Сәулет, қала құрылысы және құрылыс
саласындағы мемлекеттік нормативтер
ҚР НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ

Государственные нормативы в области
архитектуры, градостроительства и строительства
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РК

КҮШТЕРДІ ҚАЙТА ТАРАТУ ЕСЕБІМЕН СТАТИКАЛЫҚ АНЫҚТАЛМАҒАН ТЕМІРБЕТОНДЫ КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ

ҚР НТҚ 02–01-1.5–2012
НТП РК 02–01-1.5–2012

Ресми басылым
Издание официальное

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

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

Астана 2015

ҚР НТҚ 02–01-1.5–2012
НТП РК 02–01-1.5–2012

АЛҒЫ СӨЗ

1	**ӘЗІРЛЕГЕН:**	«ҚазҒЗСТҚСИ» РМК
2	**ҰСЫНҒАН:**	Қазақстан Республикасы құрылыс және тұрғын үй–коммуналдық шаруашылық істері агенттігінің ғылым–техникалық саясат және нормалау Департаменті.
3	**ҚАБЫЛДАНҒАН ЖӘНЕ ҚОЛДАНЫСҚА ЕНГІЗІЛГЕН МЕРЗІМІ:**	Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің 2014 жылғы 29-желтоқсандағы № 156-НҚ бұйрығымен 2015 жылғы 1-шілдеден бастап
4	**ОРНЫНА:**	

ПРЕДИСЛОВИЕ

1	**РАЗРАБОТАН:**	РГП «КазНИИССА»
2	**ПРЕДСТАВЛЕН:**	Департаментом научно–технической политики и нормирования Агентства Республики Казахстан по делам строительства и жилищно–коммунального хозяйства.
3	**ПРИНЯТ И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ:**	Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства Национальной экономики Республики Казахстан от 29.12.2014 № 156-НҚ с 1 июля 2015 года
4	**ВЗАМЕН:**	

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

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

МАЗМҰНЫ

КІРІСПЕ IV
1. ҚОЛДАНУ САЛЫСЫ 1
2. НОРМАТИВТІ СІЛТЕМЕЛЕР 1
3 ТЕРМИНДЕР МЕН АНЫҚТАМАЛАР 2
4 НЕГІЗГІ БЕЛГІЛЕУЛЕР МЕН ӨЛШЕМ БІРЛІКТЕРІ 4
4.1. Белгілеулер 4
4.2 Өлшем бірліктері 8
5 БЕТОН ЖӘНЕ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРЫН ЖОБАЛАУ БОЙЫНША НЕГІЗГІ ТАЛАПТАР 9
5.1 Бетон және темірбетон конструкцияларына қойылатын жалпы талаптар 9
5.2 Бетон және темірбетон конструкцияларын жобалауда қойылатын жалпы талаптар 10
5.3 Есептік ситуациялар 11
5.4 Жүктемелер мен әсер етулер 12
5.5 Бетон және темірбетон конструкцияларының шектік күйлері 12
6 СТАТИКАЛЫ ТҰРҒЫДА АНЫҚТАЛМАЙТЫН ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРЫНДАҒЫ КҮШТЕРДІ ҚАЙТА БӨЛУДІ ЕСЕПКЕ АЛА ЕСЕПТЕУДЕГІ ЖАЛПЫ ТАЛАПТАР 14
7. СТАТИКАЛЫ ТҰРҒЫДА АНЫҚТАЛМАЙТЫН ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРЫНЫҢ ЖУЫҚ ЕСЕПТІК ӘДІСТЕРІ 22
7.1 Жалпы ережелер 22
7.2 Жазық арқалық тақталар 23
7.3 Екі бағытта жұмыс істейтін тік бұрышты тақталар 25
7.4 Тұтасқұйма және арқалықсыз құрама аражабындар. 32
7.5 Тілінбеген жақтаулар мен арқалықтар 44
7.6 Іргетастар 49
8 СОҢҒЫ ЭЛЕМЕНТТЕР ӘДІСІМЕН СТАТИКАЛЫ ТҰРҒЫДА АНЫҚТАЛМАЙТЫН ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРЫНДАҒЫ КҮШТЕРДІ ҚАЙТА БӨЛУДІ ЕСЕПКЕ АЛУДАҒЫ ЖАЛПЫ ӘДІСТЕМЕСІ 60
Әдебиеттер тізімі 72

КІРІСПЕ

Статикалы тұрғыда анықталмайтын темірбетон конструкцияларының қимасына жүктеменің түсуіне дейін температурадан, бетонның шөгуінен, тіректің ығысуынан, сондай–ақ алдын ала кернеулеуінен күштер пайда болуы мүмкін. Бұл жағдайда статикалы тұрғыда анықталмайтын темірбетон конструкцияларының деформацияланған күйі пайдаланудың әдеттегі шарттарында және ,әсіресе, шектік күйде анықталатын серпімді жүйесінің есебінен деформацияланған күйден маңызды айырмашылығы болуы мүмкін. Шартты түрде жұмыстың үш кезеңін айтуға болады (арқалық мысалында):

– біріншісі июші моменттердің аз мәндерінде қисықтықтың өсуінің баяулауымен сипатталады. Бұл моменттер, қалыпты пайдалануда болған моменттерден неғұрлым кіші болады;

– екінші кезең июші моменттердің артуында қисықтықтың өсуі үдеуімен сипатталады. Бұл кезеңде бетонның созылатын аймағында жарықтар пайда болады және дамиды. Арқалықтың қатаңдығы едәуір төмендейді, әсіресе әбден кернеуленген қималарда. Екінші кезеңнің аяғында қисықтық 6 есе өседі;

– үшінші кезеңі арматураның аққыштығының басталуынан басталады. Әдеттегі арматуралауда бетонның сығылатын аймағы арматураның аққанынан ерте бұзылмайды. Арматураның аққыштығы дамыған сайын жарықтың ашылуы өсе бастайды, бетонның сығылатын аймағы біртіндеп кемиді және соңында ол бұзылады. Арматураның аққыштығы тұрақты июші моменттерде деформацияның едәуір өсуімен ілеседі. Бұл момент статикалы тұрғыда анықталатын жүйелер үшін көтергіш қабілеттігінен айырылуы деп есептелінеді. Статикалы тұрғыда анықталмайтын жүйелер үшін, тұрақты июші моментте арматура ағатын қима, өзін пластикалық топса ретінде жүргізеді, пластикалық топсаның екі жағында жатқан арқалық бөліктерінде өзара бұрылу болады, алайда бұл көтергіш қабілетінің жоғалуына әкелмейді, бірақ ішкі күштерді қайта бөлуіне әкеледі.

Темірбетон конструкцияларында жүргізілген сынау нәтижесінде сыртқы жүктеме әсерінен олардың жеткілікті деформацияланған суретін көрсетеді және мынандай тұжырымға әкеледі:

а) статикалы тұрғыда анықталмайтын темірбетон конструкцияларында жүктеменің әсерінен серпімді емес деформациялар пайда болады, қалыпты пайдаланудағы жүктememен салыстырғанда жүктеменің едәуір аз шамасында болады;

ә) серпімді жұмыс ұсынылған статикалы тұрғыда анықталмайтын темірбетон конструкцияларын есептеу нәтижелерінде олардың жүктеме астындағы жұмыстары бағаланбайды.

Жоғарыдағы айтылғандарға байланысты, статикалы тұрғыда анықталмайтын темірбетон конструкцияларын есептеуде ішкі күштерді қайта бөлуді есепке алу, қазіргі таңда, актуалды және өте маңызды болып саналады.

Күштерді қайта бөлуге әкелетін ұлғайған деформацияларға статикалы тұрғыда анықталмайтын темірбетон конструкциялар қимасының есептік қабілеті арматураланған есептік аймақтардың беріктігі кемиді (олардың арматуралауы кемиді) қатерлі қималарды рационалды арматуралауға рұқсат етеді және аз арматураланған аймақтың беріктігі

артады (олардың арматуралауы ұлғаяды), яғни күштерді реттеу (қайта бөлу) жасанды түрде қамтамасыз етіледі.

Осы нормативті–техникалық Құрал Қазақстан Республикасындағы нормативті құжаттар ретінде ерікті негізінде қолдану үшін күшіне енеді.

ЕСТЕЛІК ҮШІН

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

СТАТИКАЛЫ ТҰРҒЫДА АНЫҚТАЛМАЙТЫН ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРЫН КҮШТІ ҚАЙТА БӨЛУДІ ЕСЕПКЕ АЛА ЖОБАЛАУ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ

Енгізу датасы 2015-07-01

1. ҚОЛДАНУ САЛЫСЫ

1.1 Осы нормативті–техникалық Құралы статикалы тұрғыда анықталмайтын темір бетон конструкцияларына, жабын мен аражабын тақталарына, арқалықсыз аражабындарға, тұрғын және өндіріс құрылыстарында қолданылатын тілінбеген арқалықтарға, жақтауларға және іргетастарға, гидротехникалық, көлік және басқа құрылыс облыстарында кең тарайды.

1.2 Құралда статикалы тұрғыда анықталмайтын темірбетон конструкцияларында күшті қайта бөлуді есепке ала бекітілген және жүйені есептеу серпімділігінің ішкі күштерді анықтауы бойынша нұсқаулар беріледі. Шыдамдылыққа есептеу, олардың қажет болған жағдайында, арнайы нұсқауларға сай орындауы қажет.

1.3 Көрсетілген статика тұрғыда анықталмайтын темірбетон конструкцияларын есептеу әдістері есептеу мысалдарымен бекітілген.

2. НОРМАТИВТІ СІЛТЕМЕЛЕР

Осы Құралды қолдануда келесі сілтемелі нормативті құжаттар қажет:

ҚР ҚН EN 1992–1–1:2004/2011 Темірбетон конструкцияларын жобалау. 1–1 бөлім. Жалпы ереже және ғимараттарға арналған ережелер.

ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 Құрылыс жобалардың негізі.

ИСО 3898:1997 Конструкцияларды жобалауда негізгі ережелері. Шартты белгілеулер. Негізгі символдар.

Ескертулер – Осы Құралды қолдануда нақты жылдың күйі бойынша жыл сайын құрастырылатын «Мемлекет арасындағы нормативті құжаттар көрсеткіші», «ҚР стандарты бойынша нормативті құжаттар көрсеткіші», «ҚР аумағында әсер ететін сәулет, қала құрылысы және құрылыс саласындағы нормативті құқық және нормативті–техникалық актылар тізімі» ақпараттары бойынша сілтемелі құжаттарды тексеру мақсатқа лайықты. Егер сілтемелі құжат өзгертілген болса, онда осы Құралды қолдануда өзгертілген құжатты басшылыққа алу қажет. Егер сілтемелі құжаттың өзгеруі ауыстырылмаса, онда сілтеме берілген қағида осы сілтемеге әсер етпейтін бөлімде қолданылады.

3 ТЕРМИНДЕР МЕН АНЫҚТАМАЛАР

Осы нормативті–техникалық Құралда ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 құрылыс нормасындағы терминдер мен анықтамалар әрекет етеді:

3.1 **Арматура** (fittings; fixtures): Созылатын және сығылатын күштерді қабылдауға арналған темірбетон конструкцияларындағы ұзынбойлық сызықтық элемент. Құрылыстар мен ғимараттарда сымдар, өзектер және арқан орамдары тәрізді болат арматурасын қолданады.

3.2 **Конструктивті арматура** (structural reinforcement): Есептеусіз конструктивті пікір бойынша орналастырылатын арматура.

3.3 **Жұмыс арматурасы** (principal reinforcement): Есеппен тағайындалатын арматура.

3.4 **Арқалық–блокты аражабын**: Құрама қырлардан тұрады , олардың арасын блоктардан тұратын, керамикалы қуыс тастар және жоғарғы тұтасқұйма қабатпен немесе онсыз толтыратын, басқа қалыптардың алмалы–салмалы түрлері.

3.5 **Әсер етулер** (action (*F*)): «*Жүктеме*» немесе «*тура немесе тікелей әсер ету*» терминдермен анықталатын, элементтерде конструкция кернеулігін шақыратын, конструкцияларға тікелей басылатын күштер, не олардың жылжуы;

3.6 **Әсер етулер** (action (*F*)): Басқа элементтермен бірігу байланыстарының жылжуымен, табанының шөгуімен не «*тура немесе жанама әсер етуді*» анықтайтын реактивті күштерді шақыратын өзіндік деформациялармен шақырылған конструкция элементтерінің деформациялары.

3.7 **Диафрагма** (diaphragm): Жазық элемент, өз жазықтығында күштер әрекетіне тап болады; бірге қосылған, бірнеше құрама бұйымдардан тұрады.

3.8 **Арматуралы қаңқа** (reinforcement cage): Бөлек өзектер немесе арматура торларын біріктіру жолымен пайда болған Арматура торларын өз ара оналастыру және біріктіру әдісі жобалау құжаттар талабына сай келуі тиіс.

3.9 **Созылудағы беріктік бойынша арматура класы**: Стандарттарға сай талаптармен келісілген, оның механикалық қасиеттерін сипаттайтын көрсеткіш, S әріпімен және МПа (Н/мм^2) арматураның сипатты кедергісіне тиісті санымен белгіленеді (мысалы, St240).

3.10 **Беріктік бойынша бетон класы:** Осьтегі сығылудағы оның кепілдік беріктігіне тиісті бетон сапасын сипаттайтын сандық шамасы, С әріпімен және Н/мм^2 (МПа) кепілдік беріктік және сипатты кедергі мәнін көрсететін санымен белгіленеді, мысалы, $C^{12}/_{15}$ (сызық алдында – f_{ck}, Н/мм^2 кедергінің сипаттамалы мәні, сызықтан кейін – $f_{c,}{}^{G}{}_{cube}$, Н/мм^2 бетонның кепілденген беріктігі).

3.11 **Темірбетонды конструкциялар** (reinforced concrete structures): Жұмыс және конструктивті арматуралы бетоннан жасалған конструкция; арматураланған бетон конструкцияларында барлық әсер етуші есептеу күштер бетонмен және жұмыс арматурасымен қабылдануы тиіс.

3.12 γ_s **жеке арматураға арналған қауіпсіздік коэффициенті**: f_{yk}(f_{pk})–ға қарағанда төменгі арматуралы болаттың шартты немесе физикалық аққыштық шегін ауытқуын

ескеретін коэффициент.

3.13 γ_c **жеке арматураға арналған қауіпсіздік коэффициенті**: f_{ck}, f_{ctk} бетон беріктігінің ауытқуы мүмкіндігін есепке алатын коэффициент сипаттамалымәндерден төмен болады, қиманың геометриялық өлшемдерінің ауытқуы (рұқсат етілгеннен аспайтындай) және тәжірибе үлгілерімен анықталатын бетон беріктігі арасындағы айырмашылығы, және конструкциялардағы бетон беріктігі; арматураланбаған конструкциялар жағдайында γ_c мәні морт бұзылуының мүмкіндігін ескереді.

3.14 **Есептеу моделі**: Конструкцияны немесе оның элементтерін талдау мақсатымен қолданылатын конструктивті жүйенің мінсіздігі (идеализация).

3.15 **Ауыспалы есептеу жағдайы** : Конструкцияда құрама элементтеріне жатады:

- қалыпты шешу;
- сақтайтын жерге тасымалдау;
- сақтауға;
- құрылыс алаңына тасымалдау;
- орнатуға;
- монтажға.

3.16 f_c **осьтік сығылудағы бетонның беріктігі** – бір осьті кернеуленген күйдегі бетондағы максимал сығылатын кернеу, деформациялау диаграммасының шың нүктесіне сай.

3.17 $f_{c,}{}^{G}{}_{cube}$: **кепіл осьтік сығылудағы бетонның беріктігі** – 0,95 қамтамасыз етумен статикалық өзгерістерін есепке ала өлшемі 150+150+150мм кубтардың осьтік сығылуда анықталатын беріктігі, күші бар стандартқа сай өндірушінің кепілденуі.

3.18 **Конструктивті жүйе:** Құрылыс және ғимараттардың берілген пайдаланатын функциясымен қамтамасыз ететін, анықталған ережелер бойынша кеңістік жүйесінің пайда болуынан көтергіш элементтерінің жиынтығы.

3.19 **Есептеу жағдайы**: Конструкция шегінің күйі артпайтынын есеппен дәлелдеуге арналған нақты уақыт кезеңіне байланысты физикалық шарттардың жиынтығы.

3.20 f_{yk} **(**$f_{0,2k} = f_{pk}$**)**: **сипаттамалы арматура кедергісі:** 0,95 қамтамасыз етумен, арматура аққыштық шегінің шартты немесе физикалық мәні өндірушінің кепілденуі стандарттарға сай лайықты.

3.21 f_{yd} **есептік арматураның кедергісі:** арматураға арналған жеке қауіпсіздік коэффициентіне сипаттамалы кедергіні бөлумен алатын және конструкцияларды есептеуде қабылдайтын арматура беріктігі.

3.22 f_{ctk} **(**$f_{ctk,0,05}$**) сипаттамалы осьтік созылудағы бетон кедергісі:** осьтік созылудағы бетонның беріктігін 5 % квантиль статикалық үлестіру.

3.23 f_{ctm} **орта осьтік созылудағы бетон кедергісі:** конструкцияларды жобалауда тағайындаған осьтік созылудағы бетонның беріктігі.

3.24 f_{ck} **сипаттамалы осьтік сығылудағы бетон кедергісі:** 0,95 қамтамасыз етумен,статикалық өзгеруді есепке ала тағайындалған цилиндрлер немесе призмалардың осьтік сығылудағы кедергісі, оның кепіл беріктігі бойынша бетон кластарының параметрлік қатар мәнінен шығады.

3.25 f_{cm} **орта осьтік сығылудағы бетон кедергісі:** конструкцияларды жобалауда

тағайындаған осьтік сығылудағы бетонның беріктігі.

3.26 **Есептік бетонның кедергісі (сығылудағы сжатию – f_{cd}; созылудағы – f_{ctd}):** бетонға арналған жеке қауіпсіздік γ_c коэффициентіне сипаттамалы беріктік мәнін бөлу жолымен алатын және күйдің шегі конструкциялардың I және II топтар бойынша есептеуде қабылдайтын бетон кедергісі.

3.27 **Шекті күй** (limit state strength): бұл конструктивті элемент немесе оны құрастыратын элементтер оларға қойылған талаптарды қанағаттандыруды тоқтататын күй.

4 НЕГІЗГІ БЕЛГІЛЕУЛЕР МЕН ӨЛШЕМ БІРЛІКТЕРІ

Нақты нормативті– техникалық Құралда ИСО 3898:1997 сай шартты белгілеулер мен бірыңғай символдар қолданылады.

4.1. Белгілеулер

Латын алфавитінің бас әріптері

Латын алфавитінің бас әріптері

A – қима ауданы;

A_c –бетон қимасының ауданы;

A_{cc} –сығылатын аймақтағы бетон қимасының ауданы;

$A_{c,eff}$ – қиманың созылатын аймақтағы тиімді ауданы;

A_{c0} – жаншылу ауданы;

A_{c0} – жаншылуды есептеуде үлестірілетін аудан;

A_{core} – жанама (сақиналы) арматуралау шектеріндегі қима ауданы;

A_{crit} – қатерлі қима ішінде орналқан қатерлі аудан;

A_{ct} – созылатын аймақтағы бетон қимасының ауданы;

A_d – ерекше әсер етудің есептік мәні;

A_{load} _ шоғырланған күштер түскен беттің ауданы;

A_s – кернеуленбеген арматураның қима ауданы;

A_{s1} – арматураның созылған немесе аз сығылған қимасының ауданы;

A_{s2} – арматураның сығылған немесе аз созылған қимасының ауданы;

A_{sf} – сөреде тавр қима элементіндегі арматураның қима ауданы;

$A_{s,tot}$ – қимадағы бойлық арматураның толық ауданы;

A_{sw} – көлденең арматурасының қима ауданы;

B – темірбетон элементтерінің иілетін қатаңдығы;

$E_{c,eff}$ – бетонның тиімді серпімділік модулі (жүктеменің ұзақ әсер етуін есепке ала);

E_{cm} – бетонның серпімділік модулі;

$E_{cm,n}$ – конструкцияларды сызықты емес есептеуге арналған бетонның серпімділік модулі;

E_s – арматураның серпімділік модулі;

F – әсер етуші күштер;

F_c – бетонның сығылған аймағындағы күшке тең әсерлігі;

F_s – арматурадағы күшке тең әсерлігі;

H – горизонталь күштер;

I – қиманың инерция моменті;

I_c – элемент қимасының ауырлық салмағына қатысты бетон қимасының инерция моменті;

I_s – элемент қимасының ауырлық салмағына қатысты арматура қима ауданының инерция моменті;

M – июші момент;

M_{cr} – жарықтың пайда болуына тиісті момент;

M_{Rd} – иілудегі қиманың беріктігі;

M_{Ed} – сыртқы жүктеменің әсерінен болған есептік июші момент;

$M_{Ed,x}$ – x осіне қатысты анықталған, сыртқы жүктемеден болған есептік июші момент;

$M_{Ed,y}$ – сондай, тек y осіне қатысты;

N – бойлық күш;

N_{cr} – жарықтың пайда болуына әкелетін осьтік күш;

N_{crit} – шартты қатерлі бойлық күш;

N_p – алдын ала күйдірудің бойлық күштері;

N_{Rd} – бойлық күштер әсеріндегі қиманың беріктігі;

N_{Ed} – сыртқы әсер етуден болған есептік бойлық күш;

$N_{Ed,z}$ – *z* осі бағыты бойынша сыртқы жүктемеден болған бойлық күш;

$N_{Ed,lt}$ – жүктемелердің тұрақты үйлестіруіндегі есептік бойлық күш;

Q – ауыспалы әсер етулер;

S – статикалық момент;

S_1 – бойлық арматураның белгілеулері:

а) созылу және сығылуы бар қима аймағындағы сыртқы жүктемелердің әсер етуінен – созылған аймақта орналасқан;

б)толық сығылатын қиманың сыртқы жүктемесінің әсер етуінен – қиманың аз сығылатын қырында орналасқан;

в) толық созылатын қиманың сыртқы жүктемесінің әсер етуінен

– ортадан тыс созылатын элементтер үшін– қиманың көп созылатын қырында орналасқан;

– ортада– созылатын элементтер үшін–барлық элементтердің көлденең қимасы;

S_2 – бойлық арматураның белгілеулері:

а) созылу және сығылуы бар қима аймағының сыртқы жүктемелерінің әсер етуінен – созылған аймақта орналасқан;

б)толық сығылатын қиманың сыртқы жүктемесінің әсер – қиманың аз сығылатын қырында орналасқан;

в) толық созылатын қиманың сыртқы жүктемесінің әсер етуінен – ортадан тыс созылатын элементтер үшін– қиманың аз созылатын қырында орналасқан;

S_c – созылатын арматураның ауырлық салмағына қатысты есептелген бетонның

сығылған қима аймағының статикалық моменті;

S_{cN} – e_{od} эксцентриситетімен салынған N_{Ed} күші әсер ететін осіне қатысты есептелген бетонның сығылған қима аймағының статикалық моменті;

T_d – көлбеулік қиманың беріктігін тексеруде бойлық арматурадағы есептік созылатын күштер;

T_{Rd1} – сығылатын бетон тіреулерімен қабылданатын шектелген айналдырушы момент (бетон бойынша айналдырудағы элемент беріктігі) ;

T_{Rd2} – арматурамен қабылданатын шектелген айналдырушы момент (арматура бойынша айналдырудағы элемент беріктігі);

T_{Ed} – жүктememен шақырылатын есептік айналдырушы момент;

V_{cd} – бетонмен қабылданатын есептік көлденең күш;

$V_{Rd,c}$ – элементте көлденең арматуралау бар бетонмен қабылданатын құрама көлденең күштер;

$V_{Rd,ct}$ – көлденең арматуралауы жоқ, элементпен қабылданатын есептік көлденең күш;

$V_{Rd,max}$ – көлбеулік қиманы есептеуде сығылатын тіреулерімен қабылданатын есептік көлденең күш;

$V_{Rd,sy}$ – элементте көлденең арматуралауы бар арматурамен қабылданатын құрама көлденең күштер;

V_{Ed} – жүктememен шақырылатын есептік көлденең күш;

W_c – сызықты серпімді материалға арналған бетон қимасыныңкедергі моменті.

Латын алфавитінің кіші әріптері

a_{lim} – (рұқсат етілген) майысу шегі;

b'_{eff} – таврнысанды қималарының сөресінің тиімді ені;

b_j – құрама–тұтасқұйма конструкциялардағы тұтасқұйма бөлігі мен құрама элементін біріктіру бетінің ені;

b_w – таврнысанды қималары қабырғасының ені; кесіп тастаған күштер әрекетін есептеуде арқалықтың есептік ені;

d – диаметр, қиманың пайдалы биіктігі;

e_a – кездейсоқ эксцентриситет;

e_e – есептік эксцентриситет;

e_o – келтірілген қиманың орталық салмағына қатысты көлденең күштің бастапқы эксцентриситеті;

e_{s1} – созылатын арматураның орталық салмағына қатысты көлденең күштің эксцентриситеті;

e_{s2} – сығылатын арматураның орталық салмағына қатысты көлденең күштің эксцентриситеті;

f_c – бір осьті кернеуленген күйдегі сығылудағы бетонның беріктігі;

$f_{c,cube}^{G}$ – бетонның кепілді беріктігі;

f_{cd} – темірбетон конструкцияларына арналған сығылатын бетонның есептік кедергісі;

f_{ck} – осьтік сығылудағы бетонның сипаттамалы кедергісі;

f_{cm} – конструкцияларды жобалауда орнатылған осьтік сығылудағы бетонның беріктігі;

f_{ctd} – темірбетон конструкцияларына арналған созылатын бетонның есептік кедергісі;

f_{ctk} – $f_{ctk,0,05}$ беріктігі 5 % квантильді статикалық үлестіруіне сай осьтік созылудағы бетонның сипаттамалы кедергісі;

$f_{ctk,0,95}$ – осьтік созыдудағы бетон беріктігінің 95 % квантильді статикалық үлестіруі;

f_{ctm} – конструкцияларды жобалауда орнатылған осьтік созыдудағы бетон беріктігі;

f_{yd} – кернеуленбеген арматураның есептік кедергісі;

$f_{yk}(f_{0,2k})$ – кернеуленбеген арматураның сипаттамалы кедергісі;

f_{ywd} – көлденең арматураның есептік кедергісі;

h'_f – тавр қимасының сөре биіктігі;

l_{eff} – есептік аралық;

l_n – тіреу арасындағы жарықтағы аралық;

n_w – қимадағы көлденең өзектердің саны;

s – көлденең арматураның қадамы;

s_e – жарықтағы арматура өзектерінің арасындағы арақашықтық;

s_f – таврнысанды қима сөресінің көлденең арматураның өзектерінің арасындағы арақашықтық;

s_n – спираль қадамы немесе сығылу аймағындағы жанама арматуралаудың қаңқа арасындағы арақашықтық;

s_{rm} – жарық арасындағы орташа арақашықтық;

t – тіректің ені; жүктеменің әсер ету ұзақтығы; қорап қиманың қабырғасының тиімді қалыңдығы;

u –периметр;

v – бірлік көлденең күш;

v_{Ed} – бірлік ұзындығының есептік көлденең күші;

w_k – жарық ашылуының есептік ені;

w_{lim} – жарық ашылуының рұқсат етілетін шектік ені;

x – қима аймағының сығылу биіктігі; қарастырылатын қимадан күштер салынатын нүктеге дейінгі арақашықтық;

x_{eff} – сығылған аймақтың кернеуін үлестіруде тік бұрышты эпюраның жорамалын есептеуде қима аймағының шартты сығылуының тиімді биіктігі;

$x_{eff,lim}$ – аймағының шартты сығылу биіктігінің шектік мәні;

z – ішкі жұп күштер иіні;

Грек алфавитінің әріптері

α – бұрыш, коэффициент, содай–ақ бетонның серпімділік модуліне E_s болаттың серпімділік модулі E_{cm} қатынасы;

α_e – бетонның тиімді серпімділік модуліне E_s болаттың серпімділік модулі $E_{c,eff}$;

қатынасы;

α_t – сызықты температураны кеңейту коэффициенті;

γ – жеке қауіпсіздік коэффициенті;

γ_c – бетонға арналған жеке қауіпсіздік коэффициенті;

γ_s – арматураға арналған жеке қауіпсіздік коэффициенті;

γ_F – әсер етуге арналған жеке қауіпсіздік коэффициенті;

δ – қайта бөлуге дейін және кейінгі моменттер қатынасы; сондай–ақ коэффициент;

ε_c – бетонның салыстырмалы деформациясы;

ε_{c1} – f_c сығылудағы беріктікке сай бетонның салыстырмалы деформациясы;

ε_{c2}, ε_{c3} –$\alpha \cdot f_{cd}$ бетонның есептік кедергісіне сай бетонның салыстырмалы деформациясы;

$\varepsilon_{cs,\infty}$ – бетонның шөгу шегінің мәні;

ε_{cu}, ε_{cu2}, ε_{cu3} – бетонның сығылатын шегіне сай салыстырмалы деформациясы;

ε_s – арматураның салыстырмалы деформациясы;

ε_{sm} – жарықтары бар элементтеріне арналған арматураның орташа салыстырмалы деформациясы;

ε_{su} – созылудағы арматураның салыстырмалы деформация шегінің мәні;

ε_{yd} – аққыштық шегіне сай арматураның салыстырмалы деформациясы;

ζ – x/d қатынасы; сондай–ақ коэффициент;

η – коэффициент;

θ –бұрыш;

ν_c – бетонның көлденең деформациясының коэффициенті (Пуассон коэффициенті);

ρ_l – бойлық арматуралау коэффициенті;

ρ_r – бетонның созылған тиімді ауданына жататын арматуралау коэффициенті;

ρ_w – көлденең арматуралау коэффициенті;

σ – қалыпты кернеулер;

σ_c – бетондағы қалыпты сығылатын кернеулер;

σ_{cg} – конструкцияның өзіндік салмағынан кернеуленген арматураның орталық салмақ деңгейдегі бетондағы кернеу;

σ_{cN} – сыртқы бойлық күштен болған бетондағы кернеулер;

σ_{cR} – жүктемелердің бірнеше рет қайталанып әсер етуіндегі бетонда рұқсат етілетін кернеулер;

σ_{ctm} – бетондағы созылатын орташа кернеулер;

σ_N – құрама – тұтасқұйма конструкциялардың қалыпты жігінің жазықтығында ішкі күштерден болған кернеулер;

σ_s – арматурадағы кернеу;

$\Delta\sigma_{sR}$ – жүктемелердің бірнеше рет қайталанатын арматурадағы кернеулердің рұқсат етілетін өзгерісі;

$\varnothing$ – арматура өзегінің диаметрі.

4.2 Өлшем бірліктері

Осы нормативті–техникалық Құралдың талаптарына сай орындалатын есептеулерде, келесі өлшем бірліктерін қолдану керек:

– күштер мен жүктемелер – кН, кН/м, кН/м^2;
– тығыздық – кг/м^3;
– кернеу мен беріктік – Н/мм^2 (МПа);
– момент (июші, айналмалы) – кН·м.

5 БЕТОН ЖӘНЕ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРЫН ЖОБАЛАУ БОЙЫНША НЕГІЗГІ ТАЛАПТАР

5.1 Бетон және темірбетон конструкцияларына қойылатын жалпы талаптар

5.1.1 Бетон және темірбетон конструкцияларын жобалауда ҚР ҚН EN 1990*2002+A1*2005/2011 келтірілген жалпы ережелеріне сай, осы құралда көрсетілгендей темірбетон конструкцияларына қосымша талаптарды есепке ала орындау керек.

5.1.2 Барлық типті бетон және темірбетон конструкциялары қауіпсіздік бойынша талаптарды, жарамды пайдалану және ұзақ уақытқа жарамдылық, сондай–ақ жобалау тапсырмасында көрсетелген қосымша талаптарды қанағаттандыру тиіс.

5.1.3 Конструкциялар қауіпсіздігі бойынша талаптарды қанағаттандыру үшін қоршаған орта, мүлік, азаматтардың денсаулығы немесе өміріне зиян келтіру тәуекелімен байланысты құрылыспен ғимараттарды пайдалануда және құрылыс үдерісінде әр түрлі есептеудің әсер етуінен кез келген түрлі қирауды болғызбайтын бастапқы сипаттамалары болуы керек.

5.1.4 Конструкцияларды жарамды пайдалану бойынша талаптарды қанағаттандыру үшін, бастапқы сипаттамаларында әр түрлі есептеудің әсер етуінен тиісті жарықтың пайда болуы немесе шамадан тыс ашылып кетуі болмауы, сондай – ақ қалыпты пайдалануды қиындататын шамадан тыс жылжулар, тербелістер және басқа бұзылулар пайда болмайтындай сенімділік дәрежесі болуы керек (бұзылуы: конструкциялардың сыртқы түріне қойылатын талаптар; механизмдер мен жабдықтардың қалыпты жұмыстары бойыншы техникалық талаптар; жобалауда тағайындалған басқа талаптар мен элементтердің қалыпты жұмыстары бойынша конструктивті талаптар).

Жарықтың жоқ болуы бойынша талаптар темірбетон конструкцияларына ұсынылады, олардың қимасының толық созылуы ұзақ уақытқа жарамдылық бойынша көтеріңкі талаптар ұсынылатын өте сирек конструкцияларға, сондай–ақ қатты агрессиялық орта әсерінен пайдаланатын конструкцияларға өткізбеушілікті қамтамасыз етеді.

Қалған темірбетон конструкцияларында жарықтың пайда болуы рұқсат етіледі, және оларға жарықтың ашылып кету енін шектеу бойынша талаптар ұсынылады.

5.1.5 Ұзақ уақытқа жарамдылық бойынша талаптарына сай болуы үшін темірбетон

конструкциялары сапасының бастапқы көрсеткіштерін сондай тағайындау керек тағайындалған мерзімінің пайдалану кезеңінде (жауапкерлік класы) ол қауіпсіздік бойынша талаптарға және мүмкіндік әсер етудің ең қолайсыз комбинацияларында (жүктеменің ұзақ әсер етуі, жағымсыз климаттық және техникалық әсер етулері, ауыспалы қатайту және ерітуі, агрессиялы әсер етулер және т.б.) жарамды пайдалануға берілген сенімділік дәрежесімен сай болуы керек.

5.1.6 Темірбетон конструкцияларын күші бар нормативті құжаттарға сай монтажда, тасымалдауда және дайындауда ұсынылатын технологиялық ерекшеліктер мен талаптарды есепке ала жобалау керек.

5.1.7 Бетон және темірбетон конструкциялар элементтерінің қауіпсіздік, жарамды пайдалану және ұзақ уақытқа жарамдылықты келесі орындаулармен қамтамасыз ету керек:

1) арматура мен бетонға талаптар;
2) конструкция есептеулеріне талаптар;
3) конструктивтік талаптар;
4) технологиялықталаптар;
5) пайдалану бойынша талаптар.

5.2 Бетон және темірбетон конструкцияларын жобалауда қойылатын жалпы талаптар

5.2.1 Конструкцияларды есептеу мен құрылымдауды жүргізу керек, олар:

1) қажетті ұзақ уақыт жарамдылығына ие бол отырып, пайдалану, салу және қайта жаңарту үдерісінде барлық болатын әсер етулерді берілген қауіпсіздік деңгейімен қабылдау;
2) қалыпты пайдалану бойынша оларға тағайындалған талаптарына кепілді сенімділікпен сай келуі.

5.2.2 Конструкцияларда потенциалды зақымданудың мүлде болмауы шартын қанағаттандыруы тиіс немесе пайдалануда конструкция шалдығу тәуекелін болғызбау жолымен шақтамалы деңгейге дейін шартта осы зақымданудың шектелуі.

5.2.3 Конструкцияларды сенімдікпен қамтамасыз ету ұтымды конструктивті жүйелер мен материлдарды сәйкес таңдау қажет; жобалауға сәйкес конструкцияларды салудаорындалатын қосымша конструктивті талаптар мен бақылау; шек күйі әдісінің есептік шарты аспайтынын көрсететін есеп шартының тексерісін.

5.2.4 Конструкцияларда жобалауды өткізу, пайдалану кезеңінде тағайындалған аралықта, пайдалану және жөндеуге жарамды шарттарды есепке алып, тағайындау бойынша талаптарға ол қанағаттануы керек.

5.2.5 Жобалауда бетон және темірбетон конструкцияларына сенімдікті бетон мен арматураның есептік сипатамасын қолдану жолымен, осы сипаттаманың сипатталатын мәні бойынша жеке қауіпсіздік коэффициенттеріне сәйкес көмегімен тағайындалған әсер етудің есептік мәнін, құрылыс және ғимараттың жауапкершілік дәрежесі бойынша класты есепке ала есептік жартылай ықтималдық әдісімен анықтауға болады.

5.2.6 Әсер етудің сипаттық мәнін олардың статикалық құбылмалығын есепке ала

қабылдау керек. Есептік ситуация және шектелу күйінің түріне байланысты әсер етудің есептік мәнін және олардың үйлестірілуі А қосымшасы бойынша анықталады.

5.2.7 Материалдар сипаттамасының сипаттық мәнін анықтауда конструкциялардың көлемділігін және материалдың қасиеттерінің статикалық құбылмалығын ескеру қажет.

5.2.8 Есептік ситуацияға және бетон мен арматура бойынша қауіпсіздік коэффициенттерін тапсырыс жолымен тағайындалған шектік күйіне жетуге қауіптілікке байланысты материалдар сипаттамасының есептік мәнінің сенімдік деңгейін тағайындау қажет.

5.2.9 Бетон және темірбетон конструкцияларына есептеу жүргізуде есептік байланысқа кіретін базалы фактордың құбылмалығы туралы қажетті және жеткілікті деректер болуы толық ықтимал есептеу негізіне тағайындалған сенімдік деңгейіне рұқсат етіледі.

5.3 Есептік ситуациялар

5.3.1 Негізгі есептік ситуацияларда бетон және темірбетон конструкциялары өздерінің фунцияларын орындау шартын есепке ала анықтау керек.

Конструкцияларды есептеуде келесі есептік ситуацияларды қарастыру керек:

1) ғимараттарды қолдануда қалыпты шарттарға сәйкес тұрақты есептік ситуацияларды;
2) уақытпен шектелген, мысалы, құрылыс немесе жөндеу үдерісінде, шарттарға сәйкес өтпелі есептік ситуацияларды;
3) ерекше шарттарға немесе жағдайға қатысты үдерісте ғимараттар, мысалы, өртке, жарылысқа, соққыға шалдығады немесе жергілікті қираудың зардабына қатысты авариялық есептік ситуацияларды;
4) сейсмикалық есептеу ситуациялары ғимаратқа сейсмикалық әсер етуіне сәйкес.

5.3.2 Өтпелі ситуациялар үшін пайда болған конструкцияларға есептеу жүргізуде рұқсат етіледі, мысалы:

1) құрама конструкцияларды монтаждау, тасымалдау және қалыпты шешу уақытында;
2) тұтасқұйма конструкцияда тұрғызудағы кезекті кезеңдегі уақытында;
3) құрама тұтасқұйма конструкцияда тұтасқұйма бетонның жобалы біріктігін терімге дейінгі монтаждау;
4) күрделі жөндеу және жаңартуды орындау кезінде.

5.3.3 Таңдалған есептік ситуациялар жеткілікті көлемде ғимаратты пайдалануда және өндіріс жұмыс үдерісінде болған барлық шарттарды ескеруі тиіс.

5.4 Жүктемелер мен әсер етулер

5.4.1 Әсер етулерді олардың өзгерілу уақытына байланысты бөледі:

- тұрақты әсер етулер (G), мысалы, көтеруші конструкциялардың өзіндік салмағы, құрастырылған жабдық, жолдардың жабыны, отыру және шөгудің біркелкі еместігімен болған жанама әсер етулер;
- құбылмалы әсер етулер (Q), мысалы, қабат аралығындағы аражабындарға, арқалықтарға және шатырларға салынатын жүктемелер, жел әсер етулер немесе қар жүктемелері;
- авариялы әсер етулер (А), мысалы, көлік құралдарынан болатын соққы немесе жарылыс.

5.4.2 Кейбір әсер етулер телімнің орнына байланысты, мысалы, сейсмикалық немесе қар, оларды авариялы немесе құбылмалы әсер етулер сияқты қарастыруға болады.

5.4.3 Гидростатикалық әсер етуден пайда болған жүктемелер олардың шамасының өзгеру уақытына байланысты құбылмалы немесе тұрақты сияқты қарастыруға болады.

5.4.4 Әсер етулер тағы да бөлінеді:

олардың болуы бойынша – тура және жанама;

олардың кеңістікте үлестірілуінің өзгеруі бойынша – бос немесе тіркелген;

олардың табиғи немесе ғимарат реакциясы бойынша – статикалық және динамикалық.

5.4.5 Әсер етулер модель ретінде суреттеліп жазылуы керек, бірнеше репрезентавтивті мәні болуы мүмкін, көп жағдайда оның шамасы бір склярмен көрсетіледі.

5.4.6 Әсер етулердің сипаттамалы мәні ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 сай қабылдау керек, ал жүктемелер бойынша жеке қауіпсіздік коэффициенттерінің сай мәнін осы Құралдың А қосымшасынан ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 алу керек. Әсер етулердің сипаттамалы мәнін тапсырыс берушімен келісу бойынша қабылдауға рұқсат етіледі, тек ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 тағайындаған мәнінен төмен болмау керек. Әсер етулердің есептік мәні және олрдың комбинациясы шектік күйдің түріне және есептік ситуацияға байланысты А қосымшасы бойынша қабылдау керек.

5.5 Бетон және темірбетон конструкцияларының шектік күйлері

5.5.1 Бетон және темірбетон конструкцияларын есептеу шектік күйлерінің әдістері бойынша талаптарына сәйкес жүргізу керек.

5.5.2 Шектік күй бойынша есептеу шектік күйдің қарастырылуына сай әсер етулер мен ғимарат есептеу модельдерінің көмегімен орындау керек.

5.5.3 Есептеуді жүктеу жағдайларының есебі және барлық есептеу ситуацияға сәйкес орындау керек.

5.5.4 5.5.1 баптарының талаптарына сай болу үшін жеке коэффициенттерімен

есептеу әдісін қолдану керек.

5.5.5 Есептеулер ғимараттың немесе құрылыстың барлық қызмет мерзімін сенімділікпен қамтамасыз ету керек, сондай–ақ оларға ұсынылатын талаптарына сай өндірістік жұмыс кезеңінде.

5.5.6 Есептеулер көтергіш қабілеттілігінің шектік күйлері бойынша:

есептеу беріктік бойынша;

есептеу нысандардың орнықтылығы бойынша (жұқа қабырғалы конструкциялар үшін);

есептеу жағдайлардың орнықтылығы бойынша (төңкеру, сырғанау бетіне шығу).

5.5.7 Беріктік бойынша есептеулер, сондай–ақ бетон және темірбетон конструкцияларының шыдамдылықтары бойынша есептеулеркүші бар нормативті құжаттармен тағайындалуына сай тиісті шектік мәнінен аспайтын есептеу әсерінен болатын конструкциялардан конструкциялардағы деформациялар, кернеулер мен күштер шартымен жүргізіледі.

5.5.8 Конструкциялар нысандарының орнықтылығы бойынша (табан мен конструкциялардың бірігіп жұмыс істеуін есепке алу, олардың деформациялық қасиеттері, табанымен байланысы бойынша жылжуына кедергі және т.б.) есептеу, сондай–ақ жағдайлардың орнықтылығы бойынша конструкциялардың бөлек түрлеріне нормативті құжаттарына сай жүргізілуі тиіс.

5.5.9 Жарамды пайдаланудың шектік күйі бойынша есептеулерге жатады:

– жарықтардың пайда болуы бойынша есептеу;
– жарықтардың ашылуы бойынша есептеу;
– деформация бойынша есептеу.

Конструкцияларды жарамды пайдаланудың шектік күйі бойынша есептеуде материалдарға арналған жеке қауіпсіздік мәнін 1ге тең етіп қабылдау керек, есептеуде серпімділік модулінің орта шамасын және материлдардың беріктік сипаттамалы мәнін қабылдайды.

5.5.10 Жарықтың пайда болуы бойынша бетон және темірбетон конструкцияларын есептеу жарық пайда болғандағы конструкциялармен қабылданатын тиісті шектік мәнінен аспайтын есептеу әсерінен болатын комбинацияларынан конструкциядағы деформациялар, кернеулер мен күштер шартымен жүргізіледі.

5.5.11 Жарықтың ашылуы бойынша бетон және темірбетон конструкцияларын есептеу конструкцияға қойылатын талаптарға, оның пайдалану шартына байланысты (қоршаған ортаның әсер етуі және арматура коррозиясының ерекшелігі есебімен материалдардың сипаттамасы) 5.1 кестеде келтірілген тиісті шектік мәнінен аспайтын есептеу әсерінен болатын комбинацияларынан конструкцияда жарықтың ашылуы екі шарттан жүргізілуі тиіс.

Күші бар нормативті құжаттарға сай агрессивті шарттарында пайдаланатын конструкциялар үшін коррозиядан қорғау бойынша қосымша шаралар қарастыру керек.

5.5.12 Деформация бойынша бетон және темірбетон конструкцияларын есептеутиісті шектік мәніне сай аспайтын есептеу әсерінен болатын

комбинацияларынан конструкцияларда тербеліс амплитудасы мен жылжуы, бұрылыс бұрыштары, майысымдар шарттарымен жүргізу керек.

5.1 кестесі –Жарықтың ашылу енінің шақтамалы шектік мәні

ҚР ҚН EN 1992–1–1:2004/2011 4.1 кестесі бойынша пайдалану шарты бойынша кластары	Темірбетон элементтері
	А қосымшасы бойынша жүктемелердің квазитұрақты комбинациясы
X0, XC1	0,4
XC2, XC3, XC4, XF1, XF3	0,3
XA1, XA2, XD1, XD2, XF2	әсер ететін нормалар бойынша

СТАТИКАЛЫ ТҰРҒЫДА АНЫҚТАЛМАЙТЫН ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРЫНДАҒЫ КҮШТЕРДІ ҚАЙТА БӨЛУДІ ЕСЕПКЕ АЛА ЕСЕПТЕУДЕГІ ЖАЛПЫ ТАЛАПТАР

5.1 [5.1.1(1)Р ҚР ҚН EN 1992–1–1] Конструкцияларды есептеу мақсаты барлық конструкция бойында немесе оның бөліктерінде салыстырмалы деформациялар мен жылжуларда кернеулер немесе моменттер мен ішкі күштердің бөлуін анықтайды

5.2 Нақты Құралда көрсетілген талаптар мен есептеулер қарапайым және алдын ала кернеуленген құрама, тұтасқұйма және құрама–тұтасқұйма статикалы тұрғыда анықталмайтын темірбетон конструкцияларына тарайды.

5.3 [5.1.1(4)Р ҚР ҚН EN 1992–1–1] Есептеуде мінсіздікті қолдану керек: конструкцияның геометриясы сияқты, оның қасиетіне де. Мінсіздікті оның шешуіне байланысты таңдау қажет.

5.4 [5.1.1(5)Р ҚР ҚН EN 1992–1–1]Есептеуде геометрия және конструкциялардың қасиеттерінің әсері барлық құрылыс кезеңде ескерілуі керек.

5.5 Нақты Құралда қарастырылған статикалы тұрғыда анықталмайтын темірбетон конструкцияларын күшті қайта бөлуді (үлестіруді) есепке алуда 1.3 ҚР ҚН EN 1992−1−1:2004/2011 б.көрсетілген алғышарт әсер етеді

5.6 Күшті қайта бөлуді есепке алу күшті қайта бөлумен құрылымдалған статикалы тұрғыда анықталмайтын темірбетон конструкциялары үшін қажетті. Күшті қайта бөлуді есепке алу материал шығынын төмендетуге, темірбетон элементтерін дайындауда технологияларын жақсартуға және олрды дайындау мерзімін қысқартуға мүмкіндік жасайды.

5.7 [5.5(2) ҚР ҚН EN 1992–1–1]Қайта бөлуді шектеуге байланысты сызықты–серпімді есептеуін көтергіш қабілеттілігі бойынша шектік күйін тексеруде конструктивті элементтерді есептеу үшін қолданылуы мүмкін. Осы жағдайда пайда болған июші моменттер жүктелген жүктемемен тепе–теңдікті сақтау шартына байланысты қайта бөлінуі мүмкін. Егер пластикалық топса айналасында бұрылу бұрышы анықталмайтын болса, онда моменттерді қайта бөлуден аулақ болу керек.

5.8 [5.5.1(7) ҚР ҚН EN 1992–1–1] Ғимараттарда көлденең және бойлық күштерден пайда болатын сызықтық элементтер мен тақталарда деформациялардың болуы

ескерілмеуі мүмкін, егер олар иілудегі деформация 10 % аз болса.

5.9 Жалпы орнына түспейтін деформациялар шапшаң өсуімен сипатталатын серпімділік есебіне сай сымдалған темірбетон конструкцияларының көтергіш қабілеттілігі бойынша шектік күйі келесі алғышарт қабылданған шектік тепе–теңдік әдісімен есептелуі мүмкін:

1. тепе–теңдік теңдеуіне кіретін геометриялық шамалардың өзгеруін есепке алмай оның көтеру қабілеттілігінің таусылуына дейін конструкция деформациялары кіші болып қабылданады;
2. конструкция элементтеріндегі күштер оның көтергіш қабілеттілігін анықтайтын шектік шарттармен шектелуі болу керек, осы элементтердің деформациялары шапшаң өсуі мүмкін.

Бірінші алғышарт орындалуы үшін конструкциялар жеткілікті қатаң болуы керек, алайда жеткіліктіліктің белгісі – пайда болған деформациялардың тепе–теңдік шарттарының сезгіштігі болып табылады.

Екінші алғышарт орындалуы үшін келесі ережені сақтау керек:

1) конструкцияларда бетонның сығылатын аумағының қиығын немесе оның бас сығылатын кернеуден жаншып тастауын болдырмау;
2) конструкцияларды арматуралау үшін пластикалы топсаларда рұқсат етілген үлкен деформациялы болатты қолдану керек;
3) жарық пайда болғанда жүйе жұмысының алдыңғы күйі және шектік тепе–теңдік күйі арасындағы өзекті жүйелерде күштерді қайта бөлудегі кенет өзгешеліктен қашқақтау керек;
4) өзекті жүйелер үшін есептік қималарды таңдау жүргізетін күштер шамасын серпімді жүйелер есебімен алынатын күштерден кенет айырмашылығы болмайтындай етіп қабылдау керек;
5) есептеу қималарында шектік күштер жарықтары бар конструкция жұмысында 20% астам төмен жағына ауытқуына болмайды, бірақ пластикалы топсаларысыз;

5.10 Шектік тепе–теңдік әдісінде екі алғышарт орындалғанда конструкциялардың көтергіш қабілеттілігінің шектелуіне жауап беретін жүктеме үлкен болады, жүйенің барлық элементтері үшін шектелген шарттар сияқты тепе–теңдік шарттарын сақтаған жағдайда;

Мүмкін болатын жылжуларда шектік ішкі күштер мен сыртқы күштер жұмыс теңдіктерімен анықталатын жүктеме шамасы олардың кіші мәндеріне тең. Мүмкін болатын жылжулар осы шартты қанағаттандыратын көтергіш қабілеті таусылуында конструкциялардың сыну сұлбасын анықтайды

5.11 Статикалы тұрғыда анықталмайтын жүйелерде қабілеті таусылуына дейін жалпы деформациялар аз болғанда пластикалық топсалар деп аталатын үлкен жергілікті деформациялар пайда болуы мүмкін, ал тақталарда – сыну сызығы. Статикалы тұрғыда анықталмайтын жүйелерде сыну сызығы немесе пластикалық топсалардың пайда болуы оларды статикалы анықталмайтын жүйелерге айналдырады.

5.12 Сыну сызығы немесе пластикалық топсаларда олардың конструкция бөліктерімен біріктіретін бұру бұрыштары пайда болады, бұрылу тек бір бағытта ғана

болады. Пластикалық топсаларда немесе сыну сызығында конструкцияның есептік сұлбасын конструкцияның сыну сұлбасы деп атайды. Пластикалық топсаларда немесе сыну сызығындағы деформациялар жүйедегі күштерді елеулі қайта бөледі.

5.13 [5.2(2)Р ҚР ҚН EN 1992–1–1] Көтергіш қабілеті бойынша шектік күйді тексеруде жетілмеген тұрақты және ерекше есептеу жағдайларды қарастыру керек.

5.14 [5.2(5) ҚР ҚН EN 1992–1–1] Жетілмеушілік θ_i көлбеу бұрышымен көрсетілуі мүмкін, ол келесімен анықталыды:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m, \tag{6.1}$$

ондағы θ_0 – негізгі базалы мән;

α_h –биіктікке немесе ұзындыққа арналған төмендеуші коэффициент:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; \qquad \frac{2}{3} \le \alpha_h \le 1; \tag{6.2}$$

α_m – m элементтер санына арналған төмендеуші коэффициент:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)}, \tag{6.3}$$

мұндағы l – биіктік немесе ұзындық, м;

m – жалпы тиімділікке үлес қосатын вертикаль конструктивті элементтер саны.

5.15 [5.2(6) ҚР ҚН EN 1992–1–1] l және m ((6.1) формуласына қара) анықталатын ережелері үш негізгі жағдайларды (6.1 сурет) ажырату қажет етуі үшін қарастырылатын әсер етуге байланысты:

- жеке бөлшекке әсер етуі: l = элементтің шын мәніндегі ұзындығы, $m = 1$;
- бекітелген жүйеге әсер ету: l =ғимарат биіктігі, m = байланыс жүеде горизонталь күштерге үлес қосатын вертикаль конструктивті элементтер саны;
- горизонталь жүктемелерді бөлетін жабын және аражабын диафрагмаларына әсер етуі: l = қабат биіктігі, m = аражабынға жалпы горизонталь күшке үлес қосатын қабаттағы вертикаль бөлшектер саны.

5.16 [5.2(7) ҚР ҚН EN 1992–1–1] Жеке бөлшектер үшін a) және b) екі түрлі әдістер әсері ескерілуі мүмкін:

a) e_i эксцентриситет ретінде – формула бойынша

$$e_i = \frac{\theta_l l_0}{2}, \tag{6.4}$$

ондағы l_0 – есептік ұзындық.

Қабырғалар және жеке ұстындарға арналған бекітілген жүйелерде жеңілдік үшін әрқашан $e_i = l_0/400$ қабылданады, ал мәні $\alpha_h = 1$;

b) H_i көлденең бүйір күші ретінде, бұл жағдайда, максимал моменттерді тудырады: бекітілмеген элементтер үшін (6.1 а1 суретке қара):

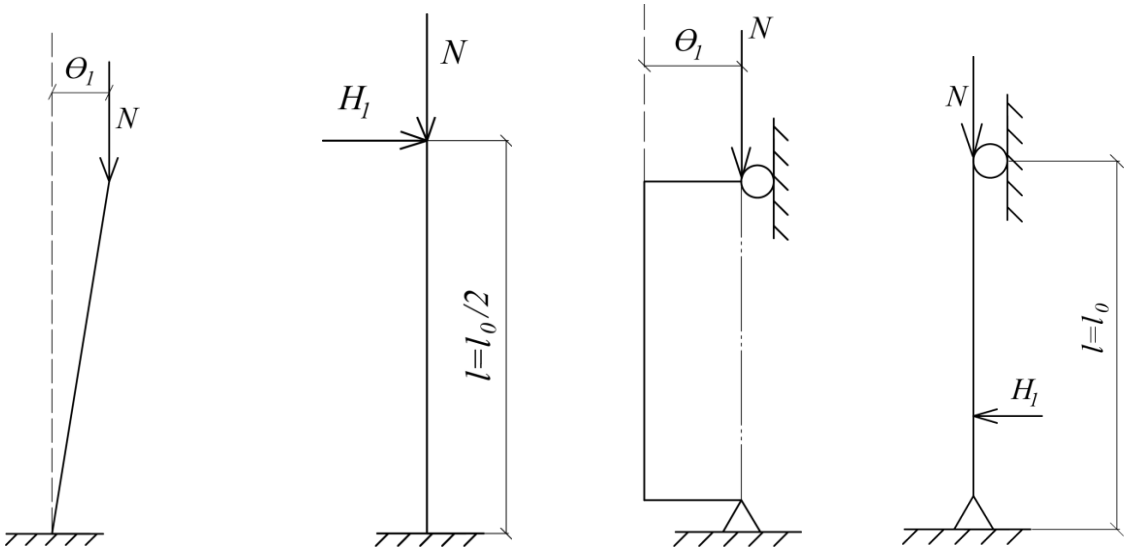
$$H_i = \theta_i N; \tag{6.5}$$

бекітілген элементтер үшін (6.1 а2 суретке қара):

$$H_i = 2\theta_i N, \tag{6.6}$$

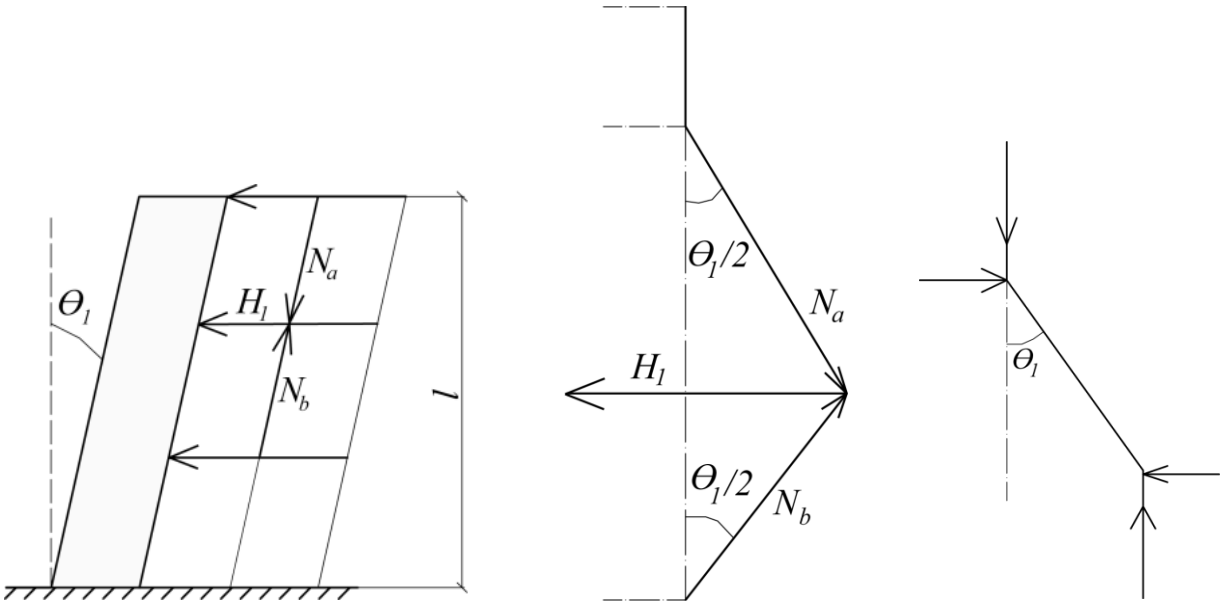
ондағы N – бойлық күштер.

ЕСКЕРТУ Эксцентриситет статикалы тұрғыда анықталатын элементтер үшін қолданылады, тек көлденең жүктемелер статикалы тұрғыда анықталатын және статикалы тұрғыда анықталмайтын элементтер үшін қолданылады. H_i күші көлденең әсер тею эквивалентімен ауыстырылуы мүмкін



а1) күшейтілмеген элементтер а2) күшейтілген элементтер

а) Горизонталь күштер немесе эксцентриситетпен түсетін көлденең күштері бар жеке элементтер



b) күшейтілген жүйе c1) аражабын диафрагмасы c2) жабын диафрагмасы

Сурет 6.1 – Геометриялы жетілмеген әсер ету мысалдары

5.17 [5.2(8) ҚР ҚН EN 1992–1–1] Конструкциялар үшін θ_i көлбеу бұрыш әсері басқы әсер етулермен бірге есептеуде ескерілетін көлденең күштер ретінде көрсетілуі мүмкін.

Бекітілмеген жүйелерге әсер ету (Сурет 6.1 b):

$$H_i = \theta_i \cdot \left(N_b - N_a \right). \tag{6.7}$$

Аражабын диафрагмасына әсер етулер (Сурет 6.1 c1):

$$H_i = \theta_i \cdot \frac{\left(N_b + N_a \right)}{2}. \tag{6.8}$$

Жабын диафрагмасына әсер етулер (Сурет 6.2 c2):

$$H_i = \theta_i \cdot N_a. \tag{6.9}$$

Бұл жағдайда N_a и N_b бойлық күштер болып табылады, H_i мүмкіндік туғызады.

5.18 [5.2(9) ҚР ҚН EN 1992–1–1] Жұмыс өндірісінде күнделікті ауытқулардан пайда болатын жетілмеушілікті ескеру үшін бекітілген жеке ұстындар мен қабырғалар үшін қысқартылған альтернативті ретінде $e_i = l_0/400$ эксцентриситетті қолдануы мүмкін.

5.19 [5.1.3(1)Р ҚР ҚН EN 1992–1–1] Әсер етудің жиынтығын (ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, 6 бөлім қара) анықтауда конструкциялардың немесе конструкция бөліктерде барлық көлденең қималар үшін қатерлі есептік шарттар анықтауда жеткілікті:

1) әрбір екінші аралық тұрақты немесе ауыспалы есептік жүктememен

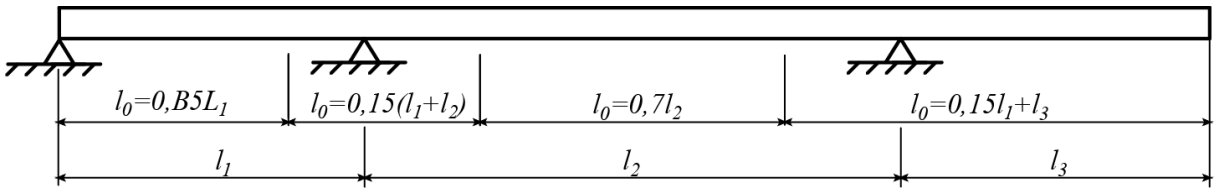
($\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$) жүктелген, ал қалған аралықтар тұрақты жүктememен $\gamma_G G_k + P_m$ жүктелген;

2) екі түрлі жанама аралықтар ауыспалы және тұрақты жүктememен *($\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$)* жүктелген, қалған басқа аралықтар тұрақты жүктememен *($\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$)* жүктелген, Қалған басқа аралықта тек тұрақты жүктememен $\gamma_G G_k + P_m$ жүктелген.

5.20 [5.1.3(1)Р ҚР ҚН EN 1992–1–1] Көтергіш қабілеттелегі бойынша шектік үйді тексеруде температура деформациясымен, шөгу және отыру пайда болған эффектер үшін жылжу әсерін ескеретін созылудағы бетон жұмысын ескермейтін жарықтары бар кішігірім қатаңдық қима қабылдануы мүмкін. Пайдалану жарамдығы бойынша шектік үкйді тексеруде, ереже бойынша, жарықтың дамуын есептеу керек.

5.21 [5.3.2.1(2) ҚР ҚН EN 1992–1–1] Тақтаның тиімді ені, ереже бойынша, 6.2 суретте көрсетілгендей нөлдік моменттерді нүктелер арасындағы l_0 арақашықтыққа негізделе анықтау керек.

ЕСКЕРТУ Консольдің ұзындығы көршілес жатқан аралықтың жартысынан аз шаманы құрау керек, ал көршілес жатқан аралықтың қатынастары 2/3 – 1,5 болу керек.



Сурет 6.2 – Сөренің тиімді енін есептеу үшін l_0 анықтау

5.22 [5.3.2.1(3) ҚР ҚН EN 1992–1–1] Тавр нысанды және *L*–тәріздес арқалықтар үшін b_{eff} сөресінің тиімді ені тепе–теңдіктен шығады:

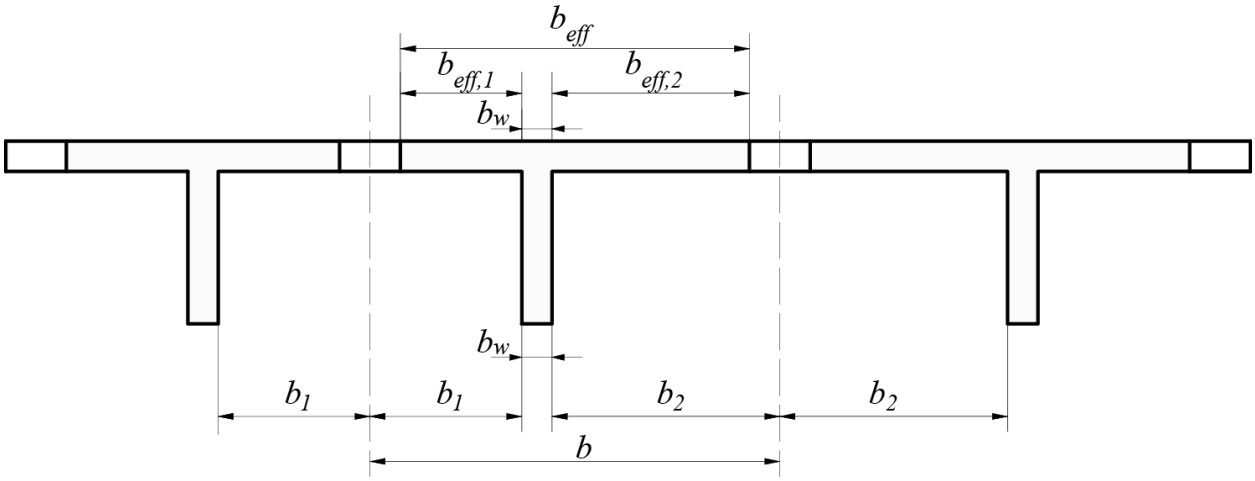
$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \le b \tag{6.10}$$

Бұл жағдайда

$$b_{\text{eff},i} = 0,2 b_i + 0,1 l_0 \le 0,2 l_0 \tag{6.11}$$

$$b_{\text{eff},i} \le b_i \tag{6.12}$$

Белгілерін 6.2 және 6.3 суреттерде қара.



Сурет 6.3 – Сөре енінің тиімді параметрлері

5.23 [5.3.2.2(1) ҚР ҚН EN 1992–1–1] l_{eff} тиімді аралығы формула бойынша анықталады:

$$l_{\text{eff}} = l_{\text{n}} + a_1 + a_2, \tag{6.13}$$

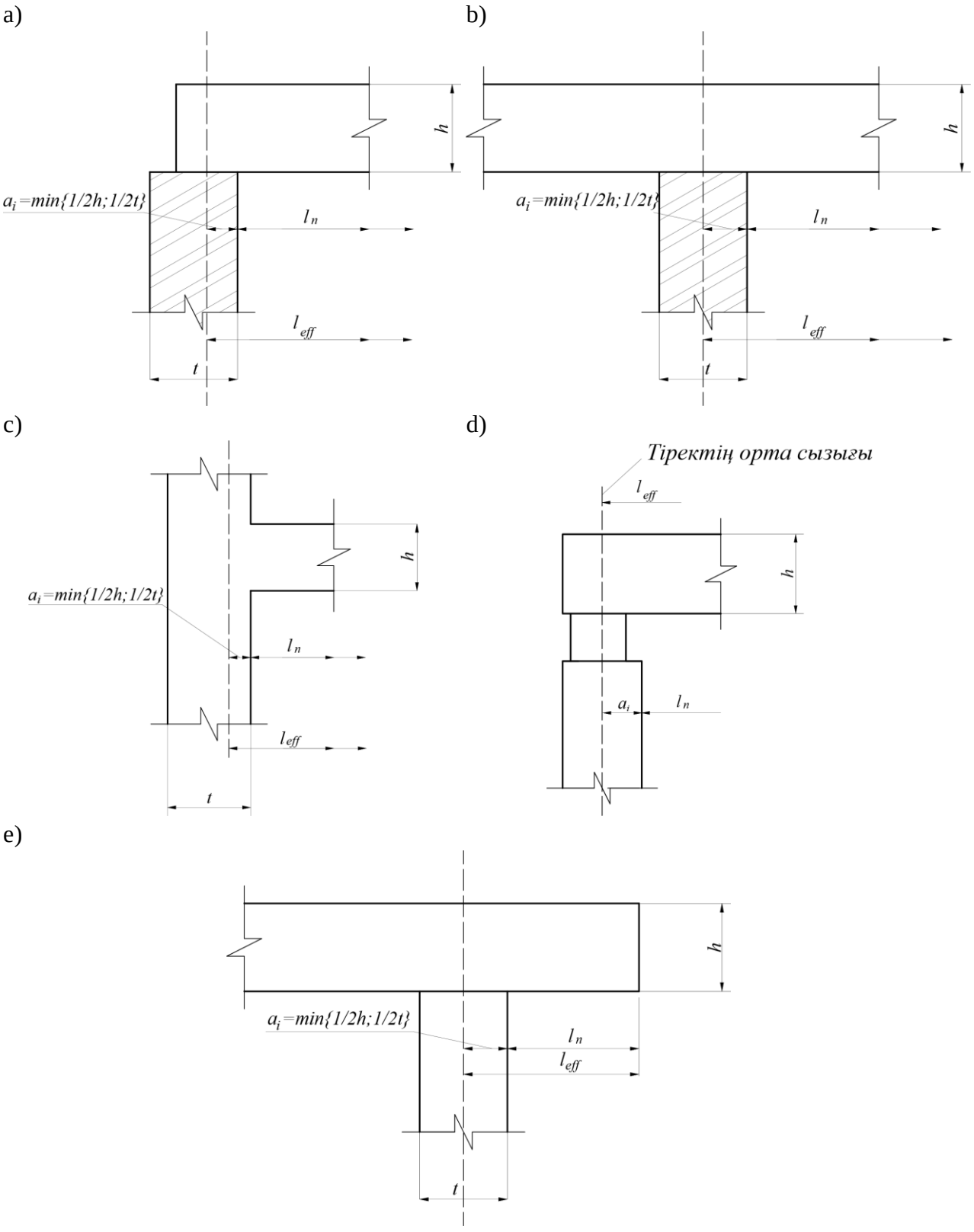
ондағы l_n – тірек шеттерінің арасындағы жарықтағы арақашықтық.

a_1 и a_2 мәндері аралықтың екі шеттері үшін сүйенетін түрлі жағдайында 6.4 суреті бойынша анықталады , ондағы t – тіректің ені.

5.24 [5.3.2.2(2) ҚР ҚН EN 1992–1–1] Тілінбеген тақталар, ереже бойынша, тіректегі бұрылысты шектемейтінін есепке ала есептелуі тиіс.

5.25 [5.3.2.2(3) ҚР ҚН EN 1992–1–1] Егер арқалық пен тақта тірекпен тұтасқұйма біріктірілсе,, ереже бойынша, тіректердің қыры бойынша қатерлі тірек есептік моментін анықтау қажет. Тірекке берілетін есептік момент пен реакциялар, ереже бойынша, күштерді қайта бөлу есебімен және серпімділік есептеуден алған мәндерден жоғары етіп анықтау қажет.

ЕСКЕРТУ Тіректің жақтарындағы момент элементтердің шеттерін толық бітегенде болған моменттерден 0,65–тен кем болмау керек.



a – тілінген элементтер; b – тілінбеген элементтер; c – толық қысып ұсталынған тірек;
d – тіректердің орналасуы; e –консоль

Сурет 6.1 –Түрлі тірелетін шарттар үшін тиімді аралығы l_{eff}

5.26 [5.3.2.2(4) ҚР ҚН EN 1992–1–1] Тілінбеген тақталарда есептік әдісіне байланысты емес бұрылуға кедергі жасамайтын ретінде қарастырылатын тіректер есептеу аралағында анықталатын тірек үстіндегі моменттердің есептік мәні, тірек арасындағы арақашықтық тең болғанда, ΔM_{Ed} мәніне азаюы мүмкін:

$$\Delta M_{Ed} = \frac{F_{Ed,\sup} t}{8}, \qquad (6.14)$$

ондағы $F_{Ed,sup}$ – тірек реакциясының есептік мәні;
t – тірек ені. ширина опоры.

5.27 [5.5(4) ҚР ҚН EN 1992–1–1] Тілінбеген арқалықтар немесе тақталар:

1) көбінесе иілуге шалдығады;

2) 0.5-тен 2.0 аралығында көршілес аралықтар ұзындығының қатынасы, бұрылуға қабілеттігін нақты тексерусіз иіюші моменттерді қайта бөлуін жүргізуге болады, егер шарттарда:

$$\delta \geq 0{,}44 + 1{,}25 \cdot \left(0{,}6 + \frac{0{,}0014}{\varepsilon_{cu2}} \right) \frac{x_u}{d} \quad \text{для } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа}, \qquad (6.15)$$

$$\delta \geq 0{,}54 + 1{,}25 \cdot \left(0{,}6 + \frac{0{,}0014}{\varepsilon_{cu2}} \right) \frac{x_u}{d} \quad \text{для } f_{ck} > 50 \text{ МПа}, \qquad (6.16)$$

ондағы δ – қайта бөлу моменттерінің серпімді июші моменттерге қатынасы;
x_u – қайта бөлуден кейінгі көтергіш қабілеттігі бойынша шектік күйді тексеруде қиманың сығылған аймақ биіктігі;
d – көлденең қиманың жұмыстық биіктігі;
ε_{cu2} – бетон деформациясының салыстырмалы шегі.

$\delta \geq 0{,}7$ болғанда B және C арматура кластарын қолданады, $\delta \geq 0{,}8$, болғанда A класты арматуралы болатты қолданады.

7. СТАТИКАЛЫ ТҰРҒЫДА АНЫҚТАЛМАЙТЫН ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРЫНЫҢ ЖУЫҚ ЕСЕПТІК ӘДІСТЕРІ

7.1 Жалпы ережелер

Статикалы тұрғыда анықталмайтын темірбетон конструкциясының көтергіш қабілеті бойынша есептеуді бетон және арматураның серпімді емес деформациясынан болатын қайта бөлу күштерін есепке ала және конструкция қималарында жарықтың болуын есепке ала жүргізеді ([1]-[4]). Бетон және арматураның серпімді емес деформациясы және жарықтың болуын есепке алу деформация моделіне негізделе жүргізуі ұсынылады. Темірбетон өзекті конструкциялары және екі бағытта иілетін тақталарда күштерді қайта

бөлуді есепке ала есептеуде жуық шама әдістерімен жүргізуге рұқсат етіледі, осы бөлімдегі нұсқауларға сәйкес.

Екі бағытта иілетін тақталарда күштерді қайта бөлуді есепке ала есептеуде кинематикалық тәсілмен шектік тепе–теңдік әдісімен жүргізуге рұқсат етіледі. Бұл жағдайда конструкциялардың көлденең қималарының иімділігі оның бұзылу механизмінің қалыптасуы үшін жеткілікті болуы керек.

Конструкциялардың көлденең қималарының иімділігімен қамтамасыз ету үшін келесі шарттардың орындалуын бақылау керек:

– шектікте беріктік күйі бойынша конструкциялардың көлденең қималарында сығылған аймақтың биіктік есептік мәні ($\xi \le \xi_{\lim}$) қырының шетінен аспауы керек;

– жұмыс арматурасы ретінде В және С класты арматураларын қабылдау керек, аққыштық физикалық алаңы болуы шарт.

7.2 Жазық арқалық тақталар

7.2.1 Арқалыққа жақтары $l_1 / l_2 > 3$ қатысты тақтаның контуры бойымен тірелген немесе екі жақтарымен тірелген жазық тақталар жатады.

Арқалық тақталарын есептеуде екі метр жолақтың қысқа жағына параллель тақтадан кесілуі ретінде қарастырған жөн [1], [2].

7.2.2 l есептік аралықты арқалықтар немесе қырлармен байланысты тұтасқұйма арқалық тақталар үшін жарық аралыққа тең етіп қабылданады (арқалық немесе бүйір қыр шеттеріндегі қырлар арасындағы арақашықтық)

Есептік аралықты тіркелген тіректе тақтаның бір шетіне топсалы тірелетін есептік бос тіреуден аралық немесе бүйір қыр шеттеріне дейінгі арақашықтыққа тең етіп қабылдайды.

Жазақтың бос тіреуінде арқалықтың есептік аралығын тақта қалыңдығының жартысына артқан жарық арақашықтығына тең етіп қабылдайды.

7.2.3 Тең үлестірілген (қайта бөлінген) жүктемемен жүктелген арқалықтың есептік аралығын есептеуде аралық және тіреуіш моменттерін аралас тіреудің тіреуіш моменттеріне және аралықтағы максимал моментінің жартылай сомасы шарттарынан қабылдау керек:

$$M_{Ed} = \frac{pl^2}{8} \qquad (7.1)$$

бұл жағдайда шеткі бос тіреуіште тірек моментінің мәнін 0–ге тең етіп қабылдайды, ал қалған тірек және аралық момент мәндерін мынаған тең етіп қабылдау керек:

$$M_{Ed} = \frac{pl^2}{24} \qquad (7.2)$$

ондағы p – толық тең үлестірілген есептік жүтеме;

l – тақтаның есептік аралығы.

7.2.4 Аралықтары тең емес арқалық тақтаның есептеуін келесі ретпен жүргізе керек:

– үлкен аралық үшін аралық моменттің мәне қабылданады:

а) Егер тақтаның үлкен аралығы бос тіреумен болса, онда – арақатынас шегінді:

$$\frac{hl^2}{11} \geq M_{Ed} \geq \frac{pl^2}{14} \tag{7.3}$$

б) Егер тақтаның үлкен аралығы бос тіреуі болмаса, онда – арақатынас шегінді:

$$\frac{hl^2}{16} \geq M_{Ed} \geq \frac{pl^2}{24} \tag{7.4}$$

– (7.3) және (7.4) бойынша қабылданған (7.1) шартынан алынған моменттің есептік тірек моментінің мәні қарастырылатын үлкен аралық үшін анықталады;

– үлкен аралықтар үшін тірек моментінің есептік мәні қабылданатын есебімен тақтаның қалған аралықтарындағы тірек және аралық моменттерінің мәні (7.2.3) нұсқауы бойынша анықталады.

7.2.5 Аралықтағы тең арқылық тақтаны есептеу төмендегілерді қабылдап жүргізу керек:

– орталық аралықта аралық моменттер мәні формула бойынша:

$$\frac{pl^2}{24} \leq M_{Ed} \leq \frac{pl^2}{16} \tag{7.5}$$

– шеткі аралықтағы және тақтаның шеткі екінші тірегіндегі тірек моменттеріндегі аралық моменттер мәні формула бойынша:

$$\frac{pl^2}{14} \leq M_{Ed} \leq \frac{pl^2}{11} \tag{7.6}$$

– орта тірегіндегі тақтаның шеткі екінше тірегінен басқа аралық моменттер мәні формула бойынша:

$$\frac{pl^2}{14} \leq M_{Ed} \leq \frac{pl^2}{16} \tag{7.7}$$

7.3 Екі бағытта жұмыс істейтін тік бұрышты тақталар

7.3.1 Шектік тепе–теңдік әдісін кинематикалы тәсілмен жазықтық тақталар екі бағытта иілетін статикалы тұрғыда анықталмайтын көтергіш қабілетін есептеу тақтаны бекіту шартымен келісілетін мүмкіндік ауыстырулар, өздігінен бір рет өзгерілетін жүйелер, оның сынық сұлбасын қарастыруға арналған шексіз аз жалжуында сыртқы және шектік ішкі күштер тепе–теңдігінің жұмыс шарттарынан жүргізу керек [1], [3].

7.3.2 Вертикаль жүктемелер жүктеген жалпы жағдайлар үшін тақтаның жазық буындарының өте аз жылжуында сыртқы және шектік ішкі күштерінің виртуалды жұмыстарының тепе–теңдігін келесі түрмен жазуға болады:

$$W \le U \tag{7.8}$$

ондағы W и U – тақта буындарының өте аз жылжуында сыртқы және ішкі күштерге сай жұмыс:

$$W = \sum_j Q_j \cdot y_j + \int p \cdot y \cdot dA \tag{7.9}$$

$$U = \sum_i m_i \cdot l_i \cdot \phi_i \tag{7.10}$$

мұнда Q_i и y_i – тақтаға әсер ететін шоғырланған күштер және олардың әсер тету бағыты бойынша салынған нүктенің жылжу жылдамдығы;

p и y – тақтаға әсер ететін толық бірдей есептік үлестірілген жүктеме және осы жүктеменің әсер ету облысындағы салнған нүктенің жылжу жылдамдығы;

dA – бірдей үлестрілген жүктеменің әсер теу облысындағы тақтаның дифференциал ауданы;

m_i – тақтаның i–дегі сызықты пластикалы топсаларындағы июші шектік моменттердің погонды орташа мәні; тақталар буындарының өзара бұрылу жылдамдығы;

ϕ_i – i–дегі сызықты пластикалы топсаларындағы тақталар буындарының өзара бұрылу жылдамдығы.

7.3.3 Тек бірдей үлестірілген жүктememен жүктелген тақталар үшін шарт мынандай түрде болады:

$$p \cdot V \le \sum_i m_i \cdot l_i \cdot \phi_i \tag{7.11}$$

ондағы V – бірдей үлестірілген жүктеме әсер ететін тақтаның бөлігінде виртуалды жылжулар көрсетілген көлем.

7.3.4 Аражабын тақтасының көтергіш қабілетін есептеу келесі ретпен жүргізіледі:

– аражабын тақтасының жоғары ықтималдығы бұзылу механизмін береді;

– әрбір берілетін бұзылу механизмі үшін сызықты платикалы топсаларды құрастыратын және басқа бұзылатын байланыстар үшін шектік күштерді анықтайды;

– мүмкін болатын жылжуларды ішкі және сыртқы жүктемелердің жұмысы есептеледі және олардың қатынасымен жабын тақтасының көтергіш қабілеті тексеріледі.

7.3.5 Контур бойымен тірелген тік бұрышты тақталар (7.5 суретін қара) үшін *W* сыртқы күштер жұмысын және мүмкін болатын жылжуларда *U* ішкі күштер жұмысын формулалар бойынша анықтау керек:

$$W = p\left[\frac{l_1 \cdot (3l_2 - l_1)}{6}\right] + \sum_j Q_j \cdot y_j \qquad (7.12)$$

$$U = \sum_i \left(m_1 \cdot l_2 + m_2 \cdot l_1\right) \cdot \frac{4}{l_1} + \left(m_1^{/} \cdot l_2 + m_1^{//} \cdot l_2 + m_2^{/} \cdot l_1 + m_2^{//} \cdot l_1\right) \cdot \frac{2}{l_1} \qquad (7.13)$$

ондағы l_1 и l_2 – 7.2.2. нұсқаулығына сай қабылданған тақтаның үлкен және кіші есептік аралығы;

m_1 и m_2 – тақтаның сызықты аралық пластикалық топсалардағы орташа ұзындық шектік июші моменттер:

$$m_1 = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{l_2} \cdot \left(d_1 - 0{,}5\frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot l_2}\right) \qquad (7.14)$$

$$m_2 = \frac{A_{s2} \cdot f_{yd}}{l_1} \cdot \left(d_2 - 0{,}5\frac{A_{s2} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot l_1}\right) \qquad (7.15)$$

$m_1^{/}$ $m_1^{//}$ $m_2^{/}$ и $m_2^{//}$ – тақтаның сызықты аралық пластикалық топсалардағы орташа ұзындық шектік июші моменттер:

$$m_1^{/} = \frac{A_{s1}^{/} \cdot f_{yd}}{l_2} \cdot \left(d_1^{/} - 0{,}5\frac{A_{s1}^{/} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot l_2}\right) \qquad (7.16)$$

$$m_1^{//} = \frac{A_{s1}^{//} \cdot f_{yd}}{l_2} \cdot \left(d_1^{//} - 0{,}5\frac{A_{s1}^{//} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot l_2}\right) \qquad (7.17)$$

$$m_2^{/} = \frac{A_{s2}^{/} \cdot f_{yd}}{l_1} \cdot \left(d_2^{/} - 0{,}5\frac{A_{s2}^{/} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot l_1}\right) \qquad (7.18)$$

$$m_2^{//} = \frac{A_{s2}^{//} \cdot f_{yd}}{l_1} \cdot \left(d_2^{//} - 0{,}5\frac{A_{s2}^{//} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot l_1}\right) \qquad (7.19)$$

мұнда f_{yd} – арматураның есептік кедергісі;

f_{cd} – бірінші топтың шектік күйлеріне арналған осьтік сығылған бетонның есептік кедергісі;

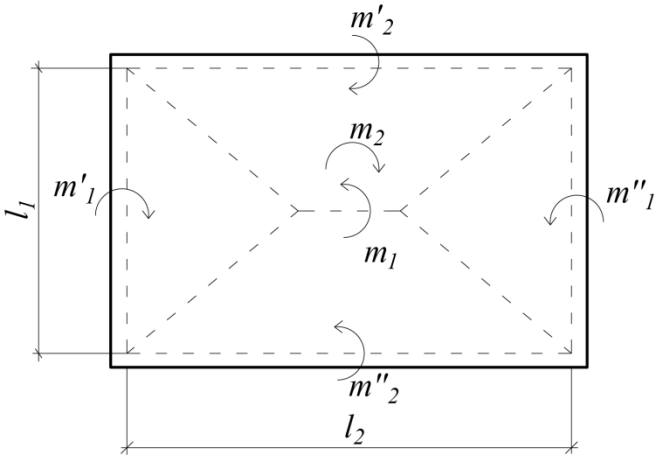
A_{s1} – тақтаның қысқа жағына параллель орналасқан және аралық сызықтың пластикалы топсаны қиып өтетін созылған арматура өзек қимасының жалпы ауданы;

A_{s2} – тақтаның ұзын жағына параллель орналасқан және аралық сызықтың пластикалы топсаны қиып өтетін созылған арматура өзек қимасының жалпы ауданы;

$A_{s1}^{/}$ и $A_{s1}^{//}$ – тақтаның қысқа жағына параллель орналасқан және тірек сызықтық пластикалы топсалар оның үлкен жақ бойымен қиып өтетін созылған арматура өзек қимасының жалпы ауданы;

$A_{s2}^{/}$ и $A_{s2}^{//}$ – тақтаның ұзын жағына параллель орналасқан және тірек сызықтық пластикалы топсалар оның үлкен жақ бойымен қиып өтетін созылған арматура өзек қимасының жалпы ауданы;

$d_i^j = h - c_i^j$.



Сурет 7.1 – Контуры бойынша тірелген тақтаның есептік сыну сұлбасы

7.3.6 Тең үлестірілген жүктememен жүктелген тік бұрышты тақталар контуры бойынша қысып ұсталынуы үшін шектік рұқсат етілетін жүктеменің мәнін формула бойынша есептейді:

$$p = \frac{12\left[\left(2m_1 + m_1^{/} + m_1^{//}\right)\cdot l_2 + \left(2m_2 + m_2^{/} + m_2^{//}\right)\cdot l_1\right]}{l_1^2\left(3l_2 - l_1\right)} \qquad (7.20)$$

7.3.7 Үш жағы бойынша тірелген тік бұрышты тақталар үшін рұқсат етілетін жүктеменің шектік мәні формула бойынша есептейді:

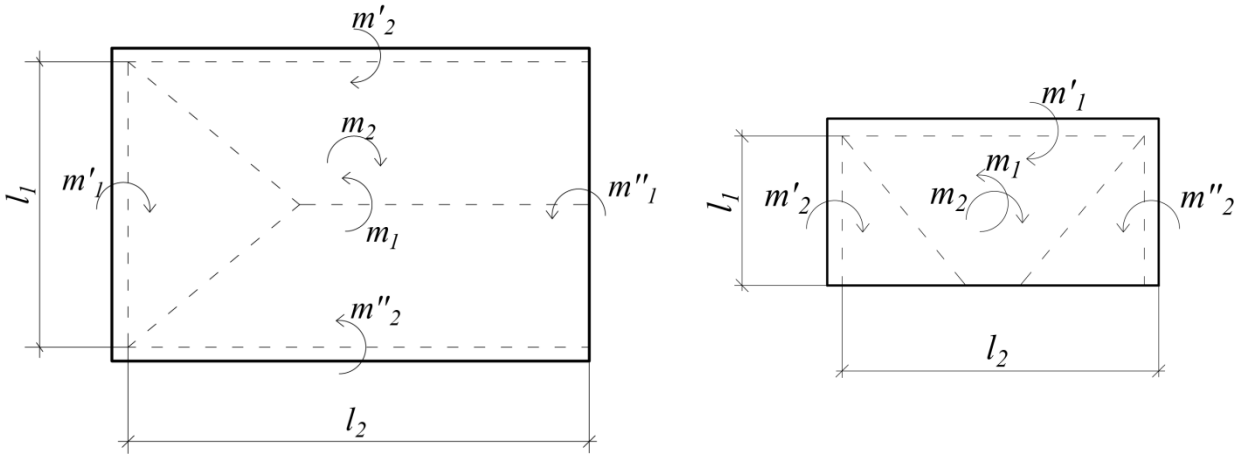
– $l_2 > 0{,}5l_1$ болғанда (7.2,а суретке қара):

$$p = \frac{24\left[\left(2m_1 + m_1^{/} + m_1^{//}\right)\cdot l_2 + \left(2m_2 + m_2^{/}\right)\cdot l_1\right]}{l_1^2\left(6l_2 - l_1\right)} \quad (7.21)$$

– $l_2 < 0{,}5l_2$ болғанда (7.2,ә суретке қара):

$$p = \frac{6\left[\left(2m_2 + m_2^{/} + m_2^{//}\right)\cdot l_2 + \left(2m_1 + m_1^{/}\right)\cdot l_1\right]}{l_2^2\left(3l_1 - l_2\right)} \quad (7.22)$$

а) ә)



Сурет 7.2 – Үш жағы бойынша тірелген тақтаның есептік сыну сұлбасы

7.3.8 Екі көршілес жатқан жақтары қысып ұсталынған және қалған екі жағы бос тік бұрышты тақта үшін рұқсат етілетін шектік мәнін бұзылған тақтаның ені мүмкінді механизмдер үшін есептелінген екі мәнінен аз етіп қабылдауға болады, формула бойынша:

– 7.3, а суретте көрсетілген механизмінің бұзылуы үшін:

$$p = \frac{6\left[\left(m_1 + m_2 + m_2^{/}\right)\cdot l_1 + m_1^{/}\cdot l_2\right]}{l_1^2\left(3l_2 - l_1\right)} \quad (7.23)$$

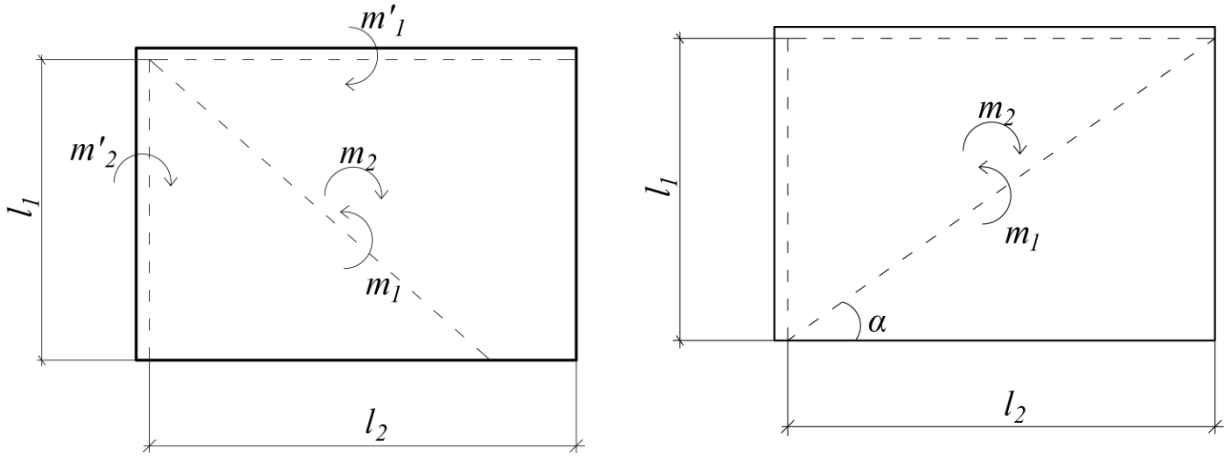
– 7.3, ә суретте көрсетілген механизмнің бұзылуы үшін:

$$p = \frac{6\left[\left(m_1^{/}\cdot\sin^2\alpha + m_2^{/}\cdot\cos^2\alpha\right)\cdot tg\alpha\right]}{l_1\cdot l_2} \quad (7.24)$$

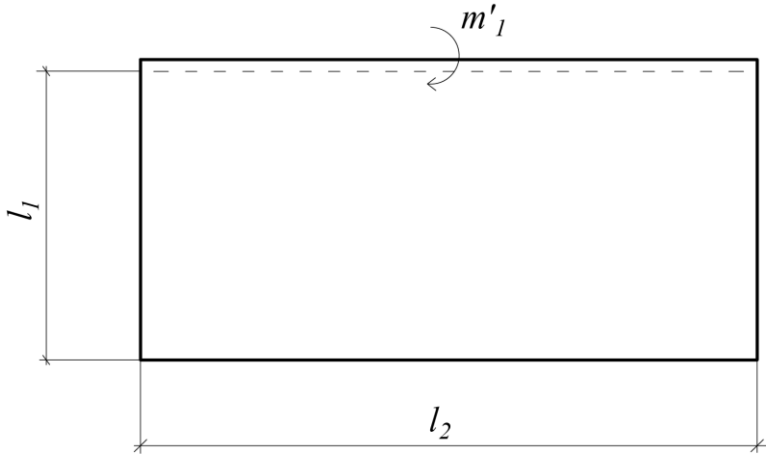
7.3.9 Бір жағы бойы қысып ұсталынған және және қалған үш жағы бос (консоль, 7.4 суретке қара) тік бұрышты тақталарға рұқсат етілген шектік мәнін формула бойынша анықтайды:

$$p = \frac{2m_1'}{l_1^2} \qquad (7.25)$$

а) ә)



Сурет 7.3 –Екі жағы бойынша тірелген тақтаның есептік сыну сұлбасы

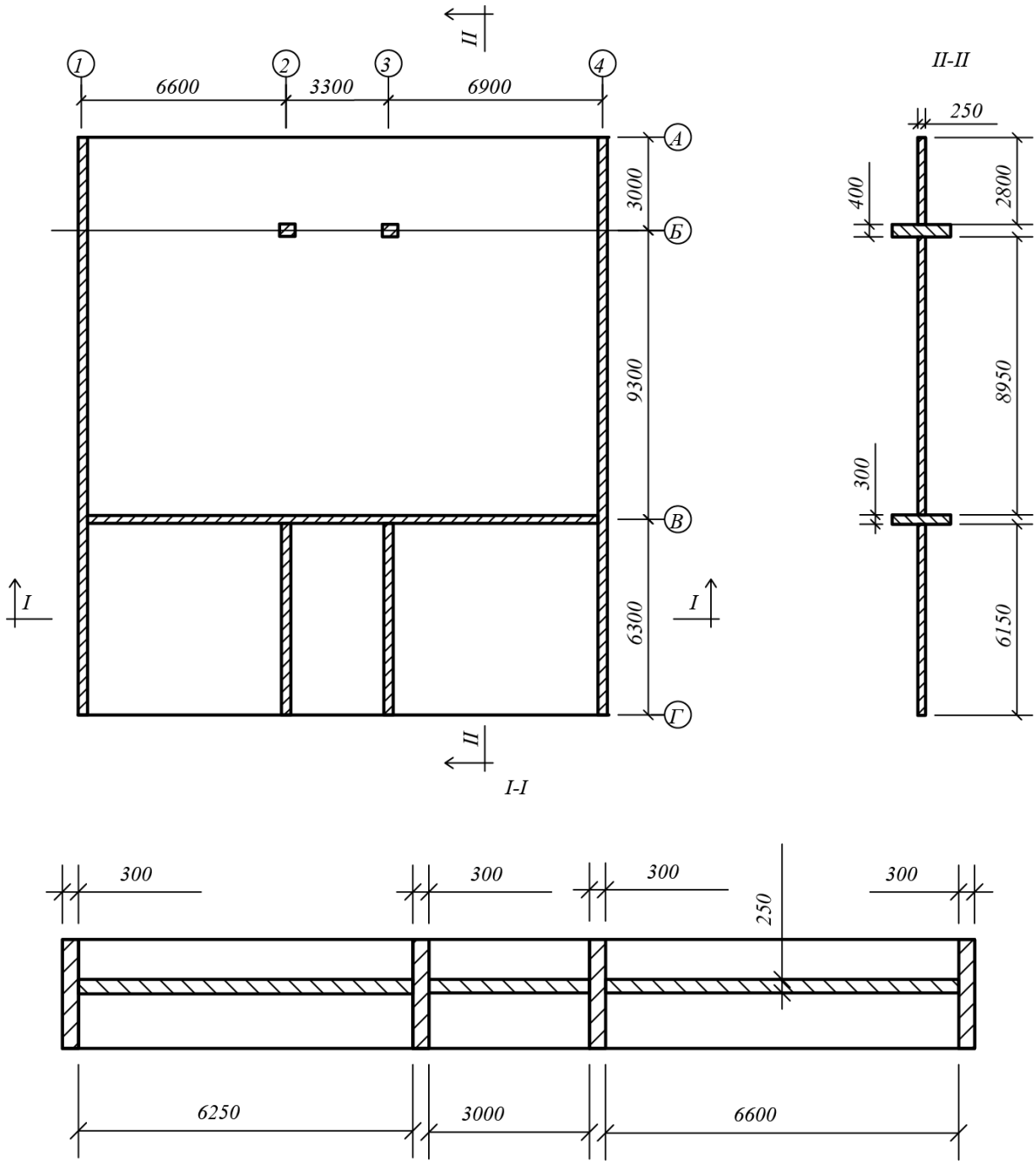


Сурет 7.4 – Бір жағы бойынша қысып ұсталынған тақтаның есептік сыну сұлбасы

7.3.10 Тақтаның бос тірелген кез келген жақтарында (7.14) – (7.16) формулаларында сынған кері сызықтағы шектік июші моменттің мәні 0–ге тең етіп қабылдайды.

1 ЕСЕП

Келесі шектелген шақтарымен тұтасқұйма жабын тақта (7.5 суретке қара) берілген: ұстындар және қабырғалармен түйіндесі – қатаң, А және Г осьтері бойы тақтада бос шеттер бар.



Сурет 7.5 – Тұтасқұйма аражабын тақтасының геометриялық өлшемдері

Тақта материалдары:

– *C25/30* класты бетон: f_{cd}=14,5 МПа;

– St–400 класты арматура: f_{yd} = 355 МПа.

Тақтаның аралық аймақтарын арматуралау 12/12/200/200 тор түрінде 5,65 см^2/пог.м. қиманың ауданымен қабылданды, тірек аймақтарын арматуралау 14/14/200/200 тор түрінде 7,69 см^2/пог.м. қиманың ауданы

Тақта қимасының геометриялық өлшемдері: d = 220 мм, $d_1^{/}$ = 200 мм, есептік аралық

– 7.5 суретте көрсетілген, ұстынның көлденең қимасының өлшемдері – 400×400 мм.

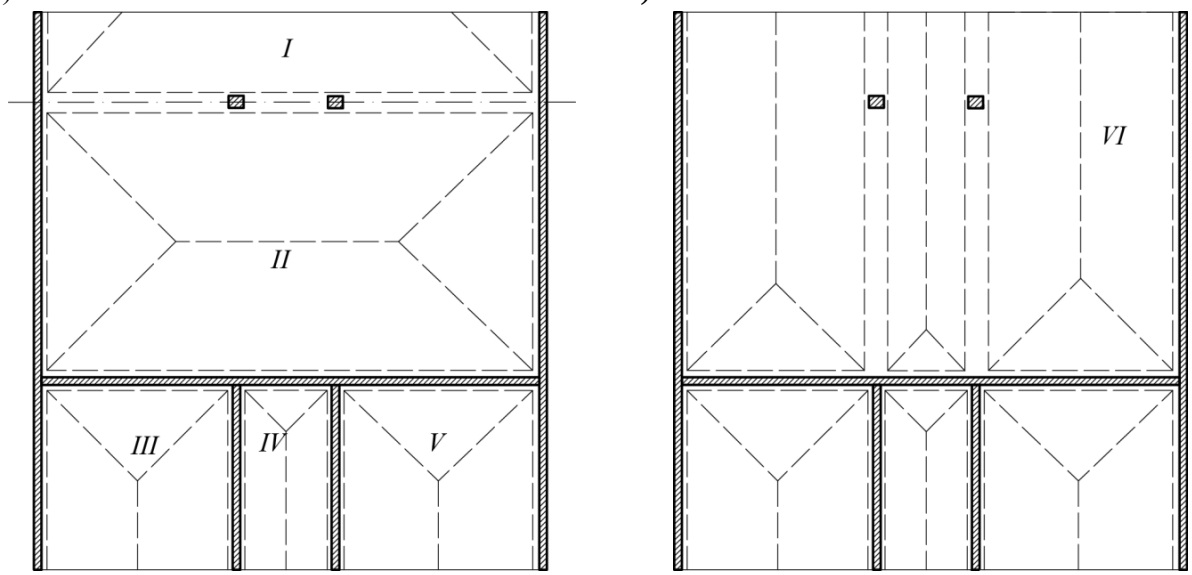
Тақтадағы толық біркелкі есептік үлестірілген жүктеме мәні $\gamma_{Gi}G_{kj}+\gamma_{Q,1}Q_{k,1}=1600\ кг/м^2$ құрастырады.

Қалыпты қималар бойынша тұтасқұйма аражабын тақтасының көтергіш қабілетін тексеру керек.

Есеп:

7.6,а. Суретте аражабын тақтасының ең қолайлы бұзылу механизмі көрсетілген. А–В осьтерімен шектелген тақта телімдері үшін 7.6,ә суретінде келтірілген бұзылу механизмі болуы мүмкін. Тақтаның арқалық және тірек аймақтарын бірдей арматуралау етіп қабылдауда тақтаның екінші телімі өте қауіпті болып саналады (7.6,а суретке қара) себебі осы телімде аралық өте көп. Сызықты пластикалық топсаларда шектік моменттерден.

а) ә)



Сурет 7.6 – Аражабын тақтасының бұзылу механизмі

Сызықты пластикалық топсаларда шектік моменттерден $m_i^{/}$.аралық және m_i тірек ұзындық мәндері (7.14) – (7.19) формулаларына сәйкес құрастырылады

$$m_1 = m_2 = 5{,}65 \cdot 3550 \cdot \left(22 - 0{,}5 \cdot \frac{5{,}65 \cdot 355}{14{,}5 \cdot 100}\right) = 413520 кг \cdot см/п.м = 4135 кг \cdot м/пог.м$$

$$m_1^{/} = m_1^{//} = m_2^{/} = m_2^{//} = 7{,}69 \cdot 3550 \cdot \left(20 - 0{,}5 \cdot \frac{7{,}69 \cdot 355}{14{,}5 \cdot 100}\right) = 4946 кг \cdot м/пог.м$$

Аражабын тақтасына рұқса т етілетін шектік жүктеме мәні мынаны құрастырады:

– 7.6,а суреттегі 1 телім үшін – (7.22) формуласы сәйкес:

$$p = \frac{6\left[2\left(4135+4946\right)\cdot 2,8+\left(2\cdot 4135+4946\right)\cdot 16,5\right]}{2,8^2\left(3\cdot 16,5-2,8\right)} = 4406\ кг/м^2 > 1600\ кг/м^2,$$

яғни тақта телімінің беріктігі қамтамасыз етілді;

– II телім үшін – (7.20) формуласы сәйкес:

$$p = \frac{12\cdot\left[2\left(4135+4946\right)\cdot 16,5+2\left(4135+4946\right)\cdot 8,95\right]}{8,95^2\left(3\cdot 16,5-8,95\right)} = 1708\ кг/м^2 > 1600\ кг/м^2,$$

яғни тақта телімінің беріктігі қамтамасыз етілді;

– V телімі үшін – яғни $l_2 = 6,15\text{м} > 0,5l_1 = 3,3\text{м}$, (7.21) формуласы сәйкес:

$$p = \frac{24\cdot\left[\left(2\cdot 4135+2\cdot 4946\right)\cdot 6,15+\left(2\cdot 4135+4946\right)\cdot 6,6\right]}{6,6^2\left(6\cdot 6.15-6,6\right)} = 3617\ кг/м^2 > 1600\ кг/м^2,$$

яғни тақта телімінің беріктігі қамтамасыз етілді;

– III и IV телімдері үшін V теліммен ұқсас бұзылу механизмі және кіші аралықта V телімге қарағанда рұқсат етілетін шектік жүктеме мәні жоғары болады; ;

– VI – телім үшін, яғни $l_2 = 12,5 > 0,5l_1 = 0,5*6,55\text{м}$ – (7.21) формуласы сәйкес:

$$p = \frac{24\cdot\left[\left(2\cdot 4135+2\cdot 4946\right)\cdot 12,5+\left(2\cdot 4135+4946\right)\cdot 6,55\right]}{6,55^2\left(6\cdot 12.5-6,55\right)} = 2563\ кг/м^2 > 1600\ кг/м^2,$$

яғни тақта телімінің беріктігі қамтамасыз етілді.

Сонымен қабылдаған конструкцияда аражабын тақтасына біркелкі үлестірілген жүктеменің максимал рұқсат етілген мәні 1708 кг/м^2 құрайды.

7.4 Тұтасқұйма және арқалықсыз құрама аражабындар.

7.4.1 Осы бөлімің нұсқаулары арқалықсыз аражабындарға ұстындармен қатаң түйіндескен тілінбеген жазықты темірбетон аражабын тақталары жатады.

Арқалықсыз тұтасқұйма аражабыны ұстындармен түйіндерде түйіндескен тақтаның қалың телім түріндегі капительдермен және капительсіз құрылғылармен немесе жасырынды капительдің құрылғыларысыз орындалады.

Арқалықсыз құрама аражабынды капительдермен немесе жасырынды капительдермен орындалады.

Капительдерді тақтаның көтергіш қабілетін арттыру үшін оның қатаңдық пен басып майыстыру беріктігін аражабындарға үлкен жүктеме түскенде қарастырады, .

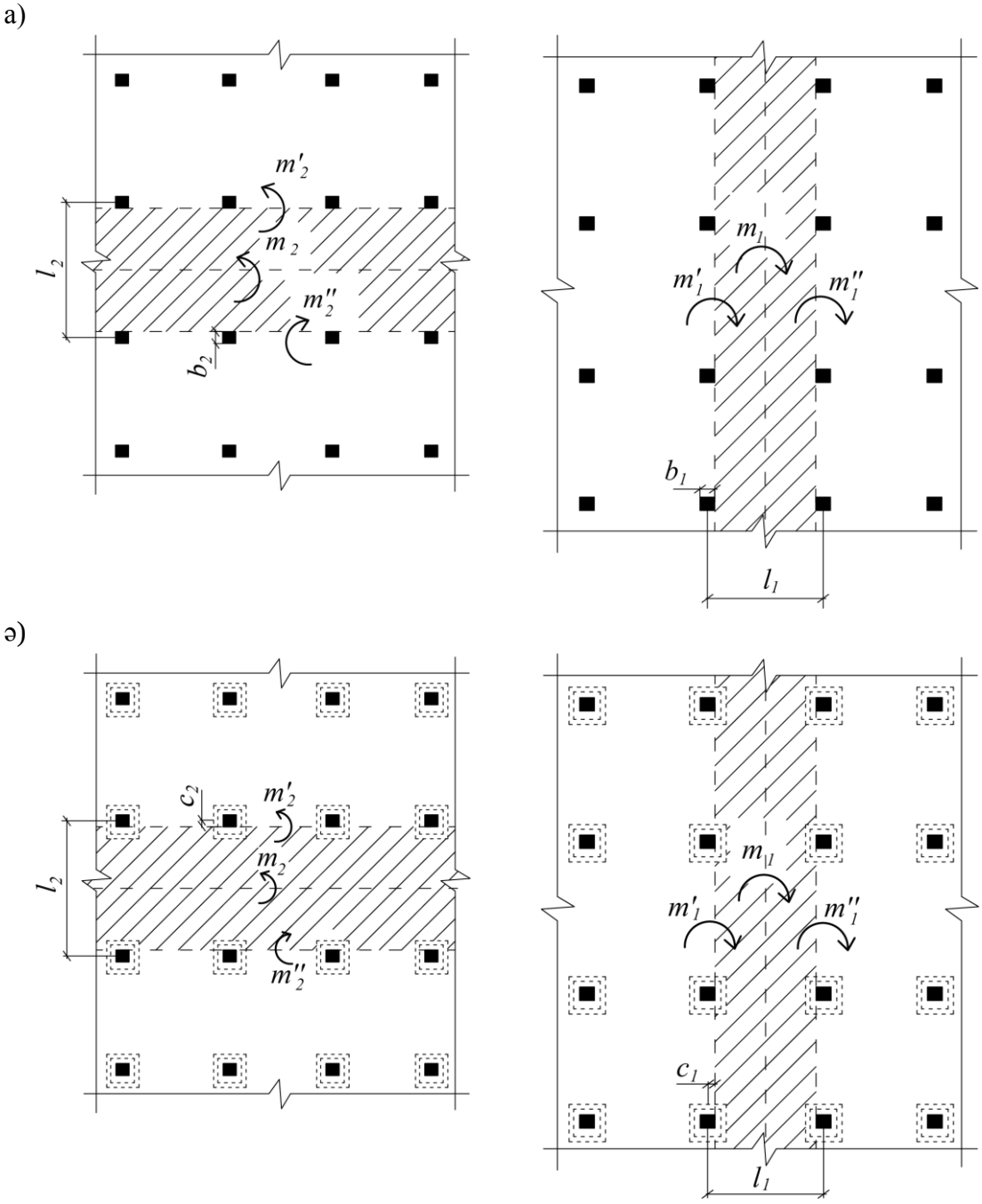
7.4.2 Арқалықсыз тұтасқұйма аражабынын тік бұрышты ұстын торларына келесі

аражабынның үш типті бұзылу механизмі үшін жүргізуге болады [1], [3]:

– Аражабынның көлденең және бойымен аспап беті жолағының бұзылуы (7.7 суретке қара);

– қатаң қырларды көмкеру есебімен шеткі аспап бетінің бұзылуы (7.8 суретке қара);

– әр түрлі қатардағы көршілес жатқан аспап бетінің біркелкі бұзылуы (7.9 суретке қара).



Сурет 7.7 – Капительсіз арқалықсыз есептік сұлбалар (а) және бойлық пен көлденең аражабынның аспап бетінің жолақты сынуындағы капительді (ә) аражабындар

7.4.3 капительдері бар арқалықсыз аражабынның көлденең және бойымен аспап беті

жолағының бұзылу механизмінде рұқсат етілген шектік жүктеменің мәні формула бойынша анықталады:

$$q = \frac{4(2m_1 + m_1^{/} + m_1^{//})}{(l_1 - c_1)^2} \tag{7.26}$$

$$q = \frac{4(2m_2 + m_2^{/} + m_2^{//})}{(l_2 - c_2)^2} \tag{7.27}$$

ондағы c_1 и c_2 – ұстын осіне жақын жатқан пластикалы сызықтық тірек топсаларына дейінгі арақашықтық (7.8,ә суретке қара).

Пластикалы сызықтық тірек топсаларының орналасуы биіктік бойынша капитель кескіні сынған жері бойынша қабылдауға болады (7.10,а суретке қара).

Тақтаның жоғарғы арматурасының үзілуін (7.26), (7.27) формулаларында қабылданған капительде жатпаған пластикалы сызықтық тірек топсаларының жай–күй есебімен тексеруге болады.

Темірбетон капительдерімен арқалықсыз аражабынның орталанған ұзындық шектік июші моменттер мәнін $m_1^{/}$ $m_1^{//}$ $m_2^{/}$ және $m_2^{//}$ есептеуде сығылған аймақ қимасының биіктігін капитель шегінде пластикалы сызықтық тірек топсаларының телімдерінен өту есебімен анықтайды.

7.4.4 Аражабын бойымен және көлденең жасырын капительдермен (болат илемінен жасалған капитель) арқалықсыз аражабынның аспап беті жолағының бұзылу механизмінде шектік рұқсат етілген жүктеменің мәні (7.26) және (7.27) формула бойынша анықтайды, c_1 и c_2 мәндерін жоспардағы жасырын болса капитель өлшемдеріне сәйкес жартысына сай етіп қабылдау керек. (7.10,ә суретке қара).

7.4.5 Капиетльдері жасырынбаған капиетльсіз арқалықсыз аражабындар үшін жабынның көлденең және бойымен аспап беті жолағының бұзылу механизмінде шектік рұқсат етілген жүктеменің мәні формула бойынша анықталады:

$$q = \frac{4(2m_1 + m_1^{/} + m_1^{//})}{(l_1 - 0,5b_1)^2} \tag{7.28}$$

$$q = \frac{4(2m_2 + m_2^{/} + m_2^{//})}{(l_2 - 0,5b_2)^2} \tag{7.29}$$

ондағы b_1 и b_2 – ұстындардың көлденең қимасының ұзындығы.

7.4.6 Қатаң қырларды көмкерумен шеткі аспап беттері үшін шектік рұқсат етілген жүктеменің мәні қарастырылатын екі типті бұзылу механизмімен анықтайды (7.3 суретке қара):

– капительсіз аражабынның шеткі аспап бетінің қатаң қырларының сынуымен бұзылған механизмдері үшін:

$$q = \frac{4[(2m_2 + m_2^{/} + m_2^{//}) + 2m_p + m_p^{/}]}{(l_2 - 0,5b_2)^2} \tag{7.30}$$

мұндағы m_p и $m_p^{/}$ – тақтаның қатың қырын көмкерген тірек және арқалыққа пластикалық топсаларына сай шектік июші моменттер:

$$m_p = \frac{A_{sp}}{b_p} \cdot f_{yd} \cdot \left(h_{0p} - 0,5 \frac{A_{sp} \cdot f_{yd}}{f_{cm} \cdot b_p} \right) \tag{7.31}$$

$$m_p^{/} = \frac{A_{sp}^{/}}{b_p} \cdot R_s \cdot \left(h_{0p}^{/} - 0,5 \frac{A_{sp}^{/} \cdot R_s}{R_b \cdot b_p} \right) \tag{7.32}$$

A_{sp} и $A_{sp}^{/}$ – қырлары көмкерілген жоғарғы және төменгі арматурасына сай қиманың аудандары.

–капительсіз аражабынның шеткі аспап бетінің қатаң қырларының сынуысыз бұзылған механизмдері үшін:

$$q = \frac{24\left[\left(2m_1 + m_1^{/} + m_1^{//}\right) \cdot l_2 + \left(2m_2 + m_2^{/}\right) \cdot l_1\right]}{l_1^2 \cdot [6(l_2 - 0,5b_2) - l_1]} \tag{7.33}$$

– бұзылудың консольдімеханизмі үшін формула бойынша:

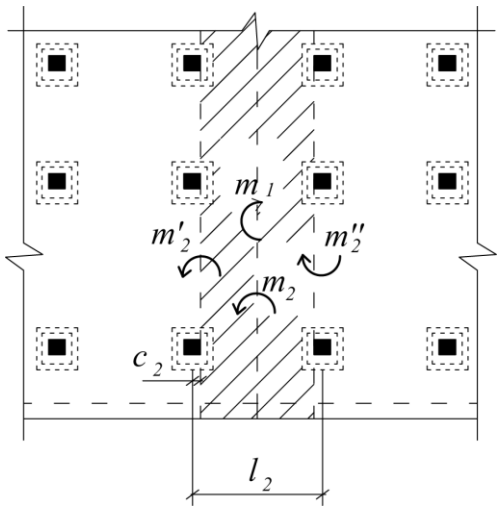
$$q = \frac{2m_2^{/}}{l_к^2} \tag{7.34}$$

Капителі бар арқалықсыз аражабындар үшін (7.30) және (7.33) формулалардағы b_2 параметрінің орнына c_2 параметрін қолдануға болады (7.8 суретке қара).

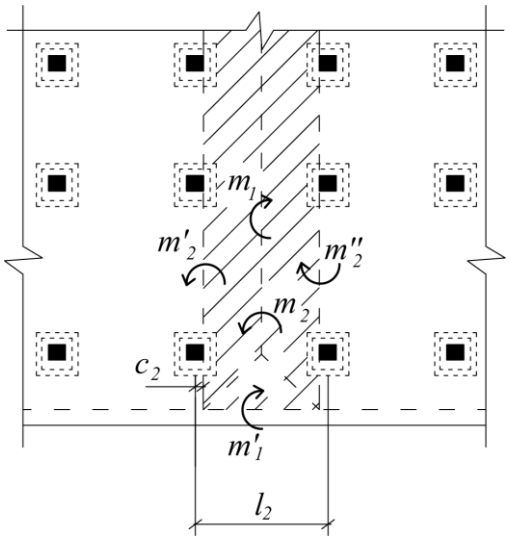
7.4.7 Арқалықсыз капитель аражабынының әрбір қатарларында көршілес жатқан аспап бетінің біркелкі бұзылуында шектік рұқсат етілетін жүктеменің мәні формула бойынша анықталады (7.9 суретке қара):

$$q = \frac{2\left[\left(2m_1 + m_1^{/} + m_1^{//}\right) \cdot l_2 + \left(2m_2 + m_2^{/} + m_2^{//}\right) \cdot l_1\right]}{l_1 \cdot l_2 \cdot \left[\frac{l_1 + l_2}{2} - 2 \cdot c + \frac{4c^3}{3l_1 \cdot l_2}\right]} \tag{7.35}$$

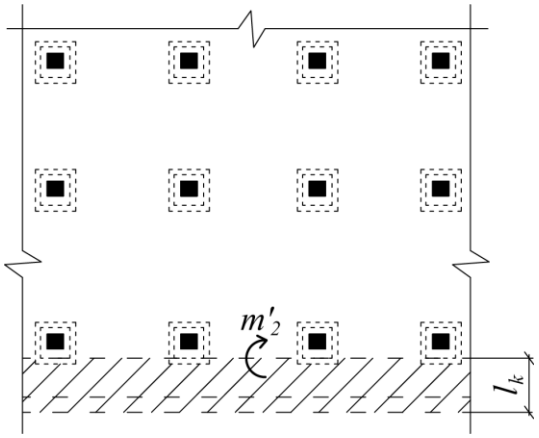
а)



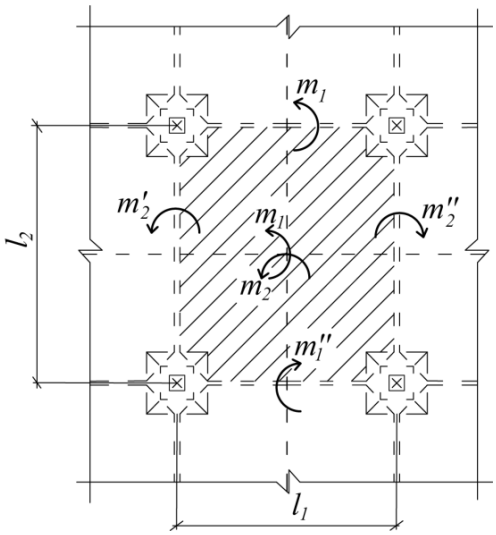
ә)



б)



Сурет 7.8 – Қатаңдық қыры бар арқалықсыз аражабындардың шеткі аспап бетіндегі есептік сұлбалары



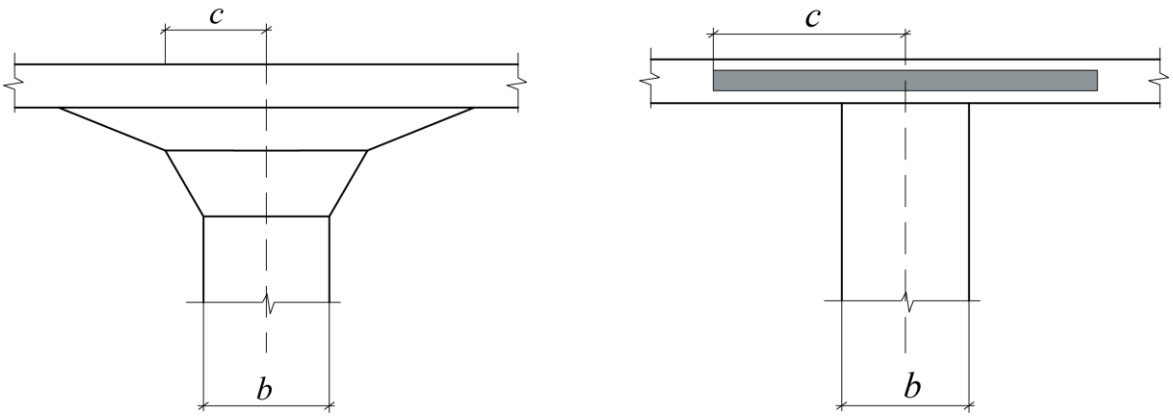
Сурет 7.9 – Әр түрлі қатардағы аралас аспап бетінің біркелкі бұзылғандағы арқалықсыз аражабындардың есептік сұлбалары

7.4.8 Арқалықсыз құрама аражабынды есептеуді келесі реттермен жүргізуге болады:

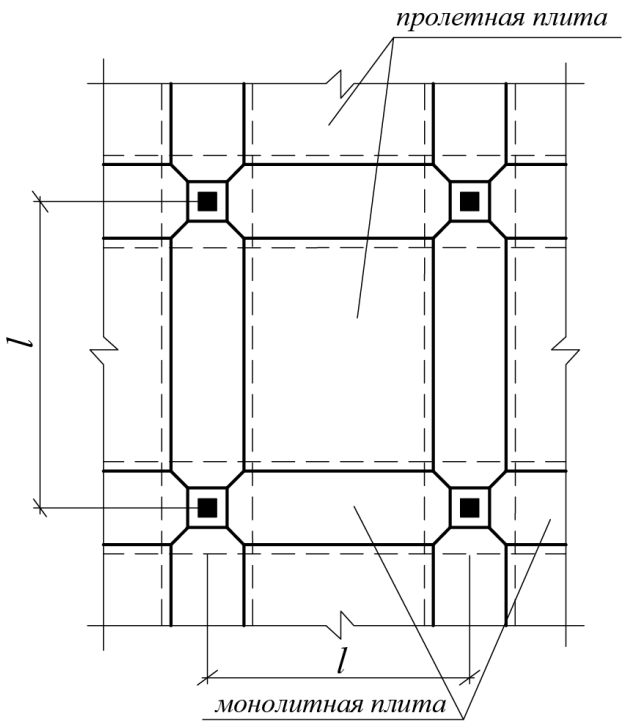
– көлденең немесе бойымен аспап беті жолағының бұзылуы есептік сұлбасынан шағатын аражабын– (7.28), (7.29) формула бойынша;

– ұстын аралығындағы тақталар 7.5 бөлімінің нұсқаулығына сай есептелінген ұстын аралығындағы тақтамен және капителі бар ұстындардан пайда болған жақтау конструкциясы элементтері ретінде;

– 7.3 бөлімінің нұсқаулығына сай – аралық тақталар контур бойынша тірелетін тақталар ретінде.



Сурет 7.10 – Арқалықсыз аражабындардың капителі: сынған (а) және жасырынды (б)



Сурет 7.11 – Құрама арқалықсыз аражабындардың конструктивті сұлбалары

ЕСЕП 2

Арқалықсыз капетельсіз тұтасқұйма аражабын (7.11 сурет) жасыралған капительдер құрылғысыз ұстындармен қатаң қысып ұсталынған. Ұстын торлары – тік бұрышты 6х8 м., ұстынның көледенң қимасының өлшемдері – 400×400 мм.

Тақта материалдары:

– *С30/37* класты бетоны: f_{cd}=17 МПа;

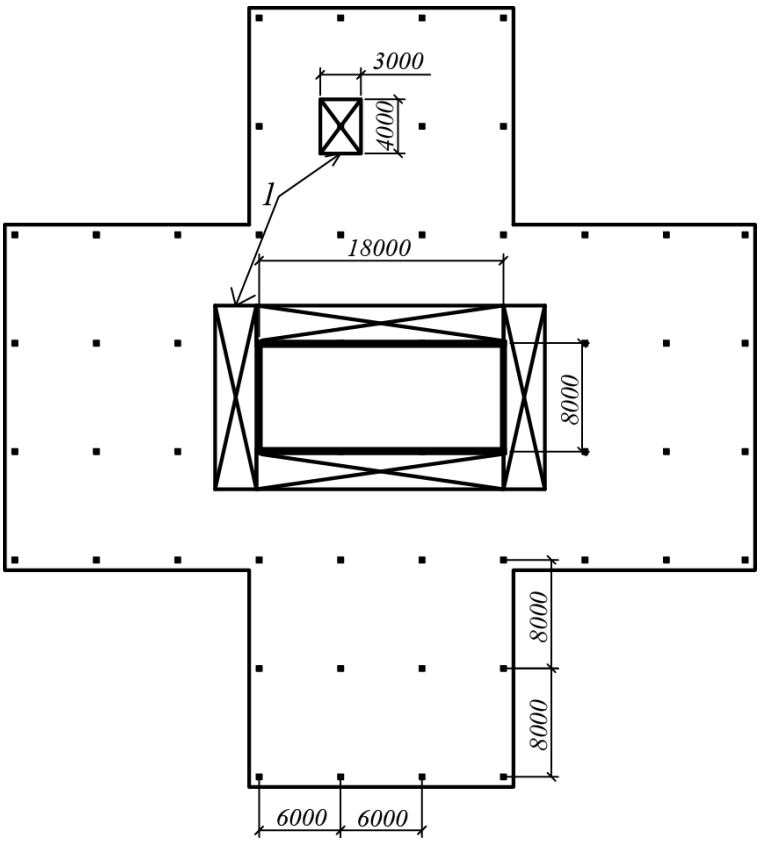
– St–400 класты арматура: f_{yd} = 355 МПа.

Тақтаның төменгі аймағын арматуралау 16/16/200/200 тор түрінде қиманың ауданымен 10,05 см^2/пог.м., және қатаңдық ядросы және ұстынымен тақтаның қысып ұсталынған жерлерінде орнатылған қосымша 10/10/200/200 торлар қиманың ауданымен 3,93 см^2/пог.м. қабылданады (7.12 суретке қара).

Тақта қимасының геометриялық өлшемдері: h = 200 мм, d = 160 мм, d' = 150 мм, ұстын қимасының көлденең өлшемдері – 400×400 мм.

Тақтаның біркелкі үлестірілген жүктеменің толық есептік мәні $\gamma_{Gi}G_{kj}+\gamma_{Q,1}Q_{k,1}=1100\ кг/м^2$ құрайды.

Қалыпты қима бойы арқалықсыз аражабын тақтасының көтергеш қабілетін тексеру қажет.



(1 – қатаңдық ядросының айналасында және әрбір ұстында тақтаның жоғарғы аймағында қосымша арматуралы торларды қондыру аймағы)

Сурет 7.12 – Аражабындардың арқалықсыз капительсіз тақталарының геометриялық өлшемдері

7.4.2, 7.4.2 б. нұсқауына сай қарастырылатын арқалықсыз аражабынның есептеуін оның бұзылу механизмының екі типтері үшін жүргізіледі: аспап бетінің сынық жолағы үшін және әр түрлі аражабындарының біркелкі аспап бетінің бұзылуы үшін.

Тақта аражабынының сынған жолағындағы аражабын тақтасының ең қатерлі телімі тақтаның бос шеттері бойы жатады (7.13 суреттегі I және II телімдер) .

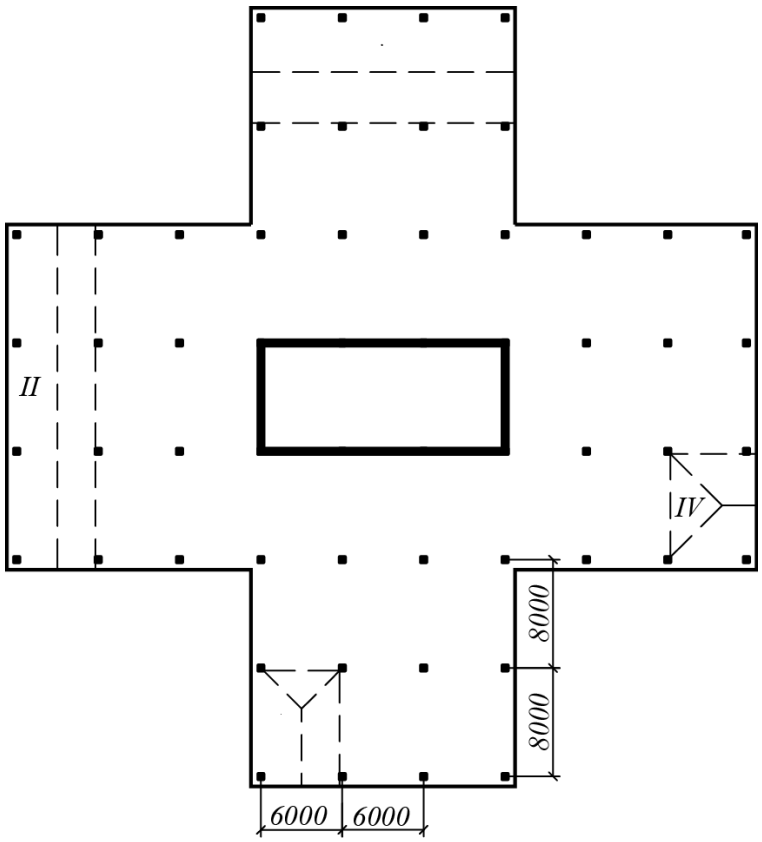
400×400мм көлденең қиманың ұстын өлшемдеріндегі тақтаның аспап беті аралығындағы есептік мәні тең болады:

$$l_1 = 560см\,;\; l_2 = 760см\,.$$

Сызықты пластикалық топсаларда шектік моменттерде m_i аралық мәні (7.14)–(7.15) формулаларына сәйкес құрастырылады

$$m_1 = m_2 = 10,05 \cdot 3550 \cdot \left(16 - 0,5 \cdot \frac{10,05 \cdot 355}{17 \cdot 100}\right) =$$

$$533402кг \cdot см / п.м = 5334кг \cdot м / пог.м$$



Сурет 7.13 – Аражабындардың арқалықсыз капительсіз тақталарының бұзылу механизмі

Тақтаның аспап беті жоғарғы аймағындағы арматура қимасының жалпы ауданын

анықтаймыз:

$$A'_{s2} = A''_{s2} = 10{,}05 \cdot 8 + 3.93 \cdot 4 = 96{,}12см^2$$
$$A'_{s1} = A''_{s1} = 10{,}05 \cdot 6 + 3.93 \cdot 3 = 72{,}09см^2$$

Сызықты пластикалық топсаларда шектік моменттерде m'_i и m''_i тірек мәндері (7.16)–(7.19) формулаларына сәйкес құрастырылады

$$m'_1 = m''_1 = \frac{72{,}09 \cdot 3550}{6} \cdot \left(16 - 0{,}5 \cdot \frac{72{,}09 \cdot 355}{17 \cdot 600}\right) =$$
$$628943кг \cdot см / пог.м = 6289кг \cdot м / пог.м$$
$$m'_2 = m''_2 = \frac{96{,}12 \cdot 3550}{8} \cdot \left(15 - 0{,}5 \cdot \frac{96{,}12 \cdot 355}{17 \cdot 800}\right) = 5863кг \cdot м / пог.м$$

Аражабын тақтасына жүктеменің рұқсат етілген шектікмәні мынаны құрастырады:

I телім үшін – (7.27) формуласына сәйкес $m''_2 = 0$ болғанда:

$$p = \frac{4(2 \cdot 5324 + 6289)}{7{,}6^2} = 1172кг / м^2 > 1100\ кг / м^2,$$

яғни тақта телімінің беріктігі қамтамасыз етілді;

II телім үшін – (7.26) формуласына сәйкес $m''_2 = 0$ болғанда:

$$p = \frac{4(2 \cdot 5324 + 5863)}{5{,}6^2} = 2105кг / м^2 > 1100\ кг / м^2,$$

яғни тақта телімінің беріктігі қамтамасыз етілді;

– III телім үшін – (7.33) формуласына сәйкес $m''_2 = 0$ болғанда:

$$p = \frac{24 \cdot \left[\left(2 \cdot 5324 + 5863\right) \cdot 6 + \left(2 \cdot 5324 + 6289\right) \cdot 8\right]}{8^2\left(6 \cdot 5{,}6 - 8\right)} = 3436кг / м^2 > 1100\ кг / м^2,$$

яғни тақта телімінің беріктігі қамтамасыз етілді;

– IV телім үшін – (7.33) формуласына сәйкес $m''_2 = 0$ болғанда:

$$p = \frac{24 \cdot \left[\left(2 \cdot 5324 + 5863\right) \cdot 8 + \left(2 \cdot 5324 + 6289\right) \cdot 6\right]}{6^2\left(6 \cdot 7{,}6 - 6\right)} = 3934кг / м^2 > 1100\ кг / м^2,$$

яғни тақта телімінің беріктігі қамтамасыз етілді;

Сонымен қабылдаған конструкцияда аражабын тақтасына біркелкі үлестірілген жүктеменің максимал рұқсат етілген мәні 1172 кг/м^2 құрайды.

ЕСЕП 3

Жасырын болатты капительдермен тұтасқұйма арқалықсыз аражабындардың орта аспап бетін арматуралауда қалыпты қиманың беріктік шарттарынан таңдау қажет (7.14 суретке қара). Ұстын торлары – шаршы, 8х8 м. Аражабындағы есептік пайдалы жүктеме $\gamma_{Gi}G_{kj}+\gamma_{Q,1}Q_{k,1}=1270\ кг/м^2$.

Материалдар бойынша мәліметтер:

– *С30/37* класты бетон: f_{cd}=17 МПа;

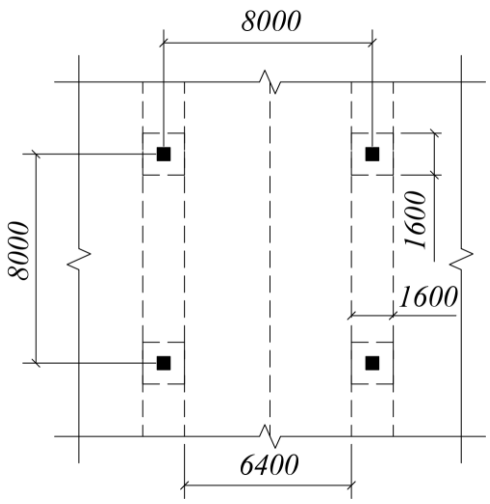
– St–400 класты арматура: f_{yd} = 355 МПа.

Тақтаның қалыңдығын қабылдаймыз $h=280$ мм, $d=250$ мм, $d'=240$ мм; жоспардағы жасырын болатты капительдер өлшемдері 1600х1600мм және жұмыс раматура қимасының аудандар арасындағы арақатынас келесідей:

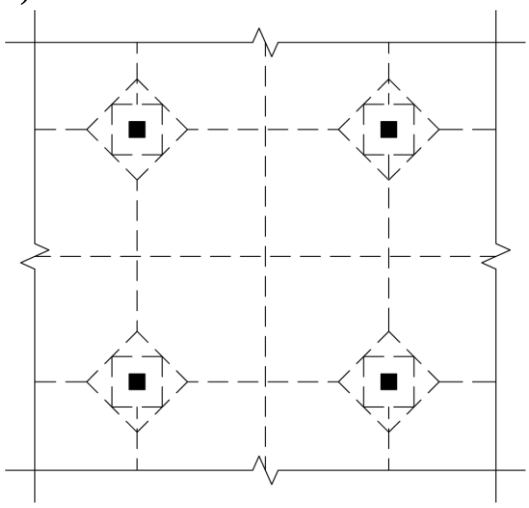
$$\frac{A_{s1}}{A_{s2}}=\frac{A'_{s1}}{A''_{s1}}=\frac{A'_{s2}}{A''_{s2}}=1;$$

$$\frac{A'_{s1}}{A_{s1}}=\frac{A''_{s1}}{A_{s1}}=\frac{A'_{s2}}{A_{s2}}=\frac{A''_{s2}}{A_{s2}}=1{,}4$$

а)



ә)



Сурет 7.14 – Жасырынды капительдері бар аражабындардың арқалықсыз тақталарының бұзылу механизмі

яғни

$$A_{s1} = A_{s2} = A_s;\ \ A'_{s1} = A''_{s1} = A'_{s2} = A''_{s2} = 1{,}4A_s.$$

Тақтаның меншікті салмағы есебімен алғандағы қабылданған аражабын қалыңдығы толық есептік жүктеме мынаны құрайды:

$$p = 1270 + 2500 \cdot 0{,}28 \cdot 1{,}1 = 2040 кг/м^2$$

(7.14) – (7.15) формулаларға сай пластикалы сызықтық топсаларда шектік аралық және тірек моменттерінің мәні құрастырады:

$$m_1 = m_2 = m = \frac{A_s}{800} \cdot 3550 \cdot \left(25 - 0{,}5 \cdot \frac{A_S \cdot 355}{17 \cdot 800}\right) = (110{,}94 \cdot A_s - 0{,}058 \cdot A_s^2) кг \cdot см / п.см$$

$$m'_1 = m''_1 = m'_2 = m''_2 = m' = \frac{1{,}4 \cdot A_s}{800} \cdot 3550 \cdot \left(24 - 0{,}5 \cdot \frac{1{,}4 \cdot A_S \cdot 355}{17 \cdot 800}\right) =$$

$$= (149{,}1 \cdot A_s - 0{,}11 \cdot A_s^2) кг \cdot см / п.м.$$

Арқалықсыз аражабынның көлденең және бойымен аспап беті жолағының бұзылу механизмінде A_{s1} мәнін анықтаймыз (7.14,а суретке қара) – (7.26) шартынан $p = 2040$ кг/м^2 = 0,204 кг/см^2:

$$p = \frac{4(2m_1 + m'_1 + m''_1)}{(l_1 - c_1)^2};$$

$m'_1 = m''_1 = m'$ есепке ала (7.26) шартын мына түрге келтіреміз:

$$\frac{p \cdot (l_1 - c_1)^2}{8} = m + m'.$$

Сонда

$$\frac{0{,}204 \cdot (800 - 80)^2}{8} = \left[(110{,}94 \cdot A_s - 0{,}058 \cdot A_s^2) + (149{,}1 \cdot A_s - 0{,}11 \cdot A_s^2)\right];$$

$$13219 = 260 \cdot A_s - 0{,}168 \cdot A_s^2,$$

ондағы A_s = 52,6 см^2 немесе 6,58 см^2 пог.м.

7,69 см^2/пог.м. өзектің көлденең қимасының есептік ауданымен 14/14/200/200 тор тәріздес жабын қимасының төменгі аймағын арматуралауды қабылдаймыз.

Тақтаның аспап бетіндегі пластикалы сызықтық тіректі топсаларда арматураның көлденең қимасының қажетті ауданы:

$$A_s^{/} = 1{,}4 \cdot A_s = 1{,}4 \text{ x } 52{,}6 = 73{,}64 \text{ см}^2.$$

31,44 см^2 өзектің көлденең қимасының есептік ауданымен 10/10/200/200 негізгі тор барлық аспап беті алаңы бойынша орнатылатындай аражабын қимасының жоғарғы аймағын арматуралауды қабылдаймыз және 40,2 см^2 өзектің көлденең қимасының есептік ауданымен 4×4м жоспарда 16/16/200/200 өлшемдері бар қосымша торлар ұстындарымен тақтаның түйіндесу жерінде орнатылады.

Қабылданған арматурада тақтаның аспап бетіндегі пластикалы сызықтық тірек топсаларында арматураның көлденең қимасының жалпы ауданы 71,64 см^2.

Арматуралауды қабылдағандағы аражабынның орта аспап бетінің көтергіш қабілетін тексерейік.

Қабылданған арматуралауда пластикалы сызықтық топсаларда шектік аралық және тірек моменттерінің мәні мынаны құрайды:

$$m = \frac{61{,}52}{8} \cdot 3550 \cdot \left(25 - 0{,}5 \cdot \frac{61{,}52 \cdot 355}{17 \cdot 800} \right) = 660568 \text{кг} \cdot \text{см} / \text{п.см} = 6606 \text{кг} \cdot \text{м} / \text{п.м}$$

$$m^{/} = \frac{71{,}64}{8} \cdot 3550 \cdot \left(24 - 0{,}5 \cdot \frac{71{,}64 \cdot 355}{17 \cdot 800} \right) = 7332 \text{кг} \cdot \text{м} / \text{п.м}$$

Аражабын тақтасына рұқсат етілген шектік жүктеменің мәндері құрайды:

– (7.28) формуласына сәйкес тақта сынуының жолақ сұлбасы (7.14,а суретке қара):

$$p = \frac{4(2 \cdot 6606 + 7332 + 7332)}{(8 - 0{,}8)^2} = 2151 \text{кг} / \text{м}^2 > \ 2040 \text{ кг} / \text{м}^2$$

тақта телімінің беріктігі қамтамасыз етілді;

– (7.34) формуласына сәйкес әр түрлі қатарда көршілес жатқан аспап бетінің бұзылуы (7.14,ә суретке қара), $m_1 = m_2 = m$, $m_1^{/} = m_1^{//} = m_2^{/} = m_2^{//} = m^{/}$ және $l_1 = l_2 = l$ болғанда, мына түрді қабылдайды:

$$p = \frac{8(m + m^{/})}{l \cdot \left(l - 2 \cdot c + \frac{4 \cdot c^3}{3 \cdot l^2} \right)} \ .$$

сонда

$$p = \frac{8(6606 + 7332)}{8 \cdot \left(8 - 2 \cdot 0{,}8 + \frac{4 \cdot 0{,}8^3}{3 \cdot 8^2}\right)} = 2174 кг / м^2 > \ 2040 \ кг / м^2$$

тақта телімінің беріктігі қамтамасыз етілді.

7.5 Тілінбеген жақтаулар мен арқалықтар

7.5.1 Тілінбеген жақтаулар мен арқалықтарда күштердің үлестірілуін есептік жүктемелердің пайдасыз комбинациясындағы серпімді жүйелер сияқты оларды есептедің мәліметтері бойынша жүргізу керек.

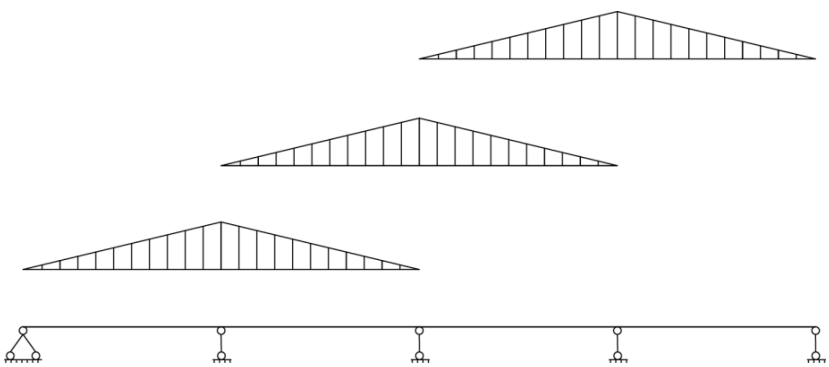
Тілінбеген жақтаулар мен арқалықтар серпімді жүелер ретіндегі есебін құрылыс механика әдістерімен жүргізу керек.

Есептеу үшін кеңістіктегі ғимарат және имарат қаңқаларын көлденең немесе бойлық жазықтық жақтауларға бөліп тастауға рұқсат етіледі.

7.5.2 Жақтау ригельдері мен арқылықтың қималар арасындағы күштерді үлестіру дәрежесі оларды пайдалану қасиет талаптарымен сай қабылдау қажет, бұл жағдайда серпімділік қойылымның есебімен анықталған күштерді үлестіргеннен кейінгі июші тірек моменттерінің мәндері олардың мәндерінен 70% кем болмау керек.

7.5.3 Жақтауларда күштерді үлестіру үшін тұрақты жүктемеден болған июші моменттер эпюрасына және пайдасыз орналасқан уақытша жүктеменің жеке сұлбасынан болатын, платикалық топсаның болуын күтетін тірек қималарда үстеме моменттердің еркін мәндерімен июші моменттердің үстеме эпюрасын қосу керек. Бұл жағдайда есептеу қималарында июші моменттерін эпюрасындағы тегістелген ординаттары 7.4.2.б. талаптарға жауап беруі тиіс.

7.5.4 Тілінбеген аралықтарда күштерді үлестіру үшін тұрақты жүктемеден болған июші моменттер эпюрасына және пайдасыз орналасқан уақытша жүктеменің жеке сұлбасына, тірек үстіндегі ординаталардың еркін мәні және таңба бойынша моменттердің үш бұрышты эпюрасын қосу керек (8.4.1 суреті). Бұл жағдайда есептеу қималарында июші моменттерін эпюрасындағы тегістелген ординаттары 7.4.2 талаптарға жауап беруі тиіс.



Сурет 7.15 – Тілінбеген арқалықтар үшін моменттердің үстеме үш бұрышты эпюралары

7.5.5 Күштерді үлестіру есебімен біркелкі үлестірілген жүктемедегі теңаралықтағы тілінбеген қосалқы арқалықтардың беріктігі бойынша есеп арқалық қимасында максимал июші моменттердің мәнін есептей жүргізуге келесі формула бойынша рұқсат етіледі:

– орта тірек қырларында тірек моменттері және орта аралығындағы аралық моменттердің мәні:

$$\frac{pl^2}{24} \le M_{Ed} \le \frac{pl^2}{16} \qquad (7.36)$$

– шеткі аралықтағы аралық моменттерінің мәні:

$$\frac{pl^2}{14} \le M_{Ed} \le \frac{pl^2}{11} \qquad (7.37)$$

– шет жағындағы екінші тіректің тірек моменттерінің мәні:

$$\frac{pl^2}{16} \le M_{Ed} \le \frac{pl^2}{14} \qquad (7.38)$$

ондағы p – толық еептік біркелкі үлестірілген жүктеме;

l – есептік аралық, тең қабылдайтын:

– тірек жақ арасындағы арақашықтыққа тең орта аралықтар үшін;
– қабырғаға арқалықтың шеті тірелетін шеткі аралықтар үшін;
– тірек жағының арақашықтығынан қабырғадағы тірек центріне дейінгі арақышықтық;
– оранған арқалықтардың аражабын контуры бойынша болатын шеткі арқалықтар үшін ;
– тірек жақтары арасындағы арақашықтық.

7.5.6 Бір бірінен 10% айыратын арқалықтары бар тілінбеген арқалықтары тең емес қосалқы арқалықтар беріктігі бойынша есебі (7.36)–(7.38) формулаларымен есептелінген күштерге әсер етуіне байланысты жүргізілуге рұқсат етіледі, бұл жағдайда тірек моменттерінің мәні көршілес жатқан аралықтардың үлкен мәні бойынша есептеуге болады.

Қосалқы тең аралықты арқалықтардың июші моменттер орайжанаушы эпюрасын арқалықты жүктеудің екі сұлбасындағы июші моменттердің эпюрасы бойынша құруға болады:

1) шартты жүктememен жүктелген, тең

$$p_1 = g + 0,25q \qquad (7.39)$$

2) толық есептік жүктememен жүктелген, тең

$$p = g + q \tag{7.40}$$

ондағы g – тұрақты біркелкі үлестірілген есептік жүктеме;

q – ауыспалы біркелкі үлестірілген есептік жүктеме.

Барлық орта аралықтардағы шартты жүктеме (7.39) әсерінен болатын июші моменттер эпюрасын есептік тірек ординатаның төбесі арқылы өтетін және шартты жүктемелер әсеріне жауап беретін параболалар бойынша қабылдауға болады, ал шеткі аралықтарда тіректің жағынан арақашықтықта қалатын нөлдік нүкте және максималды тіректі анықтайтын түзу бойынша қабылданады, тең:

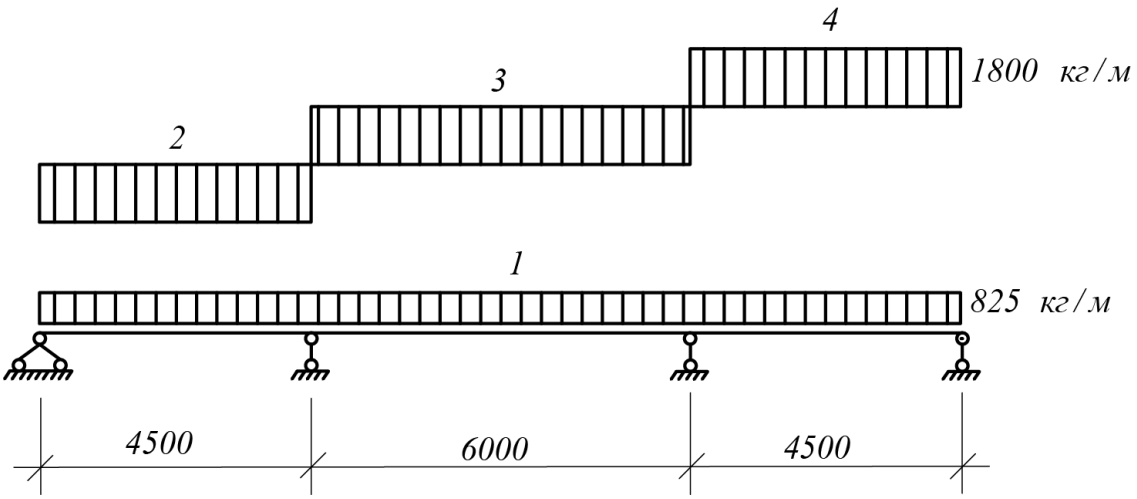
$$\frac{(g+q)\cdot l}{8\cdot(g+0,25q)} \tag{7.41}$$

Барлық аралықтарда тлоық жүктемеден болған июші моменттер эпюрасын оң моментте максимал ординаторлар шыңында және толық жүктеменің әсеріне жауап бере алатын парабола бойынша қабылдауға болады: шеткі аралықтарда бос тіректен $0{,}425l$ арақашықтықта, орта аралықта аралықтың ортасы бойынша қабылдайды.

ЕСЕП 4

Тілінбеген темірбетонды үш аралықты арқалық 4,5 м, 6 м және 4,5 м аралықтарымен $\gamma_{Gj}G_{kj} = 825\ кг/м$ есептік тұрақты жүктememен және $\gamma^{e}_{Gj}G_{kj} = 1800\ кг/м$ ауыспалыжүктememен жүктелген (7.16 суретке қара).

Күштерді қайта үлестіру есебімен июші моменттерді анықтау керек.



Сурет 7.16 – Арқалықтың есептік сұлбасы

Келесі пайдасыз жүктеменің комбинацияларына сызықтық аралықты есептеуде

июші моменттерді анықтаймыз (7.16 суретке қара):

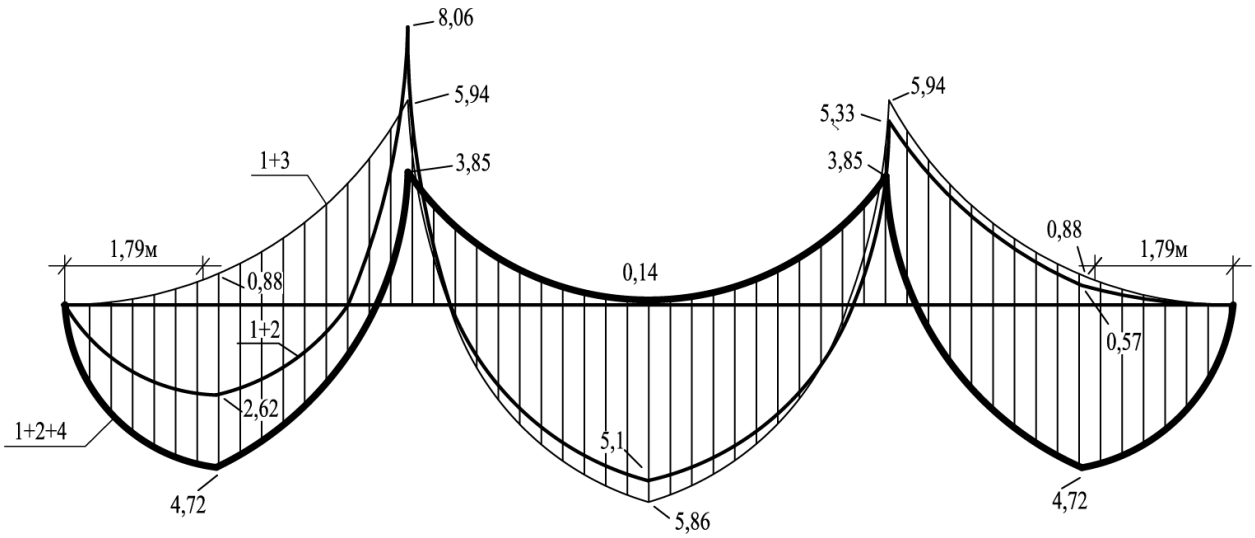
- комбинация 1 – 1 және 2 жүктемелер;
- комбинация 2 – 1 ,2 және 4 жүктемелер;
- комбинация 3 – 1 және 3 жүктемелер;
- комбинация 4 – 1 және 4 жүктемелер;

Тілінбеген арқалықтағы қарастырылатын жүктеменің комбинацияларыда июші моменттер мәндері 7.17 көрсетілген.

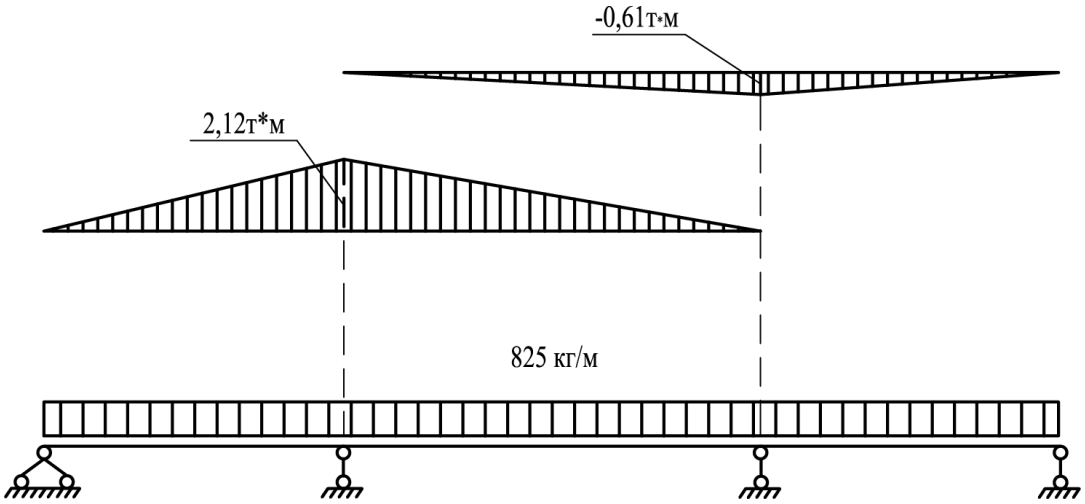
7.5.4. нұсқаулығына сай арқалық қималары арасындағы күштерді қайта үлестіруін жүргіземіз:

- 1 комбинациядағы жүктемелі әсерінен болған июші моменттердің эпюрасына тірек моменттерін тегістеу және азайту үшін: бірінші
- 2,12 т*м, екінші тірек үстіндегі ординатамен: екінші
- с–0,61т*м үшінші тірек үстіндегі ординатамен (7.18 суретке қара);
- 2 және 4 комбинацияларында жүктеменің әсерінен июші моменттер эпюрасына аралық моменттері азаюы үшін 1,6 т*м тең үшінші және екінші тірек үстіндегі бірдей ординаталарымен моменттердің үш бұрышты эпюраларын қосамыз (7.19 суретке қара).

Күштерді қайта үлестіру нәтижесінде жүктеменің түрлі комбинацияларына арналған моменттердің эпюрасы 7.20 суретте көрсетілген.



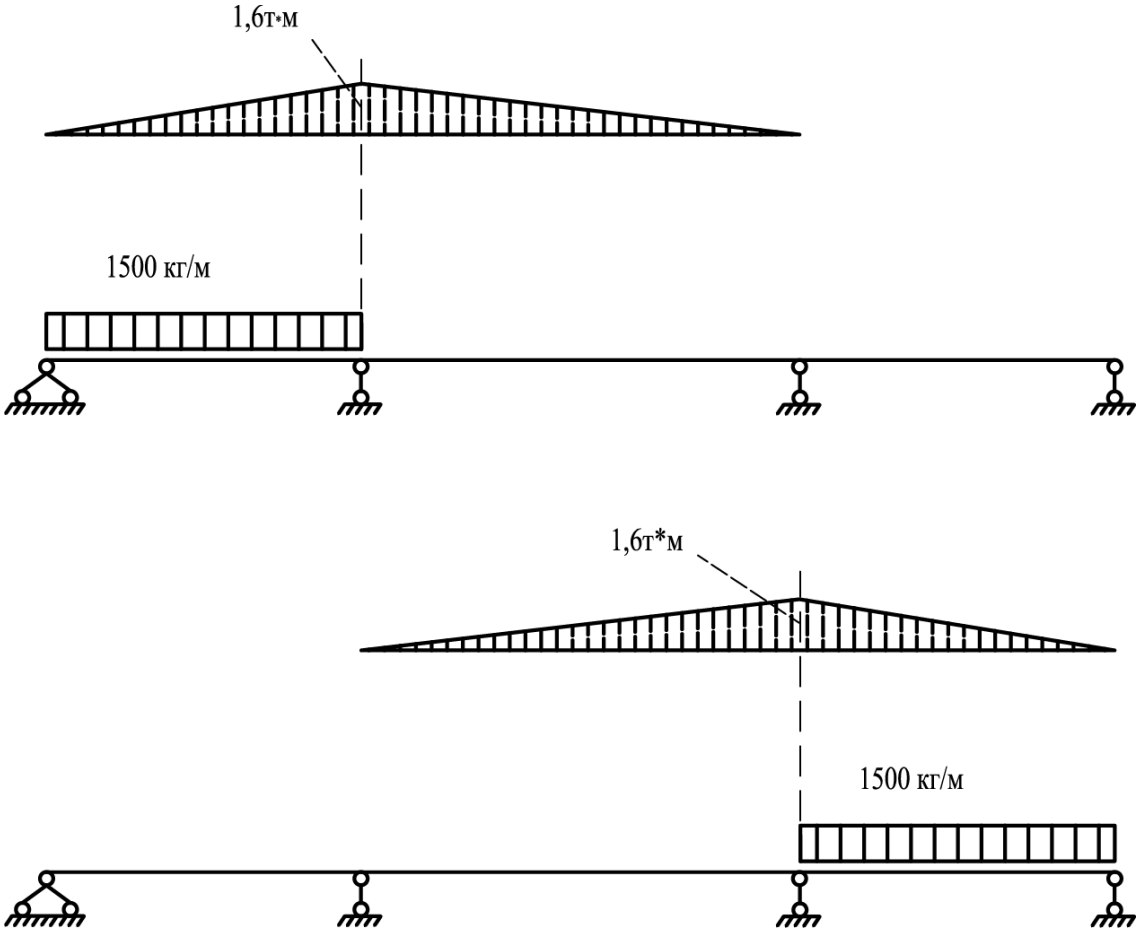
Сурет 7.17 – Жүктеменің әр түрлі комбинацияларында тілінбеген арқалықтағы июші моменттер эпюралары



Сурет 7.18 – 1 жүктеме комбинациясы үшін июші моменттердің эпюрасына моменттердің үстемелі үш бұрышты эпюралары

7.6 Іргетастар

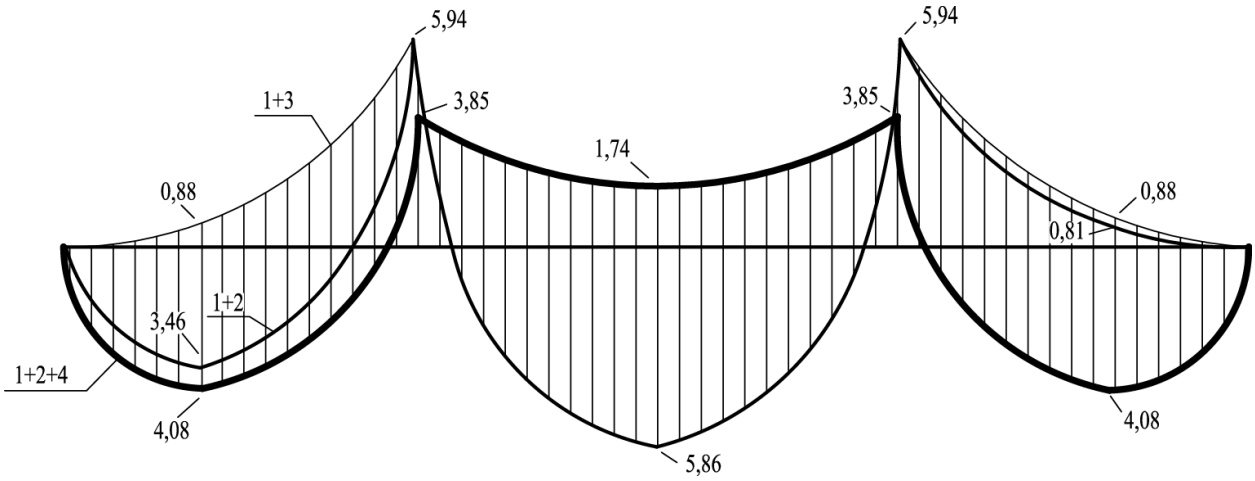
7.6.1 Тұтасқұйма тақталы іргетастарын есептеу табиғи табанда күштерді қайта үлестіру (бөлу) есебімен шектік тепе–теңдік әдісін кинематикалық тәсілмен жүргізуге рұқсат етіледі. Бұл жағдайда фундамент конструкциясын тақта ретінде қарастырады, серпімді жүйе сияқты имарат немесе ғимараттың конструктивті жүйелердің статикалы есептеу нәтижесі бойынша анықталған табанының реактивті қысымы тақтаның қарастырылатын телім шегінде қарқындығы орташа тең етіп қабылданады, шартты түрде біркелкі үлестірілген жүктемелер төменде жүктеледі.



Сурет 7.19 – 2 және 4 жүктеме комбинациясы үшін июші моменттердің эпюрасына моменттердің үстемелі үш бұрышты эпюралары

Тік бұрышты іргетастар

7.6.2 Үстынның тік бұрышты торлары бар қаңқалы конструктивті жүйесімен және жоспарда тік бұрышты қабырғалы конструктивті жүйесімен тағайындалған түрлі ғимараттың тұтасқұйма тақталы іргетастарын есептеуді 7.6.1 т тұтасқұйма тақталы іргетастарын есептеу табиғи табанда күштерді қайта үлестіру (бөлу) есебімен нұсқау есебімен 7.2 және 7.3 бөлімге байланысты нұсқаулар бойынша жасалады.



Сурет 7.20 – Күштерді үлестіру есебімен өзгерілген тілінбеген арқалықтағы июші моменттердің (т*м) эпюралары

Дөңгелек іргетастар

7.6.3 Желдің әсер ету және ортаға салынған вертикаль жүктемеге шалдығатын жоспарда дөңгелек нысанды бөлек тұрған ғимаратының дөңгелек тұтасқұйма іргетастарын есептеуді іргетастың табанына біркелкі реактивті қысымның шамасына тең шартты біркелкі үлестірілген жүктеменің төменгі қарқындылығымен жүргізуге рұқсат етіледі:

$$p = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{I} \cdot \frac{R_1 + R_2}{2} \qquad (7.42)$$

ондағы R_1 – дөңгелек ғимараттың төменгі қимасының сыртқы радиусы; (7.21 суретке қара);

R_2 – фундамент тақтасының радиусы;

N_{Ed} – өзінің салмағы есебімен имараттан іргетасқа түсетін есептік вертикаль жүктеме;

M_{Ed} – желдің әсер етуінен іргетастың табанына қарасты есептік июші момент;

A – іргетастың ауданы:

$$A = \pi \cdot R_2^2 \qquad (7.43)$$

I – іргетас қимасының инерттік моменті

$$I = \frac{\pi \cdot R_2^4}{4} \qquad (7.44)$$

7.6.4 Қабылданған төменгі арматура қимасын тексеруді іргетас тақтасының келесі бұзылу механизмдерінен жүргізуге болады:

– цилиндрлі сақиналы жарықтың пайда болғандығынан іргетастың консольді бөлігінің бұзылуы (7.22 сурет) – беріктікке байланысты есептеу үшін;
– конусты сақиналы жарықтың пайда болғандығынан іргетастың бұзылуы (7.23 сурет) —арматураның теориялық үзелетін жерін анықтау үшін.

7.6.5 Қабылданған төменгі арматура қимасын тексеруді дөңгелек іргетас тақтасына шектік рұқсат етілетін жүктеменің мәнін цилиндрлі сақиналы жарықтың пайда болғандығынан іргетастың консольді бөлігінің бұзылу сұлбасын қарастыруынан анықтауға болады (7.22 сурет), мына шарттан:

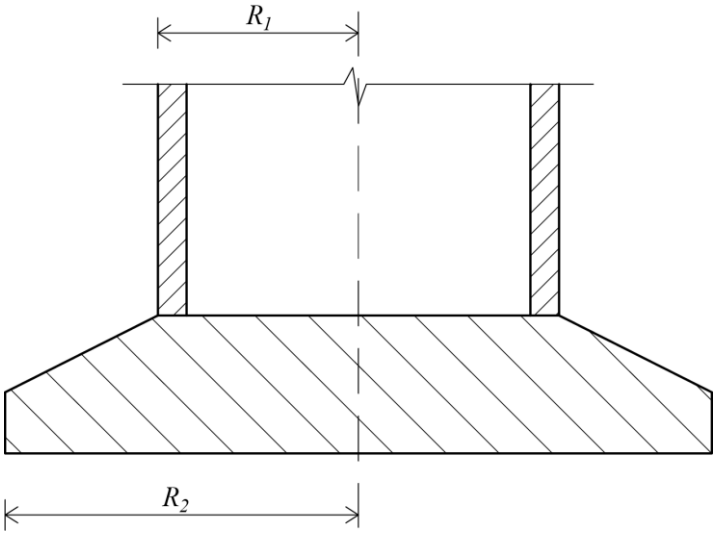
$$\frac{R_2}{R_1}\cdot A_s\cdot f_{yd}\cdot d\left[1-\frac{\frac{R_2}{R_1}\cdot A_s\cdot f_{yd}}{2\cdot d\cdot f_{cm}}\right]\geq m \qquad (7.45)$$

ондағы d – имараттың табанымен тірелетін жерінде іргетас тақтасының сығылған аймақтағы пайдалы биіктік;

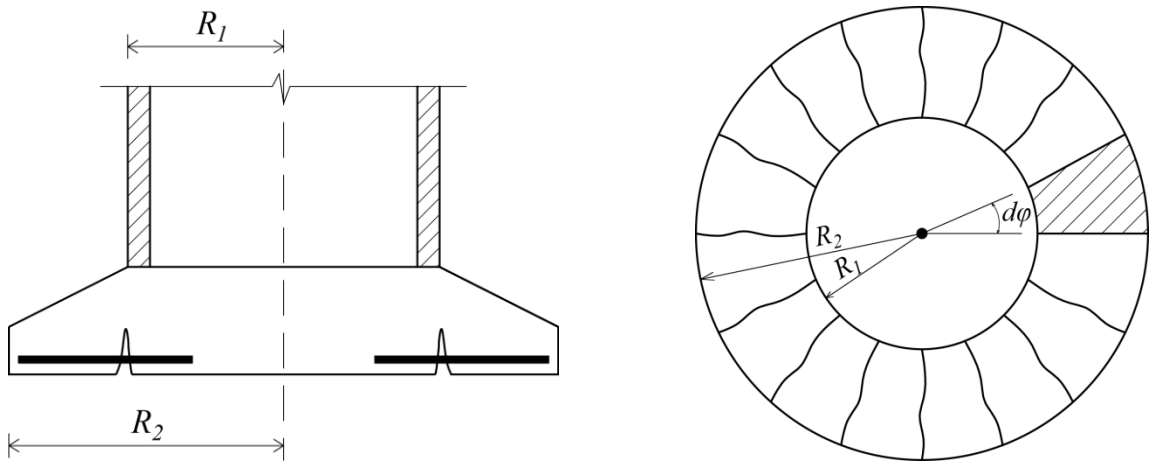
m – біркелкі үлестірілген реактивті жүктемедегі имараттың табаны сыртқы контур бірлігінде жататын, консольға салынған сыртқы күштердің моменті формула бойынша анықталады:

$$m=\frac{p}{6\cdot R_1}(2\cdot R_2^3-3\cdot R_1\cdot R_2^2+R_1^3) \qquad (7.46)$$

Қажет болған жағдайда сыртқы күштер моментінің мәні m іргетас тақтасының контурында кернеудің шоғырлануы есебімен анықталады



Сурет 7.21 – Жоспардағы дөңгелек іргетас



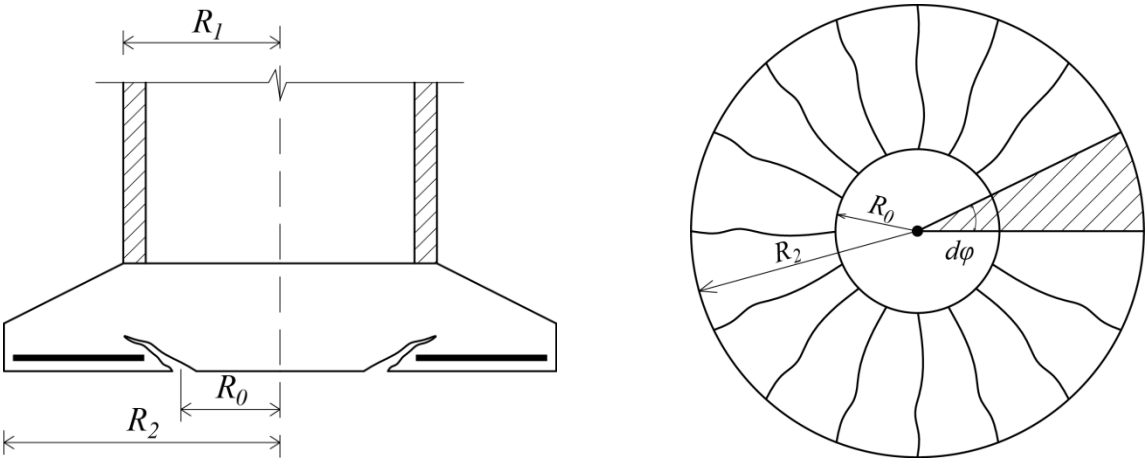
Сурет 7.22 – Іргетастың консольды бөлігінің бұзылу сұлбасы

7.6.6 Төменгі арматура өзектерінің теориялық үзілу жерлерінде дөңгелек іргетас тақтасының қима беріктігін тексеру конусты сақиналы жарықтың пайда болғандығынан іргетастың бұзылу сұлбасын қарастыруынан анықтауға болады (7.23 сурет), мына шарттан:

$$\frac{p_1}{6}\cdot\frac{R_2}{R_0\cdot R_1}(R_1^3-3\cdot R_1\cdot R_0^2+2\cdot R_0^3)\geq m \qquad (7.47)$$

ондағы p_1 – имараттың төменгі табанының аудан шегінде іргетастың тақтасындағы біркелкі үлестірілген жүктеме;

R_0 – арматура өзектерінің теориялық үзілу жерінен имараттың осьтеріне дейінгі арақашықтық.



Сурет 7.23 – Төменгі арматура өзегінің үзілген жерін анықтау үшін іргетастың есептік бұзылу сұлбасы

7.6.7 Консольға түсетін сыртқы күштердің момент m мәндерінде біркелкі үлестірілген реактивті жүктеме жағдайы үшін (7.46) формула бойынша анықталады,

арматура өзектерінің теориялық үзілу жерін жуық формула бойынша анықтайды:

$$R = 2 \cdot R_1 - R_2 \tag{7.48}$$

7.6.8 Қабылданған жоғары арматура қимасын тексеруді жоғарғы жақ бетінде ашылатын радиалды жарықтың пайда болғанында іргетас тақтасының орта бөлігінің бұзылу механизмдерінен жүргізуге болады:

Қабылданған жоғарғы арматура қимасын тексеруді дөңгелек іргетас тақтасына шектік рұқсат етілетін жүктеменің мәнін келесі шарттардан анықтауға болады:

$$A_s^{/} \cdot f_{yd} \cdot d \left[1 - \frac{R_1 \cdot A_s^{/} \cdot f_{yd}}{2 \cdot R_2 \cdot d \cdot f_{cm}} \right] \geq p_1 \cdot \frac{R_1^2}{6} - m \tag{7.49}$$

7.6.9 (7.49) шарты біркелкі үлестірілген реактивті жүктеме жағдайы үшін түрді қабылдайды:

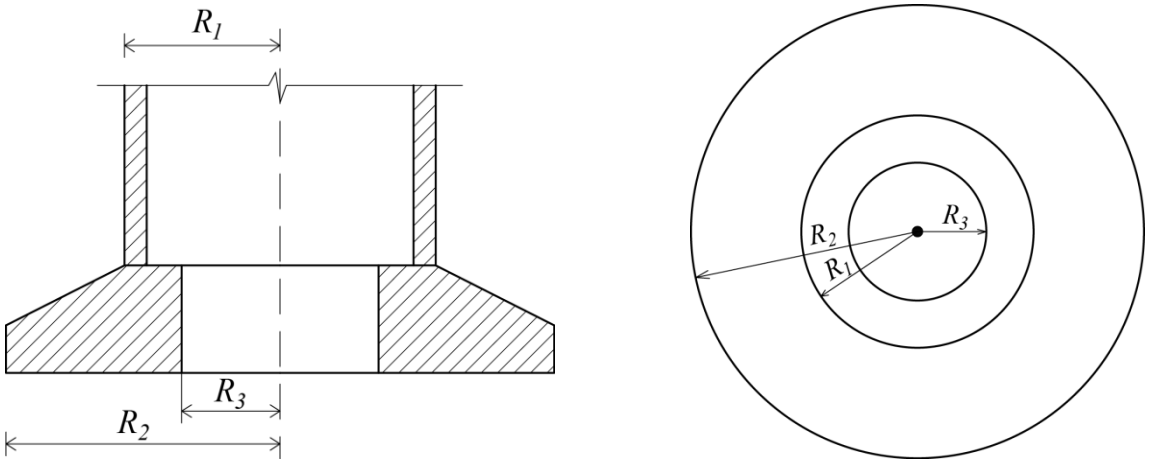
$$A_s^{/} \cdot f_{yd} \cdot d \left[1 - \frac{R_1 \cdot A_s^{/} \cdot f_{yd}}{2 \cdot R_2 \cdot d \cdot f_{cm}} \right] \geq p \cdot \frac{R_2^2 (3R_1 - 2R_2)}{6R_1} \tag{7.50}$$

Сақиналы іргетастар

7.6.10 Жоспарда шеңбер нысанды іргетас тақтасын (7.24 суретке қара) 7.6.4 көрсетілген дөңгелек іргетастар аражабынының екі механизмді бұзылуынан жүргізуге болады.

7.6.11 Қабылданған төменгі арматура қимасын тексеруді сақиналы іргетас тақтасына шектік рұқсат етілетін жүктеменің мәнін келесі шарттардан (7.45) анықтауға болады.

7.6.12 Төменгі арматура өзектерінің теориялық үзілу жерлерін (7.47) шарттан алуға болады. Бұл жағдайда, егер есеп бойынша тақтаның ортасындағы арақашықтық R_3 сақиналы тақтаның ішкі радиусы арматура өзектерінің теориялық үзілу жерлерін аз болса, есептеуді 7.6.13 7.6.13 нұсқау бойынша жүргізуге болады.



Сурет 7.24 – Сақиналы іргетастың сұлбасы

7.6.13 Егер, $R_3 > 2R_1 - R_2$ шарты сақиналы іргетас үшін орындалатын жағдайда, қабылданған төменгі арматурасының қимасын тексеру төмендегі шарттардан орындалады:

$$A_s \cdot f_{yd} \cdot (R_2 - R_3)\left[d - \frac{A_s \cdot f_{yd}}{2 \cdot R_1 \cdot f_{cm}} (R_2 - R_3) \right] \geq (m - m')R_1 \qquad (7.51)$$

ондағы m' – R_1 радиусымен доғаның бірлік ұзындығында жататын тақтаның ішкі шығыңқылығына әсер ететін реактивті күштердің моменті.

(7.51) шарты біркелкі үлестірілген реактивті жүктеме жағдайы үшін түрді қабылдайды:

$$A_s \cdot f_{yd}\left[d - \frac{A_s \cdot f_{yd}}{2 \cdot R_1 \cdot f_{cm}} (R_2 - R_3) \right] \geq \frac{p}{6}\left[2(R_2^2 + R_2 \cdot R_3 + R_3^2) - 3R_1(R_2 + R_3) \right] \qquad (7.52)$$

7.6.14 $R_3 < 2R_1 - R_2$ шарты орындалса, (7.51) немесе (7.52) тексеру шарттарын жүргізбеуге болады.

7.6.15 Қабылданған жоғарғы арматура қимасын тексеруді дөңгелек іргетас тақтасына шектік рұқсат етілетін жүктеменің мәнін келесі шарттардан анықтауға болады:

$$A_s' \cdot f_{yd} \cdot (R_1 - R_3) d\left[1 - \frac{(R_1 - R_3) \cdot A_s' \cdot f_{yd}}{2 \cdot (R_2 - R_3) \cdot d \cdot f_{cm}} \right] \geq (m' - m)R_1 \qquad (7.53)$$

ондағы m' и m $-R_1$ радиусындағы доғаның бірлік ұзындығына жататын сақиналы тақтаның ішкі және сыртқы бөліктеріне сай әсер ететін реактивті күштер моменттері.

7.6.16 (7.53) шарты біркелкі үлестірілген реактивті жүктеме жағдайы үшін мына түрді қабылдайды:

$$A_s' \cdot f_{yd} \cdot d \frac{R_1 - R_3}{R_2 - R_3}\left[1 - \frac{(R_1 - R_3) \cdot A_s' \cdot f_{yd}}{2 \cdot (R_2 - R_3) \cdot d \cdot f_{cm}} \right] \geq \frac{p}{6}\left[3 \cdot R_1 \cdot (R_2 + R_3) - 2(R_2^2 + R_2 \cdot R_3 + R_3^2) \right] \qquad (7.54)$$

Шарттар орындалғанда

$$R_1 < \frac{2}{3} \frac{R_2^2 + R_2 \cdot R_3 + R_3^2}{R_2 + R_3} \qquad (7.55)$$

есеп бойынша жоғарғы жұмыс арматурасы қажет емес.

ЕСЕП 5

Тік бұрышты іргетас тақтасы табиғи табанда ұстын астында шаршы торларымен және қатаң ядросы бар (7.21 сурет). Ұстынның көлденең қимасының өлшемдері – 600×600 мм, қатаң ядросының қабырға қалыңдығы – 600 мм. Топырақтың реактивті қысымының орта мәні ғимараттың конструктивті жүйесінің берілген статикалық есептеу бойынша 200 кН/м2 құрайды.

Қалыпты қималар берітігінің шартынан таңтаның қимасын таңдау қажет. С30/37 (f_{cd}=17 МПа) класты бетонды және St–400 (f_{yd} = 355 МПа) класты жұмыс арматурасын қабылдаймыз. Іргетас тақта қимасының алдын ала биіктігін h=700 мм, $d = d^{/} = 650$ мм. тең ұстын тірелетін жерлерде басып майыстыруға беріктігін қамтамасыз ету есебімен қабылдаймыз.

7.6.2. және 7.4.2. нұсқауларына сай қарастыратын іргетас тақтасын оның бұзылу механизмінің екі типтері үшін жүргізу керек: аспап бетінің жолақты сынуы үшін және аражабынның әр түрлі қатарда аспап бетінің біркелкі бұзылуы үшін.

Аражабын тақтасының жолақты сынуындағы аражабын тақтасының өте қатерлі телімдері бос шеттері бойындағы оның шеткі телімдері (7.21 суретке қара 1 және 2–ші телімдер) және бос шеттері бар тақтаның бұрыштық аспап беті болып жатады (7.21 суретке қара 3–ші телім).

600×600 мм ұстынның көлденең қимасының өлшемдері тақтаның аралық аспап бетінің есептік мәні тең болады:

$$l_1 = l_2 = 540 см .$$

Жұмыс арматура қимасының аудандары арасындағы келесі қатынастарды қабылдаймыз:

$$\frac{A_{s1}}{A_{s2}} = \frac{A^{/}_{s1}}{A^{//}_{s1}} = \frac{A^{/}_{s2}}{A^{//}_{s2}} = 1;$$

$$\frac{A^{/}_{s1}}{A_{s1}} = \frac{A^{//}_{s1}}{A_{s1}} = \frac{A^{/}_{s2}}{A_{s2}} = \frac{A^{//}_{s2}}{A_{s2}} = 1,3$$

Тақтаның меншікті салмағынан болатын есептік жүктеме қабылданған аражабын қалыңдығы құрастырады:

$$p_{с.в.} = 2500 \cdot 0,7 \cdot 1,1 = 1925 \ кг / м^2 .$$

Тақтаның меншікті салмағы есебімен табанының реактивті қысымынан болатын толық есептік жүктеме тең болады:

$$p = 20000 - 1925 = 18075 \ кг / м^2$$

(7.14) – (7.15) формулаларына сай платикалы сызықтық топсаларда аралық және тірек шектік моменттердің мәндері құрайды:

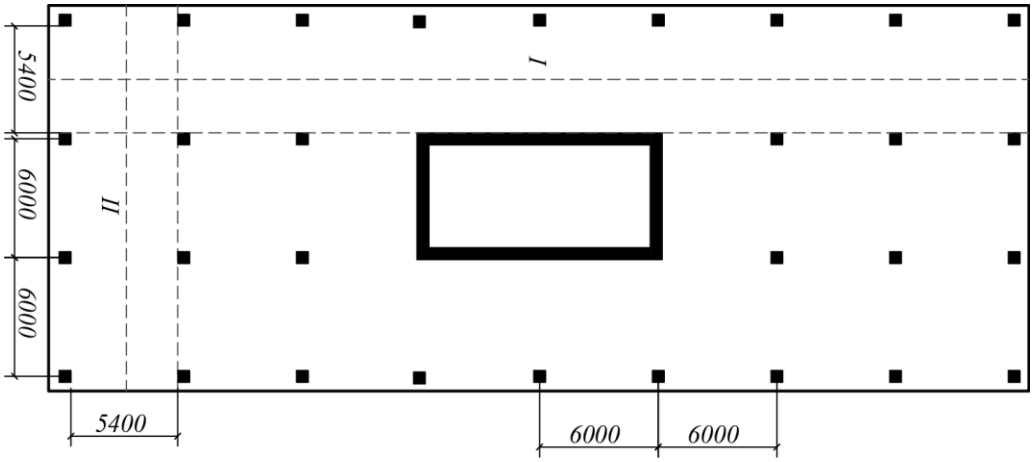
$$m_1 = m_2 = m = \frac{A_s}{600} \cdot 3550 \cdot \left(65 - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot 355}{17 \cdot 600} \right) = (384,6 \cdot A_s - 0,103 \cdot A_s^2) кг \cdot см / п.см$$

$$m_1^{/} = m_1^{//} = m_2^{/} = m_2^{//} = m^{/} = \frac{1,3 \cdot A_s}{600} \cdot 3550 \cdot \left(65 - 0,5 \cdot \frac{1,3 \cdot A_S \cdot 355}{17 \cdot 600} \right) =$$

$$= (500 \cdot A_s - 0,134 \cdot A_s^2) кг \cdot см / п.м$$

Іргетас тақтасының көлденең немесе бойымен аспап беті жолағының бұзылу механизмінде A_s мәнін анықтаймыз (7.14. суретке қара 1 және 2–ші телімдер) – (7.26) шартынан $p = 18075$ кг/м^2 = 1,81 кг/см^2 болады.

$$p = \frac{4(2m_1 + m_1^{/} + m_1^{//})}{(l_1 - c_1)^2} = \frac{8}{(l - c)^2} \cdot (m + m^{/})$$



Сурет 7.25 – Іргетас тақтасының бұзылу механизмі

немесе

$$\frac{p \cdot (l_1 - c_1)^2}{8} = m + m^{/};$$

$$\frac{1,81 \cdot (600 - 30)^2}{8} = \left[(384,6 \cdot A_s - 0,103 \cdot A_s^2) + (500 \cdot A_s - 0,134 \cdot A_s^2) \right];$$

$$73509 = 884,6 \cdot A_s - 0,237 \cdot A_s^2,$$

ондағы $A_s = 85$ см^2 немесе 14.2 см^2 пог.м.

Тақта іргетас қимасының жоғарғы аймағын арматуралауда 20/20/200/200 тор түрінде өзектердің көлденең қимасының ауданын 15,71 см^2/пог.м ($A_s = 94{,}26$ см^2) етіп қабылдаймыз.

Іргетас тақтасының аспап беті пластикалы сызықтық тірек топсаларда арматураның көлденең қимасының қажетті ауданы:

$$A_s^{/} = 1{,}3\ A_s = 1{,}3 \cdot 85 = 110{,}5\ \text{см}^2.$$

15,71×6=94,26 см^2 ұяшық шегінде өзектердің көлденең қимасының жалпы есептік ауданымен 20/20/200/200 негізгі торлар тақтаның барлық алаңы бойынша орнатылған түрде іргетас тақтасы қимасының төменгі аймағын арматуралауды қабылдаймыз және өзектердің көлденең қимасының есептік ауданымен 30,15 см^2 жоспарда 3×3м өлшемі 16/16/200/200 қосымша толары тақтаға ұстын тірелетін телімдерде орнатылады.

Қабылданған арматуралауда іргетас тақтасының ортаншы аспап бетінің көтергіш қабілетін тексереміз.

Қабылданған арматуралауда пластикалы сызықтық топсаларда аралық және тірек шектік моменттердің мәндері құрайды:

$$m = \frac{94{,}26}{6} \cdot 3550 \cdot \left(65 - 0{,}5 \cdot \frac{94{,}26 \cdot 355}{17 \cdot 600} \right) = 3533602 кг \cdot см / п.см = 35366 кг \cdot м / п.м$$

$$m^{/} = \frac{124{,}41}{6} \cdot 3550 \cdot \left(65 - 0{,}5 \cdot \frac{124{,}41 \cdot 355}{17 \cdot 600} \right) = 46252 кг \cdot м / п.м$$

Аражабын тақтасына шектік рұқсат етілген мәндері құрайды:

– (7.28) формуласына сәйкес жолақты сыну сұлбасында:

$$p = \frac{4(2 \cdot 35366 + 46252 + 46252)}{(6 - 0{,}3)^2} = 20097 кг / м^2 > 18075 кг / м^2$$

іргетас тақтасының телім беріктігі қамтамасыз етілді;

– (7.34) формуласына сәйкес әр түрлі қатардағы көршілес жатқан аспап бетінің бұзылуында, $m_1 = m_2 = m$, $m_1^{/} = m_1^{//} = m_2^{/} = m_2^{//} = m^{/}$ және $l_1 = l_2 = l$ мына түрді қабылдайды:

$$p = \frac{8(m + m^{/})}{l \cdot \left(l - 2 \cdot c + \frac{4 \cdot c^3}{3 \cdot l^2} \right)}.$$

сонда

$$p = \frac{8(35336 + 46252)}{6 \cdot \left(6 - 2 \cdot 0,3 + \frac{4 \cdot 0,3^3}{3 \cdot 6^2} \right)} = 20141 \; кг / м^2 > \; 18075 \; кг / м^2$$

іргетас тақтасының телім беріктігі қамтамасыз етілді.

ЕСЕП 6

Жоспарда дөңгелек нысанды тұтасқұйма іргетас тақтасы желдің әсер етуінен июші моментпен және вертикаль жүктememен жүктелгеніргетас тақтасының геометриялық өлшемдері 7.26. суретінде көрсетілген, $d = d' = 1125$ мм.

Іргетас тақтасының материалдары:

– С25/30 класты бетон f_{cd}=11,5 МПа;

– St–400 класты арматура f_{yd} = 355 МПа.

Іргетастың табанына негізіне біркелкі реактивті қысым қарқындылығы 520 МПа.құрайды.

Іргетас тақтасының нормал қимасының беріктігі шартынын жұмыс раматурасының қимасын таңдау қажет.

Төменгі арматура қимасын таңдау.

7.6.5 бабына сай дөңгелек іргетас тақтасының қажетті төменгі арматура қимасын цилиндрлі сақина жарықтың пайда болғанда қарастырылған консоль бөлігінің бұзылу сқлбасынан анықтауға болады (7.42)

Есептейміз:

$$\frac{R_2}{R_1} \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot d \left[1 - \frac{\frac{R_2}{R_1} \cdot A_s \cdot f_{yd}}{2 \cdot d \cdot f_{cd}} \right] = \frac{660}{500} \cdot A_s \cdot 3550 \cdot 112,5 \left[1 - \frac{\frac{660}{500} \cdot A_s \cdot 355}{2 \cdot 112,5 \cdot 11,5} \right]$$

$$= (527175 \cdot A_s - 95472 \cdot A_s^2) кг \cdot см$$

$$m = \frac{p}{6 \cdot R_1}(2 \cdot R_2^3 - 3 \cdot R_1 \cdot R_2^2 + R_1^3) = \frac{5,2}{6 \cdot 500}(2 \cdot 660^3 - 3 \cdot 5 \cdot 660^2 + 500^3) = 80759 \; кг \cdot см$$

Теңдігінің шешімінен

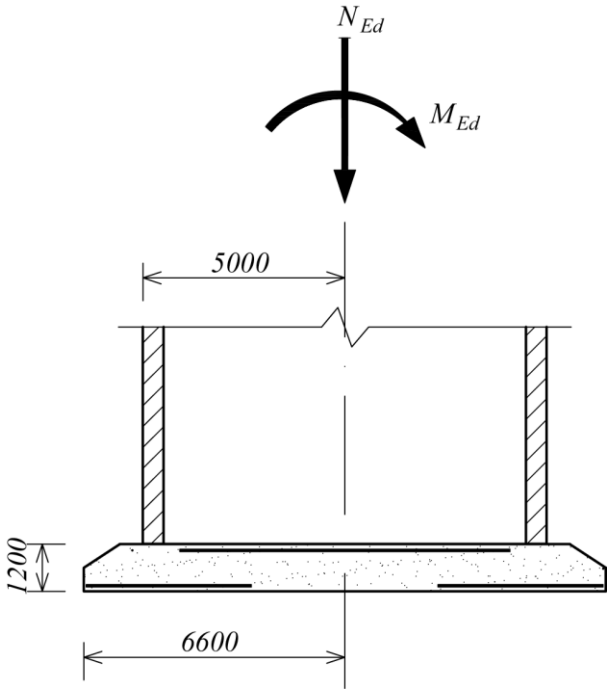
$$527175 \cdot A_s - 95472 \cdot A_s^2 - 80759 = 0$$

анықтаймыз, іргетас тақтасының төменгі арматура қимасының қажетті ауданы 0,16 см^2/пог.см немесе 16 см^2/пог.м. құрайды.

Іргетас тақтасының төменгі арматурасын диаметрі 18мм өзектерден, орнатылатын қадамын 200мм, ауданын 16,97 см^2/пог.м.етіп қабылдаймыз.

Жоғарғы арматура қимасын таңдау.

7.6.8, 7.6.9 баптарына сай дөңгелек іргетас тақтасының қажетті жоғарғы арматура қимасының жоғарғы бетінде ашылатын радиалды жарықтың пайда болғандығынан, іргетас тақтасының қарастырған орта бөлігінің бұзылу сұлбасынан анықтауға болады. (7.50) формуласын қолданып, есептеуді реактивті жүктеменің біркелкі үлестірілуі жағдайы үшін жүргізіледі.



Сурет 7.26 – Жоспардағы дөңгелек іргетастың геометриялық параметрлері

Есептейміз:

$$A_s^{/} \cdot f_{yd} \cdot d\left[1 - \frac{R_1 \cdot A_s^{/} \cdot f_{yd}}{2 \cdot R_2 \cdot d \cdot f_{cd}}\right] = A_s^{/} \cdot 3550 \cdot 112{,}5\left[1 - \frac{500 \cdot A_s \cdot 355}{2 \cdot 660 \cdot 112{,}5 \cdot 11{,}5}\right] =$$

$$(399375 \cdot A_s - 41510 \cdot A_s^2)кг \cdot см$$

$$p \cdot \frac{R_2^2(3R_1 - 2R_2)}{6R_1} = 5{,}2 \cdot \frac{660^2(3 \cdot 500 - 2 \cdot 660)}{6 \cdot 500} = 135907кг \cdot см.$$

Теңдеудің шешімінен

$$399375 \cdot A_s - 41510 \cdot A_s^2 - 135907 = 0$$

анықтаймыз, іргетас тақтасының жоғарғы арматура қимасының қажетті ауданы 0,35 см^2/пог.см немесе 35 см^2/пог.м. құрайды.

Іргетас тақтасының жоғарғы арматурасын диаметрі 32 мм өзектерден, орнатылатын қадамын 200мм, ауданын 40,21 см^2/пог.м.етіп қабылдаймыз.

СОҢҒЫ ЭЛЕМЕНТТЕР ӘДІСІМЕН СТАТИКАЛЫ ТҰРҒЫДА АНЫҚТАЛМАЙТЫН ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРЫНДАҒЫ КҮШТЕРДІ ҚАЙТА БӨЛУДІ ЕСЕПКЕ АЛУДАҒЫ ЖАЛПЫ ӘДІСТЕМЕСІ

7.1 Соңғы элементтер әдісімен статикалы тұрғыда анықталмайтын өзекті темербетон конструкцияларын күшті қайта бөлудегі есепке ала есептеуді темербетон элементтерінің сызықты емес деформациялы (қатаңдылық) сипаттамаларынан жүргізуге болады.

7.2 Жалпы жағдайда Соңғы элементтер әдісімен статикалы тұрғыда анықталмайтын темербетон конструкцияларын күшті қайта бөлудегі есепке ала есептеуді табан және іргетас, жер асты және жер үсті элементтерінің бірлескен жұмыстары есебімен кеңістік қойылымында жүргізе керек

7.3 Моделирование конструктивных систем производят с применением оболочечных, стержневых и объемных конечных элементов, используемых в принятой расчетной программе.

7.4 Конструктивті жүйенің кеңістік моделін жасауда әрбір элементтер үшін әртүрлі мөлшердегі еркіндік дәрежесімен байланысты көлемді, қабықшалы және өзекті соңғы элементтердің бірлескен жұмыстары сипатын ескеру қажет.

7.5 Табанның деформациялы қасиеттерін табанның жалпы қабылдайтын есептік модельдерін пайдалану жолдарын, берілген икемділігі бар ернеу шарттарын немесе соңғы элементтердің әр түрлерін қолдануын, көлемдік соңғы элементтерден ғимарат астындағы топырақтың барлық массивын модельдеуін немесе кешенді – табан және іргетас конструкцияларының бірлескен күрделі жұмыс жағдайларында жоғарыда келтірілген барлық әдістерді қолдануын ескеру қажет.

Конструктивті жүйелерді есептеудің бірінші сатысында топырақтың ортаңғы сипаттамалары бойынша қабылданған төсем коэффициентінің көмегімен ескерілетін табанының деформациясы рұқсат етіледі

Қадалық немесе қадалы – тақталы іргетасты қолдануда қадаларды темірбетон конструкциялары сияқты немесе табан төселімінің келтірілген коэффициентін қолдануда бірыңғай негіз сияқты топырақпен жалпылаған олардың бірлескен жұмысын ескеруін модельдеу қажет.

7.6 Соңғы – элементтік есептік моделдерін құрастыруда соңғы элементтердің мөлшері мен пішінін статикалы тұрғыда анықталмайтын конструкциялар элементтерінде күштерді анықтау дәлдігі қамтамасыз етілгендегі нақты есептік бағдарлама қолдануы мүмкіндегінен беру қажет

7.7 Статикалы тұрғыда анықталмайтын конструкцияларды есептеудің алғашқы сатысында олардың элементтеріне қажетті арматуралауды таңдау үшін соңғы элементтерінің деформация сипаттамасын баяулаушы коэффициенттері бар сызықты деформациялы сипаттамалары бойынша анықтау ұсынылады.

Арматураны анықтағаннан кейін элементтерде арматуралау есебімен соңғы элементтердің иілетін деформациялы сипаттамалардың нақтыланған мәндерін қабылдауда конструктивті жүйенің қосымша есептеуін жүргізу керек.

7.8 Темірбетон элементтерінің көлденең қимасының сызықты деформациялы

сипаттамаларын жүктемелердің қысқа уақыт және ұзақ әсер етулеріне жауап беретін арматура мен бетонда серпімді емес деформацияларының даму есебімен, сондай–ақ элементтердің қалыпты қималарында жарықтың пайда болу мүмкіндігінің есебімен анықтауға болады

7.9 Темірбетон элементтерінің сызықты емес деформациялы сипаттамаларынының мәндерін барлық деформацияланған деңгейлерде кернеу және салыстырмалы деформация арасындағы байланыс орнататын бетон мен арматурадағы деформацияның негізгі диаграммасына орналастыру керек.

7.10 Темірбетон элементтерінің сызықты емес деформациялы сипаттамаларынының мәндері сызықты емес деформациялы модельдер негізінде элементтер қимасында ішкі күштер және сыртқы күштер тепе–теңдігінің теңдеуін қолданады, сондай–ақ келесі қағидаларды:

– элемент қимасының биіктігі бойынша арматура және бетонның салыстырмалы үлестірмелі деформацияларын сызықты заң бойынша қабылдайды (жазық қимасының гипотезасы);

– бетон мен арматураның салыстырмалы деформациялар және осьтік кернеулер арасындағы байланыс бетон және арматура күйлерінің (деформацияланған) диаграммалары түрінде қабылдайды.

7.11 Бетондағы кернеу эпюрасынан жалпыланған ішкі күштерге ауысу қалыпты қима бойынша кернеудің сандық интегралдау рәсімін қолдануымен анықтау қажет. Бұл жағдай үшін қалыпты қиманы шартты түрде қиманың ені және биіктігі бойынша кіші телімдерге бөледі; элементтің көлденең қимасындағы симметрия осі жазықтықта ортадан тыс иілу және созылуда телімге бөлуді тек қиманың биіктігі бойынша жүргізеді.

Кернеуді шартты кіші телімдер шегінде біркелкі үлестірілген (орташа) деп қабылдайды.

7.12 Есептеуде төмендегі қабылдаулар ұсынылады:

– көлденең күштердің сығылатын мәндері, сондай–ақ бетон және арматураның қысқару деформациясы мен сығылатын кернеулердің мәндері – “минус” таңбасымен ;

– көлденең күштердің созылатын мәндері, сондай–ақ бетон және арматураның ұзару деформациясы мен созылатын кернеулердің мәндері – “плюс” таңбасымен ;

Арматура өзектерінің ауырлық ортасының координат таңбаларын, сондай–ақ көлденең күшінің түскен нүктесін *XOY* тағайындалған координат жүйелеріне сәйкес қабылдайды. Жалпы жағдайда бұл жүйенің бастапқы координатын (8.1 суретке қара *O* нүктесі) элементтің көлденең қима шегінде еркін жерде орналастырады.

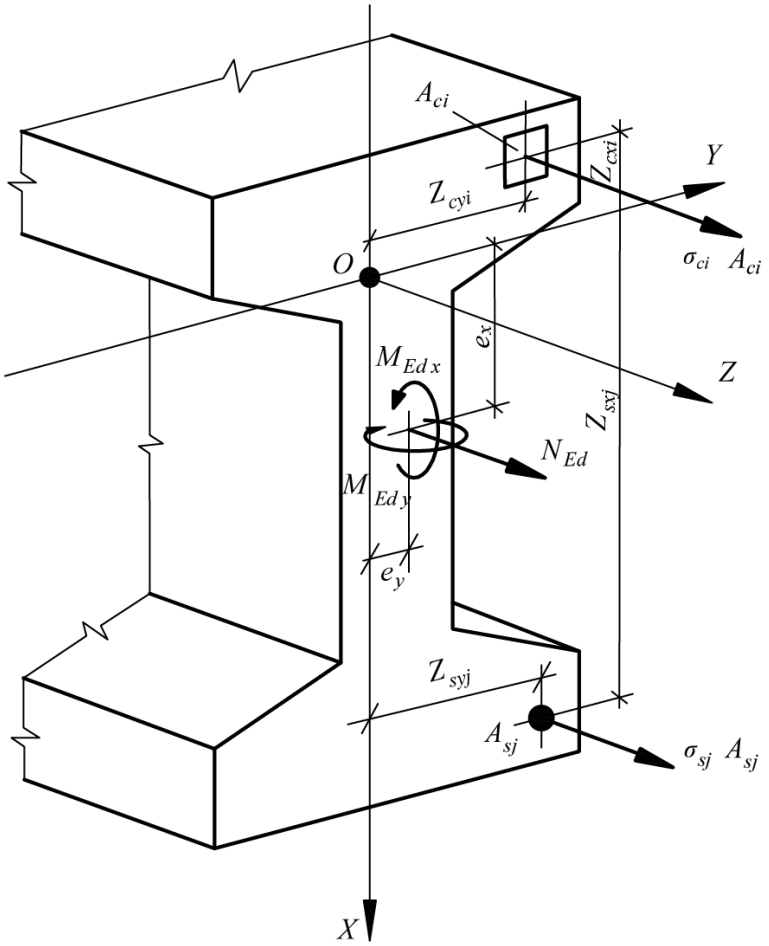
7.13 Жалпы жағдайда беріктік бойынша қалыпты қиманы есептеуде (8.1 суретке қара) қолданады:

– элементтің қалыпты қимасында ішкі күштер және сыртқы күштер тепе–теңдігінің теңдеуі:

$$M_x = \sum_i \sigma_{ci} \cdot A_{ci} \cdot Z_{cxi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot Z_{sxj} \qquad (8.1)$$

$$M_y = \sum_i \sigma_{ci} \cdot A_{ci} \cdot Z_{cyi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot Z_{syj} \quad (8.2)$$

$$N = \sum_i \sigma_{ci} \cdot A_{ci} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \quad (8.3)$$



Сурет 8.1 –Темірбетон элементінің қалыпты қимасындағы есептік сұлбасы

– элементтің қимасында деформацияларды үлестіруін анықтайтын теңдеу:

$$\varepsilon_{ci} = \varepsilon_o + \frac{1}{r_x} \cdot Z_{cxi} + \frac{1}{r_y} \cdot Z_{cyi} \quad (8.4)$$

$$\varepsilon_{sj} = \varepsilon_o + \frac{1}{r_x} \cdot Z_{sxj} + \frac{1}{r_y} \cdot Z_{syj} \quad (8.5)$$

– бетон және арматураның салыстырмалы деформациялары мен кернеуді байланыстыратын тәуелділік:

$$\sigma_{ci} = E_{cm} \cdot \nu_{ci} \cdot \varepsilon_{ci} \quad (8.6)$$

$$\sigma_{sj} = E_{sj} \cdot \nu_{sj} \cdot \varepsilon_{sj} \quad (8.7)$$

(8.1) – (8.7) теңдеулерінде

M_x, M_y – Сыртқы жүктемелердің июші моменттері, координат осьтерінде (*XOZ* немесе *YOZ* жазықтықтарында әсер ететін немесе оларға параллель) элементтердің көлденең қимасы шегінде орналасқан және таңдаған, формулалар бойынша есептеледі:

$$M_{Ed,x} = M_{Ed,xd} + N_{Ed} \cdot e_x \tag{8.8}$$

$$M_{Ed,y} = M_{Ed,yd} + N_{Ed} \cdot e_y \tag{8.9}$$

мұндағы $M_{Ed,xd}$, $M_{Ed,yd}$ – конструкцияның статикалық есебінен анықталатын сыртқы күштерден болатын жазықтықтағы июші моменттер;

N_{Ed} – сыртқы жүктемелерден болатын бойлық күш;

e_x, e_y – N бойлық күштердің түскен нүктесінен таңдаған осьтерге дейінгі арақашықтық; A_{ci}, Z_{czi}, Z_{cyi}, σ_{ci} – аудан, бетонның *i*– ді телімінің ауырлық ортасы және оның ауыр ортасы деңгейіндегі кернеу координаталары;

A_{sj}, Z_{sxj}, Z_{syj}, σ_{sj} – аудан, арматура өзегінің *i*– ді телімінің ауырлық ортасы және оның ауыр ортасы деңгейіндегі кернеу координаталары;

ε_o – таңдап алған осьтерде (*O* нүктесінде) талшықтың салыстырмалы деформациясы; $\frac{1}{r_x}$, $\frac{1}{r_y}$ – $M_{Ed,x}$ и $M_{Ed,y}$ июші моменттердің әсерінен жазықтықта қарастырылған элементтің көлденең қимасының бойлық осіндегі қисықтық;

E_{cm} –бетонның алғашқы серпімділік модулі;

E_{sj} – *j*–ді арматура өзегінің серпімділі модулі;

ν_{ci} – *j*–ді теліміндегі бетон серпімділік коэффициенті;

ν_{sj} – *j*–ді арматура өзегінің серпімді коэффициенті.

ν_{ci} және ν_{sj} коэффициентінің мәндерін арматура және бетон күйлерінің диаграммасына сай қарастырылатын нүктелерге арналған деформация және кернеу мәндерінің қатынасынан анықталады, есептеуде қабылданған арматура E_s және бетонның E_{cm} серпімділік модуліне бөлінген етіп қабылдайды (бетон күйінің екі сызықтық диаграммасын – сығылған бетонның $E_{cm,red}$ келтірілген модуль деформациясына).

$$\nu_{ci} = \frac{\sigma_{ci}}{E_{cm} \cdot \varepsilon_{ci}} \tag{8.10}$$

$$\nu_{sj} = \frac{\sigma_{sj}}{E_{sj} \cdot \varepsilon_{sj}} \tag{8.11}$$

Бұл жағдайда бетон және арматуралар үшін ҚР ҚН EN 1992–1–1:2004/2011

келтірілген «кернеу–деформация» тәуелдігін қолданады.

7.14 Статикалы тұрғыда анықталмайтын конструкция элементіндегі қалыпты қималарының кернеулі–деформациялы күйлерін итерация әдістерімен жүргізіледі. Ішкі күштерде берілген вектордағы деформация векторының тұрақтану шарттарымен бақылауға болады:

$$\sqrt{\frac{1}{3}\left[\left(\frac{\varepsilon_{0,n}-\varepsilon_{0,n+1}}{\varepsilon_{0,n}+\varepsilon_{0,n+1}}\right)^2+\left(\frac{\frac{1}{r_{x,n}}-\frac{1}{r_{x,n+1}}}{\frac{1}{r_{x,n}}+\frac{1}{r_{x,n+1}}}\right)^2+\left(\frac{\frac{1}{r_{y,n}}-\frac{1}{r_{y,n+1}}}{\frac{1}{r_{y,n}}+\frac{1}{r_{y,n+1}}}\right)^2\right]}\le\delta \qquad (8.12)$$

ондағы δ – 0,01 аз емес етіп қабылдауға ұсынылады; ;

ε_{0i}, $\frac{1}{r_{xi}}$ и $\frac{1}{r_{yi}}$ – алдыңғы (индекс «*n*») және келесі (индекс «*n+1*») итерацияларда июші моменттердің $M_{Ed,x}$ и $M_{Ed,y}$ әсерінен жазықтықтарда элементтердің көлденең қимасында бойлық осіндегі және *x* және *y* таңдаған осьтерінің қиылысында орналасқан бетон талшығының салыстырмалы деформайияларына сәйкес.

7.15 Арматура және бетон деформациясының қисық сызықтық диаграммасын қолдануда, қалыпты қима бойынша элементтердің беріктік критерийлеріне, есептің итерациялы үдерісіне қабысушылық болып табылады – яғни егер (8.1) – (8.3) ішкі күштер мен сыртқы күштердің тепе–теңдік теңдеу жүйесінің шешімі болса, онда қалыпты қима бойынша элементтердің беріктігі сыртқы жүктемелерден болған берілетін күштер мәндерінде қамтамасыз етілді деп саналады. Бұл жағдайда осьтік сығылуда және осьтік созылуда бетонның қисық сызықтық деформация диаграммаларын телімнің есебімен қабылдайды.

Бетон және арматура деформацияларының үзік–сызықтық диаграммасын қолдануда қалыпты қима бойынша темірбетон элементтерінің беріктігін бақылауды келесі шарттардан анықтауға болады:

$$\left|\varepsilon_{c,\max}\right|\le\varepsilon_{c,ult} \qquad (8.13)$$

$$\varepsilon_{s,\max}\le\varepsilon_{s,ult} \qquad (8.14)$$

ондағы $\varepsilon_{c,max}$ – сыртқы жүктемеден болған элеметтердің қалыпты қимасындағы бетонның ең сығылған талшықтың салыстырмалы деформациясы;

$\varepsilon_{s,max}$ – сыртқы жүктемеден болған элеметтердің қалыпты қимасындағы арматураның ең созылған талшықтың салыстырмалы деформациясы;

$\varepsilon_{c,ult}$ – 8.20 нұсқауына сай сығылудағы бетонның салыстырмалы деформациясының шектік мәні;

$\varepsilon_{s,ult}$ – 8.20 нұсқауына сай созылудағы арматураның салыстырмалы деформациясының шектік мәні.

7.16 Бойлық күш және екі бағыттағы июші моменттер (8.31 суретін қара) әсер ететін темірбетон элеметтері үшін қалыпты қимадағы еркін нысанды бетон және арматура деформацияларын (8.4) және (8.9) теңдеуін қолданумен (8.1) – (8.3) жүйелерінің шешімімен анықтауға болады.

$$M_{Ed,x} = D_{11} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{12} \cdot \frac{1}{r_y} + .D_{13} \cdot \varepsilon_o \tag{8.15}$$

$$M_{Ed,y} = D_{12} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{22} \cdot \frac{1}{r_y} + D_{23} \cdot \varepsilon_o \tag{8.16}$$

$$N_{Ed} = D_{13} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{23} \cdot \frac{1}{r_y} + D_{33} \cdot \varepsilon_o \tag{8.17}$$

Теңдеулер жүйелерінде сызықтық емес D_{ij} (i,j – 1,2,3) қатаң сипаттамалары формула бойынша анықталынады:

$$D_{11} = \sum_i A_{ci} \cdot Z_{cxi}^2 \cdot E_{cm} \cdot \nu_{ci} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj}^2 \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj} \tag{8.18}$$

$$D_{22} = \sum_i A_{ci} \cdot Z_{cyi}^2 \cdot E_{cm} \cdot \nu_{ci} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{syj}^2 \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj} \tag{8.19}$$

$$D_{12} = \sum_i A_{ci} \cdot Z_{cxi} \cdot Z_{cyi} \cdot E_{cm} \cdot \nu_{ci} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj} \cdot Z_{syj} \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj} \tag{8.20}$$

$$D_{13} = \sum_i A_{ci} \cdot Z_{cxi} \cdot E_{cm} \cdot \nu_{ci} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj} \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj} \tag{8.21}$$

$$D_{23} = \sum_i A_{ci} \cdot Z_{cyi} \cdot E_{cm} \cdot \nu_{ci} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sy} \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj} \tag{8.22}$$

$$D_{33} = \sum_i A_{ci} . E_{cm} \cdot \nu_{ci} + \sum_j A_{sj} \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj} \tag{8.23}$$

7.17 $M_{Ed,x}$ и $M_{Ed,y}$ (қисық иілім) тек екі бағытта июші моменттердің әсер етуінен темірбетон элементтерінің (8.3) теңдеуінен $N_{Ed}=0$ етіп қабылдайды.

7.18 Темірбетон элементтерінің көлденең қимасының жазықтық симметриясында ортадан тыс сығылатын және осы жазықтықта X осін орналастыруы үшін $M_{Ed,y}=0$ и $D_{12}=D_{22}=D_{23}=0$ етіп қабылдайды. Бұл жағдайда тепе–теңдік теңдеуі төменгі түрді қабылдайды:

$$M_{Ed,x} = D_{11} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{13} \cdot \varepsilon_o \tag{8.24}$$

$$N_{Ed} = D_{13} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{33} \cdot \varepsilon_o . \quad (8.25)$$

7.19 Темірбетон элементтерінің көлденең қимасының жазықтық симметриясында иілетін және осы жазықтықта *X* осін орналастыруы үшін $M_{Ed,y}=0$ и $D_{12}=D_{22}=D_{23}=0$ етіп қабылдайды. Бұл жағдайда тепе–теңдік теңдеуі төменгі түрді қабылдайды:

$$M_{Ed,x} = D_{11} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{13} \cdot \varepsilon_o \quad (8.26)$$

$$0 = D_{13} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{33} \cdot \varepsilon_o . \quad (8.27)$$

7.20 Бетонның салыстырмалы шектік деформациясының $\varepsilon_{c,ult}$ ($\varepsilon_{ct,ult}$) мәндерін элементтің көлденең қимасындағы (иілім, үлкен эксцентриситеті бар ортадан тыс сығылғын немесе созылған) деформациясының екі таңбалы (сығылғын немесе созылған) эпюрасын ε_{c2} (ε_{ct2}) тең етіп қабылдайды.

Элементтердің ортадан тыс сығылу немесе созылуында және салыстырмалы бетон деформациясының шектік $\varepsilon_{b,ult}$ ($\varepsilon_{bt,ult}$) мәндерінінің тек бір таңбалы деформация элементтері бетонның көлденең қимасының үлестірілуінде ε_1 және ε_2 ($|\varepsilon_2| \geq |\varepsilon_1|$) элемент қимасының қарама–қарсы жақтарындағы бетон деформациясына қатысты тәуелдігінен формула бойынша анықталады:

$$\varepsilon_{c,ult} = \varepsilon_{c2} - (\varepsilon_{c2} - \varepsilon_{co}) \cdot \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2} \quad (8.28)$$

$$\varepsilon_{ct,ult} = \varepsilon_{ct2} - (\varepsilon_{ct2} - \varepsilon_{cto}) \cdot \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2} \quad (8.29)$$

ондағы ε_{bo}, ε_{bto}, ε_{b2} и ε_{bt2} – бетон күйлерінің есептік диаграммаларының деформациялы параметрлері.

Арматураның салыстырмалы деформациясының $\varepsilon_{s,ult}$ шектік мәндерін: 0,025 – физикалы шектік аққыштық арматуралар үшін және 0,015 – шартты шектік аққыштық арматуралар үшін.

ЕСЕП 1

Тікбұрышты қима өлшемдері b = 300 мм; h = 600 мм; c = 40 мм; июші момент M = 200 кНм; *C12/15* класты ауыр арматура; *St400* класты созылған арматура, ауданы A_s = 1236 мм^2 (2Ø25+1Ø18).

Бетон деформациясының екі және үш сызықтық диаграммасын қолданумен қиманың беріктігін тексеру қажет және есептің бақылау сандарын көрсету керек. Деформациялы модельдердің параметрлері:

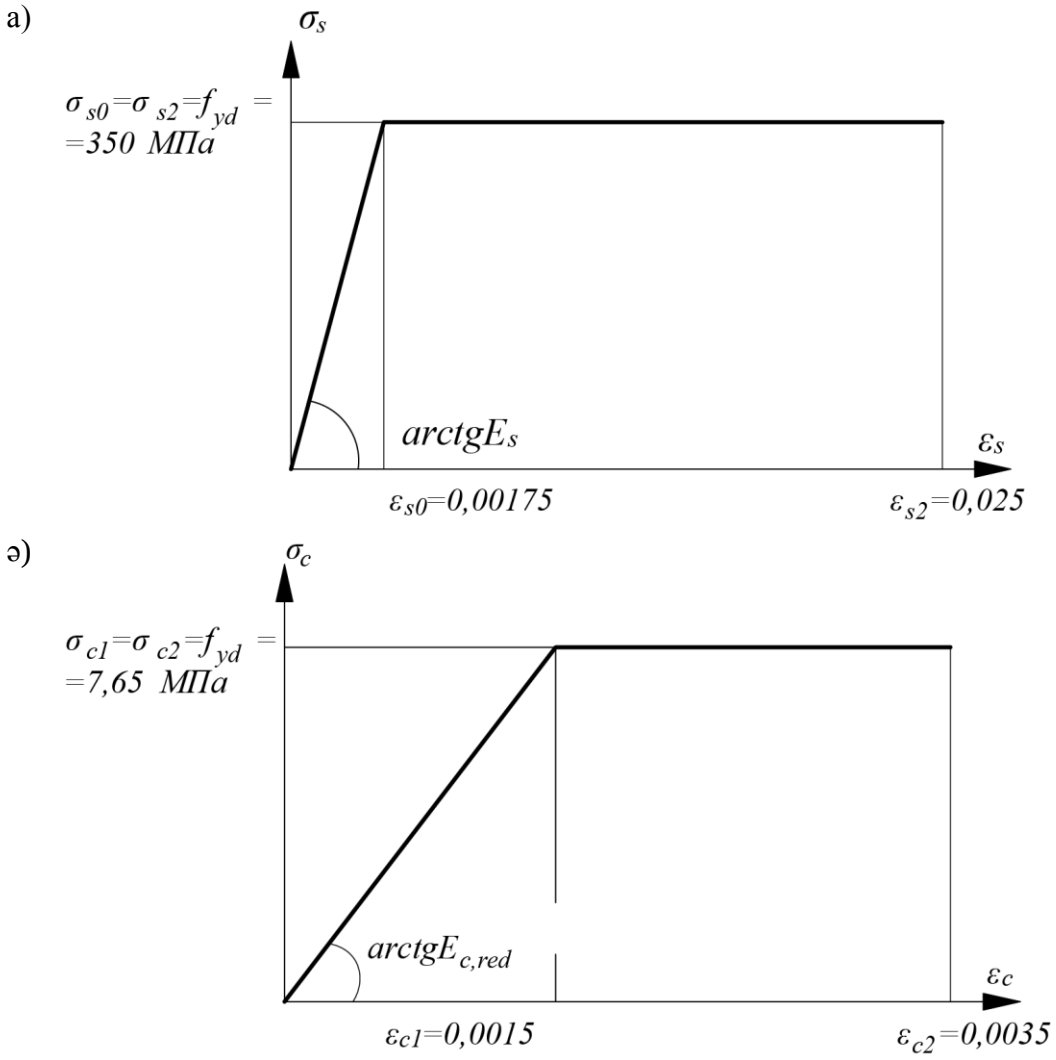
– *C12/15* класты ауыр бетон үшін бастапқы серпімділік модулі үшін

E_{cm}=24000 МПа; сығылған бетонның есептік кедергісі f_{cd} = 7,65 МПа;

– St400 класты арматура үшін серпімділік модулі $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа; $\sigma_{s0}=\sigma_{s2}=f_{yd}$ = 350 МПа; $\varepsilon_{s0}=f_{yd}/E_s$ = 0,00175; ε_{s2} = *0,025.*

Нұсқа 1 – жүктеменің ұзақ емес әсеріне жауап беретін, келесі сипаттамалары бар бетон күйінің екі сызықтық диаграммасын қабылдаймыз.

$$E_{c,red} = f_{cm}/ \varepsilon_{c1,red} = 7{,}65 / 0{,}0015 = 5100 \text{ МПа};$$
$$\varepsilon_{c1} = 0{,}0015;\ \varepsilon_{c2} = 0{,}0035;\ \sigma_{c1}=\sigma c_2=f_{cm}=7{,}65 \text{ МПа}.$$



Сурет 8.2 – Созылған арматура (а) мен сығылған бетон (б) күйлерінің есептік диаграммасы

Қиманы биіктігі бойынша ауданы A_{ci} = 300 мм·12 мм = 3600 мм^2 50 элементтерге қабат–қабатымен бөлеміз. *XOY* қимасындағы координат жүйесін қиманың ауырлық ортасының бастауымен қабылдаймыз:

Z_{sx} = 260 мм; Z_{ci} = ± 6…294 мм.

Есептеуді итерациялы орындаймыз, 1% есептік дәлдікпен (итерациялы үдерісінің ағымдағы және алдыңғы қадамамын есептелінген $1/r_x$ қисықтық айырмашылығы) Берілген параметрлердің дәлдігінен итерация саны 1316 құрайды. Арматура және бетонның серпімді емес деформациясының есебімен есептелінген D_{ij} қатаңдық сипаттамасының мәндері және есептеудің соңғы қадамы үшін қиманың беріктігі бойынша жарықтың пайда болуын құрайды:

$$D_{11} = \sum_{i=1}^{50} A_{ci} Z_{cmxi}^2 E_{cm,red} \nu_{bi} + \sum_{j=1}^{1} A_{sj} Z_{sj}^2 E_s \nu_{sj} = 17,65\,МПа \cdot м^4$$

$$D_{13} = \sum_{i=1}^{50} A_{ci} Z_{cxi} E_{cm,red} \nu_{bi} + \sum_{j=1}^{1} A_{sj} Z_{sj} E_s \nu_{sj} = -21,86\,МПа \cdot м^3$$

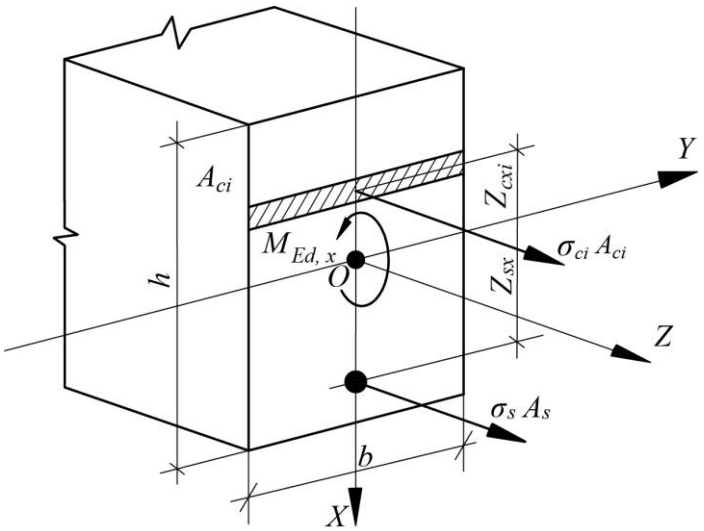
$$D_{33} = \sum_{i=1}^{50} A_{ci} E_{cm,red} \nu_{ci} + \sum_{j=1}^{1} A_{sj} E_s \nu_{sj} = 441,6\,МПа \cdot м^2$$

(8.26)–(8.27) теңдеуі жүйелерінің шешімдерінен:

$$0,2\,МНм = 17.65\,МПа \cdot м^4 \cdot \frac{1}{r_x} - 21.86\,МПа \cdot м^3 \cdot \varepsilon_0$$

$$0 = -21.86\,МПа \cdot м^3 \cdot \frac{1}{r_x} + 441,6\,МПа \cdot м^2 \cdot \varepsilon_0$$

$1/r_x$ қисықтық мәні 0,012 м$^{-1}$ құрайды, «*O*» нүктесіндегі деформация ε_0 – 0,0006 құрайды. Серпімді коэффициенттер ν_{ci} және ν_s келесі нақтылауды қажет етпейді – параметрлер берілген дәлдікпен анықталады.



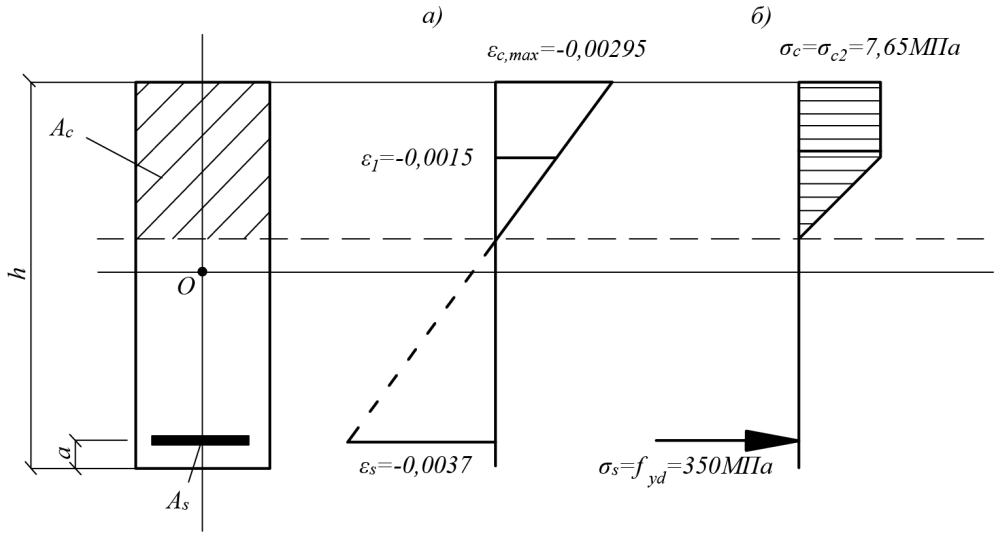
Сурет 8.3 – Элементтің қалыпты қимасының есептік сұлбасы

Соңғы қадам үшін қима бойынша кернеулер мен деформацияларының үлестірілуі 8.4 суретінде көрсетілген.

Беріктікті тексеруді 8.15 сай орындаймыз:

$$\varepsilon_{c,max} = –0{,}00295;\ \varepsilon_{c,ult} = \varepsilon_{c2} = 0{,}0035;\ \varepsilon_{s,max} = 0{,}0037\ ;\ \varepsilon_{s,ult} = \varepsilon_{s2} = 0{,}025$$

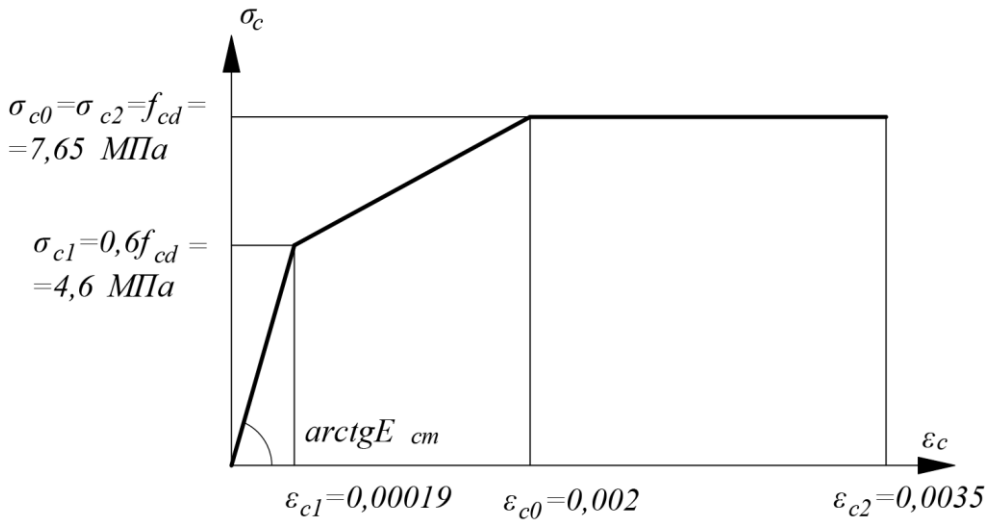
(8.13) және (8.14) шарттары орындалды – берілген күштерде қима беріктігі қамтамасыз етілді.



Сурет 8.4 – Қалыпты қима бойынша деформация (а) және кернеуді (б) үлестіру

Нұсқа 2 – жүктеменің ұзақ емес әсеріне жауап беретін, келесі сипаттамалары бар бетон күйінің үш сызықтық диаграммасын қабылдаймыз.

$\sigma_{c1}=0,6\,f_{cd}=4,6$МПа; $\varepsilon_{c1}=\sigma_{c1}/E_{cm}=0,00019$;
$\varepsilon_{c1}=0,002$; $\varepsilon_{c2}=0,0035$; $\sigma_{c2}=f_{cm}=7,65$МПа.



Сурет 8.5 – Сығылған бетон күйінің үш сызықтық есептік диаграммасы

Берілген параметрлердің дәлдігінен 1 % итерация саны 297 құрайды. Арматура және бетонның серпімді емес деформациясының есебімен есептелінген D_{ij} қатаңдық сипаттамасының мәндері және есептеудің соңғы қадамы үшін қиманың беріктігі бойынша жарықтың пайда болуын құрайды:

$$D_{11}=\sum_{i=1}^{50}A_{ci}Z_{cxi}^2E_{cm}\nu_{ci}+\sum_{j=1}^{1}A_{sj}Z_{sj}^2E_s\nu_{sj}=14,53\,МПа\cdot м^4$$

$$D_{13}=\sum_{i=1}^{50}A_{ci}Z_{cxi}E_{cm}\nu_{bi}+\sum_{j=1}^{1}A_{sj}Z_{sj}E_s\nu_{sj}=-35,33\,МПа\cdot м^3$$

$$D_{33}=\sum_{i=1}^{50}A_{ci}E_{cm}\nu_{ci}+\sum_{j=1}^{1}A_{sj}E_s\nu_{sj}=454,46\,МПа\cdot м^2$$

(8.26)–(8.27) теңдеуі жүйелерінің шешімдерінен:

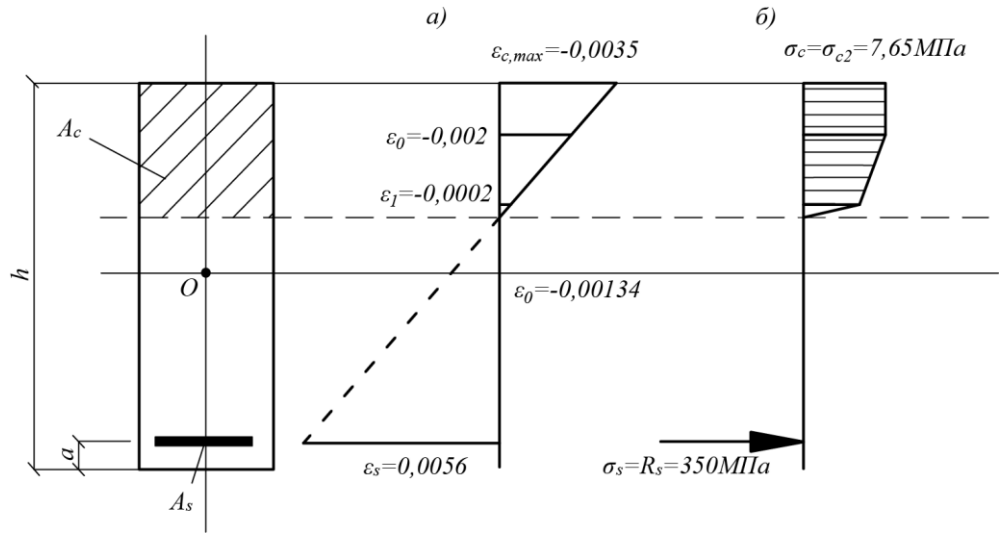
$$0,2\,МНм=14,53\,МПа\cdot м^4\cdot\frac{1}{r_x}-35,33\,МПа\cdot м^3\cdot\varepsilon_0$$

$$0=-35,33\,МПа\cdot м^3\cdot\frac{1}{r_x}+454,46\,МПа\cdot м^2\cdot\varepsilon_0$$

$1/r_x$ қисықтық мәні 0,0164 м$^{-1}$ құрайды, «*O*» нүктесіндегі деформация ε_0 – 0,00134 құрайды.

Соңғы қадам үшін қима бойынша кернеулер мен деформацияларының үлестірілуі

8.6 суретінде көрсетілген.



Сурет 8.6 – Қалыпты қима бойынша деформация (а) және кернеуді (б) үлестіру

Беріктікті тексеруді 8.15 сай орындаймыз:

$$\varepsilon_{c,max} = –0,0035;\ \varepsilon_{c,ult} = \varepsilon_{c2} = 0,0035;\ \varepsilon_{s,max} = 0,0056\ ;\ \varepsilon_{s,ult} = \varepsilon_{s2} = 0,025.$$

(8.13) және (8.14) шарттары орындалды – берілген күштерде қима беріктігі қамтамасыз етілді.

Әдебиеттер тізімі

1. «Статикалы тұрғыда анықталмайтын темірбетон конструкцияларын есеетеу бойынша басшылық». Кеңес одағының Госстрой Бетон және темірбетон ғылыми–зерттейтін институты. Стройиздат. Мәскеу.

2. «Тілінбеген темірбетон арқалықтарында күштерді қайта бөлуді есепке ала есептеу туралы сұрақтар». т.ғ.к. С.М. Крылов, С. Икрамов.

3. «Статикалы тұрғыда анықталмайтын темірбетон конструкцияларында күштерді қайта бөлуді есепке алу бойынша нұсқама». Госстройиздат. Мәскеу. Г.Д. Климова, Д.Я. Касимов

4. «Статикалы тұрғыда анықталмайтын темірбетон конструкцияларында күштерді қайта бөлу». Крылов С.М. Мәскеу. 1963ж.

ӘОК 624.012.4.041.2 СХС 91.080.40

Тірек сөздер: бетон, темірбетон, арматура, кернеуленген арматура

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ IV
1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ 1
2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ 1
3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ 2
4 ОСНОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ И ЕДИНИЦЫ ИЗМЕРЕНИЯ 4
4.1 Обозначения 4
4.2 Единицы измерения 9
5 ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ 9
5.1 Общие требования к бетонным и железобетонным конструкциям 9
5.2 Общие требования к проектированию бетонных и железобетонных конструкций 10
5.3 Расчетные ситуации 11
5.4 Нагрузки и воздействия 12
5.5 Предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций 12
6 ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ К РАСЧЕТУ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ 14
7 ПРИБЛИЖЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ 22
7.1 Общие положения 22
7.2 Плоские балочные плиты 23
7.3 Прямоугольные плиты, работающие в двух направлениях 24
7.4 Монолитные и сборные безбалочные перекрытия 32
7.5 Неразрезные балки и рамы 44
7.6 Фундаменты 49
8 ОБЩАЯ МЕТОДИКА РАСЧЕТА СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ПЕРЕАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ 58
Библиография 70

ВВЕДЕНИЕ

Ещё до приложения нагрузки в сечениях статически неопределимых железобетонных конструкций могут возникать усилия от температуры, усадки бетона, смещения опор, а также от предварительного напряжения. В этой связи деформированное состояние статически неопределимых железобетонных конструкций в обычных условиях эксплуатации и особенно в предельном состоянии может весьма существенно отличаться от деформированного состояния, определяемого из расчета упругой системы. Условно можно выделить три этапа работы (на примере балки):

– первый из них характеризуется замедленным ростом кривизны при весьма малых значениях изгибающих моментов. Эти моменты значительно меньше, чем моменты, возникающие при нормальной эксплуатации;

– второй этап характерен ускоряющимся ростом кривизны при увеличении изгибающих моментов. На этом этапе появляются и развиваются трещины в бетоне растянутой зоны. Жесткость балки значительно снижается, особенно в наиболее напряженном сечении. К концу второго этапа кривизна возростает почти в 6 раз;

– третий этап начинается с началом текучести арматуры. При обычном армировании, сжатая зона бетона не разрушается раньше, чем потечет арматура. С развитием текучести арматуры начинается увеличение раскрытия трещин, сжатая зона бетона постепенно уменьшается и в итоге происходит её разрушение. Текучесть арматуры сопровождается значительным ростом деформаций при почти постоянном изгибающем моменте. Этот момент для статически определимых систем считается потерей несущей способности. Для статически неопределимых систем сечение, в котором арматура течет при постоянном изгибающем моменте, ведет себя как пластический шарнир, происходит взаимный поворот частей балки, лежащих по обе стороны от пластического шарнира, однако это не приводит к потере несущей способности, но приводит к перераспределению внутренних усилий.

Проведенные результаты испытаний железобетонных конструкций дают достаточно четкую картину их деформирования под действием внешней нагрузки и приводят к выводу:

а) в статически неопределимых железобетонных конструкциях под действием нагрузки возникают неупругие деформации, причем возникают они при значительно малых величинах нагрузок по сравнению с нагрузками, имеющими место при нормальной эксплуатации;

б) результаты расчетов в предположении упругой работы статически неопределимых железобетонных конструкций не могут служить оценкой их работы под нагрузкой.

В связи, свыше изложенным, представляется весьма важным и актуальным при расчетах статически неопределимых железобетонных конструкций учитывать перераспределение внутренних усилий.

Способность расчетных сечений статически неопределимых железобетонных конструкций к повышенным деформациям, приводящим к перераспределению усилий, позволяет рационально армировать критические сечения, снижая прочность наиболее армированных расчетных зон (уменьшая их армирование) и соответсвенно повышая

прочность менее армированных зон (увеличивая их армирование), т.е. обеспечивать искусственное регулирование (перераспределение) усилий.

Настоящее нормативно-техническое пособие вводится в действие для применения на добровольной основе в качестве нормативного документа Республики Казахстан.

ДЛЯ ЗАМЕТОК

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ

DESIGN OF STATICALLY INDEFINABLE STEEL CONCRETE CONSTRUCTIONS TAKING INTO ACCOUNT REDISTRIBUTION OF EFFORTS

Дата введения – 2015.01.01

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

1.1 Настоящее нормативно-техническое пособие (далее Пособие) распространяется на статически неопределимые железобетонные конструкции, плиты перекрытий и покрытий, безбалочные перекрытия, неразрезные балки, рамы и фундаменты, применяемые в гражданском и промышленном строительстве, гидротехническом, транспортном и других областях строительства.

1.2 В Пособии даются указания по определению внутренних сил при расчетах статически неопределимых железобетонных конструкций армированных с перераспределением усилий (искуственным регулированием усилий) и армированных в соответсвии с упругим расчетом системы. Расчеты на выносливость, в случае их необходимости, следует выполнять согласно специальным указаниям.

1.3 Изложенные методы расчета статически неопределимых железобетонных конструкций подкреплены примерами расчета.

2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

Для применения настоящего Пособия необходимы следующие ссылочные нормативные документы:

СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

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

ИСО 3898:1997 Основные положения проектирования конструкций. Условные обозначения. Основные символы.

ПРИМЕЧАНИЕ При пользовании настоящим Пособием целесообразно проверить действие ссылочных документов по информационным «Перечню нормативных правовых и нормативно-технических актов в сфере архитектуры, градостроительства и строительства, действующих на территории Республики Казахстан», «Указателю нормативных документов по стандартизации Республики Казахстан и «Указателю межгосударственных нормативных документов», составляемых ежегодно по состоянию на текущий год.

Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящим Пособием следует руководствоваться замененным (измененным) документом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В настоящем нормативно техническом пособии действуют термины и определения строительных норм СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011:

3.1 **Арматура** (fittings; fixtures): Линейно протяженные элементы в железобетонной конструкции, предназначенные для восприятия растягивающих (главным образом) и сжимающих усилий. В зданиях и сооружениях применяют стальную арматуру в виде проволоки, стержней и витых канатов.

3.2 **Арматура конструктивная** (structural reinforcement): Арматура, устанавливаемая по конструктивным соображениям без расчета.

3.3 **Арматура рабочая** (principal reinforcement): Арматура, назначаемая по расчету.

3.4 **Балочно-блочное перекрытие**: Состоит из сборных ребер (или балок) с заполнением между ними, выполненным из блоков, керамических полых камней и других форм несъемной опалубки, с верхним монолитным слоем или без него.

3.5 **Воздействия** (action (*F*)): Силы, приложенные непосредственно к конструкции вызывающие в элементах конструкции напряжения, либо их перемещения, определяемые термином «*воздействие непосредственное или прямое*» или «*нагрузка*»;

3.6 **Воздействия** (action (*F*)): Деформации элементов конструкций, вызванные перемещениями связей, соединяющих их с другими элементами, осадками оснований либо собственными деформациями (например, неравномерные осадки, усадка, ползучесть бетона, температурные изменения), вызывающими реактивные силы, которые определяют как «*косвенные или непрямые воздействия*».

3.7 **Диафрагма** (diaphragm): Плоский элемент, который подвергается действию сил в своей плоскости; может состоять из нескольких сборных изделий, соединенных вместе.

3.8 **Каркас арматурный** (reinforcement cage): Объемный арматурный элемент, образованный путем соединения арматурных сеток или отдельных стержней. Способ соединения и взаимное расположение арматурных сеток должны соответствовать требованиям проектной документации.

3.9 **Класс арматуры по прочности на растяжение**: Показатель, характеризующий ее механические свойства согласно требованиям соответствующих стандартов, обозначаемый буквой S и числом, соответствующим характерному сопротивлению арматуры в МПа (Н/мм^2) (например, St240).

3.10 **Класс бетона по прочности**: Количественная величина, характеризующая качество бетона, соответствующая его гарантированной прочности на осевое сжатие, обозначаемая буквой *C* и числами, выражающими значения характерного сопротивления и гарантированной прочности в Н/мм^2 (МПа), например, $C^{12}/_{15}$ (перед чертой – значение характерного сопротивления f_{ck}, Н/мм^2, после черты – гарантированная прочность бетона $f_{c,}{}^{G}{}_{cube}$, Н/мм^2).

3.11 **Конструкции железобетонные** (reinforced concrete structures): Конструкции, выполненные из бетона с рабочей и конструктивной арматурой (армированные бетонные конструкции); расчетные усилия от всех воздействий в армированных бетонных конструкциях должны восприниматься бетоном и рабочей арматурой.

3.12 **Коэффициент безопасности для арматуры частный γ_s:** Коэффициент,

учитывающий возможные отклонения физического или условного предела текучести арматурной стали ниже, чем f_{yk}(f_{pk}), а также отклонения размеров сечения стержня.

3.13 **Коэффициент безопасности для бетона частный** γ_c: Коэффициент, учитывающий возможность отклонения прочностей бетона f_{ck}, f_{ctk} ниже характерных значений, отклонения в геометрических размерах сечений (не превышающие, однако, допустимых) и разницу между прочностью бетона, определяемую на опытных образцах, и прочностью бетона в конструкции; в случае неармированных конструкций значение γ_c учитывает возможность наступления хрупкого разрушения.

3.14 **Модель расчетная**: Идеализация конструктивной системы, используемая с целью анализа конструкции либо ее элемента.

3.15 **Переходная расчетная ситуация**: В конструкции из сборных элементов относится к:

– распалубке;

– транспортированию к месту хранения;

– хранению (условия опирания и воздействия);

– транспортированию на строительную площадку;

– установке (подъему);

– монтажу (сборке).

3.16 **Прочность бетона на осевое сжатие** f_c: Максимальные сжимающие напряжения в бетоне при одноосном напряженном состоянии, соответствующие пиковой точке диаграммы деформирования.

3.17 **Прочность бетона на осевое сжатие, гарантированная** $f_{c,}{}^{G}{}_{cube}$: Прочность, определяемая при осевом сжатии кубов размером 150×150×150 мм с учетом статистической изменчивости при обеспеченности 0,95, гарантируемая производителем в соответствии с действующими стандартами.

3.18 **Система конструктивная** (structural system):Совокупность несущих элементов (конструкций), образующих по определенным правилам пространственную систему, обеспечивающую заданные эксплуатационные функции здания или сооружения.

3.19 **Ситуация расчетная**: Совокупность физических условий, касающихся определенного периода времени, для которого следует подтверждать расчетом, что предельное состояние конструкции не будет превышено.

3.20 **Сопротивление арматуры характеристическое** f_{yk} **(**$f_{0,2k} = f_{pk}$**)**: Гарантируемое производителем значение физического либо условного предела текучести арматуры с обеспеченностью 0,95 согласно соответствующим стандартам.

3.21 **Сопротивление арматуры расчетное** f_{yd}: Прочность арматуры, принимаемая при расчетах конструкций и получаемая делением характерного сопротивления f_{yk} на частный коэффициент безопасности для арматуры γ_s.

3.22 **Сопротивление бетона осевому растяжению характеристическое** f_{ctk} **(** $f_{ctk,0,05}$ **)**: 5 % квантиль статистического распределения прочности бетона на осевое растяжение.

3.23 **Сопротивление бетона осевому растяжению среднее** f_{ctm}: Прочность бетона на осевое растяжение, установленная для проектирования конструкций

3.24 **Сопротивление бетона осевому сжатию характеристическое** f_{ck}**:**

Сопротивление осевому сжатию призм или цилиндров, назначенное с учетом статистической изменчивости при обеспеченности 0,95, исходя из значений параметрического ряда классов бетона по его гарантированной прочности $f_{c,cube}^{G}$.

3.25 **Сопротивление бетона осевому сжатию среднее f_{cm}**: Прочность бетона на осевое сжатие, установленная для проектирования конструкций.

3.26 **Сопротивление бетона расчетное (сжатию – f_{cd}; растяжению – f_{ctd})**: Сопротивление бетона, принимаемое при расчетах конструкции по I и II группам предельных состояний и получаемое путем деления характеристических значений прочности на частный коэффициент безопасности для бетона γ_c.

3.27 **Состояние предельное** (limit state strength): Это такое состояние, при достижении которого конструктивная система или составляющий ее элемент перестают удовлетворять предъявляемым к ним требованиям.

4 ОСНОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ И ЕДИНИЦЫ ИЗМЕРЕНИЯ

В настоящем нормативно техническом Пособии используются единые символы и условные обозначения согласно ИСО 3898:1997.

4.1 Обозначения

Прописные буквы латинского алфавита

Прописные буквы латинского алфавита

A – площадь сечения;

A_c – площадь сечения бетона;

A_{cc} – площадь сечения бетона в сжатой зоне;

$A_{c,eff}$ – эффективная площадь растянутой зоны сечения;

A_{c0} – площадь смятия;

A_{c1} – площадь распределения при расчете на смятие;

A_{core} – площадь сечения в пределах косвенного (кольцевого) армирования;

A_{crit} – критическая площадь, заключенная внутри критического сечения;

A_{ct} – площадь сечения бетона растянутой зоны;

A_d – расчетное значение особого воздействия;

A_{load} – площадь поверхности, к которой приложена сосредоточенная сила;

A_s – площадь сечения ненапрягаемой арматуры;

A_{s1} – площадь сечения растянутой либо наименее сжатой арматуры;

A_{s2} – площадь сечения сжатой либо наименее растянутой арматуры;

A_{sf} – площадь сечения арматуры в полке элемента таврового сечения;

$A_{s,tot}$ – полная площадь продольной арматуры в сечении;

A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры;

B – жесткость изгибаемого железобетонного элемента;

$E_{c,eff}$ – эффективный модуль упругости бетона (с учетом длительного действия нагрузки);

E_{cm} – модуль упругости бетона;

$E_{cm,n}$ – модуль упругости бетона для нелинейных расчетов конструкций;.

E_s – модуль упругости арматуры;

F – сила, воздействие;

F_c – равнодействующая усилий в сжатой зоне бетона;

F_s – равнодействующая усилий в арматуре;

H – горизонтальное усилие (распор);

I – момент инерции сечения;

I_c – момент инерции сечения бетона относительно центра тяжести сечения элемента;

I_s – момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести сечения элемента;

M – изгибающий момент;

M_{cr} – момент, соответствующий образованию трещин;

M_{Rd} – прочность сечения при изгибе;

M_{Ed} – расчетный изгибающий момент, вызванный действием внешней нагрузки;

$M_{Ed,x}$ – расчетный изгибающий момент от внешней нагрузки, определенный относительно оси x;

$M_{Ed,y}$ – то же, относительно оси y;

N – продольная сила;

N_{cr} – осевая сила, приводящая к образованию трещин;

N_{crit} – условная критическая продольная сила;

N_p – продольное усилие предварительного обжатия;

N_{Rd} – прочность сечения при действии продольного усилия;

N_{Ed} – расчетная продольная сила от внешнего воздействия;

$N_{Ed,z}$ – продольная сила от внешней нагрузки по направлению оси z;

$N_{Ed,lt}$ – расчетная продольная сила при практически постоянном сочетании нагрузок;

Q – переменное воздействие;

S – статический момент;

S_1 – обозначение продольной арматуры соответственно:

а) при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения – расположенной в растянутой зоне;

б) при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении – расположенной у менее сжатой грани сечения;

в) при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении:

– для внецентренно растянутых элементов – расположенной у более растянутой грани сечения;

– для центрально-растянутых элементов – всей в поперечном сечении элемента;

S_2 – обозначение продольной арматуры соответственно:

а) при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения – расположенной в сжатой зоне;

б) при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении– расположенной у более сжатой грани сечения;

в) при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении и внецентренно растянутых элементов – расположенной у менее растянутой грани сечения;

S_c – статический момент сжатой зоны сечения бетона, рассчитанный относительно центра тяжести растянутой арматуры;

S_{cN} – статический момент сжатой зоны сечения бетона, рассчитанный относительно оси действия силы N_{Ed}, приложенной с эксцентриситетом e_{od};

T_d – расчетное растягивающее усилие в продольной арматуре при проверке прочности наклонного сечения;

T_{Rd1} – предельный крутящий момент, воспринимаемый сжатыми бетонными подкосами (прочность элемента на кручение по бетону);

T_{Rd2} – предельный крутящий момент, воспринимаемый арматурой (прочность элемента на кручение по арматуре);

T_{Ed} – расчетный крутящий момент, вызванный нагрузкой;

V_{cd} – расчетная поперечная сила, воспринимаемая бетоном;

$V_{Rd,c}$ – составляющая поперечной силы, воспринимаемая бетоном, в элементе, имеющем поперечное армирование;

$V_{Rd,ct}$ – расчетная поперечная сила, воспринимаемая элементом, не имеющим поперечного армирования;

$V_{Rd,max}$ – расчетная поперечная сила, воспринимаемая сжатыми подкосами при расчете наклонного сечения;

$V_{Rd,sy}$ – составляющая поперечной силы, воспринимаемая арматурой в элементе, имеющем поперечное армирование;

V_{Ed} – расчетная поперечная сила, вызванная нагрузкой;

W_c – момент сопротивления бетонного сечения, рассчитанный как для линейного упругого материала.

Строчные буквы латинского алфавита

a_{lim} – предельный (допустимый) прогиб;

b'_{eff} – эффективная ширина полки тавровых сечений;

b_j – ширина поверхности соединения (стыка) сборного элемента и монолитной части в сборно-монолитной конструкции;

b_w – ширина стенки таврового сечения; расчетная ширина балки при расчетах на действие перерезывающих сил;

d – диаметр, полезная высота сечения;

e_a – случайный эксцентриситет;

e_e – расчетный эксцентриситет;

e_o – начальный эксцентриситет продольной силы (без учета влияния прогиба) относительно центра тяжести приведенного сечения;

e_{s1} – эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры;

e_{s2} – эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести сжатой

арматуры;

f_c – прочность бетона на сжатие при одноосном напряженном состоянии;

$f_{c,\ cube}^{G}$ – гарантированная прочность бетона;

f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию для железобетонных конструкций;

f_{ck} – характеристическое сопротивление бетона осевому сжатию;

f_{cm} – прочность бетона на осевое сжатие, установленная для проектирования конструкций;

f_{ctd} – расчетное сопротивление бетона растяжению для железобетонных конструкций;

f_{ctk} – характеристическое сопротивление бетона осевому растяжению, соответствующее5% квантилю статистического распределения прочности $f_{ctk,0,05}$;

$f_{ctk,0,95}$ – 95% квантиль статистического распределения прочности бетона на осевое растяжение;

f_{ctm} – прочность бетона на осевое растяжение, установленная для проектирования конструкций;

f_{yd} – расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры;

$f_{yk}(f_{0,2k})$ – характеристическое сопротивление ненапрягаемой арматуры;

f_{ywd} – расчетное сопротивление поперечной арматуры;

h'_f – высота (толщина) полки таврового сечения;

l_{eff} – расчетный пролет;

l_n – пролет в свету между опорами;

n_w – число поперечных стержней в сечении;

s – шаг поперечной арматуры;

s_e – расстояние между стержнями арматуры в свету;

s_f – расстояние между стержнями поперечной арматуры в полке таврового сечения;

s_n – расстояние между каркасами (сетками) косвенного армирования в зоне сжатия или шаг спирали;

s_{rm} – среднее расстояние между трещинами;

t – ширина опоры; продолжительность действия нагрузки; эффективная толщина стенки коробчатого сечения;

u –периметр;

v – единичная поперечная сила;

v_{Ed} – расчетная поперечная сила на единицу длины;

w_k – расчетная ширина раскрытия трещин;

w_{lim} – предельно допустимая ширина раскрытия трещин;

x – высота сжатой зоны сечения, а также расстояние от рассматриваемого сечения до точки приложения усилия;

x_{eff} – эффективная высота условной сжатой зоны сечения, рассчитанная при допущении прямоугольной эпюры распределения напряжений в сжатой зоне;

$x_{eff,lim}$ – граничное значение высоты условной сжатой зоны;

z – плечо внутренней пары сил.

Буквы греческого алфавита

α – угол, коэффициент, а также отношение модуля упругости стали E_s к модулю упругости бетона E_{cm};

α_e – отношение модуля упругости стали E_s к эффективному модулю упругости бетона $E_{c,eff}$;

α_t – коэффициент линейного температурного расширения;

γ – частный коэффициент безопасности;

γ_c – частный коэффициент безопасности для бетона;

γ_s – частный коэффициент безопасности для арматуры;

γ_F – частный коэффициент безопасности для воздействия;

δ – отношение моментов до и после перераспределения, а также – коэффициент;

ε_c – относительная деформация бетона;

ε_{c1} – относительная деформация бетона, соответствующая прочности на сжатие f_c;

ε_{c2}, ε_{c3} – относительная деформация бетона, соответствующая расчетному сопротивлению бетона $\alpha \cdot f_{cd}$;

$\varepsilon_{cs,\infty}$ – предельное значение усадки бетона;

ε_{cu}, ε_{cu2}, ε_{cu3} – относительные деформации, соответствующие предельной сжимаемости бетона;

ε_s – относительная деформация арматуры;

ε_{sm} – средняя относительная деформация арматуры для элемента с трещинами;

ε_{su} – предельное значение относительной деформации арматуры при растяжении;

ε_{yd} – относительные деформации арматуры, соответствующие пределу текучести;

ζ – отношение x/d, а также коэффициент;

η – коэффициент;

θ – угол;

ν_c – коэффициент поперечных деформаций бетона (Пуассона);

ρ_l – коэффициент продольного армирования;

ρ_r – коэффициент армирования, отнесенный к эффективной площади растянутого бетона;

ρ_w – коэффициент поперечного армирования;

σ – нормальные напряжения;

σ_c – нормальные сжимающие напряжения в бетоне;

σ_{cg} – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от собственного веса конструкции;

σ_{cN} – напряжения в бетоне, вызванные внешней продольной силой;

σ_{cR} – допускаемые напряжения в бетоне при действии многократно-повторяющейся нагрузки;

σ_{ctm} – средние растягивающие напряжения в бетоне;

σ_N – напряжения, вызванные внешней силой, нормальной к плоскости стыка в сборно-монолитной конструкции;

σ_s – напряжения в арматуре;

$\Delta\sigma_{sR}$ – допустимая область изменения напряжений в арматуре при многократно-повторяющихся нагружениях;

$\varnothing$ – диаметр арматурного стержня.

4.2 Единицы измерения

В расчетах, выполняемых в соответствии с требованиями настоящего нормативно технического пособия, следует использовать следующие единицы измерения:

– силы и нагрузки – кН, кН/м, кН/м^2;

– плотность – кг/м^3;

– напряжения и прочность – Н/мм^2 (МПа);

– момент (изгибающий, крутящий) – кН·м.

5 ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

5.1 Общие требования к бетонным и железобетонным конструкциям

5.1.1 Проектирование бетонных и железобетонных конструкций следует выполнять в соответствии с общими правилами, приведенными в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, с учетом дополнительных требований к железобетонным конструкциям, установленным в настоящем Пособии.

5.1.2 Бетонные и железобетонные конструкции всех типов должны удовлетворять требованиям по безопасности, эксплуатационной пригодности и долговечности, а также дополнительным требованиям, указанным в задании на проектирование.

5.1.3 Для удовлетворения требованиям по безопасности конструкции должны иметь такие начальные характеристики, чтобы при различных расчетных сочетаниях воздействий в процессе строительства и эксплуатации зданий и сооружений были исключены разрушения любого характера, связанные с риском причинения вреда жизни или здоровью граждан, имуществу, окружающей среде.

5.1.4 Для удовлетворения требованиям по эксплуатационной пригодности конструкция должна иметь такие начальные характеристики, чтобы с надлежащей степенью надежности при различных расчетных воздействиях не происходило образование или чрезмерное раскрытие трещин, а также не возникали чрезмерные перемещения, колебания и другие повреждения, затрудняющие нормальную эксплуатацию (нарушение: требований к внешнему виду конструкции; технологических требований по нормальной работе оборудования, механизмов; конструктивных требований по совместной работе элементов и других требований, установленных при проектировании).

Требования по отсутствию трещин предъявляют к железобетонным конструкциям, у которых должна быть обеспечена непроницаемость (находящихся под давлением жидкости или газов, испытывающих воздействие радиации и т.п.), к уникальным конструкциям, к которым предъявляют повышенные требования по долговечности, а

также к конструкциям, эксплуатируемым при воздействии сильно агрессивной среды.

В остальных железобетонных конструкциях образование трещин допускается и к ним предъявляют требования по ограничению ширины раскрытия трещин.

5.1.5 Для соответсвования требованиям по долговечности необходимо назначать такие начальные показатели качества железобетонной конструкции, чтобы с заданной степенью надежности в течение установленного периода эксплуатации (класса ответственности) она соответсвовала бы требованиям по безопасности и эксплуатационной пригодности при самых неблагоприятных возможных комбинациях воздействий (длительное действие нагрузки, неблагоприятные климатические и технологические воздействия, попеременное замораживание и оттаивание, агрессивные воздействия и т. п.).

5.1.6 Железобетонные конструкции необходимо проектировать с учетом технологических особенностей и требований, предъявляемых при изготовлении, транспортировании и монтаже в соответствии с действующими нормативными документами.

5.1.7 Безопасность, эксплуатационная пригодность, долговечность элементов бетонных и железобетонных конструкций следует обеспечивать выполнением:

1) требований к бетону и арматуре;
2) требований к расчетам конструкций;
3) конструктивных требований;
4) технологических требований;
5) требований по эксплуатации

5.2 Общие требования к проектированию бетонных и железобетонных конструкций

5.2.1 Расчет и конструирование конструкций необходимо производить таким образом, чтобы они:

1) с заданным уровнем безопасности воспринимали все возможные сочетания воздействий в процессе возведения (изготовления), эксплуатации и реконструкции, обладая должной долговечностью;
2) с гарантированной надежностью соответсвовали установленным к ним требованиям по нормальной эксплуатации.

5.2.2 Конструкции должны удовлетворять условию полного отсутсвия потенциальных повреждений, либо условию когда эти повреждения ограничены до допустимого уровня путем исключения риска, которому подвержена конструкция при эксплуатации.

5.2.3 Обеспечить надежность конструкции необходимо соответствующим выбором рациональных конструктивных систем и материалов, дополненными конструктивными требованиями и контролем, выполняемым при возведении конструкции в соответствии с проектом, проверочными расчетами условий, показывающих, что расчетные условия метода предельных состояний не превышены.

5.2.4 Проектирование конструкции должно проводиться таким образом, чтобы в

течение установленного периода эксплуатации она удовлетворяла требованиям по назначению с учетом условий эксплуатации и ремонтопригодности.

5.2.5 Надежность бетонных и железобетонных конструкций при проектировании необходимо определять полувероятностным методом расчета путем использования расчетных характеристик бетона и арматуры, расчетных значений воздействий, установленных с помощью соответствующих частных коэффициентов безопасности по характеристическим значениям этих характеристик, с учетом класса по степени ответственности зданий и сооружений.

5.2.6 Характеристические значения воздействий следует принимать с учетом их статической изменчивости, в зависимости от вида предельного состояния и расчетной ситуации.

5.2.7 Необходимо учитывать статистическую изменчивость свойств материалов и массивность конструкции при определении характеристических значений характеристик материалов.

5.2.8 В зависимости от расчетной ситуации и от опасности достижения установленного предельного состояния путем задания коэффициентов безопасности по бетону и арматуре необходимо устанавливать уровень надежности расчетных значений характеристик материалов.

5.2.9 Допускается производить расчет бетонных и железобетонных конструкций при назначенном уровне надежности на основе полного вероятностного расчета при наличии необходимых и достаточных данных об изменчивости базовых факторов, входящих в расчетные зависимости.

5.3 Расчетные ситуации

5.3.1 Основные расчетные ситуации следует определять с учетом условий, при которых бетонная и железобетонная конструкция должна выполнять свои функции

При расчете конструкций должны рассматриваться следующие расчетные ситуации:

1) постоянные расчетные ситуации, соответствующие нормальным условиям эксплуатации сооружения;
2) переходные расчетные ситуации, соответствующие условиям, ограниченным во времени, например, в процессе строительства или ремонта;
3) аварийные расчетные ситуации, относящиеся к исключительным условиям или случаям, в процессе которых сооружение подвергается, например, пожару, взрыву, удару или последствиям локального разрушения;
4) сейсмические расчетные ситуации, соответствующие сейсмическим воздействиям на сооружение.

5.3.2 Допускается производить расчет конструкции для переходных ситуаций, которые возникают, например:

1) во время распалубки, транспортировки и монтажа сборных конструкций;
2) во время очередных этапов возведения монолитных конструкций;
3) при монтаже до набора проектной прочности монолитным бетоном в сборно-монолитных конструкциях;

4) при выполнении капитального ремонта и реконструкции.

5.3.3 Выбранные расчетные ситуации должны в достаточном объеме учитывать все условия, которые могут возникать в процессе производства работ и эксплуатации сооружения.

5.4 Нагрузки и воздействия

5.4.1 Воздействия, в зависимости от их изменения во времени, подразделяются на:

1) постоянные воздействия *(G)*, например, собственный вес несущих конструкций, встроенного оборудования, дорожных покрытий, и косвенные воздействия, вызванные усадками и неравномерными осадками;
2) переменные воздействия (*Q*), например, нагрузки, приложенные к междуэтажным перекрытиям, балкам и крыше, ветровые воздействия или снеговые нагрузки, сейсмичесские воздействия;
3) аварийные воздействия (*A)*, например, взрывы или удар транспортного средства.

5.4.2 Некоторые воздействия, в зависимости от местоположения участка, например, сейсмические или снеговые, могут рассматриваться как аварийные и/или как переменные воздействия.

5.4.3 Нагрузки, вызванные гидростатическими воздействиями, могут рассматриваться как постоянные и/или переменные в зависимости от изменения их величины во времени.

5.4.4 Воздействия подразделяются также:

1) по их происхождению – прямые или косвенные;
2) по изменению их пространственного распределения – фиксированные или свободные;
3) по их природе или реакции сооружения – статические или динамические.

5.4.5 Воздействие должно быть описано моделью, при этом его величина в большинстве случаев выражается одним скаляром, который может иметь несколько репрезентативных значений.

5.4.6 Характеристические значения воздействий следует принимать согласно СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, а значения соответствующих частных коэффициентов безопасности по нагрузке согласно Приложению А СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011. Характеристические значения воздействий допускается принимать по согласованию с заказчиком, но не менее значений, установленных СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011. Расчетные значения воздействий и их комбинации следует принимать в зависимости от вида предельного состояния и расчетной ситуации.

5.5 Предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций

5.5.1 Расчеты бетонных и железобетонных конструкций необходимо производить согласно требованиям по методу предельных состояний.

5.5.2 Расчет по предельным состояниям следует выполнять с помощью расчетных

моделей сооружений и воздействий, соответствующих рассматриваемым предельным состояниям.

5.5.3 Расчеты следует выполнять для всех соответствующих расчетных ситуаций и расчетных случаев нагружения.

5.5.4 Для соответствия требованиям 5.5.1 следует применять метод расчета с частными коэффициентами.

5.5.5 Расчеты должны обеспечивать надежность зданий или сооружений в течение всего срока их службы, а также при производстве работ в соответствии с требованиями, предъявляемыми к ним.

5.5.6 Расчеты по предельным состояниям несущей способности (ULS) включают:

1) расчет по прочности;
2) расчет по устойчивости формы (для тонкостенных конструкций);
3) расчет по устойчивости положения (опрокидывание, скольжение, всплывание).

5.5.7 Расчеты по прочности, а также по выносливости бетонных и железобетонных конструкций производятся из условия, по которому усилия, напряжения и деформации в конструкциях от возможных комбинаций расчетных воздействий не должны превышать соответствующих предельных значений, установленных действующими нормативными документами.

5.5.8 Расчеты по устойчивости формы конструкции, а также по устойчивости положения (с учетом совместной работы конструкции и основания, их деформационных свойств, сопротивления сдвигу по контакту с основанием и т.п.) следует производить по соответствующим нормативным документам на отдельные виды конструкций.

5.5.9 Расчеты по предельным состояниям по эксплуатационной пригодности (SLS) включают:

а) расчет по образованию трещин;
б) расчет по раскрытию трещин;
в) расчет по деформациям.

При расчете конструкции по предельным состояниям эксплуатационной пригодности следует принимать значения частных коэффициентов безопасности для материалов равными 1, в связи с чем в расчете принимают средние значения модулей упругости и характеристические значения прочностных характеристик материалов.

5.5.10 Расчет бетонных и железобетонных конструкций по образованию трещин следует производить из условия, по которому усилия, напряжения, деформации в конструкциях от возможных комбинаций расчетных воздействий не должны превышать соответствующих предельных значений, воспринимаемых конструкцией при образовании трещин.

5.5.11 Расчет бетонных и железобетонных конструкций по раскрытию трещин следует производить из условия, по которому ширина раскрытия трещин в конструкции от возможных комбинаций расчетных воздействий не должна превышать предельно допустимых значений, приведенных в Таблице 5.**1** в зависимости от требований, предъявляемых к конструкции, условий ее эксплуатации (воздействия окружающей среды и характеристик материалов с учетом особенностей коррозионного поведения арматуры).

В соответствии с действующими нормативными документами для конструкций,

эксплуатирующихся в агрессивных условиях, следует предусматривать дополнительные мероприятия по защите от коррозии.

5.5.12 Расчет бетонных и железобетонных конструкций по деформациям следует производить из условия, по которому прогибы, углы поворота, перемещения и амплитуды колебания конструкций от возможных комбинаций расчетных воздействий не должны превышать соответствующих предельно допустимых значений.

Таблица 5.1 – Предельно допустимые значения ширины раскрытия трещины

Класс по условиям эксплуатации по табл. 4.1 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011	Железобетонные элементы
	Квазипостоянная комбинация нагрузок по приложению А
X0, XC1	0,4
XC2, XC3, XC4, XF1, XF3	0,3
XA1, XA2, XD1, XD2, XF2	по действующим нормам

6 ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ К РАСЧЕТУ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ

6.1 [5.1.1(1)P СН РК EN 1992-1-1] Целью расчета конструкций является определение распределения внутренних сил и моментов или напряжений, относительных деформаций и перемещений во всей конструкции или ее части. При необходимости, следует произвести дополнительный местный расчет.

6.2 Требования и расчеты, изложенные в настоящем пособии, распространяются на обычные и предварительно напряженные, сборные, монолитные и сборно-монолитные статически неопределимые железобетонные конструкции.

6.3 [5.1.1(4)P СН РК EN 1992-1-1] При расчете используются идеализации: как геометрии конструкции, так и ее поведения. Идеализации необходимо выбирать в соответствии с решаемой задачей.

6.4 [5.1.1(5)P СН РК EN 1992-1-1] При расчете должно учитываться влияние геометрии и свойств конструкции на ее поведение на всех этапах строительства.

6.5 Для рассмотренного в настоящем пособии расчете статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий действуют предпосылки, изложенные в п. 1.3 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

6.6 Учет перераспределения усилий обязателен для статически неопределимых железобетонных конструкций, законструированных с перераспределением усилий (искусственным регулированием усилий). Учет перераспределения усилий дает возможность снизить расхожы на материалы, улучшить технологию изготовления железобетонных элементов и сократить сроки их изготовления.

6.7 [5.5(2) СН РК EN 1992-1-1] Линейно-упругий расчет с ограниченным перераспределением может быть применен для расчета конструктивных элементов при проверке предельных состояний по несущей способности. Изгибающие моменты, полученные при этом, могут быть перераспределены с условием сохранения равновесия с приложенными нагрузками. Если же угол поворота вокруг пластического шарнира не может быть определен, то следует воздержаться от перераспределения моментов.

6.8 [5.5.1(7) СН РК EN 1992-1-1] В зданиях могут быть проигнорированы

деформации, возникающие от поперечных и продольных усилий в линейных элементах и плитах, если они составляют менее 10 % деформации при изгибе.

6.9 Предельное состояние по несущей способности железобетонных конструкций, армированных в соответствии с упругим расчетом, характеризуемое резким возрастанием общих необратимых деформаций, может быть рассчитано методом предельного равновесия, для которого приняты следующие предпосылки:

3. деформации конструкции принимаются малыми до исчерпания её несущей способности для того, чтобы можно было пренебречь изменениями геометрических величин, входящих в уравнения равновесия;

4. усилия в элементах конструкции, определяющих её несущую способность, должны быть ограничены предельными условиями, с достижением которых деформации этих элементов могут сильно возрастать.

Для выполнения первой предпосылки конструкции должны быть достаточно жесткими, однако признаком достаточности является чувствительность условий равновесия к возникающим деформациям.

Для выполнения второй предпосылки следует соблюдать следующие правила:

а) не допускать в конструкции среза сжатой зоны бетона или раздавливания её от главных сжимающих напряжений;

б) для армирования конструкций применять стали, допускающие большие деформации в пластических шарнирах;

в) избегать резкого различия в распределении усилий в стержневых системах между состоянием предельного равновесия и предшествующим состоянием работы системы при наличии трещин;

г) величины усилий, по которым ведется подбор расчетных сечений для стержневых систем, принимать так, чтобы они не отличались резко от усилий, полученных расчетом упругой системы;

д) предельные усилия в расчетных сечениях не должны отклоняться в сторону снижения более чем на 20% от усилий при работе конструкции с трещинами, но без пластических шарниров.

6.10 При выполнении обеих предпосылок метода предельного равновесия нагрузка, отвечающая пределу несущей способности конструкции, будет наибольшей, при которой еще возможно соблюдение как условий равновесия, так и предельных условий для всех элементов системы.

Одновременно величина нагрузки равна наименьшему из значений, определяемых равенством работ внешних сил и предельных внутренних усилий на возможных перемещениях. Возможное перемещение, удовлетворяющее этому условию, определяет схему излома конструкции при исчерпании её несущей способности.

6.11 В статически неопределимых системах, общие деформации которой малы до исчерпания несущей способности, могут возникать большие местные деформации, называемые пластическими шарнирами, а в плитах – линиями излома. Образование в статически неопределимых системах пластических шарниров или линий излома превращает их в статически определимые системы.

6.12 У пластических шарниров или линий излома образуются углы поворота

соединяемых ими частей конструкции, причем поворот происходит только в одном направлении. Расчетную схему конструкции с возникшими пластическими шарнирами и линиями излома принято называть схемой излома конструкции. Деформации в пластических шарнирах или линиях излома существенно перераспределяют усилия в системе.

6.13 [5.2(2)P СН РК EN 1992-1-1] При проверке предельных состояний по несущей способности необходимо учитывать несовершенства при постоянных и особых расчетных ситуациях.

6.14 [5.2(5) СН РК EN 1992-1-1] Несовершенства могут быть представлены углом наклона θ_i, который определяется следующим образом:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m, \tag{8.1}$$

где θ_0 – основное базовое значение;

α_h – понижающий коэффициент для длины или высоты:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; \qquad \frac{2}{3} \le \alpha_h \le 1; \tag{8.2}$$

α_m – понижающий коэффициент для количества элементов m:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)}, \tag{8.3}$$

здесь l – длина или высота, м;

m – количество вертикальных конструктивных элементов, вносящих вклад в общий эффект.

6.15 [5.2(6) СН РК EN 1992-1-1] Правила определения параметров l и m (см. Формулу (8.1)) зависят от рассматриваемого воздействия, для которого необходимо различать три основных случая (Рисунок **6.1**):

– воздействие на отдельный элемент: l = фактическая длина элемента, $m = 1$;

– воздействие на раскрепляющую систему: l = высота здания, m = количество вертикальных конструктивных элементов, вносящих вклад в горизонтальное усилие в связевой системе;

– воздействие на диафрагмы перекрытия или покрытия, которые распределяют горизонтальные нагрузки: l = высота этажа, m = количество вертикальных элементов на этажах, вносящих вклад в общее горизонтальное усилие на перекрытие.

6.16 [5.2(7) СН РК EN 1992-1-1] Для отдельных элементов может быть учтено влияние несовершенств двумя различными способами a) и b):

1) как эксцентриситет e_i – по формуле

$$e_i = \frac{\theta_i l_0}{2}, \tag{8.4}$$

где l_0 – расчетная длина.

Для стен и отдельных колонн в раскрепленных системах для упрощения всегда может быть принято $e_i = l_0/400$, а значение $\alpha_h = 1$;

2) как боковая (горизонтальная) поперечная сила H_i, в положении, которое создает максимальный момент:

для не раскрепленных элементов (см. Рисунок 6.**1** а1):

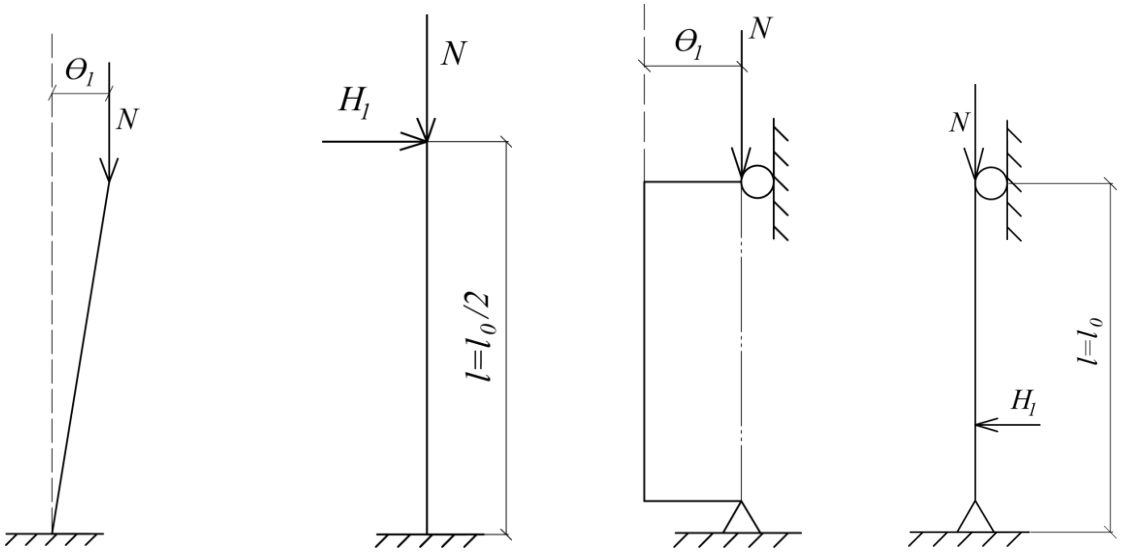
$$H_i = \theta_i N; \tag{8.5}$$

для раскрепленных элементов (см. Рисунок 6.**1** а2):

$$H_i = 2\theta_i N, \tag{8.6}$$

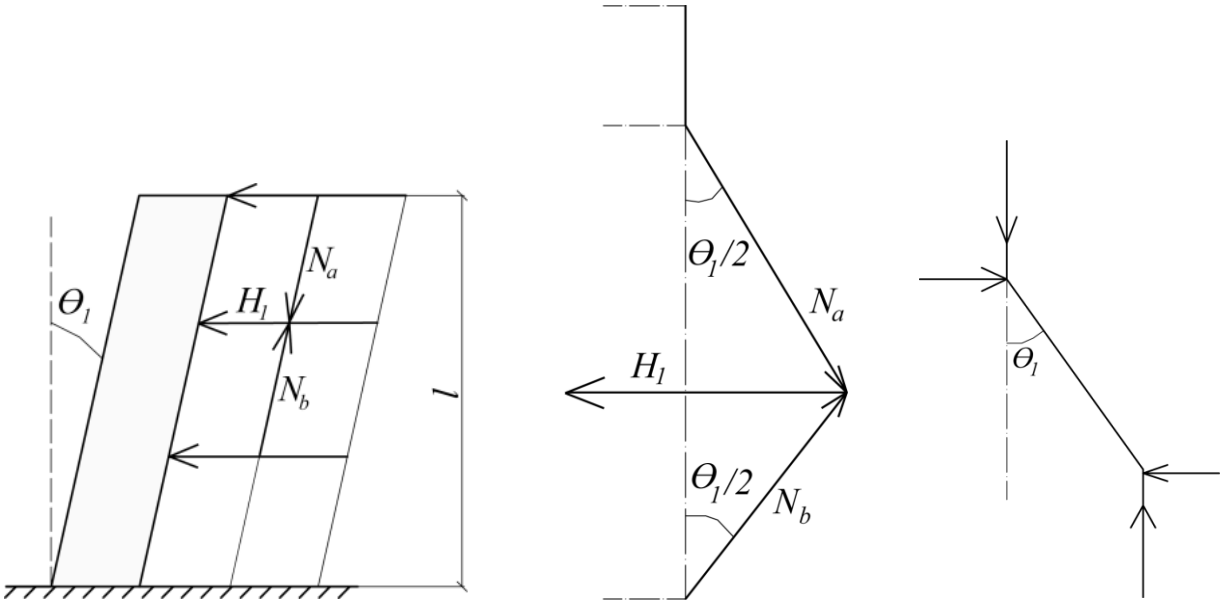
где N – продольное усилие.

ПРИМЕЧАНИЕ Эксцентриситет применим для статически определимых элементов, тогда как поперечная нагрузка может применяться как для статически определимых, так и для статически неопределимых элементов. Сила H_i может заменяться эквивалентным поперечным воздействием.



а1) не раскрепленные элементы а2) раскрепленные элементы

а) Отдельные элементы с продольным усилием, приложенным с эксцентриситетом или горизонтальным усилием



b) раскрепленная система c1) диафрагма перекрытия c2) диафрагма покрытия

Рисунок 6.1 – Примеры воздействия геометрических несовершенств

6.17 [5.2(8) СН РК EN 1992-1-1] Для конструкций влияние угла наклона θ_i может быть представлено поперечными силами, которые необходимо учитывать при расчете вместе с другими воздействиями.

Воздействие на не раскрепленную систему (см. Рисунок 6.**1** b):

$$H_i = \theta_i \cdot \left(N_b - N_a\right). \tag{8.7}$$

Воздействие на диафрагму перекрытия (см. Рисунок 6.**1** c1):

$$H_i = \theta_i \cdot \frac{\left(N_b + N_a\right)}{2}. \tag{8.8}$$

Воздействие на диафрагму покрытия (см. Рисунок 6.**1** c2):

$$H_i = \theta_i \cdot N_a. \tag{8.9}$$

При этом N_a и N_b являются продольными силами, способствующими H_i.

6.18 [5.2(9) СН РК EN 1992-1-1] Для того, чтобы учесть несовершенства, вызванные обычными отклонениями в производстве работ, в качестве упрощенной альтернативы для стен и отдельных колонн в раскрепленных системах может использоваться эксцентриситет $e_i = l_0/400$.

6.19 [5.1.3(1)P СН РК EN 1992-1-1] При определении комбинаций воздействий (см. СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, раздел 6) следует рассмотреть достаточное число расчетных случаев, чтобы определить критические расчетные условия для всех поперечных сечений в конструкции или части конструкции. Для зданий рекомендуются

следующие варианты нагружения:

3) каждый второй пролет загружен переменными и постоянными расчетными нагрузками $(\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m)$, в то время как все остальные пролеты загружены постоянной нагрузкой $\gamma_G G_k + P_m$;

4) два любых смежных пролета загружены переменными и постоянными расчетными нагрузками $(\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m)$. Все другие пролеты загружены только постоянной расчетной нагрузкой $\gamma_G G_k + P_m$.

6.20 [5.1.3(1)P СН РК EN 1992-1-1] Для эффектов, вызванных температурными деформациями, осадками и усадкой при проверке предельного состояния по несущей способности может быть принята уменьшенная жесткость сечений с трещинами, пренебрегая работой бетона на растяжение, но учитывая воздействие ползучести. При проверке предельных состояний по эксплуатационной пригодности следует, как правило, учитывать развитие трещин.

6.21 [5.3.2.1(2) СН РК EN 1992-1-1] Эффективную ширину плиты, как правило, необходимо определять на основании расстояния l_0 между точками нулевых моментов, как это показано на Рисунке 6..

ПРИМЕЧАНИЕ Длина консоли l_3 должна составлять меньше половины соседнего пролета, а соотношение соседних пролетов должно быть от 2/3 до 1,5.

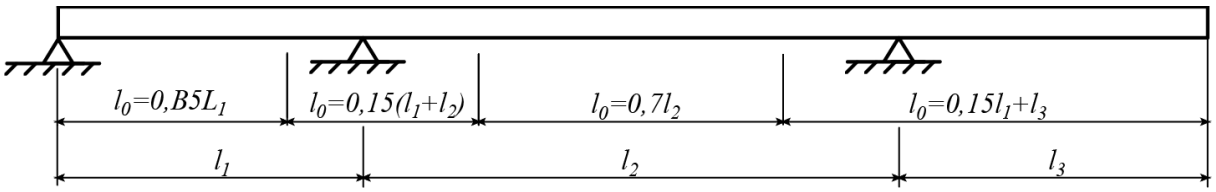


Рисунок 6.2 – Определение l_0 для расчета эффективной ширины полки

6.22 [5.3.2.1(3) СН РК EN 1992-1-1] Эффективная ширина полки b_{eff} для тавровых и L-образных балок выводится из уравнения:

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \le b \tag{8.10}$$

При этом

$$b_{\text{eff},i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \le 0,2l_0 \tag{8.11}$$

$$b_{\text{eff},i} \le b_i \tag{8.12}$$

Обозначения см. на Рисунке 6. и 6..

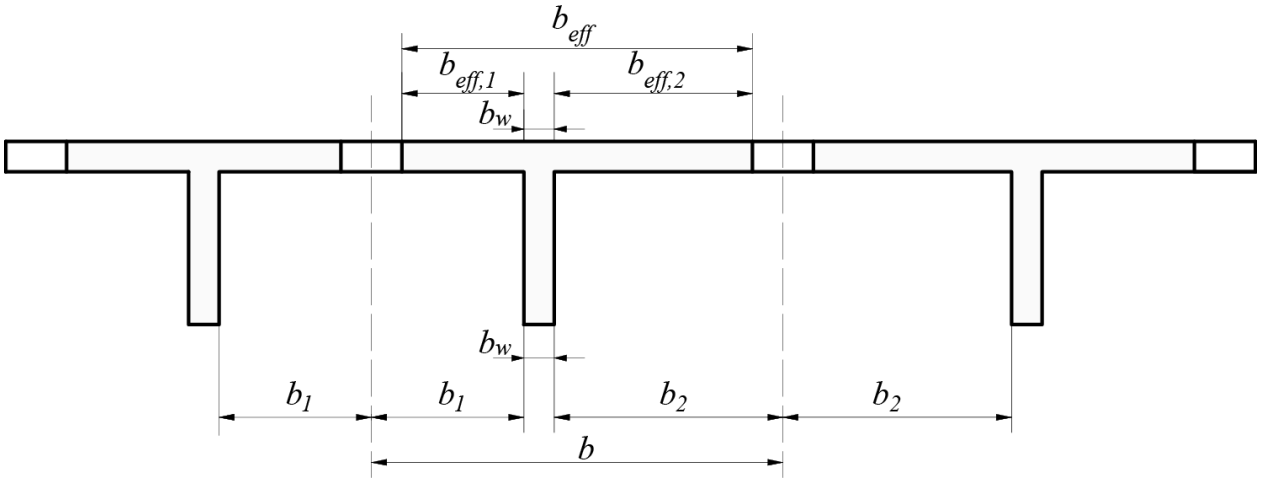


Рисунок 6.3 – Параметры эффективной ширины полки

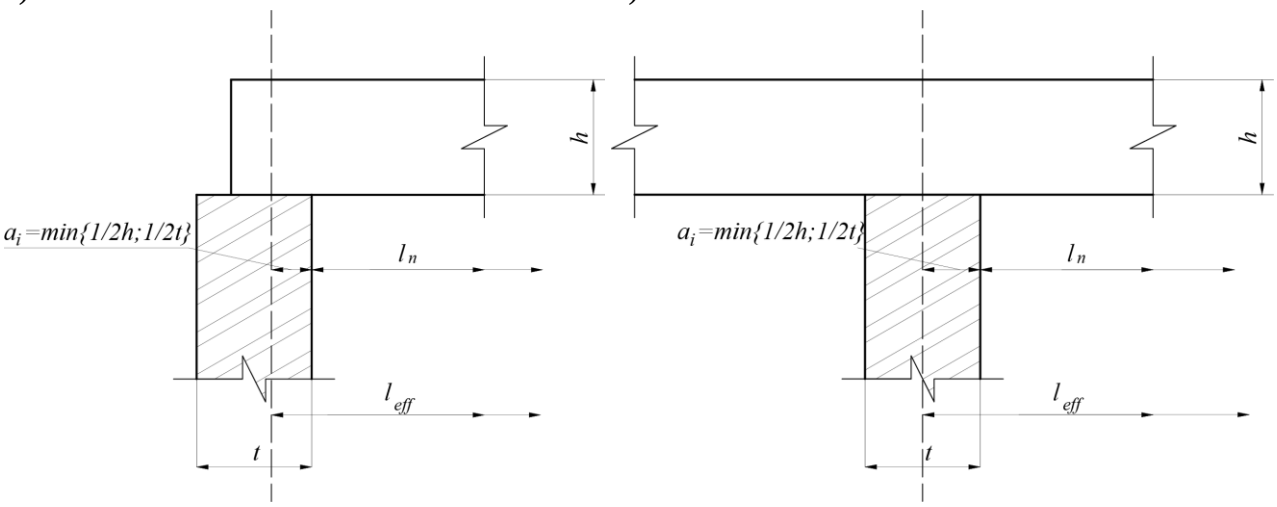
6.23 [5.3.2.2(1) СН РК EN 1992-1-1] Эффективный пролет l_{eff} определяется по формуле:

$$l_{\text{eff}} = l_{\text{n}} + a_1 + a_2, \tag{8.13}$$

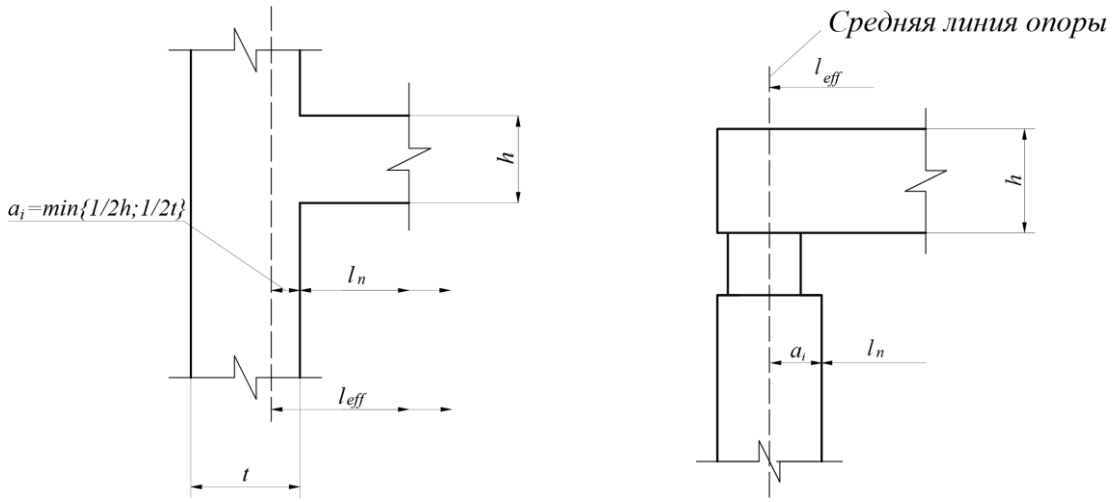
где l_n – расстояние в свету между краями опор.

Значения a_1 и a_2 для обоих концов пролета определяют для разных случаев опирания по Рисунку 6.1, где t – ширина опоры.

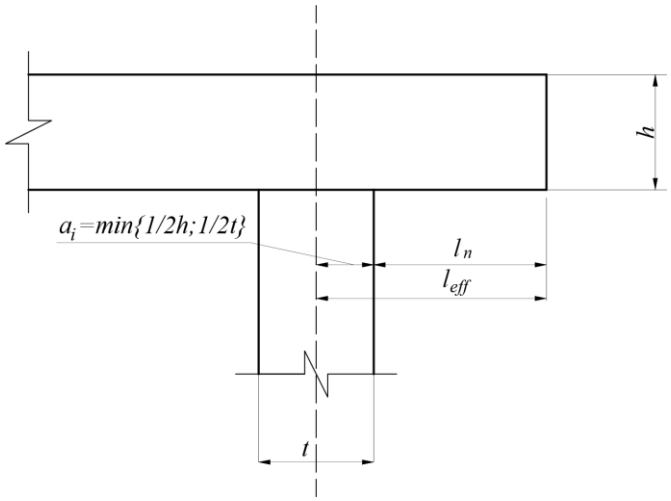
a) b)



c) d)



e)



a – разрезные элементы; b – неразрезные элементы; c – опора с полным защемлением;
d – расположение опоры; e -консоль

Рисунок 6.4 – Эффективный пролет l_{eff} для различных условий опирания

6.24 [5.3.2.2(2) СН РК EN 1992-1-1] Неразрезные плиты должны рассчитываться, как правило, с учетом допущения, что опоры не ограничивают поворота.

6.25 [5.3.2.2(3) СН РК EN 1992-1-1] Если балка или плита монолитно соединены с опорами, как правило, необходимо определять критический опорный расчетный момент по грани опоры. Расчетный момент и реакции, передающиеся на опору (например, колонна, стена и т. п.), как правило, следует определять как наибольшие из значений, полученных из упругого расчета и расчета с учетом перераспределения усилий.

ПРИМЕЧАНИЕ Момент по грани опоры должен составлять не менее 0,65 момента при полной заделке конца элемента.

6.26 [5.3.2.2(4) СН РК EN 1992-1-1] Независимо от метода расчета в неразрезных плитах, опоры которых могут быть рассмотрены как не препятствующие повороту (например, над стенами), расчетное значение момента над опорой, определенное при расчетном пролете, равном расстоянию между центрами опор, может быть уменьшено на значение ΔM_{Ed}:

$$\Delta M_{Ed} = \frac{F_{Ed,\sup} t}{8}, \quad (8.14)$$

где $F_{Ed,sup}$ – расчетное значение опорной реакции;
t – ширина опоры.

6.27 [5.5(4) СН РК EN 1992-1-1] На неразрезных балках или плитах, которые:

3) преимущественно подвергаются изгибу и

4) имеют отношение длины соседних пролетов в пределах от 0,5 до 2,0, может производиться перераспределение изгибающих моментов без тщательной проверки способности к повороту, при условии:

$$\delta \geq 0{,}44 + 1{,}25 \cdot \left(0{,}6 + \frac{0{,}0014}{\varepsilon_{cu2}}\right)\frac{x_u}{d} \text{ для } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа}, \quad (8.15)$$

$$\delta \geq 0{,}54 + 1{,}25 \cdot \left(0{,}6 + \frac{0{,}0014}{\varepsilon_{cu2}}\right)\frac{x_u}{d} \text{ для } f_{ck} > 50 \text{ МПа}, \quad (8.16)$$

где δ – отношение перераспределенного момента к упругому изгибающему моменту;
x_u – высота сжатой зоны сечения при проверке предельного состояния по несущей способности после перераспределения;
d – рабочая высота поперечного сечения;
ε_{cu2} – предельная относительная деформация бетона.

При этом $\delta \geq 0{,}7$, если используется арматура классов В и С; $\delta \geq 0{,}8$, если используется арматурная сталь класса А.

7 ПРИБЛИЖЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

7.1 Общие положения

Расчет по несущей способности статически неопределимых железобетонных конструкций следует производить с учетом перераспределения усилий, вызываемого проявлением неупругих деформаций бетона и арматуры и образованием трещин в сечениях конструкций ([1]-[4]). Учет неупругих деформаций бетона и арматуры и образование трещин рекомендуется производить на основе деформационной модели. Допускается расчеты железобетонных стержневых конструкций и изгибаемых в двух направлениях плит с учетом перераспределения усилий производить приближенными методами - согласно указаниям настоящего раздела.

Расчет по несущей способности изгибаемых в двух направлениях железобетонных плит с учетом перераспределения усилий допускается производить кинематическим способом метода предельного равновесия. При этом пластичность поперечных сечений конструкции должна быть достаточной для формирования механизма ее разрушения.

Обеспечение пластичности поперечных сечений конструкции следует контролировать выполнением следующих условий:

– расчетное значение высоты сжатой зоны поперечных сечений конструкций в предельном по прочности состоянии не должно превышать граничного значения ($\xi \le \xi_{\lim}$);

– в качестве рабочей арматуры должна быть принята арматура классов В и С, имеющая физическую площадку текучести.

7.2 Плоские балочные плиты

7.2.1 К балочным относятся плоские плиты, опертые по двум сторонам или опертые по контуру плиты с соотношением сторон $l_1 / l_2 > 3$.

При расчете балочных плит следует рассматривать вырезанные из плиты параллельно ее коротким сторонам полосы шириной 1 м [1],[2].

7.2.2 Для балочных плит, монолитно связанных с ребрами или балками, расчетный пролет l следует принимать равным пролету в свету (расстоянию между боковыми гранями ребер или балок).

При шарнирном опирании одного конца плиты на фиксированные опоры расчетный пролет следует принимать равным расстоянию от свободной опоры до боковой грани ребра или балки.

При плоском свободном опирании расчетный пролет балки следует принимать равным расстоянию в свету, увеличенному на половину толщины плиты.

7.2.3 При расчете несущей способности балочных плит, загруженных равномерно распределенной нагрузкой, соотношение пролетных и опорных моментов следует принимать из условия, чтобы полусумма опорных моментов смежных опор и максимального момента в пролете составляла

$$M_{Ed} = \frac{pl^2}{8} \qquad (8.17)$$

при этом значение опорного момента на крайней свободной опоре принимается равным нулю, а значение остальных опорных и пролетных моментов следует принимать не менее значения, равного

$$M_{Ed} = \frac{pl^2}{24} \qquad (8.18)$$

где p – полная расчетная равномерно распределенная нагрузка;

l – расчетный пролет плиты.

7.2.4 Расчет балочных плит с неравными пролетами следует производить в следующей последовательности:

– для большего пролета принимается значение пролетного момента:

в) если больший пролет плиты является со свободной опорой – то в пределах соотношений:

$$\frac{hl^2}{11} \geq M_{Ed} \geq \frac{pl^2}{14} \quad (8.19)$$

г) если больший пролет плиты не имеет свободную опору – то в пределах соотношений:

$$\frac{hl^2}{16} \geq M_{Ed} \geq \frac{pl^2}{24} \quad (8.20)$$

– в соответствии с принятым по (8.19) или (8.20) значением расчетного пролетного момента из условия (8.17) определяется для рассматриваемого большего пролета значение опорного момента;
– с учетом принятого расчетного значения опорного момента для большего пролета определяются по указаниям п. 7.2.3 значения опорных и пролетных моментов в остальных пролетах плиты.

7.2.5 Расчет балочных плит с равными пролетами следует производить, принимая:

– значения пролетных моментов в средних пролетах по формуле

$$\frac{pl^2}{24} \leq M_{Ed} \leq \frac{pl^2}{16} \quad (8.21)$$

– значения пролетных моментов в крайних пролетах и опорных моментов над вторыми от края опорами плиты по формуле

$$\frac{pl^2}{14} \leq M_{Ed} \leq \frac{pl^2}{11} \quad (8.22)$$

– значения опорных моментов на средних опорах, кроме вторых от края плиты по формуле

$$\frac{pl^2}{14} \leq M_{Ed} \leq \frac{pl^2}{16} \quad (8.23)$$

7.3 Прямоугольные плиты, работающие в двух направлениях

7.3.1 Расчет по несущей способности статически неопределимых изгибаемых в двух направлениях плоских плит кинематическим способом метода предельного равновесия следует производить из условия равенства работ внешних и предельных внутренних сил на бесконечно малом перемещении для рассматриваемой схемы ее излома,

представляющей собой однократно изменяемую систему, возможные перемещения которой согласуются с условиями закрепления плиты [1],[3].

7.3.2 Равенство виртуальных работ внешних и предельных внутренних сил на бесконечно малом перемещении плоских звеньев плиты в общем случае ее загружения вертикальной нагрузкой следует записывать в виде

$$W \le U \tag{8.24}$$

где W и U – работа, соответственно, внешних сил и внутренних усилий на бесконечно малом возможном перемещении звеньев плиты:

$$W = \sum_j Q_j \cdot y_j + \int p \cdot y \cdot dA \tag{8.25}$$

$$U = \sum_i m_i \cdot l_i \cdot \phi_i \tag{8.26}$$

здесь Q_i и y_i – сосредоточенные силы, действующие на плиту, и скорость перемещений точек их приложения по направлению их действия;

p и y – полная расчетная равномерно распределенная нагрузка, действующая на плиту, и скорость перемещений точек плиты в области действия этой нагрузки;

dA – дифференциал площади плиты в области действия равномерно распределенной нагрузки;

m_i – значение усредненных погонных изгибающих предельных моментов в i–м линейном пластическом шарнире плиты;

ϕ_i – скорость взаимного поворота звеньев плиты в i–м линейном пластическом шарнире.

7.3.3 Для плиты, загруженной только равномерно распределенной нагрузкой, условие принимает вид:

$$p \cdot V \le \sum_i m_i \cdot l_i \cdot \phi_i \tag{8.27}$$

где V – объем, описанный при виртуальном перемещении той частью плиты, на которой действует равномерно распределенная нагрузка.

7.3.4 Расчет несущей способности плиты перекрытия производится в следующей последовательности:

– задаются наиболее вероятные механизмы разрушения плиты перекрытия;

– для каждого из заданных механизмов разрушения определяются предельные усилия в образующихся линейных пластических шарниров и других разрушаемых связей;

– вычисляются работы внутренних и внешних нагрузок на возможных перемещениях и из их соотношения проверяется несущая способность плиты перекрытия.

7.3.5 Для прямоугольных плит, опертых по контуру (см. Рисунок 7.**1**), работу внешних сил *W* и работу внутренних усилий на возможных перемещениях *U* следует

определять по формулам:

$$W = p\left[\frac{l_1 \cdot (3l_2 - l_1)}{6}\right] + \sum_j Q_j \cdot y_j \tag{8.28}$$

$$U = \sum_i \left(m_1 \cdot l_2 + m_2 \cdot l_1\right) \cdot \frac{4}{l_1} + \left(m_1^{/} \cdot l_2 + m_1^{//} \cdot l_2 + m_2^{/} \cdot l_1 + m_2^{//} \cdot l_1\right) \cdot \frac{2}{l_1} \tag{8.29}$$

где l_1 и l_2 – соответственно, меньший и больший расчетные пролеты плиты, принимаемые согласно указаниям п. 7.2.2;

m_1 и m_2 – усредненные погонные предельные изгибающие моменты в линейных пролетных пластических шарнирах плиты:

$$m_1 = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{l_2} \cdot \left(d_1 - 0{,}5\frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot l_2}\right) \tag{8.30}$$

$$m_2 = \frac{A_{s2} \cdot f_{yd}}{l_1} \cdot \left(d_2 - 0{,}5\frac{A_{s2} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot l_1}\right) \tag{8.31}$$

$m_1^{/}$ $m_1^{//}$ $m_2^{/}$ и $m_2^{//}$ – усредненные погонные предельные изгибающие моменты в линейных опорных пластических шарнирах плиты:

$$m_1^{/} = \frac{A_{s1}^{/} \cdot f_{yd}}{l_2} \cdot \left(d_1^{/} - 0{,}5\frac{A_{s1}^{/} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot l_2}\right) \tag{8.32}$$

$$m_1^{//} = \frac{A_{s1}^{//} \cdot f_{yd}}{l_2} \cdot \left(d_1^{//} - 0{,}5\frac{A_{s1}^{//} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot l_2}\right) \tag{8.33}$$

$$m_2^{/} = \frac{A_{s2}^{/} \cdot f_{yd}}{l_1} \cdot \left(d_2^{/} - 0{,}5\frac{A_{s2}^{/} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot l_1}\right) \tag{8.34}$$

$$m_2^{//} = \frac{A_{s2}^{//} \cdot f_{yd}}{l_1} \cdot \left(d_2^{//} - 0{,}5\frac{A_{s2}^{//} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot l_1}\right) \tag{8.35}$$

здесь f_{yd} – расчетное сопротивление арматуры;

f_{cd} – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию для предельных состояний первой группы;

A_{s1} – общая площадь сечения стержней растянутой арматуры, параллельных короткой стороне плиты и пересекающих пролетные линейные пластические шарниры;

A_{s2} – общая площадь сечения стержней растянутой арматуры, параллельных длинной стороне плиты и пересекающих пролетные линейные пластические шарниры;

$A_{s1}^{/}$ и $A_{s1}^{//}$ – общая площадь сечения стержней растянутой арматуры, параллельных короткой стороне плиты и пересекающих соответствующие опорные линейные

пластические шарниры вдоль ее длинной стороны;

$A_{s2}^{/}$ и $A_{s2}^{//}$ – общая площадь сечения стержней растянутой арматуры, параллельных короткой стороне плиты и пересекающих соответствующие опорные линейные пластические шарниры вдоль ее длинной стороны;

$d_i^j = h - c_i^j$.

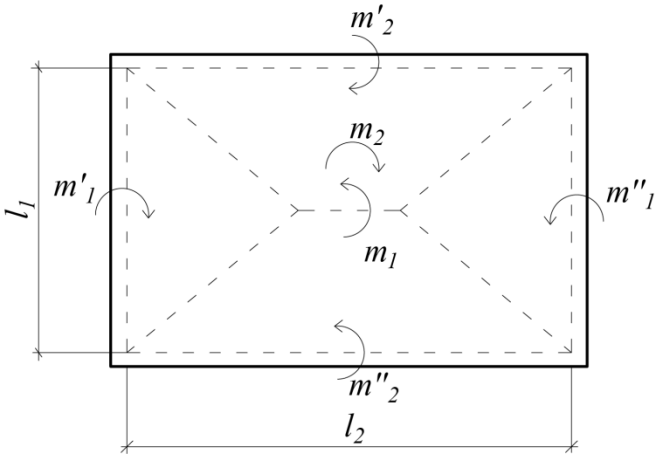


Рисунок 7.1 – Расчетная схема излома плиты, опертой по контуру

7.3.6 Для защемленных по контуру прямоугольных плит, загруженных только равномерно распределенной нагрузкой, значение предельно допустимой нагрузки следует вычислять по формуле:

$$p = \frac{12\left[\left(2m_1 + m_1^{/} + m_1^{//}\right)\cdot l_2 + \left(2m_2 + m_2^{/} + m_2^{//}\right)\cdot l_1\right]}{l_1^2\left(3l_2 - l_1\right)} \qquad (8.36)$$

7.3.7 Для прямоугольных плит, опертых по трем сторонам, значение предельно допустимой нагрузки следует вычислять по формуле

– при $l_2 > 0{,}5l_1$ (см. Рисунок 7.**2**,а):

$$p = \frac{24\left[\left(2m_1 + m_1^{/} + m_1^{//}\right)\cdot l_2 + \left(2m_2 + m_2^{/}\right)\cdot l_1\right]}{l_1^2\left(6l_2 - l_1\right)} \qquad (8.37)$$

– при $l_2 < 0{,}5l_2$ (см. Рисунок 7.**2**,б):

$$p = \frac{6\left[\left(2m_2 + m_2^{/} + m_2^{//}\right)\cdot l_2 + \left(2m_1 + m_1^{/}\right)\cdot l_1\right]}{l_2^2\left(3l_1 - l_2\right)} \qquad (8.38)$$

а) б)

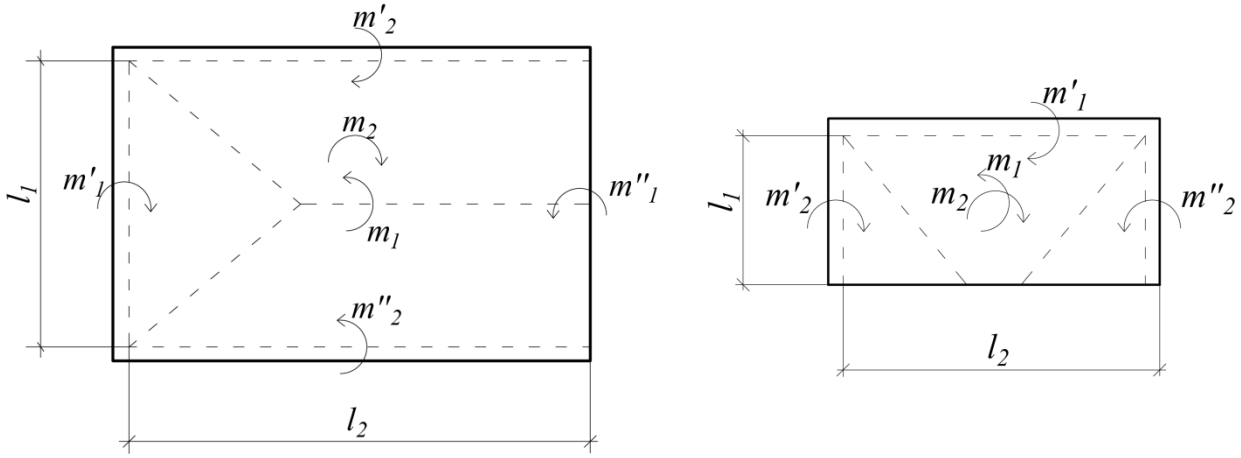


Рисунок 7.2 – Расчетные схемы излома плиты, опертой по трем сторонам

7.3.8 Для прямоугольных плит, защемленных по двум смежным сторонам и свободным по двум другим сторонам, за предельно допустимую нагрузку следует принимать меньшее из двух значений, вычисленных для двух возможных механизмов разрушения плиты по формулам:

– для механизма разрушения, указанного на Рисунке 7.**3**,а:

$$p = \frac{6\left[\left(m_1 + m_2 + m_2^{/}\right)\cdot l_1 + m_1^{/}\cdot l_2\right]}{l_1^2\left(3l_2 - l_1\right)} \tag{8.39}$$

– для механизма разрушения, указанного на Рисунке 7.**3**,б:

$$p = \frac{6\left[\left(m_1^{/}\cdot \sin^2\alpha + m_2^{/}\cdot \cos^2\alpha\right)\cdot tg\alpha\right]}{l_1\cdot l_2} \tag{8.40}$$

а) б)

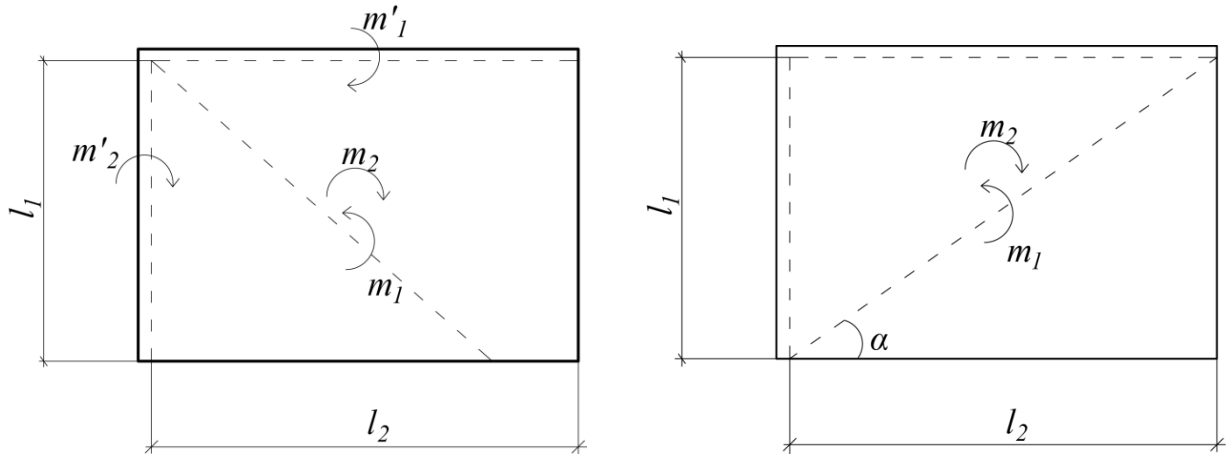


Рисунок 7.3 – Расчетные схемы излома плиты, опертой по двум смежным сторонам

7.3.9 Для прямоугольных плит, защемленных вдоль одной стороны и свободных трех других (консоль, см. Рисунок 7.**4**), значение предельно допустимой нагрузки следует вычислять по формуле:

$$p = \frac{2m_1'}{l_1^2} \tag{8.41}$$

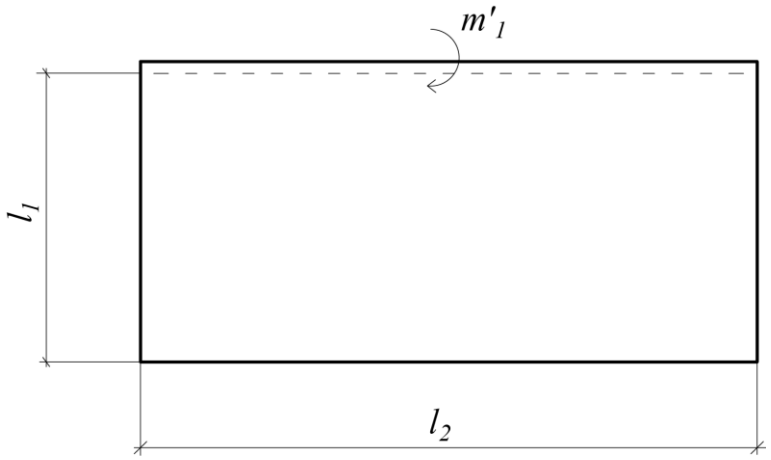


Рисунок 7.4 – Расчетная схема излома плиты, защемленной по одной стороне

7.3.10 При свободном опирании плиты вдоль какой-либо из сторон в формулах (8.30)–(8.32) значение предельного изгибающего моменты на соответствующей отрицательной линии излома следует принимать равным нулю.

ПРИМЕР 1

Дана монолитная плита перекрытия (см. Рисунок 7.**5**) со следующими граничными условиями: сопряжение со стенами и колоннами – жесткое, вдоль осей А и Г плита имеет свободные края.

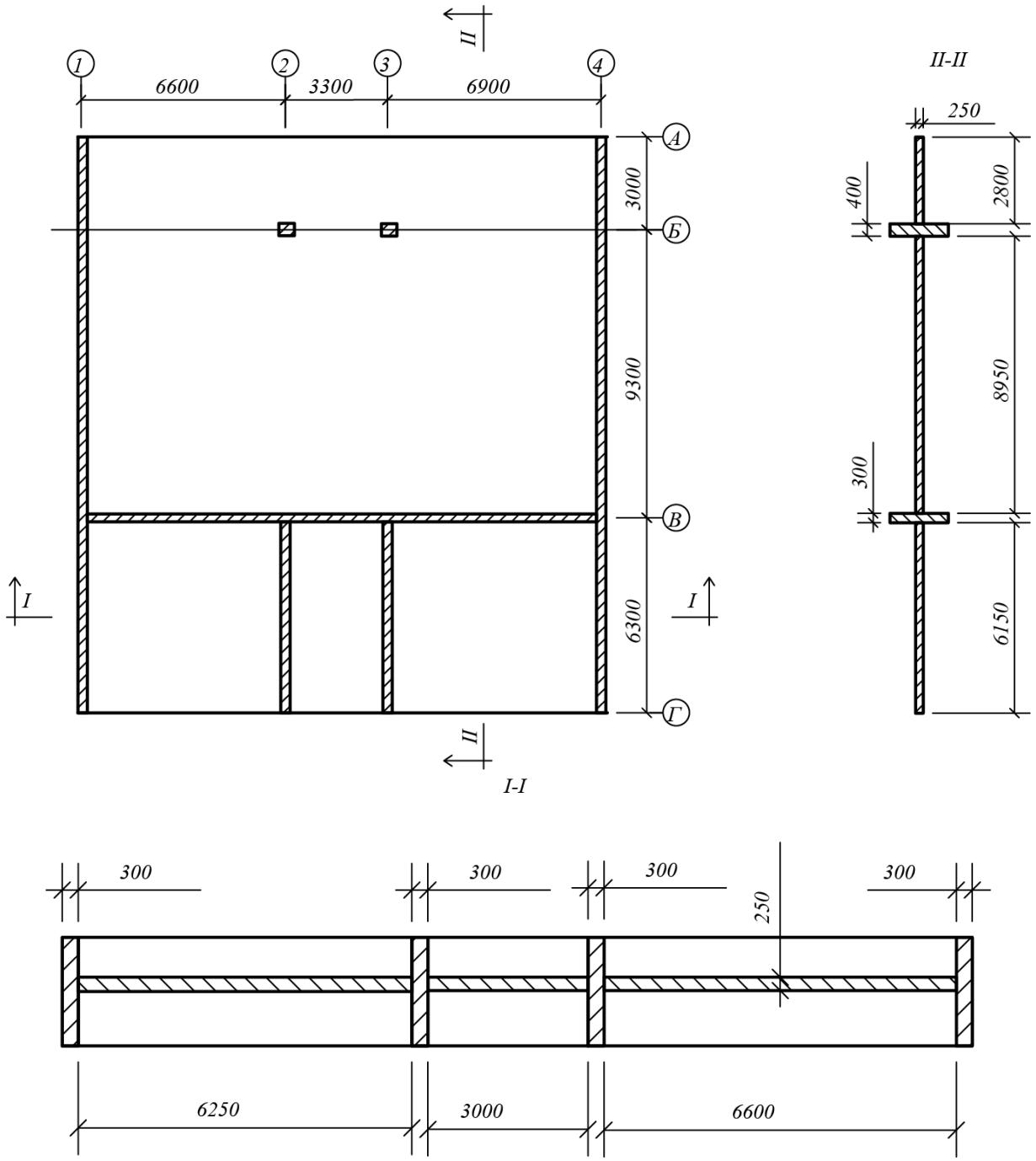


Рисунок 7.5 – Геометрические размеры монолитной плиты перекрытия

Материалы плиты:

– бетон класса *C25/30*: f_{cd}=14,5 МПа;

– арматуры класса St-400: f_{yd} = 355 МПа.

Армирование пролетных зон плиты принято в виде сетки 12/12/200/200 с площадью сечения 5,65 см^2/пог.м., армирование опорных зон – в виде сетки 14/14/200/200 с площадью сечения 7,69 см^2/пог.м.

Геометрические размеры сечения плиты: d = 220 мм, $d_1^{/}$ = 200 мм, расчетные пролеты – указаны на Рисунке 7.**5**, размеры поперечного сечения колонн – 400×400 мм.

Значение полной расчетной равномерно распределенной нагрузки на плиту

составляет $\gamma_{Gi}G_{kj}+\gamma_{Q,1}Q_{k,1}=1600\ кг/м^2$.

Требуется проверить несущую способность монолитной плиты перекрытия по нормальным сечениям.

Расчет:

Наиболее вероятный механизм разрушения плиты перекрытия представлен на Рисунке 7.**6**,а. Для участка плиты, ограниченного осями А–В, возможен также механизм разрушения, представленный на Рисунке 7.**6**,б. При принятом одинаковом армировании пролетных и опорных зон плиты наиболее опасным является участок II плиты (см. Рисунок 7.**6**,а), как участок с наибольшим пролетом.

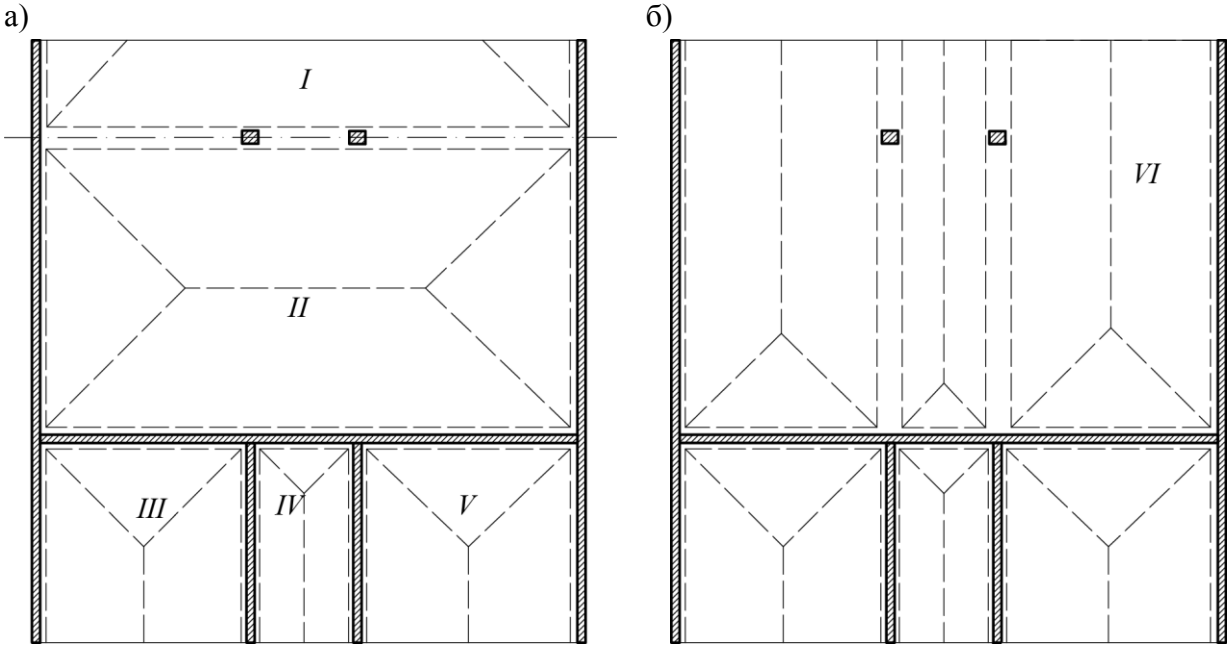


Рисунок 7.6 – Механизмы разрушения плиты перекрытия

Значения погонных опорных m_i и пролетных $m_i^{/}$ предельных моментов в линейных пластических шарнирах согласно формулам (8.30) – (8.35) составят:

$$m_1 = m_2 = 5{,}65 \cdot 3550 \cdot \left(22 - 0{,}5 \cdot \frac{5{,}65 \cdot 355}{14{,}5 \cdot 100}\right) = 413520 кг \cdot см/п.м = 4135 кг \cdot м/пог.м$$

$$m_1^{/} = m_1^{//} = m_2^{/} = m_2^{//} = 7{,}69 \cdot 3550 \cdot \left(20 - 0{,}5 \cdot \frac{7{,}69 \cdot 355}{14{,}5 \cdot 100}\right) = 4946 кг \cdot м/пог.м$$

Значения предельно допустимой нагрузки на плиту перекрытия составит:

– для участка I на Рисунке 7.**6**,а – согласно формуле (8.38):

$$p = \frac{6\left[2\left(4135+4946\right)\cdot 2{,}8 + \left(2\cdot 4135+4946\right)\cdot 16{,}5\right]}{2{,}8^2\left(3\cdot 16{,}5 - 2{,}8\right)} = 4406\ кг/м^2 > 1600\ кг/м^2,$$

т.е. прочность участка плиты обеспечена;

– для участка II – согласно формуле (8.36):

$$p = \frac{12 \cdot \left[2\left(4135 + 4946\right) \cdot 16,5 + 2\left(4135 + 4946\right) \cdot 8,95 \right]}{8,95^2 \left(3 \cdot 16,5 - 8,95\right)} = 1708 \ кг / м^2 > 1600 \ кг / м^2 ,$$

т.е. прочность участка плиты обеспечена;

– для участка V – т.к. $l_2 = 6,15м > 0,5l_1 = 3,3м$, то согласно формуле (8.37):

$$p = \frac{24 \cdot \left[\left(2 \cdot 4135 + 2 \cdot 4946\right) \cdot 6,15 + \left(2 \cdot 4135 + 4946\right) \cdot 6,6 \right]}{6,6^2 \left(6 \cdot 6.15 - 6,6\right)} = 3617 \ кг / м^2 > 1600 \ кг / м^2 ,$$

т.е. прочность участка плиты обеспечена;

– для участков III и IV , имеющих аналогичный с участком V механизм разрушения и меньшие пролеты, значение предельно допустимой нагрузки будут заведомо выше, чем для участка V;

– для участка VI – т.к. $l_2 = 12, 5 > 0,5l_1 = 0,5*6,55м$ - то согласно формуле (8.37):

$$p = \frac{24 \cdot \left[\left(2 \cdot 4135 + 2 \cdot 4946\right) \cdot 12,5 + \left(2 \cdot 4135 + 4946\right) \cdot 6,55 \right]}{6,55^2 \left(6 \cdot 12.5 - 6,55\right)} = 2563 \ кг / м^2 > 1600 \ кг / м^2 ,$$

т.е. прочность участка плиты обеспечена.

Таким образом, при принятом конструировании максимально допустимое значение равномерно распределенной нагрузки на плиту перекрытия составляет 1708 кг/м^2.

7.4 Монолитные и сборные безбалочные перекрытия

7.4.1 Указания настоящего раздела относятся к безбалочным перекрытиям - неразрезным плоским железобетонным плитам перекрытий (покрытий), жестко сопряженным с колоннами.

Монолитные безбалочные перекрытия выполняют с капителями в виде утолщения участка плиты в узлах сопряжения с колоннами, и бескапительными с устройством или без устройства скрытых капителей.

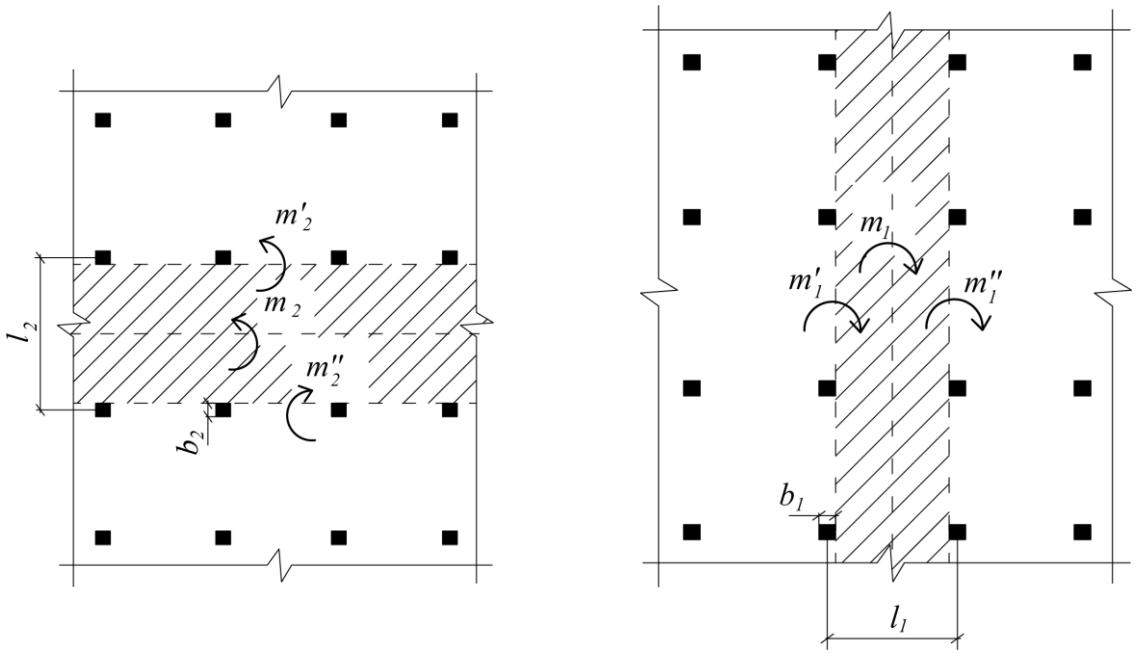
Сборные безбалочные перекрытия выполняют с капителями или со скрытыми капителями.

Капители предусматривают при высоких нагрузках на перекрытие для повышения несущей способности плиты, ее прочности на продавливание и жесткости.

7.4.2 Расчет монолитных безбалочных перекрытий с прямоугольной сеткой колонн следует производить для трех типов механизма разрушения перекрытия [1], [3]:

– разрушение полосы панелей вдоль или поперек перекрытия (см. Рисунок 7.**7**);

а)



б)

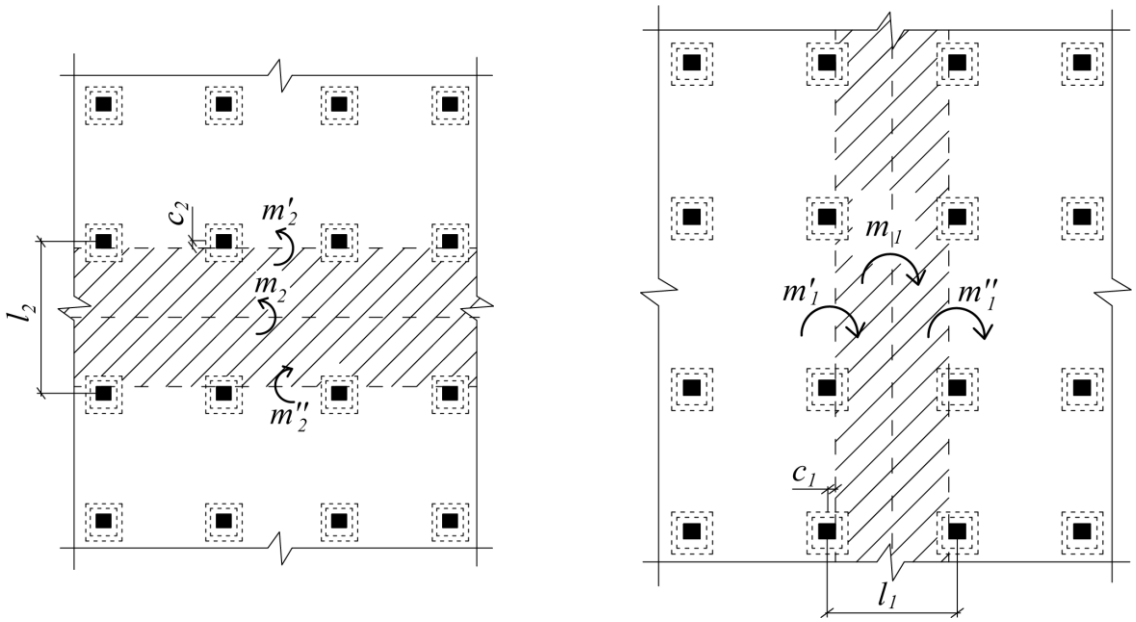
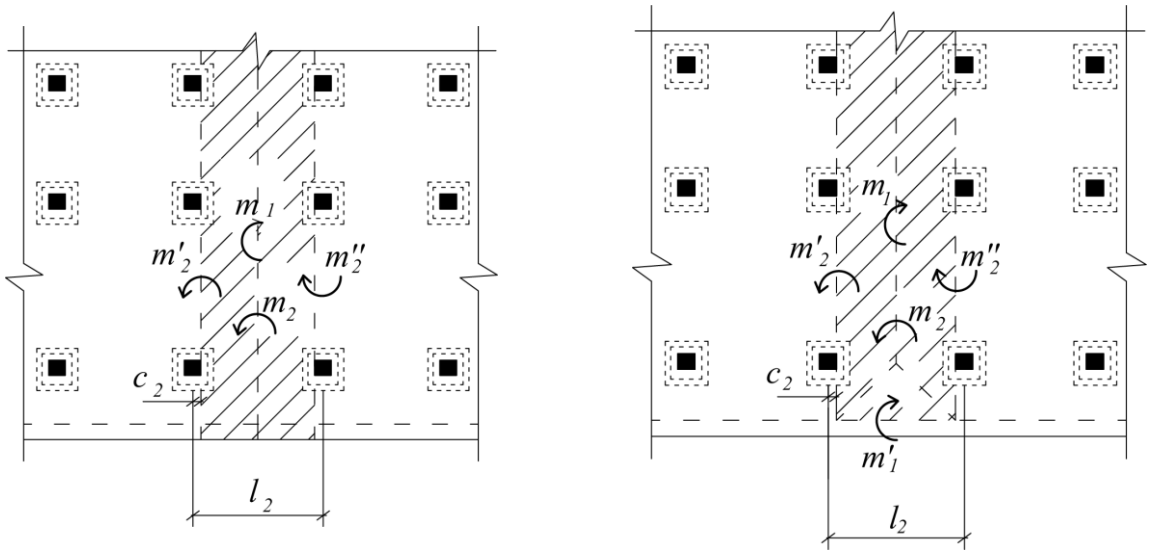


Рисунок 7.7 – Расчетные схемы безбалочного бескапительного (а) и капительного (б) перекрытия при полосовом изломе панелей вдоль и поперек перекрытия

– разрушение крайних панелей с учетом окаймляющего ребра жесткости (см. Рисунок 7.**8**);

– одновременное разрушение смежных панелей разных рядов перекрытия (см. Рисунок 7.**9**).

а) б)



в)

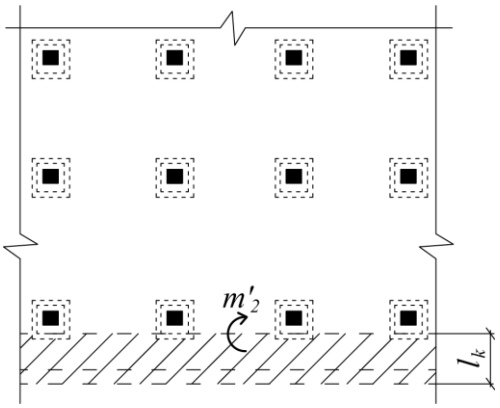


Рисунок 7.8 – Расчетные схемы крайних панелей безбалочного перекрытия с ребром жесткости

7.4.3 Значение предельно допустимой нагрузки при механизме разрушения полосы панелей вдоль или поперек безбалочных перекрытий с капителями следует определять по формулам:

$$q = \frac{4(2m_1 + m_1^{/} + m_1^{//})}{(l_1 - c_1)^2} \tag{8.42}$$

$$q = \frac{4(2m_2 + m_2^{/} + m_2^{//})}{(l_2 - c_2)^2} \tag{8.43}$$

где c_1 и c_2 – расстояния от оси колонн до ближайшего линейного опорного пластического шарнира (см. Рисунок 7.**8**,б).

Расположение линейных опорных пластических шарниров допускается принимать по месту перелома очертания капители по высоте (см. Рисунок 7.**10**,а).

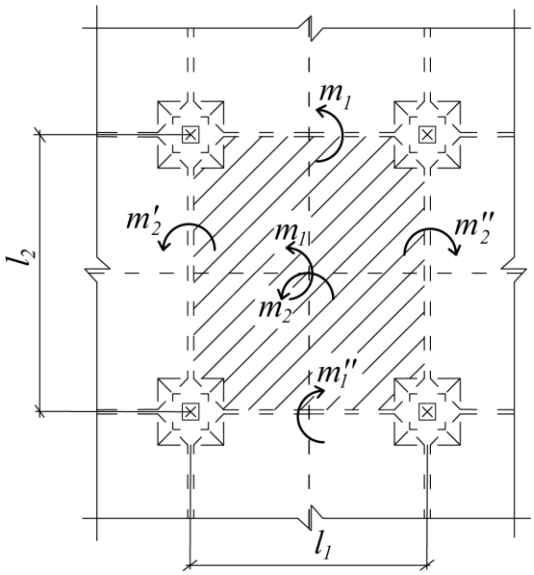


Рисунок 7.9 – Расчетная схема безбалочного перекрытия при одновременном разрушении смежных панелей разных рядов

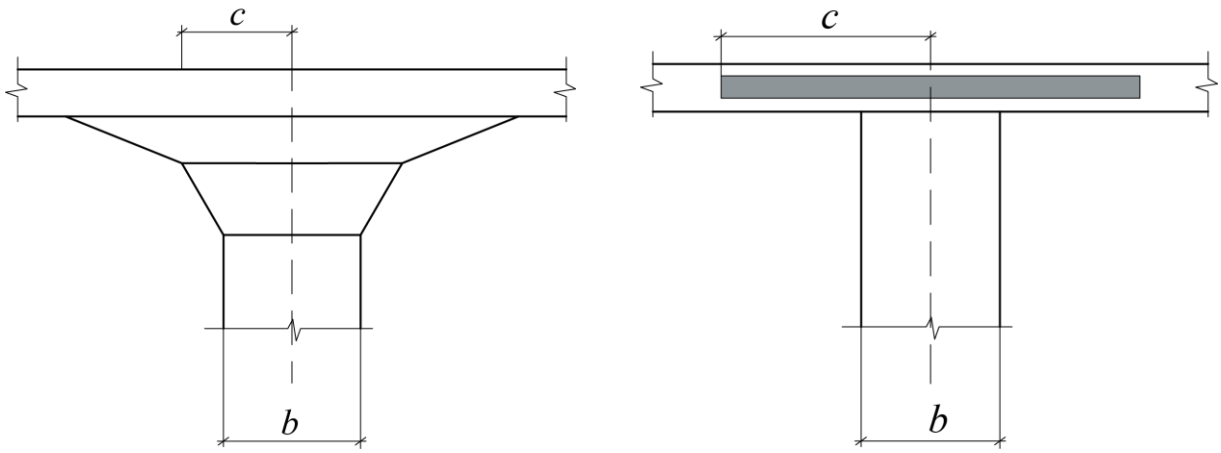


Рисунок 7.10 – Капители безбалочных перекрытий: ломаного очертания (а) и скрытая (б)

Допустимость обрыва верхней арматуры плиты следует проверять расчетом, принимая в формулах (8.42), (8.43) положение линейных опорных пластических шарниров вне капителей.

Высоту сжатой зоны сечения при вычислении значений усредненных погонных предельных изгибающих моменты $m_1^{/}$ $m_1^{//}$ $m_2^{/}$ и $m_2^{//}$ безбалочного перекрытия с железобетонными капителями следует определять с учетом прохождения участков линейных опорных пластических шарниров в пределах капителей.

7.4.4 Значение предельно допустимой нагрузки при механизме разрушения полосы панелей безбалочных перекрытий со скрытыми капителями (капители из стального проката) вдоль или поперек перекрытия следует определять по формулам (8.42) и (8.43), в которых значение c_1 и c_2 следует принимать равным, соответственно, половине соответствующего размера скрытой стальной капители в плане (см. Рисунок 7.**10**,б).

7.4.5 Значение предельно допустимой нагрузки при механизме разрушения полосы панелей вдоль или поперек перекрытия для бескапительных безбалочных перекрытий без скрытых капителей следует определять по формулам:

$$q = \frac{4(2m_1 + m_1^{/} + m_1^{//})}{(l_1 - 0,5b_1)^2} \tag{8.44}$$

$$q = \frac{4(2m_2 + m_2^{/} + m_2^{//})}{(l_2 - 0,5b_2)^2} \tag{8.45}$$

где b_1 и b_2 – размеры поперечного сечения колонн.

7.4.6 Значение предельно допустимой нагрузки для крайних панелей с окаймляющим ребром жесткости следует определять из рассмотрения двух типов механизма разрушения (Рисунок 7.**3**):

– для механизма разрушения с изломом ребра жесткости крайней панели бескапительного перекрытия по формуле:

$$q = \frac{4[(2m_2 + m_2^{/} + m_2^{//}) + 2m_p + m_p^{/}]}{(l_2 - 0,5b_2)^2} \tag{8.46}$$

здесь m_p и $m_p^{/}$ – предельные изгибающие моменты, соответственно в пролетном и опорном пластических шарнирах окаймляющего ребра жесткости плиты:

$$m_p = \frac{A_{sp}}{b_p} \cdot f_{yd} \cdot \left(h_{0p} - 0,5 \frac{A_{sp} \cdot f_{yd}}{f_{cm} \cdot b_p} \right) \tag{8.47}$$

$$m_p^{/} = \frac{A_{sp}^{/}}{b_p} \cdot R_s \cdot \left(h_{0p}^{/} - 0,5 \frac{A_{sp}^{/} \cdot R_s}{R_b \cdot b_p} \right) \tag{8.48}$$

A_{sp} и $A_{sp}^{/}$ – площадь сечения, соответственно, нижней и верхней арматуры окаймляющего ребра.

– для механизма разрушения без излома ребра жесткости крайней панели бескапительного перекрытия по формуле:

$$q = \frac{24\left[\left(2m_1 + m_1^{/} + m_1^{//}\right) \cdot l_2 + \left(2m_2 + m_2^{/}\right) \cdot l_1\right]}{l_1^2 \cdot [6(l_2 - 0,5b_2) - l_1]} \tag{8.49}$$

– для консольного механизма разрушения по формуле:

$$q = \frac{2m_2^{/}}{l_к^2} \tag{8.50}$$

Для безбалочных перекрытий с капителями в формулах (8.46) и (8.49) вместо параметра b_2 следует принимать параметр c_2 (см. Рисунок 7.**8**).

7.4.7 Значение предельно допустимой нагрузки при одновременном разрушение смежных панелей разных рядов безбалочного капительного перекрытия (см. Рисунок 7.**9**) следует определять по формуле:

$$q = \frac{2\left[\left(2m_1 + m_1^{/} + m_1^{//}\right)\cdot l_2 + \left(2m_2 + m_2^{/} + m_2^{//}\right)\cdot l_1\right]}{l_1 \cdot l_2 \cdot \left[\frac{l_1 + l_2}{2} - 2\cdot c + \frac{4c^3}{3l_1 \cdot l_2}\right]} \qquad (8.51)$$

7.4.8 Расчет сборных безбалочных перекрытий (см. Рисунок 7.**11**) следует производить:

- перекрытия в целом исходя из расчетной схемы в виде разрушения полосы панелей вдоль или поперек – по формулам (8.44), (8.45);
- межколонной плиты, как элемента рамной конструкции, образованной колоннами с капителями и межколонными плитами, рассчитываемой согласно указаниям Раздела 7.5;
- пролетной плиты, как плиты опертой по контуру – согласно указаниям Раздела 7.3.

ПРИМЕР 2

Монолитное безбалочное бескапительное перекрытие (Рисунок 7.**11**), жестко сопряженное с колоннами без устройства скрытых капителей. Сетка колонн – прямоугольная, 6×8 м., размеры поперечного сечения колонн – 400×400 мм.

Материалы плиты:

– бетон класса *C30/37*: f_{cd}=17 МПа;

– арматуры класса St-400: f_{yd} = 355 МПа.

Армирование нижней зоны плиты принято в виде сетки 16/16/200/200 с площадью сечения 10,05 см^2/пог.м., армирование верхней зоны – в виде основной сетки 16/16/200/200 с площадью сечения 10,05 см^2/пог.м., и дополнительной сетки 10/10/200/200 с площадью сечения 3,93 см^2/пог.м., установленной в местах сопряжения плиты с колоннами и с ядром жесткости (см. Рисунок 7.**12**).

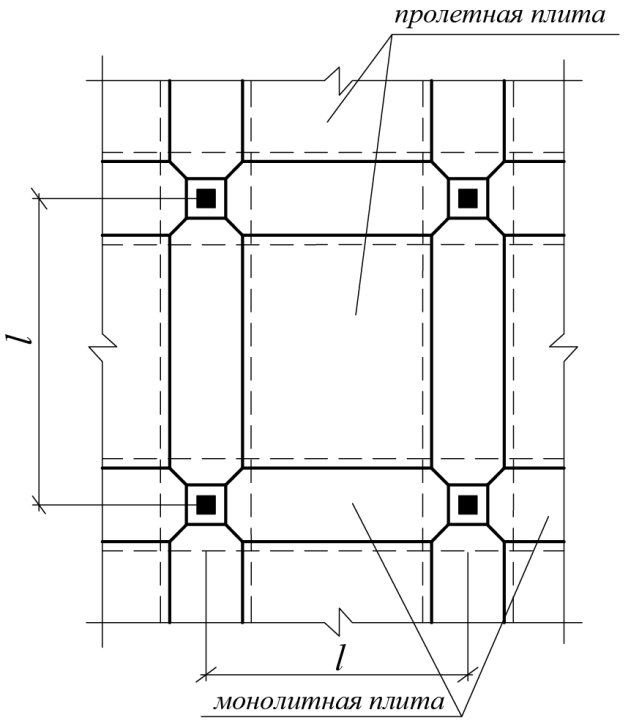
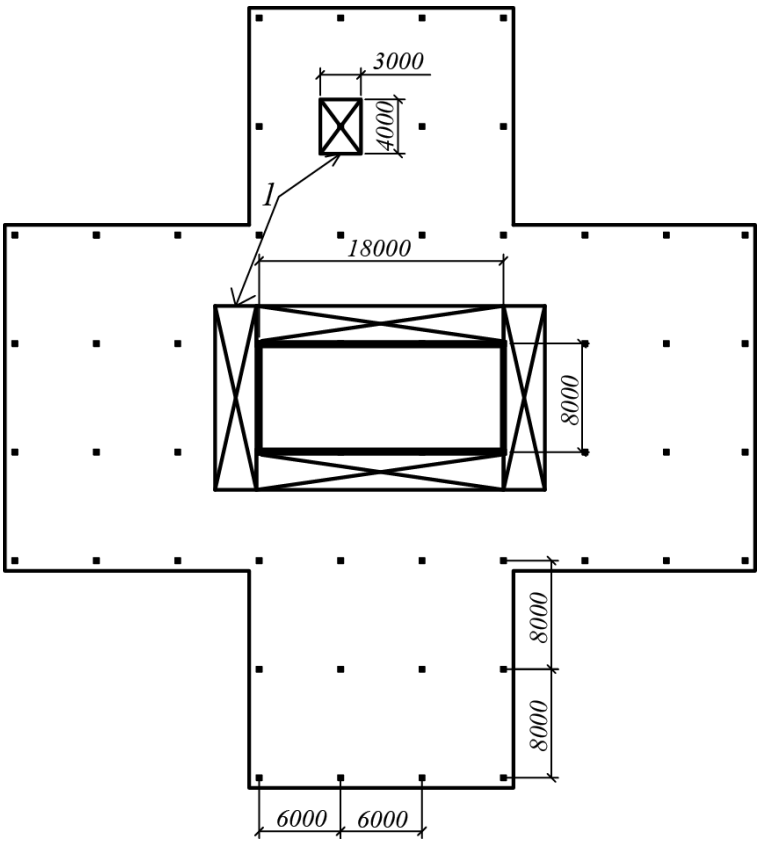


Рисунок 7.11 – Конструктивная схема сборного безбалочного перекрытия



(1 – зона установки дополнительной арматурной сетки в верхней зоне плиты у каждой колонны и вокруг ядра жесткости)

Рисунок 7.12 – Геометрические размеры безбалочной бескапительной плиты перекрытия

Геометрические размеры сечения плиты: h = 200 мм, d = 160 мм, d' = 150 мм, размеры поперечного сечения колонн – 400×400 мм.

Значение полной расчетной равномерно распределенной нагрузки на плиту составляет $\gamma_{Gi}G_{kj}+\gamma_{Q,1}Q_{k,1}=1100\ кг/м^2$.

Требуется проверить несущую способность безбалочной плиты перекрытия по нормальным сечениям.

Согласно указаниям Пункта 7.4.2 расчет рассматриваемого безбалочного перекрытия следует произвести для двух типов механизма его разрушения: для полосового излома панелей и для одновременного разрушения панелей разных рядов перекрытия.

Наиболее опасными участками плиты перекрытия при полосовом изломе плиты перекрытия являются участки вдоль свободного края плиты (участки I и II на Рисунок 7.**13**).

Расчетные значения пролетов панелей плиты при размерах поперечного сечения колонн 400×400мм будут равны:

$$l_1=560\,см;\ l_2=760\,см.$$

Значения пролетных m_i предельных моментов в линейных пластических шарнирах согласно формулам (8.30) – (8.31) составят:

$$m_1=m_2=10,05\cdot 3550\cdot\left(16-0,5\cdot\frac{10,05\cdot 355}{17\cdot 100}\right)=$$
$$533402кг\cdot см/п.м=5334кг\cdot м/пог.м$$

Определяем общую площадь сечения арматуры верхней зоны в пределах панели плиты:

$$A'_{s2}=A''_{s2}=10,05\cdot 8+3.93\cdot 4=96,12\,см^2$$
$$A'_{s1}=A''_{s1}=10,05\cdot 6+3.93\cdot 3=72,09\,см^2$$

Значения опорных m'_i и m''_i предельных моментов в линейных пластических шарнирах согласно формулам (8.32) – (8.35) составят:

$$m'_1=m''_1=\frac{72,09\cdot 3550}{6}\cdot\left(16-0,5\cdot\frac{72,09\cdot 355}{17\cdot 600}\right)=$$
$$628943кг\cdot см/пог.м=6289кг\cdot м/пог.м$$
$$m'_2=m''_2=\frac{96,12\cdot 3550}{8}\cdot\left(15-0,5\cdot\frac{96,12\cdot 355}{17\cdot 800}\right)=5863кг\cdot м/пог.м$$

Значения предельно допустимой нагрузки на плиту перекрытия составит:

– для участка I - согласно формуле (8.43) при $m_2'' = 0$:

$$p = \frac{4(2 \cdot 5324 + 6289)}{7,6^2} = 1172 кг / м^2 > 1100\ кг / м^2,$$

т.е. прочность участка плиты обеспечена;

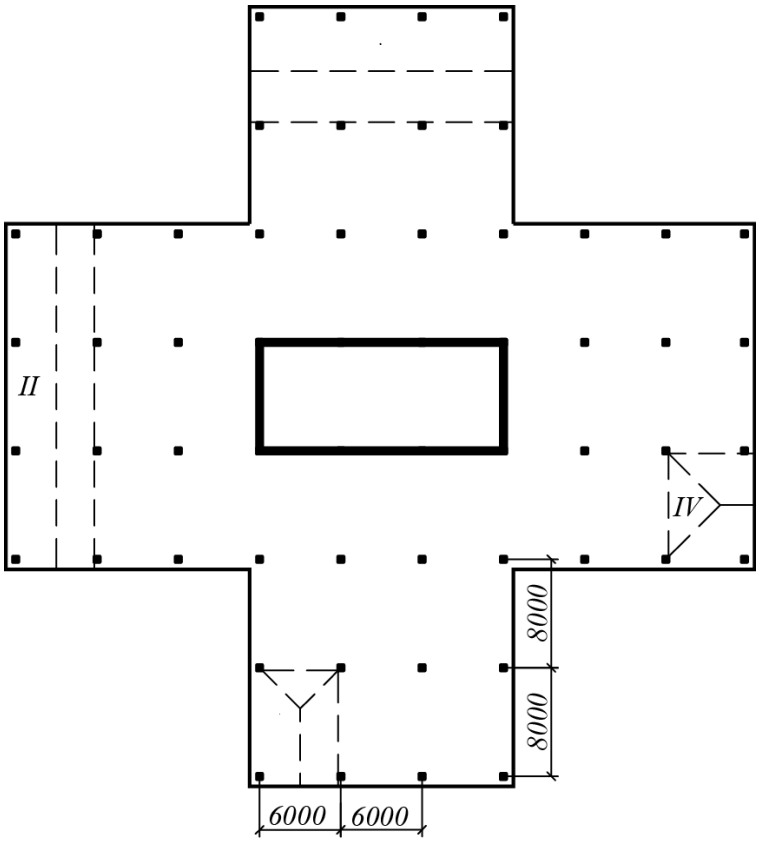


Рисунок 7.13 – Механизмы разрушения безбалочной бескапительной плиты перекрытия

– для участка II - согласно формуле (8.42) при $m_1'' = 0$:

$$p = \frac{4(2 \cdot 5324 + 5863)}{5,6^2} = 2105 кг / м^2 > 1100\ кг / м^2,$$

т.е. прочность участка плиты обеспечена;

– для участка III - согласно формуле (8.49) при $m_1'' = 0$:

$$p = \frac{24 \cdot \left[\left(2 \cdot 5324 + 5863\right) \cdot 6 + \left(2 \cdot 5324 + 6289\right) \cdot 8 \right]}{8^2 \left(6 \cdot 5,6 - 8\right)} = 3436 кг / м^2 > 1100\ кг / м^2,$$

т.е. прочность участка плиты обеспечена;

– для участка IV - согласно формуле (8.49) при $m_2'' = 0$:

$$p = \frac{24 \cdot \left[\left(2 \cdot 5324 + 5863\right) \cdot 8 + \left(2 \cdot 5324 + 6289\right) \cdot 6 \right]}{6^2 \left(6 \cdot 7{,}6 - 6\right)} = 3934 кг / м^2 > \ 1100 \ кг / м^2 ,$$

т.е. прочность участка плиты обеспечена;

Таким образом, при принятом конструировании максимально допустимое значение равномерно распределенной нагрузки на плиту перекрытия составляет 1172 кг/м^2.

ПРИМЕР 3

Требуется подобрать из условия прочности нормальных сечений армирование средних панелей монолитного безбалочного перекрытия со скрытыми стальными капителями (Рисунок 7.**14**). Сетка колонн – квадратная, 8×8 м. Расчетная полезная нагрузка на перекрытие $\gamma_{Gi} G_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 1270 \ кг / м^2$.

Исходные данные по материалам:

– бетон класса *C30/37*: f_{cd}=17 МПа;

– арматуру класса St-400: f_{yd} = 355 МПа.

Принимаем толщину плиту $h = 280$ мм, $d = 250$ мм, $d' = 240$ мм; скрытые стальные капители размерами в плане 1600×1600 мм и следующие соотношения между площадями сечения рабочей арматуры:

$$\frac{A_{s1}}{A_{s2}} = \frac{A'_{s1}}{A''_{s1}} = \frac{A'_{s2}}{A''_{s2}} = 1;$$

$$\frac{A'_{s1}}{A_{s1}} = \frac{A''_{s1}}{A_{s1}} = \frac{A'_{s2}}{A_{s2}} = \frac{A''_{s2}}{A_{s2}} = 1{,}4$$

а) б)

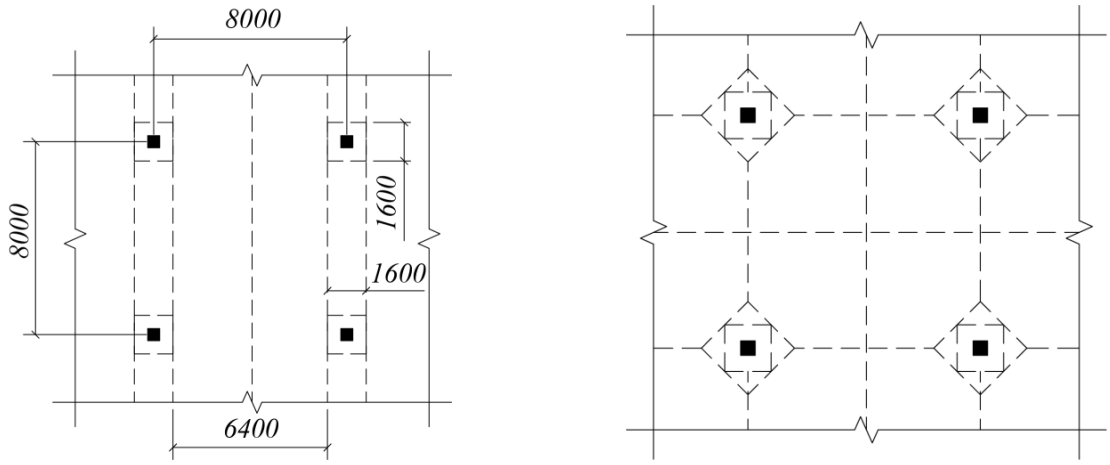


Рисунок 7.14 – Механизмы разрушения безбалочной плиты перекрытия со скрытыми капителями

т.е.

$$A_{s1} = A_{s2} = A_s;\ \ A'_{s1} = A''_{s1} = A'_{s2} = A''_{s2} = 1{,}4A_s .$$

При принятой толщине перекрытия полная расчетная нагрузка с учетом собственного веса плиты составит:

$$p = 1270 + 2500 \cdot 0{,}28 \cdot 1{,}1 = 2040\ кг/м^2$$

Значения пролетных и опорных предельных моментов в линейных пластических шарнирах согласно формулам (8.30) – (8.31) составят:

$$m_1 = m_2 = m = \frac{A_s}{800} \cdot 3550 \cdot \left(25 - 0{,}5 \cdot \frac{A_S \cdot 355}{17 \cdot 800}\right) = (110{,}94 \cdot A_s - 0{,}058 \cdot A_s^2)кг \cdot см / п.см$$

$$m'_1 = m''_1 = m'_2 = m''_2 = m' = \frac{1{,}4 \cdot A_s}{800} \cdot 3550 \cdot \left(24 - 0{,}5 \cdot \frac{1{,}4 \cdot A_S \cdot 355}{17 \cdot 800}\right) =$$

$$= (149{,}1 \cdot A_s - 0{,}11 \cdot A_s^2)кг \cdot см / п.м .$$

Определяем значение A_{s1} при механизме разрушения полосы панелей вдоль или поперек безбалочных перекрытий (Рисунок 7.**14**,а) – из условия (8.42) при p=2040 кг/м^2 = 0,204 кг/см^2:

$$p = \frac{4(2m_1 + m'_1 + m''_1)}{(l_1 - c_1)^2};$$

Приведем условие (8.42) с учетом $m'_1 = m''_1 = m'$ к виду:

$$\frac{p \cdot (l_1 - c_1)^2}{8} = m + m' .$$

Тогда

$$\frac{0{,}204 \cdot (800 - 80)^2}{8} = \left[(110{,}94 \cdot A_s - 0{,}058 \cdot A_s^2) + (149{,}1 \cdot A_s - 0{,}11 \cdot A_s^2)\right];$$

$$13219 = 260 \cdot A_s - 0{,}168 \cdot A_s^2 ,$$

откуда A_s = 52,6 см^2 или 6,58 см^2 на пог.м.

Принимаем армирование нижней зоны сечения перекрытия в виде сетки 14/14/200/200 с расчетной площадью поперечного сечения стержней 7,69 см^2/пог.м.

Требуемая площадь поперечного сечения арматуры в опорных линейных

пластических шарнирах панели плиты:

$$A_s^{/} = 1{,}4 \cdot A_s = 1{,}4 \text{ x } 52{,}6 = 73{,}64 \text{ см}^2.$$

Принимаем армирование верхней зоны сечения перекрытия в виде устанавливаемой по всему полю панели основной сетки 10/10/200/200 с расчетной площадью поперечного сечения стержней 31,44 см^2 и устанавливаемой в местах сопряжения плиты с колоннами дополнительной сетки 16/16/200/200 размером в плане 4×4м, с расчетной площадью поперечного сечения стержней 40,2 см^2.

При принятом армировании общая площадь поперечного сечения арматуры в опорных линейных пластических шарнирах панели плиты составит 71,64 см^2.

Проверим несущую способность средней панели перекрытия при принятом ее армировании.

Значения пролетных и опорных предельных моментов в линейных пластических шарнирах при принятом армировании составят:

$$m = \frac{61{,}52}{8} \cdot 3550 \cdot \left(25 - 0{,}5 \cdot \frac{61{,}52 \cdot 355}{17 \cdot 800} \right) = 660568 \text{кг} \cdot \text{см} / \text{п.см} = 6606 \text{кг} \cdot \text{м} / \text{п.м}$$

$$m^{/} = \frac{71{,}64}{8} \cdot 3550 \cdot \left(24 - 0{,}5 \cdot \frac{71{,}64 \cdot 355}{17 \cdot 800} \right) = 7332 \text{кг} \cdot \text{м} / \text{п.м}$$

Значения предельно допустимой нагрузки на плиту перекрытия составит:

– при полосовой схеме излома плиты (Рисунок 7.**14**,а) согласно формуле (8.44):

$$p = \frac{4(2 \cdot 6606 + 7332 + 7332)}{(8 - 0{,}8)^2} = 2151 \text{кг} / \text{м}^2 > \ 2040 \text{ кг} / \text{м}^2$$

прочность участка плиты обеспечена;

– при разрушении смежных панелей разных рядов (Рисунок 7.**14**,б) согласно формуле (8.50), которая при $m_1 = m_2 = m$, $m_1^{/} = m_1^{//} = m_2^{/} = m_2^{//} = m^{/}$ и $l_1 = l_2 = l$ принимает вид:

$$p = \frac{8(m + m^{/})}{l \cdot \left(l - 2 \cdot c + \frac{4 \cdot c^3}{3 \cdot l^2} \right)} \ .$$

Тогда

$$p = \frac{8(6606 + 7332)}{8 \cdot \left(8 - 2 \cdot 0{,}8 + \frac{4 \cdot 0{,}8^3}{3 \cdot 8^2} \right)} = 2174 \text{кг} / \text{м}^2 > \ 2040 \text{ кг} / \text{м}^2$$

прочность участка плиты обеспечена.

7.5 Неразрезные балки и рамы

7.5.1 Перераспределение усилий в неразрезных балках и рамах следует производить по данным их расчета как упругих систем при невыгодной комбинации расчетных нагрузок.

Расчет неразрезных балок и рам как упругих систем следует производить методами строительной механики.

Допускается для расчетов пространственный каркас здания или сооружения расчленять на плоские поперечные и продольные рамы.

7.5.2 Степень перераспределения усилий между сечениями балок и ригелей рам следует принимать в соответствии с требованиями их эксплуатационных свойств, при этом после перераспределения усилий значения опорных изгибающих моментов должны быть не менее 70% от их значений, определенных расчетом в упругой постановке.

7.5.3 Для перераспределения усилий в рамах к эпюрам изгибающих моментов от постоянных нагрузок и от отдельных схем невыгодно расположенных временных нагрузок следует прибавлять добавочную эпюру изгибающих моментов с произвольным значением добавочного момента в опорном сечении, в котором ожидается образование пластического шарнира. При этом ординаты выровненной эпюры изгибающих моментов в расчетных сечениях должны отвечать требованиям Пункта 7.4.2 .

7.5.4 Для перераспределения усилий в неразрезных балках к эпюре изгибающих моментов от постоянных нагрузок и отдельных схем невыгодно расположенных временных нагрузок следует прибавлять треугольные эпюры моментов с произвольными по знаку и значению надопорными ординатами (Рисунок 7.**15**). При этом ординаты выровненной эпюры изгибающих моментов в расчетных сечениях должны отвечать требованиям Пункта 7.4.2 .

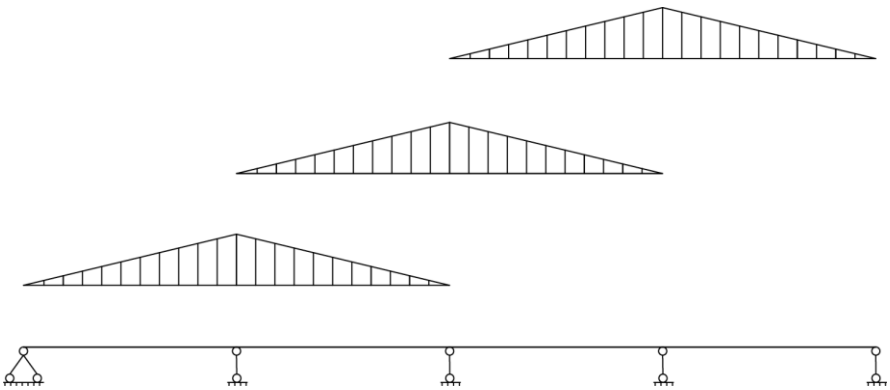


Рисунок 7.15 – Добавочные треугольные эпюры моментов для неразрезных балок

7.5.5 Расчет по прочности неразрезных равнопролетных второстепенных балок при равномерно распределенной нагрузке с учетом перераспределения усилий допускается производить, вычисляя значения максимальных изгибающих моментов в сечениях балок по следующим формулам:

– значения пролетных моментов в средних пролетах и опорных моментов на грани средних опорах:

$$\frac{pl^2}{24} \le M_{Ed} \le \frac{pl^2}{16} \tag{8.52}$$

– значения пролетных моментов в крайних пролетах:

$$\frac{pl^2}{14} \le M_{Ed} \le \frac{pl^2}{11} \tag{8.53}$$

– значения опорных моментов на грани вторых от конца опорах:

$$\frac{pl^2}{16} \le M_{Ed} \le \frac{pl^2}{14} \tag{8.54}$$

где p – полная расчетная равномерно распределенная нагрузка; l –расчетный пролет, принимаемый равным:

– для средних пролетов равный расстоянию между гранями опор;
– для крайних пролетов при опирании конца балок на стену
– расстоянию от грани опоры до центра опоры на стене;
– для крайних пролетов при наличии по контуру перекрытия обвязочных балок
– расстоянию между гранями опор.

7.5.6 Расчет по прочности неразрезных неравнопролетных второстепенных балок с пролетами, отличающимися друг от друга не более, на 10%, допускается производить на действие усилий, вычисленных по формулам (8.52)–(8.54), при этом значения опорных моментов следует вычислять по большему из смежных пролетов.

Огибающие эпюры изгибающих моментов второстепенных равнопролетных балок допускается строить по эпюрам изгибающих моментов от двух схем загружения балок:

1) нагружение условной нагрузкой, равной

$$p_1 = g + 0,25q \tag{8.55}$$

2) нагружение полной расчетной нагрузкой, равной

$$p = g + q \tag{8.56}$$

где g – постоянная равномерно распределенная расчетная нагрузка; q – переменная равномерно распределенная расчетная нагрузка.

Эпюру изгибающих моментов от действия условной нагрузки (8.55) во всех средних пролетах следует принимать по параболам, отвечающим действию условной нагрузки и проходящим через вершины расчетных опорных ординат, а в крайних пролетах по прямым, определяемым максимальной опорной и нулевой точкой, отстоящей от грани опоры на расстояние, равное

$$\frac{(g+q)\cdot l}{8\cdot(g+0,25q)} \tag{8.57}$$

Эпюру изгибающих моментов от полной нагрузки (Формула (8.56)) во всех пролетах следует принимать по параболам, отвечающим действию полной нагрузки и имеющим вершины на максимальных ординатах положительного момента: в крайних пролетах на расстоянии $0{,}425l$ от свободной опоры, в средних пролетах по середине пролета.

ПРИМЕР 4

Неразрезная железобетонная трехпролетная балка с пролетами 4,5 м, 6 м и 4,5 м, загруженная расчетной постоянной нагрузкой $\gamma_{Gj}G_{kj} = 825\ кг/м$ и переменной нагрузкой $\gamma^{e}_{Gj}G_{kj} = 1800\ кг/м$ (см. Рисунок 7.**16**).

Требуется определить изгибающие моменты с учетом перераспределения усилий.

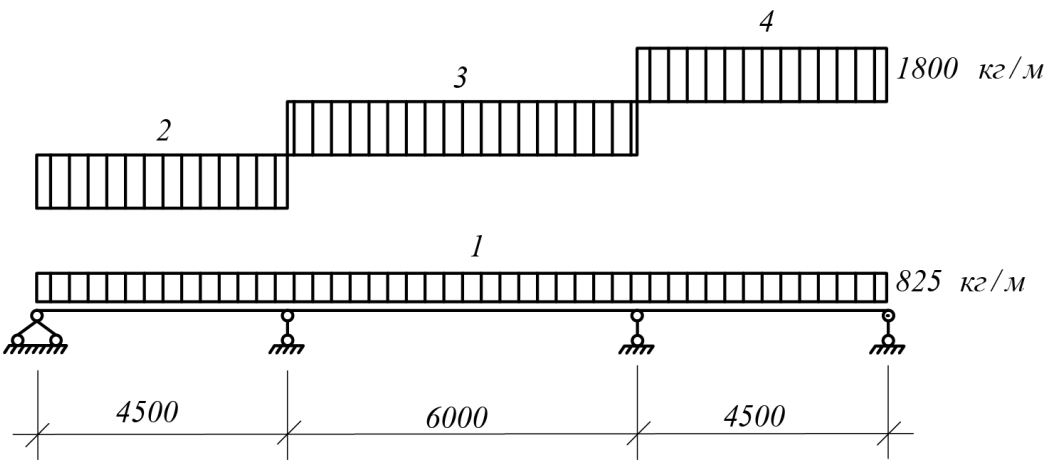


Рисунок 7.16 – Расчетная схема балки

Определяем изгибающие моменты при расчете балки в линейной постановке на следующие невыгодные комбинации нагрузки (см. Рисунок 7.**16**):

- комбинация 1 – нагрузки 1 и 2;
- комбинация 2 – нагрузки 1, 2 и 4;
- комбинация 3 – нагрузки 1 и 3;
- комбинация 4 – нагрузки 1 и 4.

Значения изгибающих моментов в неразрезной балке при рассмотренных комбинациях нагрузок представлены на Рисунке 7.**17.**

Производим перераспределение усилий между сечениями балки в соответствии с указаниями 7.5.4:

- для уменьшения опорных моментов и их выравнивания к эпюре изгибающих моментов от действия нагрузок в комбинации 1 добавляем две треугольные эпюры моментов: первую
- с ординатой над второй опорой 2,12 т*м, вторую
- с ординатой над третьей опорой -0,61т*м (см. Рисунок 7.**18**);

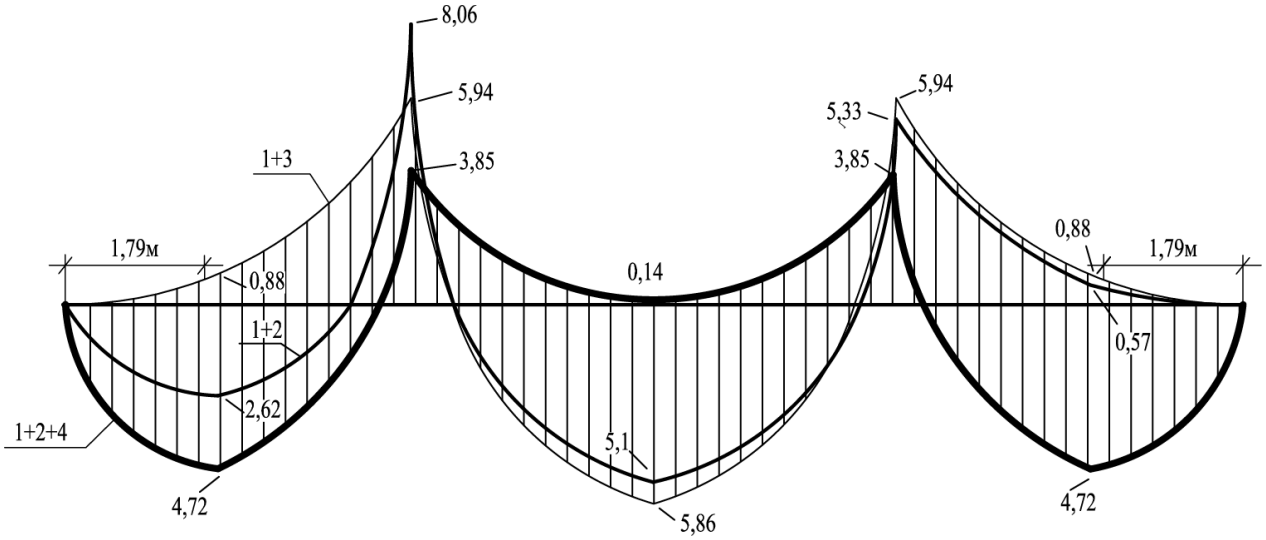


Рисунок 7.17 – Эпюры изгибающих моментов (т·м) в неразрезной балке при различных комбинациях нагрузок

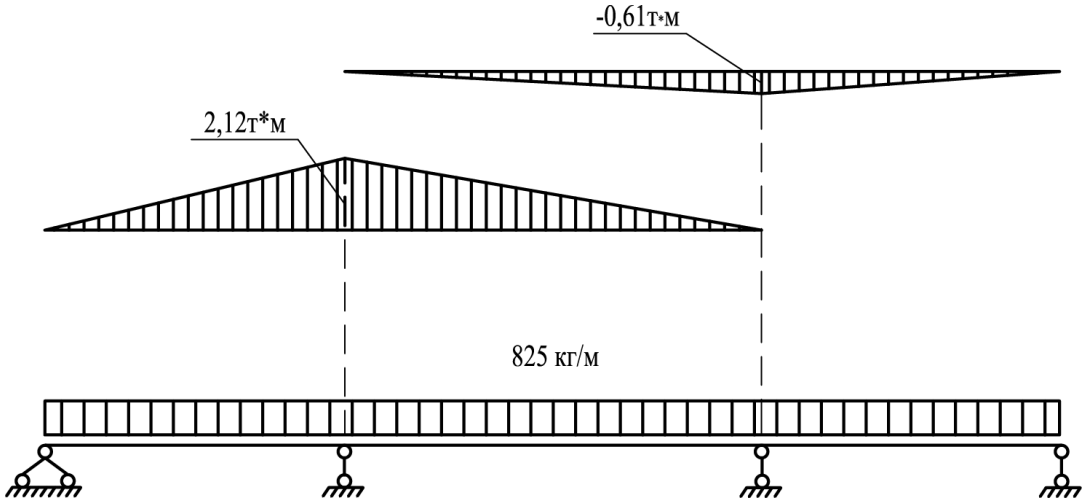


Рисунок 7.18 – Добавочные треугольные эпюры моментов к эпюре изгибающих моментов для комбинации 1 нагрузок

- для уменьшения пролетных моментов к эпюре изгибающих моментов от действия нагрузок в комбинациях 2 и 4 добавляем треугольные эпюры моментов с одинаковой ординатой над второй и над третьей опорой, равной 1,6 т*м (см. Рисунок 7.**19**).

Полученные в результате перераспределения усилий эпюры моментов для различных комбинаций нагрузок представлены на Рисунке 7.20.

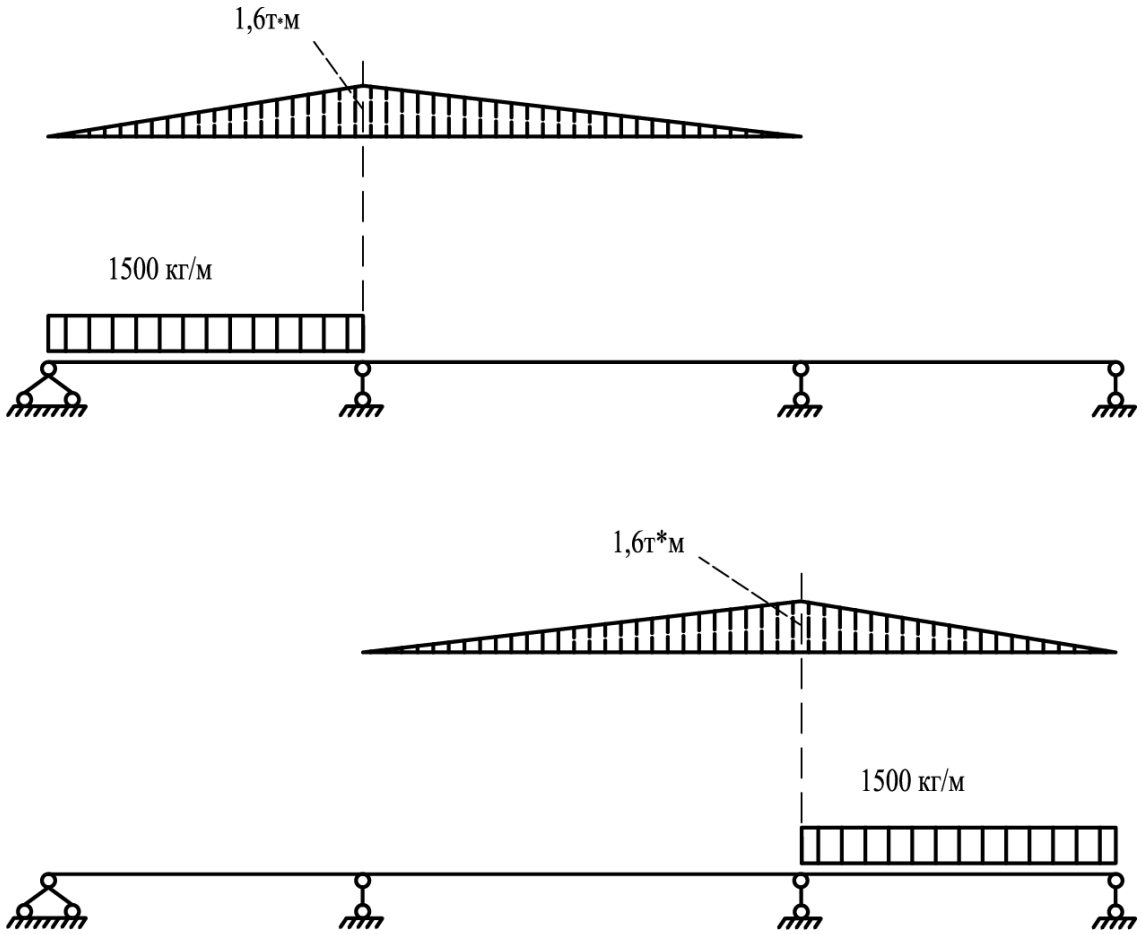


Рисунок 7.19 – Добавочные треугольные эпюры моментов к эпюре изгибающих моментов для комбинаций 2 и 4 нагрузок

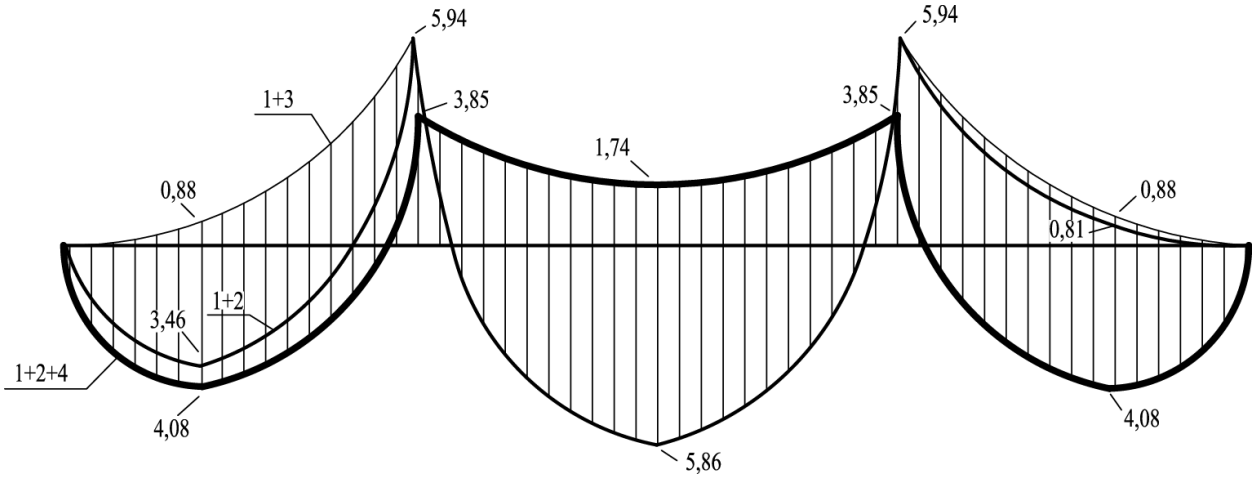


Рисунок 7.20 – Эпюры изгибающих моментов (т*м) в неразрезной балке, измененные с учетом перераспределения усилий

7.6 Фундаменты

7.6.1 Расчет монолитных плитных фундаментов на естественном основании с учетом перераспределения усилий допускается производить кинематическим способом метода предельного равновесия. При этом конструкция фундамента рассматривается как плита, условно загруженная равномерно распределенной нагрузки снизу, интенсивность которой принимается равной усредненному в пределах рассматриваемого участка плиты реактивному давлению основания, определенному по результатам статического расчета конструктивной системы здания или сооружения как упругой системы.

Прямоугольные фундаменты

7.6.2 Расчет монолитных плитных фундаментов зданий различного назначения с прямоугольной в плане стеновой конструктивной системой и с каркасной конструктивной системой с прямоугольной сеткой колонн следует производить по указаниям и зависимостям разделов 7.2 и 7.3 с учетом указания 7.6.1 Тұтасқұйма тақталы іргетастарын есептеу табиғи табанда күштерді қайта үлестіру (бөлу) есебімен .

Круглые фундаменты

7.6.3 Расчет круглых монолитных фундаментов под отдельно стоящие сооружения круглой формы в плане, подвергнутых центрально приложенной вертикальной нагрузки и ветровому воздействию, допускается производить на условную равномерно распределенную нагрузку снизу интенсивностью, равной величине равномерного реактивного давления основания на подошву фундамента:

$$p = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{I} \cdot \frac{R_1 + R_2}{2} \qquad (8.58)$$

где R_1 – внешний радиус нижнего сечения круглого сооружения (Рисунок 7.**21**);

R_2 – радиус фундаментной плиты;

N_{Ed} – расчетная вертикальная; грузка от сооружения на фундамент с учетом его веса;

M_{Ed} – расчетный изгибающий момент относительно подошвы фундамента от ветрового воздействия;

A – площадь фундамента

$$A = \pi \cdot R_2^2 \qquad (8.59)$$

I – момент инерции сечения фундамента

$$I = \frac{\pi \cdot R_2^4}{4} \qquad (8.60)$$

7.6.4 Расчет круглых фундаментов при проверке принятого сечения нижней арматуры следует производить исходя из следующих механизмов разрушения

фундаментной плиты:

- разрушение консольной части фундамента с образованием цилиндрической кольцевой трещины (см. Рисунок 7.**22**) – для расчета по прочности;
- разрушение фундамента с образованием конической кольцевой трещины (Рисунок 7.**23**) – для определения места теоретического обрыва арматуры.

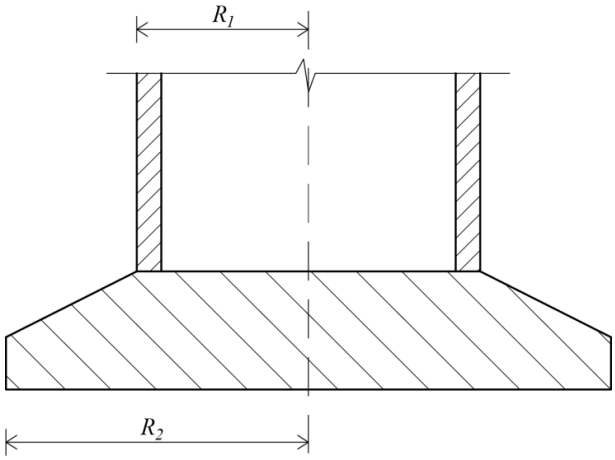


Рисунок 7.21 – Круглый в плане фундамент

7.6.5 Значение предельно допустимой нагрузки на круглую фундаментную плиту при проверке принятого сечения нижней арматуры следует определять из рассмотрения схемы разрушения консольной части фундамента с образованием цилиндрической кольцевой трещины (Рисунок 7.**22**) из условия:

$$\frac{R_2}{R_1}\cdot A_s\cdot f_{yd}\cdot d\left[1-\frac{\frac{R_2}{R_1}\cdot A_s\cdot f_{yd}}{2\cdot d\cdot f_{cm}}\right]\geq m \qquad (8.61)$$

где d – полезная высота сжатой зоны фундаментной плиты в месте опирания основания сооружения;

m – момент внешних сил, приложенных к консоли, отнесенный к единице внешнего контура основания сооружения, при равномерно распределенной реактивной нагрузке вычисляемый по формуле:

$$m=\frac{p}{6\cdot R_1}(2\cdot R_2^3-3\cdot R_1\cdot R_2^2+R_1^3) \qquad (8.62)$$

При необходимости значение момента внешних сил m следует определять с учетом концентрации напряжений у контура фундаментной плиты.

7.6.6 Проверку прочности сечений круглой фундаментной плиты в местах теоретического обрыва стержней нижней арматуры следует производить из рассмотрения схемы разрушения фундамента с образованием конической кольцевой трещины

(Рисунок 7.**23**) из условия:

$$\frac{p_1}{6}\cdot\frac{R_2}{R_0\cdot R_1}(R_1^3-3\cdot R_1\cdot R_0^2+2\cdot R_0^3)\geq m \qquad (8.63)$$

где p_1 – равномерно распределенная нагрузка на плиту фундамента в пределах площади нижнего основания сооружения;

R_0 – расстояние от оси сооружения до места теоретического обрыва стержней арматуры.

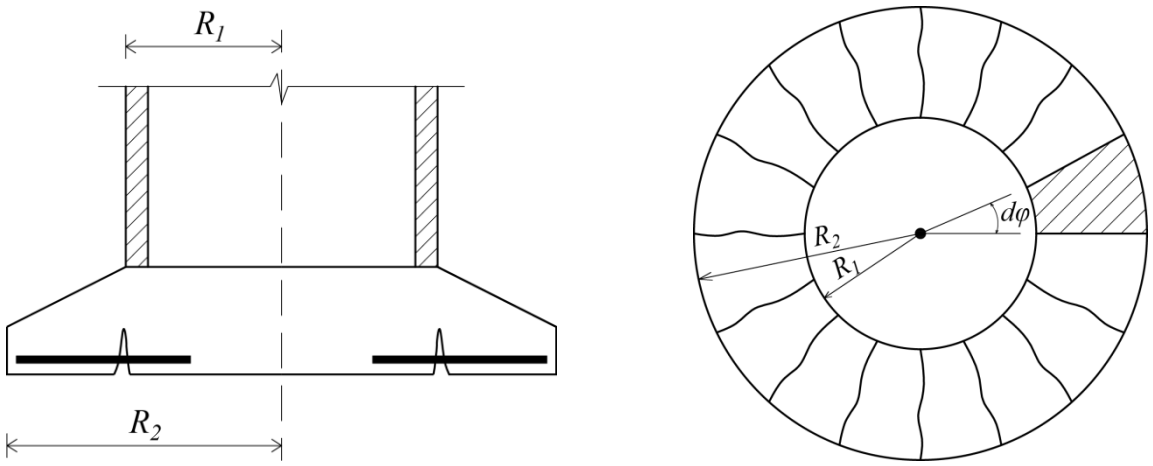


Рисунок 7.22 – Схема разрушения консольной части фундамента

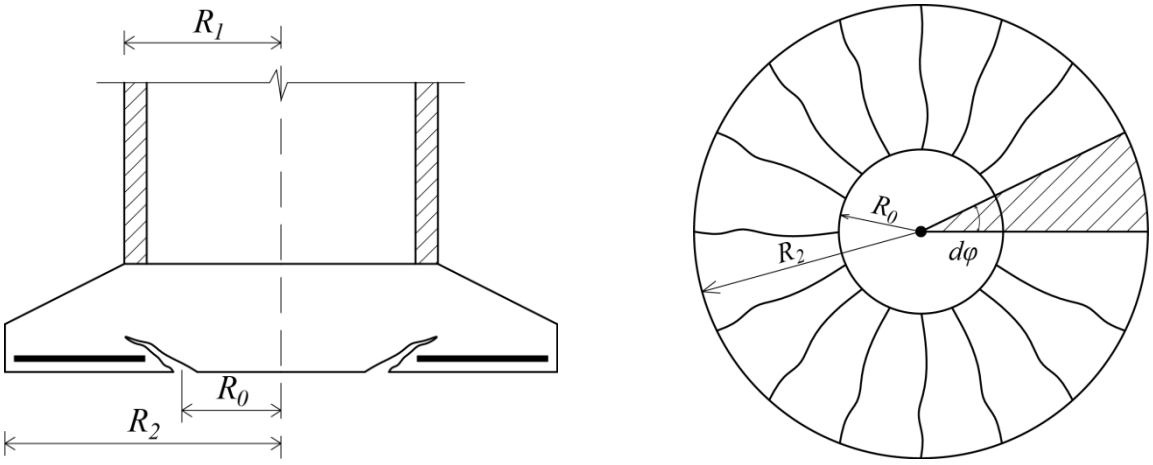


Рисунок 7.23 – Расчетная схема разрушения фундамента для определения места обрыва стержней нижней арматуры

7.6.7 Для случая равномерно распределенной реактивной нагрузки при значении момента m внешних сил, приложенных к консоли, определяемом по формуле (8.62), место теоретического обрыва стержней арматуры допускается определять по приближенной формуле

$$R = 2\cdot R_1 - R_2 \qquad (8.64)$$

7.6.8 Расчет круглых фундаментов для проверки принятого сечения верхней арматуры следует производить исходя из механизма разрушения средней части фундаментной плиты с образованием радиальных трещин, раскрывающихся на его верхней поверхности.

Значение предельно допустимой нагрузки на круглую фундаментную плиту при проверке принятого сечения верхней арматуры следует определять из условия:

$$A_s^{/} \cdot f_{yd} \cdot d \left[1 - \frac{R_1 \cdot A_s^{/} \cdot f_{yd}}{2 \cdot R_2 \cdot d \cdot f_{cm}} \right] \geq p_1 \cdot \frac{R_1^2}{6} - m \qquad (8.65)$$

7.6.9 Для случая равномерно распределенной реактивной нагрузки условие (8.65) принимает вид:

$$A_s^{/} \cdot f_{yd} \cdot d \left[1 - \frac{R_1 \cdot A_s^{/} \cdot f_{yd}}{2 \cdot R_2 \cdot d \cdot f_{cm}} \right] \geq p \cdot \frac{R_2^2 (3R_1 - 2R_2)}{6R_1} \qquad (8.66)$$

Кольцевые фундаменты

7.6.10 Расчет фундаментных плит кольцевой формы в плане (см. Рисунок 7.**24**) следует производить исходя из указанных в 7.6.4 для круглых фундаментов двух механизмов разрушения перекрытия.

7.6.11 Значение предельно допустимой нагрузки на кольцевую фундаментную плиту при проверке принятого сечения нижней арматуры следует определять из условия (8.61).

7.6.12 Места теоретического обрыва стержней нижней арматуры кольцевой фундаментной плиты следует производить из условия (8.63). При этом, если по расчету расстояние от центра плиты до места теоретического обрыва стержней арматуры окажется меньше внутреннего радиуса кольцевой плиты R_3, расчет следует выполнить по указаниям 7.6.13 .

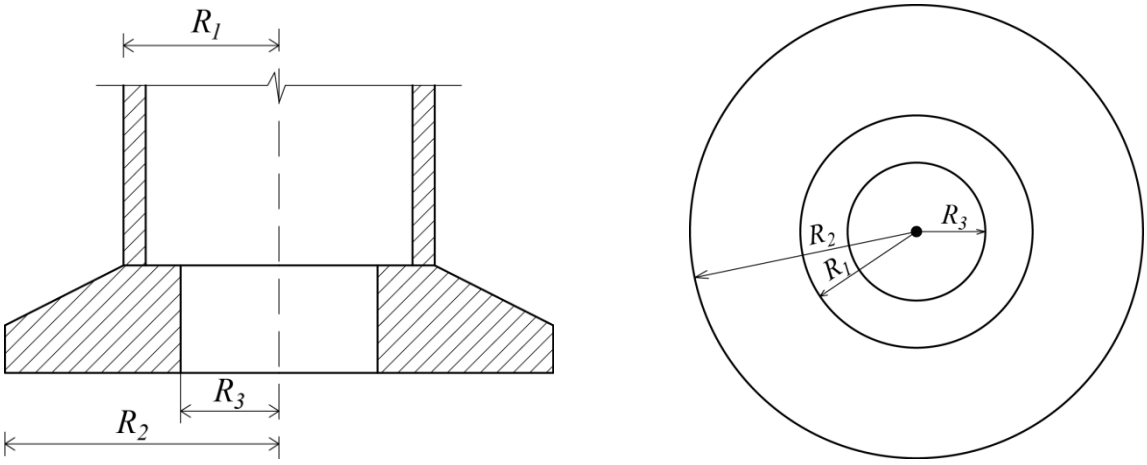


Рисунок 7.24 – Схема кольцевого фундамента

7.6.13 В случае, если для кольцевого фундамента выполняется условие $R_3 > 2R_1 - R_2$,

проверку принятого сечения нижней арматуры следует выполнять из условия

$$A_s \cdot f_{yd} \cdot (R_2 - R_3)\left[d - \frac{A_s \cdot f_{yd}}{2 \cdot R_1 \cdot f_{cm}} (R_2 - R_3) \right] \geq (m - m^{/}) R_1 \qquad (8.67)$$

где $m^{/}$ – момент реактивных сил, действующих на внутреннем выступе плиты, отнесенной к единице длины дуги радиусом R_1.

Для случая равномерно распределенной реактивной нагрузки условие (8.67) следует принимать в виде:

$$A_s \cdot f_{yd} \left[d - \frac{A_s \cdot f_{yd}}{2 \cdot R_1 \cdot f_{cm}} (R_2 - R_3) \right] \geq \frac{p}{6} \left[2(R_2^2 + R_2 \cdot R_3 + R_3^2) - 3R_1 (R_2 + R_3) \right] \qquad (8.68)$$

7.6.14 Допускается при выполнении условия $R_3 < 2R_1 - R_2$ проверку условий (8.67) или (8.68) не производить.

7.6.15 Значение предельно допустимой нагрузки на кольцевую фундаментную плиту при проверке принятого сечения верхней арматуры следует определять из условия:

$$A_s^{/} \cdot f_{yd} \cdot (R_1 - R_3) d \left[1 - \frac{(R_1 - R_3) \cdot A_s^{/} \cdot f_{yd}}{2 \cdot (R_2 - R_3) \cdot d \cdot f_{cm}} \right] \geq (m^{/} - m) R_1 \qquad (8.69)$$

где $m^{/}$ и m – отнесенные к единице длины дуги радиуса R_1 моменты реактивных сил, действующих соответственно, на внутренней и внешней части кольцевой плиты.

7.6.16 Для случая равномерно распределенной реактивной нагрузки условие (8.69) имеет вид:

$$A_s^{/} \cdot f_{yd} \cdot d \, \frac{R_1 - R_3}{R_2 - R_3} \left[1 - \frac{(R_1 - R_3) \cdot A_s^{/} \cdot f_{yd}}{2 \cdot (R_2 - R_3) \cdot d \cdot f_{cm}} \right] \geq \frac{p}{6} \left[3 \cdot R_1 \cdot (R_2 + R_3) - 2(R_2^2 + R_2 \cdot R_3 + R_3^2) \right] \qquad (8.70)$$

При выполнении условия

$$R_1 < \frac{2}{3} \frac{R_2^2 + R_2 \cdot R_3 + R_3^2}{R_2 + R_3} \qquad (8.71)$$

верхней рабочей арматуры по расчету не требуется.

ПРИМЕР 5

Прямоугольная фундаментная плита на естественном основании под колонны с квадратной сеткой и ядро жесткости (Рисунок 7.**21**). Размеры поперечного сечения колонн – 600×600 мм, толщина стенок ядра жесткости – 600 мм. По данным статического расчета

конструктивной системы здания среднее значение реактивного давления грунта составляет 200 кН/м2.

Требуется подобрать сечение плиты из условия прочности нормальных сечений.

Принимаем бетон класса С30/37 (f_{cd}=17 МПа) и рабочую арматуру класса St-400 (f_{yd} = 355 МПа). Предварительную высоту сечения фундаментной плиты принимаем с учетом обеспечения ее прочности на продавливание в месте опирания колонны равной h =700 мм, $d = d' = 650$ мм.

Согласно указаниям 7.6.2 и 7.4.2 расчет рассматриваемой фундаментной плиты следует произвести для двух типов механизма ее разрушения: для полосового излома панелей и для одновременного разрушения панелей разных рядов перекрытия.

Наиболее опасными участками плиты перекрытия при полосовом изломе плиты перекрытия являются ее крайние участки вдоль свободного края (участки I и II на Рисунке 7.**21**) и угловые панелей плиты со свободными краями (участок III на Рисунке 7.**21**).

Расчетные значения пролетов панелей плиты при размерах поперечного сечения колонн 600×600 мм будут равны:

$$l_1 = l_2 = 540 см .$$

Принимаем следующие соотношения между площадями сечения рабочей арматуры:

$$\frac{A_{s1}}{A_{s2}} = \frac{A'_{s1}}{A''_{s1}} = \frac{A'_{s2}}{A''_{s2}} = 1;$$

$$\frac{A'_{s1}}{A_{s1}} = \frac{A''_{s1}}{A_{s1}} = \frac{A'_{s2}}{A_{s2}} = \frac{A''_{s2}}{A_{s2}} = 1,3$$

При принятой толщине перекрытия расчетная нагрузка от собственного веса плиты составит:

$$p_{с.в.} = 2500 \cdot 0,7 \cdot 1,1 = 1925 \ кг / м^2 .$$

Полная расчетная нагрузка от реактивного давления основания с учетом собственного веса плиты будет равна:

$$p = 20000 - 1925 = 18075 \ кг / м^2$$

Значения пролетных и опорных предельных моментов в линейных пластических шарнирах согласно формулам (8.30) – (8.31) составят:

$$m_1 = m_2 = m = \frac{A_s}{600} \cdot 3550 \cdot \left(65 - 0,5 \cdot \frac{A_S \cdot 355}{17 \cdot 600} \right) = (384,6 \cdot A_s - 0,103 \cdot A_s^2) кг \cdot см / п.см$$

$$m_1^{/} = m_1^{//} = m_2^{/} = m_2^{//} = m^{/} = \frac{1,3 \cdot A_s}{600} \cdot 3550 \cdot \left(65 - 0,5 \cdot \frac{1,3 \cdot A_s \cdot 355}{17 \cdot 600}\right) = .$$

$$= (500 \cdot A_s - 0,134 \cdot A_s^2) кг \cdot см / п.м$$

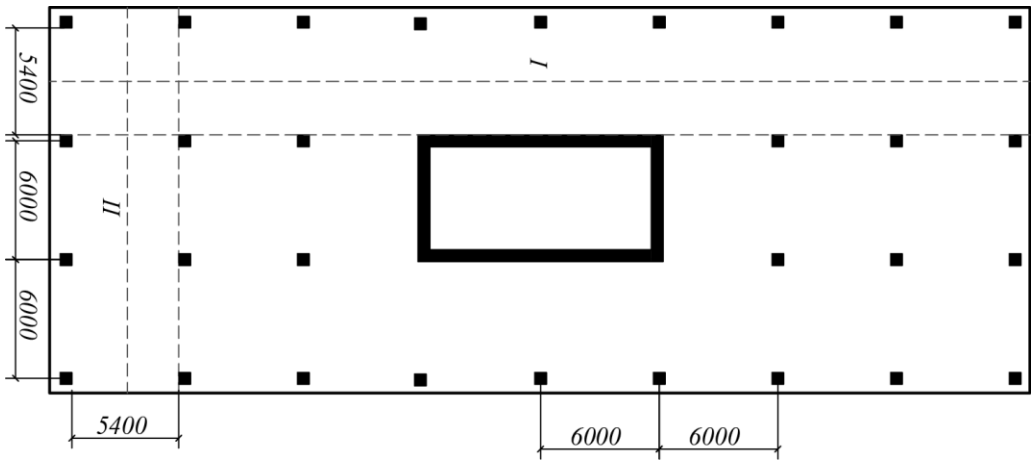


Рисунок 7.25 – Механизмы разрушения фундаментной плиты

Определяем значение A_s при механизме разрушения полосы панелей вдоль или поперек фундаментной плиты (участки I и II на Рисунке 7.**14**) – из условия (8.42) при $p =$ 18075 кг/м^2 = 1,81 кг/см^2:

$$p = \frac{4(2m_1 + m_1^{/} + m_1^{//})}{(l_1 - c_1)^2} = \frac{8}{(l - c)^2} \cdot (m + m^{/})$$

или

$$\frac{p \cdot (l_1 - c_1)^2}{8} = m + m^{/};$$

$$\frac{1,81 \cdot (600 - 30)^2}{8} = \left[(384,6 \cdot A_s - 0,103 \cdot A_s^2) + (500 \cdot A_s - 0,134 \cdot A_s^2)\right];$$

$$73509 = 884,6 \cdot A_s - 0,237 \cdot A_s^2,$$

откуда A_s = 85 см^2 или 14.2 см^2 на пог.м.

Принимаем армирование верхней зоны сечения фундаментной плиты в виде сетки 20/20/200/200 с расчетной площадью поперечного сечения стержней 15,71 см^2/пог.м (A_s = 94,26 см^2).

Требуемая площадь поперечного сечения арматуры в опорных линейных пластических шарнирах панели фундаментной плиты:

$$A_s^{/} = 1,3\ A_s = 1,3 \cdot 85 = 110,5\ см^2.$$

Принимаем армирование нижней зоны сечения фундаментной плиты в виде устанавливаемой по всему полю плиты основной сетки 20/20/200/200 с общей расчетной площадью поперечного сечения стержней в пределах ячейки 15,71×6=94,26 см^2 и устанавливаемой на участках опирания колонн на плиту дополнительной сетки 16/16/200/200 размером в плане 3×3м, с расчетной площадью поперечного сечения стержней 30,15 см^2; общая площадь поперечного сечения арматурных стержней в опорных пластических шарнирах фундаментной плиты составит 124,41 см^2.

Проверяем несущую способность средней панели фундаментной плиты при принятом ее армировании.

Значения пролетных и опорных предельных моментов в линейных пластических шарнирах при принятом армировании составят:

$$m = \frac{94,26}{6} \cdot 3550 \cdot \left(65 - 0,5 \cdot \frac{94,26 \cdot 355}{17 \cdot 600} \right) = 3533602 кг \cdot см / п.см = 35366 кг \cdot м / п.м$$

$$m' = \frac{124,41}{6} \cdot 3550 \cdot \left(65 - 0,5 \cdot \frac{124,41 \cdot 355}{17 \cdot 600} \right) = 46252 кг \cdot м / п.м$$

Значения предельно допустимой нагрузки на плиту перекрытия составит:

– при полосовой схеме излома плиты согласно формуле (8.44):

$$p = \frac{4(2 \cdot 35366 + 46252 + 46252)}{(6 - 0,3)^2} = 20097 кг / м^2 > \ 18075 \ кг / м^2$$

прочность участка фундаментной плиты обеспечена;

– при разрушении смежных панелей разных рядов согласно формуле (8.50), которая при $m_1 = m_2 = m$, $m_1' = m_1'' = m_2' = m_2'' = m'$ и $l_1 = l_2 = l$ принимает вид:

$$p = \frac{8(m + m')}{l \cdot \left(l - 2 \cdot c + \frac{4 \cdot c^3}{3 \cdot l^2} \right)}.$$

тогда

$$p = \frac{8(35336 + 46252)}{6 \cdot \left(6 - 2 \cdot 0,3 + \frac{4 \cdot 0,3^3}{3 \cdot 6^2} \right)} = 20141 \ кг / м^2 > \ 18075 \ кг / м^2$$

прочность участка фундаментной плиты обеспечена.

ПРИМЕР 6

Монолитная фундаментная плита круглой формы в плане, загруженная вертикальной нагрузкой и изгибающим моментом от ветрового воздействия.

Геометрические размеры фундаментной плиты указаны на Рисунке 7.**26**, $d = d' = 1125$ мм.

Материалы фундаментной плиты:

– бетон класса С25/30 f_{cd}=11,5 МПа;

– арматуры класса St-400 f_{yd} = 355 МПа.

Интенсивность равномерного реактивного давления основания на подошву фундамента составляет 520 МПа.

Требуется подобрать сечение рабочей арматуры из условия прочности нормальных сечений фундаментной плиты.

Подбор сечения нижней арматуры

Согласно Пункту 7.6.5 требуемое сечение нижней арматуры круглой фундаментной плиты следует определять из рассмотрения схемы разрушения ее консольной части с образованием цилиндрической кольцевой трещины (8.58).

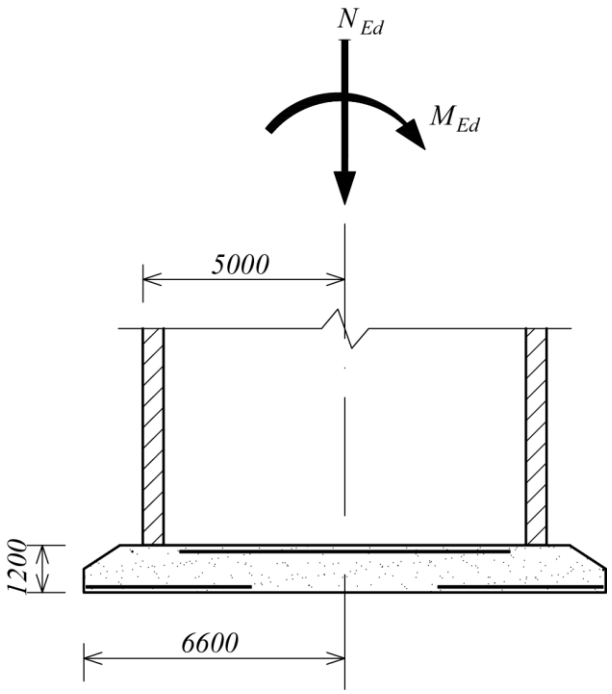


Рисунок 7.26 – Геометрические параметры круглого в плане фундамента

Вычисляем:

$$\frac{R_2}{R_1}\cdot A_s\cdot f_{yd}\cdot d\left[1-\frac{\frac{R_2}{R_1}\cdot A_s\cdot f_{yd}}{2\cdot d\cdot f_{cd}}\right]=\frac{660}{500}\cdot A_s\cdot 3550\cdot 112{,}5\left[1-\frac{\frac{660}{500}\cdot A_s\cdot 355}{2\cdot 112{,}5\cdot 11{,}5}\right]$$

$$=(527175\cdot A_s-95472\cdot A_s^2)\,кг\cdot см$$

$$m=\frac{p}{6\cdot R_1}(2\cdot R_2^3-3\cdot R_1\cdot R_2^2+R_1^3)=\frac{5{,}2}{6\cdot 500}(2\cdot 660^3-3\cdot 5\cdot 660^2+500^3)=80759\ кг\cdot см$$

Из решения уравнения

$$527175 \cdot A_s - 95472 \cdot A_s^2 - 80759 = 0$$

определяем, что требуемая площадь сечения нижней арматуры фундаментной плиты составляет 0,16 см^2/пог.см или 16 см^2/пог.м.

Принимаем нижнюю арматуру фундаментной плиты из стержней диаметром 18мм, устанавливаемых с шагом 200мм, площадью 16,97 см^2/пог.м.

Подбор сечения верхней арматуры.

Согласно Пунктам 7.6.8 , 7.6.9 требуемое сечение верхней арматуры круглой фундаментной плиты следует определять из рассмотрения схемы разрушения средней части фундаментной плиты с образованием радиальных трещин, раскрывающихся на его верхней поверхности. Для случая равномерно распределенной реактивной нагрузки расчет производим с использованием формулы (8.66).

Вычисляем:

$$A_s^{/} \cdot f_{yd} \cdot d \left[1 - \frac{R_1 \cdot A_s^{/} \cdot f_{yd}}{2 \cdot R_2 \cdot d \cdot f_{cd}} \right] = A_s^{/} \cdot 3550 \cdot 112{,}5 \left[1 - \frac{500 \cdot A_s \cdot 355}{2 \cdot 660 \cdot 112{,}5 \cdot 11{,}5} \right] =$$

$$(399375 \cdot A_s - 41510 \cdot A_s^2)\,кг \cdot см$$

$$p \cdot \frac{R_2^2 (3R_1 - 2R_2)}{6R_1} = 5{,}2 \cdot \frac{660^2 (3 \cdot 500 - 2 \cdot 660)}{6 \cdot 500} = 135907\,кг \cdot см.$$

Из решения уравнения

$$399375 \cdot A_s - 41510 \cdot A_s^2 - 135907 = 0$$

определяем, что требуемая площадь сечения верхней арматуры фундаментной плиты составляет 0,35 см^2/пог.см или 35 см^2/пог.м.

Принимаем верхнюю арматуру фундаментной плиты из стержней диаметром 32 мм, устанавливаемых с шагом 200 мм, площадью 40,21 см^2/пог.м.

8 ОБЩАЯ МЕТОДИКА РАСЧЕТА СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ПЕРЕАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

8.1 Расчет статически неопределимых стержневых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий методом конечных элементов следует производить с использованием нелинейных деформационных (жесткостных) характеристик железобетонных элементов.

8.2 В общем случае расчет статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий методом конечных элементов следует производить в пространственной постановке с учетом совместной работы надземных и подземных элементов, фундамента и основания.

8.3 Моделирование конструктивных систем производят с применением оболочечных, стержневых и объемных конечных элементов, используемых в принятой расчетной программе.

8.4 При создании пространственной модели конструктивной системы следует учитывать характер совместной работы стержневых, оболочечных и объемных конечных элементов, связанный с различным количеством степеней свободы для каждого из указанных элементов.

8.5 Деформативные свойства основания следует учитывать путем использования общепринятых расчетных моделей основания, применения различных типов конечных элементов или краевых условий с заданной податливостью, моделирования всего массива грунта под зданием из объемных конечных элементов, либо комплексно – с использованием всех вышеперечисленных методов в случае сложной совместной работы конструкции фундамента и основания.

На первой стадии расчета конструктивной системы допускается деформативность основания учитывать с помощью коэффициента постели, принимаемого по усредненным характеристикам грунтов.

При использовании свайных или свайно-плитных фундаментов сваи следует моделировать как железобетонные конструкции или учитывать их совместную работу с грунтом обобщенно, как единое основание с использованием приведенного коэффициента постели основания.

8.6 При построении конечно-элементной расчетной модели размеры и конфигурацию конечных элементов следует задавать, исходя из возможностей применяемых конкретных расчетных программ, но такими, чтобы была обеспечена необходимая точность определения усилий в элементах статически неопределимой конструкции.

8.7 На первоначальной стадии расчета статически неопределимой конструкции для подбора требуемого армирования ее элементов деформационные характеристики конечных элементов рекомендуется определять по линейным деформационным характеристикам с понижающими коэффициентами.

После определения арматуры в элементах следует произвести дополнительный расчет конструктивной системы, принимая уточненные значения изгибных деформационных характеристик конечных элементов с учетом армирования.

8.8 Нелинейные деформационные характеристики поперечного сечения железобетонных элементов следует определять с учетом развития неупругих деформаций в бетоне и арматуре, отвечающих кратковременному и длительному действию нагрузки, а также с учетом возможного образования трещин в нормальных сечениях элементов.

8.9 Значения нелинейных деформационных характеристик железобетонных элементов следует устанавливать на основе диаграмм деформирования бетона и арматуры, устанавливающих связь между относительными деформациями и напряжениями на всех уровнях их деформирования.

8.10 Значения нелинейных деформационных характеристик железобетонных элементов на основе нелинейной деформационной модели, использующей уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в сечении элемента, а также следующих

положений:

– распределение относительных деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимают по линейному закону (гипотеза плоских сечений);

– связь между осевыми напряжениями и относительными деформациями бетона и арматуры принимают в виде диаграмм состояния (деформирования) бетона и арматуры.

8.11 Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям следует определять с использованием процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение условно разделяют на малые участки по высоте и ширине сечения; при внецентренном сжатии (растяжении) и изгибе в плоскости оси симметрии поперечного сечения элемента разбивку на участки можно производить только по высоте сечения.

Напряжения в пределах условных малых участков принимают равномерно распределенными (усредненными).

8.12 При расчете рекомендуется принимать:

– значения сжимающей продольной силы, а также сжимающих напряжений и деформаций укорочения бетона и арматуры - со знаком “минус”;

– значения растягивающей продольной силы, а также растягивающих напряжений и деформаций удлинения бетона и арматуры - со знаком “плюс”.

Знаки координат центров тяжести арматурных стержней и выделенных участков бетона, а также точки приложения продольной силы принимают в соответствии с назначенной системой координат *XOY*. В общем случае начало координат этой системы (точка *O* на Рисунке 8.**1**) располагают в произвольном месте в пределах поперечного сечения элемента.

8.13 При расчете нормальных сечений по прочности в общем случае (см. Рисунок 8.**1**) используют:

– уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в нормальном сечении элемента:

$$M_{Ed,x} = \sum_i \sigma_{ci} \cdot A_{ci} \cdot Z_{cxi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot Z_{sxj} \tag{8.72}$$

$$M_{Ed,y} = \sum_i \sigma_{ci} \cdot A_{ci} \cdot Z_{cyi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot Z_{syj} \tag{8.73}$$

$$N_{Ed} = \sum_i \sigma_{ci} \cdot A_{ci} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \tag{8.74}$$

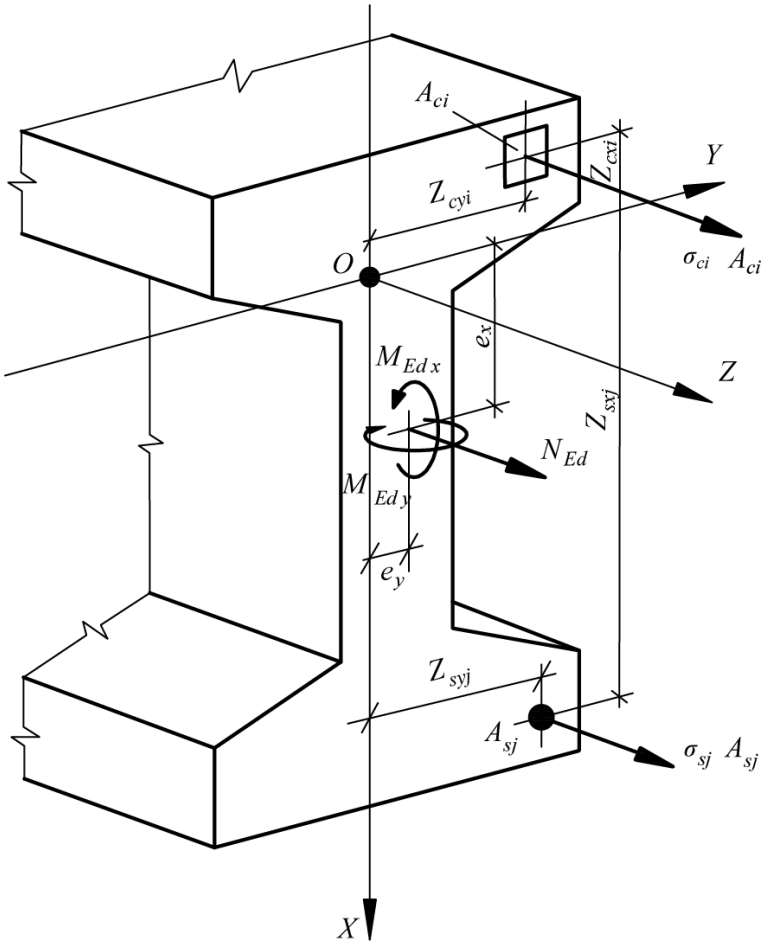


Рисунок 8.1 – Расчетная схема нормального сечения железобетонного элемента

– уравнения, определяющие распределение деформаций по сечению элемента

$$\varepsilon_{ci} = \varepsilon_o + \frac{1}{r_x} \cdot Z_{cxi} + \frac{1}{r_y} \cdot Z_{cyi} \tag{8.75}$$

$$\varepsilon_{sj} = \varepsilon_o + \frac{1}{r_x} \cdot Z_{sxj} + \frac{1}{r_y} \cdot Z_{syj} \tag{8.76}$$

– зависимости, связывающие напряжения и относительные деформации бетона и арматуры

$$\sigma_{ci} = E_{cm} \cdot \nu_{ci} \cdot \varepsilon_{ci} \tag{8.77}$$

$$\sigma_{sj} = E_{sj} \cdot \nu_{sj} \cdot \varepsilon_{sj} \tag{8.78}$$

В уравнениях (8.72) – (8.78):

M_x, M_y – изгибающие моменты от внешней нагрузки относительно выбранных и располагаемых в пределах поперечного сечения элемента координатных осей (соответственно действующих в плоскостях *XOZ* и *YOZ* или параллельно им), определяемые по формулам:

$$M_{Ed,x} = M_{Ed,xd} + N_{Ed} \cdot e_x \quad (8.79)$$

$$M_{Ed,y} = M_{Ed,yd} + N_{Ed} \cdot e_y \quad (8.80)$$

здесь $M_{Ed,xd}$, $M_{Ed,yd}$ – изгибающие моменты в соответствующих плоскостях от внешней нагрузки, определяемые из статического расчета конструкции;

N_{Ed} – продольная сила от внешней нагрузки;

e_x, e_y – расстояния от точки приложения продольной силы N до соответствующих выбранных осей;

A_{ci}, Z_{czi}, Z_{cyi}, σ_{ci} – площадь, координаты центра тяжести i-го участка бетона и напряжение на уровне его центра тяжести;

A_{sj}, Z_{sxj}, Z_{syj}, σ_{sj} – площадь, координаты центра тяжести j-го стержня арматуры и напряжение в нем;

ε_o – относительная деформация волокна, расположенного на пересечении выбранных осей (в точке O);

$\frac{1}{r_x}$, $\frac{1}{r_y}$ – кривизна продольной оси в рассматриваемом поперечном сечении элемента в плоскостях действия изгибающих моментов $M_{Ed,x}$ и $M_{Ed,y}$;

E_{cm} – начальный модуль упругости бетона;

E_{sj} – модуль упругости j-го стержня арматуры;

ν_{ci} – коэффициент упругости бетона i-го участка;

ν_{sj} – коэффициент упругости j-го стержня арматуры.

Значения коэффициентов ν_{ci} и ν_{sj} определяют как соотношение значений напряжений и деформаций для рассматриваемых точек соответствующих диаграмм состояния бетона и арматуры, принятых в расчете, деленное на модуль упругости бетона E_{cm} и арматуры E_s (при двухлинейной диаграмме состояния бетона – на приведенный модуль деформации сжатого бетона $E_{cm,red}$):

$$\nu_{ci} = \frac{\sigma_{ci}}{E_{cm} \cdot \varepsilon_{ci}} \quad (8.81)$$

$$\nu_{sj} = \frac{\sigma_{sj}}{E_{sj} \cdot \varepsilon_{sj}} \quad (8.82)$$

При этом для бетона и арматуры используют зависимости «напряжение – деформация», представленные в СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

8.14 Расчет напряженно-деформированного состояния в нормальных сечениях элементов статически неопределимых конструкций производится итерационным способом.

Стабилизацию вектора деформаций при заданном векторе внешних сил следует

контролировать условием:

$$\sqrt{\frac{1}{3}\left[\left(\frac{\varepsilon_{0,n}-\varepsilon_{0,n+1}}{\varepsilon_{0,n}+\varepsilon_{0,n+1}}\right)^2+\left(\frac{\frac{1}{r_{x,n}}-\frac{1}{r_{x,n+1}}}{\frac{1}{r_{x,n}}+\frac{1}{r_{x,n+1}}}\right)^2+\left(\frac{\frac{1}{r_{y,n}}-\frac{1}{r_{y,n+1}}}{\frac{1}{r_{y,n}}+\frac{1}{r_{y,n+1}}}\right)^2\right]}\le\delta \qquad (8.83)$$

где δ – рекомендуется принимать равным не менее 0,01;

ε_{0i}, $\frac{1}{r_{xi}}$ и $\frac{1}{r_{yi}}$ – соответственно, относительная деформация волокна бетона, расположенного на пересечении выбранных осей x и y и кривизны продольной оси в поперечном сечении элемента в плоскостях действия изгибающих моментов $M_{Ed,x}$ и $M_{Ed,y}$ на предыдущей (индекс «n») и последующей (индекс «$n+1$») итерациях.

8.15 При использовании криволинейных диаграмм деформирования бетона и арматуры критерием прочности элементов по нормальному сечению является сходимость итерационного процесса расчета – т.е. при заданном значении усилий от внешней нагрузки прочность элемента по нормальному сечению считается обеспеченной, если система уравнений равновесия внешних сил и внутренних усилий (8.72) – (8.74) имеет решение. При этом криволинейные диаграммы деформирования бетона при осевом сжатии и осевом растяжении принимают с учетом ниспадающего участка.

При использовании кусочно-линейных диаграмм деформирования бетона и арматуры контроль прочности железобетонных элементов по нормальным сечениям производят из условий:

$$\left|\varepsilon_{c,\max}\right|\le\varepsilon_{c,ult} \qquad (8.84)$$

$$\varepsilon_{s,\max}\le\varepsilon_{s,ult} \qquad (8.85)$$

где $\varepsilon_{c,max}$ – относительная деформация наиболее сжатого волокна бетона в нормальном сечении элемента от действия внешней нагрузки;

$\varepsilon_{s,max}$ – относительная деформация наиболее растянутого стержня арматуры в нормальном сечении элемента от действия внешней нагрузки;

$\varepsilon_{c,ult}$ – предельное значение относительной деформации бетона при сжатии, принимаемое согласно указаниям 7.20 ;

$\varepsilon_{s,ult}$ – предельное значение относительной деформации удлинения арматуры, принимаемое согласно указаниям 7.20 7.20 .

8.16 Для железобетонных элементов, на которые действуют изгибающие моменты двух направлений и продольная сила (см. Рисунок 8.**1**), деформации бетона и арматуры в нормальном сечении произвольной формы определяют из решения системы уравнений (8.72) – (8.74) с использованием уравнений (8.75) и (8.80)

$$M_{Ed,x} = D_{11} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{12} \cdot \frac{1}{r_y} + .D_{13} \cdot \varepsilon_o \quad (8.86)$$

$$M_{Ed,y} = D_{12} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{22} \cdot \frac{1}{r_y} + D_{23} \cdot \varepsilon_o \quad (8.87)$$

$$N_{Ed} = D_{13} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{23} \cdot \frac{1}{r_y} + D_{33} \cdot \varepsilon_o \quad (8.88)$$

Нелинейные жесткостные характеристики D_{ij} (i,j – 1,2,3) в системе уравнений определяются по формулам

$$D_{11} = \sum_i A_{ci} \cdot Z_{cxi}^2 \cdot E_{cm} \cdot \nu_{ci} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj}^2 \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj} \quad (8.89)$$

$$D_{22} = \sum_i A_{ci} \cdot Z_{cyi}^2 \cdot E_{cm} \cdot \nu_{ci} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{syj}^2 \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj} \quad (8.90)$$

$$D_{12} = \sum_i A_{ci} \cdot Z_{cxi} \cdot Z_{cyi} \cdot E_{cm} \cdot \nu_{ci} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj} \cdot Z_{syj} \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj} \quad (8.91)$$

$$D_{13} = \sum_i A_{ci} \cdot Z_{cxi} \cdot E_{cm} \cdot \nu_{ci} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj} \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj} \quad (8.92)$$

$$D_{23} = \sum_i A_{ci} \cdot Z_{cyi} \cdot E_{cm} \cdot \nu_{ci} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sy} \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj} \quad (8.93)$$

$$D_{33} = \sum_i A_{ci} \cdot E_{cm} \cdot \nu_{ci} + \sum_j A_{sj} \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj} \quad (8.94)$$

8.17 Для железобетонных элементов, на которые действуют только изгибающие моменты двух направлений $M_{Ed,x}$ и $M_{Ed,y}$ (косой изгиб), в уравнении (8.74) принимают $N_{Ed}=0$.

8.18 Для внецентренно сжатых в плоскости симметрии поперечного сечения железобетонных элементов и расположении оси X в этой плоскости принимают $M_{Ed,y}=0$ и $D_{12}=D_{22}=D_{23}=0$. В этом случае уравнения равновесия имеют вид:

$$M_{Ed,x} = D_{11} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{13} \cdot \varepsilon_o \quad (8.95)$$

$$N_{Ed} = D_{13} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{33} \cdot \varepsilon_o . \quad (8.96)$$

8.19 Для изгибаемых в плоскости симметрии поперечного сечения железобетонных элементов и расположения оси X в этой плоскости принимают $N_{Ed}=0$, $M_{Ed,y}=0$, $D_{12}=D_{22}=D_{23}=0$. В этом случае уравнения равновесия имеют вид:

$$M_{Ed,x} = D_{11} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{13} \cdot \varepsilon_o \tag{8.97}$$

$$0 = D_{13} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{33} \cdot \varepsilon_o . \tag{8.98}$$

8.20 Предельные значения относительных деформаций бетона $\varepsilon_{c,ult}$ ($\varepsilon_{ct,ult}$) принимают при двузначной эпюре деформаций (сжатие и растяжение) в поперечном сечении элемента (изгиб, внецентренное сжатие или растяжение с большими эксцентриситетами) равными ε_{c2} (ε_{ct2}).

При внецентренном сжатии или растяжении элементов и распределении в поперечном сечении бетона элемента деформаций только одного знака предельные значения относительных деформаций бетона $\varepsilon_{b,ult}$ ($\varepsilon_{bt,ult}$) определяют в зависимости от соотношения деформаций бетона на противоположных гранях сечения элемента ε_1 и ε_2 ($|\varepsilon_2| \geq |\varepsilon_1|$) по формулам:

$$\varepsilon_{c,ult} = \varepsilon_{c2} - (\varepsilon_{c2} - \varepsilon_{co}) \cdot \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2} \tag{8.99}$$

$$\varepsilon_{ct,ult} = \varepsilon_{ct2} - (\varepsilon_{ct2} - \varepsilon_{cto}) \cdot \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2} \tag{8.100}$$

где ε_{bo}, ε_{bto}, ε_{b2} и ε_{bt2} – деформационные параметры расчетных диаграмм состояния бетона.

Предельные значения относительной деформации арматуры $\varepsilon_{s,ult}$ принимают равными 0,025 – для арматуры с физическим пределом текучести и 0,015 – для арматуры с условным пределом текучести.

ПРИМЕР 1

Прямоугольное сечение размерами b = 300 мм; h = 600 мм; c = 40 мм; изгибающий момент M = 200 кНм; бетон тяжелый класса *C12/15*; растянутая арматура класса *St400* площадью A_s = 1236 мм^2 (2Ø25+1Ø18).

Требуется проверить прочность сечения с использованием двух– и трехлинейных диаграмм деформирования бетона и привести контрольные цифры расчета.

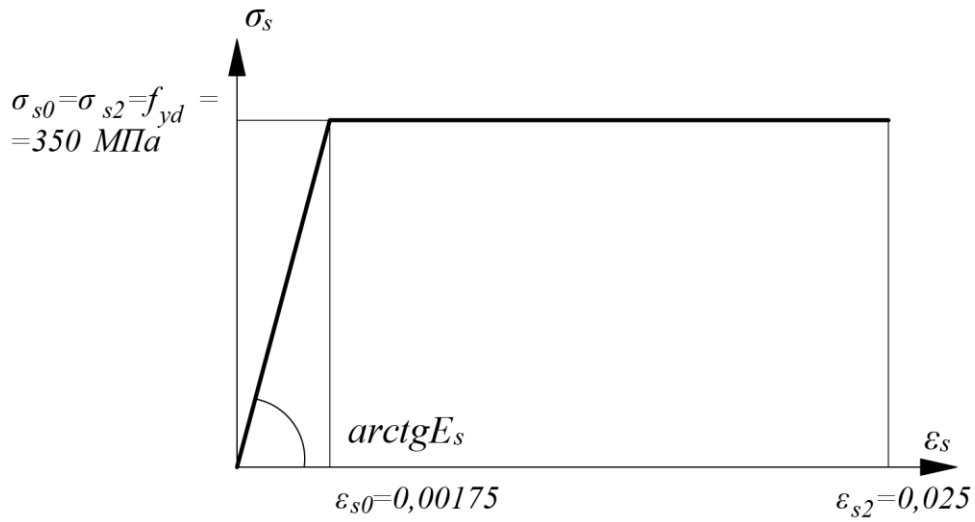
Исходные параметры деформационной модели:

– для тяжелого бетона класса *C12/15* начальный модуль упругости E_{cm}=24000 МПа; расчетное сопротивление бетона сжатию f_{cd} = 7,65 МПа;
– для арматуры класса St400 модуль упругости $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа; $\sigma_{s0}=\sigma_{s2}=f_{yd}$ = 350 МПа; $\varepsilon_{s0}=f_{yd}/E_s$ = 0,00175; ε_{s2} = *0,025*.

Вариант 1 – принимаем двухлинейную диаграмму состояния бетона со следующими характеристиками, отвечающими непродолжительному действию нагрузки:

$E_{c,red} = f_{cm}/ \varepsilon_{c1,red}$ = 7,65 / 0,0015 = 5100 МПа;
ε_{c1} = 0,0015; ε_{c2} = 0,0035; $\sigma_{c1}=\sigma c_2=f_{cm}$=7,65 МПа.

а)



б)

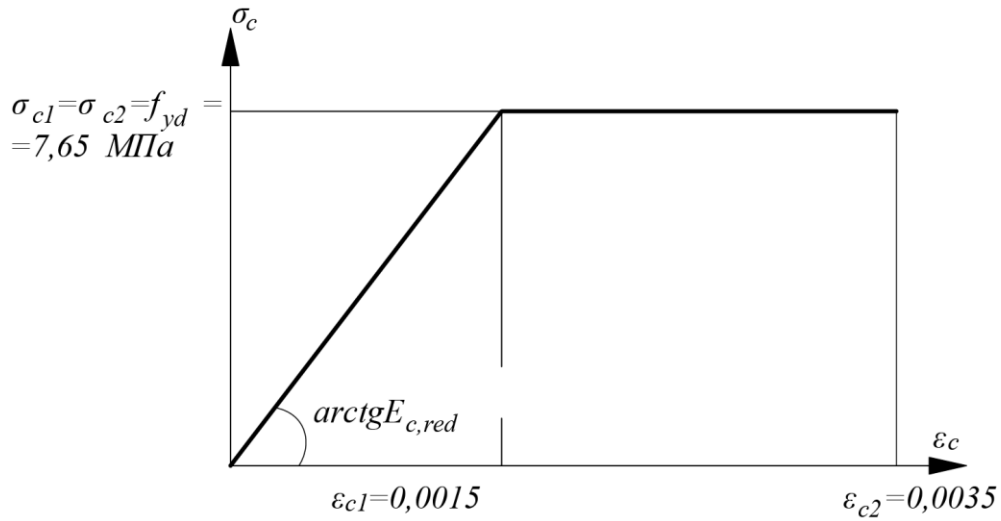


Рисунок 8.2 – Расчетная диаграмма состояния растянутой арматуры (а) и сжатого бетона (б)

Сечение по высоте разбиваем послойно на 50 элементов площадью A_{ci} = 300 мм·12 мм = 3600 мм^2. Систему координат в сечении *XOY* принимаем с началом в центре тяжести сечения:

$$Z_{sx} = 260 \text{ мм}; Z_{ci} = \pm 6 \ldots 294 \text{ мм}.$$

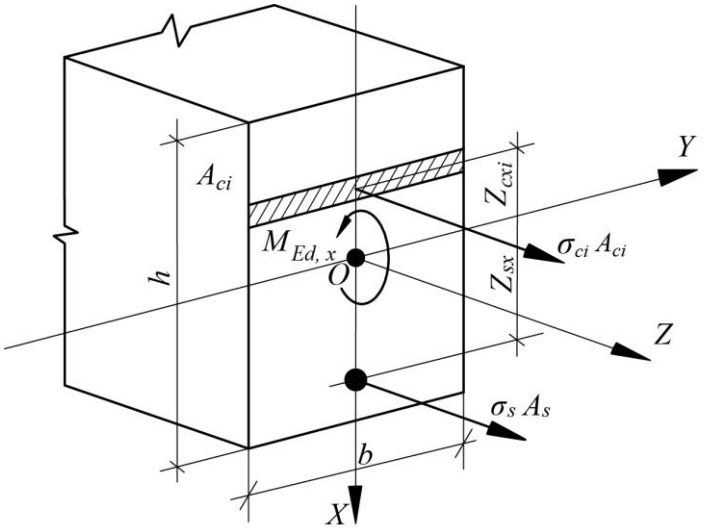


Рисунок 8.3 – Расчетная схема нормального сечения элемента

Расчет выполняем итерационно, с точностью расчета 1% (разница по кривизне $1/r_x$, вычисленной на текущем и предыдущем шаге итерационного процесса). Количество итераций при заданных параметрах точности составило 1316. Значения жесткостных характеристик D_{ij}, вычисленных с учетом неупругих деформаций бетона и арматуры и образования трещин по высоте сечения, для последнего шага расчета составили:

$$D_{11}=\sum_{i=1}^{50}A_{ci}Z_{cmxi}^2E_{cm,red}\nu_{bi}+\sum_{j=1}^{1}A_{sj}Z_{sj}^2E_s\nu_{sj}=17,65\,МПа\cdot м^4$$

$$D_{13}=\sum_{i=1}^{50}A_{ci}Z_{cxi}E_{cm,red}\nu_{bi}+\sum_{j=1}^{1}A_{sj}Z_{sj}E_s\nu_{sj}=-21,86\,МПа\cdot м^3$$

$$D_{33}=\sum_{i=1}^{50}A_{ci}E_{cm,red}\nu_{ci}+\sum_{j=1}^{1}A_{sj}E_s\nu_{sj}=441,6\,МПа\cdot м^2$$

Из решения системы уравнений (8.97)–(8.98):

$$0,2\,МНм=17.65\,МПа\cdot м^4\cdot\frac{1}{r_x}-21.86\,МПа\cdot м^3\cdot\varepsilon_0$$

$$0=-21.86\,МПа\cdot м^3\cdot\frac{1}{r_x}+441,6\,МПа\cdot м^2\cdot\varepsilon_0$$

значение кривизны $1/r_x$ составило 0,012 м$^{-1}$, деформации ε_0 в точке «*O*» – 0,0006. Дальнейшее уточнение коэффициентов упругости ν_{ci} и ν_s не требуется – параметры определены с заданной точностью.

Распределение деформаций и напряжений по сечению для последнего шага представлено на Рисунке 8.**4**.

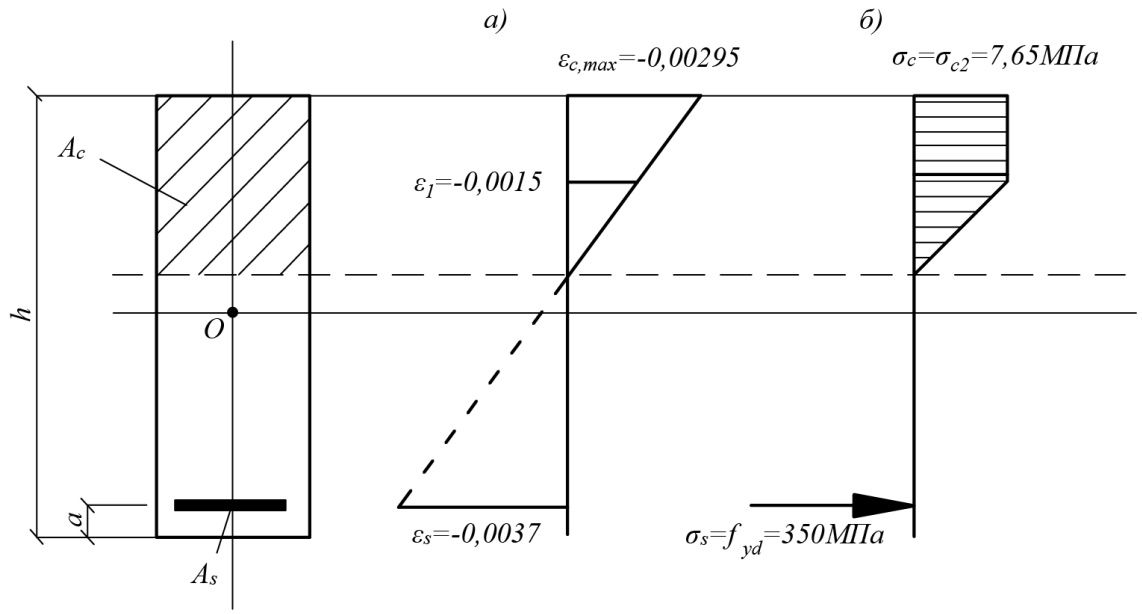


Рисунок 8.4 – Распределение деформаций (а) и напряжений (б) по нормальному сечению

Проверку прочности выполняем согласно 8.15:

$$\varepsilon_{c,max} = -0{,}00295;\ \varepsilon_{c,ult} = \varepsilon_{c2} = 0{,}0035;\ \varepsilon_{s,max} = 0{,}0037\ ;\ \varepsilon_{s,ult} = \varepsilon_{s2} = 0{,}025$$

Условия (8.84) и (8.85) выполнены – прочность сечения при заданных усилиях обеспечена.

Вариант 2 – принимаем трехлинейную диаграмму состояния бетона со следующими характеристиками, отвечающими непродолжительному действию нагрузки:

$$\sigma_{c1}=0{,}6\ f_{cd} = 4{,}6\text{МПа};\ \varepsilon_{c1} = \sigma_{c1}\ / E_{cm} = 0{,}00019;$$
$$\varepsilon_{c1} = 0{,}002;\ \varepsilon_{c2} = 0{,}0035;\ \sigma_{c2}=f_{cm}=7{,}65\text{МПа}.$$

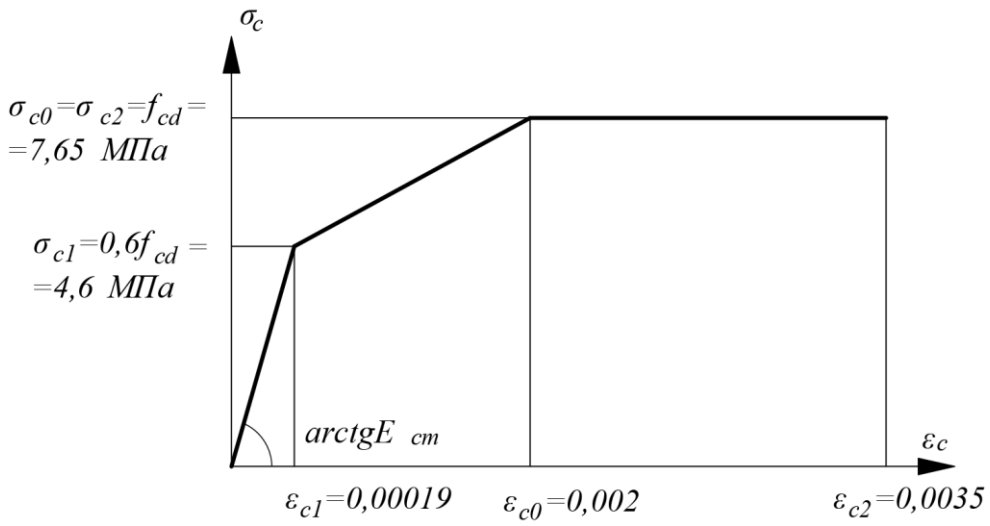


Рисунок 8.5 – Трехлинейная расчетная диаграмма состояния сжатого бетона

Количество итераций при заданном параметре точности в 1 % составило 297. Значения жесткостных характеристик D_{ij} , вычисленных с учетом неупругих деформаций бетона и арматуры и образования трещин по высоте сечения, для последнего шага расчета составили:

$$D_{11} = \sum_{i=1}^{50} A_{ci} Z_{cxi}^2 E_{cm} \nu_{ci} + \sum_{j=1}^{1} A_{sj} Z_{sj}^2 E_s \nu_{sj} = 14,53\,МПа \cdot м^4$$

$$D_{13} = \sum_{i=1}^{50} A_{ci} Z_{cxi} E_{cm} \nu_{bi} + \sum_{j=1}^{1} A_{sj} Z_{sj} E_s \nu_{sj} = -35,33\,МПа \cdot м^3$$

$$D_{33} = \sum_{i=1}^{50} A_{ci} E_{cm} \nu_{ci} + \sum_{j=1}^{1} A_{sj} E_s \nu_{sj} = 454,46\,МПа \cdot м^2$$

Из решения системы уравнений (8.97) – (8.98):

$$0,2\,МНм = 14,53\,МПа \cdot м^4 \cdot \frac{1}{r_x} - 35,33\,МПа \cdot м^3 \cdot \varepsilon_0$$

$$0 = -35,33\,МПа \cdot м^3 \cdot \frac{1}{r_x} + 454,46\,МПа \cdot м^2 \cdot \varepsilon_0$$

значение кривизны $1/r_x$ составило 0,0164 м$^{-1}$, деформации ε_0 в точке «*O*» -0,00134.

Распределение деформаций и напряжений по сечению для последнего шага представлено на Рисунке 8.**6**.

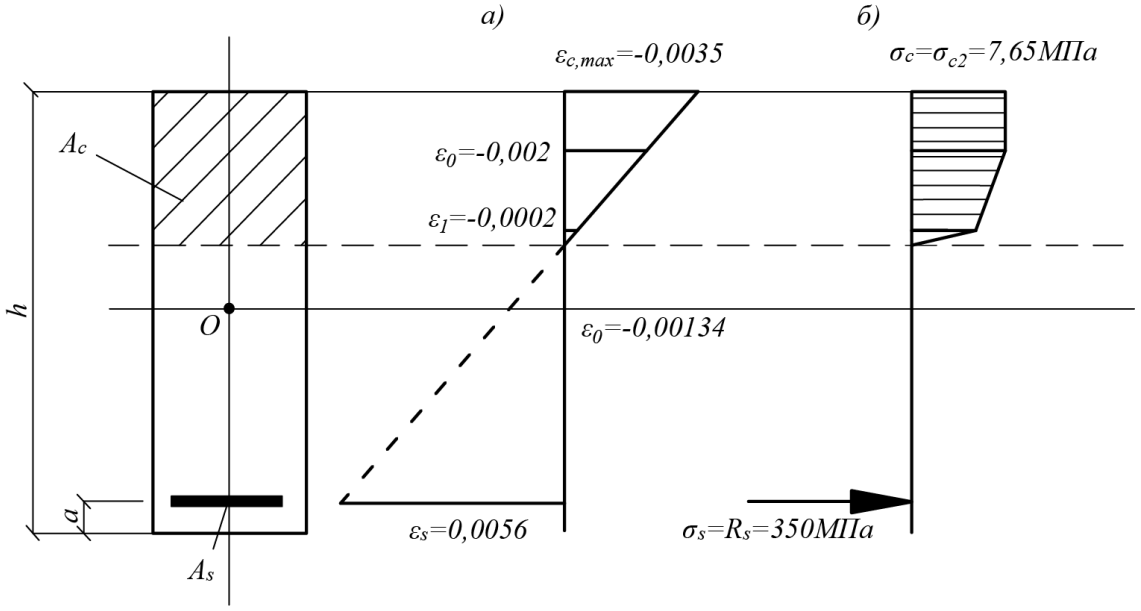


Рисунок 8.6 – Распределение деформаций (а) и напряжений (б) по нормальному сечению

Производим проверку прочности согласно 8.15:

$$\varepsilon_{c,max} = -0{,}0035;\ \varepsilon_{c,ult} = \varepsilon_{c2} = 0{,}0035;\ \varepsilon_{s,max} = 0{,}0056\ ;\ \varepsilon_{s,ult} = \varepsilon_{s2} = 0{,}025.$$

Условия (0.84) и (0.85) выполнены – прочность сечения при заданных усилиях обеспечена.

БИБЛИОГРАФИЯ

1 «Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций». Научно-исследовательский институт бетона и железобетона Госстроя СССР. Стройиздат. Москва

2 «К вопросу о расчете железобетонных неразрезных балок с учетом перераспределения усилий». к.т.н. С.М. Крылов, С. Икрамов

3 «Инструкция по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий». Госстройиздат. Москва. Г.Д. Климова, Д.Я. Касимов

4 «Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях». Крылов С.М. Москва. 1963г.

УДК 624.012.4.041.2 МКС 91.080.40

Ключевые слова: бетон, железобетон, арматура, напрягаемая арматура

Ресми басылым

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА МИНИСТРЛІГІНІҢ ҚҰРЫЛЫС, ТҰРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ КОМИТЕТІ

Қазақстан Республикасының
НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ

ҚР НТҚ 02-01-1.5–2012

КҮШЕЙТУДІ ҚАЙТА БӨЛУДІҢ ЕСЕБІМЕН СТАТИКАЛЫҚ АНЫҚТАЛМАҒАН ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – қабылдау бөлмесі

Издание официальное

КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА, ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА И УПРАВЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫМИ РЕСУРСАМИ МИНИСТЕРСТВА НАЦИОНАЛЬНОЙ ЭКОНОМИКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

НОРМАТИВНО_ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ
Республики Казахстан

НТП РК 02-01-1.5–2012

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная