

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ БІЛІМ ЖӘНЕ ҒЫЛЫМ
МИНИСТРЛІГІ

Ш.Есенов атындағы Каспий мемлекеттік технологиялар және
инжиниринг университеті

«Құрылыс» кафедрасы

Р.Т.Бржанов

Құрылыс конструкциялары – 2

пәнінен

5В072900- «Құрылыс» мамандығы бойынша

Оқулық

2012 ж.

ӘОЖ 624.0(075.8)

КБЖ 38.5я73

Қ 77

Пікір берушілер: Кенжетаев Г.Ж. – т.ғ.д., профессор, Ш.Есенов атындағы КМТЖИУ, Ақтау қ.

Кулманова.Н.К. - т.ғ.д., профессор,

Н.А.Гончаров атындағы ҚазККА, Алматы қ.

Кудерин М.К. - т.ғ.д., профессор,

С.Торайғыров атындағы ПМУ, Павлодар қ.

Қ 77 "Құрылыс конструкциялары – 2". Оқулық. Құраст. Р.Т. Бржанов — Ақтау: Ш. Есенов атындағы КМТЖИУ, 2012 ж. - 176 б.

ISBN 978-601-7349-00-4

"Құрылыс конструкциялары – 2" оқулығы оқу жоспарына және типтік бағдарламасына сәйкес құрастырылған және пән бойынша сабақтарды өткізуге арналған барлық қажетті мәліметтер келтірілген. Әр түрлі материалдардың физика-механикалық қасиеттері және есеп әдістері, конструкциялардың сыртқы жүк пен жүктемелерге қарсыласуы қарастырылған. Әрбір дәріс бақылау сұрақтарымен аяқталады.

ӘОЖ 624.0(075.8)

КБЖ 38.5я73

Қазақстан республикасының білім және ғылым министрлігінің «Құрылыс және сәулет» оқу әдістемелік кеңесі шешімімен баспаға ұсынылған (« 20 » мамыр 2011 ж., хаттама № 3)

Ш. Есенов атындағы КМТЖИУ әдістемелік кеңесі шешімімен баспаға ұсынылған.

© Ш.Есенов атындағы КМТЖИУ, 2012ж.

МАЗМҰНЫ

1 Дәріс	Болат және алюминий қорытпалары бұйымдардың сортаменті	8
	1.1. Сортамент	8
	1.2. Болат қаңылтырлар	9
	1.3. Болат профильдері	9
	1.4. Алюминий қорытпалардың профильдері	11
2 Дәріс	Металл конструкциялардың қосылыстары	13
	2.1. Жалпы сипаттама	13
	2.2. Дәнекерленген қосылыстар	14
	2.3. Дәнекерленген жіктердің есебі	17
	2.4. Дәнекерленген қосылыстардың түрлері	18
	2.5. Конструктивтік талаптар	18
3 Дәріс	Болтты және тойтарма шегелі қосылыстар	20
	3.1. Болтты қосылыстар	20
	3.2. Тойтарма шегелі қосылыстар	23
	3.3. Болтты және тойтарма шегелі қосылыстардың жұмысы мен оларды есептеу	25
4 Дәріс	Арқалықтар және арқалықты конструкциялар	28
	4.1. Арқалықтар	28
	4.2. Арқалықтың конструкциялары	29
	4.3. Арқалықтарға күшсалмақтарды жинастыру	30
	4.4. Болат төсемің есептеу	30
	4.5. Прокатты арқалықтыр	32
5 Дәріс	Құрастырмалы арқалықтардың қимасын таңдау	36
	5.1. Арқалықтың биіктігі	
	5.2. Қабырға қалыңдығы	
	5.3. Белдеудің өлшемдері	39
	5.4. Арқалықтың қимасын таңдау	40

6 Дәріс	Ортасынан сығылған ұстындар	
	6.1. Жалпы сипаттамалары	43
	6.2. Тұтас ұстындар	44
	6.3. Тұтас ұстындардың қимасын таңдау	45
	6.4. Салалы ұстындар	48
	6.5. Салалы ұстындардың қимасын таңдау	49
7 Дәріс	Арқалықтардың ұстындармен жалғасу түрлері. Ұстындардың бастылығының және негіздіктерінің конструкциясы	52
	7.1. Жалғасулардың түрлері	52
	7.2. Ұстындар бастылығың есептеу және жобалау	53
	7.3. Негіздіктердің түрлері мен конструктивтік ерекшеліктері	55
	7.4. Траверсалы негіздіктерді есептеу және жобалау	58
8 Дәріс	Сығылған темірбетон элементтер	60
	8.1. Сығылған элементтер туралы жалпы түсінік.	60
	8.2. Сығылған элементтердің конетруктивтік ерекшеліктері.	63
	8.3. Ортадан сығылған элементтерді есептеу.	64
	8.4. Ортадан тыс сығылған элементтерді есептеу.	69
	8.5. Ортадан тыс сығылған элементтерді есептеу ерекшеліктері.	72
9 Дәріс	Созылған темірбетон элементтер	79
	9.1. Созылған элементтердің конструктивтік ерекшеліктері.	79
	9.2. Ортадан созылған элементтерді есептеу.	80
	9.3. Ортадан тыс созылған элементтерді есептеу.	81
10 Дәріс	Темірбетон конструкцияларының элементтерін шектік күйлерінің екінші тобы бойынша есептеу	84
	10.1. Жалпы мәліметтер	85

	10.2. Шектік күйлерінің екінші тобы бойынша есептеулерде қолданылатын негізгі алғы шарттар.	86
	10.3. ТБҚ элементтің келтірілген қимасы	88
	10.4. Темірбетон элементтерді олардың ұзына бойлық осіне тік жарықшақтардың пайда болуы бойынша есептеу.	90
	10.5. Темірбетон элементтерді олардың ұзынбойлық осіне көлбеу жарықшақтардың пайда болуы бойынша есептеу.	92
	10.6. Темірбетон элементтерін жарықшақтардың ашылуы бойынша есептеу.	94
	10.6.1. φ_b, φ_s - коэффициентер	94
	10.6.2. Темірбетон элементтерін тік жарықшақтардың ашылуы бойынша есептеу	98
	10.6.3. Темірбетон элементтерін көлбеу жарықшақтардың ашылуы бойынша есептеу	100
	10.6.4. Темірбетон элементтерін жарықшақтардың жабылуы бойынша есептеу.	100
	10.7. Темірбетон конструкцияларын деформациялар бойынша есептеу	101
	10.7.1. Созылған аймағында жарықшақтары жоқ темірбетон элементтердің иілуі.	102
	10.7.2. Созылған аймағында жарықшақтары бар темірбетон элементтердің иілуі.	104
11 Дәріс	Арқалықты плиталы тұтас қырлы қабатаралық жабындар	107
	11. 1. Тұтас қырлы қабатаралық жабынды үйлестіру.	107
	11.2. Тұтас қырлы қабатаралық жабындардың арқалықты плитасын есептеу.	109
	11.3. Қосалқы арқалықты есептеу және арматуралау.	114
	11.4. Бас арқалықты есептеу және арматуралау.	114

12 Дәріс	Контур бойынша тірелген плиталы тұтас қырлы қабатаралық жабындар	117
	12.1. Конструктивтік жүйесін үйлестіру.	117
	12.2. Плитаны арматуралау.	117
	12.3. Контур бойынша тірелген плитаны есептеу	118
13 Дәріс	Темірбетон конструкцияларын жобалаудың жалпы принциптері	124
	13.1. Деформациялық жіктер	124
	13.2. Темірбетон конструкцияларын жобалағанда біркелкі типке келтіру және үйлестіру негіздері	125
	13.3. Ғимараттардың құрастырмалы темірбетон конструкцияларына қойылатын негізгі талаптар	127
	13.4. Ғимараттардың темірбетон конструкцияларына негізгі талаптар қойылады	127
	13.5.Қорытынды	131
14 Дәріс	Жайпақ жабындардың екі түрі	132
	14.1. Кіріспе	132
	14.2. Кейбір тарихи деректер	135
	14.3. Статикалық анықталған конструкцияларды есептеу	135
	14.4. Статикалық анықталмаған конструкцияларды есептеу	137
	14.5. Темірбетон конструкциялары үшін шектік тепе-теңдік тәсілін қолданудың ерекшеліктері	139
	14.6. Қорытынды	139
15 Дәріс	Құрастырмалы арқалық сияқты панельді жабындар және материалдары	140
	15.1. Жабынның конструкциялық үлгісімен топтастыру	140
	15.2. Қабатаралық жабын плитасын жобалау	141
	15.3. Жабын плитасы	141
	15.4. Плитаны есептеу	142
	15.5. Шеткі жиегімен тірелген екі бағытта жұмыс істейтін жабын плиталарын жобалау	145

	15.6. Шеткі жиегімен тірелген плитаның арқалықтарың есептеу	146
	15.7. Қортынды	147
16 Дәріс	Арқалықтарды жобалау	148
	16.1. Қиылмаған арқалықты есептеу	148
	16.2. Статикалық тәсіл	148
	16.3. Кинематикалық тәсіл	149
	15.4. Иілген моменттерді есептеу	150
	16.5. Арқалықтың аралығындағы арматураларды үнемдеу	150
	Косымшалар	156

Дәріс №1

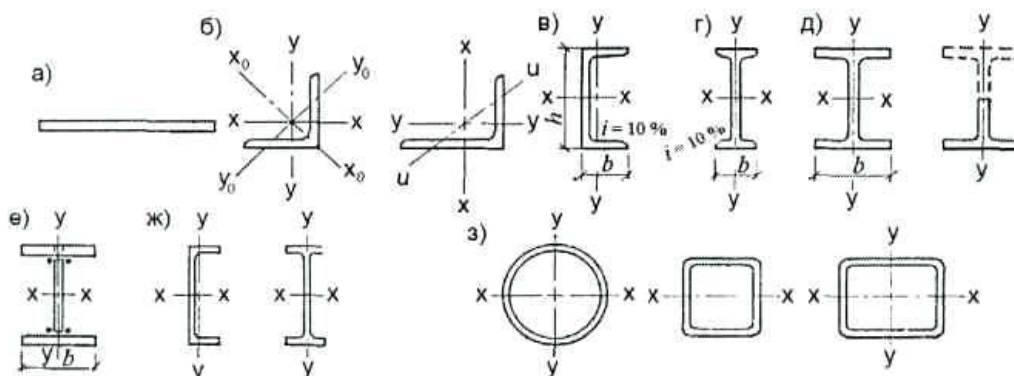
Тақырып: «Болат және алюминий қорытпалары бұйымдардың сортаменті»

- Жоспар: 1.1. Сортамент
1.2. Болат қаңылтырлар
1.3. Болат профильдері
1.4. Алюминий қорытпалардың профильдері

1.1. Сортамент

Металлургия зауытында болат прокатталып шығарылады. Прокатталған болат екі топқа бөлінеді: қаңылтыр болат - қалың, жұқа және әмбебап; филденген болат - бұрыштар, швеллерлер, коставрлар, таврлар, құбырлар және т.б. Дайын прокатты элементтердің бар болуы және олардың механизмдер арқылы өңделуі конструкцияларды индустриялық тәсілмен даярлауға мүмкіндік береді.

Прокаттық филдердің сыртқы сұлбасы, геометриялық сипаттамалары, ұзындық бірлігінің массасы, қамтамасыз ету шарттары мен ауытқулары келтірілген қатар - "сортамент" - деп аталады. Филдер түрлерінің көптігі, бір филді өлшемдерінің әртүрлілігі конструкцияларды тиімді жобалауға және әртүрлі конструктивтік сұлба құруға мүмкіндік береді, 1 сурет.



Сурет 1. Прокатты профильдердің негізгі түрлері

1.2. Болат қаңылтырлар

Болат қаңылтырлар құрылыста көп қолданылады, олардың келесі түрлері бар:

Қалың болат қаңылтырлар. Бұлардың қалыңдығы 4-тен 160мм дейін; ені 600-ден 3800мм. Ыстықтай тартылған қаңылтыр ұзындығы 6-12м, қалыңдығы 160мм; қалыңдығы 1,2 ден 12мм дейін, ені 500-2200мм дейін орама түрінде шығарылады.

Қалың болат қаңылтыр, қаңылтыр конструкцияларда, бүтін жүйелі элементтерде (арқалықтарда, ұстындарда, рамаларда және т.б.) көбірек пайдаланылады.

Қалыңдығы 4мм дейін жұқа болат қаңылтырлар суықтай және ыстықтай тартылып прокаттанылады. Суықтай тартылған болат (МЕСТ 19904-74); ыстықтай тартылған болаттан (МЕСТ 19903-74) көп қымбат. Жұқа болат қаңылтыр төбе жабындары үшін жұқа қабырғалы майыстырылған профилдерді дайындауға пайдаланылады. Суықтай тартылған цинкпен апталған оралған болаттар профилденген төсеніштер даярлау үшін қолданылады.

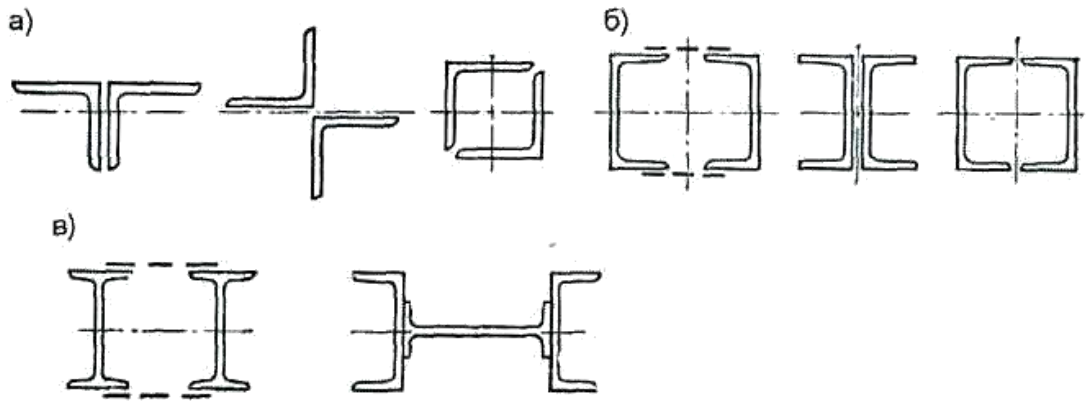
Кең белдеулі әмбебап болат (МЕСТ 8200-70) төрт біліктермен прокатталатын болғандықтан шеттері тегіс болып шығады. Бұндай болаттардың: қалыңдығы 6-дан 60 мм, ені 200-ден 1050 мм дейін, ұзындығы 5-тен 12м дейін. Кең белдеулі болаттарды пайдалану конструкцияларды даярлау кезінде еңбек шығынын азайтады.

1.3. Болат профильдері

Бұрышты профильдер тең қабырғалы (МЕСТ 8509 - 72) және қабырғалары тең емес (МЕСТ 8510 - 72) етіп прокатталады.

Бұрыштар жеңіл конструкцияларда көбірек пайдаланылады. Тиімді түрлері - жұқа бұрыштар, 2 сурет.

Швеллер қималарының геометриялық сипаттамалары олардың нөмірлерімен анықталады. Олардың нөмірлері швеллер қабырғасының биіктігіне байланысты № 5-тен № 40-қа дейін (МЕСТ 8240-72). Швеллерлер көп күш қабылдайтын шыбықты конструкцияларда (көпірлер, үлкен аралықты фермалар және т.б.), ұстындарда, байланыстарда және жабын қырларында пайдаланылады.



Сурет 2. Прокатты профильдерден шыбық кималарын үйлестіру

Қоставрлар

Қоставрлар - арқалықтар үшін негізгі профилдер, олар әртүрлі болады, әрқайсысы әр областарда пайдаланылады.

Кәдімгі қоставрлар МЕСТ 8239-89- (1 қосымша), биіктіктеріне сәйкес нөмірленеді, № 10-нан № 60-қа дейін прокатталады.

Қоставрлар илетін элементтерде (арқалықтарды), сапалы ұстындарда және әртүрлі тіреулерде қолданылады.

Кең белдеулі қоставрлы арқалықтар үш түрлі болып прокатталады: қалыптағыдай (Б), кең белдеулі (Ш), ұстын үшін (К).

Жұқа қабырғалы қоставрлар (ТШ 14-2-205-76) және швеллерлер (ТШ 14-2-204-76), бұлар кәдімгі профилдерден 14 - 20%-ға тиімді.

Жұқа қабырғалы профильдер арқалықтар алаңында, қосымша ұстындарда (фахверкаларда), жеңіл төбе жапқыштар мен қабат жапқыштарда пайдаланылады.

Құбырлар

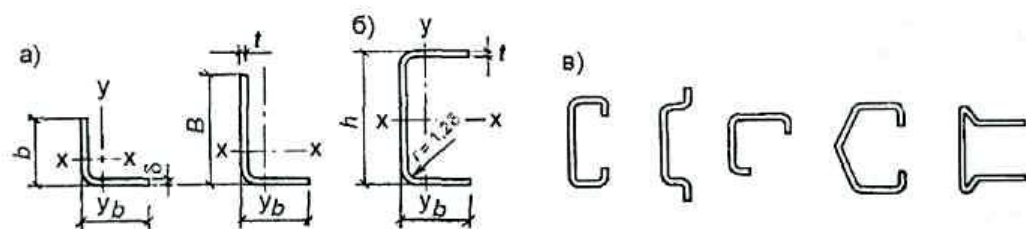
Құрылыста пайдаланылатын құбырлар ыстықтай тартылған (МЕСТ 8732-78), электрдоғамен пісірілген (МЕСТ 10704-76), электрдоғамен пісірілген тік төрт бұрышты және квадрат қималы (ТШ 36-2287-80 және ТШ 14-2-361-79).

Құбырлар радиотеледiңгек конструкцияларында, агрессивтi орта эсер ететiн ғимараттардың жабын конструкцияларында қолданылады.

Төртбұрышты, квадрат құбырлар жеңiл жабындағы фахверктерде, терезе элементтерiндегi құрылыс конструкцияларында қолданылады.

Суықтай майыстырылған профильдер

Суықтай майыстырылған профильдер қалыңдығы 1-ден 8мм-ге дейiнгi жолақ қаңылтырлардан даярланады. Жеке тапсырыстар және металлургия зауыттарының техникалық шарттары бойынша майыстырылған сан алуан профильдер түрiн алуға болады. Жеңiл ғимарат жабын конструкцияларында майыстырылған профильдi қолдану металлды 10%-ға дейiн үнемдеуге мүмкiндiк бередi, 3 сурет.



Сурет 3. Майыстырылған профильдер түрлерi

1.4. Алюминий қорытпалардың профильдерi

Алюминий қорытпалардың профильдерiн келесi тәсiлдер бойынша жасалынады: прокаттау, пресстеу, бұғу.

Алюминий профильдердiң серпiмдi модулі төмендеу болат материалмен салыстырғанда, сондықтан олардың орнықтылығы төмендеу. АI-профильдi стержiндердiң орнықтылығын жоғарлату үшін профильдiң сөресiнiң ұштарында бульба деген элемент жасайды.

Бақылау сұрақтары:

1. Сортамент дегеніміз не?
2. Болат қаңылтырлардың түрлері
3. Швеллерлер
4. Қоставрлар
5. Құбырлар
6. Майыстырылған профильдер
7. Алюминий қорытпалардың профильдері

Ұсынылатын әдебиеттер тізімі

1. Металлические конструкции. Элементы конструкций. Том I. Учебник для студентов вузов, обучающихся по специальности ПГС. / Под ред. В.В. Горева, 2-е издание. - М.: Высшая школа, 2001.-551 с.
2. Металлические конструкции. Учебник для студентов вузов, обучающихся по специальности ПГС. / Под ред. Е.И. Беленя, 6-е издание,.-М.:Стройиздат,1986.-560 с.
3. СНиП-5.04-23.-2002. Нормы проектирования.Строительные конструкции.-Астана, 2003.-118 с.
4. СНиП II-23-81* Стальные конструкции. –М.: Изд-во АСВ, 2001.-35 с.
5. Металлические конструкции. Справочник проектировщика. / Под ред. Н.П. Мельникова, 2-е издание.-М.:Стройиздат, 1980.-776 с.

Дәріс №2

Тақырып: «Металл конструкциялардың қосылыстары»

- Жоспар: 2.1. Жалпы сипаттама
2.2. Дәнекерленген қосылыстар
2.3. Дәнекерленген жіктердің есебі
2.4. Дәнекерленген қосылыстардың түрлері
2.5. Конструктивтік талаптар

2.1. Жалпы сипаттама

Металл конструкциялардың қосылыстары жеке элементтердің бір-бірімен жалғастыру үшін қолданылады. Зауыттарда МК бөлек элементтерден (қаңылтыр болат және прокатты профильдер) дайындайды. Осы элементтерді әртүрлі қосылыстармен бір-біріне қосады. Қосылыстың түрлері келесі факторларға байланысты: конструкцияның түрлеріне, күшсалмақтың түріне және мөлшеріне, элементтердің кернеулік жағдайына, жұмыс жағдайына, дайындау технологиясына және т.б.

МК қазіргі кезде дәнекерленген болтты және тойтарма шегелі қосылыстар қолданылады.

Дәнекерленген қосылыстар – ең көп таралған қосылыстар. МК-дың 90% дәнекерленген болып жасалынады. Дәнекерленген қосылыстар басқа қосылыстарға қарағанда металл шығыны мен уақытты аз талап етеді. Осы қосылыстардың беріктігі жоғары және жіктердің сапасы өте жоғары болады.

Болтты қосылыстар да МК-рында кең қолданылады. Олар монтажды құрастыратын немесе бөлшектенетін конструкцияларда қолданылады. Болтты қосылыстардың артықшылығы: қарапайымдылығы мен қосылыстың сенімділігі; кемшілігі – қосылатын конструкцияларда тесіктерді дайындауына байланысты металлдың шығыны пайда болады; қосылыстағы болт пен тесіктің арасындағы саңылауда ығысу күштер артады. Қазіргі кезде қосылыстарда жоғары берікті болттарды қолдануына байланысты олардың деформациялануын азайтуға болады.

Тойтарма шегелі қосылыстардың қолдануы қазіргі кезде азайтылды, себебі олар жоғарыдағы қосылыстарға қарағанда

қымбат және ең қиыны. Бірақ шегенді қосылыстар өте жоғары сенімділігіне байланысты таңбалары әртүрлі және тербермелі күшсалмақтар әсер ететін жүк ауыр режимде жұмыс істейтін конструкцияларда қолданылып отыр (теміржол көпірлері және т.б.).

2.2. Дәнекерленген қосылыстар

Құрылыс конструкцияларды қосуға негізінен электрдоғалы дәнекерлеуді қолданады. Электрдоғалы дәнекерлеу – қол, жартылай автоматты, автоматты деп бөлінеді.

Электрдоғалы процесс өткен кезде дәнекерленген детальдардың арасында электрдоға пайда болады. Соның себебінен детальдар сұйықты күйге дейін жергілікті қыздырылады және осыдан кейін детальдар бір-біріне қосылады. Пісіріп дәнекерленген металлдың негізгі металлға еңіп кеткен тереңдігін ерітіп дәнекерлену тереңдігі деп атайды (провар).

Автоматты электрдоғалы дәнекерленудің еңбек өнімділігі және қосылыстардың сапасыда жоғары болады. Жартылай автоматты электрдоғалы дәнекерленудің еңбек өнімділігі және қосылыстардың сапасыда төмендеу болады. Ал қол доғалы дәнекерленудің сапасы пісіруші жұмысшының тәжірибесіне байланысты, ал еңбек өнімділігі одан да төмен.

Пісіріп дәнекерленген кезде металлдарға зиянды қоспаларды (оттегі, азот) кіргізуге жол бермеу үшін және дәнекерленуді сапалы жүргізу үшін автоматты және жартылай автоматты дәнекерлеу жұмысын флюс материалдың астында жасайды (сусымалы материал). Ал қол доғалы дәнекерленуді электрод арқылы жасайды. Пісіріп дәнекерленген кезде флюс және электрод материалы еріп шлак және газ пайда болады, олар дәнекерленген жікті қорғап оның сапасын қамтамасыз етеді.

ГОСТ 9467-75 бойынша қол доғалы дәнекерленуде қолданылатын электродтар келесі түрлерге бөлінеді:

- Э38, Э42, Э46, Э50 – беріктік шегі 500 МПа-ға дейінгі көміртекті және аз легирленген болаттарды дәнекерленуге арналған (электродтың түрлерінде көрсетілген сан жік металының беріктік шегін көрсетеді, өлшемі кг/м²);

- Э42А, Э46А, Э50А – жоғарғы аталған болаттардың пластикалық және соққы тұтқырлық қасиеттеріне жоғары қойылғанда қолданылатын талаптар (А-әрібі сера, фосфор қоспалар аз болғандықтан жіктердің жоғары сапасын және электродтың жоғары пластикалық, соққы тұтқырлық қасиеттерін көрсетеді).

- Э70, Э85, Э150 – беріктік шегі 600 МПа-дан жоғары легирленген болаттарды дәнекерленуге арналған

АІ – қорытпаларды дәнекерлеу үшін арнайы электрод және флюстарды қолданады және дәнекерлену жұмысы инертті газ (аргон) ортасында өтеді. Сол кезде ерітілген металлдың тотығуына жол берілмейді және доғада жану процесі жақсы өтеді.

Жетістіктері: қосылыстардың массасы төмен; қосылыстарда әлсірететін элементтер жоқ (мысалы, тесіктер); металлдың экономикасы; еңбекті көп сіңіруді талап етпейді; элементтердің көлденең қимасының ең оптимальді түрін жасауға болады.

Кемшіліктері: дәнекерленген қосылыстарда кернеу топталынады (концентрация), сол себептен төменгі температураның және динамикалық күшсалмақтардың әсерінен қосылыстар мөрт қирауы мүмкін.

Дәнекерлік жіктері

Қосылған элементтердің орналасуына байланысты дәнекерлік жіктердің келесі түрлері белгілі

1) бетпе-бет (тік, қиғаш)

t – қосылған элементтердің ең кіші қалыңдығы

l_{ω} – жіктің есептік ұзындығы

2) бұрыштамалы тік – бұл кезде жіктер күшсалмақтардың әсеріне перпендикулярлы орналасқан;

- шетті – бұл кезде жіктер күшсалмақтардың әсеріне параллельді орналасқан.

3) электршегенді қосылыстар

Жіктерді дайындау орнына байланысты: зауытты жіктер; монтажды жіктер.

Зауытты жіктерді зауыттарда металл конструкцияларын дайындағанда жасайды;

Монтажды жіктерді құрылыс алаңда жасайды.

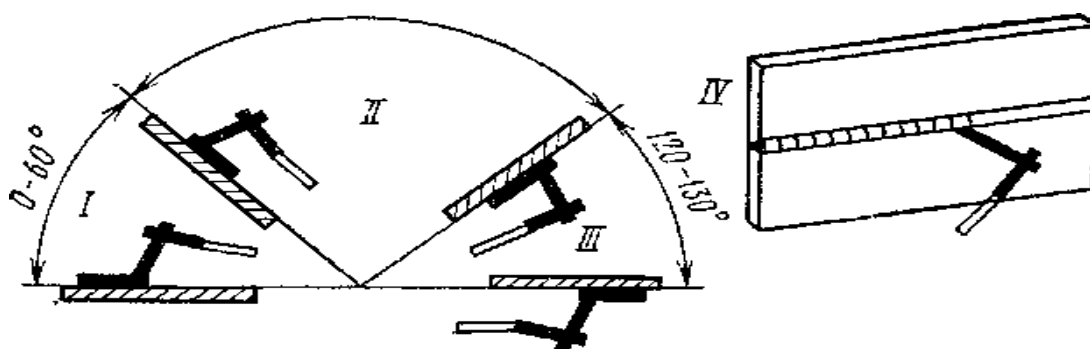
Жіктерді арналуына байланысты:

- жұмысшы (есеп бойынша);
- байланыстырушы (конструктивтік талаптар бойынша).

Жіктерді орналасуына байланысты, 4сурет :

- төменгі (1);
- көлденең (2);
- тік (3);
- төбелік (4).
- жіктердің қырлары қисайтылмаған , егер қосылған детальдың қалыңдығы 8-10мм кем болған жағдайда;
- жіктердің жиектері қисайтылған, егер қосылған детальдың қалыңдығы 8-10мм үлкен болған жағдайда. Бұл кезде $V_{(2)}$; $X_{(3)}$; $U_{(4)}$; $K_{(5)}$ – тәрізді.

Дәнекерленген жіктердің есептік кедергісі 1 кесте бойынша алынады.



Сурет 4. Жіктерді орналасуына байланысы

1.Кесте

Кернеулік күйдің түрлері	Есептік кедергісі
<p>I. Бетпе-бет жіктер бойынша қосылыстар:</p> <p>1) Дәнекерленген кезде сығылуға және иілуге (автоматты, жартылай автоматты, қолды т.б.) аққыштық шегі бойынша уақытша кедергісі бойынша</p>	$R_{\sigma y} = R_y$ $R_{\sigma u} = R_u$
<p>2) Дәнекерленген кезде созылуға және иілуге (автоматты, жартылай автомат-</p>	

ты, қолды) аққыштық шегі бойынша	$R_{oy} = 0,45R_y$
3) Жаншылуға	$R_{os} = R_s$
II. Бұраштама жіктер бойынша қосылыстар Қиылуға металдың жігі бойынша	$R_{of} = 0,55 \frac{R_{omn}}{\gamma_{um}}$ $R_{oz} = 0,45R_{un}$

$R_{omn} \leq 490 \text{ МПа}; \gamma_{om} = 1,25$ (материал бойынша коэффициент);

$R_{omn} > 590 \text{ МПа}; \gamma_{om} = 1,35$;

$$R_{on} = \frac{R_{omn}}{\gamma_{om}}$$

R_{omn} – мөлшерлік кедергісі дәнекерлеу тәсіліне және дәнекерленген материалдың типтеріне;

2.3. Дәнекерленген жіктердің есебі

Бетпе-бет жіктерді ең сенімді МК қосылыстары деп саналады, себебі осы кезде жіктерді кернеудің концентрациясы ең төмен болады. Сол себептен жіктердің ұзындығы бойынша кернеуді бірқалыпты таралған деп қабылдайды.

Ортадан сығылған және созылған кезде есепті келесі формула бойынша жасайды

$$\sigma_{\omega} = \frac{N}{A_{\omega}} = \frac{N}{t \cdot \ell_{\omega}} \leq R_{oy} \cdot \gamma_c \quad (1)$$

мұндағы: t – қосылған элементтердің ең кіші қалыңдығы;

ℓ_{ω} – жіктің есептік ұзындығы;

$$\ell_{\omega} = \ell - 2 \cdot t$$

ℓ – жіктің толық ұзындығы

Жіктер иілу моменттің әсеріне келесі формула бойынша есептелінеді.

$$\sigma_{\omega} = \frac{M}{W_{\omega}} \leq R_{oy} \cdot \gamma_c \quad (2)$$

мұндағы: $W_{\omega} = W_{\omega}^x = \frac{t \cdot \ell_{\omega}^2}{6}$ немесе $W_{\omega} = W_{\omega}^y = \frac{\ell_{\omega} \cdot t^2}{6}$ июші

моменттің қай жазықтықта әсер ететініне байланысты.

Ескерту: Егер қиғаш жіктің бұрышы $\alpha \leq 67^\circ$ кем болған жағдайда, онда бұл жіктер есептелінбейді, себебі жіктің және негізгі металлдың беріктігі бірдей деп саналады.

2.4. Дәнекерленген қосылыстардың түрлері

Бетпе-бет және бұрыштамалы жіктер бойынша дәнекерленген қосылыстардың келесі түрлері болады:

- жапсырмасыз бетпе-бет қосылыстар;
- жапсырмалы төселмелі қосылыстар;
- бұрыштамалы қосылыстар;
- таврлы қосылыстар.

Бетпе-бет қосылыстар ең сенімді және тиімді деп саналады. Жапсырмалы және төселмелі қосылыстардың сенімділігі төмендеу, себебі бұл кезде кернеулердің концентраторлары (топталуы) пайда болады.

Бұрыштамалы және таврлы қосылыстардың жұмыстары біршамалы өтеді.

2.5. Конструктивтік талаптар

Дәнекерленген қосылыстарды мөрт қирауынан сақтап қалу үшін тынық болаттарды қолдану қажет және дәнекерленген процесс өткен кезде кернеудің және деформацияның концентрациясын мүмкіншілік болғанша төмендету керек. Ол үшін келесі талаптарды орындау қажет:

- конструкцияның біржерінде жіктер қиылыспау және топталмау;
- мүмкіншілік болса бұрыштамалы жіктердің орнына бетпе-бет жікті жасау керек;
- мүмкіншілік болса жіктердің санын және ұзындығын ең минимальды жасау керек;
- қиманың қажетті өлшемін өзгертуге жол бермеу, тесік, кесік және басқа да кернеу концентраторларды мүмкіншілік болса жасамау;
- қосылған элементтердің қалыңдығын немесе енін өзгерткен кезде бірқалыпты жасау керек;

- монтажды жіктердің санын мүмкіншілік болғанша минимальды жасау керек.

Бақылау сұрақтары:

1. МК қосылыстардың сипаттамасы
2. Дәнекерленген қосылыстары
3. Дәнекерлік жіктері
4. Дәнекерленген жіктердің есептік кедергісі
5. Дәнекерленген жіктерді ортадан сығылуға және созылуға есептеу
6. Дәнекерленген жіктерді иілу моменттің әсеріне есептеу
7. Дәнекерленген қосылыстардың түрлері
8. Дәнекерленген қосылыстарға арналған конструктивтік талаптар

Ұсынылатын әдебиеттер тізімі

1. Металлические конструкции. Элементы конструкций. Том I. Учебник для студентов вузов, обучающихся по специальности ПГС. / Под ред. В.В. Горева, 2-е издание. - М.: Высшая школа, 2001.-551 с.
2. Металлические конструкции. Учебник для студентов вузов, обучающихся по специальности ПГС. / Под ред. Е.И. Беленя, 6-е издание,.-М.:Стройиздат,1986.-560 с.
3. СНиП-5.04-23.-2002. Нормы проектирования.Строительные конструкции.-Астана, 2003.-118 с.
4. СНиП II-23-81* Стальные конструкции. –М.: Изд-во АСВ, 2001.-35 с.
5. Металлические конструкции. Справочник проектировщика. / Под ред. Н.П. Мельникова, 2-е издание.-М.:Стройиздат, 1980.-776 с.

Дәріс №3

Тақырып: «Болтты және тойтарма шегелі қосылыстар»

- Жоспар: 3.1. Болтты қосылыстар
3.2. Тойтарма шегелі қосылыстар
3.3. Болтты және тойтарма шегелі қосылыстардың жұмысы мен оларды есептеу

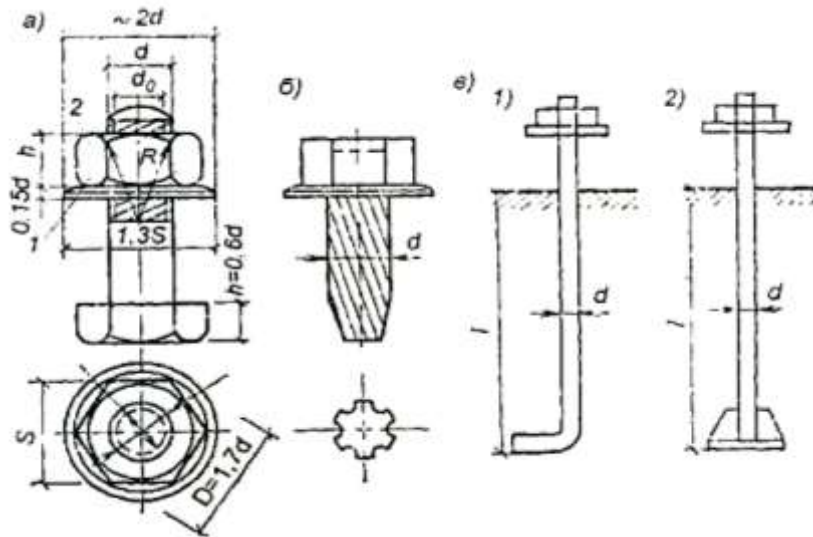
3.1. Болтты қосылыстар

МК-ларды құрастыру үшін пісіріп дәнекерлеумен қатар болттар мен тойтарма шегелер қолданылады. Құрылыстағы МК-ларын монтаждауда болтты қосылыстар кең қолданылады. Өйткені, ол қарапайым (оңай), әрі жұмыста сенімді. Конструкцияларды болтпен біріктіру дәнекерлеуден ерте қолданылған.

Болтты қосылыстардың кемшіліктері:

- металл шығыны көбейеді, себебі жапсырма металл қолданылады;
 - қиманың таза ауданы азаяды, себебі болтты орналастыру үшін негізгі металл тесіледі;
- Құрылыс конструкцияларда қолданылатын болттардың түрлері:
- дәлдігі дөрекі болттар;
 - қалыптағыдай және дәлдігі жоғары болттар;
 - беріктігі аса жоғары болттар;
 - өзі кесетін және қарнақ анкерлік, іргетас болттары;

Конструкцияны қосатын болттар қалпақшы басынан, өзектің жылтыр және бұрандалы бөлігінен кигізілетін шайба және бұрап бекілетін гайкадан тұрады (5-сурет).



Сурет 5. Болттардың түрлері

а – шайбалы (1) және гайкалы (2) болт; б – өзі кесетін;
в – іргетас болттары: 1 - $d \leq 36$ мм, 2 - $d > 30$ мм

Дәлдігі дөрекі және қалыптағыдай болттар өздерінің негізгі диаметрлерінен ауытқуларымен бөлінеді. Болттардың диаметрлері $d \leq 30$ мм болған жағдайда дәлдігі дөрекі және қалыптағыдай болттардың диаметрлерінің ауытқулары $(1 \div 0,52)$ мм дейін жетулері мүмкін. Болттарды ыстықтай немесе суықтай шығарылған көміртекті, кейбір кезде термиялық өндеуден өткен болттардан даярлайды. Даярлау процесстеріне байланысты болттар беріктігі бойынша бірнеше кластарға бөлінеді – 4,6-дан 8,8 дейін бөлінеді (1 кесте).

2. Кесте – Бір болтты біріктірудің ығысу мен созылуға есепті қарсыласуы

Кернеулену түрі	Шартты белгісі	Болат болттардың класстары бойынша есепті қарсыласу					
		4,6	4,8	5,6	5,8	6,6	8,8
Ығысу	R_{bo}	150	160	190	200	230	320
Созылу	R_b	175	160	210	200	250	400

3. Кесте – Беріктігі аса жоғары болттардың механикалық сипаттамалары

Болт диаметрі	Болат болттардың мөлшерлі уақытша қарсыласулары R_{bo} , МПа
---------------	--

мм	40X «секлект»	38CX «секлект»	40XФА «секлект»	30X3МФ
16-27	1100	1350	1350	1550
30	850	-	-	1200

Болттардың беріктігі сандармен белгіленеді. Бірінші санды 10-ға көбейтсе материалдың уақытша қарсыласу шегін (R_{un}) $\frac{KH}{CM^2}$, ал екі санды көбейтсе материалдың аққыштық шегіне тең болады.

Болттар қосылыстарда диаметрлерінен (2÷3)мм артық тесіктерге қойылады. Ал тесіктер элементтерді бұрғылап немесе ойып даярлайды. Элементтердегі тесіктердің диаметрлері болт диаметрлермен бірдей болмағандықтан, оларды тығыз орналастыру мүмкін емес. Сел себептен қосылыстардың ығысу кезінде деформациялар өседі және болттар бірқалыпты жұмыс істемейді.

Сонымен, дәлдігі дөрекі және қалыптағыдай болттарды аққыштық шегі 380 МПа артық болат конструкцияларда және жауапты қосылыстарда қолдануға рұқсат етілмейді. Олар монтажды қосылыстарда болттар созылуға жұмыс істейтін кезінде қолданылады (С-типті).

Дәлдігі жоғары болттар көміртекті болаттардан даярланады, олардың беріктік класстары дәлдігі қалыптағыдай болаттармен бірдей. Болттың бұрандасы жоқ денесі жонылады және таза цилиндрлік түрлі болады. Осындай болттардың орналасатын тесіктерінің диаметрлерінің ауытқулары 0,3мм-ден аспау керек. Ол үшін арнайы құралдарды (кондукторды) қолданады (теседі).

Дәлдігі жоғары болттарды қолданған кезде қосылыстарда болттар тесіктерге тығыз орналасады, ығыстырғыш күштерге жақсы қарсыласады, деформациялар азаяды. Бірақ беріктігі аса жоғары болттармен салыстырғанда біріктірулер жұмыстары нашарлау, осындай болттарды даярлау, орнату қиын болғандықтан оларды практикада көп қолданбайды (В-типті).

Беріктігі аса жоғары болттар легірленген болттардан термиялық өңдеу арқылы дайындалады. Болттың маркасы – 40X «селект»; 38CX «селект», 40XФА «селект», 30X3МФ диаметрлері – (16÷27); 30мм. Беріктігі аса жоғары болттардың дәлдіктері

қалыптағыдай өз диаметрлерінен 2-3мм артық тесіктерге орналастырылады және олардың гайкалары кілтпен бекітіледі. Болттарды қатты тарту арқылы қосылатын элементтерді қысып, біріктірудің тұтастығы қамтамасыз етіледі. Беріктігі аса жоғары болтты қосылыстар – басқа болтты қосылыстарға қарағанда құрастыру оңай, санасы жағынан дәнекерленген қосылыстардан кем емес, бірақ металл шығыны артық. Олар монтаждау қосылыстарына өте үлкен ығысу күштері, динамикалық, вибрациялық күшсалмақтар әсер еткенде қолданылады.

Өзі кесетін болттар алдын-ала тесілген элементтерге бұрандала сала кесіп біріктіріледі. Бұл болттар термиялық өңделген Ст 10кп болттан жасалады. Олардың диаметрлері 6мм-ге тең етіп қабылданады. Осындай болттармен профильді төсемені арқалықтарға, ұстындарға бекітеді.

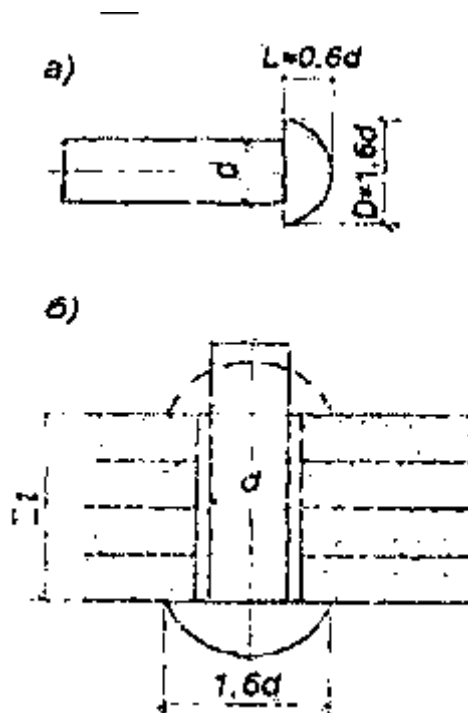
Іргетас (анкер, қарнақ) болттары ұстындардың табанын іргетасқа бекіту үшін қолданылады. Олар көміртекті және легіріленген болттардан даярланады: маркасы ВСт3 кп2; 09Г2С; 10Г2С1.

3.2. Тойтарма шегелі қосылыстар

Металл конструкцияларын қосылыстардың негізгі түрі деп басында тойтарма шегелі қосылыстар саналатын еді. Бірақ осы қосылыстар даярлау технологиясының қиындығына және металл шығынының көптігіне байланысты қазіргі кезде дәнекерленген және беріктігі аса жоғары болтты қосылыстармен толық ауыстырылды. Тойтарма шегелі қосылыстарды тек динамикалық және вибрациялық күштер әсер ететін конструкцияларда қолданылады, 6 сурет.

Тойтарма шегелер пластикалық қасиеттері жоғары, аз көміртекті және аз легіріленген болттардан даярланады (диаметрі 13-31,5мм).

Бірігетін элементтердегі тесіктер болтты қосылыстардағыдай даярланады. Дайындаған тесіктерге тойтарма шегелерді қойып, пневматикалық балғамен шегенің екінші басын құрай даярлайды.



Сурет 6. Тойтарма біріктіру
 а – жартылай домалақ басты тойтарма;
 б – біріктіруге тойтарманы орнату.

Тойтарма шегелерді ыстық және суық әдістермен дайындайды. Ыстықтай орналастыру үшін тойтарма шегені 800°C қыздырып, элементтердің тесігіне қойып, екінші басын ұрып тұйықтайды. Тойтарма шеге суығанда көлемі кішірейіп бірігетін элементтерді қысады. Суықтай орналастыру тек зауыт жағдайында жүргізуге болады (арнайы құралдарды қажет етеді).

Тойтарма қосылыстардың жұмысы дәлдігі жоғары және беріктігі аса жоғары болттардың жұмыстарының ортасынан орын алады, өйткені бірігетін элементтерді қысатын күш шамасы әжептәуір, бірақ ығыстыратын күшті үйкеліс күші түгел қабылдай алмайды. Сол себепті тойтарма шегелі қосылыстардың есептелуі дәлдігі жоғары болтты қосылыстар сияқты есептелінеді, ал үйкеліс күштің барлығын олардың есепті қарсыласуын арттыру арқылы ескеріледі. Қазіргі құжатта (ҚРҚЖжЕ 5.04-23-2002) тойтарма шегелі қосылыстардың есептері келтірілмеген, сондықтан бұл сияқты қосылыстарды жобалағанда оған сәйкес ескі құжаттарды пайдалану қажет (Сурет 6).

3.3. Болтты және тойтарма шегелі қосылыстардың жұмысы мен оларды есептеу

Болтты және тойтарма шегелі қосылыстарда сыртқы күштердің әсерінен бірігетін элементтер өзара біріне-бірі ығысады. Қуыстарға қойылған болттар (шегелер) осы ығысуға кедергі жасайды және оларда деформациялар пайда болады. Болттар (шегелер) қосылыстарда күрделі кернеулік жағдайда жұмыс істейді: қосылатын элементтердің жанасу беттерінде (σ_{bs}) қию кернеулері, жанама қысымдардың әсерінен элементтерде (σ_{bp}) жаншылу кернеулері, болттардың майысуынан (σ_{bm}) иілу кернеулері және болттарды алдын-ала тартқаннан (σ_{bt}) созылу кернеулері пайда болады.

а) деформациялануы; б) қиылуы ($n_s = 2$); в) жаншылуы.

Осы айтылған кернеулер қосылыстардың жұмысына ең үлкен әсер ететін қию және жаншу кернеулері. Сондықтан болтты және тойтарма шегелі қосылыстарды бірінші қиылуға және жаншылуға есептеу қажет.

Болтты (тойтарма шегелі) қосылыстарды қиылуға есептеу

Болттағы қию кернеулері (σ_{bs}) материалдың қиылуға есептік кедергісінен (R_{bs}) аспау керек.

$$\sigma_{bs} = \frac{N}{A_{ns} \cdot n_s \cdot n} \leq \gamma_b \cdot R_{bs} \quad (1)$$

мұндағы: N – сыртқы күш;

R_{bs} – болттармен қосылған элементтердің қиылуға есептік кедергісі;

$A_{ns} = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$ – болт қимасының ауданы;

d – болт стержінінің диаметрі;

n_s – қиылу жазықтығының саны;

n – қосылыстағы болттар (шегелердің) саны;

γ_b – қосылыстардың жұмыс шартты коэффициенті.

(1) формуладан бір болтты қабылдай алатын күш (көтергіштік қабілеті)

$$N_b = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A_{ns} \cdot n_s \quad (2)$$

Болтты (тойтарма шегелі) қосылыстарды жаншылуға есептеу

Болтты қосылыстардағы пайда болған (σ_{bp}) жаншылу кернеуі материалдың есептік жаншылу кедергісінен (R_{bp}) аспау керек.

$$\sigma_{bp} = \frac{N}{\sum A_{жс}} = \frac{N}{d \cdot \sum t \cdot n} \leq \gamma_b \cdot R_{bp} \quad (3)$$

мұндағы: R_{bp} – болттармен қосылған элементтердің есептік жаншылу кедергісі;

$\sum t$ – бір бағытта жаншылған элементтердің қалыңдықтарының ең төмен қосындысы.

Бір болттың жаншылу кезіндегі көтергіштік қабілеті

$$N_b = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot \sum t \quad (4)$$

Болттарды (тойтарма шегелі) қосылыстарды созылуға есептеу

Болтты қосылыстардағы пайда болған (σ_{bt}) созылу кернеуі материалдың есептік созылу кедергісінен (R_{bt}) аспау керек

$$\sigma_{bt} = \frac{N}{A_{bn} \cdot n} \leq R_{bt} \cdot \gamma_b \quad (5)$$

мұндағы: R_{bt} – болттармен қосылған элементтердің есептік созылуға кедергісі;

Бір болттың созылуға көтергіштік қабілеті

$$N_b = R_{bt} \cdot \gamma_b \cdot A_{ns} \quad (6)$$

Практика жүзінде болтты қосылыстарды келесі түрде есептейді:

- 1) Басында бір болттың қиылуға, жаншылуға, созылуға беріктік шарттары бойынша көтергіштік қабілетін анықтаймыз;
- 2) Бір болттың ең аз көтергіштік қабілеті бойынша қосылыстағы болттардың санын табамыз.

Бақылау сұрақтары:

2. Болтты қосылыстардың ерекшеліктері
3. Болтты қосылыстардың кемшіліктері
4. МК-ларда қолданылатын болттардың түрлері
5. Дәлдігі дәрежесі және қалыптағыдай болттар
6. Дәлдігі жоғары болттар
7. Беріктігі аса жоғары болттар
8. Өзі кесетін болттар
9. Іргетас (анкер, қарнақ) болттар
10. Тойтарма шегелі қосылыстардың ерекшеліктері
11. Болтты және тойтарма шегелі қосылыстардың жұмысы
12. Болтты (тойтарма шегелі) қосылыстарды қиылуға есептеу
13. Болтты (тойтарма шегелі) қосылыстарды жаншылуға есептеу
14. Болтты (тойтарма шегелі) қосылыстарды созылуға есептеу

Ұсынылатын әдебиеттер тізімі

1. Металлические конструкции. Элементы конструкций. Том I. Учебник для студентов вузов, обучающихся по специальности ПГС. / Под ред. В.В. Горева, 2-е издание. - М.: Высшая школа, 2001.-551 с.
- 2) Металлические конструкции. Учебник для студентов вузов, обучающихся по специальности ПГС. / Под ред. Е.И. Беленя, 6-е издание,.-М.:Стройиздат,1986.-560 с.
- 3) СНиП-5.04-23.-2002. Нормы проектирования.Строительные конструкции.-Астана, 2003.-118 с.
- 4) СНиП П-23-81* Стальные конструкции. –М.: Изд-во АСВ, 2001.-35 с.
- 5) Металлические конструкции. Справочник проектировщика. / Под ред. Н.П. Мельникова, 2-е издание.-М.:Стройиздат, 1980.-776 с.

Дәріс №4

Тақырып: «Арқалықтар және арқалықты конструкциялар»

- Жоспар:
- 4.1. Арқалықтар
 - 4.2. Арқалықтың конструкциялары
 - 4.3. Арқалықтарға күшсалмақтарды жинастыру
 - 4.4. Болат төсемені есептеу
 - 4.5. Прокатты арқалықтыр

4.1. Арқалықтар

Арқалықтар азаматтық, қоғамдық және өндірістік ғимараттарда көп кездеседі.

Арқалықтар статикалық жүйе жұмысы бойынша бөлінеді:

- қиылған (біраралықты);
- қиылмаған (көпаралықты).

Арқалықтардың көлденең қимасының түрі бойынша:

- болат прокатты қоставрлы және швеллерлі;
- бүгілген немесе алюминді пресстелген профильді.

Дайындау тәсілі бойынша:

- прокатты;
- бүгілген;
- пресстелген;
- құрастырылған (дәнекерленген, болтты немесе шегеленген).

Қиылған арқалықтар біраралықты болады – оларды монтаждау ыңғайлы. Біраралықты қиылған арқалықтар практикада кеңінен қолданылады. Қиылмаған арқалықтарда металлдың шығыны төмендеу, себебі июші моменттің мөлшері төмен және ұзындығы бойынша олар бірқалыпты таралған. Сондықтан қиылмаған арқалықтарды аралық үлкен болған кезде пайдаланады. Бірақ қиылмаған арқалықтарды монтаждау қиын, әсіресе тіректегі қимада, себебі тіректе моменттер бар болады.

Арқалықтардың тиімді көлденең қимасы болып I-қоставр саналады. Себебі қолданылған қиманың тиімділігі болып

қарсыласу моменті мен ауданның қатынасы табылады. Ол ядролық арақашықтығы $r = \frac{W}{A}$.

Қорытынды: Сонда I қиманың ядролық арақашықтығы дөңгелек қимадан 3 есе, ал тік бұрышты қимадан 2 есе тиімді. Сондықтан МК негізінде I қима қабылданады.

Арқалықтардың негізгі өлшемдері:

- аралық;
- аралықтардың арасындағы арақашықтық (адымы);
- биіктігі.

- 1) Аралықтың шамасы технологиялық шарттарға байланысты;
- 2) Арқалықтың адымы темірбетон жабын плиталардың ұзындығына байланысты;
- 3) Арқалықтың биіктігі:
 - құрылыс биіктігі h_{ctr} ;
 - минимальді биіктік h_{min} ;
 - оптимальді биіктік h_{opt} .
- а) Құрылыс биіктік ғимараттың жалпы конструктивтік жүйесіне байланысты;
- б) h_{min} – арқалықтың қатаңдығын қамтамасыз етіп тұрған ең төмен биіктік $1 \leq [f]$;
- в) h_{opt} – биіктік h_{opt} тең болған кезде материалдың шығыны ең төмен болады.

4.2. Арқалықтың конструкциялары

Арқалықты жабынды жобалаған кезде негізгі (көтергіш) арқалықтардың жүйесін қабылдау қажет. Ол жүйені арқалықтар торы деп атайды.

Арқалықтар торларының түрлері:

- жеңілдетілген;
- жәй түрі;
- күрделі түрі.

Арқалықтар торларында арқалықтардың орналасуы әртүрлі болуы мүмкін.

Бас арқалықтар ұстынға тіреледі және олардың өлшемі ұстындардың ұя аралығына байланысты. Төсеме және қосымша

арқалықтардың орналасуы және аралықтары төсеменің түріне және күшсалмақтардың мөлшеріне байланысты. Егер төсеменің болаттан болса осы арқалықтардың адымы – (0,6-1,8)м; егер төсеменің темірбетоннан болса осы арқалықтардың адымы – (1,5-6,0)м.

Болат төсеменің қалыңдығы (t_d):

$$- q = 10 \text{ кН/м}^2 \quad t_d = 6 \text{ мм}$$

$$- q = (10 - 20) \text{ кН/м}^2 \quad t_d = 8 \text{ мм}$$

$$- q > 20 \text{ кН/м}^2 \quad t_d = 10 - 14 \text{ мм}$$

Темірбетон төсеменің (плитаның) қалыңдығы:

$$- \text{есептік аралық } 1,5 - 2,0 \text{ м; } t = 10 - 12 \text{ см}$$

$$- \text{есептік аралық } 2,1 - 2,5 \text{ м; } t = 12 - 14 \text{ см}$$

$$- \text{есептік аралық } 2,6 - 3,0 \text{ м; } t = 14 - 16 \text{ см}$$

4.3. Арқалықтарға күшсалмақтарды жинастыру

I – Бас арқалықты жүктеу ауданы ($l_1 \times l_2$)

II – Төсеменің арқалықты жүктеу ауданы ($l_1 \cdot a$)

$q_n = (p_n + g_n) \cdot l_i$ (бас арқалықта $l_i = l_1$); төсеменің арқалықта $l_i = a$

$$q = (p_n \cdot \gamma_f + g_n \cdot \gamma_f) l_i$$

$$M = \frac{q l^2}{8}; \quad Q = \frac{q l}{2}$$

4.4. Болат төсеменің есептеу

Төсеменің арқалық элемент сияқты есептелінеді.

а) егер $l d / t_d < 50$, онда қалың төсеменің

б) егер $l d / t_d > 50$, онда жұқа төсеменің

$\frac{l_d}{t d} = 50 \div 300$ болған жағдайда тіректе керу күштер пайда болады (H).

- Егер төсеменің иілуге жұмыс істеген жағдайда иілістің шамасы $\frac{1}{150}$ кем болған кезде арқалықты шектік күйдің II-тобы бойынша иілістің мөлшерін есептейді.

$$\frac{f}{\ell d} \leq \left[\frac{1}{h_0} \right] = \frac{1}{150}$$

- Егер $\frac{f}{\ell d} > \frac{1}{120}$ болған кезде арқалықтың тағы беріктігін анықтайды.

- Бірқалыпты күшсалмақ әсер еткенде

$$\frac{f}{\ell d} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n \cdot \ell_d^3}{E_1 \cdot J} = \frac{5}{32} \cdot \frac{q_n \cdot \ell_d^3}{E_1 \cdot b \cdot t_d^3} \leq \left[\frac{1}{h_0} \right]$$

мұндағы:

- $(E_1 \cdot J) = Eb \cdot t_d^3 / 12(1 - \nu^2)$ - пластинканың цилиндрлік қатаңдығы;

ℓ_d – төсеменің аралығы;

$b = 100$ см – төсеме жолақтың есептік ұзындығы

- $E_1 = \frac{E}{1 - \nu^2}$;

- $\nu = 0,3$ Пулссон коэффициенті

- Төсеменің қалыңдығы (егер $H=0$) $t_d = \frac{\ell_d}{1,93} \sqrt[3]{\frac{q_n \cdot n_0}{b \cdot E}}$;

- Төсемедегі кернеу: $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{q_n \cdot \ell_d^2}{8} \cdot \frac{6}{b \cdot t_d^2} = \frac{3}{4} \frac{q_n}{b} \cdot \left(\frac{\ell_d}{t_d} \right)^2$

- Төсемеде керу күш (Н) пайда болған жағдайда иілістің мөлшері шектік мәнге тең жағдайда, төсеменің қалыңдығын келесі формуладан анықтаймыз.

$$\frac{\ell}{td} = \frac{4 \cdot h_0}{15} \left[1 + \frac{72 \cdot E_1}{h_0^4 \cdot q_n} \right]$$

Осыдан $td \approx \frac{3,75 \cdot \ell}{\left(h_0 + \frac{72E_1}{h_0^3 \cdot q_n} \right)}$

$$\text{Керу күш } H = \gamma_f \cdot \left(\frac{\pi^2}{4}\right) \cdot \left(\frac{f}{\ell}\right)^2 E_1 \cdot t_d$$

мұндағы: γ_f – күшсалмақтар бойынша сенімділік коэффициент

Төсемені арқалықтарға дәнекерленген кезде бұрыштық тігістің катетының есептік мөлшері

$$k_f = \frac{H}{\beta_f \cdot \ell_\omega \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c} \text{ немесе } k_f = \frac{H}{\beta_z \cdot \ell_\omega \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_{\omega z} \cdot \gamma_c}$$

γ_c – элементтің жұмыс жағдайын ескеретін коэффициент;

$\beta_f = 0,9$ - тігісті балқыту тереңдігінің коэффициенті;

ℓ_ω – тігістің есептік ұзындығы;

$R_{\omega f} = 18 \text{ кН/см}^2$ – бұрыштық тігістің қиылуға есептік кедергісі;

$\gamma_{\omega f}$ – дәнекерленген қосылыстардың жұмыс жағдайын ескеретін коэффициент;

Төсеменің есептік реті

- 1) Күшсалмақтарды жинастыру, жүктеме ауданның өлшемі 1×100 (см);
- 2) Салыстырмалы иілістің мөлшері $\frac{f}{\ell_d} \leq \frac{1}{150}$ немесе $\frac{f}{\ell_d} \leq \frac{1}{120}$
- 3) Сәйкес формула бойынша $td = ?$
- 4) $H = ?$
- 5) $k_f = ?$

4.5. Прокатты арқалықтар

Прокатты арқалықтардың түрлері өте көп және олар кедергі моменті $W \leq 13000 \text{ см}^3$ кем болған жағдайда конструкцияларда қолданылады.

Прокатты арқалықтың көтергіштік қабілетін беріктік шарт бойынша тексереміз.

$$\sigma \leq \frac{M}{W_n} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (1)$$

Осы шарттан арқалықтың кедергі моментін анықтаймыз

$$W_n = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c} \quad (2)$$

Осы кедергі моменті бойынша сортамент арқылы прокатты арқалықтың номерін анықтаймыз ($W_x \geq W_n$).

Тік кернеу $\sigma_y \leq 580 \text{ МПа}$ және $\tau \leq 0,9R_s$ кем болған жағдайда серпімділік және пластикалық аймақта беріктік шарты келесі формулалар бойынша тексеріледі:

а) бір бас жазықтықта иілген кезде

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{C_1 \cdot W_n} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (3)$$

б) екі бас жазықтықта иілген кезде

$$\sigma = \frac{M_x}{C_x \cdot W_{xn}} + \frac{M_y}{C_y \cdot W_{yn}} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (4)$$

мұндағы: C_1 – пластикалық деформация пайда болуын ескеретін коэффициент.

Алды-ала $C_1 = 1,1$ тең деп қабылдайды.

Егер арқалықтардың қимасында

а) $\tau \leq 0,5R_s$; $C_1 = C$ тең деп қабылдайды.

б) $0,5R_s < \tau < 0,9R_s$ C_1 – келесі формула бойынша есептейді.

$$C_1 = 1,05 \cdot \beta \cdot c = 1,05 \cdot c \cdot \sqrt{\frac{1 - (\tau/R_s)^2}{1 - \alpha(\tau/R_s)^2}} \quad (5)$$

C – қиманың түріне және пластикалық деформацияның пайда болуына байланысты (3-кесте, V-қосымша).

$\alpha = 0,7$ – қоставрлы қималар үшін;

$\alpha = 0$ – басқа қималар үшін;

$\tau = \frac{Q}{t \cdot h}$ – жанама кернеудің орташа мәні $C_1 \geq 1$ бірақ $C_1 \leq C$ болу қажет.

Арқалықтың серпімділік және пластикалық жұмысын ескерген жағдайда

$$W_n = \frac{M_{\max}}{C_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad (6)$$

Қабылдаған қиманы жанама кернеудің әсерінен беріктікке тексеру қажет:

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S}{J \cdot t_w} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (7)$$

S – нейтральды ось бойынша арқалықтың статикалық моменті;

t_w – арқалықтың қабырғасының қалыңдығы.

Беріктігін тексерумен қатар қимаға әсер ететін ең максимальды кернеуге жалпы орнықтылығын тексеру қажет. Бірақ кейбір жағдайда арқалықтардың тексеруге қажеті жоқ:

- 1) егер күшсалмақ тұтас және өте қатаң төсеме арқалыққа әсер етсе;
- 2) арқалықтың есептік аралығының ұзындығы (ℓ_0) оның еніне қатынасы келесі шамадан үлкен болса:

$$1 \leq \frac{h}{b} \leq 6 \text{ және } \frac{b}{t} \leq 35 \quad (8)$$

$$\frac{\ell_0}{b} \leq \delta \left[0,41 + 0,0032 \frac{b}{t} + \left(0,73 - 0,016 \frac{b}{t} \right) \frac{b}{t} \frac{1}{h_{ef}} \right] \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (9)$$

(b) және (t) сығылған белдеуінің ені және қалыңдығы;

h_{ef} – белдеу арасындағы есептік арақашықтығы;

Егер сығылған белдеу жеткілікті бекітілмесе оның жалпы орнықтылығы келесі формуламен анықталады:

$$\frac{M}{\varphi_b \cdot W_c} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (10)$$

мұндағы: φ_b – СНиП II-23-81* (2- қосымша) φ_1 - коэффициент арқылы анықталады.

Егер симметриялық ось бар қоставрлы қималар үшін

$$\varphi_1 = \psi \frac{J_y}{J_x} \cdot \left(\frac{h}{\ell_{ef}} \right)^2 \cdot \frac{E}{R_y} \quad (11)$$

ψ коэффициенті α параметр бойынша анықталады.

$$\alpha = 1,54 \frac{J_t}{J_y} \cdot \left(\frac{\ell_{ef}}{h} \right)^2 \quad (12)$$

мұндағы: J_t – бұралу инерция моменті

φ_b – коэффициентін қабылдайды.

Егер $\varphi_1 > 0,85$ $\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_1$, $\varphi_b \leq 1$

Жалпы орнықтылықты тексерген кезде $\gamma_c = 0,95$.

Егер орнықтылықтың жалпы орнықтылығы сақталмаса оның сығылған белдеуінің есептік ұзындығын азайту қажет.

Қатаңдығын тексеру шарт (II шектік күй бойынша)

$$\frac{f}{\ell} \leq \left[\frac{f}{\ell} \right] \quad (13)$$

Біралықты арқалықтарға және күшсалмақтар бірқалыпты таралған кезде

$$\frac{f}{\ell} = \frac{5}{384} \frac{q^n \cdot \ell^3}{E \cdot J} \leq \left[\frac{1}{h_0} \right] \quad (14)$$

мұндағы: $\frac{1}{h_0}$ – салыстырмалы иілістің шектік мәні ,
 q^n – мөлшерлік күшсалмақ (кН/м).

Бақылау сұрақтары:

1. МК арқалықтары –статикалық жүйе жұмысы бойынша
2. МК арқалықтары –көлденең қимасының түрі бойынша
3. МК арқалықтары –дайындау тәсілі бойынша
4. МК арқалықтардың негізгі өлшемдері
5. Арқалықтар торлардың түрлері
6. Арқалықтар торларды үйлестіру
7. Арқалықтарға күшсалмақтарды жинастыру
8. Болат төсемені есептеу
9. Прокатты арқалықтардың беріктік шарты
- 10.Прокатты арқалықтардың орнықтылық шарты
- 11.Прокатты арқалықтардың қатаңдығын тексеру шарты

Ұсынылатын әдебиеттер тізімі

1. Металлические конструкции. Элементы конструкций. Том I. Учебник для студентов вузов, обучающихся по специальности ПГС. / Под ред. В.В. Горева, 2-е издание. - М.: Высшая школа, 2001.-551 с.
2. Металлические конструкции. Учебник для студентов вузов, обучающихся по специальности ПГС. / Под ред. Е.И. Беленя, 6-е издание,.-М.:Стройиздат,1986.-560 с.

3. СНиП-5.04-23.-2002. Нормы проектирования. Стальные конструкции.-Астана, 2003.-118 с.
4. СНиП II-23-81* Стальные конструкции. –М.: Изд-во АСВ, 2001.-35 с.
5. Металлические конструкции. Справочник проектировщика. / Под ред. Н.П. Мельникова, 2-е издание.-М.:Стройиздат, 1980.-776 с.

Дәріс №5

Тақырып: «Құрастырмалы арқалықтардың қимасын таңдау»

- Жоспар:
- 5.1. Арқалықтың биіктігі
 - 5.2. Қабырға қалыңдығы
 - 5.3. Белдеудің өлшемдері
 - 5.4. Арқалықтың қимасын таңдау

5.1. Арқалықтың биіктігі

Арқалықтың биіктігі рұқсат етілген арқалықтың максимальды иілгіштігіне немесе жабынның құрылыстық биіктігіне байланысты. Арқалықтың ең оптимальды биіктігі (h_{opt}) негізінде экономикалық шартқа сүйенеді.

Арқалықтың салмағы ($q_{арк}$) оның белдеуінің ($q_{бел}$) және қабырғасының ($q_{кам}$) салмақтарынан тұрады:

$$q_{арк} = q_{бел} + q_{кам} \quad (1)$$

Арқалықтың биіктікке өскен сайын белдеулерінің салмағы азаяды да, ал қабырғаның салмағы өседі

$$\frac{dq_{арк}}{dh} = 0 \quad (1')$$

Белдеу және қабырға салмақтардың қосындысы ең аз болған кездегі биіктік арқалықтың оптимальдік биіктігі деп аталады.

$$h_{opt} = k \sqrt{\frac{W}{t_{\omega}}} \quad (2)$$

бұл жерде: k – арқалықтың конструктивтік шешіміне байланысты

коэффициент

$k=1,2\dots 1,15$ – дәнекерленген арқалықтар үшін;

$k=1,25\dots 1,2$ – шегенді арқалықтар үшін;

(2) формуладан келесі қорытынды айтуға болады: арқалықтың биіктігінен оның қабырғасының қалыңдығына қатынасы арқалықтың қимасының тиімділігіне әсер береді, қабырғаның қалыңдығы азайған сайын оның биіктігі өсе бастайды.

К.К.Мұханов арқалықтың оптимальдық биіктік пен қабырғаның иілгіштігі арасындағы қатынасты белгіледі.

$$h_{opt} = \sqrt[3]{3\lambda_{каб} \cdot \frac{W}{2}} \quad (3)$$

Жобалау практикада арқалықтың биіктігі және оның қабырғасының қалыңдығының арасындағы қатынасы белгілі және кестеде беріледі (7.2-кесте, Металлические конструкций – Беленя Е.И., 1986г.)

$h_{арк}$ (м)	1	1,5	2	3	4	5
t_{ω} (мм)	8-10	10-12	12-14	16-18	20-22	22-24
$\frac{h_{арк}}{t_{\omega}}$	100-125	125-150	145-165	165-185	185-200	210-230

Мысалы:

бірарқалықты арқалықтар үшін аралығы 12-16м тең болған кезде қабырғаның қалыңдығы $t_{\omega} = 10-12$ мм;

$h_{арк} = 1,5$ м тең болған кезде $t=10-12$ мм, $h_{арк}/ t_{\omega} = 125-150$

Осы арқалықтың биіктігі оптимальды шамаға тең $h_{opt}=1,5$ м

Арқалықтың қатаңдығын қамтамасыз ету шартынан

арқалықтың минимальдық биіктігі анықталады $\frac{f}{\ell} \leq \left[\frac{f}{\ell} \right]$

f – арқалықтың иілісі (мм);

ℓ - арқалықтың ұзындығы (мм).

$$h_{min} = \frac{5}{24} \frac{R \cdot \ell}{E} \left[\frac{\ell}{f} \right] \frac{p^n + q^n}{\gamma_f \cdot p^n + \gamma_f \cdot q^n} \quad (4)$$

Егер серпімді-пластикалық деформацияларды еске алған кезде

$$h_{min} = \frac{5}{24} \frac{C_1 \cdot R \cdot \ell}{E} \left[\frac{\ell}{f} \right] \frac{p^n + q^n}{\gamma_f \cdot p^n + \gamma_f \cdot q^n} \quad (4')$$

C_1 – серпімді-пластикалық деформацияларды еске алатын

коэффициент;

γ_f – күшсалмақтар бойынша сенімділік коэффициенті;

R – материалдың есептік кедергісі.

Арқалықтың биіктігі негізінде $h_{\text{опт}}$ сәйкес қабылданады және h_{min} –дан кем болмау керек. Арқалықтың биіктігі 100мм еселі болып қабылданады.

5.2. Қабырға қалыңдығы

Қабырғаның қалыңдығы арқалықтың қимасының екінші негізгі параметрі деп саналады.

Қабырға қалыңдығының ең минимальдық мәні жанама кернеуге жұмыс істеу шартынан Журавский А.Т. формуладан қабылданады.

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot t_{\omega}} \leq R_s \cdot \gamma_c \quad (5)$$

мұндағы: S – жартылай қиманың нейтральдық (бейтарап) өсіне салыстырмалы статикалық моменті;

R_s – материалдың қиылуға есептік кедергісі;

J – қиманың инерция моменті;

γ_c – материал бойынша сенімділік коэффициенті.

Арқалықтың қимасы оптимальды болған кезде белдеулердің ауданы қабырға ауданға тең болады, осы жағдайда

$$\frac{J}{S} \approx 0,85h \quad (5')$$

(5') формула Журавского қойған кезде және осыдан t_{ω} анықтаймыз

$$t_{\omega} = \frac{Q \cdot S}{J \cdot R_s} \approx 1,2 \frac{Q}{h \cdot R_s} \quad (6)$$

Егер арқалық арнайы тірек қырымен тірелген болса, жанама кернеуге тек қабырға жұмыс істейді деп есептеуге болады, ал белдеу бұл кезде жұмысқа кіріспейді. Осы кезде

$$\frac{J}{S} = \frac{t_{\omega} \cdot h^3}{12} \cdot \frac{8}{t_{\omega} \cdot h^2} = \frac{2}{3} h.$$

$$t_{\omega} = \frac{3}{2} \frac{Q}{h \cdot R_s} \quad (7)$$

Арқалықтардың қимасы симметриялық болған жағдайда, пластикалық деформациясын ескерген кезде жергілікті кернеу жоқ

болады $\sigma_{жер} = 0$, сонымен қатар $\tau \leq 0,9 \cdot R_s$, $\frac{A_f}{A_\omega} \geq 0,25$; $2,2 < \bar{\lambda}_\omega \leq 6,0$

шарттары орындалған кезде арқалықтың көтергіштік қабілетін қабырғаның орнықтылығының жоғалуын ескеру арқылы тексеру қажет. Бұл кезде келесі формула қолданылады

$$M \leq R \cdot \gamma \cdot h_0^2 \cdot t_\omega \left(\frac{A_f}{A_\omega} + \alpha \right) \quad (8)$$

$$\alpha = 0,24 - 0,15 \left(\frac{\tau}{R} \right)^2 - 8,5 \cdot 10^{-3} (\bar{\lambda}_\omega - 2,2)^2$$

мұндағы: τ – жанама кернеудің орташа мәні;

γ – конструкцияның жұмыс жағдайын ескеретін коэффициент.

Арқалықтың бойлық қатаңдық қырын ескермей отырып, қабырғасының жергілікті орнықтылығын сақтау үшін $\bar{\lambda}_\omega < 5,5$ болу қажет, бұл кезде:

$$t_\omega \geq (h_\omega \cdot \sqrt{R/E}) / 5,5 \quad (9)$$

Арқалықтардың биіктігі (1-2) м-ге тең болған жағдайда қабырғасының қалыңдығы тиімді шамада болу үшін t_ω келесі эмпирикалық формула бойынша анықталады

$$t_\omega = 7 + \frac{3h}{1000} \text{ (мм)} \quad (10)$$

Қабылданған қабырғасының қалыңдығы (t_ω) қаңылтыр табак бетті прокатты сортаменттегі қалыңдықтармен сәйкестіру қажет. Егер (2) формула бойынша қабылданған қабырға қалыңдығы (6) және (7) формула бойынша қабылданған қалыңдығынан 2мм-ден жоғары айырмашылығы болса анықталған қалыңдықты ескеріп $h_{\text{опт}}$ қайтадан есептеу қажет.

5.3. Белдеудің өлшемдері

Дәнекерленген арқалықтар үшін белдеу қаңылтыр болаттан қабылданады. Дәнекерленген арқалықтар белдеулерін екі немесе үш қаңылтырдан даярлау тиімді емес.

Белдеу қаңылтырының қалыңдығы қабырға қалыңдығынан 2-3 есе қалың етіп қабылданады, ал енін арқалықтың биіктігінің

$\left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{5}\right)$ бөлігі аралығында қабылданған. Бұл шарт арқалықтың жалпы орнықтылығына сүйенген.

$$t_f = (2-3)t_\omega; \quad b_f = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{5}\right)h; \quad b_f = b_\omega + t_\omega$$

Конструктивтік шарт бойынша белдеу ені 180мм және $\frac{h}{10}$ кем болмау керек:

$$b_f \geq 180 \text{ мм}; \quad b_f \geq \frac{1}{10}h \quad (11)$$

Арқалықтардың белдеулерінің шығысының ені оның қалыңдығына қатынасы серпімді жұмыс істейтін қималар үшін келесі шамадан аспау керек

$$\frac{b_\omega}{t_f} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R}} \quad (12)$$

Пластикалық деформациясын ескерген кезде

$$\frac{b_\omega}{t_f} = 0,11 \frac{h_0}{t_\omega} \text{ бірақ } 0,5 \sqrt{\frac{E}{R}} \text{ аспау керек} \quad (12')$$

Арқалықтардың созылған белдеулер үшін келесі шарт орындалу керек

$$b_f < 30t_\omega \quad (13)$$

5.4. Арқалықтың қимасын таңдау

Арқалықтың қимасын таңдау үшін келесі есептерді жасау керек:

- 1) жоғарыдағы (2) және (4) формулалардан h_{\min} және $h_{\text{онт}}$ анықтап арқалықтың биіктігін (h) қабылдаймыз;
- 2) Алдын-ала қабырғаның қалыңдығын арқалықтың биіктігіне сәйкес қабылдаймыз (7.2-кесте «Металлические конструкции», автор Беленя Е.И., 1986г.);
- 3) (7), (9), (10) – формулалардан қабырғаның қалыңдығын есептеп анықтаймыз;
- 4) Белдеулерге келетін керекті аудан анықталады;
Алдын-ала арқалық қимасының керекті инерция моментін табамыз $J = W \frac{h}{2}$.

Қабырға инерция моменті белгілі болғандықтан белдеулер үшін керекті инерция моментін анықтаймыз.

$$J_f = J - J_\omega = J - \frac{t_\omega \cdot h_\omega^3}{12}$$

Арқалық белдеулердің бейтарап оське салыстырмалы инерция моменті $J_f = 2 \cdot A_f \cdot \left(\frac{h_0}{2}\right)^2$.

$$h_0 = h - t_f$$

Арқалықтың белдеу қимасының керекті ауданы

$$A_f = \frac{2J_f}{h_0^2}$$

5) $b_f \cdot t_f$ – белдеудің енін және қалыңдығын қабылдаймыз.

6) Белдеудің және қабырғаның ауданын анықтаймыз.

$$A_f = b_f \cdot h_f$$

$$A_\omega = t_\omega \cdot h_\omega$$

$\frac{A_f}{A_\omega}$ – қатынасын тексереміз [ҚР ҚНЖЕ 5.04.03-2002].

7) Белдеудің жергілікті орнықтылығын тексереміз (12/)

$$\frac{b_\omega}{t_f} = 0,11 \frac{h_0}{t_\omega}; \quad \frac{b_\omega}{t_f} < 0,5 \sqrt{\frac{E}{R}} \quad (13)$$

8) Қабырғаның жергілікті орнықтылығын (8) формула бойынша тексереміз және $\bar{\lambda}_\omega < 5,5$ аспау керек;

9) Арқалық қимасының беріктігін тексереміз

- инерция моменті $J_x = J_\omega + J_f = \frac{t_\omega \cdot h_\omega^3}{12} + 2b_f \cdot t_f \left(\frac{h_\omega}{2} + \frac{t_f}{2}\right)^2$

- кедергі моменті $W_x = \frac{J_x}{h/2}$

- беріктік шарты

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{c_1 \cdot W_x} \leq R \quad (14)$$

мұндағы: c_1 – серпімді-пластикалық деформацияларды еске алатын коэффициент

Бақылау сұрақтары:

1. Арқалықтың ең оптимальдық биіктігі қандай шартқа сәйкес?
2. Арқалықтың оптимальдық анықтайтын формулалар
3. Арқалықтың минимальды биіктігі қандай шарттан анықталады?
4. Арқалықтың минимальды биіктігін анықтайтын формулалар
5. Қабырғаның қалыңдығының ең минимальдық мәні қандай шартынан қабылданады?
6. Белдеудің өлшемдерін қабылдайтын шарттары
7. Арқалықтың қимасын таңдау

Ұсынылатын әдебиеттер тізімі

1. Металлические конструкции. Элементы конструкций. Том I Учебник для студентов вузов, обучающихся по специальности ПГС. / Под ред. В.В. Горева, 2-е издание. - М.: Высшая школа, 2001.-551 с.
2. Металлические конструкции. Учебник для студентов вузов, обучающихся по специальности ПГС. / Под ред. Е.И. Беленя, 6-е издание,.-М.:Стройиздат,1986.-560 с.
3. СНиП-5.04-23.-2002. Нормы проектирования.Строительные конструкции.-Астана, 2003.-118 с.
4. СНиП II-23-81* Стальные конструкции. –М.: Изд-во АСВ, 2001.-35 с.
5. Металлические конструкции. Справочник проектировщика. / Под ред. Н.П. Мельникова, 2-е издание.-М.:Стройиздат, 1980.-776 с.

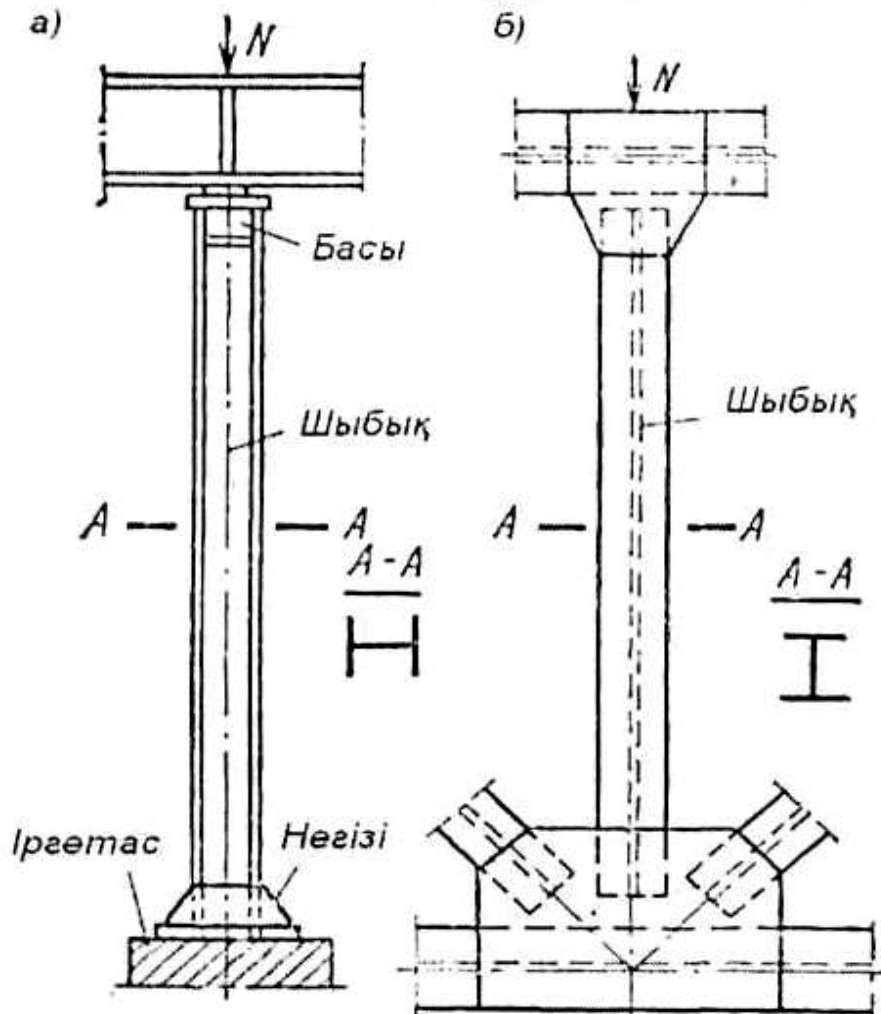
Дәріс №6

Тақырып: «Ортасынан сығылған ұстындар»

- Жоспар: 6.1. Жалпы сипаттамалары
6.2. Тұтас ұстындар
6.3. Тұтас ұстындардың қимасын таңдау
6.4. Салалы ұстындар
6.5. Салалы ұстындардың қимасын таңдау

6.1. Жалпы сипаттамалары

Металл конструкцияларда сығылған ұстындар және стержіндер көп кездеседі. Жұмыс істеу түріне байланысты олар екіге бөлінеді: центрден сығылған және центрден тыс сығылған (Сурет 7).



Сурет 7. Орталық сығылуға жұмыс істейтін бағаналар схемасы.

а – ұстын, б – ауыр ферманың сығылған стержіні.

Ұстындар жоғары жатқан конструкциялардан күшсалмақтарды іргетасқа береді және үш бөліктен тұрады:

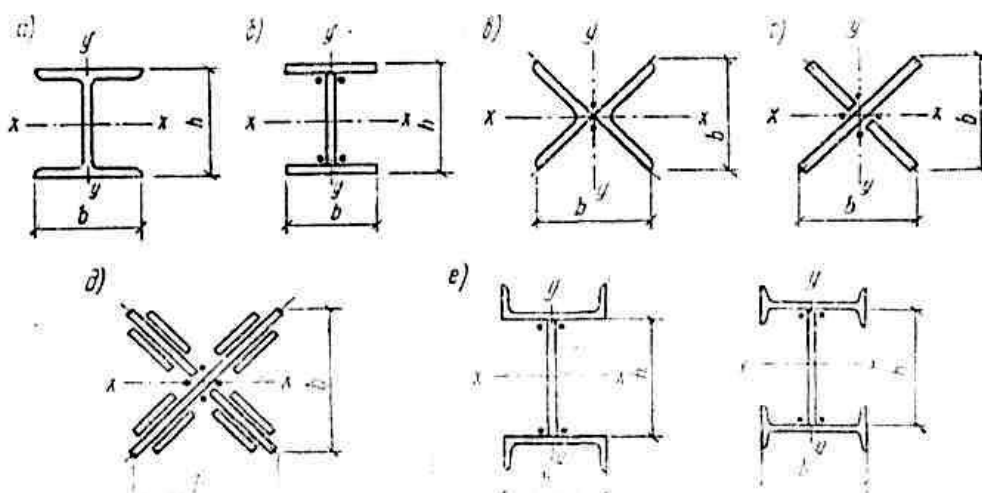
- бастылығы, ұстынды жүктейтін жоғары жатқан конструкциялар тіреледі;

- b. бағанасы, негізгі конструктивтік элемент, күшсалмақтарды ұстынның басынан қабылдап негіздіктерге таратады;
- c. негіздіктері күшсалмақтарды бағанадан іргетасқа таратады.

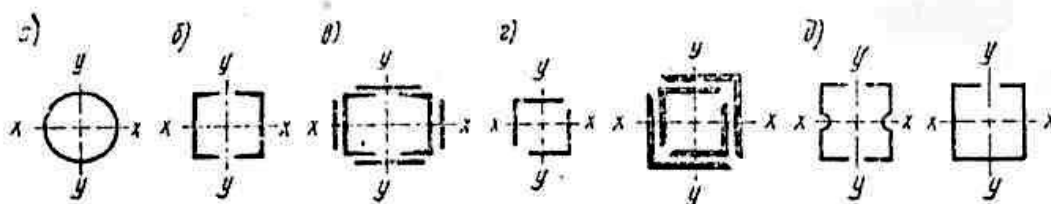
6.2. Тұтас ұстындар

Бағаналардың (стержіндердің, шыбықтардың) тұтас қималары ашық және жабық (тұйық) түрлі болуы мүмкін, 8 сурет:

1) ашық түрлі



2) Жабық (тұйық) түрлі



Сурет 8. Ұстындардың қималары

Тұтас ұстындар көбінесе прокатты немесе құрастырмалы қоставрлар түрінде қабылданады (сурет 8.а).

Ұстынның тең орнықтылығын қамтамасыз ету үшін оның екі бас өстер бойынша иілгіштіктері тең болуы керек:

$$\lambda_x = \lambda_y \text{ немесе } \frac{l_{ox}}{r_x} = \frac{l_{oy}}{r_y} \quad (1)$$

Қоставрлы қималарда егерде есептің ұзындықтары бірдей болса $l_{ox} = l_{oy}$, онда (1) – шарт орындалмайды, өйткені қиманың инерция радиустері әртүрлі. Қоставрлы қима үшін $b \approx 2h$ тең болуы

керек. Бұл шарт конструктивтік ыңғайсыз шешімді қабылдауға итереді, сол себептен осы шешім іс жүзінде қолданылмайды.

Белдеудің ені аз болғандықтан прокатты қоставр тең орнықтылықты қамтамасыз етпейді, ал дәнекерленген құрастырмалы қоставр тең орнықтылықты қамтамасыз етеді, сол себептен практикада көп қолданылады.

Тең орнықтылықты қамтамасыз ететін крест тәрізді қималар 8 сурет (в,г,д).

Үш прокатты профильден құрастырылған ұстындар 8 сурет (е) ауданы бойынша шектеулі және болат шығыны бойынша аса тиімді емес болады.

Тұтас қималары өте тиімді саналатын құбыр қималы (8-сурет), екі швеллер бұрыштардан құралған қималар (8-сурет б,в,г,д).

Жабық қималы ұстындардың артықшылықтары – тең орнықтылық, жинақтылық және сыртқы жақсы түрі, кемшілігі – коррозиядан қорғау үшін осындай ұстындардың бағаналарына (шыбығына) ылғал өткізілмеуі керек.

Болат құбырларды бетонмен толтырғанда комплексті конструкция (құбырбетон) пайда болады. Болатты құбыр қабықша қызметін атқарады және ішіндегі бетонның көлденең деформациясын дамытпайды. Осы жағдайда бетонның сығылуға беріктігі артады, құбырдың іші коррозиядан сақталады, жергілікті орнықтылығы қамтамасыз етіледі.

Жұқа қабырғалы құбырлы ұстындар үшін $\frac{t_{\omega}}{d} = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{150} \right)$, мұндағы t_{ω} - қабырғаның қалыңдығы; d – құбырдың диаметрі.

6.3. Тұтас ұстындардың қимасын таңдау

Ұстын қимасының түрін таңдаған соң оның керекті ауданын келесі формула бойынша анықтаймыз.

$$A_{кер} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad (2)$$

бұл жерде: N – ұстындағы есепті күш; γ_c – жұмыс шарты коэффициенті; φ – коэффициентің ұстын иілгіштігін алдын ала анықтаймыз $\lambda = \frac{\ell_0}{r}$ (2) [ҚР ҚНЖЕ 5.04.23-2002].

Ұзындығы 5-6 метрлік ұстынға әсер ететін күшсалмақтың шамасы $N=1500-2500$ кн болғанда, $\lambda=100-70$ тең етіп қабылдауға болады. Егер $N=200-4000$ кн болған жағдайда $\lambda=70-50$ тең деп қабылдады.

Иілгіштікті қабылдағаннан кейін оған сәйкес U коэффициенті анықталады және (1) – формула бойынша жуық шамамен керекті ауданды және инерция радиусы анықталады ($A_{кер}, r_{кер}$)

$$r_{кер} = \frac{\ell_0}{\lambda} \quad (3)$$

Инерция радиусының қима түріне байланысты келесі формулалармен белгіленеді.

$$r_x = \alpha_1 \cdot h; \quad r_y = \alpha_2 \cdot b \quad (4)$$

бұл жерде: h, b – қиманың биіктігі және ені;

$\alpha_1; \alpha_2$ – қималардың келтірілген керекті инерция радиусын табуға мүмкіндік беретін коэффициент және қима түріне байланысты.

Қиманың керекті бас өлшемдерін табамыз

$$h_{кер} = \frac{r_{кер}}{\alpha_1}; \quad b_{кер} = \frac{r_{кер}}{\alpha_2} \quad (5)$$

Қиманың бас өлшемдерін анықтағаннан кейін керекті ауданға $A_{кер}$ және жергілікті орнықтылыққа байланысты белдеу мен қабырғаның қалыңдықтарын анықтаймыз (t_o, t_f).

Бірден үш шартқа ($A_{кер}, b_{кер}, h_{кер}$) сәйкес ұтымды қиманы табу өте қиын, өйткені басында иілгіштік еркін қабылданды. Сондықтан осы өлшемдердің нақты мөлшерін қайтадан қарастырады:

- егер басында қабылданған иілгіштік өте үлкен болса, онда $b_{кер}, h_{кер}$ - аз, $A_{кер}$ - үлкен шамалары сәйкес келеді, сондықтан бас өлшемдерін үлкейтіп, ауданын кішірейту керек;

- егер қабылданған иілгіштік өте аз болса, онда $r_{кер}$, $h_{кер}$ - үлкен, Акер- аз шамалары сәйкес келеді, осы жағдайда бас өлшемдерін кішірейтіп, Акер көбейтіп қабылдаған дұрыс.

A , b , h – шамасына түзетулер енгізіп біткеннен кейін қиманың орнықтылығы тексеріледі

$$r_x = \alpha_1 \cdot h; \quad r_y = \alpha_2 \cdot b$$

$$\lambda_{max} = \frac{\ell_0}{r_{min}}; \quad \lambda_{max} \rightarrow \varphi$$

Кернеудің шамасы

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{min} \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (6)$$

Керек болса қима өлшемдеріне тағы да соңғы түзетулер енгізіледі. Ұстын қимасын таңдау (6) – формула бойынша орнықтылығын тексерумен аяқталады.

Орнықтылықты тексеру үшін қиманың геометриялық сипаттамалары анықталады: A – қима ауданы; J_x , J_y – инерция

моменттері: $r_x = \sqrt{\frac{J_x}{A}}$; $r_y = \sqrt{\frac{J_y}{A}}$ инерция радиустері.

Ұстынға әсер ететін күштің шамасы аз болғанда қима таңдау шекті иілгіштік бойынша жүргізіледі, ол үшін керекті инерция радиусы анықталады:

$$r_{кер} = \frac{\ell_0}{[\lambda]} \quad (7)$$

мұндағы: $[\lambda]$ – иілгіштіктің шектік мәні;

Қиманы таңдау конструктивтік талаптарды орындау арқылы жергілікті орнықтылықты қамтамасыз ететін элементтердің (қабырғаның, белдеудің) қалыңдығының ең төмен шамаларын табу арқылы аяқталады.

Қабырға қалыңдығы неғұрлым аз қабылдау қажет, себебі қабырға қалыңдығы өскен сайын инерция (J_x , J_y) моменті өспейді, ал аудан тез өседі (A). Сонда инерция радиусы (r_x, r_y) және ұстын қатаңдығы азаяды

$$\left(r_x = \sqrt{\frac{J_x}{A}}; \quad r_y = \sqrt{\frac{J_y}{A}} \right)$$

Қабырғаның және белдеудің жергілікті орнықтылығын тексереміз:

$$\text{а) қабырға үшін} \quad \frac{h_{ef}}{t} \leq \bar{\lambda}_{u\omega} \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (8)$$

$\bar{\lambda}_{u\omega}$ - ҚР ҚНЖЕ бойынша анықтаймыз, қоставрлар үшін $\bar{\lambda}_{u\omega} = 1,3 + 0,15\bar{\lambda}^2$;

$$\text{б) белдеу үшін} \quad \frac{b_{ef}}{t} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (9)$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

Егер қабырғаның орнықтылығы орындалмаса, онда бойлық қатаңдық қабырға, ал белдеудің жергілікті орнықтылық шарты орындалмаса, онда көлденең қатаңдық қабырға орналастырылады.

6.4. Салалы ұстындар

Центрден сығылған ұстындар тормен байланысқан екі бөліктен тұрады. Бөліктерді кесетін ось «материалды», ал параллель ось «еркін» өстер деп аталады (х- материалды, у – еркін ось). Екі бөліктің арасындағы арақашықтық стержіннің тең орнықтылығын қамтамасыз ету арқылы табылады.

Дәнекерленген ұстындарда швеллердің белдеулерін ішке қаратып қойған тиімді деп саналады, себебі бұл кезде бөліктерді байланыстыратын торлардың ұзындықтары кішірек болады және ұстын габариты жақсырақ қолданылады.

Көтергіштік қабілеті жоғары ұстындардың бөліктері прокатталған немесе дәнекерленген қоставрлардан тұрады.

Салалы ұстындарда бағаналар белдеулерінің араларын ішкі беттерін бояу үшін (100-150) мм-лік арақашықтарда қою керек.

Ұзындығы үлкен ұстын стержіндердің қатаңдығы жеткілікті болу үшін олардың қимасы жетілдірілген болу керек. Сондықтан оларды төрт прокатты бұрыштан жобалаған тиімді деп саналады. Осындай стержіндердің қимасының ауданы үлкен болмасада қатаңдығы жоғары шамада болады. Бірақ осы стержіндерді дайындау көп еңбек талап етеді. Кейбір жағдайда бағаналардың қимасы құбырлы болған кезде стержіндер үшқырлы сияқты қабылданады және олардың қатаңдығы жеткілікті, ал металлдың шығыны тиімді болады.

Торлар ұстын бағаналарының стержіндерін біріктіріп бірге жұмыс істеуін қамтамасыз етеді және стержіндердің орнықтылығына қатты әсер етеді.

Торлардың әртүрлі жүйелері қолданылады:

- көлбеу тіреулер.
- көлбеу тіреулер мен тартпалар.
- тақтайшалар.

Көлбеу тіреулерден немесе көлбеу тіреулер мен тартпалардан жиналған торлардың қатаңдығы өте жоғары болады, бірақ осындай торды құрастыру көп еңбек талап етеді.

Тақтайшалардан жиналған торлардың қатаңдығы жоғары емес, оларды дайындау оңай және күшсалмақтарды көтеру қабілеті үлкен емес (2000-2500 кН).

Салалы ұстын қималарының сыртқы нұсқасын жоғалтпауы үшін ұстын стержіндердің биіктігі бойынша (3-4)м арасында диафрагмалар қойылады .

6.5. Салалы ұстындардың қимасын таңдау

Салалы ұстындардың қимасын таңдау x – «материалдық» өсі арқылы орнықтылығын қамтамасыз ету шарты бойынша келесі формуланы пайдалана бастады

$$A_{кер} = \frac{N}{\varphi_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad (10)$$

Қима таңдау тұтас қималы ұстындардың қималарын таңдаумен бірдей жүргізіледі. Алдын-ала λ деген иілгіштікті қабылдап кесте бойынша φ коэффициентін анықтаймыз.

Салалы ұстындардың ұзындығы 5-7м және әсер ететін күшсалмақтың мөлшері 1500 кН шамаға дейін болған кезде $\lambda=90-60$ тең деп қабылданады, егер күшсалмақтың мөлшері 2500-3000кН тең болғанда $\lambda=60-40$ тең деп қабылданады.

Сонымен λ -иілгіштікті қабылдап, φ -коэффициенті кесте бойынша анықталады, $A_{кер}$ (10) формула, ал керекті инерция радиусы келесі формула бойынша табылады.

$$r_{кер} = \frac{\ell_0}{\lambda}$$

Бағана қимасын таңдап, оның орнықтылығын тексереміз

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma \quad (11)$$

мұндағы: φ - нақты иілгіштікке сәйкес қабылданады (λ_x)

$$\lambda_x = \frac{\ell_{0x}}{r_x}$$

Егер қима дұрыс таңдалса, онда келесі этапта тең орнықтылықты қамтамасыз ету шарты бойынша $\lambda_{кел} = \lambda_x$ бағаналардың арақашықтығы анықталады.

Келтірілген иілгіштік тордың түріне байланысты келесі формула бойынша анықталады

$$\lambda_{кел} = \mu \cdot \lambda_y = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \quad (12)$$

мұндағы: $\lambda_1 = \frac{\ell_0}{r_1}$ – бағананың иілгіштігі;

$\lambda_y = \frac{\ell_{0y}}{r_y}$ – ұстынның иілгіштігі;

$\mu = \sqrt{1 + \alpha_1 \frac{A}{A_p \cdot \lambda_y^2}}$ – есептік ұзындықтың келтіру

коэффициенті (A – барлық бағаналардың қимасының ауданы; A_p – тордың көлбеу тіреулердің қимасының ауданы; α_1 – кесте бойынша алынады $r_x = \alpha_1 \cdot h$)

Бағаналардың иілгіштігі (λ_1) тордың түріне қарай қабылдайды. Мысалы торды тақтайшаларды құрастырған кезде бағаналардың иілгіштігі $\lambda_1 = 30-35$ және 40 аспау керек.

Осы кезде (12) формула бойынша ұстынның иілгіштігін анықтаймыз

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{кел}^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{\lambda_q^2 - \lambda_1^2} \quad (13)$$

Бұл кезде $\lambda_1 < \lambda_y$ болу керек, ал кері жағдайда бағананың өз орнықтылығын тұтас ұстынға қарағанда бұрын жоғалтады.

λ_y – иілгіштікті анықтап инерция радиусты табамыз

$$r_y = \frac{\ell_0}{\lambda_y} \quad (14)$$

және бағаналардың арасындағы арақашықтықты белгілейміз

$$b = \frac{r_y}{\alpha_2} \quad (15)$$

мұндағы: α_2 – кесте бойынша ұстын қимасының түріне байланысты қабылданады ($r_y = \alpha_2 \cdot b$)

Егер торды көлбеу тіреулермен құрастырған жағдайда ұстынның иілгіштігі келесі формула бойынша анықталады.

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \alpha_1 \frac{A}{A_p}} \quad (16)$$

мұндағы: α_1 – кесте бойынша ұстынның қимасының түріне байланысты қабылданады ($r_x = \alpha_1 \cdot h$);

A – ұстын қимасының ауданы;

A_p – тордың көлбеу тіреулердің қимасының ауданы.

Осыдан кейін (r_y) және (b) табамыз (14 және 15 формула бойынша);

Ұстынның қимасын таңдағаннан кейін y – ось бойынша орнықтылықты тексереміз (6-формула).

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

Бақылау сұрақтары:

1. Орталық сығылуға жұмыс істейтін бағаналардың схемасы
2. Сығылған МК ұстындардың негізгі бөліктері
3. Бағаналардың тұтас қималарының ашық түрлері
4. Бағаналардың тұтас қималарының жабық түрлері
5. Тұтас ұстындардың қимасын таңдау (беріктік шарты)
6. Тұтас ұстындардың қимасын таңдау (орнықтылық шарты)
7. Салалы бағаналар қимасы
8. Салалы бағаналар торларының түрлері
9. Салалы ұстындарда диафрагмаларды орналастыру
10. Салалы ұстындардың қимасын таңдау
11. Салалы ұстындардың орнықтылығын тексеру

Ұсынылатын әдебиеттер тізімі

1. Металлические конструкции. Элементы конструкций. Том I. Учебник для студентов вузов, обучающихся по

- специальности ПГС. / Под ред. В.В. Горева, 2-е издание. - М.: Высшая школа, 2001.-551 с.
2. Металлические конструкции. Учебник для студентов вузов, обучающихся по специальности ПГС. / Под ред. Е.И. Беленя, 6-е издание,.-М.:Стройиздат,1986.-560 с.
 3. СНиП-5.04-23.-2002. Нормы проектирования.Строительные конструкции.-Астана, 2003.-118 с.
 4. СНиП II-23-81* Стальные конструкции. –М.: Изд-во АСВ, 2001.-35 с.
 5. Металлические конструкции. Справочник проектировщика. / Под ред. Н.П. Мельникова, 2-е издание.-М.:Стройиздат, 1980.-776 с.

Дәріс №7

Тақырып: «Арқалықтардың ұстындармен жалғасу түрлері. Ұстындардың бастылығының және негіздіктерінің конструкциясы»

- Жоспар:
- 7.1. Жалғасулардың түрлері
 - 7.2. Ұстындар бастылығын есептеу және жобалау
 - 7.3. Негіздіктердің түрлері мен конструктивтік ерекшеліктері
 - 7.4. Траверсалы негіздіктерді есептеу және жобалау

7.1. Жалғасулардың түрлері

Арқалықтардың ұстындармен жалғасулары топсалы және қатаң болуы мүмкін. Топсалы немесе еркін жалғасу тек қана тік күшсалмақтарды қабылдайды (9 а,б,в-сурет). Осы жағдайда эксплуатация және монтаждау кездегі орын ауыстырудан ұстындарды іргетасқа немесе тік байланыс жүйесіне қатаң бекітеді.

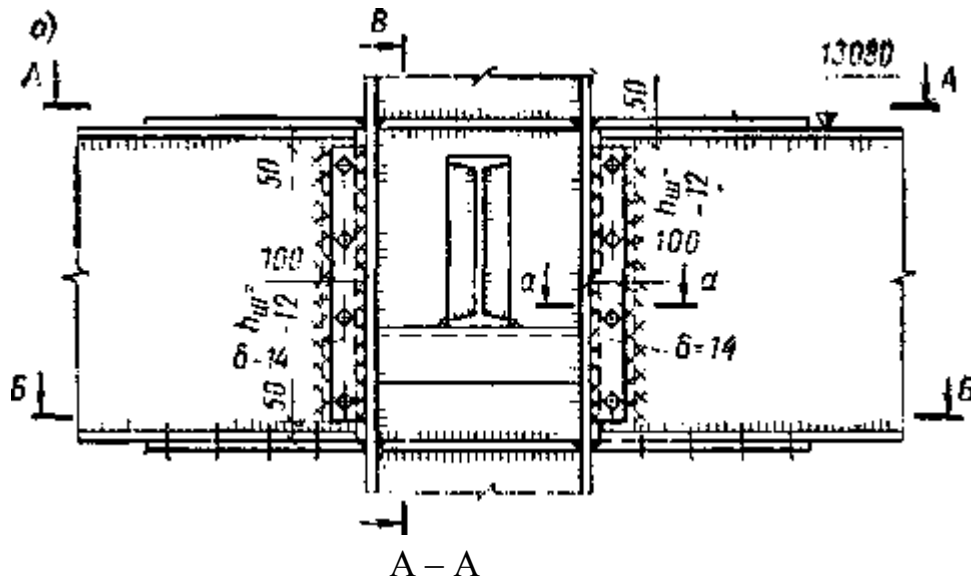
Арқалықтар ұстынға қатаң бекітілген кезде көлденең күшті қабылдай алатын рамалық жүйе пайда болады. Арқалықты бұл кезде ұстынға жанынан бекітеді (9 г-сурет).

7.2. Ұстындар бастылығын есептеу және жобалау

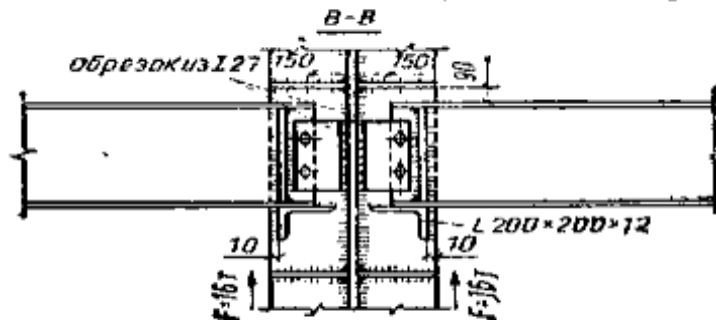
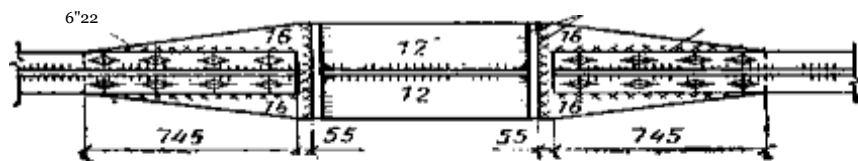
Арқалықтар ұстынға еркін жалғасқан жағдайда арқалық ұстынға жоғарыдан тіреледі және бұл кезде монтаждау жұмыстарды жасау ыңғайлы болады (9-сурет).

Осындай жағдайда ұстындардың бастылығы – тірек плита және қырдан жинастырылады (9 а,б-сурет). Тіректегі қыр плитаны көтереді және күшсалмақты ұстынның бағаналарына таратады. Бастылығының қыры тірек плитаға және салалы ұстындардың бағаналарына, ал тұтас қималар үшін ұстындардың қабырғаларына дәнекерленеді.

А)

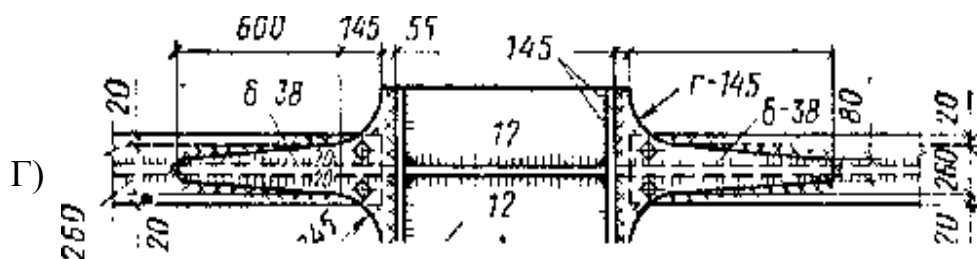


Б)



Верхние рыба толщиной 40мм

В)



Сурет 9. Арқалықтың ұстынға тірелуі

а,б,в – жоғарыдан, г – жанынан

(қырынан)

Ұстындардың бастылығына әсер ететін күшті, қырды плитаға бекітетін дәнекерленген жік көтереді. Ол үшін келесі шарт орындалу керек.

$$\sigma = \frac{N}{k_{\omega} \cdot \sum \ell_{\omega}} \leq (\beta \cdot \gamma_{y\omega} \cdot R_{of})_{\min} \cdot \gamma \quad (1)$$

мұндағы: k_{ω} – дәнекерлеу жіктің катеті;

$\sum \ell_{\omega}$ – жіктің есептік ұзындығы;

$\gamma_{y\omega}$ – дәнекерленген қосылыстардың жұмыс жағдайын ескеретін коэффициент;

R_{of} – бұрыштама жіктің қиылуға есептік кедергісі;

γ – элементтің жұмыс жағдайын ескеретін коэффициент;

Бастылығы қырының биіктігі дәнекерлену жіктің ұзындығы бойынша анықталады. Осы жіктің ұзындығы $85 \beta_{\omega} \cdot \kappa_{\omega}$ аспауы керек.

$$h_k = \frac{N}{4 \cdot k_{\omega} (\beta \cdot \gamma_{y\omega} \cdot R_{of})_{\min} \cdot \gamma} \quad (2)$$

Бастылығы қырының қалыңдығы тіректегі толық қысымның әсеріне жаншылуға қарсыласу шартынан анықталады

$$t_k = \frac{N}{\ell_{жс} \cdot R_{жс}} \quad (3)$$

Бұл жерде: $\ell_{жс}$ – жаншылу беттің ұзындығы;

$R_{жс}$ – жаншылуға есептік кедергісі.

Бастылығы қырды ығысуға жұмыс істеуін тексеру керек

$$\tau = \frac{N}{2 \cdot h_k \cdot t_k} \leq R_s \quad (4)$$

Тірек плитаның қалыңдығы конструктивтік талаптар бойынша қабылданады және 20-25мм тең болады.

Тіректегі үлкен қысымды арқалықтан ұстынға қырлар таратқан жөн және осы қырлар ұстындағы сөренің үстінде орналасады .

Арқалық ұстынға жанынан тірелген жағдайда (1г-сурет), тік бағыттағы реакция арқалықтың тіректегі қыры арқылы ұстынның сөресіне дәнекерленген тірек орындыққа таратады.

Ұстынның тірек орындықтың қалыңдығы 25-40мм тең қабылданады және арқалықтың тіректегі қырдың қалыңдығынан үлкендеу болады.

Тірек орындықты үш жағынан дәнекерлену арқылы ұстынға бекітеді және осы дәнекерленген жікті келесі формула бойынша есептейді

$$\sigma = \frac{1,3 \cdot N}{k_\omega \cdot \sum \ell_\omega} \leq (\beta \cdot \gamma_{\gamma\omega} \cdot R_{of})_{\min} \cdot \gamma \quad (5)$$

бұл жерде: 1,3 – бастылығын даярлау кезде дәлдікке әсер ететін факторлар ескеретін коэффициент.

7.3. Негіздіктердің түрлері мен конструктивтік ерекшеліктері

Негіздіктердің (базаның) конструкциясы ұстынның есептік схемасында қабылданған іргетаспен бекіту түріне сәйкес болу қажет.

Ұстын іргетаспен топсалы бекітілген жағдайда кездейсоқ момент әсерінен негіздіктердің шамалы бұрылуына мүмкіншілік болуы керек. Ал қатаң бекітілген кезде іргетаспен жалғасуы бұрылмайтындай болуы керек.

Конструктивтік шешімдері бойынша негіздіктердің үш түрі (2-сурет) бар:

- 1) траверсалы;
- 2) кесігі фрезерленген;

3) топсалы құралды орталықтандырылған плита сияқты қабылданған.

Үлкен емес есептік күштер әсер ететін ұстындарда (4000-5000кн) траверсалы негіздіктер қолданылады. Траверса ұстынбағанасынан келетін күшті тірек плитасына таратады. Күшсалмақтардың біркелкі таралуы үшін траверса аралықтарын қатаңдық қырлармен бөледі.

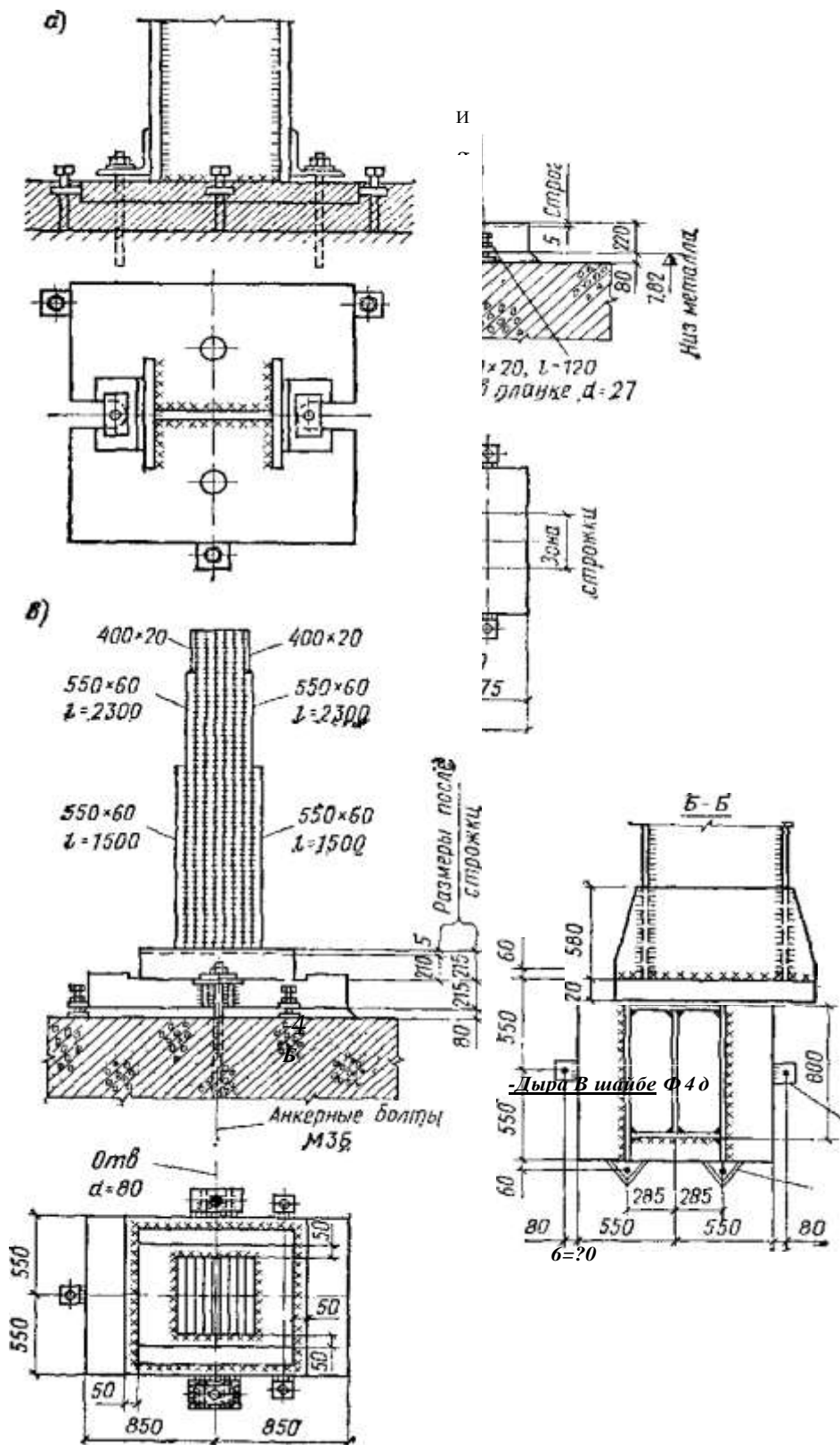
Үлкен есептік күштер әсер ететін ұстындарда (6000-10000кн) фрезерленген бағаналар қолданған дұрыс. Бұл кезде траверсалар және қатаңдық қырлар болмайды, ал күшсалмақтарды біркелкі таралуын фрезерленген ұстын қимасы атқарады және плита қалыңдығы жоғары болады.

Орталықтандырылған плитасы бар негіз топсалы есептік схемасына сәйкес болғанымен, монтаждау кезде әртүрлі проблемалар тудырады. Сондықтан олар сирек қолданылады.

Ұстын мен іргетас топсалы бекітілген кезде анкерлік (қарнақ) болттар ұстынның жобалық орнын белгілеу және монтаждау кезде бекіту үшін қолданылады.

Ұстын мен іргетас қатаң бекітілген кезде анкерлер ұстын бағанасына және іргетасқа бекітіледі.

Анкерлік (қарнақ) болттар диаметрлері топсалы бекітілгенде $d=(20-30)$ мм-ге, ал қатаң бекітілген $(24-36)$ мм-ге тең. Қарнақ болттар орналастырылатын тесіктер оның диаметрінен 1,5-2 есеге артық қабылданады. Қарнақ болттарға шайбалар кигізіледі, болттар тартылып болғаннан кейін шайбаларды негізге дәнекерлену арқылы бекітеді.



Сурет 10. Ұстын негіздіктерінің түрлері

7.4. Траверсалы негіздіктерді есептеу және жобалау

Негіздіктердің түрін қабылдағаннан кейін тірек плитасының өлшемдері мен қалыңдықтары анықталады.

Плитаның керекті ауданы

$$A_{кер} = \frac{N}{R_{b,ж}} \quad (6)$$

$R_{b,ж}$ – іргетас бетонның жаншылуға есептік кедергісі;

N – ұстынға әсер ететін есептік күш;

Егер тірек плитаның ауданы ($A_{шт}$) іргетастың жоғарғы деңгейіндегі ауданнан ($A_{ф}$) төмен болған жағдайда бетонның жаншылуға есептік кедергісі өседі және келесі формула бойынша анықталады

$$R_{b,ж} = R_b \cdot \sqrt{A_{ф} / A_{шт}} \leq R_b \cdot \gamma \quad (7)$$

мұндағы: R_b – бетонның призмалық беріктігі;

$$\gamma = 1,5$$

($A_{кер}$) керекті аудан бойынша плитаның өлшемдері B , L табылады және олар конструктивтік талаптарға сәйкес болу керек (ұстынның бағаналарын, травесті, қырларды плитаға орналастыруға мүмкіншілік болу керек).

Плитаны пластина сияқты іргетастан біркелкі таралған қысымның әсеріне есептейді.

Негіздіктердің конструкциясына байланысты тірек плита бірнеше аймақтарға бөлінеді (10-сурет):

- төрт шетімен бекітілген аймақ (1 контур);
- үш шетімен бекітілген аймақ (2 контур);
- екі шетімен бекітілген аймақ (3 контур);
- консольды аймақ (4 контур).

Егер пластина төрт және үш жағынан бекітілген болса, онда ені 1 см тең аймақтағы пластинада иілу моменттің шамасы келесі формула бойынша анықталады:

$$\text{- үш шетімен бекітілген аймақ үшін } M = \beta \cdot q \cdot a_1^2 \quad (8)$$

$$\text{- төрт шетімен бекітілген аймақ үшін } M = \alpha \cdot q \cdot a^2 \quad (9)$$

мұндағы: q – плитаның 1 см^2 ауданға әсер ететін есептік қысым (іргетасқа таралатын кернеуге тең);

(α) және (β) – коэффициенттер кестеден алынады (кестелерді академик В.Г. Галеркин құрастырған) және (α) – коэффициент 1-контурдың өлшемдерінің қатынасына (b/a), ал 2-контурдың өлшемдерінің қатынасына (b_1/a_1) байланысты болады.

Егер $b/a > 2$ болған жағдайда 1-контурда есептік момент біраралықты арқалықты плиталарға сәйкес анықталады

$$M = q \cdot a^2 / 8 \quad (10)$$

Егер $b_1/a_1 > 2$ болған жағдайда 2-контурдағы плитаны консоль сияқты есептейді.

Консольды аймақтағы плитада (4-контур) июші моменті келесі формула бойынша есептейді.

$$M = q \cdot c^2 / 2 \quad (11)$$

Плитадағы әртүрлі аймақтарында анықталған июші моменттерден ең үлкен мәні бойынша ені 1 см-ге тең плитаның кедері моменті табылады.

$$W_{nl} = 1 \cdot t_{nl}^2 / 6 = M_{\max} / R_y \quad (12)$$

Осыдан плитаның керекті қалыңдығы анықталады

$$t_{nl} = \sqrt{6M_{\max} / R_y} \quad (13)$$

Плитаның қалыңдығы негізі (20-40)мм аралығында қабылданады.

Ұстын бағанасынан келетін күш траверсаға дәнекерленген тігістер арқылы беріледі. Тігістің ұзындығы бойынша траверстің биіктігін анықтайды. Егер траверса ұстынға 4 тігіспен бекітілген болса траверстың керекті биіктігі келесі формула бойынша табылады.

$$h_{mp} = N / 4 \cdot k_{\omega} (\beta \cdot \gamma_{y\omega} \cdot R_{of})_{\min} \quad (14)$$

мұндағы: k_{ω} – дәнекерлену жіктің катеті;

β – жіктің ерітіп дәнекерлену тереңдік коэффициенті;

$\gamma_{y\omega}$ – дәнекерленген қосылыстардың жұмыс жағдайын ескеретін коэффициент;

R_{of} – бұрыштама жіктің қиылуға есептік кедергісі

Траверса биіктігі $h_{mp} \leq 0,85k_{\omega}$ аспау керек.

Бақылау сұрақтары:

1. Арқалықтың ұстынға тірелуі
2. Ұстындардың негіздіктерінің түрлері
3. Негіздіктердің конструктивтік ерекшеліктері
4. Тірек плитасының өлшемдері және қалыңдығы
5. Тірек плитасының аймақтары және есептік схемасы
6. Траверстің биіктігін анықтау

Ұсынылатын әдебиеттер тізімі

1. Металлические конструкции. Элементы конструкций. Том I. Учебник для студентов вузов, обучающихся по специальности ПГС. / Под ред. В.В. Горева, 2-е издание. - М.: Высшая школа, 2001.-551 с.
2. Металлические конструкции. Учебник для студентов вузов, обучающихся по специальности ПГС. / Под ред. Е.И. Беленя, 6-е издание,.-М.:Стройиздат,1986.-560 с.
3. СНиП-5.04-23.-2002. Нормы проектирования.Строительные конструкции.-Астана, 2003.-118 с.
4. СНиП II-23-81* Стальные конструкции. –М.: Изд-во АСВ, 2001.-35 с.
5. Металлические конструкции. Справочник проектировщика. / Под ред. Н.П. Мельникова, 2-е издание.-М.:Стройиздат, 1980.-776 с.

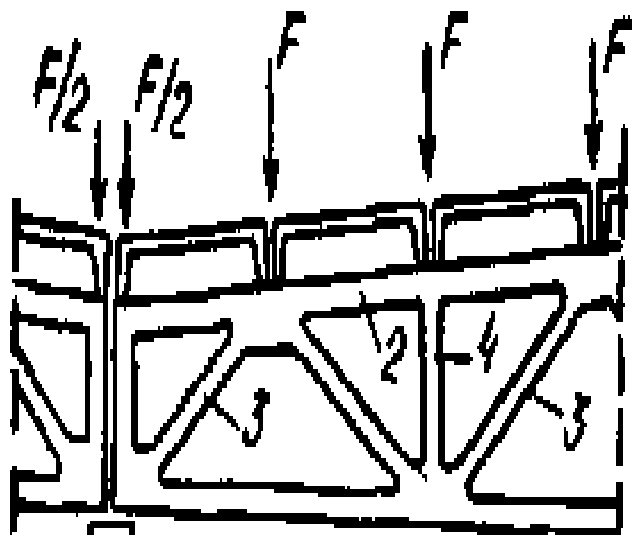
Дәріс № 8

Тақырыбы : «Сығылған темірбетон элементтер»

- Жоспар: 8.1. Сығылған элементтер туралы жалпы түсінік.
- 8.2. Сығылған элементтердің конетруктивтік ерекшеліктері.
 - 8.3. Ортадан сығылған элементтерді есептеу.
 - 8.4. Ортадан тыс сығылған элементтерді есептеу.
 - 8.5. Ортадан тыс сығылған элементтерді есептеу ерекшеліктері.

8.1. Сығылған элементтер туралы жалпы түсінік.

Ғимараттың көптеген конструкция элементтері сығылады. Бойлық күштің түсуіне байланысты сығылған элементтер ортасынан және ортасынан тыс сығылған болады. Ортасынан сығылған кезде бойлық күш геометриялық ось бойынан түседі. Ортасынан тыс сығылған кезде байлық күш элементке эксцентриситетпен әсер етеді және бұл жағдайда июші момент пайда болады.



Сурет 11. Ортасынан сығылған элементтер.

Ортасынан сығылған элементтерге ғимараттардың ортадағы ұстындар, фермадағы тордың элементтері жатады (Сурет 11): 1-ортадағы ұстын; 2-жоғары белдеуі; 3-жоғары көтеріліп бара жатқан қиғаш тірек, 4-тік тіреу.

Нақтылы жағдайда ортасынан сығылу кездеспейді, өткен әрқашан кішкене болсада конструктивтік немесе кездейсоқ эксцентриситеттер пайда болады, яғни ортасынан тыс сығу орын алады.

Кездейсоқ эксцентриситеттің пайда болған себептері:

- арматураларды дәл орналастырылмауы;
- беттонның қасиетінің қиманың биіктігі бойында біркелкі еместігі;
- нақты өлшемдердің жобалық өлшемдерден ауытқуы;
- құрастырылмалы конструкцияларды монтаждау кезіндегі дәлсіздіктер болуы мүмкін.

Сондықтан осындай элементтерді есептегенде кездейсоқ эксцентриситетті еске алу керек:

$$\left. \begin{aligned} e_a &= \frac{1}{600} \cdot l; \\ e_a &= \frac{1}{30} \cdot h; \\ e_a &\geq 1 \text{ см.} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

мұндағы: l – элементтің ұзындығы;

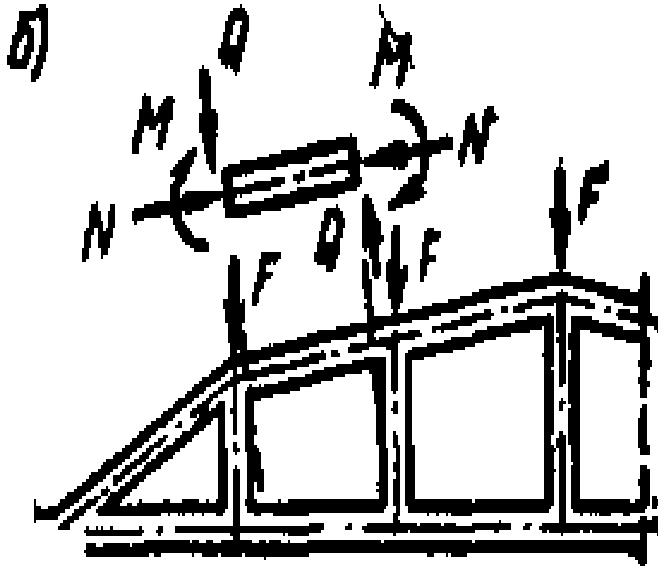
h – элементтің қимасының биіктігі (ең кіші мәні);

e_a – кездейсоқ эксцентриситеті.

Осылардан $e_a = e_{a,\max}$ тең деп қабылдаймыз.

Ортасынан тыс сығылған элементтерге жатады:

- бір қабатты өнеркәсіпті ғимараттардың ұстындары;
- қиғаш тірексіз ферманың жоғары белдеуі (12сурет);
- жер астындағы резервуарлардың қабырғалары .



Сурет 12. Ортасынан тыс сығылған элементтер

Статикалық анықталған конструкциялар үшін байлық күштің қиманың ауырлық ортасына салыстырмалы эксцентриситетінің шамасын келесі формула бойынша анықталады.

$$e_a = e_m + e_0 \quad (2)$$

мұндағы: e_a – кездейсоқ эксцентриситетті;

$e_m = \frac{M}{N}$ – июші моменттердің әсерінен пайда болған эксцентриситет;

e_0 – күштің есептік эксцентриситеті (бойлық күштің әсер

өтетін осінен қиманың ауырлық ортасынан өтетін оське дейінгі арақашықтық).

8.2. Сығылған элементтердің конструкциялық ерекшеліктері

Сығылған элементтер көлденең қиманың пішіні бойынша келесі түрлері бар: квадратты; тік бұрышты; дөңгелек; қос тавралы; П- әріпті.

Ортасынан тыс сығылған элементтер көбінесе тік бұрышты жасалынады. Осындай элементтерде иілген моменттің әсерінің жазықтығына қарай көлденең қиманың өлшемі үлкейтіледі ($h > b$).

Арматуралық қанқалардың және қалыптардың өлшемдерін стандарттау үшін қиманың өлшемдері (h, b) 50мм немесе 100мм еселі болу керек.

Сығылған элементтерде қолданылатын бетонның класы В15 төмен болмау керек, ал күшті жүктелген ұстындардың бетонның класы В25 төмен болмау керек.

Сығылған элементтер келесі ұзынабойлық стерженьдермен арматураланады:

- диаметрі $d_s = 12 - 40 \text{ мм}$, ыстық өңделген болаттан класы А-II, А-III;

- термиялық бекемделген болаттан класы А_I-IIIс, А_I-III;

Қолданылатын көлденең стерженьдер ыстық өңделген болаттан классы А-I, А-II, А-III немесе сымдық арматурадан класы В-I жасалынады.

Бойлық және көлденең стерженьдер жазық немесе кеңістіктік дәнекерленген және тоқыма қанқаларды жинайды.

Ортасынан сығылған элементтер арматуралануы:

Барлық бойлық жұмыс стерженьдерінің көлденең қимасының ауданы- ($A_s + A'_s$);

Сығылған элементтерде қимадағы арматураның санын μ - деген коэффициент көрсетеді:

$$\mu = \frac{A_s}{bh} - \text{арматуралау коэффициенті};$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh} \cdot 100\% - \text{арматуралау пайызы (проценті)};$$

Сығылған элементтерде арматуралау пайызы 3% аспау керек, яғни

$$\mu_{\max} = 3,0\% .$$

Сығылған элементтердің қысқа жағында орналастырылған бойлық арматураның ауданы (A_s) және (A'_s) деп белгіленеді.

Арматуралау пайыздың (%) минимальдық шамасы элементтің иілгіштігіне (λ) байланысты

$$\mu_{\min} - 0,05\% , \text{ егер } \lambda \leq 5 ;$$

$$\mu_{\min} - 0,10\% , \text{ егер } 5 < \lambda \leq 10 ;$$

$$\mu_{\min} - 0,20\% , \text{ егер } 10 < \lambda \leq 24 ;$$

$$\mu_{\min} - 0,25\% , \text{ егер } \lambda > 24 .$$

Ортасынан тыс сығылған элементтердің арматуралау пайызы (%) $\mu_{\min} - 0,5 - 1,2\%$ тең болу керек (арматуралау пайыздың оптимальдық шамасы $\mu_{opt} - 1 - 2\%$).

Егер $A_s = A'_s$ тең болса, онда қиманы симметриялық арматураланған дейін, егер $A_s \neq A'_s$ тең болмаса симметриялықсыз арматураланған деп аталынады.

Бойлық стерженьдер ($d_s = 12 - 40\text{мм}$) сыртқы күш салмақтардың әсерін қабылдауға арналған.

Көлденең стерженьдер бойлық арматураны жобалық орнын қамтамасыз ету үшін қойылады және олардың диаметрі (d_{sw}) дәнекерлеу шартынан алынады. Тоқылған қаңқалар үшін $d_{sw} \geq 5\text{мм}$ және $d_{sw} \geq 0,25 \cdot d_s$. (d_s) - бойлық стерженьдердің диаметрі).

Көлденең стерженьдер күш салмақтар әсер еткенде бойлық стерженьдерінің орнықтылығын жоғалту нәтижесінде бетонның қорғаушы қабатын жарып сыртқа қарай шығып кетуден сақтау үшін қойылады және олардың адымы келесі конструктивтік талаптарға сәйкес болу керек.

$$\left. \begin{array}{l} S \leq 20d_s \text{ (дәнекерленген қаңқа)} \\ S \leq 500\text{мм} \\ S \leq 15 \cdot d_s \text{ (тоқылған қаңқа)} \end{array} \right\} \quad (4)$$

Көлденең стерженьдердің адымы 50мм еселі болуы керек.

8.3. Ортасынан сығылған элементтерді есептеу.

Ортасынан сығылған элементтерді есептегенде кездейсоқ

эксцентриситеті еске алынады. Сондықтан, ортасынан сығылған элементтер кездейсоқ эксцентриситетімен сығылған элементтер деп айтылады.

Сығылған элементтерді есептегенде ортадан сығылған элементтің формуласын қолдануға болады, егер:

- тік бұрышты қиманы симметриялық арматураланған жағдайда;
- бойлық арматураның класы А-I, А-II, А-III;
- элементтің иілгіштігі $\lambda \leq 20$ төмен болғанда;
- элементтің эксцентриситеті кездейсоқ эксцентриситетінен аспағанда $l_0 \leq l_a$

$$e_a = \frac{1}{600} \cdot l$$

$$e_a = \frac{1}{30} \cdot h$$

$$e_a \geq 1 \text{ см}$$

7-сурет. Ортасынан сығылған элементтің есептік схемасы.

Беріктік шарты:

$$N \leq \eta \varphi [R_b A_b + R_{sc} (A_s + A'_s)] \quad (5)$$

Мұндағы: N – есептік күшсалмақтың әсерінен пайда болған бойлық сығылу күші;

$A_b = b \cdot h$ – элементтің қимасының ауданы;

η - жұмыс жағдайын ескеретін коэффициент;

$\eta = 0,9$ егер $h \geq 200 \text{ мм}$; $\eta = 1,0$ егер $h < 200 \text{ мм}$

φ – жүктеудің ұзақ мерзімін, элементтің иілгіштігін және арматуралау түрін еске алатын коэффициент.

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b) \frac{R_{sc} (A_s + A'_s)}{R_b A_b} \quad (6)$$

мұндағы: φ_b, φ_r – 4 кесте [] бойынша алынады жүктеудің ұзақ мерзіміне және иілгіштігіне байланысты.

(5) формуладан арматураның көлденең қимасының ауданын анықтаймыз:

$$(A_s + A'_s) = \frac{N}{\eta \cdot \varphi \cdot R_{sc}} - A_b \frac{R_b}{R_{sc}}; \quad (7)$$

Егер сығылған элементтердің өлшемдері (b,h) белгілі болмаса,

онда $\varphi = \eta = 1$, $\mu = 0,01$ тең деп қабылдап

$$\left. \begin{aligned} A_s + A'_s &= \mu \cdot A_b \\ A_b \left(\mu + \frac{R_b}{R_{sc}} \right) &= \frac{N}{\eta \cdot \varphi \cdot R_{sc}}; \\ A_b &= \frac{N}{\left(\mu + \frac{R_b}{R_{sc}} \right) R_{sc}} = \frac{N}{\mu \cdot R_{sc} + R_b}; \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

Одан кейін қиманың өлшемдерін табамыз $b = h = \sqrt{A}$; 4 кесте [1] бойынша φ_r, φ_b және (6) формула бойынша φ -коэффициентті анықтаймыз. (5)-формуладан $(A_s + A'_s)$ есептейміз және μ - деген коэффициентті табамыз.

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{A_b} \cdot 100\%$$

Осы анықталаған арматуралау пайызы (%) келесі шартқа сәйкес болуы керек. $\mu_{\min} \leq \mu \leq \mu_{\max}$. Практикадағы μ -дің оптимальдық шамасы (1-2%) тең болу керек.

Практика жүзінде ортадан сығылған элементтерді есептегенде 2-түрлі есеп кездеседі:

Есептің 1-түрі

Берілгені:

- қиманың өлшемдері b ; h ;
- ℓ_0 - есептік ұзындық;
- бетонның және арматураның кластары;
- толық күшсалмақтардың әсерінен пайда болған бойлық күш N ;
- ұзақ мерзімді уақытша күшсалмақтардың әсерінен пайда болған бойлық күш N_e .

Табу керек:

- 1) $(A_s + A'_s)$ -?
- 2) $N \leq N_{к.м}$ сығылған элементтің көтергіштік қабілетін тексеру

керек.

Есептің тізбегі:

1. Бетонның және арматураның кластары бойынша бетон мен арматураның сығылуға есептік кедергісін анықтаймыз R_b, R_{sc}

2. Қабылдаймыз $\eta = 1$; $\varphi = 1$; $A_b = b \cdot h$
3. $(A_s + A'_s) = \frac{N}{\eta \cdot \varphi \cdot R_{sc}} - A_b \frac{R_b}{R_{sc}}$;
4. $\frac{l_0}{h}$; $\frac{N_e}{N}$ бойынша IV-кестеден [] φ_b, φ_n коэффициенттерді анықтаймыз.

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b) \frac{R_{sc}(A_s + A'_s)}{R_b \cdot A_b}$$
5. Бойлық стерженьдердің көлденең қимасының ауданы
 $(A_s + A'_s) = \frac{N}{\eta \cdot \varphi \cdot R_{sc}} - A_b \frac{R_b}{R_{sc}}$;
6. Сортамент кестеден $(A_s + A'_s)$ бойынша бойлық стерженьдердің санын және диаметрін анықтаймыз.
7. $\mu = \frac{A_s + A'_s}{A_b} \cdot 100\%$ $\mu_{\min} \leq \mu \leq \mu_{\max}$
8. Қиманың көтергіштік қабілетін анықтаймыз

$$N_{ккм} = \eta \varphi [R_b \cdot A_b + R_{sc} (A_s + A'_s)]$$
9. Қиманың көтергіштік қабілетін тексереміз

$$N \leq N_{ккм}$$

Есептің 2-түрі

Берілгені:

- бетонның және арматураның кластары;
- толық күшсалмақтардың әсерінен пайда болған бойлық күш N ;
- ұзақ мерзімді уақытша күшсалмақтардың әсерінен пайда болған бойлық күш N_e ;
- l_0 есептік ұзындық.

Табу керек:

- 1) $b \cdot h$;
- 2) $(A_s + A'_s)$.

Есептің тізбегі

1. Бетонның және арматураның кластары бойынша бетон мен арматураның сығылуға есептік кедергісін анықтаймыз R_b , R_{sc} ;
2. Қабылдаймыз $\varphi = \eta = 1$; $\mu = 0,01$

3. Сығылған элементтің қимасының ауданы

$$A_b = \frac{N}{\mu \cdot R_{sc} + R_b};$$

$$b = h = \sqrt{A_b};$$

4. $\frac{l_0}{h}$; $\frac{N_e}{N}$ - бойынша IV-кестеден φ_b , φ_r коэффициенттерді анықтаймыз,

$\mu = (A_s + A'_s) / A_b = 0,01$ тең болған кезде φ -есептейміз.

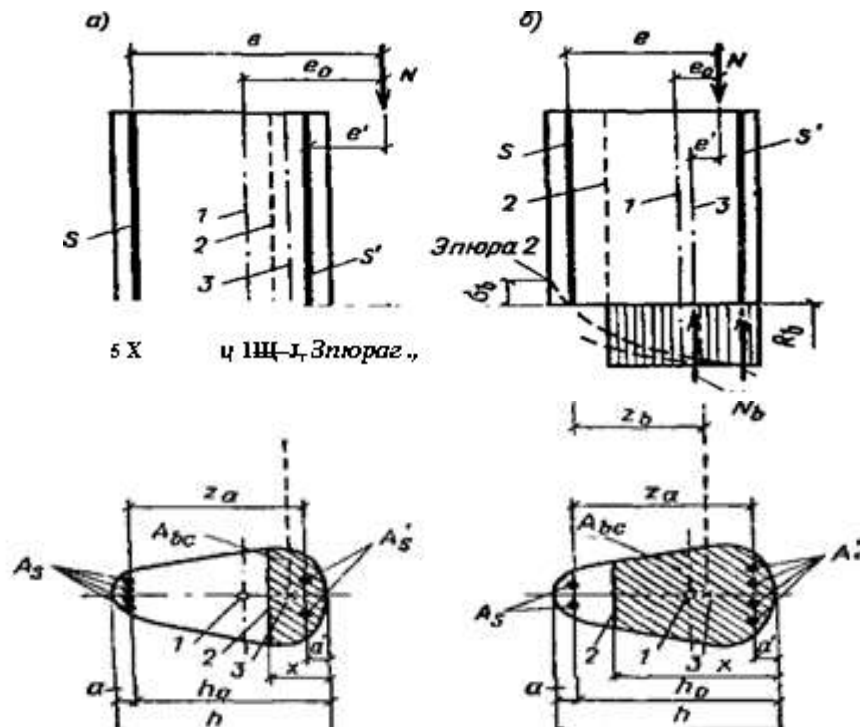
$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b) \frac{R_{sc}(A_s + A'_s)}{R_b \cdot A_b};$$

5. Бойлық стерженьдердің көлденең қимасының

ауданы $(A_s + A'_s) = \frac{N}{\eta \cdot \varphi \cdot R_{sc}} - A_b \frac{R_b}{R_{sc}};$

6. Сортамент кестеден $(A_s + A'_s)$ бойынша бойлық стерженьдердің санын және диаметрін анықтаймыз.

7. $\mu = \frac{A_s + A'_s}{A_b} \cdot 100\%; \quad \mu_{\min} \leq \mu \leq \mu_{\max}$



Сурет 13. Ортасынан тыс емес сығылған элементтер.

8.4. Ортасынан тыс сығылған элементтерді есептеу.

Ортасынан тыс сығылған элементтер кернеулік деформациялық күйдің III-кезеңінде тік қимасы бойынша 2 жағдай бойынша қирайды:

1 жағдай - үлкен эксцентриситеттер жағдайы, бұл кезде $\xi \leq \xi_R$

2 жағдай - кіші эксцентриситеттер жағдайы, бұл кезде $\xi \leq \xi_R$

1 жағдай ($\xi \leq \xi_R$)

Сығушы күштің (N) эксцентриситеті үлкен болғанда сығылған элементтер тік қимада 1 жағдай бойынша қирайды. Осындай сығылған элементердің кернеулік деформациялық күйі иілген жеткілікті арматураланған элементтің кернеулік деформациялық күйін қайталайды.

Бойлық күштен (N) алыстау орналасқан қиманың бөлігі созылады және осы жақта жарықшақтар пайда болып біртіндеп ашылады. Созылған күшті жарықшақтар бар жерде бойлық арматура ғана қабылдайды. (A_s - созылған арматураның көлденең қимасының ауданы).

Бойлық күшке (N) жақындау орналасқан қиманың бөлігі сығылады және осы аймақта орналасқан бойлық арматурада (A'_s) сығылады.

Сығылған элементтің қирауы созылған арматурадан басталады, арматурадағы созылған кернеудің шамасы аққыштық шегіне тең болады $\sigma_s = R_s$. Одан кейін элементтің қирауы сығылған аймағында бетонның уатылуымен аяқталады, осы кезде бетонда және арматурада кернеудің шамасы есептік кедергісіне тең.

$$\sigma_b = R_b, \quad \sigma_{sc} = R_{sc}$$

Сығылған элементтің қирауы 1-жағдай бойынша болғанда келесі ерекшеліктер кездеседі:

- 1) тік қимада элементтің қирауы біртіндеп өтеді және пластикалық сипатта болады;
- 2) созылған арматурада (A_s) сығылған бетонда және арматурада (A'_s) беріктік сипаттамалары бір мезгілде жойылады

$$\sigma_s = R_s, \quad \sigma_b = R_b, \quad \sigma_{sc} = R_{sc}$$

3) сығылған элементтер 1 жағдай бойынша иілген жеткілікті арматураланған элементтер сияқты қирайды, сондықтан бұл кезде $\xi \leq \xi_R$ төмен болады.

Барлық күштердің бойлық оське проекцияларының қосындысы нольге тең болуы керек, сонда күштердің тепе-теңдік шарты келесі түрде жазылады.

$$N - R_b b x - R_{sc} A'_s + R_s A_s = 0; \quad (9)$$

$$N = R_b b x + R_{sc} A'_s - R_s A_s; \quad (10)$$

$$N = R_b b \xi h_o + R_{sc} A'_s - R_s A_s; \quad (10')$$

мұндағы: N – сыртқы күшсалмақтардың әсерінен пайда болған бойлық күш;

$(R_b b \xi h_o + R_{sc} A'_s - R_s A_s)$ – ішкі күштердің бойлық оське проекцияларының қосындысы.

Беріктік шарты:

$$Ne \leq R_b b x (h_o - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_o - a') \quad (11)$$

Мұндағы:

$$Ne \leq R_b b \xi h_o (h_o - 0,5 \xi h_o) + R_{sc} A'_s (h_o - a') = \alpha_m R_b b h_o^2 - R_{sc} A'_s (h_o - a') \quad (12)$$

$$\alpha_m = \xi(1 - 0,5 \xi)$$

$$e = e_o + 0,5h - a$$

мұндағы

$$e_o = \frac{M}{N} + e_a; \quad (13)$$

e_o – бойлық күштің (N) қиманың ауырлық ортасына салыстырмалы эксцентриситеті;

e – бойлық күштің (N) созылған арматураның ауырлық ортасына салыстырмалы эксцентриситеті.

2 жағдай ($\xi > \xi_R$)

Сығушы күштің (N) эксцентриситеті кіші болғанда сығылған элементтер тік қимада 2-жағдай бойынша қирайды. Бұл жағдайдың кернеулік күйдің 2 түрі белгілі:

1 түрі – барлық қима сығылған кезде;

2 түрі – қиманың көп бөлігі сығылған кезде.

1 түрі. Барлық қима сығылады, бірақ қима бірқалыпты сығылмайды. Күшке жақын қиманың бөлігі қатты, ал алыстау бөлігі шамалы сығылады. Элемент қараған кезде қатты сығылған аймақта бетонда және арматура (A'_s) кернеудің шамасы есептік кедергісіне тең болады $\sigma_b = R_b$, $\sigma_{sc} = R_{sc}$. Ал шамалы сығылған аймақта арматурадағы (A_s) кернеу сығушы болады.

$$\sigma_s = R_s \ll R_{sc}$$

2 түрі. Қиманың көп бөлігі сығылған кезде, күшке жақындау бөлігі сығылады, ал алыстау орналасқан бөлігі шамалы созылады. Элементтің қиаруы сығылған бетонда және арматурада кернеудің шамасы есептік кедергісіне тең болады.

$$\sigma_b = R_b, \quad \sigma_{sc} = R_{sc}$$

Шамалы созылған аймақтағы арматурада пайда болған созылған кернеудің шамасы (σ_s) есептік кедергісінен біршама төмен болады. $\sigma_s \ll R_{sc}$.

Егер сығылған элементтер классы А-I, А-II, А-III бойлық стерженьдермен арматураланған кезде және бетонның класы В30 төмен болғанда, арматурадағы созылған кернеудің шамасы келесі формула бойынша анықталады.

$$\sigma_s = (2 \frac{1-\xi}{1-\xi_R} - 1) \cdot R_s; \quad (14)$$

мұндағы: $\xi_R = \frac{x}{h_0}$ – қимадағы сығылған бетонның салыстырмалы биіктігі;

ξ_R – қимадағы сығылған бетонның салыстырмалы биіктігінің шектік мәні.

Егер сығылған элементтердің арматуралардың класы А-III жоғары болған кезде және бетонның класы В30 жоғары болғанда, арматурадағы созылған кернеудің шамасы келесі формула бойынша анықталады.

$$\sigma_s = \sigma_{sp} + \frac{\sigma_{sc} (\frac{\omega}{\xi} - 1)}{1 - \frac{\omega}{1,1}}; \quad (15)$$

мұндағы: σ_{sp} – арматурадағы алдын-ала кернеудің шамасы;

σ_{s2} – сығылған арматурадағы кернеудің шектік мәні;

$\sigma_{s2} = 400 \text{ МПа}$ (егер күшсалмақ ұзақ мерзімде әсер еткенде $\sigma_{s2} = 500 \text{ МПа}$).

Сығылған элементтің қирауы 2 жағдай бойынша болғанда келесі ерекшеліктер кездеседі:

- 1) созылған арматурада беріктік қасиеттері толық пайдаланбайды ($\sigma_s < R_s$);
- 2) тік қимада элементтің қирауы мөрт сипатта өтеді;
- 3) сығылған элементтер 2 жағдай бойынша иілген тым көп арматураланған элементтер сияқты қирайды, сондықтан бұл кезде $\xi > \xi_R$ жоғары болады.

Күштердің тепе-теңдік шарты келесі формула бойынша жазылады.

$$N = R_b b x + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s \quad (16)$$

$$N = R_b b \xi h_o + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s \quad (16')$$

Беріктік шарты:

$$\begin{aligned} Ne &= R_b b x (h_o - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_o - a') = R_b b \xi h_o (h_o - 0,5\xi h_o) + \\ &+ R_{sc} A'_s (h_o - a') = \alpha_m R_b b h_o^2 + R_{sc} A'_s (h_o - a') \end{aligned} \quad (17)$$

8.5. Ортасынан тыс сығылған элементтерді есептеу ерекшеліктері

Егер ортасынан тыс сығылған элементтердің иілгіштігі $\lambda = \frac{l_o}{i} > 14 \left(\frac{l_o}{h} > 4 \right)$ болған жағдайда бойлық иілудің әсерін ескеру керек. Ол үшін басындағы эксцентриситетті (η) деген коэффициентке көбейту керек, 14 сурет.

$$\eta = \frac{l_o \cdot \eta}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}; \quad (18)$$

мұндағы: η – бойлық иілудің әсерін ескеретін коэффициент;

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot E_b}{l_o^2} \left[\frac{J}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta}{\varphi_{sp}}} + 1 \right) + \alpha \cdot J_s \right]; \quad (19)$$

мұндағы: N_{cr} – шартты шектік күш.

Осы күш келесі факторларға байланысты болады: геометриялық сипаттамаларға, материалдың деформациялық қасиеттеріне, бойлық күштің эксцентриситетіне, күшсалмақтың ұзақ мерзімділігіне және арматураның бастапқы кернеуіне.

J – бетон қимасының инерция моменті;

J_s – бетон қимасының ауырлық ортасына салыстырмалы келтірілген арматура қимасының инерция моменті;

l_0 – сығылған элементтің есептік ұзындығы.

$$\varphi_e = 1 + \beta \frac{M_e}{M}; \quad (20)$$

φ_e – күшсалмақтың ұзақ мерзімділігін ескеретін коэффициент;

$\beta = 1$ – ауырбетон үшін (IV. 2-кесте [1]):

$$\varphi_{sp} = 1 + 12 \frac{\sigma_{bp}}{R_b} \cdot \delta; \quad (21)$$

φ_{sp} – арматурадағы бастапқы кернеудің элементтің қатаңдығына әсерін еске алатын коэффициент;

$\delta = \frac{l_0}{h}$ – салыстырмалы эксцентриситет;

$$\delta > \delta_{\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b;$$

σ_{bp} – бастапқы сығылу күштің (P) әсерінен бетондағы кернеу;

$\alpha = \frac{E_s}{E_b}$; келтіру коэффициент;

(η) – деген коэффициентті (18)-формула бойынша анықталғаннан кейін бойлық күштің созылған арматураның ауырлық ортасына салыстырмалы эксцентриситетін тексереміз.

$$e = e_0 \cdot \eta + 0,5h - a \quad (22)$$

Практика жүзінде ортадан тыс сығылған элементтерді есептегенде 2-түрлі есеп кездеседі:

Есептің 1- түрі

Берілгені: N – толық күш салмақтардың әсерінен пайда болған бойлық күш;

M – толық күш салмақтардың әсерінен пайда болған июші момент;

N_ℓ – күшсалмақтардың ұзақ мерзімді әсерінен пайда болған бойлық күш;

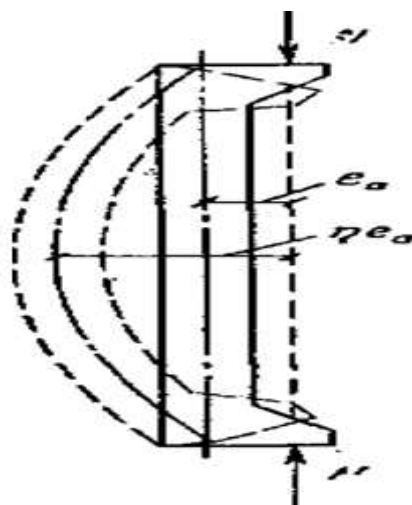
M_ℓ – күшсалмақтардың ұзақ мерзімді әсерінен пайда болған июші момент;

Бетонның және арматураның кластары;

A_s, A'_s – созылған және сығылған арматураның көлденең қимасының ауданы;

$b; h; a; a'$;

ℓ_o – есептің ұзындығы;



Сурет 14. Ортасынан тыс сығылған элементтің ию моментінің ескеру есептік схемасы.

Сығылған элементтің көтергіштік қабілетін тексеру.

Есептің тізбегі:

1) $R_b, R_s, R_{sc}, E_s, E_b$ - анықтау

$$h_o = h - a;$$

$$z_b = h_o - a;$$

$$e_0 = \frac{M}{N}; \quad \delta = \frac{e_0}{h}; \quad \lambda = \frac{l_0}{h}; \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b};$$

$$\delta > \delta_{\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b;$$

2) Қабылдаймыз $\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh} = 0,035 - 0,005;$

3) $\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_e}{M}; \quad J, J_s;$

$$\varphi_{sp} = 1 + 12 \frac{\sigma_{bp}}{R_b} \cdot \delta;$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot E_b}{l_0^2} \left[\frac{J}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta}{\varphi_{sp}}} + 1 \right) + \alpha \cdot J_s \right];$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}};$$

$$4) e = e_0 \cdot \eta + 0,5h - a'$$

5) Күштің тепе теңдік шартынан (x) табу, егер $A_s = A'_s$

$$x = \frac{N - R_{sc} \cdot A'_s + R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b};$$

$$6) \xi = \frac{x}{h_0}; \quad \xi = \frac{\omega^2}{1 + \frac{\sigma_{s1}}{\sigma_{s2}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)};$$

$$a) \xi \leq \xi_R, \quad б) \xi > \xi_R$$

7) Егер $\xi \leq \xi_R$

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$$

8) Егер $\xi > \xi_R$

Бетонның класы В30 және оданда төмен болған кезде және арматураның класы А-I, А-II, А-III болғанда

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1 - \xi}{1 - \xi_R} - 1 \right) \cdot R_s;$$

Бетонның класы В30 жоғары болған кезде және арматураның класы А-III-тен жоғары болғанда

$$\sigma_s = \sigma_{sp} + \frac{\delta_{s2} \left(\frac{\omega}{\xi} - 1 \right)}{1 - \frac{\omega}{1,1}};$$

$$x = \frac{N - R_{sc} \cdot A'_s + \sigma_s \cdot A_s}{R_b \cdot b};$$

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$$

Бұл шарт орындалғанда элементтің көтергіштік қабілеті жеткілікті деп саналады.

Есептің 2-түрі

Берілгені: N – толық күшсалмақтардың әсерінен пайда болған бойлық күш;

M – толық күшсалмақтардың әсерінен пайда болған июші момент;

N_ℓ – күшсалмақтардың ұзақ мерзімді әсерінен пайда болған бойлық күш;

M_ℓ – күшсалмақтардың ұзақ мерзімді әсерінен пайда болған июші момент;

Бетонның және арматураның кластары;

Қиманың өлшемдері - b ; h ; a ; a' ;

ℓ_0 – есептік ұзындық.

Созылған және сығылған арматураның көлденең қимасының ауданын анықтау керек ($A_s = A'_s$)?

Есептің тізбесі

1,2,3,4,5,6 – есептің пункттері қайталанады.

7) Егер $\xi \leq \xi_R$

Есеп бойынша қимада (A'_s) арматура қажетті деп саналатын шарт $\xi \geq \xi_R$, сондықтан $\xi = \xi_R$, ал $\alpha_m = \alpha_{mR} = \xi_R(1 - 0,5 \cdot \xi_R)$

Беріктік шартынан:

$$A'_s = \frac{Ne - \alpha_{mR} \cdot R_b \cdot bh_0^2}{R_{sc}(h_0 - a')}$$

Күштің тепе-теңдік шартынан:

$$A_s = \frac{R_b \cdot bh_0 \cdot \xi_R - N + R_{sc} \cdot A'_s}{R_s};$$

Егер $A'_s < 0$, онда сығылған арматура есеп бойынша қажетті емес, конструктивтік талаптарына байланысты қабылданады.

$$A'_{s,\min} = \mu_{\min} bh_0$$

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh_0}; \quad \mu_{\min} \leq \mu \leq \mu_{\max}$$

Ерекше жағдай: $A_s = A'_s$ (симметриялық арматураланған);

$R_{sc} = R_s$ (кластары А-II, А-III);

$$x = \frac{N}{R_b b}; \quad x - \text{беріктік шартына қойып } A_s = A'_s$$

табамыз

$$A'_s = A_s = \frac{N \left(e - h_0 + \frac{N}{2R_b b} \right)}{R_{sc} (h_0 - a')};$$

8) Егер $\xi > \xi_R$ (1-вариант)

Күштің тепе-теңдік шартынан (16') беріктік шартынан (17) және (σ_s) – табатын эмпирикалық формуланы (14,15) бірге шешіп келесі формулаларды шығаруға болады:

$$1. \quad \xi = \frac{\bar{n}(1 - \xi_R) + 2 \cdot \bar{\alpha} \cdot \xi_R}{1 - \xi_R + 2 \cdot \alpha} > \xi_R;$$

$$2. \quad \bar{n} = \frac{N}{R_b b h_0}; \quad \bar{\alpha} = \frac{\bar{n} \left(\frac{e}{h_0} - 1 + \frac{\bar{n}}{2} \right)}{1 - \delta'}; \quad \bar{\delta} = \frac{\bar{a}}{h_0};$$

3. $\bar{\alpha} \leq 0$ $A_s = A'_s$ – конструктивтік талаптарына байланысты қолданылады.

$$\bar{\alpha} > 0 \quad A_s = A'_s = \frac{N}{R_s} \cdot \frac{\frac{e}{h_0} - \frac{\xi}{n} (1 - 0,5 \cdot \xi)}{1 - \delta'};$$

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{b h_0}; \quad \mu_{\min} \leq \mu \leq \mu_{\max}$$

9) Егер $\xi > \xi_R$ (2-вариант)

$$а) \quad \xi = \xi_R$$

$$\alpha_m = \alpha_{mR} = \xi_R (1 - 0,5 \cdot \xi_R), \quad \sigma_s = R_s$$

$$A'_s = \frac{N e - \alpha_{mR} \cdot R_b \cdot b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')}; \quad (\text{беріктік шартынан}).$$

$$A_s = \frac{R_b \cdot b h_0 \cdot \xi_R - N + R_{sc} \cdot A'_s}{R_s} \quad (\text{күштің тепе-теңдік шартынан});$$

$$б) \quad \xi = \frac{x}{h_0} = \frac{h}{h_0} = 1,1 \quad (\text{қима барлығы сығылған кезде})$$

$$\alpha_m = \xi (A_s - 0,5 \cdot \xi_R) = 1,1 (1 - 0,5 \cdot 1,1) = 0,5$$

$$\sigma_s = R_{sc}$$

$$A'_s = \frac{N e - 0,5 \cdot R_b \cdot b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')};$$

$$A_s = \frac{N - R_b \cdot bh_0}{R_{sc}} - A'_s$$

$$в) \sigma_s = 0, \quad \xi = \omega, \quad \omega = 0,85 - 0,008R_b$$

$$\delta_s = \left(2 \frac{1 - \xi}{1 - \xi_R} - 1\right) \cdot R_s = 0;$$

$$\xi = 0,5(1 + \xi_R)$$

$$A'_s = \frac{N - 0,5 \cdot R_b \cdot bh_0(1 + \xi_R)}{R_{sc}};$$

Бақылау сұрақтары:

1. Ортасынан сығылған ТБЭ-тері
2. Ортасынан тыс сығылған ТБЭ-тері
3. Кездейсоқ эксцентриситетінің пайда болған себептері
4. Кездейсоқ эксцентриситеттің шамасын анықтайтын шарттар
5. Ортасынан сығылған элементтердің конструктивтік ерекшеліктері
6. Ортадан тыс сығылған элементтердің конструктивтік ерекшеліктері
7. Ортадан сығылған элементтердің арматуралау пайызы
8. Ортадан тыс сығылған элементтердің арматуралау пайызы
9. Ортадан сығылған элементтің есептік схемасы және беріктік шарты
10. Практика жүзінде ортадан сығылған элементтерді есептеудің 2-түрі
11. Ортадан тыс сығылған элементтердің 1 қирау жағдайы (үлкен эксцентриситет жағдайы)
12. Ортадан тыс сығылған элементтердің 2 қирау жағдайы (кіші эксцентриситет жағдайы)
- 13.1 қирау жағдайы – ішкі күштердің тепе-теңдік шарты, беріктік шарты
- 14.2 қирау жағдайы – ішкі күштердің тепе-теңдік шарты, беріктік шарты
15. Ортадан тыс сығылған элементтердің есебінде бойлық иілудің әсерін ескеру.
16. N_{cr} – бойлық шарты шектік күшті анықтау

Ұсынылатын әдебиеттер тізімі

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс.-М.:Стройиздат,1991.-767 с.
2. Мандриков А.П. Темірбетон конструкцияларын есептеудің мысалдары. Оқу құралы. I-бөлім.-Алматы:РБК,1996.-229 б.

Дәріс № 9

Тақырып: «Созылған темірбетон элементтер»

- Жоспар: 9.1. Созылған элементтердің конструктивтік ерекшеліктері.
9.2. Ортадан созылған элементтерді есептеу.
9.3. Ортадан тыс созылған элементтерді есептеу.

9.1. Созылған элементтердің конструктивтік ерекшеліктері

Ортасынан созылған жағдайда арканың төменгі белдеуі, ферманың төменгі белдеуі және төмен түсетін қиғаш тіректері, дөңгелек резервуарлардың қабырғалары және басқа да конструкциялық элементтер жатады.

Ортасынан созылған элементтер алдын-ала кернеуленген болып табылады және осындай элементтердің жарықшақтарға төзімділігі жоғары болады. Ортасынан созылған элементтер:

1. арканың төменгі белдеуі;
2. ферманың төмен түсетін қиғаш тіректері;
3. ферманың төменгі белдеуі;
4. дөңгелек резервуардың қабырғасы.

Созылған алдын-ала арматура стерженьдік, арқандық және сымдық байламдардан жасалынады. Созылған алдын-ала арматура қимада симметриялық жағдайда болады.

- а) тірекке созылған жағдай; б) бетонға созылған жағдай.
Ортасынан тыс созылған элементтерге жатады: планда тік

бұрышты резервуарлардың қабырғалары; қиғаш тірексіз.

Созылған стерженьдердің диаметрі (3 ÷ 32) мм; Кернеуленген созылған темірбетонэлементтер үшін:

- беторнның кластары $B-15...22,5$;

- арматураның кластары $A-I, A-II, A-III$

Кернеуленген созылған темірбетон элементтер үшін:

- бетонның класы $B-22,5$ -тен жоғары;

- арматураның кластары $B_p-II, B-II$ – жоғары беріктік сымдар:

$K-7, K-9$, – ерекшеліктері арқанды арматура; $A-V, A_T-V, A_T-V, A_T-VI$, – ыстықтай өңделген стерженьдік арматура;

Жарықшақтар пайда болған кезде созылған элементтер кенет қирамау үшін минимальдық арматуралау пайызды белгілейді:

- ортадан созылған элементтер үшін 0,1%;

- ортадан тыс созылған элементтер үшін 0,05%;

9.2. Ортасынан созылған элементтерді есептеу.

Күшсалмақтардың әсерінен ортасынан созылған элементтер иілген элементтер сияқты жұмыс істейді. Осы кезде кернеулік деформациялық күйдің үш кезеңі байқауға болады: 1-кезең – бетонда жарықшақтардың пайда болуына дейін; 2-кезең – бетонда жарықшақтардың пайда болғаннан кейін; 3-кезең – қирау кезеңі;

Қираудың алдында созылған элементтерде қиманы тесіп өткен жарықшақтар пайда болады. Сондықтан шектік жағдайда бетонның созылуға жұмысы ескерлемейді, ал созылған күшті тек қана арматуралар қабылдайды:

A_{sp} – кернеуленген стерженьдердің көлденең қимасының ауданы;

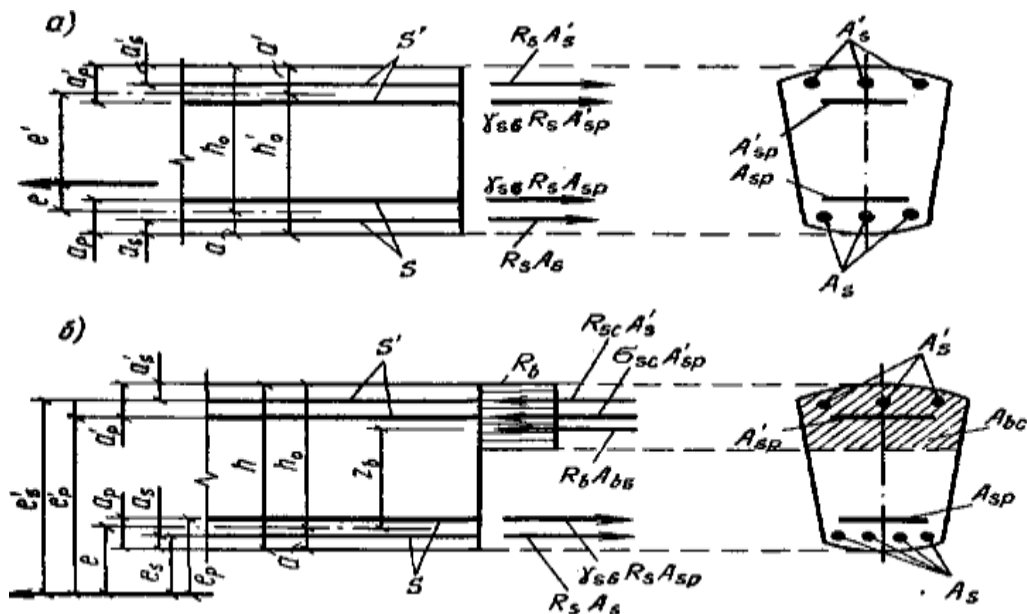
$A_s = A_{s1} + A_{s2}$ – кернеуленбеген стерженьдердің көлденең қимасының ауданы;

Созылған элементтер үшін біріктік шарты:

$$N \leq \gamma_{s6} \cdot R_s \cdot A_{sp} + R_s \cdot A_s; \quad (1)$$

мұндағы: N — күшсалмақтардың әсерінен пайда болған созылу бойлық күш;

γ_{s6} – кернеу шартты аққыштық шегінен жоғары болған кезде жоғары беріктік арматураның жұмыс



Сурет15. Ортасынан тыс созылған элементтердің қимасындағы есептік күштердің схемасы.

жағдайын ескеретін коэффициент;

9.3. Ортасынан тыс созылған элементтерді есептеу

Ортасынан тыс созылған элементтердің қирауы әсер ететін бойлық күштің эксцентриситетіне байланысты болады. Осындай элементтердің қирауы екі жағдай бойынша өтеді, 15 сурет.

1-жағдай - кіші эксцентриситеттер жағдайы, осы кезде әсер ететін сыртқы бойлық күш арматураның тең әсерлі күштердің арасында орналасады. Қираудың алдында элементтерде қиманы тесіп өткен жарықшақтар пайда болады және созылған күшті тек қана арматуралар қабылдайды.

2-жағдай - үлкен эксцентриситеттер жағдайы, осы кезде әсер ететін бойлық күш арматурадағы тең әсерлі күштердің арасынан тыс орналасады. Бойлық күштен алыстау орналасқан қиманың бөлігі сығылады, ал жақыдау орналасқан қиманы бөлігі сығылады, ал жақындау орналасқан қиманың бөлігі созылады және жарықшақтар пайда болып біртіндеп ашылады.

1-жағдай: A_s және A'_s арматура қимасының ауырлық ортасы бойынша беріктік шарты келесі түрде жазылады:

$$N_e \leq R_s A'_s (h - a'); \quad (2)$$

$$N'_e \leq R_s A_s (h - a'); \quad (3)$$

Осы екі формула элементтің көтергіштік қабілетін тексеру және арматураның көлденең ауданын есептеу үшін қоладанады.

2-жағдай: Егер $x \leq \xi_R \cdot h_o = X_R$ болған кезде беріктік шарты келесі түрде жазылады.

$$N_e \leq R_b \cdot b \cdot x (h_o - 0,5x) + R_{sc} \cdot A'_s (h_o - a') \quad (4)$$

мұндағы: $M = N_e$ – сыртқы бойлық күштің әсерінен созылған арматураның ауырлық ортасы бойынша июші момент;

$M_b + M'_s = R_b \cdot b \cdot x (h_o - 0,5x) + R_{sc} \cdot A'_s (h_o - a')$ – ішкі бойлық күштердің әсерінен созылған арматураның ауырлық ортасы бойынша июші момент;

Барлық күштердің бойлық оське проекцияларының қосындысы нольге тең болуы керек, сонда күштердің тепе-теңдік шарты келесі түрде жазылады.

$$N + R_b \cdot b \cdot x + R_{sc} \cdot A'_s - R_s A_s = 0 \quad (5)$$

Осы формуладан бетонның сығылған аймағының биіктігі

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s - N}{R_b b} \quad (6)$$

Бетонның сығылған аймағының биіктігін (6) формула бойынша анықтап (4) формула арқылы ортадан тыс сығылған элементтің көтергіштік қабілетін тексереді.

Арматураның көлденең қимасының ауданын анықтаған кезде $x = x_R = \xi_R \cdot h_o$ деп қабылдап (4) формула арқылы A'_s табамыз.

$$A'_s = \frac{N_e - \alpha_{mR} R_b b h_o^2}{R_{sc} (h_o - a')} \quad (7)$$

(5) формула бойынша созылған арматураның көлденең қимасының ауданы анықталады.

$$A_s = \frac{N + R_b b \xi_R h_o + R_{sc} A'_s}{R_s} \quad (8)$$

Егер (7) формула бойынша анықталған $A'_s < 0$ болған кезде

сығылған арматура қажет емес болады, осы жағдайда A'_s конструктивтік талаптар бойынша қабылдайды.

$$A'_s = \mu_{\min} \cdot b \cdot h_o \quad (9)$$

Осыдан кейін (4) формула бойынша α_m -коэффициентін анықтаймыз.

$$\alpha_m = \frac{N_e - R_{sc} A'_s (h_o - a')}{R_b b h_o} \quad (10)$$

α_m - ге сәйкес ξ -коэффициентін белгілейміз және созылған арматураның көлденең қимасының ауданы есептелінеді.

$$A_s = \frac{N + R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_o + R_{sc} \cdot A'_s}{R_s}$$

Егер (6) формуладан анықталған $x > x_R = \xi_R \cdot h_o$, онда (4)-формулаға $x = x_R = \xi_R \cdot h_o$ тең деп қойылады.

Бақылау сұрақтары:

1. Ортасынан созылған ТБЭ-дің түрлері
2. Ортасынан созылған ТБЭ-дің түрлері
3. Созылған ТБЭ-дің конструктивтік ерекшеліктері
4. Ортасынан созылған ТБЭ-дің кернеулік деформациялық күйдің кезеңдері
5. Ортасынан созылған ТБЭ-дің беріктік шарты
6. Ортасынан тыс созылған ТБЭ-дің 1-қирау жағдайы
7. Ортасынан тыс созылған ТБЭ-дің 2-қирау жағдайы
8. 1-қирау жағдай бойынша беріктік шарты
9. 2-қирау жағдай бойынша беріктік шарты

Ұсынылатын әдебиеттер тізімі

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс.-М.:Стройиздат,1991.-767 с.
2. Мандриков А.П. Темірбетон конструкцияларын есептеудің мысалдары. Оқу құралы. I-бөлім.-Алматы:РБК,1996.-229 б.

Дәріс № 10

Тақырып «Темірбетон конструкцияларының элементтерін шектік күйлерінің екінші тобы бойынша есептеу».

Жоспар:

- 10.1. Жалпы мәліметтер
- 10.2. Шектік күйлерінің екінші тобы бойынша есептеулерде қолданылатын негізгі алғы шарттар.
- 10.3. ТБҚ элементтің келтірілген қимасы
- 10.4. Темірбетон элементтерді олардың ұзына бойлық осіне тік жарықшақтардың пайда боуы бойынша есептеу.
- 10.5. Темірбетон элементтерді олардың ұзынбойлық осіне көлбеу жарықшақтардың пайда болуы бойынша есептеу.
- 10.6. Темірбетон элементтерін жарықшақтардың ашылуы бойынша есептеу.
 - 10.6.1. φ_b, φ_s - коэффициентер
 - 10.6.2. Темірбетон элементтерін тік жарықшақтардың ашылуы бойынша есептеу
 - 10.6.3. Темірбетон элементтерін көлбеу жарықшақтардың ашылуы бойынша есептеу
 - 10.6.4. Темірбетон элементтерін жарықшақтардың жабылуы бойынша есептеу.
- 10.7. Темірбетон конструкцияларын деформациялар бойынша есептеу
 - 10.7.1. Созылған аймағында жарықшақтары жоқ темірбетон элементтердің иілуі.
 - 10.7.2. Созылған аймағында жарықшақтары бар темірбетон элементтердің иілуі.

10.1. Жалпы мәліметтер

Шектік күйлердің екінші тобы бойынша есепті, біріншіден, бетонға жарықшақтардың пайда болуына жол бермеу үшін немесе олардың ашылу енін шектеу үшін, сондай-ақ қажет болса күш салмақтардың бір бөлігін алып тастап, жарықшақтардың ашылмауын қамтамасыз ету үшін жасалады, екіншіден, аса үлкен орын ауыстырудың дамуына жол бермеу үшін жасалады.

Темірбетон конструкцияларда жарықшақтардың пайда болуы темірбетон элементтерінің жұмысына мынадай әсерлерін тигізеді:

- элементтің қатаңдығы төмендейді, яғни деформациялануы жоғарылайды.
- арматураның тотқа төзімділігі төменділігі төмендейді;
- конструкциялардың ұзақ уақыт бойында пайдалануға жарамдылығы азаяды;

Темірбетон конструкцияларының жарықшаққа төзімділігіне қойылатын талаптардың категориялары.

1-ші категория – жарықшақтардың пайдаболуына рұқсат етілмейді;

2-ші категория – шектелген жарықшақтардың енінен қысқа мерзімді ашылуы шектеледі, яғни тұрақты, ұзақ және қысқа мерзімді уақытта күшсалмақтар әсер еткенде пайда болатын жарықшақтардың кейіннен сенімді жабылуы қамтамасыз етілуі керек.

3-ші категория – $a_{crc} < 0,2\text{мм}$ жарықшақтардың енінен қысқа мерзімді ашылуы шектеледі (толық күш салмақтар әсер еткенде) және жарықшақтардың ұзаққа созылып(тек тұрақты $a_{crc1} < 0,4\text{мм}$, $a_{crc2} < 0,3\text{мм}$ ұзақ мерзімді күш салмақтар әсер еткенде) ашылуы шектеледі.

Конструкциялардың жарықшаққа төзімділігіне қойылатын талаптардың категориялары пайдалану жағдайларына және қолданып отырған арматуралардың түріне, яғни олардың агрессивтілік әсерлерді қабылдауына байланысты анықталады.

Жарықшақтар төзімділігіне қойылатын талаптар бойынша 1 – категорияға келесі конструкциялар жатады: сұйықтар мен газдардың қысымын қабылдайтын алдын-ала кернеуленген

темірбетон конструкциялар, мысалы, резервуарлар, қысымды түтіктер және т.б. конструкциялар;

Барлық басқа алдын-ала кернеуленген ТБҚ-лар жұмыс жағдайына және қолданған арматураның түріне байланысты жарықшаққа төзімділігіне қойылатын талаптар бойынша 2 категорияға жатады.

Барлық кернеуленбеген ТБҚ-лар жарықшаққа төзімділігіне қойылатын талаптар бойынша 3 категорияға жатады.

Жарықтар төзімділігі 1 категорияға жататын ТБҚ-лар есептік күшсалмақтарға есептелінеді, яғни күшсалмақтар бойынша сенімділік коэффициент $\gamma_f > 1,0$ жоғары болады. 2 және 3 категорияға жататын ТБҚ-лар мөлшерлік күшсалмақтарға есептелінеді, яғни күшсалмақтар бойынша сенімділік коэффициент $\gamma_f = 1,0$ тең болады.

10.2. Шектік күйлерінің екінші тобы бойынша есептеулерде қолданылатын негізгі алғы шарттар.

Шектік күйлерінің екінші тобы бойынша есептеулерде келесі негізгі алғы шарттар қолданылады.

1. Деформацияланғанға дейін жазық қималар деформацияланған соң да жазық болып қалады (жазық қималар гипотезасы немесе Бернулли гипотезасы).

2. Жарықшақтар пайда болған созылған талшықтағы бетонның шектік ең үлкен салыстырмалы деформациясы:

$$\varepsilon_{bt} = \frac{R_{bt,ser}}{E_{bt}} = \frac{R_{bt,ser}}{\lambda_{bt} \cdot E_b} = \frac{2R_{bt,ser}}{E_b}; \quad (1)$$

Мұндағы : $\lambda_{bt} = 0,5$

3. Созылған аймақтағы бетонда керенудің қисық сызықты эпюрасын тік бұрышты эпюраға алмастырып, бетонның шектік күйдің екінші тобы бойынша есептік созылу кедергісіне тең етіп қабылданады, яғни $R_{bt,ser}$

4. Арматурадағы кернеулердің шамасы бастапқы керенулердің бар немесе жоқ болуына байланысты анықталады.

а) бастапқы кернеусіз элементтердің арматурасындағы

керенулер келесі формула бойынша табылады.

$$\sigma_s = \sigma_{shr} + \Delta\sigma_s = \sigma_{shr} + \varepsilon_s E_s; \quad (2)$$

мұндағы: σ_{shr} – бетонның ширауынан пайда болған кернеу;
 $\Delta\sigma_s$ жарықшақтар пайда болар алдындағы қорғаушы
 бетоның деформациясының өсуіне сәйкес кернеу;

Жарықшақтар пайда болар алдында $\varepsilon_s = \varepsilon_{ubt}$ тең болғандықтан

$$\Delta\sigma_s = \varepsilon_s E_s = \varepsilon_{ubt} \cdot E_s = 2R_{bt,ser} \frac{E_s}{E_b} = 2\alpha R_{bt,ser}; \quad (3)$$

$\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ – арамаура мен бетонның серпімділік модульдерінің
 қатынасы;

(i)-формулань ескере отырып $\varepsilon_{ubt} = \frac{2 \cdot R_{bt,ser}}{E_b}$ тең болады,

сондықтан:

$$\sigma_s = \sigma_{shr} + 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt,ser}; \quad (4)$$

б) алдын-ала кернеуленген элементтердің
 арматурасындағы кернеулер

$$\sigma_{sp} = \bar{\sigma}_{sp} + \Delta\sigma_{sp} = \bar{\sigma}_{sp} + 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt,ser}; \quad (5)$$

мұндағы: $\bar{\sigma}_{sp}$ – барлық шығындары ескерген кездегі
 арматурасындағы бастапқы кернеу;

$\Delta\sigma_{sp}$ - жарықшақтар пайда болар алдындағы қорғаушы
 бетоның деформациясының өсуіне сәйкес кернеу;

в) алдын-ала кернеуленген элементтердің
 кернеуленбеген арматурасындағы кернеулер

$$\sigma_s = -(\sigma_{shr} + \sigma_{spe}) + \Delta\sigma_s = -(\sigma_8 + \sigma_9) + 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt,ser}; \quad (6)$$

мұндағы: $\sigma_{shr} = \sigma_8$ – бастапқы ширауынан пайда болған
 кернеу;

$\sigma_{spl} = \sigma_9$ – бетоның жылжығыштығынан пайдаболған
 кернеу;

$\Delta\sigma_3$ – қорғаушы бетоның деформациясының өсуіне
 сәйкес кернеу;

10.3. ТБҚ элементтің келтірілген қимасы

Темірбетон конструкциялардың элементтері бетон мен арматурадан тұратындығы белгілі. Сондықтан, есептеулерде арматураның қимасының ауданы серпімділігі бойынша бетонның қимасының ауданына келтірілген көлденең қиманы қолданады

$$A_{red} = A_b + \alpha \cdot A_s = b \cdot h + \alpha \cdot A_s \quad (7)$$

b, h – элементтің қимасының биіктігі және ені;

y_0 – келтірілген қиманың ауырлық ортасынан созылған бетонның шеткі талшығына дейінгі арақашықтығы;

e_{op} – сыртқы күштің келтірілген қимасының салыстырмалы эсер ету эксцентриситеті;

a – бетонның қорғаушы қабатының қалыңдығы;

A_i – бетоның немесе арматураның қимасының ауданы;

$S_{i(0-0)}$ – бетоның немесе арматураның қимасының ауданының шеткі созылған талшыққа алынған салыстырмалы статистикалық моменті;

J_{oi} – бетоның немесе арматураның қимасының орталық осьтерге алынған салыстырмалы инерциялық моменті;

S_{red} – келтірілген қиманың шеткі созылған төменгі аймаққа алынған салыстырмалы статикалық моменті;

J_{red} – келтірілген қиманың инерциялық моменті;

№	Аталуы	A_i	$S_{i(0-0)}$	I_{oi}
1	Бетон үшін	bn	$\frac{bh^2}{2}$	$\frac{bh^3}{12} + bh(0,5h - y)^2$
2	Арматура үшін	$\alpha \cdot A_s$	$\alpha \cdot A_s \cdot a$	$\alpha \cdot A_s \cdot e_{op}^2$
3	Темірбетон үшін	$A_{red} = bh + \alpha \cdot A_s$	$S_{red} = \frac{bn^2}{2} + \alpha \cdot A_s \cdot a$	$J_{red} = bh^3 + bh(0,5h - y)^2 + \alpha A_s e_{op}^2$

$(0,5h - y)$ бетонмен арматураның ауырлық ортасынан

келтірілген қиманың ауырлық ортасына дейінгі арақашықтығы; Материалдар кедергісінің ережелеріне сәйкес:

- шеткі созылған талшықтан келтірілген қиманың ауырлық орталығына дейінгі арақашықтық:

$$y_o = \frac{S_{red}}{A_{red}}; \quad (8)$$

- келтірілген қиманың төменгі аймақ бойынша кедергілік моменті

$$W_{red} = \frac{J_{red}}{y_o}; \quad (9)$$

- келтірілген қиманың жоғары аймақ бойынша кедергілік моменті:

$$W_{red} = \frac{J_{red}}{h - y_o}; \quad (10)$$

- келтірілген қиманың серпімді пластикалық кедергілік моменті:

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red}; \quad (11)$$

мұндағы; γ -аймақтағы бетонның серпімді емес деформацияларының әсерін ескеретін қиманың түріне байланысты алынатын коэффициент; $\gamma = 1,75$ тік бұрышты қималы және сәресі сығылған аймақтағы тавр қималы элементтер үшін; $\gamma = 1,5$ – қоставр қималы және сәресі созылған аймақтағы тавр қималы элементтер үшін;

r – келтірілген қиманың ортасынан жарықшақ пайда болуы тексерілетін созылған аймақтан ең қашық орналасқан ядролық нүктеге дейінгі арақашықтық: алдын-ала иілген ортадан тыс сығылған элементтер үшін

$$r = \varphi_n \frac{W_{red}}{A_{red}} \quad (12)$$

$$\varphi_n = \frac{1,6 - \sigma_b}{R_{b,ser}} \quad (13)$$

$$0,7 \leq \varphi_n \leq 1,0$$

Алдын - ала кернеуленбеген иілген және ортадан тыс созылған элементтер үшін

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} \quad (14)$$

10.4. Темірбетон элементеріді ұзынбойлық өсіне тік жарықшақтардың пайда болуы бойынша есептеу.

Орада созылған темірбетон элементтерін жарықшақтардың пайда болуы бойынша есептегенде келесі шарты тексереді.

$$N = N_{crc} \quad (15)$$

мұндағы: N - сыртқы күштерден пайда болған бойлық күш;
 N_{crc} - тік қиманың жарықшақтар пайда болған кезде қабылдай алатын ең үлкен бойлық күш.

$$N_{crc} = N_b + N_s = R_{bt,ser} \cdot A_b + \sigma_{sp} \cdot A_{sp} = R_{bt,ser} \cdot A_b + (\bar{\sigma}_{sp} + 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt,ser}) \cdot A_{sp} \quad (16)$$

(16)-формула орындалған кезде созылған элементтерде ұзын бойлық өсіне тік жарықшақтар пайда болмайды, яғни жарықшаққа төзімділік шарты орындалады.

Иілген темірбетон элементтерін жарықшақтардың пайда болуы бойынша есептегенде мьгаадай шарт (жарықшақтарға төзімділік шарты) қойылады.

$$M_r \leq M_{crc} \quad (17)$$

Мұндағы: M_r – сыртқы күштерден пайда болатын момент;
 M_{crc} – тік қиманың жарықшақтар пайда болған, кез-кезде қабылдай алатын ең үлкен моменті.

(17)-формула иілген элементтер үшін жарықшаққа төзімділік шарты: егер сыртқы күшсалмақтардан пайда болатын июші момент қиманың жарықшақтар пайда болған кезде қабылдай алатын июші моменттен артпаса, онда жарықшақтар пайда болмайды.

M_{crc} -ті анықтағанда бетонның сығылған аймақтарындағы кернеудің деңгейін ескеру қажет.

Егер бетонның сығылған аймақтарындағы кернеудің деңгейі жоғары емес болғанда, яғни $k = \frac{\sigma_b}{R_{bt,ser}} < 0,7$ кем болса, онда

сығылған аймақтағы бетонның жұмысы серпімді деп қарастырылады.

Сығылған аймақтағы бетонда тек қана серпімді деформациялар пайда болады және кернеудік эпюрасы үш бұрышты болады, яғни $\lambda_b = 1$ тең.

Созылған аймақтағы бетонда жарықшақ пайда болған да кернеу $\sigma_{bt} = R_{bt,ser}$ тең, осы аймақта серпімді емес деформациялар пайда болады,

яғни $\lambda_{bt} = 0,5$ тең және кернеудің эпюрасы тік бұрышты деп қабылданады.

а) иілген элементтер үшін; б) ортадан тыс сығылған элементтер үшін; г) деформация эпюрасы және есептік қима; Деформация эпюра бойынша сығылған аймақтағы бетонның шеткі талшықтағы деформациясы келесі формула бойынша анықталады.

$$\varepsilon_b = \varepsilon_{bt} \frac{x}{h-x}$$

Негізгі алғы шарттар бойынша:

$$\varepsilon_{bt} = \frac{2 \cdot R_{bt,ser}}{E_b};$$

$$\sigma_{sp} = \bar{\sigma}_{sp} + 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt,ser};$$

$$\sigma'_{sp} = \bar{\sigma}'_{sp} + 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt,ser};$$

Сығылған аймақтағы бетонның жұмысы серпімді деп қарастырылғанда алдын-ала кернеуленген элементтер үшін

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot A_{bt} \cdot z_b + \sigma_{sp} \cdot A_{sp} \cdot z_{sp} - \sigma'_{sp} \cdot A'_{sp} \cdot z'_{sp} = R_{bt,ser} W_{pe} + \sigma_{sp} A_{sp} z_{sp} - \sigma'_{sp} \cdot A'_{sp} \cdot z'_{sp}; \quad (18)$$

Алдын— ала кернеуленбеген темірбетон элементтер үшін

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pe} \quad (19)$$

Мұндағы: W_{pe} — созылған аймақтары бойынша келтірілген қиманың серпімді пластикалық кедергілік моменті;

Барлық күштердің бойлық оське проекцияларының қосындысы нольге тең болуы керек, сонда күштердің тепе-теңдік шарты келесі түрде азылады

$$R_{bt,ser} \cdot A_{bt} + \sigma_{sp} \cdot A_{sp} + \sigma'_{sp} \cdot A'_{sp} - \sigma_b A_b = \pm N \quad (20)$$

мұлдағы: $+N$ - ортадан тыс созылған элементтер үшін;
 $-N$ - ортадан тыс сығылған, элементтер үшін; Егер бетонның сығылған аймақтарындағы кернеудің деңгейі жоғары болғанда, яғни $k = \frac{\sigma_b}{R_{bt,ser}} < 0,7$ үлкен болса, онда

сығылған аймақтағы бетонның жұмысы серпімді емес деп қарастырылады. Сығылған аймақтағы бетонда пластикалық деформациялар пайда болады.

Бетонның сығылған аймақтағы серпімді емес жұмысы M_{crc} —тік мөлшеріне үлкен әсер етеді. Арнайы зерттеулердің нәтижесі бойынша M_{crc} - тің төмендеуі 20% дейін байқауға болады.

Бетонның сығылған аймақтағы кернеудің эпюрасын тік бұрышты деп қабылдаймыз:

$$\lambda_b = 0,5 \qquad \varepsilon_b = \varepsilon_{bt} \frac{x}{h-x}$$

$$\sigma_b = \varepsilon_b \cdot E'_b = \varepsilon_b \cdot E_b \cdot \lambda_b = \varepsilon_{bt} \frac{x}{h-x} \cdot \lambda_b \cdot E_b; \qquad (21)$$

Алдын-ала кернеуленген элементтер үшін M_{crc} -ті (18), алдын –ала кернеуленбеген элементтер үшін (19) формулалар бойынша анықталады.

Күштердің тепе-теңдік шарты (20) формула түріне жазылады.

ҚМ жЕ M_{crc} -ті ядролық моменттер тәсілімен анықтауды ұсынады.

Бұл тәсіл бойынша сығылған аймақтағы бетондағы кернеулер үш бұрышты эпюра бойынша, яғни сығылған бетонның жұмысы серпімді деп қабылданады.

Сыртқа күшсалмақтардың әсерінен пайда болған момент: иілген элементтер үшін $M_r = M$; ортадан тыс сығылған элементтер үшін $M_r = N(e_o - r)$; ортадан тыс созылған элементтер үшін $M_r = N(e_o + r)$

Июші моменттің және алдын-ала қысушы күштің (P) әсерінен темірбетон элементтерде созылған бетондағы кернеудің шамасы келесі формула бойынша анықталады:

$$\sigma_{bt} = \frac{M}{W_{red}} - \frac{P}{A_{red}} - \frac{P \cdot e_{op}}{W_{red}}; \qquad (22)$$

Жарықшақтар пайда болған кездегі тік қима қабылдай алатын июші момент

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{red} + \frac{P}{A_{red}} \cdot W_{red} + \frac{P \cdot e_{op}}{W_{red}} \cdot W_{red} = R_{bt,ser} \cdot W_{red} + Pr + P \cdot e_{op} = R_{bt,ser} \cdot W_{red} + P(e_{op} + r) \quad (23)$$

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{red} + M_{rp} \quad (23^1)$$

мұндағы: M_{rp} – алдын-ала қысушы күштің әсерінен созылған аймақтан ең алыс орналасқан шартты ядролық нүктесі бойынша анықталған июші момент.

$$M_{rp} = P(e_{op} + r) \quad (24)$$

Бетонның серпімді емес деформацияларының әсерін ескерген жағдайда

$$W_{pe} = \gamma \cdot W_{red};$$

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pe} + M_{rp}; \quad (25)$$

10.5. Темірбетон элементтерді ұзынбойлық өсіне көлбеу жарықшақтардың пайда болуы бойынша есептеу.

Темірбетон элементтердің қимасында σ_{mt} -басты созушы кернеудің әсерінен көлбеу жарықшақтар пайда болады. Сондықтан көлбеу қимасында басты созушы кернеу әсер ететін аймақта темірбетон элементтердің жарықшаққа төзімділігін тексереді.

Элементтің ұзың бойынша пішін үйлесімі өзгеруіне M және Q эпюрасына байланысты осындай тексеруді бірнеше жерінде жасайды. Ал қиманың биіктігі бойынша темірбетон элементтің жарықшаққа төзімділігін тексереді, келтірілген қиманың ауырлық ортасында және қиманың ені өзгерген жерінде өткізеді. σ_{mt}, σ_{mc} -басты кернеулердің әсерінен басты екі осьтік кернеулік жағдайда жұмыс істейді. Басты сығушы кернеудің (σ_{mc}) әсерінен бетонның бір бағыттағы сығылуы, екінші бағыттағы созылуға кедергісін төмендетеді.

Көлбеу бойынша жарықшақтардың пайда болуын келесі шарт бойынша тексереді.

$$\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4} \cdot R_{bt,ser}; \quad (26)$$

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc} / R_{b,ser}}{0,2 + \alpha \cdot B} \leq 1,0 \quad (27)$$

Мұндағы: γ_{b4} – екі осьтік кернеулік жағдайдың бетонның беріктігіне әсерін ескеретін коэффициент;

α – бетонның түріне байланысты қабылданады:
ауыр бетон үшін $\alpha = 0,01$; жеңіл бетон үшін $\alpha = 0,02$
 B – бетонның класы;

10.6. Темірбетон элементтерін жарықшақтардың ашылуы бойынша есептеу.

10.6.1. ψ_b, ψ_s коэффициенттер.

Иілген, ортадан тыс сығылған және созылған элементтерде жарықшақтар пайда болғаннан кейін кернеулік деформациялық күйдің II-кезеңі басталады.

Сурет. Жарықшақтар пайда болғаннан кейін иілген (а) ортадан тыс сығылған (б) және созылған (в) элементтердің қимасындағы күштердің есептік схемасы.

Жарықшақтар пайда болғаннан кейін бетонның созылған аймағының ұзынабойы жекелеген бөліктерге бөлінеді. Мүлдей элементтердегі бейтарап осі толқынды бейнелі болады, өйткені жарықшақтар бар қимада бетонның сығылған аймағының биіктігі төмендейді, ал жарықшақтар арасындағы қимада биіктік үлкейеді. Бетонның сығылған аймақтағы биіктіктің орташа мәні x_m – зетеп деп қабылданады.

Элементтің ұзындығы бойынша сығылған бетоның кернеу мен деформацияның таралуы бірқалыпты емес. Жарықшақтар бар жерде кернеудің шамасы ең үлкен (σ_b), ал жарықшақтардан алыстаған сайын бетондағы кернеу төмендейді.

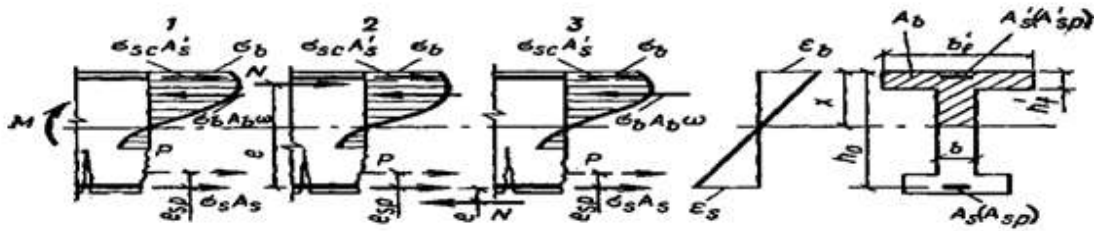
$$\psi_b = \frac{\varepsilon_{bm}}{\varepsilon_b} = \frac{\sigma_{bm}}{\sigma_b} \leq 1,0 \quad (28)$$

Мұндағы: ψ_b – сығылған бетондағы элементтің ұзындығы бойынша кернеу мен деформацияның таралуы бірқалыпты еместігін ескеретін коэффициент;

σ_b, ε_b – жарықшақтар бар қимасы сығылған бетонның

кернеуі және деформациясы;

$\sigma_{bm}, \varepsilon_{bm}$ – элементтің ұзындығы бойынша сығылған бетондағы кернеу мен деформацияның орташа мәні;



Сурет 16. Жарықшақтар пайда боғаннан кейін иілген элементтердің ұзыңбойлық бағытында таралған кернеу эпюрасы.

Элементтің ұзың бойынша арматурадағы кернеу мен деформация бірқалыпты таралмайды, 16 сурет. Жарықшақтар бар қимада кернеудің шамасы (σ_b) үлкендеу, ал жарықшақтардың арқасындағы қимада кернеу төмендейді $\sigma_{s1} = \sigma_s - \sigma_{s2}$. Жарықшақтардан алыстаған сайын бетонның арматурамен ілінісуі салдарынан олар бірлесіп жұмыс істейді. Жарықшақтардың арасындағы қимада бетон мен арматура бірге созылад, бетондағы созылу кернеу σ_b , ал арматурадағы кернеу тең σ_{s1} болады.

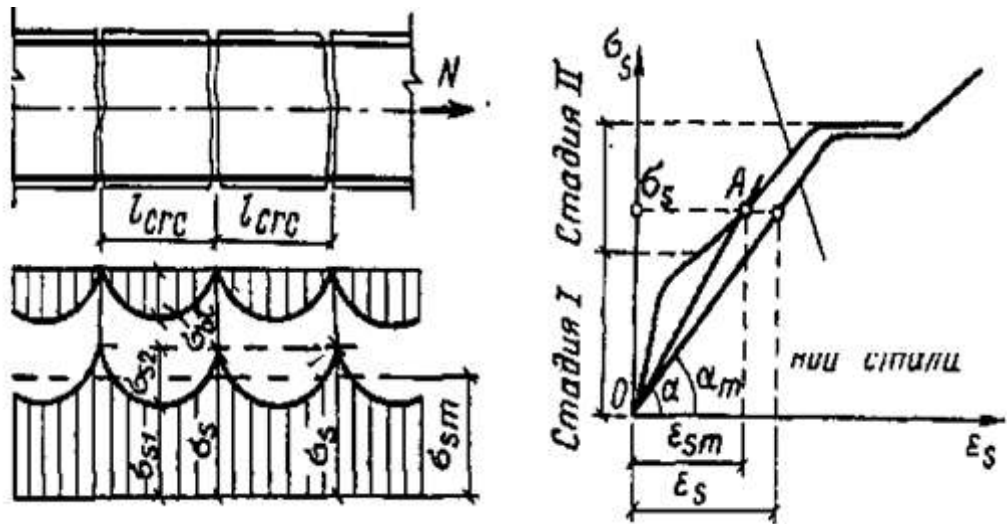
$$\psi_b = \frac{\varepsilon_{sm}}{\varepsilon_s} = \frac{\sigma_{sm}}{\sigma_s} \leq 1,0 \quad (29)$$

мұндағы: ψ_s – элементтің ұзындығы бойынша арматурадағы кернеумен деформацияның таралуы бірқалыпты еместігін ескеретін коэффициент,

σ_s, ε_s – жарықшақтар бар қимадағы созылған арматураның кернеуі

$\sigma_{sm}, \varepsilon_{sm}$ – элементтің ұзындығы бойынша созылған арматурадағы кернеу мен деформацияның орташа мәні;

Арматураның бетон мен ілінісуі бар жағдайда " $\sigma_s - \varepsilon_s$ " диаграммасын, бос арматураның " $\sigma_s - \varepsilon_s$ " диаграммасымен салыстырған кезде олардың арасындағы айырмашылығын байқауға болады.



Сурет 17. Арматурадағы " $\sigma_s - \varepsilon_s$ " диаграммасы:

1-бос арматураның диаграммасы; 2- арматураның бетон мен ілінісуі бар жағдайдағы диаграммасы;

Арматураның бетон мен ілінісуі бар жағдайдағы деформация модулі жоғары болады, 17 сурет. " $E_s > E_s$ "

$$\sigma_s - E_s \cdot \varepsilon_s = E_{sm} \cdot \varepsilon_s; \quad (30)$$

$$E_{sm} - E_s \cdot \frac{\varepsilon_s}{E_{sm}} = E_s \cdot \frac{1}{\psi_s} \quad (31)$$

Мұндағы: $E_{sm} = tg \alpha_m$ – арматураның бетон мен ілінісуі бар жағдайдағы деформация модулі; $E_s = tg \alpha$ – бос арматураның деформация модулі;

ψ_s - коэффициент графикалық түрде, жарықшақтардың арасындағы ұзындығы бойынша арматурадағы кернеу эпюрасы аудандардың қатынасына тең. Жарықшақтардың арасындағы кернеу эпюрасының ординаталары $\sigma_{s1} = \sigma_s - \omega \cdot \sigma_{s2}$, ал жарықшақтар бар кимада σ_s -ке тең болады.

$$\psi_s = \frac{\sigma_s \cdot l_{crc} - \omega \sigma_{s2} l_{crc}}{\sigma_s l_{crc}} = 1 - \omega \frac{\sigma_{s2}}{\sigma_s}; \quad (32)$$

Мұндағы: ω – арматурадағы кернеу эпюрасының толықтылығын сипаттайтын коэффициент;

σ_{s2} – жарықшақтардың арасында арматурадағы кернеу;

Жарықшақтар бар кимада және олардың арасында июші моменттің мөлшері бар шамада болатындығын ескеріп σ_{s2}

мөлшері анықтайды.

$$M = \sigma_s \cdot A_s \cdot z = \sigma_s A_s \cdot z - \sigma_{s2} \cdot A_s \cdot z_1 + x M_{crc} \quad (33)$$

$$\sigma_{s2} = \frac{x M_{crc}}{A_s \cdot z_1}; \quad (34)$$

Мұндағы: M_{crc} созылған аймақтағы бетон мен қабылдайтын июші моменттің бөлігі;

Формулань ескере отырып ψ_s келесі түрде жазуға болады

$$\psi_s = 1 - \omega x \frac{M_{crc}}{\sigma_s A_s z_1} = 1 - \omega x \frac{M_{crc}}{M} \quad (35)$$

Мұндағы: $M = \sigma_s \cdot A_s \cdot z_1$ – күшсалмақтардың әсерінен пайда болған июші момент;

Темірбетон элементтер алдын-ала кернеуленген болған жағдайда

$$\psi_s = 1 - \omega x \frac{M_{crc}}{M - M_{rp}}; \quad (36)$$

мұндағы: M_{rp} – алдын-ала қысушы күштің (ρ) әсерінен пайда болғаниюші момент; $\omega x = 0,4$ – күшсалмақтар ұзақ мерзімді әсер еткенде;

$\psi_s \leq 1,0$ төмен болады және $\psi_s = 0,3 - 1,0$ арасында өзгереді. Күшсалмақтар көп мәрте қайталанған кезде ψ_s мөлшері бірге жақындау болады. ҚМ ж Е бойынша ψ_s -ті келесі формула арқылы анықталады

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_1 \cdot \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \cdot \varphi_m) \frac{e_{s,tot}}{h_o}} \leq 1,0; \quad (37)$$

мұндағы: φ_1 – күшсалмақтардың ұзақ мерзімділік әсерін, арамура стерженьдердің түрін және бедерін ескеретін коэффициент;

$\varphi_1 = 1,1$ – күшсалмақтар қысқа мерзімде әсер еткенде және периодтық профильді стерженьдік арамурань пайдаланған кезде;

$\varphi_1 = 1,1$ – күшсалмақтар қысқа мерзімде әсер еткенде және тегіс бетті стерженьдік, сымдық арамурань пацдаланған кезде;

$\varphi_1 = 0,8$ – күшсалмақтар ұзақ мерзімде әсер еткенде;

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} \cdot W_{pe}}{M - M_{rp}} 1,0; \quad (38)$$

$$e_{s,tot} = \frac{M}{N_{tot}}; \quad (39)$$

N_{tot} – бойлық күштің және алдын-ала қысушы күштік (ρ) әсеріне пайда болған тең әсерлі күш.

10.6.2. Темірбетон элементтерін жарықшақтардың ашылуы бойынша есептеу.

Жарықшақтардың арасындағы ұзындықта (l_{crc}) арматурадағы және бетондағы ұзартудың айырмашылығын жарықшақтардың ашылу еніне деп қабылданады.

$$a_{crc} = \varepsilon_{sm} \cdot l_{crc} = \varepsilon_{btm} \cdot l_{crc}; \quad (40)$$

ε_{btm} мөлшері төмен болғандықтан $\varepsilon_{btm} = 0$ тең деп қабылданады

$$a_{crc} = \varepsilon_{sm} \cdot l_{crc} = \psi_s \cdot \varepsilon \cdot l_{crc} = \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_{crc}; \quad (41)$$

мұндағы: ψ_s – коэффициент (37) формула арқылы анықталады және арматураның бетон мен ілінісу беріктігіне байланысты.

ҚМ ж Е-тік жарықшақтардың ашылу енін келесі эмпирикалық формула бойынша анықтауды ұсынады.

$$a_{crc} = \delta \cdot \varphi_e \cdot \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu) \cdot \sqrt[3]{d_s}; \quad (42)$$

мұндағы: $\sigma = 1$ иілген және ортасынан тыс сығылған элементтер үшін;

$\sigma = 1,2$ созылған элементтер үшін;

φ_l – күшсалмақтардың әсерінен ұзақтығы мен сипатын, сондай-ақ бетонның түрі мен күйін ескеретін коэффициент;

$\varphi_l = 1,0$ – күшсалмақтар қысқа мерзімді әсер еткенде тұрақты және ұзақ мерзімі күшсалмақтар қысқа мерзімде әсер еткенде;

$\varphi_l = 1,6 - 1,5\mu$ – ауыр бетон үшін егер тұрақты және ұзақ мерзімділік күшсалмақтар ұзақ мерзімді әсер еткенде күшсалмақтар көп мәрте қайталанған кезде.

μ – қиманы арматуралау коэффициенті $\mu = A_s / bh_o$;

η – ұзыңбойлық арматураның түрі мен бедерін ескеретін

коэффициент: $\eta = 1$ бедерленген стерженьді арматура үшін; $\eta = 1$ Вр-I, Вр-II, К-7, К-19.

кластары үшін; $\eta = 1$ тегіс бетті ыстықтай тапталған стерженьдер үшін; $\eta = 1,4$ В-II класты арматура үшін;

d_s – созылған арматураның диаметрі;

σ_s – созылған арматурадағы кернеу;

Ортадан созылған элементтер үшін

$$\sigma = \frac{N - P}{A_s}; \quad (43)$$

Иілген элементтер үшін

$$\sigma_s = \frac{M - p(z - e_{sp})}{A_s \cdot z}; \quad (44)$$

Ортадан тыс сығылған (-) және созылған (+) элементтер үшін

$$\sigma_s = \frac{N(e \pm z) - p(z - e_{sp})}{A_s \cdot z}; \quad (45)$$

Темірбетон элементтерін тік жарықшақтардың ашылуы бойынша есептеудің төмендегі шарттың орындалуын тексеру болып табылады

$$a_{crc} \leq [a_{crc}]; \quad (46)$$

Мұндағы: a_{crc} – сыртқы күшсалмақтардың әсерінен пайда болған жарықшақтардың ашылу ені,

$[a_{crc}]$; - ҚМ ж Е бойынша анықталатын жарықшақтың ашылу енінің рұқсат етілген шегі;

Сыртқы күшсалмақтардың әсерінен пайда болған жарықшақтардың ашылу ені тесірбетон элементтердің жарықшаққа төзімділігіне байланысты;

-2 категория жататын ТБЭ үшін

$$a_{crc} = a_{crc1} \leq [a_{crc}]; \quad (47)$$

-3 категория жататын ТБЭ үшін

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} \leq [a_{crc}]; \quad (48)$$

мұндағы: a_{c1} – барлық күшсалмақтардың қысқа мерзімді әсерінен пайда болған жарықшақтардың ашылу ені; a_{crc2} -тұрақты және ұзақ мерзімділік күшсалмақтардың қысқа мерзімді әсерінен пайда болған жарықшақтардың ашылу ені; a_{crc3}

– тұрақты және ұзақ мерзімділік күшсалмақтардың әсерінен пайда болған жарықшақтардың ашылуы.

10.6.3. Темірбетон элементтерін көлбеу жарықшақтардың ашылуы бойынша есептеу.

ҚМЖЕ бойынша көлбеу жарықшақтардың ашылу енін келесі эмпирикалық формула бойынша анықтауды ұсынады

$$a_{crc} = \varphi_l \frac{0,6 \cdot \sigma_{s\omega} \cdot d_{s\omega} \cdot \eta}{E_s \frac{d_{s\omega}}{h_o} + 0,15 E_b (1 + 2 \cdot \alpha \cdot \mu_{s\omega})}; \quad (49)$$

Мұндағы: φ_l – ісүшсалмақтардың әсерінің ұзақтығы мен сипатын, сондай-ақ бетонның түрін мен күйін ескеретін коэффициент;

$\varphi_l = 1,0$ күшсалмақтар қысқа мерзімде әсер еткенде, тұрақты және ұзақ мерзімде күшсалмақтар қысқа мерзімде әсер еткенде; $\varphi_l = 1,5$ тұрақты және ұзақ мерзімді күшсалмақтар ұзақ мерзімде әсер еткенде және көп мәрте қайталанатын күшсалмақтар әсер еткенде;

$d_{s\omega}, \sigma_{s\omega}$ – көлденең стерженьдердің диаметрі және кернеуі;

$\mu_{s\omega} = A_{s\omega} / b \cdot s$ – көлденең стерженьдермен арматуралау коэффициенті;

$$\sigma_{s\omega} = \frac{Q - Q_{bt}}{A_{s\omega} \cdot h_o \cdot s} \leq R_{s,ser}; \quad (50)$$

Мұндағы: Q_{bt} – көлденең арматурасыз элементтермен қабылдайтын көлденең күш;

S – көлденең стерженьдердің адымы;

10.6.4. Темірбетон элементтерін жарықшақтардың жабылуы бойынша есептеу

Жарықшақтардың жабылуы бойынша жарықшақ төзімділікке 2-ші категорияның талаптары қойылатын алдын-ала кернеуленген элементтер есептелінеді. Мұндай есептеудегі мақсат төмендегі екі шарттың орындалуын тексеру:

1. Толық күшсалмақтардың әсерінен кернеуленген арматурада

серпімді емес деформациялар пайда болмауы керек, себебі жарықшақтарда арматура тек серпімді жұмыс істесе ғана жабылады, яғни

$$\sigma_{sp} + \sigma_s \leq k \cdot R_{s,ser}; \quad (51)$$

Мұндағы: $k = 0,65$ – жоғары беріктік сымдар үшін;

$k = 0,80$ ыстықтай тапталған стерженьдер үшін; 2. Толық күшсалмақтардың әсерінен жарықшақ пайда болған қима тұрақты және ұзақ мерзімді күштердің әсерінен қысып тұруы қажет, ол үшін бұл жердегі сығушы кернеудің мәні $0,5 \text{ МПа}$ - дан кем болмауы керек, яғни $\sigma_b \geq 0,5 \text{ МПа}$

10.7. Темірбетон конструкцияларын деформациялар бойынша есептеу.

Деформация бойынша есептеудегі мақсат, элементтің сыртқы күш салмақтардан пайда болған иілу шамасын анықтап, оны шектік иілумен салыстыру.

$$f \leq [f] \quad (52)$$

Шектік иілу шамасы ҚМжЕ – де келтірілген. Олардың мәні технологиялық, конструкциялық, физиологиялық эстетикалық, психологиялық талаптарды ескере отырып анықталған.

Элементтің иілену осінің теңдеуі мен деформациялар арасындағы байланыс құрылыс механикасы пәнінен белгілі

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{dM_x}{EI_x} = \left(\frac{1}{r} \right) \cdot x \quad (53)$$

Сонымен деформациялар бойынша есептеу кезінде элементтің осінің иілген кездегі қисықтығын табу қажет болады.

ҚМжЕ иілуді анықтау үшін келесі формуланы пайдалануды ұсынады.

$$f = S \cdot \left(\frac{1}{r} \right) \cdot l^2 \quad (54)$$

Мұндағы: S – элементтің бекітілу жағдайы мен үлгісін ескеретін коэффициент;

1. қос теректе бос жатқан аралқтар үшін:

$S = 5/48$ – күшсалмақтар бірқалыпты таралған кезде;

$S = 1/12$ – аралықтың ортасында жинақталған күш әсер еткенде;

$S = 1/2$ – тіректерде екі бірдей момент әсер еткенде;

2. консольды аралықтар үшін.

$S = 1/4$ – күшсалмақтар бірқалыпты таралған кезде;

$S = 1/3$ – консольдің ұшында жинақталған күш әсер еткенде;

$S = 1/2$ – консольдің ұшында момент әсер еткенде;

$1/r$ – күшсалмақтардың әсерінен элементтің осінің иілген кездегі қисықтығы;

L – элементтің аралығы;

10.7.1 Созылған аймағында жарықшақтары жоқ темірбетон элементтердің иілуі.

Мұндай элементтердің қисықтығы кернеулік деформациялық күйлердің бірінші кезеңдегі тұтас қима үшін анықталады.

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{B} = \frac{M \cdot \varphi}{0,85 E_B \cdot Y_{red}} \quad (55)$$

Мұндағы : $0,85$ – элементтің деформациясына қысқа мерзімді жылжығыштық тигізетін әсерін ескеретін коэффициент;

φ – ұзақ мерзімді жылжығыштың әсерін ескеретін коэффициент;

$\varphi = 1$ – қысқа мерзімді күшсалмақтар әсереткенде, $\varphi = 2 - 4,5$ бетонның түріне және ауаның ылғалдылығына байланысты тұрақты және ұзақ мерзімді күшсалмақтар әсер еткенде.

Қос тіректі иілген аралықтың толық иілуі келесі формамен анықталады.

$$f = f_1 + f_2 - f_3 - f_4 \quad (56)$$

Мұндағы: $f_1 = s \left(\frac{1}{r_1} \right) \cdot \ell^2$ – қысқа мерзімді күшсалмақтардың

әсерінен пайда болатын иілу;

$f_2 = s \left(\frac{1}{r_1} \right) \cdot \ell^2$ – тұрақты және ұзақ мерзімді күшсалмақтардың

әсерінен пайда болатын иілу;

$f_3 = s \left(\frac{1}{r_3} \right) \cdot \ell^2$ – тіректерден босатылған арматураның

қиысуынан пайда болған кері иілу;

$f_4 = s \left(\frac{1}{r_4} \right) \cdot \ell^2$ – алдын-ала қысушы күштердің әсерінен

бетонның жылжығыштығының нәтижесінде кері иілу;

Элементтің қисықтығы әсер ететін күшсалмақтардың түріне байланысты формуламен анықталады.

$$\frac{1}{r_1} = \frac{M_1 \cdot \varphi}{0,85 E_B \cdot Y_{red}} \quad \frac{1}{r_2} = \frac{M_2 \cdot \varphi}{0,85 E_B \cdot Y_{red}} \quad (57)$$

$$\frac{1}{r_3} = \frac{M_3 \cdot \varphi}{0,85 E_B \cdot Y_{red}} \quad M_3 = P \cdot \ell_{op} \quad (58)$$

$$\frac{1}{r_4} = \frac{M_4 \cdot \varphi}{0,85 E_B \cdot Y_{red}} \quad (59)$$

$$\varepsilon_B = \frac{\delta_6 - \delta_9}{E_s} \quad \varepsilon_B' = \frac{\delta_6' - \delta_9'}{E_s} \quad (60)$$

$\varepsilon_B, \varepsilon_B'$ – жылжығыштығының нәтижесінде созылған арматураның ауверлық ортасы деңгейіндегі бетонның деформация және сығылған аймақтық ең шекті талшықтағы деформациясы;

δ_6, δ_6' – бетонның шапшаң жылжығыштығы болған кездегі шығындар;

δ_9, δ_9' – бетонда жылжығыштық болған кездегі шығындар;

Алдын ала қысушы күштердің әсерінен бетонның жылжығыштығының нәтижесінде элементтің кері қисықтығы.

10.7.2 Созылған аймағындағы жарықшақтары бар темірбетон элементтердің иілуі.

Таза иілуге ұшыраған темірбетон элементтерді қарастырайық. Жарықшақтар пайда болғаннан кейін бетонның созылған аймағының ұзына бойы жекеленген бөліктерге бөлінеді. Элементтердегі бейтарап ось толқынды бейнелі болады. Созылған аймағында жарықшақтары бір элементтің әрбір қимасы үшін қисықтың анықталуы өте күрделі. В.И. Мұратов иілуді анықтау үшін орташа қисықты пайдалануды ұсынды. Ол үшін қисықтық сызық арматура мен бетонның орташа кернеулері δ_{sm} және δ_{bm} арқылы, сондай-ақ созылған аймақтың орташа биіктігі (x_m) арқылы өрнектелуі керек.

Элементтің өсінің иілген кездегі қисықтығын табу.

Элементтің өсінің қисықтығымен арматура және бетонның орташа деформациялардың арасындағы байланысты келесі түрде жазуға болады.

$$\frac{\ell_{crc}}{r} = \frac{\varepsilon_{sm} \ell_{crc}}{h_0 - x_m} = \frac{\varepsilon_{sm} \ell_{crs}}{x_m} = \frac{(\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm}) \ell_{crc}}{h_0} \quad (61)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{sm}}{h_0 - x_m} = \frac{\varepsilon_{bm}}{x_m} = \frac{(\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm})}{h_0} \quad (62)$$

Арматура және бетонның орташа деформацияларың (28,29) формуланы ескере отырып.

$$\varepsilon_{sm} = \psi_s \cdot \varepsilon_s = \psi_s \frac{\delta_s}{E_s} \quad (63)$$

$$\varepsilon_{bm} = \psi_b \cdot \varepsilon_b = \psi_b \frac{\delta_b}{E_b} \quad (64)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{\psi_s \cdot \delta_s}{E_s (h_0 - x_m)} = \frac{\psi_b \cdot \delta_b}{\nu_b E_b - x_m} = \frac{\psi_s \cdot \delta_s}{E_s \cdot h_0} + \frac{\psi_b \cdot \delta_b}{\nu_b E_b \cdot h_0} \quad (65)$$

Иілген элементтер үшін арматурадағы және бетонның кернеулері.

$$\delta_s = \frac{M}{W_s} = \frac{M}{A_s \cdot Z_1} \quad (66)$$

$$\delta_s = \frac{M}{W_b} = \frac{M}{(\varphi_f + \ell)bh_0 \cdot Z_1} \quad (67)$$

Кернеуленбеген темірбетон конструкциялар үшін элементтің осінің қисықтығы.

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0} \left(\frac{\psi_s}{E_s \cdot W_s} + \frac{\psi_b}{\nu_b E_b W_b} \right) = \frac{M}{h_0 - Z_1} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \ell) \nu_b E_b b h_0} \right] \quad (68)$$

Алдын-ала кернеуленген темірбетон конструкциялар үшін элементтің осінің қисықтығы

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 \cdot Z_1} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) \nu_b E_b b h_0} \right] - \frac{N_{tot} \cdot \psi_s}{h_0 \cdot E_s A_{sp}} \quad (69)$$

Мұндағы : M – қимаға әсерететін барлық күштердің созылған арматураның салыстыралы моментіне тең алмастырушы момент;

$Z_1 = h_0 - 0,5X_m$ – ішкі күштердің иіні;

$\psi_s = \frac{\varepsilon_{sm}}{\varepsilon_s}$ – жарықшақтар арасындағы бөлімдегі созылған

бетонның жұмысын ескеретін коэффициент,

$\psi_b = \frac{\varepsilon_{sm}}{\varepsilon_s} = 0,9$ – жарықшақтар арасындағы бөлімдегі бетонның

шектік сызылған талшығының деформацияларының біркелкі емес болып таралуын ескеретін коэффициент;

N_{tot} – алдын- ала қысу күші мен бойлық күштің тең әсерлі күші;

$\nu_b = 0,1 - 0,45$ – сызылған бетонның серпімді емес деформацияларын ескеретін коэффициент;

Созылған аймағында жарықшақтары бар темірбетон элементтердің толық иілуі келесі формула бойынша анықталады.

$$f = f_1 - f_2 + f_3 - f_4 \quad (70)$$

мұндағы:

$f_1 = s \left(\frac{1}{r_1} \right) \cdot \ell^2$ – толық күшсалмақтар қысқа мерзімді

күшсалмақтардың әсерінен пайда болатын иілу;

$f_2 = s\left(\frac{1}{r_2}\right) \cdot \ell^2$ – тұрақты және ұзақ мерзімді күшсалмақтар

қысқа мерзімде әсер еткен кезде пайда болатын иілу;

$f_3 = s\left(\frac{1}{r_3}\right) \cdot \ell^2$ – тұрақты және ұзақ мерзімді күшсалмақтар

қысқа мерзімде әсер еткен кезде пайда болатын иілу;

$f_4 = s\left(\frac{1}{r_4}\right) \cdot \ell^2$ – алдын-ала қысушы күштердің әсерінен бетонның

жылжығыштығының нәтижесінде кері иілу;

Элементтің $\frac{1}{r_1}; \frac{1}{r_2}; \frac{1}{r_3}$ қисықтығы әрекет ететін күшсалмақтардың

түріне байланысты формула бойынша анықталады.

Алдын-ала қысушы күштердің әсерінен пайда болатын бетонның

жылжығыштығының элементтің кері қисықтығы $\frac{1}{r_4}$ формуламен

табылады.

Бақылау сұрақтары:

1. ТБЭ-дің шектік күйлердің 2-тобы бойынша есептеулер не үшін жасалынады?
2. ТБК-ның жарықшаққа төзімділігіне қойылатын талаптардың категориялары
3. Шектік күйлерінің екінші тобы бойынша есептеулердің негізгі алғашқы шарттары
4. ТБК элементтердің келтірілген қимасының геометриялық сипаттамалары
5. Ортадан созылған ТБЭ-дің жарықшақтардың пайда болуын анықтайтын шарт
6. Ортадан созылған ТБЭ-дің жарықшақтардың пайда болуын анықтайтын шарт
7. $M_{срс}$ -ті сығылған бетонның серпімді жұмысын ескеріп анықтау
8. $M_{срс}$ -ті сығылған бетонның серпімді емес (пластикалық) жұмысын ескеріп анықтау

9. $M_{сгс}$ -ті ядролық моменттер тәсілімен анықтау
- 10.ТБЭ-ді олардың ұзынабойлық осіне көлбеу жарықшақтардың пайда болуын анықтау
11. ψ_b – коэффициенттің физикалық мәні
12. ψ_s – коэффициенттің физикалық мәні
- 13.ТБЭ-терін тік жарықшақтардың ашылуы бойынша есептеу
- 14.ТБЭ-терін көлбеу жарықшақтардың ашылуы бойынша есептеу
- 15.ТБЭ-терін жарықшақтардың жабылуы бойынша есептеу
- 16.ТБК-ларын деформациялар бойынша есептеу
- 17.Созылған аймағында жарықшақтары жоқ ТБЭ-тердің иілуін анықтау
- 18.Созылған аймағында жарықшақтары бар ТБЭ-тердің иілуін анықтау

Ұсынылатын әдебиеттер тізімі

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс.-М.:Стройиздат,1991.-767 с.
2. Мандриков А.П. Темірбетон конструкцияларын есептеудің мысалдары. Оқу құралы. I-бөлім.-Алматы:РБК,1996.-229 б.
- 3.Бржанов Р.Т.Казахско-русский словарь строительных терминов- Петропавловск, СКГУ,2005г.-56 стр.

Дәріс № 11

Тақырыбы: «Арқалықты плиталы тұтас қырлы қабатаралық жабындар»

Жоспар:

- 11.1. Тұтас қырлы қабатаралық жабынды үйлестіру.
- 11.2.Тұтас қырлы қабатаралық жабындардың арқалықты плитасын есептеу.
- 11.3.Қосалқы арқалықты есептеу және арматуралау.
- 11.4.Бас арқалықты есептеу және арматуралау.

11.1. Тұтас қырлы қабатаралық жабынды үйлестіру.

Тұтас қырлы қабатаралық жабын конструкциясының құрамында плита, қосалқы және бас аралықтар кіреді. Плита қосалқы аралықтарға, ал қосалқы аралықтар бас аралыққа тіреледі. Бас

аралықтардың тіректері ретінде ұстындар және шеткі қатардағы қабырғалар алынады.

Тұтас қырлы қабатаралық жабынды жобалаған кезде созылған аймақтағы бетонның ауданы мүмкіншілік болғанша азайтылады және созылған әсерді қабылдайтын қырларда негізгі жұмыстық арматура орналастырылады. Тұтас қабатаралық жабынды жобалауға келесі жұмыстар жатады:

- қабатаралық жабынды үйлестіру;
- плитаны есептеу және арматуралау;
- қосалқы арқалықты есептеу және арматуралау;
- бас арқалықты есептеу және арматуралау;

Қабатаралық жабынды үйлестіру жұмыстары ғимараттың арналуына, көлемдік-жоспарлау шешімдеріне және техника экономикалық көрсеткіштеріне байланысты болады.

Қабатаралық жабынды үйлестіру жұмыстарын орандаған кезде:

- ұстындардың адымын және ұя аралығын қабылдайды;
- қосалқы арқалықтардың орналастыру бағытың және адымың анықтайды;
- бас арқалықтардың орналастыру бағытың және адымың анықтайды;

Бас арқалықтың аралығы $L_1 = (6 - 8)$ м тең болып қабылданады және ғимараттың көлденең немесе ұзына-бойлық бағытты бойынша орналастырады.

Қосалқы арқалықтың аралығы $L_2 = (5 - 7)$ м тең болады және оларды бас арқалықтарға перпендикулярды бағытта орналастырылады. Қосалқы арқалықтардың адымы қабатаралық жабынға әсер ететін мөлшерлік уақытша күшсалмақтардың шамасына байланысты қабылданады:

$$\ell = 2,1 - 2,5 \text{ м, егер } \mathcal{Q}_n = 5 - 10 \text{ кН/м}^2;$$

$$\ell = 1,5 - 2,1 \text{ м, егер } \mathcal{Q}_n = 10 - 20 \text{ кН/м}^2;$$

Плитаның ең төмен қалыңдығы 50-60 мм тең депа қабылданады, сондай-ақ азаматтық ғимараттарға – 50мм, ал өндірістік ғимараттарға 60мм төмен болмауы керек.

Қосалқы және бас арқалықтардың өлшемдері конструктивтік талаптарға сәйкес болады:

- қосалқы ақалықтар үшін
$$h_{қа} = \left(\frac{1}{12} - \frac{1}{20} \right) L_2;$$

$$b_{қа} = (0,4 - 0,6)h_{қа}$$

- бас арқалықтар үшін
$$h_{ба} = \left(\frac{1}{8} - \frac{1}{15} \right) L_2;$$

$$b_{ба} = (0,4 - 0,6)h_{ба}$$

Тұтас қабатаралық жабындар үшін қолданатын бетонның класы В15 төмен болмау керек. Плиталар 8478-81- МЕСТ бойынша торлармен арматураланады. Арқалықтар А-II, А- III класты стерженьдік арматурамен құрастырған канқалармен арматураланады.

11.2. Тұтас қырлы қабатаралық жабындардың арқалықты плитасын есептеу.

Тұтас қабатаралық жабындардың плитасы есептік схемасы бойынша 2 түрлі болуы мүмкін: арқалықты плиталар және контур бойынша тірелген плиталар. Арқалықты плиталар үшін $l_2 / l_1 > 2$, ал контур бойынша тірелген плиталар үшін $l_2 / l_1 \leq 2$, мұндағы l_1 - плитаның қысқа бағыттағы ұзындығы, l_2 - плитаның ұзын бағыттағы ұзындығы;

Арқалықтар плиталар қысқа бағытта иілуге жұмыс істейді және осы бағыттағы июші моменттер бойынша есептеледі. Ал контур бойынша тірелген плиталар екі бағытта иілуге жұмыс істейді және екі бағыттағы июші моменттер есептеулерге ескеріледі.

Арқалықты плитаны есептеу үшін ені 1м тең плитаны белгілеп және оны көпаралық қиылмаған арқалық ретінде қарастырады. Плитаның тіреу ретінде қосалқы арқалықтар және сыртқы қабырға жұмыс істейді.

Плитаның есептік ұзындығы :

- шеткі аралық үшін
$$l_{01} = l - 0,5b - a + 0,5c;$$

- орталық аралық үшін
$$l_{02} = l - b$$

мұндағы : b - қосалқы арқалықтың ені; l - қосалқы арқалықтың адымы; c - плитаның қабырғаға тірелген ұзындығы; a - плитаның

тұрақты және уақытша күшсалмақтар әсер етеді.

$$g = g_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot 1.0 \quad [H/M] \quad (1)$$

$$\mathcal{G} = \mathcal{G}_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot 1.0 \quad [H/M] \quad (2)$$

мұндағы : $g_n = \sum \delta_i \cdot \lambda_i$ – қабатаралық жабынға әсер ететін мөлшерлік тұрақты күшсалмақтар; \mathcal{G}_n – қабатаралық жабынға әсер ететін мөлшерлік уақытша күшсалмақтар;

Қиылмаған арқалықты плитаның күшсалмақтар бірқалыпты таралған кезде орталық аралықтардың тіректерінде бір-біріне тең моменттер пайда болады M_{sup2} .

Орталық аралықта негізгі тепе-теңдік теңдеу келесі түрде жазылады.

$$M_{\ell_2} + \frac{1}{2} (M_{sup2} + M_{sup2}) = \frac{(g + \mathcal{G})\ell_0^2}{8}; \quad (3)$$

мұндағы, M_{ℓ_2} – орталық аралықтағы июші момент;

M_{sup2} – орталық аралықтарын тіректеріндегі июші момент;

$$M_{\ell_2} = M_{sup} \frac{(g + \mathcal{G})\ell_0^2}{16}; \quad (4)$$

Тіректен $x = 0,425 \ell_{01}$ тең арақашықтақта шеткі аралықтағы момент максимальдық шамада болады

$$M_0 = \frac{(g + \mathcal{G})x(\ell_{01} - x)}{2} = 0,123(g + \mathcal{G}) \cdot \ell_{01}^2; \quad (5)$$

Шеткі аралықта негізгі тепе-теңдік теңдеу келесі түрде жазылады.

$$M_{\ell_1} + \frac{1}{2} (M_A + M_{sup1}) = M_0 \quad (6)$$

мұндағы: M_{ℓ_1} – шеткі аралықтағы июші момент;

$M_A; M_{sup1}$ – шеткі аралықтардың тіректеріндегі июші моменттер;

$$M_{\ell_1} = 0,123(g + \mathcal{G})\ell_{01}^2 - 0,425M_{sup1} \quad (7)$$

Егер шеткі аралықта және тіректі бір-біріне тең моменттер болған

жаңдайда

$$M_{\ell_1} = M_{\text{sup1}} = \frac{(g + \mathcal{G})\ell_{01}^2}{11,6} \quad (8)$$

Осы бөлшектегі бөлімді дөңгелектеген кезде

$$M_{\ell_1} = M_{\text{sup1}} = \frac{(g + \mathcal{G})\ell_{01}^2}{11} \quad (9)$$

Анықталған моменттер бойынша шеткі және орталық аралықтағы плитада арматураның көлденең қимасының ауданы анықтайды және 8478-81 МЕСТ бойынша торлар қабылданады.

Плитаны екі вариант бойынша арматуралайды:

- үздіксіз арматуралау схемасы;
- жеке (бөлек) арматуралау схемасы;

1-Т , 2-Т торлардың жұмыстық стерженьдері ұзына бойлық бағытта орналасады және осы торларды қосалқы арқалықтарына перпендикулярды жазылады. Бірнеше тормен бас арқалықтардың арасындағы арақашықты жабу керек.

3-Т, 4-Т, 5-Т,6-Т торлардың жұмыстық стерженьдері көлденең бағытта орналасады және осы торларды қосалқы арқалықтардың бойы бойынша төселінеді.

11.3. Қосалқы арқалықты есептеу және арматуралау

Қосалқы арқалықтар бас арқалықтарға және сыртқы қабырғаға тіреледі. Қосалқы арқалықтардың есептік схемесе қиылмаған арқалықтар ретінде қарастырылады. Қосалқы арқалықтарға бірқалыпты таралған күшсалмақтар әсер етеді. Осы күшсалмақтарды жүктеу ауданнан жинастырады және осы ауданның ені қосалқы арқалықтардың адымына тең болады.

Қосалқы арқалықтың, плитаның және едең конструкциясының салмақтарынан тұрақты күшсалмақтар пайда болады

$$g = (g_{n1} + g_{n2})\gamma_{fg} \cdot \gamma_n \quad (10)$$

Мұндағы:

$g_{n1} = \sum \delta_i \cdot \lambda_i \cdot \ell$ – плитаның және едең конструкциясының салмақтарынан пайда болған мөлшерлік күшсалмақ;

$g_{n2} = b(h - \delta) \cdot \gamma$ – қосалқы арқалықтың салмағынан пайда болған

мөлшерлік күшсалмақ;

b, h – қосалқы арқалықтың ені және биіктігі ;

δ – плитаның қалыңдығы;

Қабатаралық тұтас жабынға әсер ететін уақытша күшсалмақ

$$\mathcal{G} = \mathcal{G}_n \cdot \gamma_{f\mathcal{G}} \cdot \gamma_n \ell ; \quad (11)$$

Қосалқы арқалықтарға әсер ететін толық күшсалмақ

$$q = g + \mathcal{G} \quad (12)$$

Қосалқы арқалықтардың аралығы бірдей болу керек немесе аралықтардың айырмашылығы 20%-дан кем болу керек. Қиылмаған қосалқы арқалықтың есебі күштердің қайта таралуын ескеретін шектік тепе-теңдік әдісі бойынша орындалады.

Аралықтаға және тіректегі июші моменттердің мөлшері келесі формулалар бойынша орындалады:

- шекті бірінші аралықта

$$M_1 = \frac{q \cdot L_{01}^2}{11} \quad (13)$$

- бірінші аралық тіректе

$$M_2 = \frac{q \cdot L_{01}^2}{14} \quad (14)$$

- ортадағы аралықта және тіректерде

$$M_3 = \frac{q \cdot L_{02}^2}{16} \quad (15)$$

$$M_4 = -M_3 = \frac{qL_{02}^2}{16} ; \quad (15')$$

Көлденең күштердің мәндерін анықтаймыз

- шекті тіректе $Q_1 = 0,4qL_{01}$;

- бірінші аралық тіректің сол жағында $Q_2 = 0,6qL_{01}$;

- бірінші аралық тіректің оң жағында және барлық басқа тіректерде $Q_3 = -Q_4 = 0,5qL_{02}$;

Қосалқы арқалықтың көмкерілген эпюрасын салу үшін моменттердің шамасын келесі формула бойынша анықтайды.

$$M = \beta(g + \mathcal{G})L_0^2 \quad (16)$$

мұндағы: β – уақытша және тұрақты күшмсалмақтардың (\mathcal{G} / g) қатынасы байланысты кесте арқылы анықталатын коэффициент.

Қосалқы арқалықтың есептік қимасы аралықта және тіректе тавролы болады. Осындай қимасының өлшемдері:

$b_f' = \ell$ – сөренің екі қосалқы аралықтың адымына тең;

$h_f' = \delta$ – сөренің биіктігі плитаның қалыңдығына тең;

h, b – қосалқы аралықтың биіктігі және ені;

Аралықтағы тавр қимасының сөресі сығылған аймақтарда орналасады. Тавр қимасының есебі екі жағдай бойынша жасалуы мүмкін. Егер $x \leq h_f'$ онда 1 есептік жағдай, ал – $x \geq h_f'$ 2 есептік жағдай. Ол үшін шарты тексеру керек

$$M \leq R_b b_f' \cdot h_f' \left(h_o - 0,5h_f' \right) \quad (17)$$

1 есептік жағдайда ($x \leq h_f'$) сығылған аймақ сөренің бойында жатады. Бұл жағдайда тавр қималы иілген элементтер көлденең қимасы тік бұрышты жалғыз арматуралы элементтер сияқты есептелінеді және өлшемдері $b_f' \cdot h_o$ тең болады.

2 есептік жағдайда $x \geq h_f'$ сығылған аймақтың биіктігі сөренің биіктігінен төмен орналасады. Бұл жағдайда тавр қимасы шартты түрде екі қимаға бөлінеді: қырдан туратын қима және қырдың екі сыртқы жағынан асылып тұрған сөреден.

Аралықтағы максимальдық моменттер бойынша (M_1 – бірінші аралықта, M_3 – екінші аралықта) созылған арматураның көлденең қимасының ауданы (A_s) анықталады және сортамент бойынша (1–Қ, 2 –Қ) қанқалардың төменгі стерженьдердің диаметрі (d_s) белгілене

Қосалқы арқалықтың бірінші аралығы екі жазық (1–Қ) қанқамен арматураланады. Осы қанқаның көлденең стерженьдердің диаметрі (d_{so}) дәнекерлеу шарты бойынша қойылады [IX-қосымша кесте «Темірбетон конструкциялары» Байков В.Н.- М.:Стройиздат,1991], ал олардың адымы (S_1, S_2) көлденең күштің әсеріне есептеу арқылы табылады.

Қосалқы арқалықтың тіректегі тавр қимасының сәресі созылған аймақта орналасады. Бұл жағдайда тавр қимасын тік бұрышты ($b \times h$) элементтер сияқты қарастырып есептейді.

Бірінші аралық тіректегі момент (M_2) бойынша қосалқы арқалықтың биіктігі ($h_{ка}$) тексеріледі. Ол үшін арқалықтың ені (b) қабылданады және бетонның сығылған аймағының салыстырмалы биіктікті орнықты шамаға тең деп қабылдайды $\xi = 0,35$.

$$h_o = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m \cdot R_b \cdot b}} = 1,8 \sqrt{\frac{M}{R_b \cdot b}} \quad (18)$$

мұндағы: $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi) = 0,289$

Қосалқы арқалықтың биіктігі және ені қабылданады:

$$h_{ка} = h_o + a ; \quad b_{ка} = (0,3 - 0,5)h_{ка}$$

Қосалқы арқалықтың тіректегі моменттер бойынша (M_2, M_4) арматураның көлденең қимасының ауданы (A_s) анықталады және A_s бойынша тіректерде торлар (7-Т, 8-Т) қабылданады. Осы торлардың көлденең стерженьдері жұмыстық деп саналады. Торлардың ені $B \geq 1/2L_2$ кем болмау керек, L_2 – қосалқы арқалықтың аралығы.

11.4. Бас арқалықты есептеу және арматуралау

Бас арқалықтың есептік схемасы көпаралықты қиылмаған арқалықтар ретінде қарастырылады. Бас арқалықтарға қосалқы арқалықтар тірелген жерде жинақталған тұрақты және уақытша күш салмақтар әсер етеді.

Тұрақты күшсалмақтар $G = G_1 + G_2$ қосындысына тең, мұндағы G_1 - плитаның және қосалқы арқалықтың салмағынан пайда болған жинақталған күшсалмақ; G_2 – қосалқы арқалықтардың арасындағы (l) бас аралықтың бөліктердің салмағынан пайда болған күшсалмақ;

Бас арқалықтар қабат аралық тұтас жабынған әсер ететін уақытша күшсалмақтармен (v) жүктеледі:

Қиылмаған бас арқалықтың есебі күштердің қайта таралуын ескертетін шектік тепе-теңдік әдісі бойынша орындалады. Бас арқалықтың есебін бірнеше жүктеу схемасына жасалынады.

[1] кітаптың X қосымшасынан әр түрлі жүктеу схемасына тіректегі

және аралықтағы июші моментер мен көлденең күштер анықталады

$$\begin{aligned} \dot{I} &= \alpha \cdot G + \beta \cdot \nu \\ Q &= \gamma G + \delta \nu \end{aligned} \quad (19)$$

мұндағы: $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ – коэффициенттері X қосымшадан [1] жүктеу схемасы бойынша алынады

Әр жүктеу схемасы M, Q – эпюрасын тұрғызғаннан кейін жүктеу схемаларын қиыстыруы (комбинациясы) жасалынады (1+2,1+3,1+4,1+5). Эпюра бойынша моменттердің шамасы ең жоғары болған тіректерде пластикалық топса пайда болады және күштер қайта таралады. Осынын себебінен моменттердің шамасы 30 %-ға дейін төмендейді.

Күштердің қайта таралуын ескертіп бас аралықтың M, Q-эпюрасы салынады. Тіректегі ең үлкен момент бойынша бас арқалықтардың өлшемдері тағайындалады:

$$\begin{aligned} h_0 &= \sqrt{\frac{M}{\alpha_m \cdot R_b \cdot b}} = 1,8 \sqrt{\frac{M}{R_b \cdot b}} \\ \alpha &= \xi(1 - 0,5\xi) = 0,35(1 - 0,35) = 0,289 \\ h &= h_0 + a; \quad b = (0,3 - 0,5)h \end{aligned}$$

Бас арқалықтың есептік қимасы аралықта және тіректе тавролы болады.

Аралықтағы моменттер бойынша созылған арматураның көлденең қимасының ауданы (A_s) анықталады және сортамент бойынша (1-Қ; 2-Қ) қанқалардың төменгі стерженьдердің диаметрі (d_s) белгіленеді. (1-Қ) қанқаның ұзындығы тіректерге дейін жеткізіледі. Ол (2-Қ) қанқа тек қана аралықтың ортасында орналасады (12 сурет 1-1 қима).

Бас арқалықтың тіректегі тавр қимасының сәресі созылған аймақта орналасады. Осы жағдайда тавр қимасының тік бұрышты ($b \times h$) элементтер сияқты есептейді. Тіректегі моменттер бойынша арматураның көлденең қимасының ауланы (A'_s) анықталады және (3-Қ) қанқаның жұмыстық стерженьдердің диаметрі табылады. Тіректің жоғары жағында (3-Қ) қанқаның екі данасы қойылады (12 сурет 2 -2 қима).

Бас арқалықтың биіктігінің ортасында қосалқы арқалықтың

тірегінің сығылған аймағы арқылы (F) деген күш (12 сурет 4-4 кима) бас арқалықта таралады. Осы күшті бас арқалықтың көлденең стерженьдері қабылдайды және қажетті жағдайда қосымша тор қойылады.

Қосалқы арқалықтың тіректегі (F) реакцияның әсер ететін аймақтың ұзындығы $a=2h_s + b$

Қажетті жұмыстық арматураның көлденең қимасының ауданы

$$A_{sw} = F(1 - h_s/h_0) \cdot R_{sw}$$

мұндағы: h_0 – бас арқалықтың жұмыстық биіктігі

h_s – қосалқы және бас арқалықтағы созылған арматураның арасындағы арақашықтық.

Бақылау сұрақтары:

1. Тұтас қырлы қабатаралық жабын конструкциясына жататын элементтер.
1. Тұтас қырлы қабатаралық жабынды жобалау жұмыстары
2. Тұтас қырлы қабатаралық жабынды үйлестіру жұмыстары және конструктивтік талаптары
3. Тұтас қырлы қабатаралық жабындардың арқалықты плитасының есептік схемасы
4. Тұтас қырлы қабатаралық жабындардың арқалықты плитасының жүктеу ауданы
5. Арқалықты плитаны үздіксіз арматуралау схемасы
6. Арқалықты плитаны жеке (бөлек) арматуралау схемасы
7. Қосалқы арқалықтың аралықта және тіректе есептік қимасы
8. Қосалқы арқалықтың арматуралау схемасы
9. Бас арқалықтың есептік схемасы және аралықта және тіректе есептік схемасы
10. Бас арқалықтың арматуралау схемасы

Ұсынылатын әдебиеттер тізімі

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс.-М.:Стройиздат,1991.-767 с.
2. Мандриков А.П. Темірбетон конструкцияларын есептеудің мысалдары. Оқу құралы. I-бөлім.-Алматы:РБК,1996.-229 б

Дәріс № 12

Тақырып: «Контур бойынша тірелген плиталы тұтас қырлы қабатаралық жабындар»

Жоспар:

12.1.Конструктивтік жүйесін үйлестіру.

12.2.Плитаны арматуралау.

12.3.Контур бойынша тірелген плитаны есептеу.

12.1. Конструктивтік жүйесін үйлестіру.

Қабатаралық жабынның конструктивтік жүйесінің құрамына екі бағытта иілуге жұмыс істейтін плиталар және оларды көтеріп тұратын арқалықтар кіреді. Барлық элементтер бір-бірімен тұтас байланысты. Осындай қабатаралық жабынның екі түрі белгілі.

Қабатаралық жабынның бірінші түрінде аралықтарды ұсыныстардың осьтері бойынша орналыстырылады және олардың адымы (4-6) м-ге тең. Арқалықтардың биіктігі бірдей болады және плиталардың ұзындықтардың қатынасы $l_2/l=1-1,5$ тең болады.

Қабатаралық жабынның екінші түрі кессонды деп аталады. Осындай жабындарда арқалықтарды жиі орналастырады, аралық ұстындар болмайды және плиталардың өлшемдері кіші болады. (2м - ден аспайды.)

Контур бойынша тірелген плиталы тұтас қырлы қабат аралық жабындарды ғимараттың үлкен зал бөлмелерді және вестибюлді жабу үшін қолданады. Осындай жабындар сәулеттік талаптарына сәйкес және көрінісі өте айқынды, бірақ арқалықты плиталы жабындармен салыстырғанда арматуранның және бетонның шығыны көбірек, яғни материалдың шығыны бойынша тиімсіз болады.

12.2. Плитаны арматуралау

Контур бойынша тірелген плита екі бағытта жұмыс істейді және дәнекерленген торлармен арматураланады. Плитаның аралығында орлар төменгі аймақта жатады, ал тіректерде жоғары аймақта.

Аралығы 2,5м-ден жоғары болған плитаны жеке арматуралау схема бойынша арматуралайды. Плитаның аралығы екі бағытта жұмыстық стерженьді торлармен арматураланады (1-Т; 2-Т). Арматураны экономдау үшін бір торды (1-Т) тіректерге дейін жайады, ал екінші тор (2-Т) тіректерге $\left(\frac{1}{4}l_1\right)$ арақашықтыққа жетпейді. Егер плитаның бір шағы бос болған кезде осы арақашықтық $\frac{1}{8}l_1$ тең болады.

Тіректердегі арналасқан тордың (3-Т) көлденең жұмыстың стерженьдері аралықтарға перпендикулярды орналасады және аралыққа бірінен кейін $\frac{1}{4}l_1$ және $\frac{1}{6}l_1$ кіріп тұрады.

Плитаның аралығы 2,5 м-ден кем болса, арматуралау үшін орамалық торлар қолданылады.

12.3. Контур бойынша тірелген плитаны есептеу.

Плитаның есебі шектік тепе-теңдік әдісі бойынша орындалады. Басында плитаны бірқалыпты арматураланған деп қабылдайды, яғни плитаның 1м ені бойынша арматураның саны бірдей.

M_1 – плитаның қысқа бағыты (l_1) бойынша аралықтағы шектік июші момент;

M_2 – плитаның ұзын бағыты (l_2) бойынша аралықтағы шектік июші момент;

M_1 M_1 – плитаның қысқа бағыты (l_1) бойынша тіректегі шектік июші момент;

M_n , M_n – плитаның ұзын бағыты (l_2) бойынша тіректегі июші момент;

A_{S1} – плитаның 1м ені бойынша қысқа бағытына (l_1) параллель орналасқан стерженьдердің көлденең қимасының ауданы;

A_{S2} – плитаның 1м ені бойынша ұзын бағытына (l_2) параллель орналасқан стерженьдердің көлденең қимасының

ауданы;

$A_{SI} A_{SI}^1$ – плитаның 1м ені бойынша тіректегі стерженьдердің көлденең қимасының ауданы; (l_2) -ұзындықта;

A_{SI}, A'_{SI} – плитаның 1м ені бойынша тіректегі стерженьдердің көлденең қимасының ауданы ; (l_1) - ұзындықта;

Юшi моменттер кинематикалық тәсілмен анықталады. Шектік тепе-теңдік жағдайда плита қатан бөлшектердің жүйесінен құрастырылады және олар бір-бірімен сызықтық пластикалық топсалармен қосылады. Осы жүйесінің сыртқы және ішкі күштердің жұмысы анықталады және оларды теңестіріп шектік күшсалмақтар анықтауға болады.

Эксперименттік сынаудың нәтижесінде плитаның қирауы келесі схема бойынша өтетіне белгілі.

Тіректе бөлшектер φ - деген бұрышқа бұрылады, аралықта – 2φ . Плитаның өлшемдері мен салыстырғанда деформациялардың шамалары өте кіші болады, сондықтан

Шектік тепе-теңдік әдістен негізгі теңдеу

Мұндағы: A_q -сы ртқы күштердің жұмысы ; A_M – ішкі күштердің жұмыс.

$$A_q = A_M \quad (2)$$
$$\varphi = \arctan \frac{0,5l_1}{l_1} \quad (1)$$

V – орналастырудың көлемі; $V = V_{\text{приз.}} + V_{\text{пирам.}}$;

$$V_{\text{приз.}} = \frac{1}{2} f \cdot l_1 (l_2 - l_1); V_{\text{пирам.}} = \frac{1}{3} F \cdot H = \frac{1}{3} f(0,5l_1)(0,5l_1) = \frac{1}{3} f(0,5l_1)^2;$$

$$V_{\text{пирам.}} = 4 \left[f \cdot \frac{1}{3} (0,5l_1)^2 \right] = \frac{1}{3} f * l_1^2;$$

$$V = \frac{1}{2} f \cdot l_1 (l_2 - l_1) + \frac{1}{3} f \cdot l_1^2 = \frac{3fl_1(l_2 - l_1) + 2fl_1^2}{6} = \frac{3fl_1 \cdot l_2 - 3fl_1^2 + 2f}{6} =$$

$$\frac{3fl_1 \cdot l_2 - fl_1^2}{6} = \frac{fl_1(3l_2 - l_1)}{6}$$

$$A_q = q * V = \frac{q \cdot f \cdot l_1 (3l_2 - l_1)}{6} \quad (4)$$

1

Плита бірқалыпты арматураланған кезде сызықтық пластикалық топсада июші моменттердің жұмысы ішкі күштердің жұмысы деп айтылады.

$$A_M = M \cdot \varphi = (M_1 \cdot 2\varphi + M_I \cdot \varphi + M'_I \cdot \varphi)l_2 + (M_2 \cdot 2\varphi + M_{II} \cdot \varphi + M'_{II} \cdot \varphi)l_1 =$$

$$= \frac{2f}{l_1} [(2M_1 + M_I + M'_I)l_2 + (2M_2 + M_{II} + M'_{II})l_1]$$

Сыртқы және ішкі күштердің жұмысы теңестіріледі:

$$\frac{ql_1(3l_2 - l_1)}{6} = \frac{2}{l_1} [(2M_1 + M_I + M'_I)l_2 + (2M_2 + M_{II} + M'_{II})l_1]$$

$$\frac{\eta ql_1^2(3l_2 - l_1)}{12} = [(2M_1 + M_I + M'_I)l_2 + (2M_2 + M_{II} + M'_{II})l_1]$$

мұндағы :

η – шектік тепетендік жағдайда кергіш (распор)күшті пайда болуын ескеретін коэффициент: $\eta=0,8$ – ортадағы аралыққаға ;
 $\eta=0,9$ – шектік аралықтарға егер $l_2/l_1 < 1,5$;

$\eta=1,0$ – шеткі аралықтарға егер $l_2/l_1 < 2$;

Шектік июші моменттер келесі формула бойынша анықталады.

$$\begin{aligned} M_1 &= R_S A_{S1} \cdot Z_1 & M_2 &= R_S A_{S2} \cdot Z_2; \\ M_I &= R_S A_{SI} \cdot Z_I & M'_I &= R_S A'_{SI} \cdot Z_I; \\ M_{II} &= R_S A_{SII} \cdot Z_{II} & M'_{II} &= R_S A'_{SII} \cdot Z_{II}; \end{aligned}$$

мұндағы: Z_1, Z_2, Z_I, Z_{II} – аралықта және тіректе қос күштердің иіні (бетондағы сызылған және арматурадағы созылған күштер);

Практика жүзінде плитаның есебінің 2 түрі кездеседі:

1 - түрі: Арматураның көлденең стерженьдердің ауданы белгілі.

Шектік күшсалмақтардың мөлшерін анықтау керек (q). Моменттердің шамасын (7) формула бойынша табу керек және осы моменттердің (6) тепе-теңдік теңдеуге қойып шектік күшсалмақтардың мөлшерін табамыз.

2 - түрі: Арматураның көлденең стерженьдердің ауданын анықтау ($A_{S1}, A_{S2}, A'_{SI}, A_{SII}, A_{SIII}$) керек.

Плитаның калыңдығы келесі шарттар бойынша қабылданады:

$$h'_f \geq \frac{1}{45} \ell_1 - \text{плита бос тірелген кезде;}$$

$$h'_f \geq \frac{1}{50} \ell_1 - \text{плита қатаң тірелген кезде;}$$

(6) - теңдеуде барлық алты моменттер белгісіз. осы моменттерді (7)- формула бойынша анықтау үшін барлық арматураның көлденең қимасының аудандары A_{S1} арқылы табу керек.

Практикада келесі нұсқауларды қолданады:

А) 1 кестеде плитаның ұзындықтардың қатынасына (l_2 / l_1) байланысты плитаның аралықтағы арматураның көлденең қимасының аудандардың (A_{S1}, A_{S2}) қатынасы беріледі. Кестенің мәліметтері бойынша $l_2 / l_1 = (1-2)$ өзгерген кезде $A_{S1}, A_{S2} = (0,15-2,0)$ аралығы болады.

1 кесте

l_2 / l_1	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
A_{S1}/A_{S2}	0,8- 1,0	0,7- 0,9	0,6- 0,8	0,5- 0,7	0,4- 0,6	0,35- 0,65	0,3- 0,5	0,25- 0,45	0,2- 0,4	0,2- 0,35	0,15- 2,0

Б) 2- кестеде плитаның ұзындықтардың қатынасы (l_2 / l_1) байланысты плитаның теректердегі арматураның көлденең қимасының аудандардың ($A_{S1}/A_{S1}; A_{S1}/A_{S1}; A_{SII}/A_{S1}; A_{SII}/A_{S1}$) қатынастары (1-2,5) аралығында болады.

2 кесте

l_2 / l_1	1 – 1,5	1,5 – 2,0
$A_{S1}/A_{S1}; A_{S1}/A_{S1}'$	1,3 – 2,5	1,0 – 2,0
$A_{SII}/A_{S1}; A_{SII}'/A_{S1}$	1,3 – 2,5	0,2 – 0,75

Жоғарғы ұсыныстарды қолданған кезде (6) формулада тек қана (A_{S1}) белгісіз болады. Осы формула бойынша A_{S1} анықталады және берілген қатынастар арқылы $A_{S2}, A_{S1}, A'_{S1}, A_{SII}, A'_{SII}$ табылады.

Бақылау сұрақтары:

1. Контур бойынша тірелген плиталы тұтас қырлы қабатаралық жабындардың конструктивтік жүйесін үйлестіру
2. Контур бойынша тірелген плиталы тұтас қырлы қабатаралық жабындардың 1 түрі
3. Контур бойынша тірелген плиталы тұтас қырлы қабатаралық жабындардың 2 түрі
4. Контур бойынша тірелген плиталы арматуралау схемасы
5. Контур бойынша тірелген плитадағы июші моменттердің пайда болу схемасы
6. Контур бойынша тірелген плитаның қирау схемасы
7. Плита есептеудің шектік тепе-теңдік әдістің негізгі теңдеуі
8. Плитадағы шектік июші моменттердің формуласы
9. Контур бойынша тірелген плитадағы аралықтарда және тіректерде арматураның көлденең қимасының ауданын анықтау

Ұсынылатын әдебиеттер тізімі

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс.-М.:Стройиздат,1991.-767 с.
2. Мандриков А.П. Темірбетон конструкцияларын есептеудің мысалдары. Оқу құралы. I-бөлім.-Алматы:РБК,1996.-229 б.

Дәріс №13

Тақырып: «Темірбетон конструкцияларын жобалаудың жалпы принциптері»

Жоспар:

- 13.1. Деформациялық жіктер
- 13.2. Темірбетон конструкцияларын жобалағанда біркелкі типке келтіру және үйлестіру негіздері
- 13.3. Ғимараттардың құрастырмалы темірбетон конструкцияларына қойылатын негізгі талаптар
- 13.4. Ғимараттардың темірбетон конструкцияларына негізгі талаптар қойылады
- 13.5. Қорытынды

13.1. Деформациялық жіктер

Бетонның деформациялық қасиеттеріне байланысты темірбетон конструкциялары да қысқаруы немесе ұлғаюы мүмкін.

Ғимараттардың негізі біркелкі болып шөкпесе конструкциялардың бөліктері тік бағытта өзара ығыстырылады.

Температураның өзгеруі, бетонның шөгуі, іргетастардың біркелкі шөкпеуі темірбетон конструкцияларының көп жағдайда статикалық анықталмаған әсерлер болғандықтан оларда қосымша ішкі күштер пайда болады. Ал ол күштер сызаттардың пайда болуына немесе типті конструкциялардың бөліктерінің қирауына әкеліп соғуы мүмкін.

Төмендегі кестеде темірбетон конструкцияларына $t \leq 40^{\circ}\text{C}$ болғанда температуралық шөгу жіктерінің мүмкін ең үлкен болатын арақашықтықтары берілген. Бұл мәліметтер алдын-ала кернелген темірбетон конструкцияларына арналған. Кестедегі мәліметтер бір қабатты қаңқалы ғимараттардың темірбетон конструкциялары үшін 20%-ке ұлғайтылады.

№ p/c	Конструкциялардың түрлері	Жылытылатын үйлер және ғимараттардың ішінде, топырақта, м	Ашық ғимараттарды және жылытылмайтын үйлер және ғимараттарда
1	Құрастырмалы қаңқалы	60	40
2	Құрастырмалы тұтас	50	30
3	Тұтас және құрастырмалы тұтас қаңқалы	50	30
4	Тұтас (қаңқасыз)	40	25

Температуралық шөгу жіктері қос ұстындардан және қос арқалықтардан тұрады. Қалыпты жағдайда жіктің ені 2-3см болады.

Шөгу жіктері әртүрлі топырақты аймақтарды учакелерде, жерлерде немесе әртүрлі биіктіктегі үйлерді тұрғызғанда ол ғимараттардың бөліктерінің арасында орналастырады немесе қосымша арқалық қолдану арқылы в – плиталар мен рақалықтар аралықта шығып тұрады.

Шөгу жіктері бір мезгілде температуралық шөгу жігі болып та қызмет етеді. Жіктер, жапсарлар есептелінеді оның беріктігі тұтас аймақтағы беріктікпен 1.5-2 есе артық болуы керек.

13.2. Темірбетон конструкцияларын жобалағанда біркелкі типке келтіру және үйлестіру негіздері

Күрделі құрылысты индустрияландыру және үнемді жүргізу үшін құрылыс конструкцияларын және олардың бөліктерін жаппай дайындау үшін оларды біркелкі типке келтірудің және үйлестірудің маңызы зор.

Біркелкі типке келтіру жұмыстарының негізінде құрастырмалы темірбетон элементтерінің каталогтары құрастырылған оларды әртүрлі ғимараттарды және үйлерді жобалағанда кеңінен қолданады.

Бір типті элементтерді әртүрлі ғимараттарда қолданылуы үшін ұстындардың арақашықты ұясы, қабаттардың биіктігі

үйлестіріледі, яғни олардың өлшемдерінің саны шектеледі.

Үйлестірудің негізіне модульдік жүйе алынады, бұл жағдайда өлшемдер 100мм негізінде алынады немесе 100мм-ге еселеніп еселі келетін орташаландырылған модуль алынады.(Кейде М-ден белгіленеді)

Көпірлі крандары бар бір қабатты өнеркәсіптік ғимараттар үшін бөлу осьтердің арақашықтығы ұзына-бойына 6м немесе 12м болып алынады.Көлденең бойына 6м-ге яғни 18м, 24м, 30м т.с.с. болып алынады.

Еденнен негізгі көтергіш конструкциялардың төменгі жағына дейінгі биіктік 1.2м-ге еселі алынады, яғни 36м, 10.8м, 12м, 18м-ге дейін.

Көп қабатты өнеркәсіптік ғимараттар үшін ұстындардың үйлестірілген ұясы 6x6м, күшсалмақтар 10,15,20 $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ болған жағдайда;

6x12, 12x12 – күшсалмақтар 5,10,15 $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ болған жағдайда;

Бұл жағдайларда қабаттардың биіктігі үлкейтілген модульге еселі болып алынады, яғни 3.6, 4.8, 6м болып алынады.

Азаматтық көп қабатты ғимараттарға үлкейтілген модуль 2м (0.2м)-ге еселі болып алынады, яғни ұстындардың ұясы 2.8м деп 6.8м-ге дейін .

Әкімшілік ғимараттарының қабаттарының биіктігі 3м (0.3м)-ге еселі болып алынады, яғни 3, 3.3, 4.8м-ге дейін.

Типтік элементтерді өзара байланыстыру үшін өлшемдердің үш категориясы қарастырылады:

1. Мөлшерленген – ғимараттың планындағы бөлу осьтерінің бір-бірінен арақашықтығы.Мысалы – 6м плита, адымы 6м болғанда.
2. Конструкциялық өлшемдер – өлшемдерден айырмасы, мұнда жіктер мен саңылауы есептелінеді, мысалы, плита үшін бір-бірінен аралары 30мм-ден кем болмауы керек, яғни плитаның конструкциялық өлшемі 5970мм.
3. Нақтылы – элементтің нақтылы өлшемдері бұл өлшем элементті дайындаған кездегі дәлдікке байланысты конструкциялық өлшемнен біраз мөлшерге өзгеше болады, оны ауытқу деп атаймыз. (шамасы 3 -10мм)

13.3. Ғимараттардың құрастырмалы темірбетон конструкцияларына қойылатын негізгі талаптар

Барлық темірбетон конструкцияларына жалпы талаптар қойылады. (1 және 2 шектік топтар бойынша есептеу, конструкциялау)

- Темірбетон конструкцияларды дайындаған, тасымалдаған және монтаж жасаған кездерінде беріктік шарттары орыдалуы керек.
- технологиялық
- орнықтылық
- элементтердің толық бітуі
- ірілендіру т.б.
- жапсарларының сенімді түрде бекітілуі

Әрине тұтас темірбетон конструкцияларға да ерекше талаптар қойылады.

- қыс кезінде бетондау
- арматуралық бұйымдарды дайындау, дәнекерлеу
- үлгілерді, қалыптарлы құрастыру

13.4. Ғимараттардың темірбетон конструкцияларына негізгі талаптар қойылады

Құрылыс мөлшері және ережесі бойынша барлық конструкциялар шектік жағдайда бірнеше тобы бойынша есептеледі. Бұл жерде темірбетон конструкцияларды беріктікке, көтергіштік қабілетіне орнықтылыққа есептейміз. Мұнда негізгі жұмыстық арматура табамыз және темірбетон элементін конструкциялаймыз. Шектік жағдайды екінші тобымен есептегенде темірбетон конструкциялардың жарықтандырудың пайда болуын есептейміз. Иілген, созылған элементтер төмендегі теңсіздікпен анықталады. $M \leq M_{crс}$; $N \leq N_{crс}$ егер осы шарттар орындалса жарықшақтар орындалмайды. Жарықшақтар пайда болған жағдайда жарықшақтар ашылу ені төмендегі шартпен алынады. $a_{crс} \leq [a_{crс}]$ $a_{crс} \leq [a]$ оның ең үлкен мәні 0.3, 0.4 аспау керек. Бұл теңсіздіктің оң жағында $a_{crс}$ құрылыс мөлшері бойынша мүмкін болатын ең үлкен мәні беріледі. Жалпы бұл есептеудің теориясын

өткен семестрда бергенбіз, ол есептеу жолдарын осы семестрде алдын-ала кернеуленгенін есептегенде өткенбіз. Темірбетон конструкцияларының иілу шамасын тексеруді есептейміз, оны $f \leq [f_{lim}]$ кейде салыстырмалы түрде $f/l \leq [f/l]$, бұл мәнінде оң жағында иілу шамасы құрылыс ережесі бойынша мүмкін болатын ең үлкен мәні берілген бұл есепте, өткен есептердегі сияқты плитаны есептегенде берілген, осы негізгі талаптар барлық темірбетон конструкциялары үшін түгелімен орындалады, тағыда қосымша есептердің түрлері болады. Олар: Темірбетон конструкцияларын дайындаған кезде шөгудің салдарынан олар қатайған кезде әртүрлі анкерлердің деформацияланған элементтердің бір-бірімен жобалау, жіктер арқылы байланысудың және оларды тасымалдаған кезде, монтаждаған кезде пайда болатын күштердің әсеріне есептелінеді, оның үстіне егер темірбетон конструкцияларды өте суық жағдайда және өте ыстық жағдайда дайындағанда қосымша күш.

Темірбетон конструкцияларды дайындаған, көтерген, монтаж жасаған кезде олардың ерекшеліктеріне тоқталайық:

Мысалы, егер оларды сыртқы күшсалмақтардың әсеріне есептегенде қажетті есептік үлгі алсақ ол дайындаған, тасымалдаған, көтерген және монтаж жасаған кездерде есептік үлгі өзгеріп басқаша алынуы мүмкін.

Тағыда кейінгі есептік үлгі бойынша элементтің өз салмағынан әсерінен пайда болатын ішкі күштер едәуір шамаға жетуі мүмкін. Ол ішкі күштерді қабылдауға сыртқы жүктеме салмақтардың әсерінен қабылданаған қималардың өлшемдері жұмыстық арматурасы жеткіліксіз болуы мүмкін. Сондықтан алдын-ала жобалаған кезде есептік үлгілерді тағайындағанда элементтерді тасымалдау, көтеру, монтаж әсерінен пайда болатын ішкі күштердің шамасын неғұрлым төмендету керек. Ол үшін монтаждық ілгектер көтеретін қуыстар және тірелетін орындар дұрыс тағайындалып олар жұмыстық сызбаларда көрсетілуі керек.

Монтаждық ілгектерді дайындау үшін А-II класты 10ГГ маркалық болат, кей жағдайда А-I класты Всг 3т2 маркалы болат қолданылады, олардың аққыштық алаңы айқын болуы керек, арматуралары ыстық күйінде тапталған, дайындалған түрлері.

Элементтерді тасымалдау кезінде олардың өз салмағы динамикалық коэффициентке көбейтіледі. Яғни дайындау,

тасымалдау кезінде 1.6-ға тең.

Құрастыру кезінде 1.4-ке тең динамикалық коэффициенттер қолданылады. Бұл есепте сенімділік коэффициенті $\gamma_f = 1$ болады

Үйлер мен ғимараттарды жобалау кезінде құрылыс конструкцияларында олардың бөліктері жіктер мен жалғасулар. Жапсарлар байланыстар арқылы байланысып, құрастырмалы элементтер, конструкциялар күшсалмақтарды бірлесіп қабылдайды.

Жапсарлармен байланыстар функционалдық белгілеріне байланыстыратын элементтердің таңайындалуына байланысты және есептік-конструкциялық (оларға әсер ететін күштердің түріне қарай) белгілеріне қарай бөлінеді.

Функционалдық белгілеріне қарай ұстын мен іргетастың жапсары(түйісуі), ұстындарды бір-бірімен жапсары (түйісуі), арқалықтың ұстындарымен жапсары (түйісуі), кран астындағы арқалықтың, ферманың, (шатырық) жабын арқалығының ұстынға түйісуі (тірелуі), панельдердің арқалық түйісуі т.б. деп бөлінеді.

Есептік-конструкциялық белгілеріне қарай:

- сығылуға жұмыс істейтін, мысалы, ұстындардың түйісуі;
- созылуға жұмыс істейтін, мысалы, ферманың созылған белдеуі;
- иілумен көлденең күштерге жұмыс істейтін, мысалы, арқалықтың ұстынмен түйісуі т.б.

Түйісулерді дәнекерлеп байланыстырған жұмыстық арматуралар, металл төсейтін бөлшектер тұтастыратын бетондар арқылы ішкі күштер бір элементтен екінші элементке беріледі.

Байланыстыратын элементтердің саңылаулар мүмкіндігінше кішкентай болуы керек. Арматураның шығып тұрған бөліктерін дәнекерлеу мүмкіншіліктерін ескеріп саңылаулар 50-100мм, одан көп болып алынады, бірақ барлық жағдайда 20мм-ден кем болмайды.

Байланысатын элементтердің шеткі ұштары жанама арматураланған көлденең торлармен күшейтіледі. Торларды ұстынның шетінен кемінде 10мм қашықтыққа дейін қояды. (мұнда d – жұмыстық арматура периодты профильден қойылған жағдайда) торлардың саны 4-тен кем болмау керек, $S \geq 60\text{мм}$; $S \geq \frac{1}{3}b$ (немесе h); $S \leq 150\text{мм}$. Тордың ұяларының өлшемдерінің кіші мәні $\geq 45\text{мм}$, $\leq \frac{1}{4}b$ (немесе h), $\leq 100\text{мм}$.

Алдын-ала кернелген құрастырмалы элементтерде арматураны керуді босатқанда ұзынабойлық жарықшақтардың жарылуын болдырмау үшін шеткі бөліктерден жергілікті біржерін күшейтеді.

Ол үшін қосымша алдын-ала керілген немесе керілмеген арматура қойылады. Ол арматураның көлденең қимасының ауданы төмендегі формуламен анықталады.

$$A_s = \varphi \frac{R}{R_s^I};$$

Мұнда $\varphi = 0.15$ – алдын-ала керілген арматура үшін

$\varphi = 0.2$ – керілмеген

R – сығу күші бірінші шығындарды есептеп алынады

R_s^I – қосымша арматураның есептік кедергісі

Құрастырмалы темірбетон элементтерінде M, N, Q – ішкі күштеріне жұмыс істейтін болат төсейтiе элементтер пластика және оған дәнекерленген анкер түрінде орындалады.

Жалпы алғанда конструкциялардың және олардың элементтерін жобалағанда оларды техникалық-экономикалық тұрғыдан бағалау үшін төмендегі көрсеткіштер анықталады:

арматураның шығыны - м³

бетонның - м³

дайындау мен монтаждаудың көп еңбек сiңiрудiң қажеттiлiгi – адам/күн

құны – теңге

Есептік бiрлiк өлшемі ретiнде бiр конструкция қабылданады. Көрсеткiштер бiрлiк өлшемінің 1м³-на, 1м²-на, 1м. ұзындығына т.б. келтiрiледi. Темiрбетон конструкцияларының негiзгi көрсеткiшi есебiнде олардың құны алынады. Бұл құн конструкцияларды дайындау мен монтаждау үшiн кететiн материалдардың құнынан және iстелiнетiн жұмыстың құнынан технологиялық қажеттерге арналған энергияның, жылу және жанармайлардың құнынан өндiрiстi ұйымдастыру және пайдалануға кететiн цехтардың және зауыттардың шығынан т.б. тұрады.

Үйлер мен ғимараттарды жобалау кезiнде темiрбетон конструкциялардың құндарын вариантпен салыстыру тәсiлi қолданылады.

13. 5. Қорытынды

Темірбетон конструкцияларын жобалағанда ҚМЖЕ талаптары орындалуы керек.

Бақылау сұрақтары

1. Темірбетон конструкцияларын және олардың элементтерін ірілендіру
2. Деформациялық жіктер
3. Темірбетон конструкцияларын жобалағанда біркелкі типке келтіру және үйлестіру негіздері
4. Ғимараттардың құрастырмалы темірбетон конструкцияларына қойылатын негізгі талаптар
5. Ғимараттардың темірбетон конструкцияларына негізгі талаптар қойылады

Ұсынылатын әдебиеттер тізімі

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс.-М.:Стройиздат,1991.-767 с.
- 2.Мандриков А.П. Темірбетон конструкцияларын есептеудің мысалдары. Оқу құралы. I-бөлім.-Алматы:РБК,1996.-229 б.

Дәріс №14

Тақырып: «Жайпақ жабындардың екі түрі»

Жоспары:

- 14.1.Кіріспе
- 14.2.Кейбір тарихи деректер
- 14.3.Статикалық анықталған конструкцияларды есептеу
- 14.4.Статикалық анықталмаған конструкцияларды есептеу
- 14.5.Темірбетон конструкциялары үшін шектік тепе-теңдік тәсілін қолданудың ерекшеліктері
- 14.6.Қорытынды

14.1.Кіріспе

Жайпақ темірбетон жабындары өндірістік, азаматтық құрылыстарында кеңінен тараған, 18 сурет.

Жалпы жайпақ қабатаралық жабын (оның ішінде темірбетоннан жасалған) дегеніміз – негізгі көтергіштік элементтері көлденең орналасқан, ал олардың еңістігі 6^0 -тен аспауы керек ($tg\alpha \leq 1/10$).

Жайпақ жабындар тұтас, құрастырмалы және құрастырмалы – тұтас түрінде қолданылады.

Конструкциялық үлгісі бойынша темірбетон жабындар екі түрге бөлінеді: арқалықты жабындар, арқалықсыз жабындар.

Егер арқалықтар оларға жоғарыдан түйесетін (тірелетін) плиталармен бірге жұмыс істесе – онда арқалықты жабындар деп атаймыз.

Егер плиталар тек ұстындарға тірелсе (немесе олардың капителдеріне – ұстындардың кеңейтілген жоғарғы ұшына) онда ол жабындар арқалықсыз жабындар деп аталады (яғни арқалықтар жоқ).

Конструкциялық белгілері бойынша жабындарды төмендегідей топтастырамыз жіктейміз:

- құрастырмалы арқалық сияқты;
- арқалықты сияқты плитасы бар қырлы тұтас (бір бағытта яғни кіші өлшемі бойынша жұмыс істейтін плитасы бар);
- контурға жан-жағына тірелген плитасы бар қырлы тұтас (екі бағытта жұмыс істейтін плитасы бар);
- арқалықты құрастырмалы – тұтас;
- арқалықсыз құрастырмалы;
- арқалықсыз тұтас;
- арқалықсыз құрастырмалы – тұтас;

болып бөлінеді.

Плитаның сәресіннің l_2/l_1 – қатынасына байланысты плиталар екі түрлі болып есептелінеді:

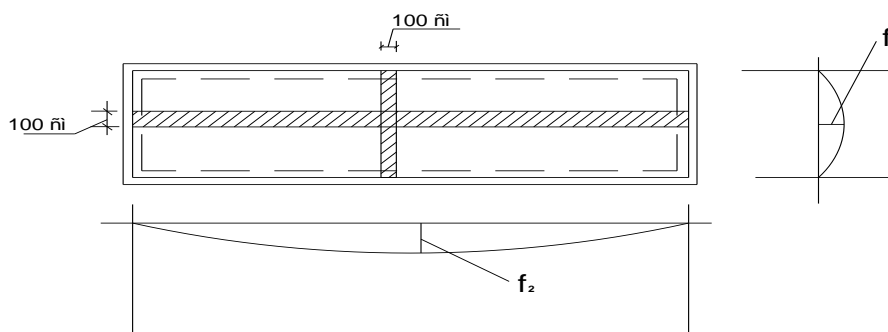
а) Егер $l_2/l_1 > 2$ – болса, онда иілуге плиталар бір бағытта, яғни кіші өлшемі бойынша жұмыс істейді, плитаның үлкен өлшемі бойынша июші моменттер өте аз шамада пайда болады, сондықтан ол мәнді ескермейміз.

Бұл плиталарды арқалықты сияқты плиталар деп атаймыз.

б) Егер $l_2/l_1 < 2$ – болса, онда плиталар иілуге екі бағытта да жұмыс істейді. l_2, l_1 - плитаның жарық түсетін ұзын және көлденең бойындағы ұзындықтары.

Бұл плиталарды контурға (жан-жағына) тірелген (бекітілген) плита деп атаймыз, 18 сурет.

Жабынға тең таратылған күш салмақтар әсер ететін жағдайды қарастырайық. Есепті оңайлату үшін күш салмақтар ені 1 м жолақтан , және плита серпімді материалдан дайындалған.



Сурет 18. Контурға (жан-жағына) тірелген плиталар

q – 1 м ұзындыққа келетін тең таратылған толық жүктеме салмақ.

q_1 – күш салмақты плитаның қысқа бағытына түсетін бөлігі.

q_2 – күш салмақты плитаның ұзынабойлық бағытына түсетін ұзындығы.

Яғни, $q = q_1 + q_2$; жалпы $q = g + V$.

f_1 – плитаның ортасындағы қысқа жолақ бағытындағы иілу шамасы.

f_2 – плитаның ортасындағы ұзын жолақ бағытындағы иілу шамасы.

Плитаның екі тіректе жатқан аралық деп алсақ, онда

$$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_1 l_1^4}{B}; \quad f_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_2 l_2^4}{B};$$

Мұнда, $B = 0.85 E_b \cdot I_{red}$ - қатаңдық.

Плитаның ортасындағы нүктеде $f_1 = f_2$

Яғни,
$$\frac{5}{384} \cdot \frac{q_1 l_1^4}{B} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_2 l_2^4}{B}$$

Немесе $q_1 l_1^4 = q_2 l_2^4$.

$q = q_1 + q_2$ мәніен $q_1 = q - q_2$ орнына қойсақ

$$(q - q_2) l_1^4 = q_2 l_2^4, \text{ түрлендірсек}$$

$$q \cdot l_1^4 - q_2 \cdot l_1^4 = q_2 \cdot l_2^4$$

$$q \cdot l_1^4 = q_2 \cdot (l_1^4 + l_2^4)$$

Немесе
$$q_2 = \frac{q \cdot l_1^4}{(l_1^4 + l_2^4)}$$

Сол сияқты
$$q_1 = \frac{q \cdot l_2^4}{(l_1^4 + l_2^4)}$$

Июші моменттер

$$M_1 = \frac{q_1 \cdot l_1^2}{8} = \left(\frac{q \cdot l_2^4}{(l_1^4 + l_2^4)} \right) \cdot \frac{l_1^2}{8}$$

$$M_2 = \frac{q_2 \cdot l_2^2}{8} = \left(\frac{q \cdot l_1^4}{(l_1^4 + l_2^4)} \right) \cdot \frac{l_2^2}{8}$$

Олардың қатынасы

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{l_2^2}{l_1^2} = \left(\frac{l_2}{l_1} \right)^2$$

Бізде $l_2 / l_1 > 2$, яғни $\frac{M_1}{M_2} > 1$

егер $l_2/l_1 = 1$ болса $M_1=M_2$;

егер $l_2/l_1 = 2, l_2=2x l_1$ болса $\frac{M_1}{M_2} = (2)^2$

яғни $M_1=4M_2$

егер $l_2/l_1 = 3, l_2=3x l_1$ болса $\frac{M_1}{M_2} = (3)^2$

яғни $M_1=9M_2$

M_2 – нің мәні M_1 мен салыстырғанда өте аз.

Сондықтан, егер $l_2/l_1 > 2$ – арқалық сияқты плита дейміз.

егер $\frac{l_2}{l_1} \leq 2$ - контурға тірелген плита дейміз.

Ал $l_2=l_1$ болса $M_1=M_2$

14.2. Кейбір тарихи деректер.

Шектік тепетеңдік тәсілі конструкциялардың көтергіштік қабілетін жоғалтатын кезін қарастырады. Бұл тәсіл кезінде тіпті Галилейде қолданған, ал кең тараған кезі – 18 ғасырдың аяқ кезінен бастап Кулонның еңбектеріне байланысты.

Мысалы, 1638 жылы жазылған Галилейдің математикалық есептер туралы жұмысында шектік тепе-теңдік тәсілінің кейбір негіздері келтірілген, конструкциялардың көтергіштік қабілетін жоғалту кезеңі қарастырылады.

Шектік тепе-теңдік тәсілінде материалдардың пластикалық қасиеттері қолданылады және конструкцияның жеке элементтері бір – бірімен пластикалық топсалар арқалы байланысады.

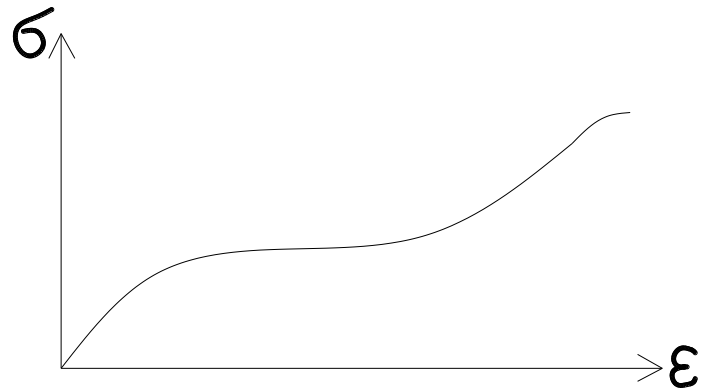
Егер созылған арматураға аққыштық қасиеті пайда болып және $M = const$ болса онда элементтің қимасы осы бөлшегі (бөлігі) осы бөлшектің оң және сол жағына сынып бұрылады. Осы бөлшек – пластикалық топса деп аталынады.

Шектік тепе-теңдік әдісі бойынша темірбетон конструкцияларын статикалық анықталған және статикалық анықталмаған түрлері бойынша есептейді.

14.3. Статикалық анықталған конструкцияларды есептеу.

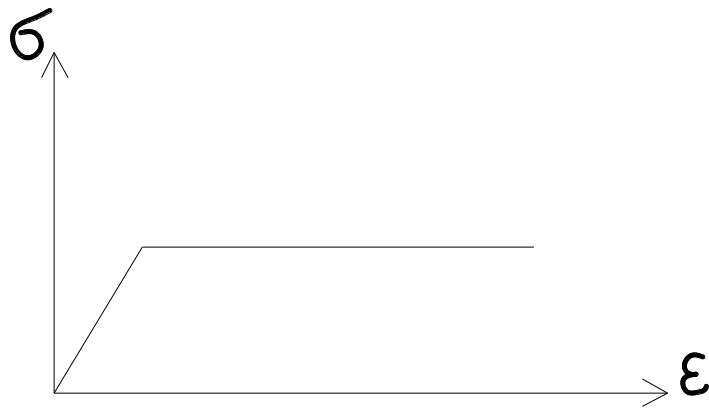
Таза пластикалық материалдан дайындалған арқалықты

қарастырайық. Егер $\sigma - E$ диаграммасын келтірсек.



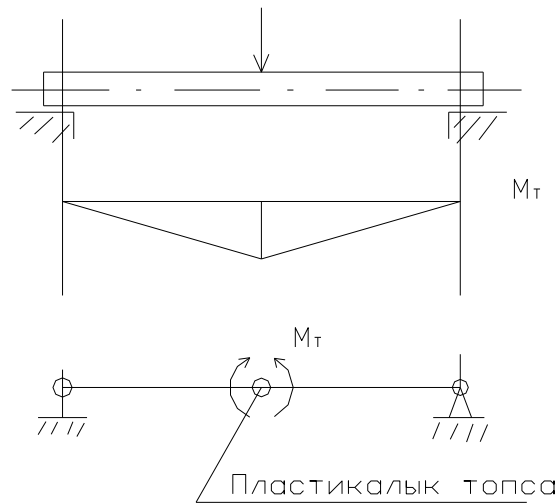
Сурет 19. $\sigma - E$ диаграммасы

Оны оңайлатып Прандтль диаграммасы түрінде қолданамыз.



Сурет 20. Прандтль диаграммасы

Арқалықта M пайда болып, ол пластикалық топсада 0 -ге тең болмайды (статикалық шарнирде, еске түсірсек онда $M=0$)



Сурет 21. Пластикалық топса

Пластикалық топса ның (21 сурет) қабылдайтын моменті – бұл

ішкі күштердің моменті –

$$M_{ш}^{el} = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_y \cdot y dA = 2 \int_0^{h/2} \sigma_y \cdot y dA = 2 \sigma_y \int_0^{h/2} y dA = 2 \sigma_y S_0$$

$$M_{ш}^{el} = \sigma_y w$$

Тік бұрышты қиманы қарастырсақ .

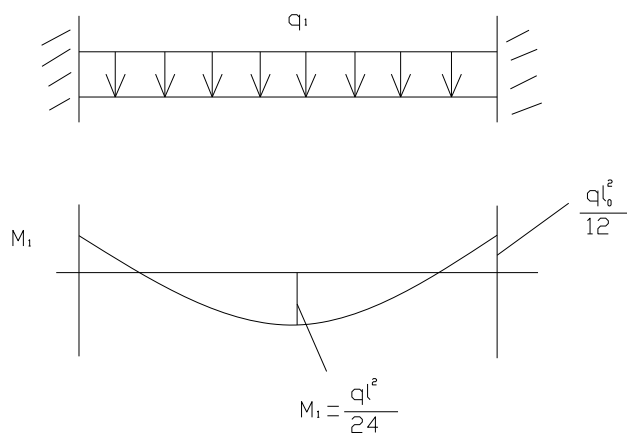
$$W = bh^2 / 6; S_0 = 1/2 h_b \cdot (1/2) \cdot 2h = 1/8 bh^2 \text{ сонда}$$

$$(M_{ш}^{pl}) / (M_{ш}^{el}) = (2\sigma_y S_0) / (\sigma_y w) = (2S_0) / w = 2 \cdot (1/8 bh^2) / (bh^2/6) = 1.5$$

Яғни, шектік тепе-теңдік әдісі бойынша көтергіштік қабілеті

$M_{ш}^{pl} = 1,5 M_{ш}^{el}$, яғни 1.5 есе (ең қарапайым жағдайда) көп.

14.4. Статикалық анықталмаған конструкцияларды есептеу.



Сурет 22. Есептің статикалық схемасы.

Оның екі түрі бар: а) статикалық; б) динамикалық

Бірнеше мысалдар қарастырайық:

а) 1-мысал. Серпімді пластикалық материалдан жасалған екі тіректе бекітілген арқалықты қарастырайық.

Жүктеме салмақты өсіре бастаймыз ең соңында ең үлкен кернеулі бөлікте (яғни біздің жағдайда, бір тіректе) пластикалық топсадағы моменттің мәніне жетеміз, 22 сурет.

Жүктеме салмақты тағы да үлкейтсек сонда екінші тіректе де пластикалық топса пайда болады, онда да M_T^{sup} .

Бұл жерде есеп статикалық анықталған жағдайда келеді, бірақ арқалық қирамайды, себебі тіректерден пластикалық топсалар арқалықты толығымен қирата алмайды.

Жүктеме салмақты тағы да өсіреміз, бірақ $M_T^{sup} = const$, сондықтан аралықтағы моментте шектік мәнге жетеді, яғни M_T^1

Бұл жерде $M_T^{\text{sup}} = M_1^{\text{sup}}$, арқалық механизмге айналады, арқалық қирайды және күш бойынша $M_T^{\text{sup}} + M_T^1 = M_0$, M_0 - жай арқалықтың моменті, біздің жағдайда $M_0 = (q_{\text{ш}} l_0^2) \cdot 8$, яғни моменттер теңесті.

Сонымен $M_0 = 2M_T$ (индекстерді шартты түрде алып тастаймыз)

Немесе $(q_{\text{ш}} l_0^2) \cdot 8h = 2M_T$ осыдан $M_T = (q_{\text{ш}} l_0^2) \cdot 16$

Бұл жерде $Q_T = (q_{\text{ш}} l_0^2) \cdot 2$ екенің айтайық.

Жобалау кезінде екі түрлі есеп кездеседі:

Аз арқалықтың қимасы беріледі, $q_{\text{ш}} = ?$

Шешуі: $M_T = 2\sigma_y S_0$

$(q_{\text{ш}} l_0^2) \cdot 16 = 2\sigma_y S_0$

$q_{\text{ш}} = (2\sigma_y S_0) \cdot l_0^{-2} \cdot 16 = (32\sigma_y S_0) \cdot l_0^{-2}$

б) q берілген, қиманың өлшемдерін табу керек.

Мұнда $q = q_{\text{ш}}$ - деп аламыз

Сонда $M_T = (q_{\text{ш}} l_0^2) \cdot 16$; $M_T = 2\sigma_y S_0$

Осыдан $S_0 = (q_{\text{ш}} l_0^2) \cdot 16 / 2\sigma_y$

ал S_0 бойынша $S_0 = 1/2 bh^2$; $b = (0.4 - 0.5)h$

Бұған дейінгі мысалдарды статикалық әдіспен шығардық.

Төменде кинематикалық әдісті қолданып, 2 - мысалды қарастырайық

Бұл әдіс бойынша шектік жағдайда конструкция бір-бірімен пластикалық топсалар арқылы байланысқан әртүрлі қатаң бөліктерден тұрады.

Даламбердің мүмкін орынауыстырушылық принципін қолданып, сыртқы және ішкі жүктеме күштердің жұмысының теңдігінен ішкі күштерді және шектік жүктеме салмақты табамыз.

Яғни $A_m = A_q$

Бұрынғы жолмен $X_T = 0,414L_0$ табамыз.

Пластикалық топса 1 - ге төмендейміз, сонда $\alpha = \text{tg}\alpha = 1 \setminus X_T = 1 \setminus 0,414 L_0 = 2,42 \setminus L_0$

$V = \text{tg}\beta = 1 \setminus (X_T - L_0) = 1 \setminus X_T = 1 \setminus (L_0 - 0,414L_0) = 1 \setminus 0,586L_0 = 1,7 \setminus L_0$

Сонда $\varphi = \alpha + \beta = 2,42 \setminus L_0 + 1,7 \setminus L_0 = 4,12 \setminus L_0$

Жалпы $A = M\varphi$

$A_M = M_T\varphi + M_T\beta = M_T(\varphi + \beta) = M_T(4,12 \setminus L_0 + 1,7 \setminus L_0) = (M_T 5,82) \setminus L_0$,

ал $A_q = q_{\text{ш}} \cdot 1/2 \cdot 1 \cdot l_0^2 = q_{\text{ш}} l_0^2 / 2$ осыдан $A_M = A_q$ осыдан $5,82 \setminus l_0 M_T = q_{\text{ш}} l_0^2 / 2$

$M_T = q_{\text{ш}} l_0^2 \setminus 5,82 \cdot 2 = q_{\text{ш}} l_0^2 \setminus 11,664 \approx q_{\text{ш}} l_0^2 \setminus 11$

Сонымен $M_T \approx q_{\text{ш}} l_0^2 \setminus 11$ деп қабылдаймыз

14.5. Темірбетон конструкциялары үшін шектік тепе-теңдік тәсілін қолданудың ерекшеліктері.

а) Темірбетон конструкцияларында арматуралар кернеу аққыштық шегіне жеткенде пластикалық топса пайда болады

$$M_{\text{аққыштық}} = R_b \cdot A_b \cdot Z_b = R_s \cdot A_s \cdot Z_b$$

б) ТБК-да пластикалық топсалар пайда болғанға дейін жарықшақтар пайда болады, сондықтан жүктеме салмақтар әсер еткен алғашқы кездің өзінде ішкі күштерді тарқату басталады.

в) Егер көлденен қиманы тұрақты деп алсақ, ал арматураның ауданы әртүрлі болса тіректердегі және аралықтардағы пластикалық топсаларда моменттер әртүрлі болуы мүмкін.

Бұл жобалау кезінде моментердің (тіректегі және аралықтағы) қолайлы қатынасын тағайындауға мүкіндік береді.

Яғни, егер $M_T^{\text{sup}} \neq M_T^1$ болса, арматураның ауданын өзгертіп $M_T^{\text{sup}} = M_T^1$ келтіруге болады және т.б.

14.6. Қорытынды

Дәрісда ҚК есептеуде шектік тепе-теңдік тәсілін қолдану мәселері келтірілген.

Бақылау сұрақтары:

1. Статикалық анықталған конструкцияларды есептеу
2. Статикалық анықталмаған конструкцияларды есептеу
3. Темірбетон конструкциялары үшін шектік тепе-теңдік тәсілін

Ұсынылатын әдебиеттер тізімі

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс.-М.:Стройиздат,1991.-767 с.
2. Мандриков А.П. Темірбетон конструкцияларын есептеудің мысалдары. Оқу құралы. I-бөлім.-Алматы:РБК,1996.-229 б.

Дәріс №15

Тақырып: «Құрастырмалы арқалық сияқты панельді жабындар»

Жоспар:

- 15.1. Жабынның конструкциялық үлгісімен топтастыру
- 15.2. Қабатаралық жабын плитасын жобалау
- 15.3. Жабын плитасы
- 15.4. Плитаны арматуралау
- 15.5. Екі тіректе бос жатқан плита
- 15.6. Шеткі жиегімен тірелген екі бағытта жұмыс істейтін жабын плиталарын жобалау
- 15.7. Шеткі жиегімен тірелген плитаның арқалықтарын есептеу
- 15.8. Қорытынды

15.1. Жабынның конструкциялық үлгісімен топтастыру.

Бұл жабынның құрамына плиталар және арқалықтар (кейде бас арқалықтар деп аталады) кіреді.

Арқалықтар ұстындарға, немесе олардың қабырғаларына тіреледі, ал бағыттары көлденең немесе ұзына бойы жағына болуы мүмкін. Егер арқалықтар сыртқы қатардағы ұстындарға қатаң бекітілсе онда ғимарат толық қаңқалы үлгіде деп аталады. Күш салмақтарды көденең және ұзына бойына орналасқан қаңқалар қабылдайды.

Егер ұстындар тек ортанғы аралықтарда болып, арқалықтар шеткі қабырғаға немесе ұстындарға топса арқылы тірелсе онда ғимарат толық емес қаңқалы үлгіде деп аталады.

Ғимараттың көлденең бағытында азаматтық ғимараттар үшін 2-3 аралық, ал өнеркәсіптік ғимараттар үшін 5-6 аралық болуы мүмкін.

Жабынның конструкциялық үлгісін топтастырғанда арқалықтардың бағытын анықтайды, олардың адымдарын,

аралықтың мөлшерін, плитаның түрі мен өлшемін т.б. тағайындайды.

Бұл топтастыруда:

- уақытша жүктеме салмақты, ғимараттың арналуы, архитектуралық жобалау шешімдері;
- ғимараттың конструкциялық жалпы топтастыруын ескереді.

Жобалаған кезде бірнеше нұсқалар қарастырылады.

Бетон мен арматураның жалпы шығыны плиталарға, арқалықтарға, ұстындарға кететін шығындардан тұрады.

Осы шығынның 65 процентке жуығы плиталарға кетеді екен, сондықтан плиталарды үнемді жобалаудың маңызы өте зор.

15.2. Қабатаралық жабын плитасын жобалау.

Жабын плитасы арқалықтың үстіне тіреледі, иілуге жұмыс істейді, және материалдың шығының азайту – қуысты немесе қаңқалы түрлеріне байланысты қабылданады. Бетонды созылған аймақтан жоюда оның қаңқа ұзындығын сақтайды, қаңқаны дәнекерлегенде ауыстыру өте керек және еңіс қимадағы қабырға орнықтылығын қамтамасыз ету. Плита тавр қималы арқалық тәріздес иілуге жұмыс істейді. Плитаның жоғарғы жағы жергілікті иілуге жұмыс істейді. Көлденең қимасы қуысты плита овалді болады, дөңгелек және ұзынабойлық қуысты, қабырғалы жағары, қабырғалы төмен, біртұтас болып жобаланады.

Жабын плитаны жобалаудың толық мақсаты: бетонды созылған аймақтан тік қабырғаны сақтау арқылы алып көп қуысты плитада сөренің қалыңдығын құрайды 25-30 мм; қабырға 30-35; қабырғалы плитада төменгі сөренің қалыңдығы 50-60 мм.

15.3. Жабын плитасы

Жабын плитасының аралығы 6 м және мөлшерлік күш салмақ 6-7 кН/м² болғандағы техника-экономикалық көрсеткіштері

Плитаның түрі	Келтірілген бетон қалыңдығы, мм	Арматураның түріне байланысты 1 м ² ауданға келетін болаттың шығыны, кг	
		Алдын-ала	Созылмалы

		кернеуленбеген	Стерженді	Сымдық
Қуысты бойынша:				
Овальді	92	8	4,3	3,4
Вертикальді	102	8,5	4,7	3,7
Дөңгелек	120	8,5	4,7	3,7
Қаңқалы	80	9,1	5	4
қабырғамен төмен тұтас	120....160	14....16	12....14	10....11

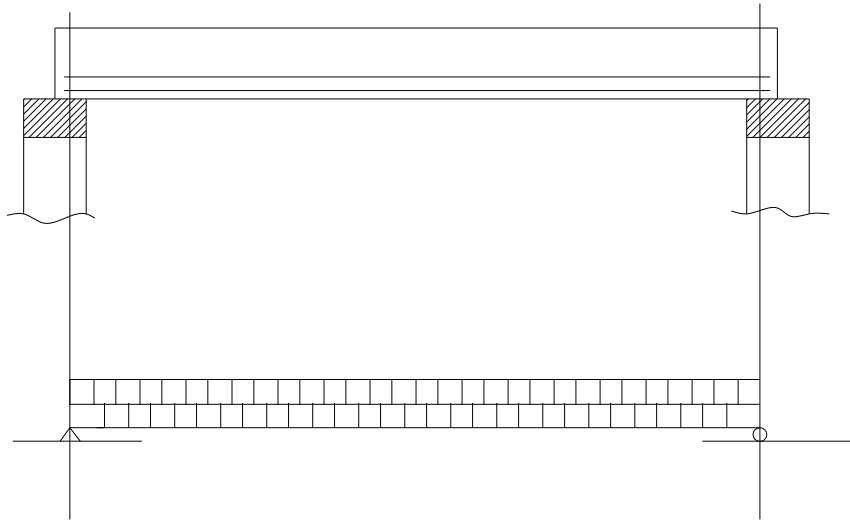
Бетонды овальды қуысты плитаның шығынының ең көп үнемділігі; көрсетілген бетон қалыңдығы 92мм, осы уақытта дөңгелек қуысты плантада олар 120мм жетеді. Қаңқалы қабырғада қаңға төмен (II- түрде) көрсетілген бетон қалыңдығы 105мм, 1 м² ауданға балат арматураның шығыны 8,3-21,5 кг уақытша күштерден бөлек. Алдын-ала кернеуленген плитаны қолдануда бетон классы В15,В25, ал алдын-ала кернеуленбеген планта – бетон классы В15, В20.

15.4. Плитаны есептеу.

Плитаны есептеу. Плита аралығын есептеу екі осьтер аралығына тең l_0 қолданылады(11,5 - сурет); арқалықтың жоғарғы жағының ілінуі $l_0=l-b\sqrt{2}$ (b- арқалықтың сөреге ілген жері $l_0=l-a-b$ (a- сөренің өлшемі)

Плитаны арматуралау. Дәнекерленген жорды және қаңқаларды сымдық арматура қолданылады және ыстықтай құймалы арматураның периодтық профилі (11,8- сурет). Иілмелі ұзынбайлық арматура орнына стержендық арматура классын А-4,А-5,А-4с,А_T-4с, А_T-5 қолданады, қаттылығы жоғары сымдық және канаттық.

1. Екі тіректе бос жатқан планта (23 сурет).



Сурет 23.Плитаның есептік схемасы.

$$\frac{M_1}{M_2} = (2)^2$$

$$2 \cdot e_f \cdot 0.9 \cdot d = \sum A_{\text{кубыс}}$$

$$e_f = \frac{\sum A_{\text{кубыс}}}{2 \cdot 0.9 \cdot d}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_e \cdot e \cdot h_0^2}$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}$$

$$\zeta = 1 - 0.5 \xi$$

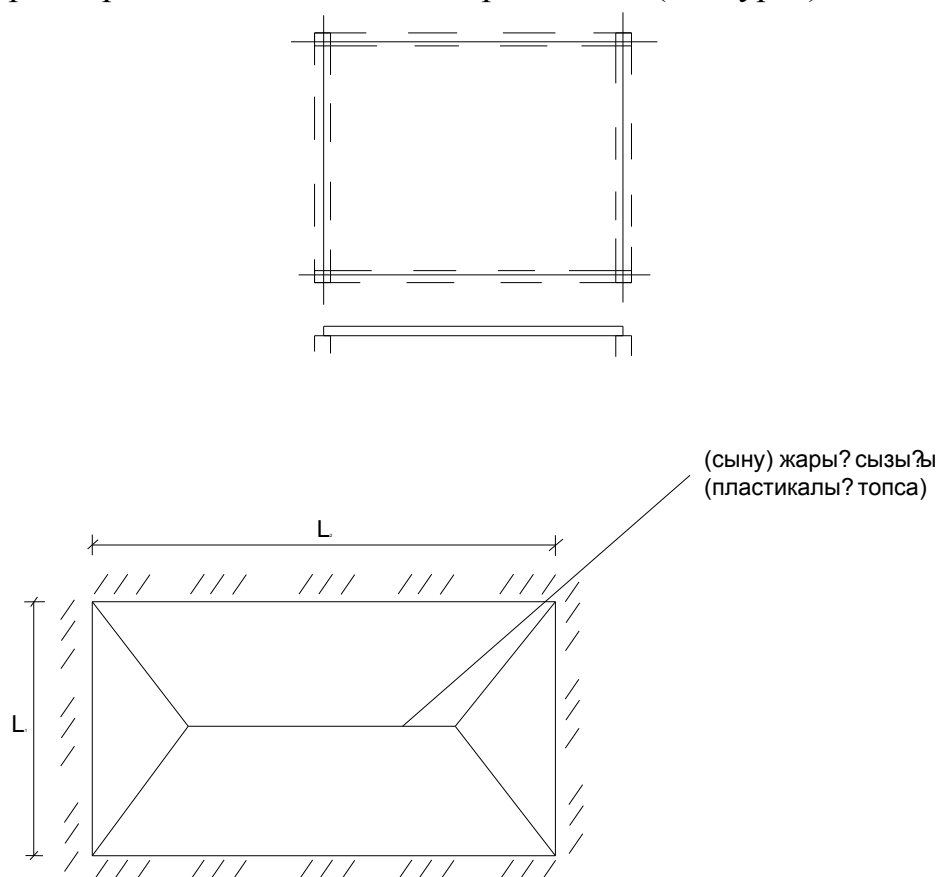
$$A_{sp} = \frac{M}{R_{so} \cdot h_0 \cdot \xi}$$

$$M_k = R_s \cdot A_s (h_0 - 0.5x)$$

15.5. Шеткі жиегімен тірелген екі бағытта жұмыс істейтін жабын плиталарын есептеп жобалау.

Мұндай плиталардың екі түрлі констуктивтік шешімдері бар: Бірі тірек арқалықтары ұстын торлары бойымен жатады. Адымдары 4-6 м; екінші конструкциялық шешімі кессонды жабындар деп аталады. Плитаның тірек арқалықтары адымы екі метрден аспайтын

бір-біріне ортодиогональ бағытта орналасқан (24 сурет).

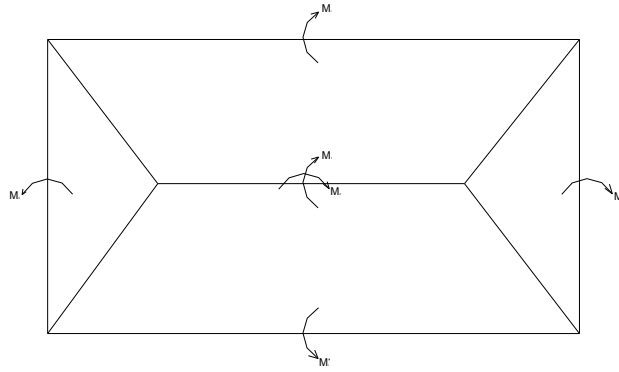


Сурет 24. Шеткі жиегімен тірелген плиталар.

Егер осындай плитада сыртқы күшсалмақты аз шамасына оны сынып қиратқанға дейін көтеретін болсақ, онда плитаның сынып қирауы жоғарыдағы суретте көрсетілгендей схема бойынша сыну сызығы тіректерде жоғары жағында, арқалықтың төменгі жағында пайда болады. Плитаның есептік үлгісін осы сыну сызығы арқылы тағайындайды. Сыну сызығын пластикалық топса деп атайды. Осы сыну сызығының бір өлшем ұзындығының қиып өтетін арматура ауданы осы аралықта туындайтын ию моментіне тура пропорционал.

$$M_k = R_s \cdot A_s \cdot z_b$$

Яғни сыну сызығымен 6 июші моменті туындайды, екі аралық момент және 4 тіректік моменті.



Сурет 25. Плитаның сыну сызықтары.

Статикалық анықталмаған конструкцияның шектік тепе-теңдік есептеу әдісін профессор А.А. Гвоздев жасаған, (25 сурет).

Шектік тепе-теңдік тәсілімен есептеудің мәні ішкі және сыртқы күштің конструкциясының шектік тепе-теңдік кезіндегі жұмысымен сипатталады.

$$A_{(q)} = A_{(M_i)}$$

$A_{(q)}$ – күш салмақтың плитаның сынып қирау алдындағы мәніне майысып қирау кезіндегі жұмысы.

$A_{(M_i)}$ – Ішкі күштердің бұрылу бұрышына конструкцияның сынып қирау кезіндегі жұмысы.

$$A_{(q)} = V \cdot q$$

$$V = \frac{1}{3} f \cdot l_1 \cdot l_1 + \frac{1}{2} (l_2 - l_1) \cdot l_1 = \frac{f \cdot l_1}{6} \cdot (3 \cdot l_2 - l_1)$$

$$A_{(q)} = \frac{f \cdot l_1}{6} \cdot (3 \cdot l_2 - l_1) \cdot q = A_{(M_i)}$$

$$A_{(M_i)} = \sum \varphi M_i = (2\varphi M_i \cdot l_1 + \varphi M_I \cdot l_1 + \varphi M'_I \cdot l_1) + (2\varphi M_2 + \varphi M''_II + \varphi M_{II}) \cdot l_2$$

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{f}{0.5 \cdot l_1} = \frac{2 \cdot f_1}{l_1}$$

$$A_{(g)} = \frac{f \cdot l_1}{b} \cdot (3 \cdot l_2 - l_1) \cdot q$$

Осы формулаларды теңестіреміз.

$$\frac{f \cdot l_1}{6} \cdot (3 \cdot l_2 - l_1) \cdot q = \frac{2f}{l_1} [(2M_1 + M_I + M'_I)l_2 + (2M_2 + M_{II} + M''_{II})l_1]$$

$$\frac{q_H \cdot l_1^2 (3 \cdot l_2 - l_1)}{12} = (2M_1 + M_I + M'_I)l_2 + (2M_2 + M_{II} + M'_{II})$$

Егер ұзын және қысқа бағыттағы қабырғалар бірдей жағдайда болса, яғни.

$$M_I = M'_I; \quad M_{II} = M'_{II}$$

Онда 6-шы формула келесідей түрде болады.

$$\frac{q_H \cdot l_1^2 (3 \cdot l_2 - l_1)}{24} = [(M_1 + M_I)l_2 + (2M_2 + M_{II})l_1]$$

Егер плиталар еркін жатса, онда моменттер нөлге тең болады.

$$M_I = M'_I = M_{II} = M'_{II} = 0$$

$$\frac{q_H \cdot l_1^2 (3 \cdot l_2 - l_1)}{24} = M_1 l_2 + M_2 l_1$$

Есепте алынатын жүктеме күш шектік күш болып табылады. Жалпы жағдайда 6-шы формула бойынша бір теңдеуде 6 белгісіз.

$$M_k = R_s \cdot A_{si} \cdot z_b$$

Теңдеуді l_2/l_1 қатынасына байланысты бір белгісіздікке келтіреміз.

l_2/l_1	M_2/M_1	$M_I/M_1, M'_I/M'_1$	$M_{II}/M_1, M'_{II}/M'_1$
1-1,5	0,2-1	1,3-2,5	1,3-2,5
1,5-2	0,15-0,5	1-2	0,2-0,75

Ішкі күштің иінің 7-ші формуламен анықтаймыз.

$$z_b = 0.9h_0$$

15.6. Шеткі жиегімен тірелген плитаның арқалықтарын есептеу.

$$q = A_{(q)} - q$$

$$A_{ж.а} = \frac{l_1}{2} l_1$$

$$A_{ж}^T = (l_2 - l_1)0.5l_1 + 2\left(\frac{0.5l_1}{2} + 0.5l_1\right) = (l_2 - l_1)0.5l_1 + 0.25l_1$$

Егер плитаның қалыңдығы 15 мм артық болса формуладағы ию моментінің мәнін 20 пайызға дейін кемітуге болады.

Тірек кернеу құбылысы плита қимасының сығылу аймағынан тіректе төменгі, аралықта жоғары жағында біртіндеп өзгеруімен сипатталады. Яғни плита қимасының сығылу аймағы оның ұзына бойында доға тәрізді өзгереді.

15.7. Қорытынды

Жабын плиталары үйлер мен ғимараттардың құрамындағы көтергіш конструкция-ларының, материалдың көп шығының қажет ететін түрінің бірі. Дәрісда олар туралы қысқаша мәліметтер берілді.

Бақылау сұрақтары:

1. Жабынның конструкциялық үлгісімен топтастыру
2. Қабатаралық жабын плитасын жобалау
3. Жабын плитасы
4. Плитаны арматуралау
5. Екі тіректе бос жатқан плита
6. Шеткі жиегімен тірелген екі бағытта жұмыс істейтін жабын плиталарын жобалау
7. Шеткі жиегімен тірелген плитаның арқалықтарын есептеу

Ұсынылатын әдебиеттер тізімі

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс.-М.:Стройиздат,1991.-767 с.
2. Мандриков А.П. Темірбетон конструкцияларын есептеудің мысалдары. Оқу құралы. I-бөлім.-Алматы:РБК,1996.-229 б.

Дәріс №16

Тақырып: «Арқалықтарды жобалау»

Жоспар:

- 16.1. Қиылмаған арқалықты есептеу
- 16.2. Статикалық тәсіл
- 16.3. Кинематикалық тәсіл
- 16.4. Иілген моменттерді есептеу
- 16.5. Арқалықтың аралығындағы арматураларды үнемдеу
- 16.6. Қорытынды

16.1. Қиылмаған арқалықты есептеу.

Көпаралықты арқалық жабынның қаңқалы конструкциялық элементінің құрамы болып табылады. Сыртқы қабырғаға еркін тіреледі оны есептеу қиылмаған арқалық сияқты орындалады. Пластикалық топсалар тірек маңында ортада пайда болады, олар моменттердің біркелкі таралуына себеп болады. Темірбетон конструкциялары анықталмаған статикалық тәсіл бойынша есептеледі. Пластикалық топсада деформациялар ұлғаяды бірақ иілетін моменттің мәні өзгермейді.

$$M = R_s A_s z_b$$

Мысал ретінде екі тіректе қатаң бекітілген арқалықты қарастырайық. Топсалар барлық қажетті орындарда пайда болғаннан соң арқалық қирайды.

Шектік есептік моменттер M_A – А тіректе; M_B – В тіректе; M_L – аралықта пайда болады.

$$F = F_0 + \Delta_1 F_0 + \Delta_2 F_0$$

Тепе-теңдік шектік жағдайда есептеу:

Статикалық және кинематикалық тәсілдер бойынша орындалады.

16.2. Статикалық тәсіл. Арқалықтағы моменті.

$$M_L = M_0 - M_A \frac{b}{l} - M_B \frac{a}{l}$$

Тепе – теңдік теңдеуі $M_l + M_a \frac{b}{l} + M_b \frac{a}{l} = M_0$ (1)

Мұнда $M_0 = Fab/l$ – еркін жатқан арқалықтың статикалық анықталған моменті.

16.3. Кинематикалық тәсіл.

Егер арқалықтың орын ауыстыруы F – күшінің әсерінен f – шамасына иілсе онда бұрылу бұрышы

$$\varphi_a = tg\varphi_A = f/a; \quad \varphi_b = tg\varphi_B = f/b$$

F – күштің виртуалды жұмыс істеуі

$$A_F = F \cdot f$$

Моменттің виртуальді жұмысы

$$A_M = \sum \varphi M = (\varphi_A + \varphi_B)M_l + \varphi_A M_A + \varphi_B M_B;$$

$\varphi_A; \varphi_B$ – мәндерін ескерсек

$$A_M = f \left(M_l \frac{l}{ab} + \frac{M_A}{a} + \frac{M_B}{b} \right)$$

Виртуальді жұмыстардың теңдеуі

$$A_F = A_M$$

$$F = f \left(M_l \frac{l}{ab} + \frac{M_A}{a} + \frac{M_B}{b} \right)$$

Осыдан шектік есептік күш

$$F = \frac{M_l l}{ab} + \frac{M_A}{a} + \frac{M_B}{b}$$

Егер теңсіздіктің оң және сол бөлігін ab/l көбейтсек, онда жоғарыдағы статикалық тәсілмен табылған тепе-теңдік теңдеуін аламыз. Қиылмаған арқалықтарды жеңілдетілген ішкі күштерді тарату тәсіліменде есептеуге болады. Онда тіректегі моменттер серпімді жүйе сияқты есептелінеді және олар реттеуші коэффициенттерге көбейтіледі, ол коэффициенттер тіректік және арқалықтық көлденең қималардың біркелкі емескатаңдықтарын ескереді. Одан соң жөнделген тіректік моменттер бойынша арқалықтың моменттерін табады.

Осы коэффициенттердің мәні көпаралықты арқалықтың ортадағы тіректері үшін

$$\lambda = 3/(2 + \beta)$$

Екі аралықты арқалықтың ортадағы тіректері үшін

$$\lambda = 1.5 / (0.5 + \beta)$$

Жоғарыда келтірілген бірінші аралықтағы тіректер үшін екі формуладағы коэффициенттің орташа мәні λ қабылданады.

Осы формулада $\beta = \beta_l / \beta_{sup}$ – аралықтағы және тіректегі қималардың қатаңдықтарының қатынасы

16.4. Иілген моменттерді есептеу

Арқалықтың өз салмағын алдын-ала анықтау үшін оның көлденең қимасын қабылдайды.

$$h = \left(\frac{1}{10} \dots \frac{1}{15} \right) l; \quad b = (0.3 \div 0.4) h$$

Иілетін моменттер және қиылмаған арқалықтардың көлденең күштерінің тең немесе ұзындығының айырмашылығы 20%-дан аспайтын қиылмаған арқалықтар тең таратылған күшсалмақтар әсер етеді.

$$M = (\alpha g + \beta \vartheta) l^2; \quad Q = (\gamma g + \delta \vartheta) l;$$

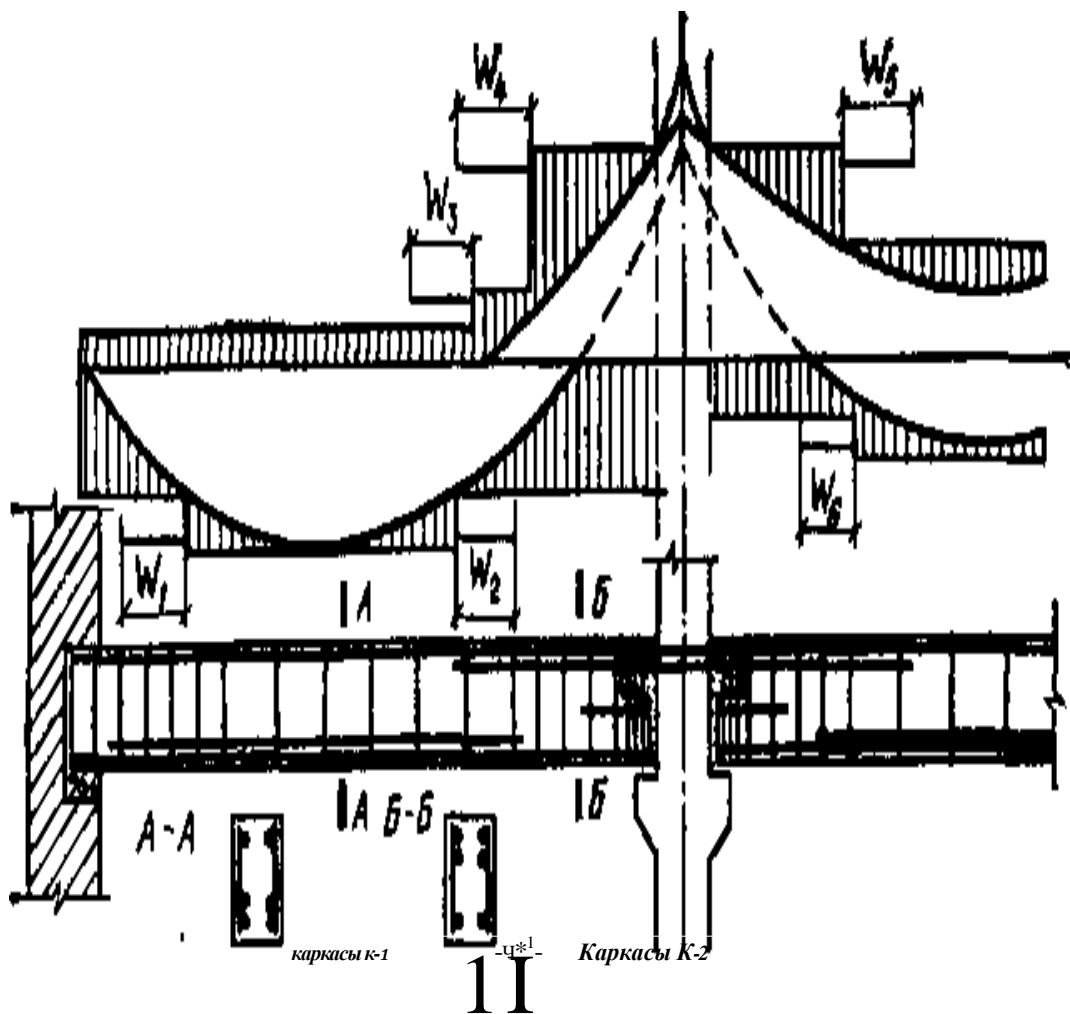
Шоғырланған күшсалмақтар әсер етсе

$$M = (\alpha \vartheta + \beta V) l; \quad Q = (\gamma \vartheta + \sigma V);$$

Мұнда $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ – кесте бойынша анықталатын коэффициенттер

16.5. Арқалықтың аралығындағы арматураларды үнемдеу

Арқалықтың аралығындағы арматураларды үнемдеу (үзу).
Материалдардың эпюрасын тұрғызу, (26 сурет).



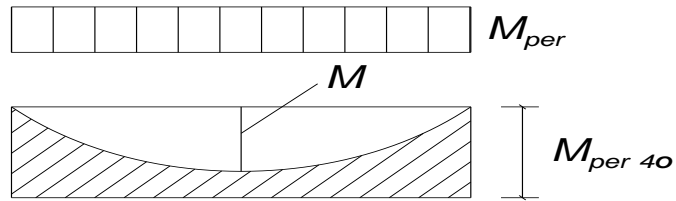
Сурет 26. Күштердің эпюралары.

Енді осы арқалыққа арматура қойдық.

Мысалы 4 \emptyset $A_{sш} =$

Сонда
$$\chi = \frac{R_s A_{sш}}{\gamma_{b2} R_b b}$$

$$M_{пер} = R_s A_s (h_0 - 0.5\chi) \geq M$$

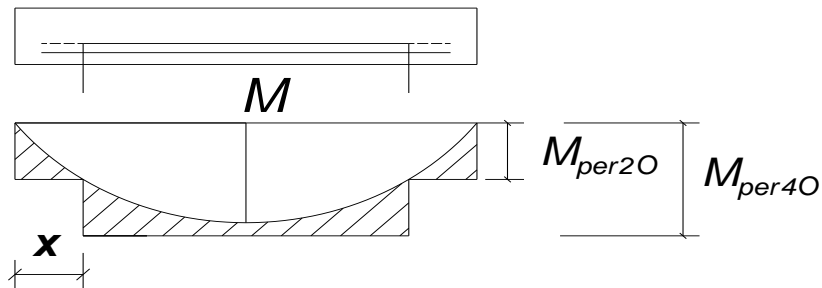


Сурет 27. Материалдық эпюрасы.

Артық яғни штрихталған момент есеп бойынша керек емес
Сондықтан екі арматураны үзейік, (28 сурет).

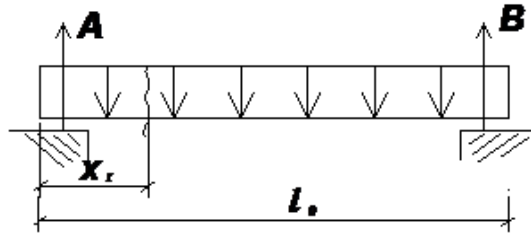
$$x = \frac{R_s A_{sIII}}{\gamma_{b2} R_b b}$$

$$M_{per\ 2\emptyset} = R_s A_{s\ 2\emptyset} (h_0 - 0.5x) < M_{per}$$



Сурет 28. Арматураларды үзетің белгілер.

Осы нүктеде үзуге болады оны теориялық үзу нүктесі деп атаймыз.
 X_y – эпюраларды масштабпен сызып анықтауға болады немесе
теориялық жолменде табуға болады, (29 сурет).



Сурет 29. Үзу нүктесі.

$$A = \frac{ql_0}{2}, \quad M_{x_Y} = Ax_Y - \frac{qx_Y^2}{2} = \frac{ql_0}{2}x_Y - \frac{qx_Y^2}{2}$$

Егер $x_Y = \frac{l_0}{2}$ болса

Онда $M_{max} = \frac{ql_0}{2} \cdot \frac{l_0}{2} - \frac{q}{2} \left(\frac{l_0}{2}\right)^2 = \frac{ql_0^2}{4} - \frac{ql_0^2}{8} = \frac{ql_0^2}{8}$ болар еді.

Біз $x_Y = ?$

а)

$$M_{x_Y} = \frac{q}{2}(x_Y l_0 - x_Y^2)$$

$$2M_{x_Y} = q(x_Y l_0 - x_Y^2)$$

$$\frac{2}{q}M_{x_Y} = (x_Y l_0 - x_Y^2)$$

$$x_Y^2 - x_Y l_0 + \frac{2}{q}M_{x_Y} = 0$$

$$ax^2 + bx + c = 0$$

$$x_{1-2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$a = 1$$

$$b = -l_0$$

$$c = \frac{2M_{x_Y}}{q}$$

Сонда

$$x_{1-2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-(-l_0) \pm \sqrt{l_0^2 - 4 \cdot 1 \cdot \frac{2M_{xy}}{q}}}{2 \cdot 1}$$

$$= \frac{l_0}{2} \pm \sqrt{\frac{l_0^2}{4} - \frac{2M_{xy}}{q}} \leq l_0$$

Яғни

$$x = \frac{l_0}{2} - \sqrt{\frac{l_0^2}{4} - \frac{2M_{xy}}{q}}$$

Материалдың эпюрасын тұрғызу арқылы топтық үзудің теориялық нүктесі.

ҚМЖЕ сәйкес осы үзілген арматураларды W – мәніне созады.

$$W = \frac{Q_Y}{2q_{sw}} + 5d \geq 20d$$

d – үзілген стерженнің диаметрі

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S}$$

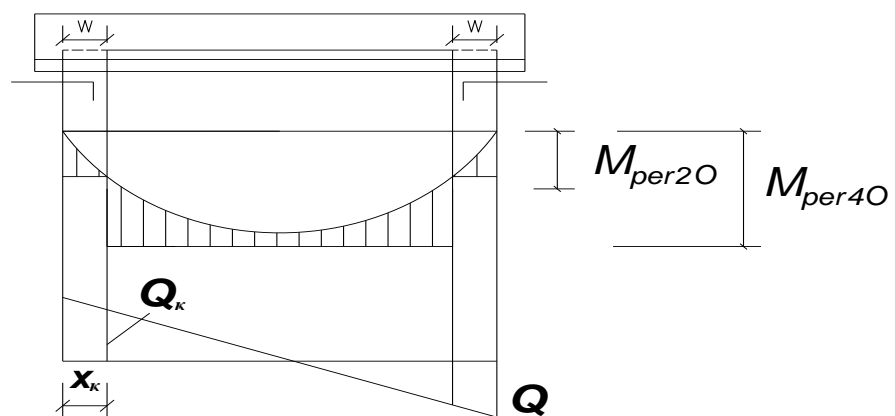
q_{sw} – көлденең стержендердің 1м-не сәйкес келетін ішкі күш

S – көлденең стержендердің арқылы үзілген аймақта

A_{sw} – ауданы

Q_Y – топтық үзудің теориялық нүктесі. келетін көлденең күштің мәні

Үшбұрыштың ұқсастығынан



Сурет 28.Көлденең күшке карай арматураны үзу.

$$\frac{Q_Y}{0.5l_0} = \frac{Q_Y}{l_0 - x_Y}$$

Осыдан $Q_Y =$

Бақылау сұрақтары:

1. Қиылмаған арқалықты есептеу
2. Статикалық тәсіл
3. Кинематикалық тәсіл
4. Иілген моменттерді есептеу
5. Арқалықтың аралығындағы арматураларды үнемдеу

Ұсынылатын әдебиеттер тізімі

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс.-М.:Стройиздат,1991.-767 с.
2. Мандриков А.П. Темірбетон конструкцияларын есептеудің мысалдары. Оқу құралы. I-бөлім.-Алматы:РБК,1996.-229 б.

КОСЫМШАЛАР

1 Косымша.

ГОСТ 8239-89
(СТ СЭВ 2209-80)

УДК 669.14-422.2-122.4:006.354

Группа В22

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТАНДАРТ СОЮЗА ССР

ДВУТАВРЫ СТАЛЬНЫЕ ГОРЯЧЕКАТАНЫЕ
Сортамент

Hot-rolled steel flange beams. Rolling products

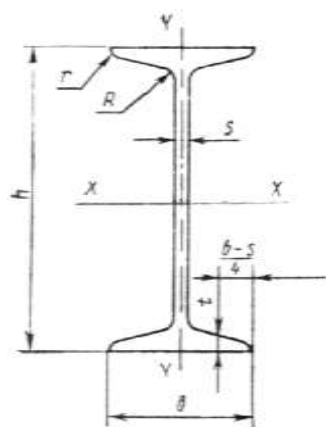
ОКП 09 2500

Срок действия с 01.07.90
до 01.07.2000

Несоблюдение стандарта преследуется по закону

Настоящий стандарт устанавливает сортамент горячекатаных стальных двутавров с уклоном внутренних граней полок.

1. Поперечное сечение двутавров должно соответствовать указанному на черт. 1.



h — высота двутавра; b — ширина полки; s — толщина стенки; t — средняя толщина полки;
 R — радиус внутреннего закругления; r — радиус закругления полки

Черт. 1

Примечание. Уклон внутренних граней полок должен быть 6—12 %.

Таблица 1

Номер двутавра	Размеры						Площадь попереч ного сечения, см ²	Масса 1 м, кг	Справочные значения для осей						
	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>s</i>	<i>t</i>	<i>R</i>	<i>r</i>			<i>X – X</i>				<i>Y – Y</i>		
									не более						<i>I_x</i> ,
	мм								см ⁴	см ³	см	см ³	см ⁴	см ³	см
10	100	55	4,5	7,2	7,0	2,5	12,0	9,46	198	39,7	4,06	23,0	17,9	6,49	1,22
12	120	64	4,8	7,3	7,5	3,0	14,7	11,50	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38
14	140	73	4,9	7,5	8,0	3,0	17,4	13,70	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,50	1,55
16	160	81	5,0	7,8	8,5	3,5	20,2	15,90	873	109,0	6,57	62,3	58,6	14,50	1,70
18	180	90	5,1	8,1	9,0	3,5	23,4	18,40	1290	143,0	7,42	81,4	82,6	18,40	1,88
20	200	100	5,2	8,4	9,5	4,0	26,8	21,00	1840	184,0	8,28	104,0	115,0	23,10	2,07
22	220	110	5,4	8,7	10,0	4,0	30,6	24,00	2550	232,0	9,13	131,0	157,0	28,60	2,27
24	240	115	5,6	9,5	10,5	4,0	34,8	27,30	3460	289,0	9,97	163,0	198,0	34,50	2,37
27	270	125	6,0	9,8	11,0	4,5	40,2	31,50	5010	371,0	11,20	210,0	260,0	41,50	2,54
30	300	135	6,5	10,2	12,0	5,0	46,5	36,50	7080	472,0	12,30	268,0	337,0	49,90	2,69
33	330	140	7,0	11,2	13,0	5,0	53,8	42,20	9840	597,0	13,50	339,0	419,0	59,90	2,79
36	360	145	7,5	12,3	14,0	6,0	61,9	48,60	13380	743,0	14,70	423,0	516,0	71,10	2,89
40	400	155	8,3	13,0	15,0	6,0	72,6	57,00	19062	953,0	16,20	545,0	667,0	86,10	3,03
45	450	160	9,0	14,2	16,0	7,0	84,7	66,50	27696	1231,0	18,10	708,0	808,0	101,00	3,09
50	500	170	10,0	15,2	17,0	7,0	100,0	78,50	39727	1589,0	19,90	919,0	1043,0	123,00	3,23
55	550	180	11,0	16,5	18,0	7,0	118,0	92,60	55962	2035,0	21,80	1181,0	1356,0	151,00	3,39
60	600	190	12,0	17,8	20,0	8,0	138,0	108,00	76806	2560,0	23,60	1491,0	1725,0	182,00	3,54

Примечания:

1. Площадь поперечного сечения и масса 1 м двутавра вычислены по номинальным размерам; плотность стали принята равной 7,85 г/см³.
2. Величины радиусов закругления, уклона внутренних граней полок, толщины полок, указанные на черт. 1 и в табл. 1, приведены для построения калибров и на готовом прокате не контролируется.
3. В таблицах используют обозначения:
I — момент инерции;
W — момент сопротивления;
S — статический момент полусечения;
i — радиус инерции.

4. Двутавры от № 24 до № 60 не рекомендуется применять в новых разработках.

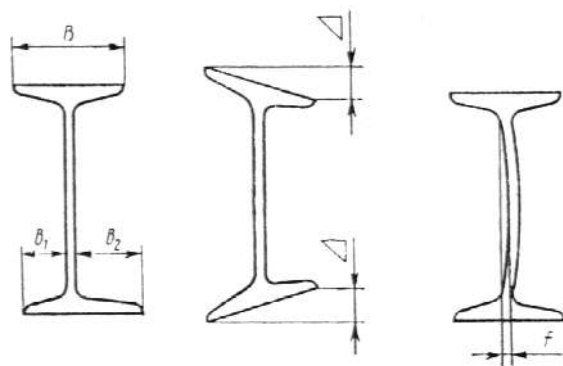
2. Номинальные размеры двутавров, площадь поперечного сечения, масса и справочные значения для осей должны соответствовать приведенным в табл. 1.

3. По точности прокатки двутавры изготавливают:

повышенной точности — Б,

обычной точности — В.

4. Предельные отклонения по размерам и форме поперечного сечения двутавров (черт. 1—2) должны соответствовать приведенным в табл. 2.



b_1 — ширина укороченного фланца; b_2 — ширина удлиненного фланца;

Δ — перекоп полки; f — прогиб стенки

Черт. 2

Таблица 2

мм

Параметр двутавра, показатель качества	Размер	Предельные отклонения при точности прокатки	
		повышенной	обычной
Высота h	До 140 включ.		$\pm 2,0$
	Св. 140 » 180 »	$\pm 2,0$	$\pm 2,5$
	» 180 » 300 »		$\pm 3,0$
	» 300 » 360 »	$\pm 3,0$	$\pm 3,5$

	» 360 » 600 »	±4,0	±4,0
Ширина полки b	До 73 включ.		±2,0
	Св. 73 » 90 »	±2,0	±2,5
	» 90 » 135 »		±3,0
	» 135 » 155 »		±3,5
	» 155	±3,0	±4,0
Толщина полки t^*	До 7,5 включ.	-0,4	-0,7
	Св. 7,5 » 8,9 »	-0,5	-0,7
	» 8,9 » 10,7 »	-0,6	-0,8
	» 10,7 » 12,3 »	-0,7	
	» 12,3 » 14,2 »	-0,8	-1,0
	» 14,2 » 15,2 »	-0,9	
	» 15,2	-1,0	-1,2
Перекося полки Δ при ширине b	От 55 до 190 включ.	Не более $0,0125 b$	Не более $0,02 b$
Отклонение от симметричности δ $\delta = \frac{b_1 - b_2}{2}$ при ширине b	До 73 включ.		2,0
	Св. 73 » 90 »	2,0	2,5
	» 90 » 135 »		3,0
	» 135 » 145 »		3,5
	» 145	3,0	4,0
Длина	До 8 м включ.	+40	+40
	Св. 8 м	К допуску +40 прибавлять по 5 мм на каждый метр длины св. 8 м	+80

* Plusовые отклонения ограничиваются предельными отклонениями по массе.

5. Прогиб стенки (f) не должен превышать $0,15 S$.

6. Кривизна двутавра не должна превышать $0,2 \%$ длины.

7. Притупление наружных кромок полок двутавров повышенной точности не должно превышать 2,2 мм, для двутавров обычной точности — не контролируется.

8. Профили изготавливают длиной от 4 до 12 м:

мерной длины;

кратной мерной длины;

немерной длины.

По согласованию изготовителя с потребителем допускается изготовление двутавров длиной свыше 12 м.

9. Отклонения по массе 1 м двутавра не должны превышать плюс 3, минус 5 %.

По согласованию изготовителя с потребителем отклонение по массе без контроля толщины полок и стенки двутавра не должно превышать плюс 3, минус 3 % для двутавров до № 16 и плюс 2,5, минус 2,5 % для двутавров свыше 16.

10. Размеры и геометрическую форму контролируют на расстоянии не менее 500 мм от торца двутавра.

Высоту двутавра контролируют в плоскости $Y - Y$.

ИНФОРМАЦИОННЫЕ ДАННЫЕ

1. РАЗРАБОТАН И ВНЕСЕН Министерством черной металлургии СССР, ГОССТРОЕМ СССР, Центральным научно-исследовательским институтом строительных конструкций.

РАЗРАБОТЧИКИ СТАНДАРТА

С. И. Рудюк, канд. техн. наук; С. В. Колоколов (руководитель работы), канд. техн. наук; В. Ф. Коваленко, канд. техн. наук; Н. Ф. Грицук, канд. техн. наук; В. С. Медведев, канд. техн. наук; И. Е. Пацека, канд. техн. наук; Ж. М. Роева, канд. эконом. наук; В. В. Калужный, канд. эконом. наук; Р. А. Дробнова, канд. техн. наук; В. А. Ена, канд. техн. наук; К. Ф. Перетягко; Ю. М. Юхновский, канд. техн. наук; В. В. Пудинов; Л. И. Яремчук; М. А. Алексина, Б. Г. Павлов, канд. техн. наук; В. Ф. Беляев, канд. техн. наук; Я. А. Каплун, канд. техн. наук.

2. УТВЕРЖДЕН И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ Постановлением Государственного комитета СССР по стандартам от 27.09.89 № 2940

3. Стандарт полностью соответствует СТ СЭВ 2209-80

4. Стандарт соответствует МС ИСО 657/13

5. Стандарт унифицирован с БДС 5951—75, TGL 10369

6. ВЗАМЕН ГОСТ 8239—72

СНиП II-B.3-72; Стальные конструкции

Коэффициенты φ продольного изгиба центрально-сжатых элементов

Гиб- кость λ	Коэффициенты φ для элементов из стали с расчетным сопротивлением R_y , МПа (кгс/см ²)											
	200 (2050)	240 (2450)	280 (2850)	320 (3250)	360 (3650)	400 (4100)	440 (4500)	480 (4900)	520 (5300)	560 (5700)	600 (6100)	640 (6550)
10	988	987	985	984	983	982	981	980	979	978	977	977
20	967	962	959	955	952	949	946	943	941	938	936	934
30	939	931	924	917	911	905	900	895	891	887	883	879
40	906	894	883	873	863	854	846	839	832	825	820	814
50	869	852	836	822	809	796	785	775	764	746	729	712
60	827	805	785	766	749	721	696	672	650	628	608	588
70	782	754	724	687	654	623	595	568	542	518	494	470
80	734	686	641	602	566	532	501	471	442	414	386	359
90	665	612	565	522	483	447	413	380	349	326	305	287
100	599	542	493	448	408	369	335	309	286	267	250	235
110	537	478	427	381	338	306	280	258	239	223	209	197
120	479	419	366	321	287	260	237	219	203	190	178	167
130	425	364	313	276	247	223	204	189	175	163	153	145
140	376	315	272	240	215	195	178	164	153	143	134	126
150	328	276	239	211	189	171	157	145	134	126	118	111
160	290	244	212	187	167	152	139	129	120	112	105	099
170	259	218	189	167	150	136	125	115	107	100	094	089
180	233	196	170	150	135	123	112	104	097	091	085	081
190	210	177	154	136	122	111	102	094	088	082	077	073
200	191	161	140	124	111	101	093	086	080	075	071	067
210	174	147	128	113	102	093	085	079	074	069	065	062
220	160	135	118	104	094	086	077	073	068	064	060	057

Примечание. Значение коэффициентов φ в таблице увеличены в 1000 раз.

Таблица 1 Вспомогательная таблица для расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения, армированных одиночной арматурой

$\xi = X/h_0$	$\eta = z_b/h_0$	A_0	$\xi = X/h_0$	$\eta = z_b/h_0$	A_0
0,01	0,995	0,01	0,37	0,815	0,301
0,02	0,99	0,02	0,38	0,81	0,309
0,03	0,985	0,03	0,39	0,805	0,314
0,04	0,98	0,039	0,4	0,8	0,32
0,05	0,975	0,048	0,41	0,795	0,326
0,06	0,97	0,058	0,42	0,79	0,332
0,07	0,965	0,067	0,43	0,785	0,337
0,08	0,96	0,077	0,44	0,78	0,343
0,09	0,955	0,085	0,45	0,775	0,349
0,1	0,95	0,095	0,46	0,77	0,354
0,11	0,945	0,104	0,47	0,765	0,359
0,12	0,94	0,113	0,48	0,76	0,365
0,13	0,935	0,121	0,49	0,755	0,37
0,14	0,93	0,13	0,5	0,75	0,375
0,15	0,925	0,139	0,51	0,745	0,38
0,16	0,92	0,147	0,52	0,74	0,385
0,17	0,915	0,155	0,53	0,735	0,39
0,18	0,91	0,164	0,54	0,73	0,394
0,19	0,905	0,172	0,55	0,725	0,399
0,2	0,9	0,18	0,56	0,72	0,403
0,21	0,895	0,188	0,57	0,715	0,408
0,22	0,89	0,196	0,58	0,71	0,412
0,23	0,885	0,203	0,59	0,705	0,416
0,24	0,88	0,211	0,6	0,7	0,42
0,25	0,875	0,219	0,61	0,695	0,424

Арматураның есептік кедергісі

Проволоч ная арматура классов	Диаметр армату ры, мм	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см ²)		
		растяжению		сжатию R_{sc}
		продольной R_s	поперечной (хомутов отогнутых стержней) R_{sw}	
Вр-I	3	375 (3850)	270 (2750); 300* (3050)	375 (3850)
	4	365 (3750)	265 (2700); 295* (3000)	365 (3750)
	5	360 (3700)	260 (2650); 290* (2950)	360 (3700)
В-II	3	1240 (12 650)	990 (10 100)	400 (4000)
	4	1180 (12 000)	940 (9600)	400 (4000)
	5	1110 (11 300)	890 (9000)	400 (4000)
	6	1050 (10 600)	835 (8550)	400 (4000)
	7	980 (10 000)	785 (8000)	400 (4000)
	8	915 (9300)	730 (7450)	400 (4000)

Bp-II	3	1215 (12 400)	970 (9900)	400 (4000)
	4	1145 (11 700)	915 (9350)	400 (4000)
	5	1045 (10 700)	835 (8500)	400 (4000)
	6	980 (10 000)	785 (8000)	400 (4000)
	7	915 (9300)	730 (7450)	400 (4000)
	8	850 (8700)	680 (6950)	400 (4000)
K-7	6	1210 (12 300)	965 (9850)	400 (4000)
	9	1145 (11 650)	915 (9350)	400 (4000)
	12	1110 (11 300)	890 (9050)	400 (4000)
	15	1080 (11 000)	865 (8800)	400 (4000)
K-19	14	1175 (12 000)	940 (9600)	400 (4000)

Арматураның нормативтік кедергісі

Проволочная арматура классов	Диаметр арматуры, мм	Нормативные сопротивления растяжению R_{st} и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$, МПа (кгс/см ²)
Вр-I	3	410 (4200)
	4	405 (4150)
	5	395 (4050)
В-II	3	1490 (15 200)
	4	1410 (14 400)
	5	1335 (13 600)
	6	1255 (12 800)
	7	1175 (12 000)
	8	1100 (11 200)
Вр-II	3	1460 (14 900)
	4	1370 (14 000)
	5	1255 (12 800)
	6	1175 (12 000)
	7	1100 (11 200)
	8	1020 (10 400)
К-7	6	1450 (14 800)
	9	1370 (14 000)
	12	1335 (13 600)
	15	1295 (13 200)
К-19	14	1410 (14 400)

Екінші жекті жағдайдың есептеріне арналған бетоның есептік және нормативтік кедергісі,

Вид	Бетон	Нормативные сопротивления бетона R_{bn} , R_{btm} и расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ при классе бетона по прочности на сжатие																		
		B1	B1,5	B2	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) R_{bn} и $R_{b,ser}$	Тяжелый и мелкозернистый	—	—	—	—	<u>2,7</u> 27,5	<u>3,6</u> 35,7	<u>5,5</u> 56,1	<u>7,5</u> 76,5	<u>9,5</u> 96,9	<u>11,0</u> 112	<u>15,0</u> 153	<u>18,5</u> 189	<u>22,0</u> 224	<u>25,5</u> 260	<u>29,0</u> 296	<u>32,0</u> 326	<u>36,0</u> 367	<u>39,5</u> 403	<u>43,0</u> 438
	Легкий	—	—	—	<u>1,9</u> 19,4	<u>2,7</u> 27,5	<u>3,5</u> 35,7	<u>5,5</u> 56,1	<u>7,5</u> 76,5	<u>9,5</u> 96,9	<u>11,0</u> 112	<u>15,0</u> 153	<u>18,5</u> 189	<u>22,0</u> 224	<u>25,5</u> 260	<u>29,0</u> 296	—	—	—	—
	Ячеистый	<u>0,95</u> 9,69	<u>1,4</u> 14,3	<u>1,9</u> 19,4	<u>2,4</u> 24,5	<u>3,3</u> 33,7	<u>4,6</u> 46,9	<u>6,9</u> 70,4	<u>9,0</u> 91,8	<u>10,5</u> 107	<u>11,5</u> 117	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Растяжение осевое R_{btm} и $R_{bt,ser}$	Тяжелый	—	—	—	—	<u>0,39</u> 4,00	<u>0,55</u> 5,61	<u>0,70</u> 7,14	<u>0,85</u> 8,67	<u>1,00</u> 10,2	<u>1,15</u> 11,7	<u>1,40</u> 14,3	<u>1,60</u> 16,3	<u>1,80</u> 18,4	<u>1,95</u> 19,9	<u>2,10</u> 21,4	<u>2,20</u> 22,4	<u>2,30</u> 23,5	<u>2,40</u> 24,5	<u>2,50</u> 25,5

Мелкозернистый групп:	А	—	—	—	—	<u>0,39</u> 4,00	<u>0,55</u> 5,61	<u>0,70</u> 7,14	<u>0,85</u> 8,67	<u>1,00</u> 10,2	<u>1,15</u> 11,7	<u>1,40</u> 14,3	<u>1,60</u> 16,3	<u>1,80</u> 18,4	<u>1,95</u> 19,9	<u>2,10</u> 21,4	—	—	—	—
	Б	—	—	—	—	<u>0,26</u> 2,65	<u>0,40</u> 4,08	<u>0,60</u> 6,12	<u>0,70</u> 7,14	<u>0,85</u> 8,67	<u>0,95</u> 9,69	<u>1,15</u> 11,7	<u>1,35</u> 13,8	<u>1,50</u> 15,3	—	—	—	—	—	—
	В	—	—	—	—	—	—	—	—	—	<u>1,15</u> 11,7	<u>1,40</u> 14,3	<u>1,60</u> 16,3	<u>1,80</u> 18,4	<u>1,95</u> 19,9	<u>2,10</u> 21,4	<u>2,20</u> 22,4	<u>2,30</u> 23,5	<u>2,40</u> 24,5	<u>2,50</u> 25,5
Легкий при мелком заполнителе:	плотном	—	—	—	<u>0,29</u> 2,96	<u>0,39</u> 4,00	<u>0,55</u> 5,61	<u>0,70</u> 7,14	<u>0,85</u> 8,67	<u>1,00</u> 10,2	<u>1,15</u> 11,7	<u>1,40</u> 14,3	<u>1,60</u> 16,3	<u>1,80</u> 18,4	<u>1,95</u> 19,9	<u>2,10</u> 21,4	—	—	—	—
	пористом	—	—	—	<u>0,29</u> 2,96	<u>0,39</u> 4,00	<u>0,55</u> 5,61	<u>0,70</u> 7,14	<u>0,85</u> 8,67	<u>1,00</u> 10,2	<u>1,10</u> 11,2	<u>1,20</u> 12,2	<u>1,35</u> 13,8	<u>1,50</u> 15,3	<u>1,65</u> 16,8	<u>1,80</u> 18,4	—	—	—	—
Ячеистый	<u>0,14</u> 1,43	<u>0,21</u> 2,24	<u>0,26</u> 2,65	<u>0,31</u> 3,16	<u>0,41</u> 4,18	<u>0,55</u> 5,61	<u>0,63</u> 6,42	<u>0,89</u> 9,08	<u>1,00</u> 10,2	<u>1,05</u> 10,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

примечания: 1. Над чертой указаны значения в МПа, под чертой — в кгс/см².

П

2. Группы мелкозернистых бетонов приведены в п. 2.3.
3. Значения сопротивлений приведены для ячеистого бетона средней влажностью 10 %.
4. Для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке значения R_{btm} и $R_{bt,ser}$ принимают как для легкого бетона на пористом песке с умножением на коэффициент 0,85.
5. Для поризованного бетона значения R_{bn} и $R_{b,ser}$ принимают такими же, как для легкого бетона, а значения R_{btm} и $R_{bt,ser}$ умножают на коэффициент 0,7.
6. Для напрягающего бетона значения R_{bn} и $R_{b,ser}$ принимают такими же, как для тяжелого бетона, а значения R_{btm} и $R_{bt,ser}$ умножают на коэффициент 1,2.

6.Косымша

Бірінші жекті жағдайдың есептеріне арналған бетоның есептік кедергісі

Таблица 13

Вид сопротивления	Бетон	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} при классе бетона по прочности на сжатие																		
		B1	B1,5	B2	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	Тяжелый и мелкозернистый	—	—	—	—	<u>2,1</u> 21,4	<u>2,8</u> 28,6	<u>4,5</u> 45,9	<u>6,0</u> 61,2	<u>7,5</u> 76,5	<u>8,5</u> 86,7	<u>11,5</u> 117	<u>14,5</u> 148	<u>17,0</u> 173	<u>19,5</u> 199	<u>22,0</u> 224	<u>25,0</u> 255	<u>27,5</u> 280	<u>30,0</u> 306	<u>33,0</u> 336
	Легкий	—	—	—	<u>1,5</u> 15,3	<u>2,1</u> 21,4	<u>2,8</u> 28,6	<u>4,5</u> 45,9	<u>6,0</u> 61,2	<u>7,5</u> 76,5	<u>8,5</u> 86,7	<u>11,5</u> 117	<u>14,5</u> 148	<u>17,0</u> 173	<u>19,5</u> 199	<u>22,0</u> 224	—	—	—	—

	Ячеистый	<u>0,63</u> 6,42	<u>0,95</u> 9,69	<u>1,3</u> 13,3	<u>1,6</u> 16,3	<u>2,2</u> 22,4	<u>3,1</u> 31,6	<u>4,6</u> 46,9	<u>6,0</u> 61,2	<u>7,0</u> 71,4	<u>7,7</u> 78,5	—	—	—	—	—	—	—	—	
Растяжение осевого R_{bt}	Тяжелый	—	—	—	—	<u>0,26</u> 2,65	<u>0,37</u> 3,77	<u>0,48</u> 4,89	<u>0,57</u> 5,81	<u>0,66</u> 6,73	<u>0,75</u> 7,65	<u>0,90</u> 9,18	<u>1,05</u> 10,7	<u>1,20</u> 12,2	<u>1,30</u> 13,3	<u>1,40</u> 14,3	<u>1,45</u> 14,8	<u>1,55</u> 15,8	<u>1,60</u> 16,3	<u>1,65</u> 16,8
	Мелкозернистый групп: А	—	—	—	—	<u>0,26</u> 2,65	<u>0,37</u> 3,77	<u>0,48</u> 4,89	<u>0,57</u> 5,81	<u>0,66</u> 6,73	<u>0,75</u> 7,65	<u>0,90</u> 9,18	<u>1,05</u> 10,7	<u>1,20</u> 12,2	<u>1,30</u> 13,3	<u>1,40</u> 14,3	—	—	—	—
	Б	—	—	—	—	<u>0,17</u> 1,73	<u>0,27</u> 2,75	<u>0,40</u> 4,08	<u>0,45</u> 4,59	<u>0,51</u> 5,81	<u>0,64</u> 6,53	<u>0,77</u> 7,85	<u>0,90</u> 9,18	<u>1,00</u> 10,2	—	—	—	—	—	—
	В	—	—	—	—	—	—	—	—	—	<u>0,75</u> 7,65	<u>0,90</u> 9,18	<u>1,05</u> 10,7	<u>1,20</u> 12,2	<u>1,30</u> 13,3	<u>1,40</u> 14,3	<u>1,45</u> 14,8	<u>1,55</u> 15,8	<u>1,60</u> 16,3	<u>1,65</u> 16,8
	Легкий при мелком заполнителе: плотном	—	—	—	<u>0,20</u> 2,04	<u>0,26</u> 2,65	<u>0,37</u> 3,77	<u>0,48</u> 4,89	<u>0,57</u> 5,81	<u>0,66</u> 6,73	<u>0,75</u> 7,65	<u>0,90</u> 9,18	<u>1,05</u> 10,7	<u>1,20</u> 12,2	<u>1,30</u> 13,3	<u>1,40</u> 14,3	—	—	—	—

пористом	—	—	—	<u>0,20</u> 2,04	<u>0,26</u> 2,65	<u>0,37</u> 3,77	<u>0,48</u> 4,89	<u>0,57</u> 5,81	<u>0,66</u> 6,73	<u>0,74</u> 7,55	<u>0,80</u> 8,16	<u>0,90</u> 9,18	<u>1,00</u> 10,2	<u>1,10</u> 11,2	<u>1,20</u> 12,2	—	—	—	—
	<u>0,06</u> 0,61 3	<u>0,09</u> 0,91 8	<u>0,12</u> 1,22	<u>0,14</u> 1,43	<u>0,18</u> 1,84	<u>0,24</u> 2,45	<u>0,28</u> 2,86	<u>0,39</u> 4,00	<u>0,44</u> 4,49	<u>0,46</u> 4,69	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Ячеистый																			

Примечания: 1. Над чертой указаны значения в МПа, под чертой — в кгс/см².

2. Группы мелкозернистых бетонов приведены в п. 2.3.

3. Значения расчетных сопротивлений приведены для ячеистого бетона средней влажностью 10 %.

4. Для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке значения R_{bt} принимают как для легких бетонов на пористом песке с умножением на коэффициент 0,85.

5. Для поризованного бетона значения R_b принимают такими же, как для легкого бетона, а значение R_{bt} умножают на коэффициент 0,7.

6. Для напрягающего бетона значение R_b принимают таким же, как для тяжелого бетона, а значения R_{bt} умножают на коэффициент 1,2.

7.Косымша

Бірінші жекті жағдайдың есептеріне арналған бетоның есептік созылуға кедергісі

Таблица 14

Вид сопротив	Бетон	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_{bt} при классе бетона по
-----------------	-------	---

ления		прочности на осевое растяжение						
		$B_{r0},$ 8	$B_{r1},$ 2	B_r 1,6	$B_{r2},$ 0	$B_{r2},$ 4	$B_{r2},$ 8	$B_{r3},$ 2
Растяжен ие осевое	Тяжелый, напрягающи й, мелкозернис тый и лег- кий	<u>0,62</u> 6,32	<u>0,93</u> 9,49	<u>1,25</u> 12,7	<u>1,55</u> 15,8	<u>1,85</u> 18,9	<u>2,15</u> 21,9	<u>2,45</u> 25,0

Примечание. Над чертой указаны значения в МПа, под чертой — в кгс/см².

8.Косымша

Өзектің санына байланысты олардың қымасының есептік ауданы

Диаметр, мм	-- ■ •- ■ — — ■ ■ ■ ■ ■ - - ■ ■ ■ - Расчетные площади поперечной сечения, см ² , при числе стержней										Масса, кг/м	Сортамент горячекатанной арматуры периодического профиля из стали классов						Сортамент арматурной проволоки		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		<	<	>	o >	>	<		>	<
3	0 071	0 14	0 2 1	0 28	0 35	0 42	049	0 57	064	0 7 1	0 052								X	X
4	0 126	0 25	0 38	05	0 63	0 76	0 88	101	1 13	1 26	0 092								X	X
5	0 196	0 39	0 59	0 79	0 98	1 18	1 37	1 57	1 77	1 96	0 144								X	X
6	0 283	0 57	0 85	1 13	1 42	1 7	198	2 26	2 55	2 83	0 222		X							X
7	0 385	0 77	1 15	1 54	1 92	231	269	3 08	346	3 85	0 302									X
8	0 503	1 01	1 51	201	2 54	3 02	3 52	4 02	4 53	5 03	6 395		X							X
9	0 636	1 27	1 91	2 54	3 18	3 82	4 45	5 09	5 72	6 36	0 499									

10	0 785	1 57	2 36	3 14	3 93	471	55	9 28	7 07	7 85	0617	X	X	X	X	X	X	X		
12	1 313	7 26	3 39	4 52	5 65	6 79	7 92	9 05	10 18	1131	0 888	X	X	X	X	\	X	X	X	
14	1 539	3 08	4 62	616	17 69	9 23	10 77) 31	13 85	15	1 208	X	X	X	X	X	X	X		
16	2011	4 02	6 03	804	10 05	12 06	14 07	16 08	18 1	20 11	1 578	X	X	X	X	X	X	X		
18	2~~54 5	5 09	7 63	10 18	12 72	15 27	17 81	20 3e	2290	_5 45	1 998	X	X	X	X	X	X	X		
20	3 142	6 28	9 41	12 56	1571	18 85	21 99	14	28 28	3142	2 466	X	X	X	X	X	X	X		
22	3 801	76	11 4	15 2	19	22 81	26 61	30 41	34 II	38 01	2 984	X	X	X	X	X	X	X		
	4909	9 82	\473		24 54	2^45	34 36	39 ">7	44 13	49 09	3 853	X	X		X	X	X		X	
28	6 158	12	18 47	2463	30 79	36 95	43 1	49 26	55 42	61 58	4 834	X	X		X	X	X		X	
32	8 042	16 08	24 13	3^17	4021	48 25	56 3	64 34	72 38	80 42	6313	X	X			X				
36	10 18	20 36	30 54	40 72	50 9	61 08	71 26	81 44	91 62	101 8	799	X	X							
40	12 56	^ 12	37 68	50 24	62 8	75 36	87 9 ⁹	1004 8	113 04	125 6	9,87	X	X							

Пішімі 60x84 1/12
Көлемі 176 бет 15 шартты баспа табағы
Таралымы 20 дана
Ш.Есенов атындағы КМТЖИУ
Редакциялық баспа бөлімінде басылды.
Ақтау қаласы,32 ш/а

