	На бетоне марки класса В7,5 и выше	На бетоне классов В5 и В3,5	На бетоне класса В2,5	

За жесткие опоры следует принимать:

а) поперечные каменные и бетонные стены толщиной не менее 12 см, железобетонные толщиной не менее 6 см, контрфорсы, поперечные рамы с жесткими узлами, участки поперечных стен и другие конструкции, рассчитанные на восприятие горизонтальной нагрузки;

б) покрытия и междуэтажные перекрытия при расстоянии между поперечными жесткими конструкциями не более указанных в табл. 27;

в) ветровые пояса, фермы, ветровые связи и железобетонные обвязки, рассчитанные по прочности и по деформациям на восприятие горизонтальной нагрузки, передающейся от стен.

За упругие опоры следует принимать покрытия и междуэтажные перекрытия при расстояниях между поперечными жесткими конструкциями, превышающими указанные в табл. 27 при отсутствии ветровых связей, указанных в подпункте «в».

Стены и столбы, не имеющие связи с перекрытиями (при устройстве катковых опор и т. п.), следует рассчитывать как свободно стоящие.

6.8. При упругих опорах производится расчет рамной системы, стойками которой являются стены и столбы (железобетонные, кирпичные и др.), а ригелями - перекрытия и покрытия. При этом следует принимать, что стойки жестко зашцеplены в опорных сечениях

Таблица 27

Тип покрытия и перекрытия	Расстояние между поперечными жесткими конструкциями, м, при группе кладки			
	I	II	III	IV
А. Железобетонные сборные замкнутые (см. примеч. 2) и монолитные	54	42	30	-
Б. Из сборных железобетонных панелей (см. примеч. 3) и из железобетонных или стальных балок с панелями из плит или камней	42	36	24	-
В. Деревянные	30	24	18	12

Примечания. 1. Указанные в табл. 27 предельные расстояния должны быть уменьшены в следующих случаях:

- при скоростных напорах ветра 70, 85 и 100 кг/м<sup>2</sup> соответственно на 15, 20 и 25 %;
- при высоте здания 22-32 м - на 10 %, 33-48 м - на 20 % и более 48 м - на 25 %;
- для узких зданий при ширине  $b$  менее двойной высоты этажа  $H$  - пропорционально отношению  $b/2H$ .

2. В сборных замкнутых перекрытиях типа А стыки между плитами должны быть усилены для передачи через них растягивающих усилий (путем сварки выпусков арматуры, прокладки в швах дополнительной арматуры с заливкой швов раствором марки не ниже 100 - при плитках из тяжелого бетона и марки не ниже М50 - при плитах из легкого бетона или другими способами замоноличивания).

3. В перекрытиях типа Б швы между плитами или камнями, а также между элементами заполнения и балками должны быть тщательно заполнены раствором марки не ниже 50.

4. Перекрытия типа В должны иметь двойной деревянный настил или настил, накат и подшивку.

При статических расчетах рам жесткость стен или столбов, выполненных из кирпичной или каменной кладки, допускается определять при модуле упругости кладки  $E=0,8E_0$  и моменте инерции сечения без учета раскрытия швов, а перекрытия и покрытия следует принимать как жесткие ригели (распорки), шарнирно связанные со стенами.

6.9. В стенах с пилястрами или без пилястр ширину стены при расчете следует принимать:

а) если конструкция покрытия обеспечивает равномерную передачу давления по всей длине опирания его на стену, равной ширине между проемами, а в стенах без проемов равной ширине участка стены между осями пролетов;

б) если боковое давление от стены на покрытие передается в местах опирания на стены ферм или прогонов, то стена с пилястрой рассматривается как стойка, рамы с постоянным по высоте сечением, при этом ширина полки принимается равной  $1/3H$  в каждую сторону

от края пилястры, но не более  $6h$  и ширины стены между проемами ( $H$  - высота стены от уровня заделки,  $h$  - толщина стены). При отсутствии пилястр и передаче на стены сосредоточенных нагрузок, ширина участка  $1/3H$  принимается в каждую сторону от края распределительной плиты, установленной под опорами ферм или прогонов.

6.10. Стены и столбы, имеющие в плоскостях междуэтажных перекрытий опоры, рассматриваемые согласно п. 6.7 как жесткие, рассчитываются на внецентренную нагрузку как вертикальные неразрезные балки.

Допускается стены или столбы считать расчлененными по высоте на однопролетные балки с расположением опорных шарниров в плоскостях опирания перекрытий. При этом нагрузку от верхних этажей следует принимать приложенной в центре тяжести сечения стены или столба вышележащего этажа, нагрузки в пределах рассматриваемого этажа принимают приложенными с фактическими эксцентриситетами относи-

тельно центра тяжести сечения стены или столба с учетом изменения сечения в пределах этажа и ослабления горизонтальными и наклонными бороздами. При отсутствии специальных опор, фиксирующих положение опорного давления, допускается принимать расстояние от точки приложения опорной реакции престонов, балок или настила до внутренней грани стены или опорной плиты равным одной трети глубины заделки, но не более 7 см.

Изгибающие моменты от ветровой нагрузки следует определять в пределах каждого этажа как для балки с заделанными концами, за исключением верхнего этажа, в котором верхняя опора принимается шарнирной.

6.11. При расчете стен (или их отдельных вертикальных участков) на вертикальные и горизонтальные нагрузки должны быть проверены:

- а) горизонтальные сечения на сжатие или внецентренное сжатие;
- б) наклонные сечения на главные растягивающие напряжения при изгибе в плоскости стены;

в) раскрытие трещин от вертикальной нагрузки разнонагруженных связанных между собой стен или разной жесткости смежных участков стен.

При учете совместной работы поперечных и продольных стен при действии горизонтальной нагрузки должно быть обеспечено восприятие сдвигающих усилий в местах их взаимного примыкания, определяемых по формуле

$$T = \frac{Q\gamma H}{l} \leq hHR_w \quad (78)$$

где

T - сдвигающее усилие в пределах одного этажа;

Q - расчетная поперечная сила от горизонтальной нагрузки в середине высоты этажа;

γ - расстояние от оси продольной стены до оси, проходящей через центр тяжести сечения стен в плане (Рис. 11).

A - площадь сечения полки (участка продольной стены, учитываемого в расчете);

I - момент инерции сечения стен относительно осей, проходящей через центр тяжести сечения стен в плане;

h - толщина поперечной стены;

H - высота этажа;

$R_w$  - расчетное сопротивление кладки срезу по вертикальному перевязанному сечению (см. п. 4.29).

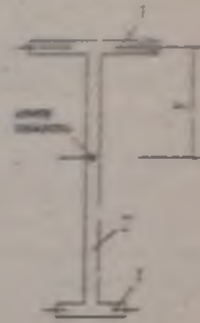


Рис. 11. План поперечной стены и простенков продольных стен  
1 - простенок продольной стены;  
2 - поперечная стена.

При определении площади сечения полки A и момента инерции сечений стен следует учитывать указания, приведенные в п. 6.9.

6.12. Расчет стен на главные растягивающие напряжения следует производить по формуле

$$Q \leq \frac{R_w h l}{\gamma}; \quad (79)$$

при наличии в стене растянутой части сечения по формуле

$$Q \leq \frac{R_w A}{\gamma}. \quad (80)$$

В формулах (79) и (80)

Q - расчетная поперечная сила от горизонтальной нагрузки в середине высоты этажа

$$R_w = \sqrt{R_w (R_w + \sigma_0)}, \quad (81)$$

$R_w$  - расчетное сопротивление главным растягивающим напряжениям по швам кладки (табл. 10);

$R_{c0}$  - расчетное сопротивление скалыванию кладки, обжатой расчетной силой  $N$ , определяемой с коэффициентом перегрузки 0,9;

$$\sigma_0 = \frac{0,9N}{A} \quad (82)$$

При наличии в стене растянутой части сечения принимается

$$\sigma_0 = \frac{0,9N}{A_s} \quad (83)$$

где

$A$  - площадь сечения поперечной стены с учетом (или без учета) участков продольной стены (см. рис. 11);

$A_s$  - площадь только сжатой части сечения стены, при эксцентриситетах, выходящих за пределы ядра сечения;

$h$  - толщина стены на участке, где эта толщина наименьшая, при условии, если длина этого участка превышает  $\frac{1}{4}$  высоты этажа или же  $\frac{1}{4}$  длины стены; при наличии в стене каналов их ширина из толщины стены исключается;

$l$  - длина поперечной стены в плане, если в сечение входят полки в виде отрезков наружных стен, то  $l$  расстояние между осями этих полок;

$\eta = \frac{S_0 l}{I}$  - коэффициент неравномерности касательных напряжений в сечении. Значения  $\eta$  допускается принимать:

для двутавровых сечений  $\eta = 1,15$ ;

для тавровых сечений  $\eta = 1,35$ ,  
для прямоугольных сечений (без учета работы продольных стен)  $\eta = 1,5$ ;

$S_0$  - статический момент части сечения, находящейся по одну сторону от оси, проходящей через центр тяжести сечения;

$I$  - момент инерции всего сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения.

6.13. При недостаточном сопротивлении кладки скалыванию, определяемому по формулам (79), (80), допускается армирование ее продольной арматурой в горизонтальных швах. Расчетное сопротивление скалыванию армированной кладки  $R_{c0}$  следует определять по формуле

где

$$R_{c0} = \sqrt{\frac{\mu R_c}{100} \left( \frac{\mu R_c}{100} + \sigma_0 \right)} \quad (84)$$

где

$\mu$  - процент армирования, определяемый по вертикальному сечению стены.

6.14. При расчете поперечных стен здания на горизонтальные нагрузки, действующие в их плоскости, перемычки перекрывающие проемы в стенах, рассматриваются как шарнирные вставки между вертикальными участками стен.

Если прочность поперечных стен с проемами, при действии горизонтальных нагрузок, обеспечивается только с учетом жесткости перемычек, то перемычки должны воспринимать возникающие в них, перерезывающие силы, определяемые по формуле

$$T = \frac{QH_v}{l} \quad (85)$$

где

$Q$  - расчетная поперечная сила от горизонтальной нагрузки, воспринимаемая поперечной стеной в уровне перекрытия, примыкающего к рассматриваемым перемычкам;

$H$  - высота этажа;

$l$  - длина поперечной стены в плане (п. 6.12);

$v$  - принимается по пункту

6.12.

6.15. Расчет перемычек на перерезывающую силу от горизонтальной нагрузки, определяемую по формуле (85), производится на скалывание и на изгиб по формулам (86) и (87), причем принимается меньшая из двух полученных величин

$$T \leq \frac{2}{3} R_{c0} A \quad (86)$$



$$T \leq \frac{1}{3} R_{\text{с}} A \frac{h}{l} \quad (87)$$

где

$h$  и  $l$  - высота и пролет перемычки (в свету);

$T$  - см. (85);

$A$  - поперечное сечение перемычки;

$R_{\text{с}}$  и  $R_{\text{л}}$  - см. табл. 10.

Если прочность перемычек недостаточна, то они должны быть усилены продольным армированием или железобетонными балками, рассчитываемыми на изгиб и скалывание на момент

$$M = \frac{Pl}{2} \quad (88)$$

и поперечную силу  $T$  (85), в соответствии с главой КМК по проектированию бетонных и железобетонных конструкций. Расчет заделки концов балок (перемычек) в кладке производится по указаниям п. 6.46.

### Допустимые отношения высот стен и столбов к их толщинам

6.16. Отношение высоты стены или столба к толщине, независимо от результатов расчета, не должно превышать указанных в п.п. 6.17-6.20.

6.17. Отношение  $\beta = H/h$  (где  $H$  - высота этажа,  $h$  - толщина стены или меньшая сторона прямоугольного сечения столба) для стен без проемов, несущих нагрузки от перекрытий или покрытий, при свободной длине стены  $l \leq 2.5 H$  не должно превышать величин, приведенных в табл. 28 (для кладки из каменных материалов правильной формы).

Таблица 28

Марка раствора	Отношение $\beta$ при группе кладки (см. табл. 26)			
	I	II	III	IV
50 и выше	25	22	-	-
25	22	20	17	-
10	20	17	15	14
4	-	15	14	13

\*Для стен с пилястрами и столбов

сложного сечения вместо  $h$  принимается условная толщина  $h_{\text{ред}} = 3.5i$ , где  $i = \sqrt{I/A}$ . Для столбов круглого и многоугольного сечения, вписанного в окружность,  $h_{\text{ред}} = 0.85d$ , где  $d$  - диаметр сечения столба.

Примечание. При высоте этажа  $H$  больше свободной длины стены  $l$  отношение  $l/h$  не должно превышать значения  $1.2\beta$  по табл. 28.

6.18. Отношения  $\beta$  для стен и перегородок, при условиях, отличающихся от указанных в п. 6.17 следует принимать с поправочными коэффициентами  $k$ , приведенными в табл. 29.

Таблица 29

Характеристика стен и перегородок	Коэффициент $k$
1. Стены и перегородки, не несущие нагрузки от перекрытий или покрытий при толщине, см: 25 и более 10 и менее	1.2 1.8
2. Стены с проемами	$\sqrt{\frac{A_n}{A_b}}$
3. Перегородки с проемами	0.9
4. Стены и перегородки при свободной их длине между примыкающими поперечными стенами или колоннами от 2.5 до 3.5 $H$	0.9
5. То же, при $l > 3.5 H$	0.8
6. Стены из бутовых кладок и бутобетона	0.8

Примечания: 1. Общий коэффициент снижения отношений  $\beta$ , определяемый путем умножения отдельных коэффициентов снижения  $k$ , (табл. 29) принимается не ниже коэффициентов снижения  $k_n$ , указанных в табл. 30 для столбов.  
2. При толщине несущих стен и перегородок более 10 и менее 25 см величина поправочного коэффициента  $k$  определяется по интерполяции.  
3. Значения  $A_n$  - площадь нетто и  $A_b$  - площадь брутто определяются по горизонтальному сечению стены.

Предельные отношения  $\beta$  для столбов принимаются по табл. 28 с коэффициентами, приведенными в табл. 30.

6.19. Отношения  $\beta$ , приведенные в табл. 28 и умноженные на коэффициенты  $k$  по табл. 29 для стен и перегородок, могут быть увеличены при конструктивном продольном армировании клад-

ки (при  $\mu=0,05\%$ ) в одном направлении (в горизонтальных швах кладки) - на 20%.

Таблица 30

Меньший размер поперечного сечения столба, см	Коэффициент $k$ для столбов	
	из кирпича и каменной правильной формы	из бутовой кладки бутобетона
90 и более	0,75	0,6
70-89	0,7	0,55
50-69	0,65	0,5
Менее 50	0,6	0,45

*Примечание.* Предельные отношения  $\beta$  несущих узких проемов, имеющих ширину менее толщины стены, должны приниматься как для столба с высотой, равной высоте проемов.

При расстояниях между связанными со стенами поперечными устойчивыми конструкциями  $l \leq k\beta h$ , высота стен  $H$  не ограничивается и определяется расчетом на прочность. При свободной длине  $l$ , равной или большей  $H$  но не более  $2H$  (где  $H$  - высота этажа) должно соблюдаться условие

$$H + l \leq 3k\beta h. \quad (89)$$

6.20. Для стен, перегородок и столбов, не закрепленных в верхнем сечении, значения отношений  $\beta$  должны быть на 30% менее установленных в пп. 6.17-6.19.

### Стены из панелей и крупных блоков

6.21. Кирпичные панели следует проектировать из глиняного или силикатного кирпича марки не ниже 75, на растворах марок не ниже 50.

6.22. При проектировании панелей следует, как правило, предусматривать заполнение растворных швов с применением вибрации. Расчетные сопротивления вибрированной кладки следует принимать по п.3.2. Допускается проектирование однослойных панелей наружных стен из пустотелых керамических камней, эффективных в теплотехническом отношении, толщиной в один, полтора и два камня, без применения

вибрации. Расчетные сопротивления кладки следует принимать в этом случае по п.3.1.

*Примечание.* В панелях из пустотелых керамических камней, изготовленных без применения вибрации, должна быть соблюдена перевязка вертикальных швов кладки, что должно быть указано в проекте.

6.23. Кирпичные панели наружных стен следует проектировать двухслойными или трехслойными. Двухслойные панели следует выполнять толщиной в полкирпича или более с утеплителем из жестких теплоизоляционных плит, расположенных с наружной или внутренней стороны панелей и защищенных отделочным армированным слоем из раствора марки не ниже 50 толщиной не менее 40 мм.

Трехслойные панели следует выполнять с наружными слоями толщиной в четверть или в полкирпича и средним слоем из жестких или полужестких теплоизоляционных плит.

Каркасы в панелях наружных стен должны устанавливаться в ребрах или швах, расположенных по периметру панелей и по контуру проемов в пределах всей толщины панелей. Ширина ребер, в которые устанавливаются каркасы, не должна превышать 30 мм.

При проектировании панелей наружных стен следует учитывать, что в зависимости от архитектурных требований, наружный слой панелей можно выполнять с открытой фактурой кирпича и камней или с отделочным слоем из раствора.

6.24. Кирпичные панели внутренних стен и перегородок следует проектировать однослойными толщиной: в четверть кирпича (8,5 см), в полкирпича (14 см) и в кирпич (27 см) и двухслойными из двух слоев толщиной по четверти кирпича (18 см).

Каркасы в панелях внутренних стен должны устанавливаться по периметру панелей и по контуру проемов.

*Примечания:* 1. Толщины панелей указаны с учетом наружных и внутреннего растворных слоев

2. Панели толщиной в четверть кирпича следует проектировать только для перегородок.

6.25. Кирпичные и керамические стеновые панели следует рассчитывать на внешнее сжатие по указаниям, приведенным в пп. 4.7 и 4.8 при действии вертикальной и ветровой нагрузки, а также на усилия, возникающие при транспортировании и монтаже (см. п.6.2).

Если требуемая прочность панели обеспечивается без учета арматуры, то площадь сечения продольных стержней каркасов должна определяться из условия, чтобы она составляла не менее  $0,25 \text{ см}^2$  на один метр горизонтального и вертикального сечения панели. Если арматура должна учитываться при определении несущей способности панели, то расчет ее должен производиться как армокаменной конструкции. При расчете панелей толщиной 27 см и менее следует учитывать случайный эксцентриситет, величина которого принимается равной 1 см - для несущих однослойных панелей; 0,5 см - для самонесущих панелей, а также для отдельных слоев трехслойных несущих панелей; для несущих панелей и перегородок случайный эксцентриситет не учитывается.

6.26. Панели с армированными ребрами, при различном материале несущих слоев, рассчитываются как многослойные стены с жестким соединением слоев согласно пп. 4.22 - 4.24.

6.27. Соединения панелей наружных и внутренних стен, а также панелей наружных стен с панелями перекрытий следует проектировать при помощи стальных связей, приваренных к закладным деталям или к пластинам каркасов. Связи между панелями должны быть установлены, в углублениях, расположенных в углах панелей и покрыты слоем раствора толщиной не менее 10 мм. При выполнении закладных деталей и соединительных стержней из обычной стали они должны быть защищены от коррозии. Марку раствора для монтажных швов стен из панелей следует принимать по расчету, но не менее 50.

6.28. Крупные блоки для наружных и внутренних стен следует проектировать из цементных и силикатных тяжелых бетонов, бетонов на пористых за-

полнителях, ячеистых бетонов и природного камня, а также из кладки, выполняемой из кирпича, керамических, бетонных и природных камней. Расчетное сопротивление кладки из круглых блоков принимают по п. 3.5, а для блоков, изготовленных из кирпича или камней без вибрации, - по пп. 3.1, 3.4 и 3.6.

Марку раствора для монтажных швов кладки блоков из кирпича или камней следует принимать на одну ступень выше марки раствора блоков.

6.29. В крупноблочных зданиях высотой до 5 этажей включительно, при высоте этажа до 3 м, связь между продольными и поперечными стенами следует осуществлять:

а) в наружных углах - перевязкой кладки специальными угловыми блоками (не менее одного ряда блоков на этаж);

б) в местах примыкания внутренних поперечных стен к продольным, а также средней продольной стены к торцевым - закладкой Т-образных анкеров из полосовой стали или арматурных сеток в одном горизонтальном шве в каждом этаже в уровне перекрытий.

Для крупноблочных зданий высотой более 5 этажей и для зданий с высотой этажей более 3м должны быть предусмотрены жесткие связи между стенами как в углах, -так и в местах примыкания внутренних стен к наружным. Связи следует проектировать в виде закладных деталей в блоках, соединяемых сваркой с накладками.

### Многослойные стены (стены облегченной кладки и стены с облицовками)

6.30. При расчете многослойных стен (см. пп. 4.21-4.29) связи между конструктивными слоями следует считать жесткими:

а) при любом теплоизоляционном слое и расстояниях между осями вертикальных диафрагм из тычковых рядов кирпичей или камней не более  $10h$  и не более 120 см, где  $h$  - толщина более тон-

кого конструктивного слоя:

б) при теплоизоляционном слое из монолитного бетона с пределом прочности на сжатие не менее 0,7 МПа (7 кгс/см<sup>2</sup>) или кладке из камней марки не ниже 10, при тычковых горизонтальных прокладных рядах, расположенных на расстояниях между осями рядов по высоте кладки не более 5h и не более 62 см.

6.31. Гибкие связи следует проектировать из коррозионностойких сталей или сталей, защищенных от коррозии, а также из полимерных материалов. Суммарная площадь сечения гибких стальных связей должна быть не менее 0,4 см<sup>2</sup> на 1 м<sup>2</sup> поверхности стены.

6.32. Облицовочный слой и основная кладка стены, если они жестко связаны друг с другом взаимной перевязкой, должны, как правило, иметь близкие деформационные свойства. Рекомендуется предусматривать применение облицовочного кирпича или камней, имеющие высоту равную высоте ряда основной кладки.

6.33. В проектах следует предусматривать перевязку облицовки, жестко связанной с кладкой тычковыми рядами, по указаниям п. 6.3.

6.34. При устройстве обрезов в кладке, жестко связанной с облицовкой, в пределах выступающей части стены по всей ее толщине в проекте следует предусматривать укладку у обреза арматурных сеток не менее чем в трех швах.

### Анкеровка стен и столбов

6.35. Каменные стены и столбы должны крепиться к перекрытиям и покрытиям анкерами сечением не менее 0,5 см<sup>2</sup>.

6.36. Расстояние между анкерами балок, прогонов или ферм, а также перекрытий из сборных настилов или панелей, опирающихся на стены, должно быть не более 6 м. При увеличении расстояния между фермами до 12 м следует предусматривать дополнительные анкера, соединяющие стены с покрытием. Концы балок, укладываемые на прогоны, внутренние стены или столбы долж-

ны быть заанкерены и при двухстороннем опирании соединены между собой.

6.37. Самонесущие стены в каркасных зданиях должны быть соединены с колоннами гибкими связями, допускающими возможность независимых вертикальных деформаций стен и колонн. Связи, устанавливаемые по высоте колонн, должны обеспечивать устойчивость стен, а также передачу действующей на них ветровой нагрузки на колонны каркаса.

6.38. Расчет анкеров должен производиться:

а) при расстоянии между анкерами более 3 м;

б) при несимметричном изменении толщины столба или стены;

в) для простенков при общей величине нормальной силы N более 1000 кН (100 т).

Расчетное усилие в анкере определяется по формуле

$$N_a = \frac{M}{H} + 0,01N, \quad (90)$$

где

M - изгибающий момент от расчетных нагрузок в уровне перекрытия или покрытия (см. п. 6.10) в местах опирания их на стену на ширине, равной расстоянию между анкерами (рис. 12);

H - высота этажа;

N - расчетная нормальная сила в уровне расположения анкера на ширине, равной расстоянию между анкерами.

*Примечание.* Указания настоящего пункта не распространяются на стены из виброкирпичных панелей.

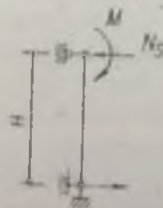


Рис. 12. Определение усилия в анкере от изгибающего момента в уровне перекрытия

6.39. Если толщина стен или перегородок назначена с учетом опирания по контуру, необходимо предусматривать их крепление к примыкающим боковым конструкциям и к верхнему перекрытию.

### Опираие элементов конструкций на кладку

6.40. Под опорными участками элементов, передающих местные нагрузки на кладку, следует предусматривать слой раствора толщиной не более 15 мм, что должно быть указано в проекте.

6.41. В местах приложения местных нагрузок в случае, когда это требуется по расчету на смятие, следует предусматривать установку распределительных плит толщиной, кратной толщине рядов кладки, но не менее 15 см, армированных по расчету двумя сетками с общим количеством арматуры не менее 0,5 % от объема бетона.

6.42. При опирании ферм, балок покрытий, подкрановых балок и т.п. на пилыстры следует предусматривать связь распределительных плит на опорном участке кладки с основной стеной. Глубина заделки плит в стену должна составлять не менее 12 см (рис. 13). Выполнение кладки, расположенной над плитами, следует предусматривать непосредственно после установки плит. Предусматривать установку плит в борозды, оставляемые при кладке стен, не допускается.

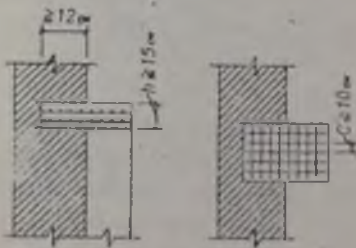


Рис. 13. Железобетонные распределительные плиты

6.43. При местных краевых нагрузках, превышающих 80 % расчетной несущей способности кладки при местном сжатии, следует предусматривать армирование опорного участка кладки сетками из стержней диаметром не менее 3 мм с размером ячейки не более 60 X 60 мм, уложенными не менее чем в трех верхних горизонтальных швах.

При передаче местных нагрузок на пилыстры участок кладки, расположенный в пределах 1 м ниже распределительной плиты, следует армировать через три ряда кладки сетками, указанными в настоящем пункте. Сетки должны соединять опорные участки пилыстр с основной частью стены и заделываться в стену на глубину не менее 12 см.

### Расчет узлов опирания элементов на кирпичную кладку

6.44. При опирании на кирпичные стены и столбы железобетонных прогонов, балок и настилов, кроме расчета на внецентренное сжатие и смятие сечений ниже опорного узла, должно быть проверено на центральное сжатие сечение по кладке и железобетонным элементам.

Расчет опорного узла при центральном сжатии следует производить по формуле

$$N \leq g p R A, \quad (91)$$

где

$A$  - суммарная площадь сечения кладки и железобетонных элементов в опорном узле в пределах контура стены или столба, на которые уложены элементы;

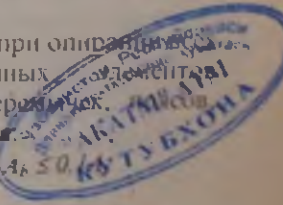
$R$  - расчетное сопротивление кладки сжатию;

$g$  - коэффициент, зависящий от величины площади опирания железобетонных элементов в узле;

$p$  - коэффициент, зависящий от типа пустот в железобетонном элементе.

Коэффициент  $g$  при опирании видов железобетонных (прогонов, балок, перегородок, настилов) принимается:

$g = 1$ , если  $A_k$



$g = 0,8$ , если  $A_b \geq 0,4A$ ;

где  $A_b$  - суммарная площадь опирания железобетонных элементов в узле.

При промежуточных значениях  $A_b$  коэффициент  $g$  определяется по интерполяции.

Если железобетонные элементы (балки, настилы и др.), опертые на кладку с различных сторон, имеют одинаковую высоту и площадь их опирания в узле  $A_b > 0,8 A$ , разрешается производить расчет без учета коэффициента  $g$ , принимая в формуле (91)  $A = A_b$ .

Коэффициент  $p$  принимается равным: при сплошных элементах и настилах с круглыми пустотами - 1;

при настилах с овальными пустотами и наличии хомутов на опорных участках - 0,5.

6.45. В сборных железобетонных настилах с незаполненными пустотами кроме проверки несущей способности опорного узла в целом, должна быть проверена несущая способность горизонтального сечения, пересекающего ребра настила по формуле

$$N \leq nR_b A_n + R A_k, \quad (92)$$

где

$R_b$  - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, принимается в соответствии с главой КМК по проектированию бетонных и железобетонных конструкций;

$A_n$  - площадь горизонтального сечения настила, ослабленная пустотами, на длине опирания настила на кладку (суммарная площадь сечения ребер);

$R$  - расчетное сопротивление кладки сжатию;

$A_k$  - площадь сечения кладки в пределах опорного узла (без учета части сечения, занимаемой участками настилов);

$n = 1,25$  для тяжелых бетонов и  $n = 1,1$  для бетонов на пористых заполнителях.

6.46. Расчет заделки в кладку консольных балок (рис. 14, а) следует производить по формуле

$$Q \leq \frac{R a b}{\frac{6e_0}{a} + 1} \quad (93)$$

где  $Q$  - расчетная нагрузка от веса балки и приложенных к ней нагрузок;

$R_c$  - расчетное сопротивление кладки при смятии;

$a$  - глубина заделки балки в кладку;

$b$  - ширина полка балки;

$e_0$  - эксцентриситет расчетной силы относительно середины заделки

$$(e_0 = c + \frac{a}{2})$$

$c$  - расстояние силы  $Q$  от плоскости стены а) б)

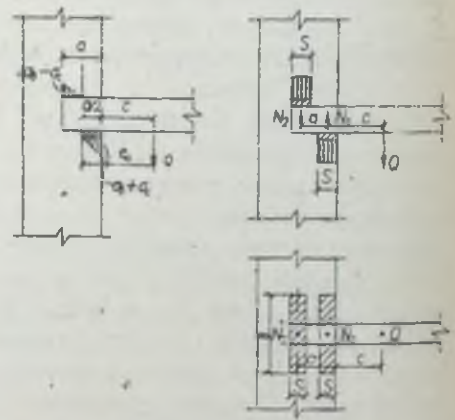


Рис. 14. Расчетные схемы заделки консольных балок

Необходимую глубину заделки следует определять по формуле

$$a = \frac{2Q}{Rb} + \sqrt{\frac{4Q^2}{R^2 b^2} + \frac{6Q}{Rb}} \quad (94)$$

Если заделка конца балки не удовлетворяет расчету по формуле (93), то следует увеличить глубину заделки или уложить распределительные подкладки под балкой и над ней.

Если эксцентриситет нагрузки относительно центра площади заделки превышает более чем в 2 раза глубину заделки ( $e_0 > 2a$ ), напряжения от сжатия могут не учитываться: расчет в этом

случае производится по формуле

$$Q = \frac{R a^2 b}{6c_0} \quad (95)$$

При применении распределительных подкладок в виде узких балок с шириной не более  $\frac{1}{3}$  глубины заделки допускается принимать под ними прямоугольную эпюру напряжения (рис. 14.б).

### Перемычки и висячие стены

6.47. Железобетонные перемычки следует рассчитывать на нагрузку от перекрытий и на давление от свежееужоженной, неотвердевшей кладки, эквивалентное весу пояса кладки высотой, равной  $\frac{1}{3}$  пролета для кладки в летних условиях и целому пролету для кладки в зимних условиях (в стадии оттаивания).

Примечания: 1. Допускается при наличии соответствующих конструктивных мероприятий (выступы в сборных перемычках, выпуски арматуры и т.п.) учитывать совместную работу кладки с перемычкой.

2. Нагрузки на перемычки от балок и настилов перекрытий не учитываются, если они расположены выше квадрата кладки со стороны, равной пролету перемычки, а при оттаивающей кладке, выполненной способом замораживания, выше прямоугольника кладки с высотой, равной удвоенному пролету перемычки в свету. При оттаивании кладки перемычки допускается усиливать постановкой временных стоек на клинья на период оттаивания и первоначального твердения кладки.

3. В вертикальных швах между брусковыми перемычками, в случаях когда не обеспечивается требуемое сопротивление их теплопередаче, следует предусматривать укладку утеплителя.

6.48. Кладку висячих стен, поддерживаемых рандбалками, следует проверять на прочность при смятии в зоне над опорами рандбалок. Должна быть проверена также прочность кладки при смятии под опорами рандбалок. Длину эпюры распределения давления в плоскости контакта стены и рандбалки следует определять в зависимости от жесткости кладки и рандбалки. При этом рандбалка заменяется эквивалентным по жесткости условным поясом кладки, высота которого определяется по формуле

$$H_{н} = 2\sqrt{\frac{0,85E_n J_{rand}}{Eh}} \quad (96)$$

где

$E_n$  - начальный модуль упругости бетона;

$J_{rand}$  - момент инерции приведенного сечения рандбалки, принимаемый в соответствии с главой КМК по проекту прованю бетонных и железобетонных конструкций;

$E$  - модуль деформаций кладки, определяемый по формуле (7);

$h$  - толщина висячей стены.

Жесткость стальных рандбалок определяется как произведение  $E_s J_s$

где

$E_s$  и  $J_s$  - модуль упругости стали и момент инерции сечения рандбалки.

6.49. Эпюру распределения давления в кладке над промежуточными опорами неразрезных рандбалок следует принимать по треугольнику при  $a \leq 2s$  (рис. 15.а) и по трапеции при  $3s \geq a > 2$  (рис. 15.б) с меньшим ее основанием, равным  $a \cdot 2s$ .

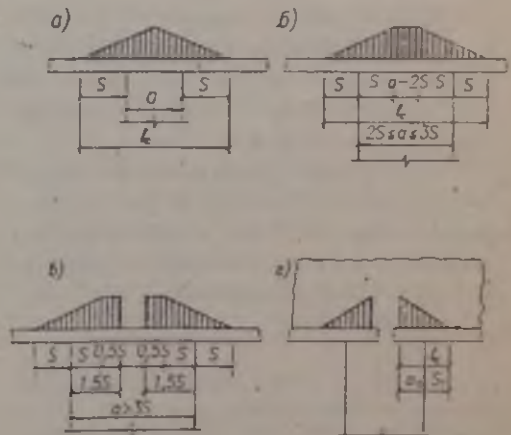


Рис. 15. Распределение давления в кладке над опорами висячих стен

а - на средних опорах неразрезных балок при  $a \leq 2s$ ; б - то же, при  $3s \geq a > 2s$ ; в - то же, при  $a > 3s$ ; г - на крайних опорах неразрезных балок и на опорах однопролетных рандбалок

Максимальная величина напряжений сжатия  $\sigma$ , (высота треугольника или трапеции) должна определяться из условия равенства объема эпюры давления и опорной реакции рандбалки по формулам:

при треугольной эпюре давления ( $a \leq 2s$ )

$$\sigma_1 = \frac{2N}{(a + 2s)h} \quad (97)$$

при трапециевидной эпюре давления  $3s \geq a > 2s$

$$\sigma_1 = \frac{N}{ah} \quad (98)$$

где

$a$  - длина опоры (ширина простенка);

$N$  - опорная реакция рандбалки от нагрузок, расположенных в пределах ее пролета и длины опоры, за вычетом собственного веса рандбалки;

$s = 1,57H_0$  - длина участка эпюры распределения давления в каждую сторону от грани опоры;

$h$  - толщина стены.

Если  $a > 3s$ , то в формуле (98) вместо  $a$  следует принимать расчетную длину опоры, равную  $a_1 = 3s$ , состоящую из двух участков длиной по  $1,5s$ , с каждой стороны простенка (рис. 15,в).

6.50. Эпюру распределения давления над крайними опорами рандбалок, а также над опорами однопролетных рандбалок следует принимать треугольной (рис. 15,г) с основанием

$$l_1 = a_1 + s_1 \quad (99)$$

где

$s_1 = 0,9H_0$  - длина участка распределения давления от грани опоры;

$a_1$  - длина опорного участка рандбалки, но не более  $1,5H_0$  ( $H_0$  - высота рандбалки).

Максимальное напряжение над опорой рандбалки

$$\sigma_1 = \frac{2N}{(a_1 + s_1)h} \quad (100)$$

6.51. Прочность кладки висячих стен при местном сжатии в зоне, расположенной над опорами рандбалок, сле-

дует проверять по указаниям, приведенным в пп. 4.13-4.16.

Расчет на местное сжатие кладки под опорами неразрезных рандбалок следует производить для участка, расположенного в пределах опоры длиной не более  $3H_0$  от ее края ( $H_0$  - высота рандбалки) и длиной не более  $1,5H_0$  для однопролетных рандбалок и крайних опор неразрезных рандбалок. Длина опоры однопролетных рандбалок должна быть не менее  $H_0$ .

Если рассчитываемое сечение расположено на высоте  $H_1$  над верхней гранью рандбалки, то при определении длины участков  $s$  и  $s_1$  следует принимать высоту пояса кладки  $H_{01} = H_0 + H_1$ .

Расчетную площадь сечения  $A$  при расчете висячих стен на местное сжатие следует принимать: в зоне, расположенной над промежуточными опорами неразрезных рандбалок, как для кладки, нагруженной местной нагрузкой в средней части сечения; в зоне над опорами однопролетных рандбалок или крайними опорами неразрезных рандбалок, а также при расчете кладки, под опорами рандбалок как для кладки, нагруженной на краю сечения.

6.52. Эпюру распределения давления в кладке висячих стен, при наличии проемов, следует принимать по трапеции, причем площадь треугольника, который отнимается от эпюры давления в пределах проема, заменяется равноценной площадью параллелограмма, добавляемой к остальной части эпюры (рис. 16). При расположении проемов на высоте  $H_1$  над рандбалкой длина участка  $s$  соответственно увеличивается (см. п. 6.51).

6.53. Расчет рандбалок должен производиться на два случая загрузки:

а) на нагрузки, действующие в период возведения стен. При кладке стен из кирпича, керамических камней или обыкновенных бетонных камней должна приниматься нагрузка от собственного веса неотвердевшей кладки высотой, равной  $1/3$  пролета для кладки в летних условиях и целому пролету - для



кладки в зимних условиях (в стадии оттаивания при выполнении кладки способом замораживания см. п. 7.1).

При кладке стен из крупных блоков (бетонных или кирпичных) высоту пояса кладки, на нагрузку от которого должны быть рассчитаны рандбалки, следует принимать равной  $1/2$  пролета, но не менее высоты одного ряда блоков.

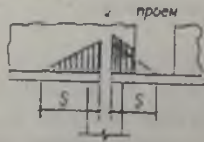


Рис. 16. Эпюра распределения давления в кладке висячих стен при наличии проема

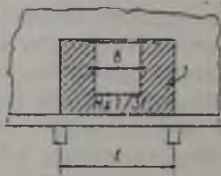


Рис. 17. Схема нагрузки на рандбалку при наличии проема в стене

1 - нагрузка на рандбалку, 2 - железобетонная перемычка

При наличии проемов и высоте пояса кладки от верха рандбалок до подоконников менее  $1/3$  пролета следует учитывать также вес кладки стен до верхней грани железобетонных или стальных перемычек (рис. 17). При рядовых, клинчатых и арочных перемычках должен учитываться вес кладки стен до отметки, превышающей отметку верха проема на  $1/3$  его ширины;

б) на нагрузки, действующие в законченном здании. Эти нагрузки следует определять, исходя из приведенных выше эпюр давлений, передающихся на балки от опор и поддерживаемых бал-

ками стен.

Количество и расположение арматуры в балках устанавливаются по максимальным величинам изгибающих моментов и поперечных сил, определенных по двум указанным выше случаям расчета.

## Карнизы и парапеты

6.54. Расчет верхних участков стен в сечении, расположенном непосредственно под карнизами, производится для двух стадий готовности здания:

а) для незаконченного здания, когда отсутствуют крыша и чердачное перекрытие,

б) для законченного здания.

6.55. При расчете стены под карнизом для незаконченного здания должны учитываться следующие нагрузки:

а) расчетная нагрузка от собственного веса карниза и опалубки (для монолитных железобетонных и армированных каменных карнизов), если она поддерживается консолями или подкосами, укрепленными в кладке;

б) временная расчетная нагрузка по краю карниза 100 кг на 1 м карниза или на один элемент сборного карниза, если он имеет длину менее 1 м;

в) нормативная ветровая нагрузка на внутреннюю сторону стены.

*Примечания* 1. Если по проекту концы анкеров, обеспечивающих устойчивость карниза, заделываются под чердачным перекрытием, то при расчете должно учитываться наличие чердачного перекрытия (полностью или частично);

2. Расчетом должна быть также проверена устойчивость карниза при неотвердевшей кладке.

6.56. Карнизы и участки стен под карнизами законченных зданий должны быть рассчитаны на следующие нагрузки:

а) вес всех элементов здания, как создающих опрокидывающий момент относительно наружной грани стены, так и повышающих устойчивость стены, при этом вес крыши принимается уменьшенным на величину отсоса от

ветровой нагрузки:

б) расчетная нагрузка на край карниза 150 кг на 1 м или на один элемент сборного карниза длиной менее 1 м.

в) половина расчетной ветровой нагрузки.

*Примечание.* Снеговая нагрузка при расчете карнизов не учитывается.

6.57. Общий вынос карниза, образованного напуском рядов кладки, не должен превышать половины толщины стены. При этом вынос каждого ряда не должен превышать  $1/3$  длины камня или кирпича.

6.58. Для кладки карнизов с выносом менее половины толщины стены и не более 20 см применяются те же растворы, что и для кладки верхнего этажа. При большем выносе кирпичных карнизов марка раствора для кладки должна быть не ниже 50.

6.59. Карнизы и парапеты при недостаточной их устойчивости, должны закрепляться анкерами, заделываемыми в нижних участках кладки.

Расстояние между анкерами не должно превышать 2 м, если концы анкеров закрепляются отдельными шайбами. При закреплении концов анкеров за балку или за концы прогонов расстояние между анкерами может быть увеличено до 4 м. Заделка анкеров должна располагаться не менее чем на 15 см ниже того сечения, где они требуются по расчету.

При железобетонных чердачных перекрытиях концы анкеров следует заделывать под ними.

При сборных карнизах из железобетонных элементов должна быть обеспечена в процессе возведения устойчивость каждого элемента.

6.60. Анкеры должны располагаться, как правило, в кладке на расстоянии в  $1/2$  кирпича от внутренней поверхности стены. Анкеры, расположенные снаружи кладки, должны быть защищены слоем цементной штукатурки толщиной 3 см (от поверхности анкера).

При кладке на растворах марки 10

и ниже анкеры должны закладываться в борозды с последующей заделкой их бетоном.

6.61. Сечение анкера допускается определять по усилию, определяемому по формуле

$$N = \frac{M}{0,85h_0} \quad (101)$$

где

$M$  - наибольший изгибающий момент от расчетных нагрузок;

$h_0$  - расстояние от сжатого края сечения стены до оси анкера (расчетная высота сечения).

6.62. Кладка стен под карнизами проверяется на внецентренное сжатие. При отсутствии анкеров, а также при наличии анкеров в сечении на уровне их заделки, эксцентриситеты более 0,7у не допускаются.

Во всех случаях должны быть проверены расчетом все узлы передачи усилий (места заделки анкеров, анкерных балок и т.п.).

6.63. Парапеты следует рассчитывать в нижнем сечении на внецентренное сжатие при действии нагрузок от собственного веса и расчетной ветровой нагрузки, принимаемой с аэродинамическим коэффициентом 1,4. При отсутствии анкеров эксцентриситеты более 0,7у не допускаются.

6.64. Нагрузки, повышающие устойчивость карнизов и парапетов, принимаются с коэффициентом 0,9.

## Фундаменты и стены подвалов

6.65. Фундаменты, стены подвалов и цоколи следует преимущественно проектировать сборными из крупных бетонных блоков. Допускается также применение мелких бетонных блоков и камней, природных камней правильной и неправильной формы, монолитного бетона и бутобетона, хорошо обожженного глиняного кирпича пластического прессования. Расчетные сопротивления кладки ленточных фундаментов и стен подвалов, выполняемых из крупных бетонных блоков, принимаются по п. 3.3.

При расчете стены подвала или фундаментной стены в случае, когда толщина ее меньше толщины стены, расположенной непосредственно над ней, следует учитывать случайный эксцентриситет  $e=4$  см, величина этого эксцентриситета должна суммироваться с величиной эксцентриситета, равнодействующей продольных сил. Толщина стены первого этажа не должна превышать толщину фундаментной стены более чем на 20 см. Участок стены первого этажа, расположенный непосредственно над обрезами, должен быть армирован сетками (см. п. 6.34).

6.66. Переход от одной глубины заложения фундамента к другой следует производить уступами. При плотных грунтах отношение высоты уступа к его длине должно быть не более 1:1 и высота уступа не более 1 м. При неплотных грунтах отношение высоты уступа к его длине должно быть не более 1:2 и высота уступа не более 0,5 м.

Уширение бутобетонных и бутовых фундаментов к подошве производится уступами. Высота уступа принимается для бутобетона не менее 30 см, а для бутовой кладки - в два ряда кладки (35-60 см). Минимальные отношения высоты уступов к их ширине для бутобетонных и бутовых фундаментов должны быть не менее указанных в табл. 31.

Таблица 31

Классы бетона	Марка раствора	Давление на грунт при расчетной нагрузке, МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	
		$\sigma < 0,2(2,0)$	$\sigma > 0,25(2,5)$
B3,5 - B7,5	50 - 100	1,25	1,5
B1 - B2	10 - 25	1,5	1,75
-	4	1,75	2

*Примечание* Проверка уступов на изгиб и срез не требуется

6.67. В фундаментах и стенах подвалов.

а) из бутобетона толщина стен принимается не менее 35 см и размеры сечения столбов не менее 40 см,

б) из бутовой кладки толщина стен принимается не менее 50 см и размеры сечения столбов не менее 60 см.

6.68. Наружные стены подвалов должны быть рассчитаны с учетом бокового давления грунта и нагрузки, находящейся на поверхности земли. При отсутствии специальных требований нормативную нагрузку на поверхности земли следует принимать равной 1000 кг/м<sup>2</sup>. Стены подвалов следует рассчитывать как балки с двумя неподвижными шарнирными опорами.

### Тонкостенные сводчатые покрытия

6.69. Тонкостенные сводчатые покрытия следует проектировать в виде сводов двойкой кривизны.

Для кладки сводов двойкой кривизны следует применять:

а) кирпич глиняный (полнотелый и пустотелый) или силикатный марки не ниже 75 при пролете сводов до 18 м и не ниже 100 при больших пролетах;

б) камни из тяжелого бетона, бетона на пористых заполнителях, автоклавного цементного ячеистого бетона, а также природные камни марки не ниже 50.

*Примечание* При пролете сводов до 12 м допускается применение природных камней марки не ниже 25, при этом толщина сводов должна быть не менее 9 см.

6.70. Для кладки сводов двойкой кривизны, включая их пяты, а также верхние участки стен в пределах 6-7 рядов кладки ниже уровня примыкания свода, следует применять растворы марки не ниже 50.

6.71. Расчет сводов двойкой кривизны должен производиться на внецентренное сжатие по условной расчетной схеме как плоских двухшарнирных арок. Рассчитывается одна волна сводчатого покрытия в сечениях с максимальными изгибающими моментами.

Расчетные сопротивления кладки сводов толщиной в 1/4 кирпича должны приниматься по п. 3.1 с коэффициентом 1,25.

6.72. Величина эксцентриситета приложения нормальной силы в поперечных сечениях сводов и в верхних частях стен при основных сочетаниях нагрузок не должна превышать 0,7 $l$ , где  $l$  - расстояние от оси поперечного сечения свода или стены до края сечения в сторону эксцентриситета. В сводах с затяжками, для уменьшения расчетного изгибающего момента от внецентренного расположения затяжек, должны устраиваться выносные пяты с внутренней стороны стен.

6.73. Расчетные изгибающие моменты, вызываемые удлинением затяжек, обжатием свода и смещением пят, следует учитывать только от нагрузок, действующих на свод после его раскружаливания (вес утеплителя, кровли, фонарей, снеговой нагрузки и т. п.).

6.74. Модуль деформаций кладки сводов при определении усилий в затяжках следует принимать по формуле (7).

### Конструктивные требования к армированной кладке

6.75. Сетчатое армирование горизонтальных швов кладки допускается применять только в случаях, когда повышение марок кирпича, камней и растворов не обеспечивает требуемой прочности кладки и площадь поперечного сечения элемента не может быть увеличена.

Количество сетчатой арматуры, учитываемой в расчете столбов и простенков, должно составлять не менее 0,1% объема кладки (см. п. 4.30).

6.76. Арматурные сетки следует укладывать не реже, чем через пять рядов кирпичной кладки из обыкновенного кирпича, через четыре ряда кладки из утолщенного кирпича и через три ряда кладки из керамических камней.

6.77. Диаметр сетчатой арматуры должен быть не менее 3 мм.

Диаметр арматуры в горизонтальных швах кладки должен быть не более: при пересечении арматуры в швах - 6 мм;

без пересечения арматуры в швах -

8 мм.

Расстояние между стержнями сетки должно быть не более 12 и не менее 3 см.

Швы кладки армокаменных конструкций должны иметь толщину, превышающую диаметр арматуры не менее чем на 4 мм.

6.78. Продольное армирование каменных конструкций применяется для восприятия растягивающих усилий во внецентренно сжатых (при больших эксцентриситетах), и изгибаемых элементах, для повышения прочности и устойчивости тонких стен при  $\frac{l_n}{n} \geq 15$ ,

для обеспечения монолитности и устойчивости отдельных частей и всего сооружения в целом.

6.79. При продольном армировании каменных конструкций арматура укладывается снаружи под слоем цементного раствора или в штрабе кладки с заполнением штрабы цементным раствором.

6.80. Количество арматуры, учитываемой при расчете столбов и простенков, должно составлять не менее % : сжатой продольной арматуры ....0,1  
растянутой продольной арматуры ....0,05.

6.81. Каменная кладка, усиленная железобетоном (комплексные конструкции) работающим совместно с кладкой, применяется в тех случаях, что и кладка с продольным армированием (см. п. 6.78.), а также для значительного увеличения несущей способности при центральном и внецентренном сжатии.

6.82. Для комплексных конструкций применяется бетон класса не выше В12,5. Площадь сечения всей продольной арматуры должна составлять не более 1,5% площади сечения бетона.

6.83. Несущая способность существующих каменных конструкций при реконструкции зданий, надстройке или при наличии дефектов в кладке может быть повышена включением кладки в обойму. Применяются обоймы: стальные, железобетонные и армированные штукатурные.

6.84. Стальная обойма состоит из

вертикальных уголков, устанавливаемых на растворе по углам усиливаемого элемента, и хомутов из полосовой стали или круглых стержней, приваренных к уголкам. Расстояния между хомутами должны быть не менее меньшей высоты сечения усиливаемого элемента и не более 50 см. Стальная обойма должна быть защищена от коррозии слоем цементного раствора толщиной 25-30 мм.

Для надежного сцепления с раствором стальные уголки и полосовая сталь закрываются металлической сеткой.

6.85. Железобетонная обойма выполняется из бетона классов В12,5 - В15 с армированием вертикальными стержнями и сварными хомутами. Расстояние между хомутами должно быть не более 15 см. Толщина обоймы назначается по расчету и принимается от 6 до 10 см.

6.86. Обойма из раствора армируется аналогично железобетонной но вместо бетона арматура покрывается слоем цементного раствора марки 50 - 100.

### Деформационные швы

6.87. Температурно-усадочные швы в стенах каменных зданий должны устраиваться в местах возможной концентрации температурных и усадочных деформаций, которые могут вызвать недопустимые по условиям эксплуатации разрывы кладки, трещины, перекосы и сдвиги кладки по швам (по концам протяженных армированных и стальных включений, а также в местах значительного ослабления стен отверстиями или проемами). Расстояния между температурно-усадочными швами должны устанавливаться расчетом.

6.88. Максимальные расстояния между температурно-усадочными швами, которые допускается принимать для неармированных наружных стен без расчета:

а) для надземных каменных и крупноблочных стен отапливаемых зданий при длине армированных бетонных и стальных включений (перемычки, бал-

ки и т. п.) не более 3,5 м и ширине простенков не менее 0,8 м - по табл. 32;

при длине включений более 3,5 м участки кладки по концам включений должны проверяться расчетом по прочности и раскрытию трещин;

б) то же, для стен из бутобетона - по табл. 32 как для кладки из бетонных камней на растворах марки 50 с коэффициентом 0,5;

в) то же, для многослойных стен - по табл. 32 для материала основного конструктивного слоя стен;

г) для стен неотапливаемых каменных зданий и сооружений для условий, указанных в п. «а» - по табл. 32 с умножением на коэффициенты:

для закрытых зданий и сооружений - 0,7;

для открытых сооружений - 0,6;

д) для каменных и крупноблочных стен подземных сооружений и фундаментов зданий, расположенных в зоне сезонного промерзания грунта - по табл. 32, с увеличением в два раза; для стен, расположенных ниже границы сезонного промерзания грунта, а также в зоне вечной мерзлоты - без ограничения длины.

6.89. Деформационные швы в стенах, связанных с железобетонными или стальными конструкциями, должны совпадать со швами в этих конструкциях. При необходимости, в зависимости от конструктивной схемы зданий в кладке стен следует предусматривать дополнительные температурные швы без разрезки швами в этих местах железобетонных или стальных конструкций.

6.90. Осадочные швы в стенах должны быть предусмотрены во всех случаях, когда возможна неравномерная осадка основания здания или сооружения.

6.91. Деформационные и осадочные швы следует проектировать со шпунтом или четвертью заполненными упругими прокладками, исключающими возможность продувания швов.

Таблица 32

Средняя температура наружного воздуха наиболее холодной пятидневки	Расстояние между температурными швами, м. при кладке			
	из глиняного кирпича, керамических и природных камней, крупных блоков из бетона или глиняного кирпича		из силикатного кирпича, бетонных камней, крупных блоков из силикатного бетона и силикатного кирпича	
	на растворах марок			
	50 и более	25 и менее	50 и более	25 и менее
Минус 30°C	70	90	50	60
Минус 20°C и выше	100	120	70	80

Примечания: 1. Для промежуточных значений расчетных температур расстояния между температурными швами допускается определять интерполяцией.  
2. Расстояния между температурно-усадочными швами крупнопанельных зданий из кирпичных панелей назначаются в соответствии с инструкцией по проектированию конструкций крупнопанельных жилых домов.

## 7. УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ КОНСТРУКЦИЙ, ВОЗВОДИМЫХ В ЗИМНЕЕ ВРЕМЯ

7.1. Способ кладки, применяемый для возведения зданий и сооружений в зимнее время при отрицательных температурах должен обосновываться предварительными технико-экономическими расчетами, обеспечивающими оптимальные показатели стоимости, трудоемкости, расхода цемента, электроэнергии, топлива и т. п. Принятый способ зимней кладки должен обеспечивать прочность и устойчивость конструкций как в период их возведения, так и последующей эксплуатации. Выполнение зимней кладки из кирпича, камней правильной формы и крупных блоков следует предусматривать одним из следующих способов:

а) на растворах не ниже марки 50 с противоморозными химическими добавками, не вызывающими коррозии материалов кладки (поташ, нитрит натрия, смешанные добавки, комплексные добавки НКМ) твердеющих на морозе без обогрева

б) способом замораживания на обыкновенных растворах не ниже марки 10 без химических добавок. При этом элементы конструкций должны иметь достаточную прочность и устойчивость

как в период их первого оттаивания (при наименьшей прочности свежееоттаявшего раствора), так и в последующий период эксплуатации зданий. Высота каменных конструкций возводимых способом замораживания определяется расчетом, но не должна превышать 15 м и четырех этажей. Допускается выполнение способом замораживания фундаментов малоэтажных зданий (до трех этажей включительно) из пористого камня, укладываемого «в распор» со стенками траншей на растворах марки не ниже 25,

в) способом замораживания на обыкновенных растворах не ниже марки 50 без химических добавок с обогревом возводимых конструкций в течение времени, за которое кладка достигает несущей способности, достаточной для нагружения вышележащими конструкциями зданий.

7.2. Расчетные сопротивления сжатию кладки, выполнявшейся на растворах с противоморозными химическими добавками, принимаются:

равными расчетным сопротивлениям летней кладки, приведенным в табл. 2-8, если каменная кладка будет выполняться при среднесуточной температуре наружного воздуха до минус 15°C и с понижающим коэффициентом 0,9, если кладка будет выполняться при температуре ниже минус 15°C.

7.3. Расчетные сопротивления сжатия кладки, выполнявшейся способом замораживания и способом замораживания с обогревом: возведенных конструкций, на растворах без противоморозных добавок в законченном здании, после оттаивания и твердения раствора при положительных температурах, следует принимать по табл. 2-8 с понижающими коэффициентами:

для кирпичной и каменной кладки при среднесуточной температуре наружного воздуха при которой выполнялась кладка, до минус 15° С - 0,9 и до минус 30° С - 0,8, для кладки из крупных блоков расчетные сопротивления не снижаются.

7.4. Мероприятия, обеспечивающие необходимую конечную прочность зимней кладки (повышение марок растворов, применение кирпича и каменной повышенной прочности, или в отдельных случаях, применение сетчатого армирования) должны быть указаны на рабочих чертежах. При кладке, выполняемой на растворах с химическими добавками (п. 7.2), указанные мероприятия применяются для элементов кладки, несущая способность которых используется более чем на 90 %. При кладке, выполняемой способом замораживания (п. 7.3) для элементов, несущая способность которых используется более чем на 70 %.

7.5. При кладке на растворах с противоморозными добавками, не вызывающими коррозии арматуры, коэффициенты условий работы  $\gamma_{cl}$  и  $\gamma_{cst}$ , приведенные в табл. 33, не учитываются. При кладке способом замораживания или способом замораживания с искусственным обогревом возведенных конструкций следует учитывать влияние пониженного сцепления раствора с камнем и арматурой введением в расчетные формулы коэффициентов условий работы  $\gamma_{cl}$  и  $\gamma_{cst}$ .

7.6. В рабочих чертежах зданий повышенной этажности (9 этажей и более), возводимых зимой на растворах с противоморозными химическими добавками, следует указывать требуемые

промежуточные прочностные характеристики раствора на этажах для различных стадий готовности здания.

7.7. Расчет несущей способности конструкций, возводимых способом замораживания на обыкновенных растворах (без противоморозных добавок), должен производиться: в стадии оттаивания при расчетной прочности оттаивающего раствора 0,2 МПа (2 кгс/см<sup>2</sup>) при растворе на портландцементе и толщине стен и столбов 38 см и более; при нулевой прочности оттаивающего раствора и растворе на шлакопортландцементе или пуццолановом цементе независимо от толщины стен и столбов, а также при растворе на портландцементе, если толщина стен и столбов менее 38 см.

При расчете в стадии оттаивания должно учитываться влияние пониженного сцепления раствора с камнем и арматурой введением в расчетные формулы дополнительных коэффициентов условий работы  $\gamma_{cl}$  и  $\gamma_{cst}$ , приведенных в табл. 33.

Таблица 33

Вид напряженного состояния зимней кладки	Коэффициенты условий работы	
	кладки $\gamma_{cl}$	сетчатой арматуры $\gamma_{cst}$
1. Сжатие отвердевшей (после оттаивания) кладки из кирпича	1,0	-
2. То же, бутовой кладки из постепенного камня	0,8	-
3. Растяжение, изгиб, срез отвердевшей кладки всех видов по растворным швам	0,5	-
4. Сжатие кладки с сетчатым армированием, возводимой способом замораживания в стадии оттаивания	-	0,5
5. То же, отвердевшей (после оттаивания)	-	0,7
То же, возводимой на растворах с противоморозными добавками при твердении на морозе и прочностю раствора не менее 1,5 МПа (15 кгс/см <sup>2</sup> ) в момент оттаивания	-	1,0

7.8. Прочность зимней кладки, выполняемой способом замораживания с обогревом, должна определяться расчетом с учетом упрочнения, достигнутого раствором в пределах всего или части сечения.

Отогревание конструкций допускается только после проверки расчетом их достаточной несущей способности в период искусственного оттаивания кладки.

7.9. Участки кладки, выполняемой способом замораживания (столбы, простенки), в которых расчетом были выявлены перенапряжения в стадии оттаивания, необходимо усиливать установкой временных стоек на клиньях на период оттаивания и последующего твердения кладки.

7.10. Возведение кладки на обыкновенных растворах способом замораживания не допускается для конструкций:

- а) из бутобетона и рваного бута;
- б) подвергающихся в стадии оттаивания вибрации или значительным динамическим нагрузкам;
- в) подвергающихся в стадии оттаивания поперечным нагрузкам, величина которых превышает 10 % от продольных;
- г) с эксцентриситетами в стадии оттаивания, превышающими 0,25у для конструкций, не имеющих верхней опоры, и 0,7у при наличии верхней опоры;
- д) с отношением высот стен (столбов) к их толщинам, превышающим в стадии оттаивания значения  $\beta$ , установленные для кладок IV группы (см. пп. 6.17-6.19).

Для конструкций, не имеющих верхней опоры (см. п. 6.20), предельные отношения следует уменьшать в два раза и принимать не менее  $\beta=6$ . В случаях превышения предельно допускаемой гибкости конструкции при их возведении следует усилить временными креплениями, обеспечивающими их устойчивость в период оттаивания.

7.11. В качестве противоморозной добавки к растворам допускается применять только нитрит натрия:

а) при возведении влажных цехов, бань, прачечных и других помещений с повышенной влажностью воздуха, определяемой в соответствии с главой КМК по строительной теплотехнике, а также помещений с температурой воздуха выше 40°C.

б) при возведении конструкций, расположенных в зоне переменного уровня воды и под водой, не имеющих гидроизоляции.

7.12. Не допускается непосредственный контакт растворов с добавками нитрита натрия, поташа, НКМ, ННХКМ с оцинкованными и алюминиевыми закладными частями без сварительной защиты их протекторными покрытиями.

7.13. Растворы с добавками поташа не допускается применять в стенах из силикатного кирпича марки ниже 100 и морозостойкостью ниже F25.

7.14. При проектировании каменных стен с облицовками из плит, устанавливаемых одновременно с кладкой в зимних условиях, необходимо учитывать различную деформативность облицовочных слоев и кладки стен и в проекте указывать мероприятия, исключющие возможность образования трещин и отслоений облицовки от основной кладки стен.

7.15. В рабочих чертежах зданий или сооружений, каменные конструкции которых будут возводиться способом замораживания, дополнительно к мероприятиям, приведенным в п. 7.4, необходимо указывать:

а) предельные высоты стен, которые могут быть допущены в период оттаивания раствора;

б) в необходимых случаях временные крепления конструкций, устанавливаемые до возведения вышележащих этажей, на период их оттаивания и твердения раствора кладки.



## ПРИЛОЖЕНИЕ

ТРЕБОВАНИЯ К РАБОЧИМ ЧЕРТЕЖАМ КАМЕННЫХ  
И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В рабочих чертежах должны быть указаны:

а) вид кирпича, камней, облицовочных материалов и бетонов, применяемых для кладки, а также для изготовления панелей и крупных блоков с указанием соответствующих ГОСТов, РСТ или технических условий и их проектные марки или классы по прочности и морозостойкости; для бетона на пористых заполнителях, ячеистого и поризованного указывается также плотность;

б) проектные марки растворов и вид вяжущего для кладки монтажных швов, а также изготовления панелей и крупных блоков при производстве работ как в летнее, так и в зимнее время;

в) классы и марки арматуры, полосоной и фасонной стали;

г) конструкции стен, система перевязки швов, а при облегченной кладке вид и толщина утеплителя;

д) для кладки, выполняемой при отрицательных температурах - способ кладки и дополнительные мероприятия,

обеспечивающие прочность и устойчивость зимней кладки в период ее возведения и последующей эксплуатации (см. разд. 7).

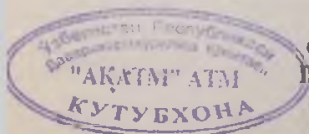
Чертежи, по которым может осуществляться кладка при отрицательных температурах, должны иметь надпись о произведенной проверке прочности конструкций и возможности ее возведения в зимних условиях;

е) требования о систематическом контроле на строительстве прочности кирпича (камня) и раствора для конструкций, расчетная несущая способность которых используется более чем на 80 %. Эти конструкции должны быть отмечены на рабочих чертежах;

ж) в необходимых случаях, указания о последовательности производства работ, установке временных креплений и выполнении других мероприятий, обеспечивающих прочность и устойчивость конструкций при их возведении, о прочности растворов в процентах от проектной марки, при которой может быть допущено нагружение кладки.

## СОДЕРЖАНИЕ

1. Общие положения . . . . .	55
2. Материалы . . . . .	56
3. Расчетные характеристики . . . . .	57
Расчетные сопротивления . . . . .	57
4. Расчет элементов конструкций по предельным состояниям первой группы (по несущей способности) . . . . .	67
Каменные конструкции . . . . .	67
Центрально-сжатые элементы . . . . .	67
Внецентренно сжатые элементы . . . . .	69
Косое внецентренное сжатие . . . . .	70
Смятие (местное сжатие) . . . . .	71
Изгибаемые элементы . . . . .	74
Центрально-растянутые элементы . . . . .	74
Срез . . . . .	74
Многослойные стены (стены облегченной кладки и стены с облицовками) . . . . .	75
Армокаменные конструкции . . . . .	77
Элементы с сетчатым армированием . . . . .	77
Элементы с продольным армированием . . . . .	78
Каменная кладка, усиленная железобетоном (комплексные конструкции) . . . . .	79
Элементы, усиленные обоями . . . . .	81
5. Расчет элементов конструкций по предельным состояниям второй группы (по образованию и раскрытию трещин и по деформациям) . . . . .	82
6. Указания по проектированию конструкций . . . . .	84
Общие указания . . . . .	84
Допустимые отношения высот стен и столбов к их толщинам . . . . .	89
Стены из панелей и крупных блоков . . . . .	90
Многослойные стены (стены облегченной кладки и стены с облицовками) . . . . .	91
Анкеровка стен и столбов . . . . .	92
Опирающие элементы конструкций на кладку . . . . .	93
Расчет узлов опирания элементов на кирпичную кладку . . . . .	93
Перекрытия и висячие стены . . . . .	95
Карнизы и парапеты . . . . .	97
Фундаменты и стены подвалов . . . . .	98
Тонкостенные сводчатые покрытия . . . . .	99
Конструктивные требования к армированной кладке . . . . .	100
Деформационные швы . . . . .	101
7. Указания по проектированию конструкций, возводимых в зимнее время . . . . .	102
Приложение. Требования к рабочим чертежам каменных и армокаменных конструкций . . . . .	105



Отзывы и предложения просим направлять в  
Поскомархитектстрой Республики Узбекистан  
(700011, г. Ташкент, ул. Абза, 6)