

Б. А. АСҚАРОВ, Ш. Р. НИЗОМОВ

ТЕМИРБЕТОН ВА ТОШ-ФИШТ КОНСТРУКЦИЯЛАРИ

Тўлдирилган ва қайта ишланган иккинчи наشري

*Ўзбекистон Республикаси Олий ва ўрта махсус таълим
вазирлиги олий ўқув юртларининг талабалари учун дарслик
сифатида тавсия этган*

ТОШКЕНТ «ЎЗБЕКИСТОН» 2003

Такризчилар:
т.ф.д. проф. *С. Р. Раззоқов* (Сам ДАҚИ)
т.ф.н. доц. *Қ. Ш. Содиқов* (БухООваЕСТИ)

Муҳаррир: *С. Мирзааҳмедова*

Асқаров Б.А., Низомов Ш.Р.

Темирбетон ва тош-ғишт конструкциялари. Олий ўқув юр்தларининг «Бино ва иншоотлар қурилиши» йўналиши ва «Қурилиш конструкциялари, бино ва иншоотлар» мутахассислиги талабалари учун дарслик. Т.: «Ўзбекистон»—2003. 432 бет.

«Темирбетон ва тош-ғишт конструкциялари» Т. Ўзбекистон, 1997 йил нашр қилингандан сўнг, дарслик шу соҳа мутахассислари ва профессор-ўқитувчилари томонидан билдирилган таклиф ва фикр-мулоҳазаларни инобатга олган ҳолда мазмунан янги маълумотлар билан тўлдирилди. Дарслик мавжуд меъёрий ҳужжатлар ва янги ўқув дастурлари асосида қайта ишланди.

Талабага тушунарли бўлиши учун ўзбек тилидаги оддий иборалар ва атамалардан фойдаланишга ҳаракат қилинди.

Дарслик қурилиш соҳасида ўқийдиган ва ишлайдиган мутахассисларга мўлжалланган. Лекин ундан шу соҳа бўйича малака ошириш курси тингловчилари ҳам фойдаланишлари мумкин.

ББК 38.53

А 3306000000-104
M351(04)-2002 2003

ISBN 5-640-03165-4

© «Ўзбекистон» нашриёти, 1997 й.
© «Ўзбекистон» нашриёти, ўзгаришлар билан, 2003 й.

СЎЗ БОШИ

Дарслик «Темирбетон ва тош-ғишт конструкциялари» Т. Ўзбекистон, 1997 йил (I нашр) Олий ва ўрта махсус таълим вазирлиги таъсис этган ОЎЮ учун чиқарилган ўқув адабиёт-дарсликлар ўртасида 1998 йилда ўтказилган «Йилнинг энг яхши дарслиги ва ўқув адабиёти муаллифи» танлов-конкурсида ғолиб чиққан. У конкурсида совринли II ўринни эгаллаб, «Устоз» Республика жамғармасининг пул мукофоти билан тақдирланган.

Рус ва чет тилларида чиққан бошқа дарсликлардан фарқли ўлароқ, ушбу дарсликда темирбетон конструкцияларига Марказий Осиёнинг қуруқ иссиқ иқлим шароити, шунингдек кучли зилзилалар таъсирини ҳисобга олиш муаммолари ҳам алоҳида кўриб ўтилган. Назарий мавзулар янада тушунарли бўлиши учун дарсликда мисол ва масалалар ечишга кенг ўрин берилган ва шуларга тегишли бўлган расм, жадвал ва графиклар келтирилган.

Мазкур дарсликнинг 3, 7, 10, 11, 12, 13-боблари Б.А. Асқаров, 1, 2, 4, 5, 6, 8, 9, 14-боблари Ш.Р. Низомов, сўз боши, кириш ва 15-боб эса Б.А. Асқаров ва Ш.Р. Низомов томонидан биргаликда ёзилди.

Ушбу дарслик «Қурилиш конструкциялари» бўйича «Темирбетон конструкцияси» фани дастурига мослаб 5580200 — «Бино ва иншоотлар қурилиши» йўналиши ва 5А580201 — «Қурилиш конструкциялари, бино ва иншоотлар» мутахассислиги учун қайта ёзилган ва иккинчи нашрга тайёрланган. Бироқ дарсликдан қурилишнинг бошқа ихтисослиги бўйича ўқийдиган талабалар 5580500 — «Қурилиш материаллари ва буюмларини ишлаб чиқариш технология-

си» йўналиши, 5A580502 — «Қурилиш конструкциялари-
ни лойиҳалаш» мутахассислиги, қурилиш муҳандислари
ва шу соҳа бўйича малака ошириш курси тингловчилари
ҳам фойдаланишлари мумкин.

Муаллифлар китоб сифатини яхшилашга хизмат қилган
қимматли фикрлари учун тақризчилар т.ф.д. проф. С.Р. Раз-
зоқовга ҳамда т.ф.н. доц. Қ.Ш. Содиқовга ўзларининг са-
мимий миннатдорчиликларини изҳор этадилар.

Дарсликнинг (II нашр) сифатини яхшилаш юзасидан
билдириладиган барча фикр-мулоҳазаларни муаллифлар
миннатдорчилик билан қабул қиладилар.

КИРИШ

«Кадрлар тайёрлаш миллий дастури тўғрисида» белгиланган вазифалардан келиб чиққан ҳолда Республика ОЎЮ таълим тизимидаги ислохотларни амалга ошириш, мамлакатимиз ижтимоий-иқтисодий ривожланишини олий маълумотли мутахассислар билан таъминлаш ҳамда замон талабларига жавоб берадиган юқори малакали кадрларни тайёрлаш олий таълим тизимидаги ислохотларни ривожлантиришнинг мазмунини ташкил этади. Мамлакатимизнинг ишлаб чиқаришига замонавий технологияларнинг кириб келиши ва уларнинг талабларига жавоб берадиган бино ва иншоотларни лойиҳалаш талаб этилади. Бунинг учун бинокор муҳандис кадрлар етарли билим савиясига эга бўлишлари лозим.

Ўзбекистон Республикаси «Кадрлар тайёрлаш миллий дастури»нинг иккинчи босқичи талаблари асосида талабаларнинг билим савиясини юқори даражага кўтариш ва уларнинг тайёргарлик сифатини ошириш ҳозирги куннинг долзарб вазифасига айланди.

Бунинг учун таълимнинг Давлат стандартларига мос келадиган намунавий ўқув режаси асосида қурувчи мутахассис кадрлар тайёрлашда «Қурилиш конструкциялари» бўйича «Темирбетон конструкцияси» фанидан дарсликни қайта яратиш зарурияти туғилди.

Мазкур дарсликнинг мақсади талабага темирбетон конструкцияларини ҳисоблаш ва лойиҳалаш усулларини ўргатишдан иборатдир. Темирбетон конструкциялари фани муҳандисни шакллантирадиган фанлардан бири бўлиб, уни чуқур ўзлаштириш ҳар қандай бинокор муҳандис учун жуда муҳимдир.

Темирбетон конструкцияларини лойиҳалаш назарияси техника фанлари соҳаларидан бири бўлиб, у мустаҳкам ва шу билан бирга тежамкор элементларни яратиш устида иш олиб боради.

Мустаҳкамлик, бикирлик ҳамда кўпга чидамлилиқ қурилиш конструкцияларига қўйиладиган асосий талаблардир. Бинокор-муҳандис конструкциянинг шундай ечимини топиши керакки, бунда конструкция ҳам юқоридаги талабларга жавоб берсин, ҳам тежамли бўлсин. Бу эса масалани оптимал лойиҳалаш муаммосига олиб келади.

Темирбетон конструкцияларини лойиҳалаш назарияси татбиқий фан бўлганлиги сабабли механика, математика, материаллар қаршилиги сингари асосий табиий фанларнинг қонун-қоидаларига асосланади.

Дарслик қурилиш материаллари, материаллар қаршилиги ва қурилиш механикаси фанлари талабалар томонидан ўзлаштирилганини эътиборга олиб ёзилган.

Ҳаёт ва қурилиш тажрибаси ҳозирги замон капитал қурилишининг асосини темирбетон конструкциялари ташкил этишини кўрсатмоқда.

Бетон ва темирбетондан тайёрланадиган конструкцияларнинг қурилишдаги салмоғи бошқа материаллардан фойдаланадиган конструкцияларга нисбатан кўп бўлганлиги сабабли унга кундан-кунга катта эътибор берилмоқда. Темирбетондан тайёрланган конструкция такомиллаштирилмоқда ва уларнинг ишончлилиқ даражаси оширилмоқда. Шу сабабли капитал қурилишга ажратилган маблағнинг 25 фоизи темирбетон конструкцияларига, атиги 3 фоизи металл конструкцияларига, 13,5 фоизи эса ёғоч буюмларига сарфланар экан. Демак, бинокор олдида темирбетон конструкцияларининг техник-иқтисодий кўрсаткичларини яхшилаш, буюмларнинг таннаrxини арзонлаштиришдек муҳим вазифа турибди. Бу вазифани ижобий ҳал этиш учун темирбетон конструкцияларига дахлдор бўлган назарий ва амалий билимларни чуқур ўрганиш талаб этилади.

Таълимнинг Давлат стандартларида талабаларнинг мустақил ишларига алоҳида эътибор қаратилган. Шунини инобатга олиб, дарсликда темирбетон ва тош-ғишт конструк-

цияларини ҳисоблашда назарий билимлар талабага янада тушунарлироқ бўлиши учун мисоллар ечими билан кўрсатиб берилган. Шу билан бирга дарсликда қўшимча расм, жадвал, ҳисобий тарҳ ва графиклар келтирилган. Мураккаб муҳандислик иншоотларида ҳисоблаш ишларини осонлаштириш мақсадида ЭҲМ учун блок схемалар берилган.

Мазкур дарслик мавжуд бўлган «Темирбетон ва тошғишт конструкциялари» (Т. Ўзбекистон, 1997 йил) дарслигини янги маълумотлар билан тўлдириб, таълимнинг Давлат стандартлари талаблари асосида қайта ишланди ва бу борада кўп йиллик тажрибага эга бўлган Тошкент архитектура-қурилиш институтининг қурувчи мутахассис кадрлар тайёрлаш борасидаги тажрибаларига таянилган ҳолда тайёрланди. Дарсликнинг зилзилабардош бино конструкциялари қисмида т.ф.н. доц. Б.А. Ҳобилов томонидан қилинган илмий тадқиқот ишлари натижаларидан фойдаланилди.

Китобда бирликларнинг Халқаро тизими (СИ) дан ҳамда СТ СЭВ 1565-79 нинг ва ИСО 3898 рақамли «Белгилар ва асосий рамзлар» Халқаро стандартнинг янги тизимидан фойдаланилди.

Ушбу дарслик «Қурилиш конструкциялари» бўйича «Темирбетон конструкцияси» фани янги дастурига мувофиқ ҳамда ҚМҚ. 2.03.01-96 Бетон ва темирбетон конструкциялар (ЎзР ДАҚҚ Т. 1998 йил) талабларини инобатга олиб ёзилди.

Дарслик қурилиш соҳасининг бакалавриат йўналиши (5580200) «Бино ва иншоотлар қурилиши» ҳамда (5А580201) «Қурилиш конструкциялари, бино ва иншоотлари» мутахассислиги талабалари учун мўлжалланган.

ТЕМИРБЕТОН ВА ТОШ-ФИШТ КОНСТРУКЦИЯЛАРИ СОҲАСИДА ҚАБУЛ ҚИЛИНГАН ҲАРФИЙ БЕЛГИЛАР

I. Бетон ва темирбетон конструкциялари

1. Бетон тавсифлари

R	—	бетоннинг кубик мустаҳкамлиги
R_n	—	бетоннинг кубик меъёрий (норматив) мустаҳкамлиги
R_{bn}	—	бетоннинг призма меъёрий (норматив) мустаҳкамлиги
$R_b; R_{b, ser}$	—	биринчи ва иккинчи чегаравий ҳолатлар учун бетоннинг призма мустаҳкамлиги ҳисобий қаршилиги
$R_{bt, n}$	—	бетоннинг ўқ бўйлаб чўзилишга бўлган меъёрий қаршилиги
$R_{bt}; R_{bt, ser}$	—	биринчи ва иккинчи чегаравий ҳолатлар учун бетоннинг ўқ бўйлаб чўзилишга бўлган ҳисобий қаршилиги
$R_{b, loc}$	—	бетоннинг маҳаллий сиқилишдаги ҳисобий қаршилиги
$R_{b, sh}$	—	бетоннинг қирқилишдаги ҳисобий қаршилиги
$R_{crc}^0; R_{crc}^v$	—	микродарз ҳосил бўлишининг пастки ва юқори чегараларига мос келувчи кучланишлар
R_{bp}	—	бетоннинг узатиш мустаҳкамлиги
E_b	—	бетоннинг бошланғич эластиклик модули
G_b	—	бетоннинг силжиш модули

2. Арматура тавсифлари

R_{sn}	—	арматуранинг чўзилишга бўлган меъёрий (норматив) қаршилиги
----------	---	--

$R_s, R_{s,ser}$	— биринчи ва иккинчи гуруҳ чегаравий ҳолатлар учун арматуранинг чўзилишга бўлган ҳисобий қаршилиги
R_{sw}	— кўндаланг арматуранинг ҳисобий қаршилиги
R_{sc}	— арматуранинг сиқилишга бўлган ҳисобий қаршилиги
E_s	— арматуранинг эластиклик модули

3. Кучланишлар

σ_b	— бетондаги сиқилувчи кучланиш
σ_{bt}	— бетондаги чўзувчи кучланиш
σ_{bp}	— зўриқтириш босқичида бетондаги сиқувчи кучланиш
σ_s	— чўзилган арматурадаги кучланиш
σ_{sp}	— зўриқтирилган арматурадаги дастлабки кучланиш
$\sigma_{el}; \sigma_{0,02}$	— арматуранинг физик ва шартли эластиклик чегараси
$\sigma_y; \sigma_{0,2}$	— арматуранинг физик ва шартли оқувчанлик чегараси
σ_u	— вақтли қаршилиқ

4. Деформациялар

ε_b	— бетоннинг сиқилишдаги деформацияси
ε_{bt}	— бетоннинг ўқ бўйлаб чўзилишдаги деформацияси
ε_{el}	— эластик деформациялар
ε_{pl}	— пластик деформациялар (тоб ташлаш)
ε_u	— бетоннинг сиқилишдаги чегаравий деформацияси
ε_{ut}	— бетоннинг чўзилишдаги чегаравий деформацияси
ε_s	— арматура деформациялари
ε_{sl}	— киришиш деформацияси
ε_{slu}	— киришиш деформациясининг чегаравий қиймати

5. Коэффициентлар

μ	—	арматуралаш коэффициенти
γ_{sp}	—	арматураларнинг таранглаш аниқлиги коэффициенти
$\gamma_{bc}; \gamma_{bt}$	—	сиқилган ва чўзилган бетон бўйича ишончлилиқ коэффициенти
γ_s	—	арматура бўйича ишончлилиқ коэффициенти
γ_f	—	юк бўйича ишончлилиқ коэффициенти
γ_n	—	бино ёки иншоотнинг аҳамияти бўйича ишончлилиқ коэффициенти
γ_{bt}	—	бетоннинг ишлаш шароити коэффициенти
γ_{st}	—	арматуранинг ишлаш шароити коэффициенти
ν	—	бетоннинг кўндаланг деформацияси коэффициенти (Пуассон коэффициенти)
α	—	арматура эластиклик модулининг бетон эластиклик модулига нисбати

6. Геометрик тавсифлар

A	—	кўндаланг кесимдаги бетоннинг юзаси
A_b	—	бетон сиқилган зонасининг кесим юзаси
A_{bt}	—	бетон чўзилган зонасининг кесим юзаси
$A_b; A'_s$	—	чўзилган S ва сиқилган S' арматураларнинг кесим юзалари
$A_{sp}; A'_{sp}$	—	олдиндан зўриқтирилган арматуралар S_p ва S'_p нинг кесим юзалари
A_{sw}	—	кўндаланг стерженларнинг (хомутларнинг) юзаси
$A_{s,ins}$	—	букилган стерженлар кесимининг юзаси
A_{red}	—	келтирилган кесим юзаси
J	—	кесимнинг оғирлик марказидан ўтувчи ўққа нисбатан инерция моменти
J_{red}	—	келтирилган кесимнинг оғирлик марказига нисбатан инерция моменти
W_{red}	—	келтирилган кесимнинг четки чўзилган толага нисбатан қаршилиқ моменти

- W_{pl} — шунинг ўзи, бироқ бетоннинг ноэластик ишини ҳисобга оладиган қаршилиқ моменти
- r — элементининг эгрилик радиуси
- $e_{0, tot}$ — келтирилган кесимнинг оғирлик марказидан ўтувчи ўққа нисбатан бўйлама кучлар тенг таъсир этувчисининг елкаси (эксцентриситети)
- x — бетоннинг сиқилиш зонаси баландлиги.

II. Тош-ғишт конструкциялари

- m_g — узоқ муддатли куч таъсирини ҳисобга олувчи коэффициент
- φ — бўйлама эгилиш коэффициенти
- R — теримнинг (кладка) сиқилишга бўлган ҳисобий қаршилиги
- N_g — узоқ муддатли юклардан ҳосил бўлган ҳисобий бўйлама куч
- A_c — кучланишлар эпюраси тўғри тўртбурчак бўлганда элемент кесимининг сиқилган қисми юзаси
- ω — девор сиқилган қисмининг ҳисобий қаршилигининг ортишини эътиборга олувчи коэффициент
- φ_c — кесимнинг сиқилган қисми учун бўйлама эгилиш коэффициенти
- λ_{nc} — элементнинг сиқилган кесими бўйича эгилувчанлиги
- H — элементнинг ҳисобий баландлиги
- h_c — кўндаланг кесим сиқилган қисми A_c нинг баландлиги
- i_c — кўндаланг кесим сиқилган қисмининг инерция радиуси
- y — элемент кесимининг оғирлик марказидан кўпроқ сиқилган қиррасигача бўлган масофа
- A — элемент кесимининг юзаси
- e_0 — елка (эксцентриситет)

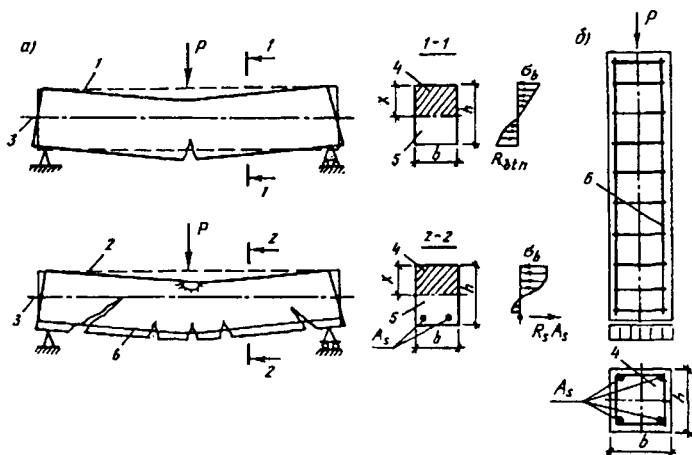
F	—	юк
γ_c	—	теримнинг ишлаш шароити коэффиценти
l_0	—	элементнинг ҳисобий узунлиги
R_u	—	девор материалининг сиқилишга бўлган муваққат қаршилиги
φ_1	—	номарказий сиқилишда бўйлама эгилиш коэффиценти
γ_{cs}	—	девор таркибидаги арматуранинг ишлаш шароити коэффиценти
R_{skb}	—	арматураланган тош-ғишт теримининг сиқилишдаги ҳисобий қаршилиги
μ	—	деворни арматуралаш коэффиценти
α_{sk}	—	арматураланган тош-ғишт теримнинг эластиклик тавсифи
b	—	кесимнинг эни
h	—	кесимнинг баландлиги
R_{sku}	—	арматураланган ғишт деворнинг сиқилишга бўлган муваққат қаршилиги
A_{st}	—	сим тўр арматурасининг юзаси
c	—	сим тўр катаги ўлчами
k	—	теримнинг материалига боғлиқ бўлган коэффицент.

БЕТОН ВА АРМАТУРАНИНГ ФИЗИК-МЕХАНИК ХОССАЛАРИ. ТЕМИРБЕТОН

1.1. Темирбетоннинг моҳияти

Тош ва ёғоч ибтидоий одамнинг дастлабки қурилиш материали ҳисобланган. Кейинчалик инсон хом ғишт, пишиқ ғишт ва бетон тайёрлашни ўрганди.

Бетон сиқилишга яхши, чўзилишга суғуст қаршилиқ кўрсатадиган сунъий материалдир. Бетоннинг чўзилишга бўлган мустаҳкамлиги сиқилишга нисбатан 10—15 маротаба кам. Шунинг учун ҳам уни анизотроп материал дейлади. Анизотроп материаллар — турли хил йўналиш бўйича хоссалари ҳар хил бўлган материаллардир. Бетоннинг анизотроплиги бетон ва темирбетон конструкцияларни ҳисоб-



1.1-расм. Элементларнинг куч таъсирида ишлаши:

- а — эгилувчи элемент; б — сиқилувчи элемент. 1 — бетон;
2 — темирбетон; 3 — нейтраль қатлам; 4 — сиқилиш зонаси;
5 — чўзилиш зонаси; 6 — пўлат арматура.

лашда жиддий қийинчиликларни туғдиради. Бетон чўзилишга суғ қаршилиқ кўрсатганлиги сабабли арматура-сиз балка кўп юк кўтара олмайди. Агар балканинг чўзи-лиш зонасига арматура жойланса, балканинг юк кўтариш қобилияти (тахминан 20 маротаба) ортади (1.1-расм, а). Сиқилишга ишлайдиган темирбетон элементлари ҳам пўлат стерженлар билан арматураланади. Пўлат сиқилишга ҳам, чўзилишга ҳам яхши қаршилиқ кўрсатганлиги туфайли сиқилувчи элементнинг юк кўтариш қобилиятини анча оширади (1.1-расм, б).

Пўлат арматура жойлашган бетон темирбетон деб ата-лади. Темирбетондан ишланган қурилиш конструкцияси темирбетон конструкцияси деб юритилади.

Қуйидаги сабаблар бетон билан пўлат арматуранинг биргалиқда ишлашига шароит яратади:

1. Бетон қотиш жараёнида пўлат арматурага маҳкам ёпишади (тишланади).

2. Зич бетон пўлат арматурани занглашдан ва ёнғин-дан асрайди.

3. Пўлат билан оғир бетоннинг температура таъсирида чизиқли кенгайиш коэффициентлари бир-бирига жуда яқин (бетон учун $\alpha_{br} = (1 \div 1,5) \cdot 10^{-5}$; арматура учун эса $\alpha_{st} = 1,2 \cdot 10^{-5}$).

Ана шу учта муҳим хосса туфайли темирбетон кон-струкцияларини яратиш имкониятига эга бўлинди. Аммо темирбетоннинг афзаллиги ва нуқсонлари ҳам бор.

Темирбетоннинг қуйидаги афзалликлари унинг қури-лишда кенг тарқалиши учун имкон яратди: ўта мустаҳ-камлиги; кўпга чидамлилиги; оловбардошлиги; зилзила-бардошлиги; маҳаллий материаллардан фойдаланиш имконияти; конструкцияга исталган шакл бериш имко-нияти.

Қуйидагилар темирбетоннинг нуқсонларига киради: вазнининг оғирлиги; иссиқлик ва товушни осон ўткази-ши; мустаҳкамлаш ва тузатишнинг қийинлиги; ёрилиши мумкинлиги; бетон ётқизилгач, арматура ҳолатини тек-шириш қийинлиги ва ҳоказо.

Бетонда ёриқ пайдо бўлишининг олдини олиш учун уни чўзилган арматура ёрдамида сиқилади. Бундай конс-

трукциялар олдиндан зўриқтирилган темирбетон конструкциялари деб аталади.

1.2. Бетоннинг асосий физик-механик хоссалари

Боғловчи, тўлдирувчи ва сув аралашмасининг қотишидан ҳосил бўлган сунъий тош *бетон* * деб аталади.

Бетон анизотроп материал бўлиб, унинг мустаҳкамлиги қуйидаги омилларга боғлиқ: таркиби; боғловчи ва тўлдирувчининг хили; сув ва цементнинг нисбати (W/C); тайёрлаш усули; қотиш шароити; бетоннинг ёши; намуналарнинг шакли ва ўлчамлари.

Агар бетон қоришмасида W/C қанча кичик бўлса, бетоннинг мустаҳкамлиги шунча юқори бўлади, цемент кам сарфланади.

Темирбетон конструкцияларини тайёрлаш учун ишлатиладиган бетонлар етарли мустаҳкамликка, арматура билан яхши ёпишиши ва арматурани занглашдан сақлаш учун етарли зичликка эга бўлиши лозим.

Бетонлар қуйидаги турларга бўлинади (ГОСТ 25192-82):

1. Махсус бетонлар (иссиққа чидамли, радиация таъсиридан ҳимоя қилувчи, иссиқликни сақловчи ва ҳоказо).

2. Боғловчиларнинг турига қараб — цементли, шлакли, гипсли ва бошқалар.

3. Тўлдирувчиларнинг турига қараб — зич, ғовакли ва махсус тўлдиргичлардан тайёрланган бетонлар.

4. Тузилишига (структурасига) қараб — зич, ғовакли, ковакли ва катта бўшлиқларга эга бўлган бетонлар.

Зичлигига қараб бетонлар цемент боғловчилар асосида катта ва майда зич тўлдиргичлардан тайёрланган зич структурали оғир бетонларга, ғовакли катта тўлдирувчилардан ҳамда ғовакли ва майда зич (ғовакли) тўлдирувчилар цементли боғловчилар асосида тайёрланган енгил бетонларга бўлинади.

Зич тўлдирувчилар сифатида оғир бетонлар учун майдаланган тоғ жинслари, шағал ёки қум (кварц) ишлатилади.

* бетон лотинча «beton» сўз бўлиб, тоғ тоши деган маънони билдиради.

Енгил бетонлар учун ғовакли тўлдирувчилар (табiiй ёки сунъий йўл билан олинган) ишлатилади.

Ғовакли табiiй тўлдирувчиларга пемза, ракушечник, туф ва бошқалар, сунъий тўлдирувчиларга эса, керамзит, аглопорит ва шлаклар киради.

Махсус бетонлар, бино ва иншоотларнинг қурилмаларини иссиқликдан ҳимоя қилиш учун (200°C гача) ва 200°C дан юқори температура таъсирида ишловчи оловбардош бетонларга бўлинади.

Шу билан бирга агрессив муҳитда, яъни кимёвий таъсирда ишлайдиган кимёвий таъсирга чидамли бетонлар ишлатилади.

Бетоннинг қотиш жараёнида кенгайишидан конструкция олдиндан кучланиш ҳосил қилиш учун ишлатиладиган, кенгайиш хоссасига эса бўлган цемент асосида тайёрланган кенгаювчи бетонлар, пардозлаш учун ишлатиладиган манзарали (декоратив) бетонлар, мономер ёки полимерлар асосида тайёрланган бетон-полимерлар ва полимер асосида (кимёвий таъсирга чидамли) тайёрланган полимербетонлар киради.

Ўртача зичлиги $2200\text{—}2500\text{ кг/м}^3$ гача бўлган оғир, ўртача зичлиги 1800 кг/м^3 дан юқори бўлмаган майда донали, структураси зич ва ғовакли бўлган енгил, автоклав ва автоклавсиз шароитда қотадиган ғовакли ва махсус бетонлар мавжуд.

Бетоннинг структураси. Бетоннинг структураси унинг мустаҳкамлиги ва деформацияланишига боғлиқ.

Бу боғлиқликни билиш учун бетоннинг қотиш жараёнида рўй берадиган физик ва кимёвий ўзгаришларини кўриб чиқамиз.

Бетон қоришмаси сув билан аралаштирилганда цемент билан сув бирикмасидан цемент хамири ҳосил бўлиб, цемент билан сув орасида кимёвий реакция бошланади. Натижада, цемент минерали билан сув бирикмаси—гел-симон цемент клейи ҳосил бўлади. Бу бирикманинг бир қисми кристалл ҳолатида ажралиб чиқади. Бунда цемент хамири катта тўлдирувчиларнинг сирт қисмини ўраб олади ва қотиши натижасида цемент тошига айланади.

Вақт ўтиши билан цемент хамирининг қотиши жараёнида гел ўз ҳажмини камайтириб қуюқлашиб боради. Бунда

кристалл ҳосил бўлиш жараёни гел массасини қамраб олади, натижада қаттиқ кристалл ўсимталар ҳосил бўлади.

Бетон структурасининг муҳим белгиларидан бири—бу цемент тошининг, яъни бетоннинг капилляр-ғовакли материал эканлигидир.

Бетондаги ғоваклар ўлчамлари ва шакли билан бири-бирдан тубдан фарқ қилади. Ғовакларнинг ҳосил бўлишига асосан бетон таркибида сув миқдорининг мавжудлиги сабаб бўлади. Одатда бетон қоришмасида сувнинг миқдори $W/C = 0,15 \dots 0,20$ ни (цемент оғирлигига нисбатан) ташкил қилади. Аммо бундай бетонни қолипларга ётқизиш қийин бўлганлиги сабабли сувнинг миқдори $W/C = 0,35 \dots 0,60$ гача оширилади. Натижада цемент билан реакцияга киришмаган ортиқча сув бетон танасида маълум бир ҳажмни эгаллайди.

Қотиш жараёнида бу ортиқча сувнинг бир қисми бетон танасидан буғланиб чиқишида бетонда бўшлиқ ва ғоваклар ҳосил қилади. Бу ғоваклар бир-бирига туташганда ўлчамлари $0,1—1,0$ мкм дан $20—50$ мкм гача бўлган капиллярлар ҳосил қилади. Бу ғоваклар сув ёки ҳаво билан тўлган бўлади.

Шундай қилиб, бетон структураси кристалл ўсимталар, гел, сув ва ҳаво билан тўлган кўп миқдордаги ғоваклар ва капиллярларни мужассамлаштирган цемент тошидан ва тўлдирувчилардан иборат.

Бундан кўринадики, бир жинсли бўлмаган бундай жисмда ташқи кучлар таъсирида бетон мураккаб кучланиш ҳолатида бўлади.

Бетон танасида ғовак ва бўшлиқларнинг сони кўп бўлганлиги учун бир ғовак атрофида ҳосил бўладиган чўзувчи кучланиш иккинчи ғовакдаги кучланиш билан кўшилиб кетади. Натижада сиқилган бетонда бўйлама сиқувчи ҳамда кўндаланг чўзувчи кучланишлар ҳосил бўлади.

Бетоннинг чўзилишдаги қаршилиги унинг сиқилишдаги қаршилигига нисбатан бир неча марта кам бўлганлиги сабабли чўзувчи кучланишлар таъсиридан бетонда микроёриқлар пайдо бўлади.

Агар тўлдирувчиларнинг мустаҳкамлиги — R_d ва эластик модули — E_d , цемент тошнинг мустаҳкамлиги — R_c ва

эластиклик модули — E_c дан катта, яъни $R_a > R_c$ ва $E_a > E_c$ бўлса (бу оғир бетонлар учун характерли), ёриқлар тўлдирувчи билан цемент тоши чегарасидан ёки цемент тоши бўйлаб ривожланади.

Агар $R_a < R_c$ ва $E_a < E_c$ бўлса, ёриқлар тўлдирувчи ҳамда цемент тоши бўйича ривожланади (бу енгил бетонлар учун характерли).

Ҳозирги вақтда қўлланилаётган бетон мустаҳкамлиги назариясида унинг структураси эътиборга олинмайди. Бетоннинг мустаҳкамлиги унинг структурасига боғлиқлиги масаласи шу вақтгача ўз ечимини топгани йўқ. Бу масаланинг ечими айниқса Марказий Осиё иқлими шароитида ишлатиладиган бетонлар учун жуда муҳим аҳамият касб этади. Чунки бетон қуруқ ва иссиқ иқлим шароитида иссиқлик ва намлик таъсирида (ташқи кучлар таъсиридан ташқари) қўшимча ички кучланишлар ҳолатида бўлади. Бу ҳолат ҳисоб ишларида етарли даражада эътиборга олинмайди.

Шу кунгача бетоннинг мустаҳкамлиги ва деформацияланиши ҳақида маълумот фақат бетон намуналарини сиқиш натижалари орқали аниқланади. Бунда бетоннинг физик ва механик хоссаларининг ўртача қийматлари топилади ва улар темирбетон конструкцияларини лойиҳалаш учун ҳозирги кунда асос қилиб олинган.

1.2.1. Бетоннинг мустаҳкамлик синфлари. Норматив қаршиликлар ва бетон маркалари. Бетоннинг мустаҳкамлиги унинг ёшига ва қотиш шароитига, намунанинг шакли ва ўлчамларига ҳамда кучланиш ҳолатининг характерига боғлиқ бўлади. Бетон бир жинсли бўлмаганлиги ва турли хил омилларнинг таъсир этиши натижасида хоссалари кенг миқёсда ўзгарувчан бўлади, лекин шунга қарамай, ҳисоб ишларида маълум даражада ишонарли бўлган мустаҳкамлик кўрсаткичларидан фойдаланишга тўғри келади.

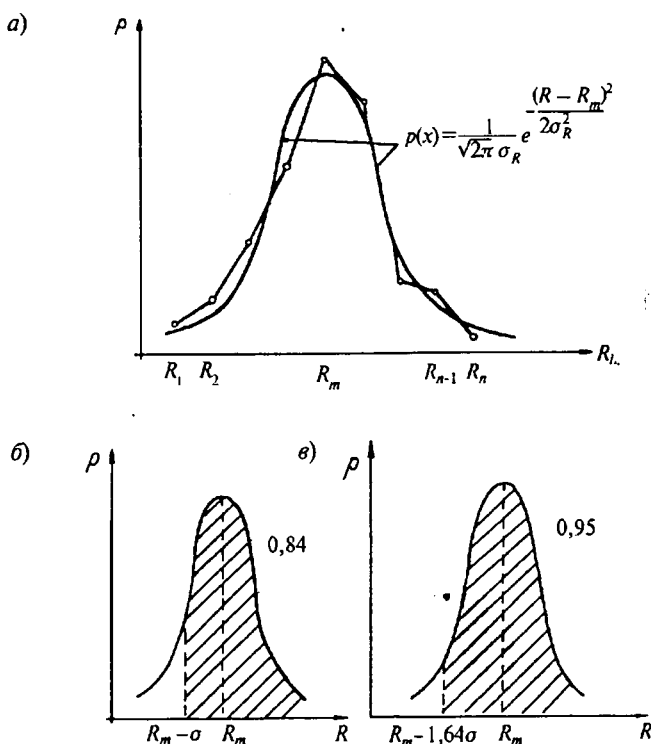
Бир хил бетон қоришмасидан тайёрланган N та намуна синалганда $R_1, R_2, R_3, \dots, R_N$ қаршиликларга тенг бўлган бетон мустаҳкамлиги олинади. Бу қаршиликлар қиймати $R_1 < R_2 < R_3 \dots < R_N$ бўладиган бўлса, табиийки қайси бир қаршилиқ конструкцияларни ҳисоблаш учун қўлланиши мумкин деган савол туғилади.

Ҳисоб ишларида R_1 қўлланиладиган бўлса, конструкциянинг ишончлилик даражаси жуда ҳам юқори бўлиб, унинг

таннархи эса қиммат бўлади. Агар ҳисоб ишларида R_N қўлланадиган бўлса, конструкциянинг ишончлилик даражаси жуда ҳам паст бўлиб, унинг таннархи ҳам арзон бўлади.

Биринчи ҳолат ҳам, иккинчи ҳолат ҳам лойиҳачиларни қаноатлантирмайди. У вақтда конструкцияларни ҳисоблашда қаршиликларнинг қайси бирини қўлланиш лозим, деган савол туғилади. Бу саволга эҳтимоллар назариясидан жавоб топиш мумкин.

Бетоннинг қаршилиги ўзгарувчан экан, демак уни ўзгарувчан миқдор сифатида қабул қилиш мумкин. Бу ҳолатда бетон қаршилигининг ўзгарувчанлигини баҳолаш учун



1.2-расм. Бетон мустаҳкамлигининг тақсимот қонуни: а—нормал Гаусс қонуни бўйича; б—минимал қаршилик $R_m - \sigma_R$ бўлган ҳолда; в—қаршилик $R_m = 1,64 \sigma_R$ бўлган ҳолда.

ўзгарувчан миқдорларнинг статик тақсимот қонунларидан фойдаланиш мумкин.

Бир хил бетон қоришмасидан тайёрланган намуналарнинг қаршиликлари $R_1, R_2, R_3, \dots R_N$ декарт системасининг абсцисса ўқи бўйлаб, бу қаршиликларнинг пайдо бўлишига мос бўлган $P_1, P_2, P_3, \dots P_N$ эҳтимолликларни ордината ўқи бўйлаб жойлаштирилганда бетон қаршиликларининг эмпирик тақсимот қонунини ифодаловчи графикни оламиз (1.2-расм, а).

Бунда бетон қаршиликларининг ўртача қиймати

$$R_m = P_1 R_1 + P_2 R_2 + P_3 R_3 + \dots + P_N R_N \quad (1.1)$$

$R_1, R_2, R_3, \dots R_N$ қаршиликларнинг ўртасида жойлашган бўлади.

Бу формулада $P_1 = N_1/N$; $P_2 = N_2/N$; $P_3 = N_3/N \dots P_N = N_N/N$ бўлиб, бунда $N_1, N_2, N_3, \dots N_N$ бетоннинг мос бўлган $R_1, R_2, R_3, \dots R_N$ қаршиликлар сони; N —умумий қаршиликлар сони.

Ҳисоб ишларида асосан бетоннинг ўртача қаршилиги R_m қўлланиладиган бўлса, бетоннинг ҳақиқий қаршилиги $R > R_m$ бўлган ҳолларда конструкциянинг мустаҳкамлиги таъминланган ва аксинча $R < R_m$ бўлса, таъминланмаган бўлади.

Бу масалани ечиш учун ўзгарувчан миқдорга тааллуқли яна бир характеристикани аниқлаймиз, яъни ҳар бир қаршиликдан унинг ўртача қийматини айтириб фарқини топамиз.

$$\Delta_1 = R_1 - R_m; \Delta_2 = R_2 - R_m; \Delta_3 = R_3 - R_m; \Delta_N = R_N - R_m \quad (1.2)$$

Бу фарқларнинг квадратларини шу фарқларнинг пайдо бўлиш эҳтимолларига кўпайтириб, қўшиб чиқамиз ва йиғиндисидан квадрат илдиз чиқарамиз:

$$\sigma_R = \sqrt{P_1 \Delta_1^2 + P_2 \Delta_2^2 + \dots + P_N \Delta_N^2} \quad (1.3)$$

Олинган натижа σ_R бетон қаршиликларининг ўртача квадрат чекланиши деб аталади.

Бетон қаршиликларининг ўртача қиймати R_m ва ўрта квадратик чекланиши σ_R маълум бўлганда ўзгарувчан миқдор учун назарий тақсимот қонунини аниқлаш мумкин.

Тажрибалар шуни кўрсатадики, бетон мустаҳкамлигининг тақсимот қонуни нормал Гаусс қонунига бўйсунди. (1.2-расм, а).

Расмдаги эгри чизик ва абсцисса ўқи билан чегараланган сатҳнинг юзаси бирга тенг

$$A = \int_{-\infty}^{+\infty} P(x) dx = 1 \quad (1.4)$$

Бетоннинг норматив қаршилиги сифатида шундай бир кичик R_{bn} миқдор қабул қилиниши керакки, бунда $P(x)$ эгри чизик абсцисса ва R_{bn} қийматига мос бўлган ордината ўқлари билан чегараланган сатҳнинг юзаси имкон даражасида бир-бирига яқинлашсин. Минимал қаршилиқ сифатида $R_m - \sigma_R$ қабул қилинадиган бўлса, эгри чизик остидаги юза $A = 0,84$ га тенг бўлади. Агар $R_m - 1,64 \sigma_R$ қаршилиқ қабул қилинадиган бўлса, $A = 0,95$ ва $R_m - 3 \sigma_R$ бўлса, $A = 0,999$ га тенг бўлади. Умумий ҳолда бетоннинг норматив қаршилигини аниқлаш учун қуйидаги формулани ёзиш мумкин:

$$R_{bn} = R_m - \sigma \cdot \sigma_R \quad (1.5)$$

Бетон қаршилигининг ўртача квадратик чекланиши σ_R ни қаршилиқнинг ўртача миқдори R_m га нисбати бетон қаршилиги ўзгарувчанлигини ифодалайди, яъни $V = \sigma_R / R_m$, у ҳолда

$$R_{bn} = R_m [1 - \sigma \cdot V] \quad (1.6)$$

бу ерда σ — ишончилиқ даражаси.

Бетон қаршилигининг ўзгарувчанлигини ифодаловчи V коэффициентининг миқдори бетоннинг сифатига ва бошқа омилларга боғлиқ бўлиб, темирбетон конструкциялари тайёрлайдиган заводларда бир хил қийматга эга бўлмайди. Шунинг учун ҳамма заводларда бетоннинг норматив қаршилигини таъминлаш шарт бўлиб, ўртача қаршилиқ R_m эса бетон қаршилигининг ўзгарувчанлигини эътиборга олган ҳолда ишлаб чиқаришнинг ҳар бир маълум шароити учун алоҳида аниқланади. Бетоннинг сифати яхши бўлса, V коэффициентининг миқдори кичик бўлади. Бунда бетоннинг ўртача қаршилиги учун кичик бўлган

миқдор қабул қилиниши мумкин. Акс ҳолда бетоннинг ўртача қаршилиги учун катта бўлган миқдор қабул қилинади. Бу эса, ўз навбатида, цемент сарфини оширишга олиб келади. Темир бетон конструкциялари заводларида бетоннинг сифатини назорат қилиш учун бетоннинг сиқилишдаги кубик мустаҳкамлиги қўлланилади. Бетоннинг мустаҳкамлик даражаси 95 % таъминлаш билан аниқланади. Бунинг учун ишончлилик даражаси $\alpha = 1,64$ га тенг бўлиши керак. У ҳолда:

$$R_{bn} = R_m (1 - 1,64v), \quad (1,7)$$

бу ерда R_m — бетоннинг ўртача статистик мустаҳкамлиги; V — бетон мустаҳкамлигининг ўзгарувчанлик коэффиценти бўлиб, оғир ва енгил бетонлар учун ўртача 0,135 ни ташкил этади.

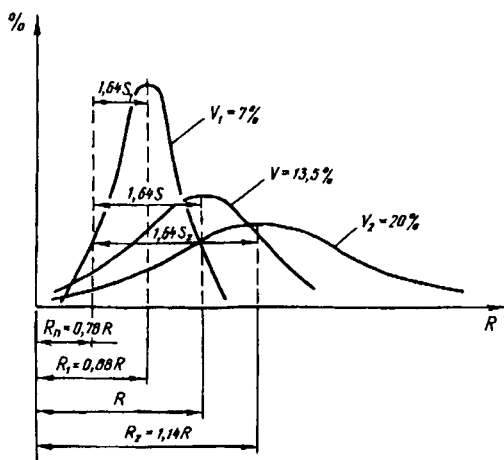
Бетоннинг сиқилиш мустаҳкамлиги синфлари B ҳарфи билан белгиланиб, миқдор жиҳатидан (1.7) формула орқали аниқланган кубик мустаҳкамлигига тенг бўлади. Бетоннинг мустаҳкамлик бўйича синфлари ёки норматив қаршиликлари назорат қилинадиган тавсиф ҳисобланади. Бу тавсиф бетон буюмининг ишчи чизмасида қайд этилади, буюмни тайёрлашда унга қатъий амал қилиш зарур.

(1.7) формуладан кўриниб турибдики, бетоннинг талаб этилган кубик мустаҳкамлиги R_{bn} ёки мустаҳкамлик бўйича синфи B ни ҳосил қилиш R_m билан V га боғлиқ.

Иш яхши ташкил этилган темирбетон маҳсулотлари ишлаб чиқарадиган корхоналарда бетон юқори даражада бир жинсли қилиб тайёрланса (ўзгарувчанлик коэффиценти V кичик бўлса), ўртача мустаҳкамлик R_m ҳам камаяди, натижада цемент тежалади. Ўзгарувчанлик коэффиценти $V = 0,125$ бўлганда $R_{bn} = 0,78$ бўлади. Агар $V = 0,07$ бўлса, норматив қаршилик R_{bn} нинг ўша қийматини олиш учун бетоннинг ўртача мустаҳкамлигини камайтириш мумкин, яъни $R_1 < R$ (1.3-расм):

$$R_1 = \frac{R_{bn}}{1 - 1,64 \cdot 0,07} = \frac{0,78}{1 - 1,64 \cdot 0,07} = 0,88 R.$$

$V = 0,2$ бўлса, $R_2 > R$ бўлади, яъни



1.3-расм. Ўзгарувчан коэффициентнинг турли қийматлари ва бетоннинг керакли норматив қаршилиги R_{bn} ни олиш имконини берадиган, бетон ўртача мустаҳкамлиги R_1 га мос бўлган нормал тақсимлаш эгри чизиқлари.

$$R_2 = \frac{0,78}{1 - 1,64 \cdot 0,2} = 1,14 R.$$

Демак, ўзгарувчанлик коэффициенти катта бўлса, бетоннинг ўртача мустаҳкамлигини оширишга тўғри келар экан.

Бетон призмаларининг сиқилиш R_{bn} ва чўзилиш R_{bin} бўйича норматив қаршиликлари (тажриба йўли билан аниқланмаса) кубик мустаҳкамлиги орқали аниқланади. Агар бетоннинг бўйлама чўзилишга бўлган норматив қаршилиги тажриба йўли билан аниқланса, у ҳолда қуйидаги формуладан фойдаланилади:

$$R_{bin} = R_{bn} (1 - 1,64 v), \quad (1.8)$$

бу ерда R_{bin} — бетоннинг чўзилишдаги ўртача мустаҳкамлиги.

Бетоннинг чўзилиш мустаҳкамлиги бўйича синфлари B_i миқдор жиҳатидан унинг чўзилишдаги мус-

таҳкамлигига тенг бўлиб 0,95 аниқликда (1.8) формуладан аниқланади. Бетоннинг мустаҳкамлигига баҳо берадиган асосий кўрсаткич унинг кубик мустаҳкамлигидир.

Бетоннинг сиқилиш мустаҳкамлиги — бетоннинг энг муҳим характеристикаларидан бири, бу унинг сиқилишдаги мустаҳкамлигидир. Яқин йилларгача эталон сифатида бетоннинг сиқилишдаги мустаҳкамлигини ифодаловчи бетоннинг маркаси деган кўрсаткич қабул қилинган эди.

Бетоннинг маркаси деб, қирраларининг ўлчами 20 см бўлган бетон кубнинг 28-чи суткада сиқилишдаги чегаравий қаршилигига айтилади. Бетон 28 сутка давомида $20 \pm 2^\circ\text{C}$ ҳароратда, ҳаво намлиги 95 % дан кам бўлмаган шароитда сақланган. Бунда юкланиш тезлиги 0,3 МПа/с ($3 \text{ кг/см}^2 \cdot \text{с}$)га тенг бўлиши лозим.

Ҳозирги кунда бетоннинг мустаҳкамлик бўйича сифатини ифодаловчи характеристика сифатида бетоннинг синфи деган тушунча қўлланилмоқда.

Бетоннинг синфи деб қирраларининг ўлчамлари 15 см бўлган бетон кубнинг 95 % таъминланиш билан 28 суткада аниқланган сиқилишдаги чегаравий қаршилигига айтилади.

Бетоннинг синфи билан маркаси ўртасидаги фарқ қабул қилинадиган қаршилик миқдорининг таъминланиши билан ифодаланади.

Бетоннинг маркаси учун қаршиликнинг таъминланиши 50 % ни ташкил этади (қаршиликнинг ўрта статик миқдори). Бетоннинг синфи учун эса бу кўрсаткич 95 % ни ташкил қилади.

Бетоннинг маркаси билан синфи орасидаги боғланиш қуйидаги формула орқали ифодаланади.

$$B = 0,1M(1 - 1,64v) \quad (1,9)$$

Бу ерда B — бетоннинг синфи (МПа);

M — бетоннинг маркаси (кг/см^2). Бетоннинг синфи кубларни синаш йўли билан аниқланади.

Бетоннинг кубик мустаҳкамлиги:

$$R = \frac{F_u}{A_{b, \text{tot}}}, \quad (1.10)$$

бу ерда F_u — бузувчи куч; $A_{b, \text{юр}}$ — кубикнинг кўндаланг кесим юзаси.

Бетон ва темирбетон конструкциялар учун оғир бетоннинг сиқилишга бўлган мустаҳкамлиги бўйича қуйидаги синфлар кўзда тутилган: В 3,5; В 5; В 7,5; В 10; В 12,5; В 15; В 20; В 25; В 30; В 35; В 40; В 45; В 50; В 55; В 60.

Бетоннинг мустаҳкамлиги вақт ўтиши билан оша боради ва бу жараён бир неча йил давом этиш мумкин. Вақт давомида бетоннинг мустаҳкамлигининг ошишига унинг таркиби, атроф муҳитнинг иссиқлиги ва намлиги катта таъсир кўрсатади.

Бетон мустаҳкамлиги билан унинг ёши ўртасидаги боғланиш қуйидаги формула билан аниқланади:

$$R_1 = R_{28} \frac{\lg t}{\lg 28} = 0,7 \cdot R_{28} \lg t. \quad (1.11)$$

Бу ерда R_{28} — бетоннинг 28 суткадаги кубик мустаҳкамлиги;
 R_t — t вақтдаги бетоннинг мустаҳкамлиги.

Атроф муҳитнинг ҳарорати ва намлиги қанча юқори бўлса, қотиш жараёни шунчалик тез ўтади. Бундай ҳолат Марказий Осиё шароитида тайёрланадиган бетонлар учун характерлидир.

ҚМҚга биноан оғир бетондан ишланадиган темирбетон конструкцияларида синфи В 7,5 дан паст бўлган бетонларни қўллаш рухсат этилмайди. Такрорий юклар таъсир этадиган конструкцияларда эса синфи В 15 дан юқори бўлган бетонлар қўлланилади. Сиқилувчи темирбетон элементлари В 15 дан кам бўлмаган бетонлардан ва катта юк остида бўладиган конструкцияларда эса (масалан, кўп қаватли биноларнинг қуйи қават устунларида) синфи В 25 дан кам бўлмаган бетонлар қўллаш тавсия этилади.

Зўриқтирилган бетон учун В 20 ... В 60 бўлган бетон синфлари қабул қилинади. Ҳисоб ишларида бетоннинг призма мустаҳкамлиги кубик мустаҳкамлигининг 72—77% ини ташкил этади. Бетоннинг призматик ва кубик қаршилиги ўртасидаги боғланиш қуйидаги эмпирик формула орқали ифодаланади:

$$R_b = (0,77 - 0,001R) R \quad \text{ёки} \quad R_b = 0,75R. \quad (1.12)$$

Бетоннинг бўйлама чўзилиш мустаҳкамлиги бўйича синфи B , кўпгина иншоотларда (масалан, гидротехника иншоотларида) бетон мустаҳкамлигининг асосий кўрсаткичи ҳисобланади. Бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамлиги сиқилишдагига нисбатан 10—20 марта кам бўлиб, қуйидаги эмпирик формула ёрдамида аниқланади:

$$R_{bt} = 0,5 \sqrt[3]{R^2}. \quad (1.13)$$

Бетоннинг чўзилишдаги ҳақиқий мустаҳкамлиги унинг марказий чўзилишдаги мустаҳкамлиги билан ифодаланади.

Бўйлама чўзилиш мустаҳкамлиги бўйича бетоннинг қуйидаги синфлари белгиланган: $B_1 0,8$; $B_1 1,2$; $B_1 1,6$; $B_1 2$; $B_1 2,4$; $B_1 2,8$; $B_1 3,2$. Бетон синфи конструкциянинг вазифаси ва ишлаш шароитига боғлиқ ҳолда техник-иқтисодий кўрсаткичлар асосида белгиланади.

Бетоннинг қирқилишдаги мустаҳкамлиги $R_{sh} = 2R_{bt}$, синишдаги (скалывание) мустаҳкамлиги $(1,5 \dots 2)R_{bt}$, кўп сонли такрорий юкланишлардаги мустаҳкамлиги $R_r = (0,95 \dots 0,5)R_{bt}$ бўлади.

Шундай қилиб, турли хил куч таъсири остида бетоннинг механик мустаҳкамлиги тахминан қуйидаги қийматларга эга:

кубикларни сиққанда	R
призмаларни сиққанда	$(0,7 \dots 0,8) R$
ўқ бўйлаб чўзилишда	$(0,05 \dots 0,1) R$
эгилишдаги чўзилишда	$(0,1 \dots 0,18) R$
соф қирқилишда	$(0,15 \dots 0,3) R$
синишда	$(0,1 \dots 0,2) R$

Бетоннинг совуқбардошлик бўйича маркаси деганда сув шимдирилган бетонни навбатма-навбат музлатиб эритганда бетон намуналари бардош берадиган циклар сони тушунилади. Оғир бетон учун совуқбардошлик бўйича қуйидаги маркалар белгиланган: $F 50$; $F 75$; $F 100$; $F 150$; $F 200$; $F 300$; $F 400$; $F 500$.

Сув ўтказмаслик бўйича бетон маркаси синалаётган намунадан сув сизиб ўтиши кузатилмайдиган босимни ифодалайди. Сув ўтказмаслик маркалари — $W2$; $W4$; $W6$; $W8$; $W10$; $W12$, бунга мос келадиган сув босимлари — $0,2$; $0,4$; $0,6$; $0,8$; $1,0$; $1,2$ МПа. Зўриқтирилган бетон учун $W12$ дан кам бўлмаслиги керак.

Зичлик бўйича бетон маркаси унинг қуритилган ҳолатдаги ўртача зичлигини ифодалайди. Енгил бетонларнинг зичлик бўйича маркаси $D800$ дан $D2000$ га қадар ҳар 100 ораликда ўзгариб боради. Зичлиги $2000—2200$ кг/м³ бўлган бетонлар ўрта вазнли, 2200 кг/м³ дан ортиқ бўлганлари эса оғир бетонларга киради.

Бетон ва арматуранинг ҳисобий қаршиликлари

Чегаравий ҳолатларнинг чегаравий гуруҳи учун бериладиган бетоннинг ҳисобий қаршиликлари R_b ва R_{b_i} нинг ишончлилик даражаси $0,997$ га тенг. Уларнинг қийматлари норматив қаршиликларни ишончлилик коэффициентига бўлиш орқали аниқланади (1.1-жадвал)

сиқилиш учун $R_b = R_{bn} / \gamma_{bc}$;

чўзилиш учун $R_{b_i} = R_{bni} / \gamma_{bi}$;

бу ерда γ_{bc} ва γ_{bi} бетоннинг сиқилиш ва чўзилишдаги ишончлилик коэффициентлари. Бетоннинг сиқилишдаги мустаҳкамлиги бўйича $\gamma_{bc} = 1,3$, чўзилиш бўйича эса $\gamma_{bi} = 1,5$ олинади.

1.1-жадвал

Оғир бетоннинг норматив ва ҳисобий қаршиликлари, МПа

Бетоннинг сиқилиш мустаҳкамлиги синфи	Призма мустаҳкамлиги		Бўйлама чўзилишда	
	$R_{bn}; R_{b,ser}$	R_b	$R_{bni}; R_{bi,ser}$	R_{bi}
B3,5	2,1	2,1	0,39	0,26
B10	7,5	6,0	0,85	0,57
B20	15,0	11,5	1,40	0,90
B30	22,0	17,0	1,80	1,20
B40	29,0	22,0	2,10	1,40
B50	36,0	27,5	2,30	1,55
B60	43,0	33,0	2,50	1,65

Лозим бўлган ҳолларда бетоннинг ҳисобий қаршилиги иш шароити коэффиценти γ_{bi} га кўпайтирилади. Мазкур коэффицент элементнинг ишлаш шароити, иш босқичлари, кесим ўлчамлари ва бошқа омилларга қараб бирдан катта ёки кичик бўлиши мумкин.

Кўп карра такрорланувчи юкларда бетоннинг ҳисобий қаршиликлари R_b ва R_{bi} иш шароити коэффиценти $\gamma_{bi} \leq 1$ га кўпайтирилади. γ_{bi} нинг қиймати кучланишлар циклининг носимметрик коэффиценти $\rho_b = \sigma_{b,\min} / \sigma_{b,\max}$ ҳамда бетоннинг тури ва намлигига боғлиқ ҳолда аниқланади. Конструкцияни узоқ муддатли юк таъсирига ҳисоблашда агар бетон мустаҳкамлигининг ошиб боришини таъминловчи шароит мавжуд бўлмаса (масалан, атроф муҳит намлиги 75 % дан юқори бўлса), у ҳолда оғир бетоннинг ҳисобий қаршилиги $\gamma_{b2} = 0,9$ га кўпайтирилади. Кўтарма кран, шамол, зилзила, портлаш сингари қисқа муддатли юклар таъсир этса, $\gamma_{b2} = 1,1$ олинади.

Бетоннинг қаршилигига икки ўқли кучланиш ҳолати ҳам таъсир этади. Агар бетон элемент бир йўналишда — чўзилишга, перпендикуляр йўналишда — сиқилишга ишласа, бетоннинг қаршилиги камаяди; бу ҳол иш шароити коэффиценти γ_{b4} орқали эътиборга олинади.

γ_{bi} коэффиценти орқали бетоннинг ҳисобий қаршилигига таъсир этадиган бошқа омиллар ҳам — элементларни бетонлаш шароити (γ_{b3}), музлаш-эриш шароити (γ_{b6}), қуёш нури таъсири (γ_{b7}) ва бошқалар ҳисобга олинади.

Чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи учун бетоннинг ҳисобий қаршилиги кўпинча миқдор жиҳатидан норматив қаршиликларга тенг бўлади $R_{b,ser} = R_{bn}$ ва $R_{bi,ser} = R_{bin}$. Чунки бетоннинг сиқилиш γ_{bc} ва чўзилиш γ_{bt} даги ишончлилик коэффиценти бирга тенг деб олинади, бетоннинг иш шароити коэффиценти γ_{bi} эса фақат қуйидаги ҳоллардагина ҳисобга олинади:

— кўп каррали такрорий юклар таъсири остида бўлган темирбетон элементларни ёриқлар ҳосил бўлишига ҳисоблашда ($R_{bi,ser} = R_{bin} \gamma_{b4}$);

— қия ёриқлар пайдо бўлишига ҳисоблашда ($R_{bi,ser} = R_{bin} \gamma_{b4}$);

— кўп каррали такрорий юклар таъсири остида бўлган темирбетон элементларни қия ёриқлар пайдо бўлишига

ҳисоблашда иккита иш шароити коэффициенти эътибор-
га олинади ($R_{bl,ser} = \gamma_{b1} \gamma_{b4} R_{bm}$).

Арматуранинг норматив қаршилиги R_{sn} пўлатнинг оқиш
чегарасига тенг бўлади, ҳисобий қаршилиги эса $R_s = R_{sn} / \gamma_s$
кўринишда ифодаланади. Чегаравий ҳолатларнинг иккинчи
гуруҳи бўйича арматурада ҳам $R_{s,ser} = R_{sn}$.

1.2.2. Бетон деформацияси. Бетоннинг деформацияси
2 гуруҳга:

1. Ташқи юklar таъсиридан ҳосил бўладиган зўриқиш
деформациясига.

2. Атроф муҳит иссиқлик ва намликнинг ўзгариши на-
тижасида содир бўладиган ҳажмий деформацияга бўлина-
ди.

Юklar таъсирида ҳосил бўладиган зўриқиш деформа-
циялар: (юklar ва таъсирлар 2.4 да тўлиқ келтирилган)

— қисқа вақт таъсир қиладиган юklar билан бир марта
юклашдан ҳосил бўладиган деформация;

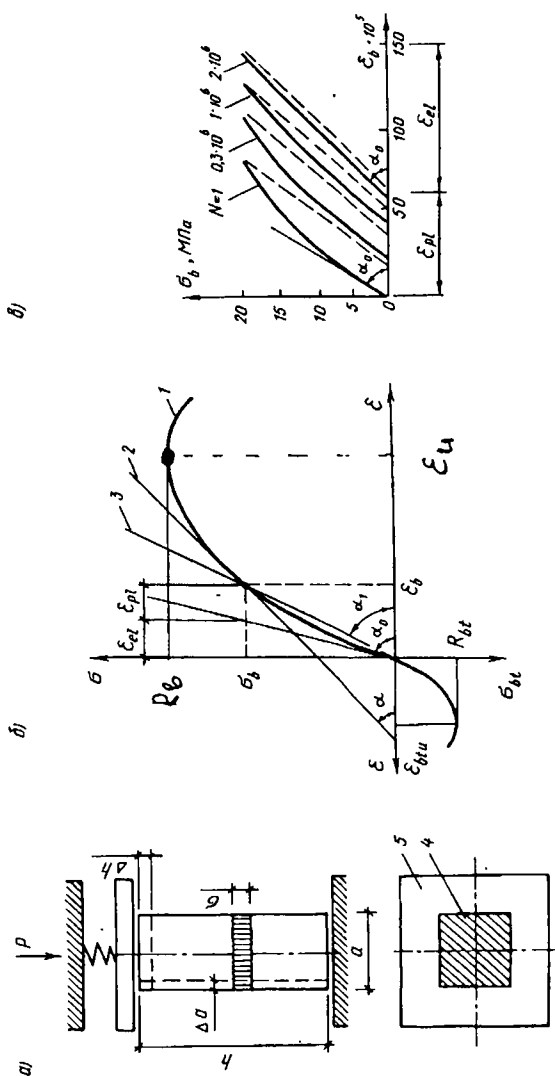
— доимий юklar билан юклашдан ҳосил бўладиган де-
формация;

— юklarнинг кўп каррали юкланишидан ҳосил бўла-
диган деформация.

Ташқи юklar таъсирида ҳосил бўладиган деформация.
Материалнинг деформациясига баҳо беришда иккита миқ-
дордан: нормал кучланиш σ ва нисбий деформация ϵ дан
фойдаланамиз (1.4-расм). Умумий ҳолда бетоннинг тўлиқ
деформацияси эластик ва пластик қисмлардан ташкил
топади:

$$\epsilon_b = \epsilon_{el} + \epsilon_{pl} \quad (1.4)$$

Бу ерда ϵ_{el} — эластик деформация; ϵ_{pl} — пластик деформа-
ция. Бетоннинг кўп каррали юкланиши ва юкдан бўша-
лиши ҳолатида γ_{b1} ҳам ҳисобга олинади. ϵ_{ep} — юк тўлиқ
олингандан сўнг эластик қайтиш деформацияси (1.4-расм,
в). Кучланишларнинг миқдори R_{crs}^o микроёриқлар пайдо
бўлишининг қуйи шартли чегарасидан кичик бўлганда бе-
тонда фақат эластик деформация ҳосил бўлади. Эластик
деформациялар кучланишлар таъсирида атомларни муво-
занат ҳолатидан чиқарилиши натижасида содир бўлиб,



1.4-расм. Бетоннинг деформацияланиш диаграммаси:

а — бетоннинг сиқилиши; б — деформация — кучланиш графиги; в — кўп қаррали юкланиш ва бўшаниш ҳолати.
1 — тўла деформация; 2 — уринма; 3 — кесувчи; 4 — намуна; 5 — таянч плитаси.

кучланишлар таъсири йўқолганда атомлар ўзининг асл ҳолатига қайтади.

Кучланишлар миқдори R_{crc}^o дан R_{crc}^v — микроёриқлар пайдо бўлишининг юқори шартли чегарасигача ўзгарганда бетон структурасининг юмшаши ва микроёриқларнинг пайдо бўлиши натижасида пластик деформация ҳосил бўлади.

Кучланишларнинг миқдори R_{crc}^v дан катта бўлганда пластик ва бетоннинг қисқа вақт давомида тоб ташлашидан ҳосил бўладиган деформация ривожланиши тезлашади, микроёриқлар макроёриқларга айланиб, бетонда бузилиш ҳолати юз беради.

Микроёриқлар пайдо бўлиш чегаралари шартли бўлиб, бетоннинг турига, мустаҳкамлигига, таркибига ва юклаш тартибига боғлиқдир.

Тажрибалар шуни кўрсатадики, $R_{crc}^o = (0,3...0,5)R_b$ ва $R_{crc}^v = (0,75...0,9)R_b$ бўлади.

Бетон деформациялари модули. Материаллар қаршилиги фанидан маълумки, эластиклик чегарасида кучланиш σ билан нисбий деформация ϵ орасидаги боғланиш чизиқли қонуниятга эга. Чизиқли боғланиш ҳисоб ишларида катта қулайликлар яратади. Бироқ бетон бир жинсли материал бўлмаганлиги сабабли σ билан ϵ орасидаги боғланиш чизиқли эмас (1.4-расм). Графикнинг бошланғич қисмидагина $\sigma - \epsilon$ боғланиш чизиқли характерга эга; кучланиш ортган сари эгри чизиқ тўғри чизиқдан узоқлаша боради. Бу ҳол темирбетон конструкцияларини лойиҳалашда маълум қийинчиликлар туғдиради.

Боғланишни чизиқли ҳолга келтириш мумкинми, деган савол туғилади. Бундай қилиб бўлмайди. Қилиб бўлган тақдирда ҳам конструкция эластиклик чегарасида ишлайди. Бунда конструкция қимматга тушади, чунки унга ортиқча материал сарфланади, бинобарин, конструкция ортиқча мустаҳкамлик захирасига (запасига) эга бўлади.

Бетоннинг сиқилишдаги бошланғич эластиклик модули (куч бир зумда қўйилган ҳол учун) қуйидагича ифодаланади:

$$E_b = \operatorname{tg} \alpha_o = \frac{\sigma_b}{\epsilon_{el}} \quad (1.15)$$

Бетоннинг сиқилишдаги тўлиқ деформацияси модули

$$E'_b = \operatorname{tg} \alpha = \frac{d\sigma_b}{d\varepsilon_b}$$

Бетоннинг ўртача эластик-пластик модули эса қуйидаги кўринишга эга:

$$E''_b = \operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{\sigma_b}{\varepsilon_1} \quad (1.16)$$

Темирбетон конструкцияларни ҳисоблашда бетоннинг ўртача эластик-пластик модулидан фойдаланилади.

Шундай қилиб, бетон материали учун кучланиш ва деформация орасидаги боғланиш, 1.4-расмда тасвирлангандек, эгри чизик кўринишига эга. Эгри чизикқа ўтказилган уринма ёки кесувчи билан горизонтал ўқ орасидаги бурчак тангенс $\operatorname{tg} \alpha$ материалнинг деформация модулини ифодалайди.

Бетоннинг эластик-пластик модули (1.15) ва (1.16) га биноан эластиклик модули орқали ифодаланиши мумкин: бундан

$$\begin{aligned} E_b \varepsilon_{el} &= E'_b \varepsilon_b, \\ E'_b &= E_b \frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_b} \end{aligned} \quad (1.17)$$

Бетоннинг эластик деформацияларининг тўла деформацияга нисбати *эластиклик коэффиценти* деб аталади: $\lambda_{el} = \varepsilon_{el} / \varepsilon_b$ пластик деформацияларнинг тўла деформацияга нисбати эса бетоннинг *пластиклик коэффиценти* деб аталади: $\lambda_{pl} = \varepsilon_{pl} / \varepsilon_b$. Қуйидаги

$$\lambda_{el} = \varepsilon_{el} / \varepsilon_b = (\varepsilon_b - \varepsilon_{pl}) / \varepsilon_b = 1 - \lambda_{pl} \quad (1.18)$$

нисбатни эътиборга олсак, бетоннинг эластиклик пластиклик модули қуйидаги кўринишни олади:

$$E'_b = \lambda_{el} E_b = (1 - \lambda_{pl}) E_b \quad (1.19)$$

Назарий жиҳатдан бетоннинг эластиклик коэффиценти $\lambda_{el} = 0,3$ дан (ўта соф пластик ашёлар учун) $\lambda_{el} = 1$ га қадар (ўта соф эластик ашёлар учун) ўзгариши мумкин. Бироқ тажрибаларнинг кўрсатишича, λ_{el} амалда $0,3 - 0,9$ оралиғида ўзгарар экан. Кучланиш ва юкнинг таъсир этиш муддати ортиб бориши билан эластиклик коэффиценти камая боради.

Чўзилишда ҳам, сиқилишда ҳам кучланиш-деформация диаграммаси эгри чизикли эканлиги маълум. Бетоннинг сиқилиш ва чўзилишдаги бошланғич эластиклик модуллари бир-биридан кам фарқ қилади, шу боисдан амалда уларни бир хил олиш мумкин (1.4-расм, б).

Юқоридагиларга ўхшаш чўзилиш учун ҳам эластиклик ва пластиклик коэффицентлари, шунингдек бетоннинг эластиклик-пластиклик модули тушунчаларини киритишимиз мумкин:

$$E'_{bt} = \lambda_{el,t} E_b = (1 - \lambda_{pl,t}) E_b. \quad (1.20)$$

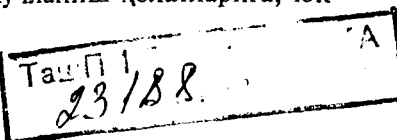
Эластиклик модули бетоннинг синфи ортиши билан ортиб боради. Нормаларда табиий шароитда қотган оғир бетон учун қуйидаги эмпирик формула тавсия этилади:

$$E_b = 55400 B / (21 + B). \quad (1.21)$$

$B 20 \dots B 50$ синфли оддий бетоннинг эластиклик модули $27000 - 39000$ МПа оралиғида бўлади, бу пўлатнинг эластиклик модулидан $5 - 8$ мартаба кам.

Бетон учун Пуассон коэффицентининг бошланғич қиймати $\nu = 0,2$ бўлиб, бу қиймат кучланиш ортиши билан ортиб боради (ν миқдори $0,13 \dots 0,22$ гача ўзгаради). Бетоннинг силжиш модули $G = E_b / 2 (1 + \nu)$ га ёки $0,4 E_b$ га тенг.

Хулоса қилиб айтганда бетоннинг деформацияси, бир томондан бетоннинг таркибига, мустаҳкамлиги ва зичлигига, тўлдирувчилар ва цементнинг эластик-пластик хоссаларига, бошқа томондан эса кучланиш ҳолатларига, юк-



нинг қиймати ва давомийлигига ҳамда иқлим шароитида иссиқлик ва намликнинг миқдориغا боғлиқдир.

Бетоннинг тоб ташлаши ва кучланишлар камайиши (релаксацияси). Бетонга узоқ вақт мобайнида юк ёки кучланиш (шу жумладан ҳарорат, чўкиш ва бошқалардан ҳосил бўлган кучланиш)лар таъсир этганда унда вужудга келадиган ноэластик деформация **тоб ташлаш** (ползучесть) деб аталади. Узоқ вақт давомида вужудга келган тоб ташлаш деформациялари қисқа муддатли кучлар деформациясидан бир неча марта катта бўлиши мумкин. Бетоннинг тоб ташлаши катта аҳамиятга эга, шунинг учун ҳам конструкцияларни ҳисоблаш ва лойиҳалашда у албатта эътиборга олинади.

Бетоннинг тоб ташлаши чизиқли ёки чизиқсиз бўлиши мумкин. Чизиқли тоб ташлашда кучланиш билан деформация орасидаги боғланишни чизиқли деб қараш мумкин. Бундай боғланиш сиқувчи кучланиш унча катта бўлмаган ҳолларда, масалан $\sigma_b \leq 0,5 R_b$ чегарасида учрайди. Кучланиш каттароқ бўлган ҳолларда тоб ташлаш деформацияси чизиқсиз бўлади: бунда деформация кучланишга қараганда тезроқ ўсиб боради.

Бетоннинг чизиқли тоб ташлаши вақт ўтиши билан киришишга ўхшаб сўниб боради. Сўниб боришининг сабаби шундаки, цемент таркибидаги гил тоб ташлаш хусусиятига эга бўлиб, намлик камайгач, ҳажман кичраяди, қовушқоқлиги ортади. Бундан ташқари, гилнинг деформацияланиши кучланишларнинг қайта тақсимланишига олиб келади: гил тузилмаси ўзидаги юкни кристалл ўсимтага узатади. Айни бир пайтда бетон тўлдиргичлари юкни кўпроқ қабул қилиб, қотган цементдаги кучланиш камаяди.

Юқори даражадаги кучланишларда (чизиқсиз тоб ташлаш) юқорида айтилган ҳодисалардан ташқари бетонда микроёриқлар пайдо бўлади ва ўсиб боради. Бу ҳол қайтмас жараён бўлиб, деформациянинг тез ўсиб боришига олиб келади. Чизиқли тоб ташлаш деформациясидан чизиқсиз деформацияга ўтиш чегараси, микроёриқлар пайдо бўлишининг шартли қуйи чегараси R_{ct}^0 билан мос тушади.

Чизиқли тоб ташлаш бетон структурасининг зичлашиши билан боғлиқ бўлиб, вақт давомида сўниб боради ва ўзининг чегаравий маълум бир қийматига интилади. Бетондаги кучланиш $\sigma_b > R_{\text{тс}}^y$ бўлганда тоб ташлаш деформациясига бетон структурасининг юмшаши ва унда вақт давомида микроёриқларнинг пайдо бўлишидан ҳосил бўладиган деформациялар қўшилади.

Кучланишлар миқдори $\sigma_b < R_{\text{тс}}^y$ бўлса, бетон структурасининг бузилиши жараёни чегараланган бўлиб, вақтинчалик характерга эга бўлади. $\sigma_b > R_{\text{тс}}^y$ бўлганда эса, бетон структурасининг бузилиши ривожлана бориб, маълум вақт ўтгандан сўнг бетон бузилади.

Бетоннинг киришишига таъсир этган омиллар тоб ташлаш миқдори ва ривожига ҳам таъсир этади. Тажрибаларнинг кўрсатишича, бетон таркибида цемент ва сув миқдорининг оширилиши бетоннинг киришиши ва тоб ташлашини орттиради. Эластиклик модули катта бўлган тўлдиргичлар ишлатилса, муҳит шароитида намлик ошиб, ҳарорат пасайса, конструкция ҳажми (кўндаланг кесим ўлчамлари) катталаштирилса, бетоннинг киришиши ва тоб ташлаши камаяди.

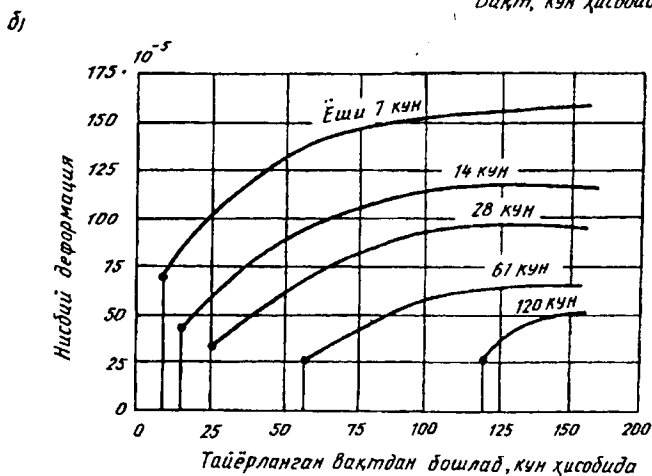
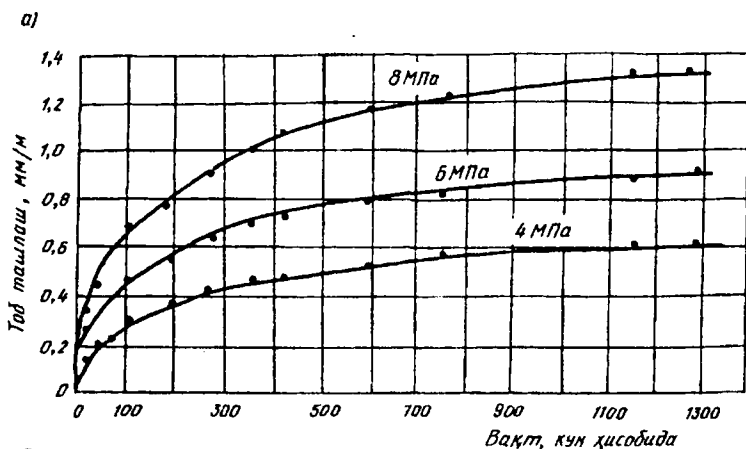
Бетоннинг тоб ташлашига кучланиш ҳолати, кучланиш миқдори, юкланиш вақтидаги бетоннинг ёши ва бошқалар таъсир этади. Кучланишнинг ортиши билан тоб ташлашнинг ортиб бориши 1.5-а расмда яққол кўриниб турибди. Бетон тайёр бўлгач, қанча кеч юкланса, тоб ташлаш деформацияси шунча кичик бўлади (1.5-б расм), чунки бетоннинг ёши ўсган сари кристалл ўсимта мустаҳкамланиб, гилнинг қовушқоқлиги ортиб боради.

Бетоннинг тоб ташлаши миқдорий жиҳатдан тоб ташлаш тавсифи билан баҳоланади:

$$\varphi_t = \varepsilon_{pl(t)} / \varepsilon_{el}, \quad (1.22)$$

бу ерда $\varepsilon_{pl(t)}$ — вақтнинг t дақиқасида нисбий тоб ташлаш деформацияси; ε_{el} — юкланиш чоғида ($t = 0$ дақиқада) нисбий эластик деформация.

Тоб ташлаш миқдорини тоб ташлаш ўлчови $C(t)$ орқали ифодалаш қулай. 1 МПа кучланишда ҳосил бўлган тоб



1.5-расм. Вақт бўйича тоб ташлаш деформациясининг ривожланиши:
а — турли кучланишларда; б — турли ёшларда юкланганда.

ташлаш деформацияси ўлчов бирлиги деб қабул қилинган. Демак кучланиш миқдори σ_b бўлса, тоб ташлаш деформацияси $\epsilon_{pl(t)} = c_{(t)} \cdot \sigma_b$ бўлади, унинг чегаравий қиймати тоб ташлаш ўлчовининг чегаравий қиймати “с” орқали куйидагича ифодаланади:

$$\epsilon_{pl} = c \sigma_b \quad (1.23)$$

Тоб ташлаш деформациясини тоб ташлаш тавсифи φ орқали ҳам аниқласа бўлади. (1.18), (1.16) ва (1.22) формулалардан қуйидаги ифода келиб чиқади:

$$\varepsilon_{pl} = \lambda_{pl} \varepsilon_b = \lambda_{pl} \frac{\sigma_b}{E_b} = \frac{\lambda_{pl}}{\lambda_{el}} \cdot \frac{\sigma_b}{E_b} = \varphi \frac{\sigma_b}{E_b} \quad (1.24)$$

Тоб ташлаш тавсифи φ билан тоб ташлаш ўлчови “с” орасида (1.23) ва (1.24) ифодага асосан қуйидаги боғланиш мавжуд:

$$\varphi = CE_b \quad (1.25)$$

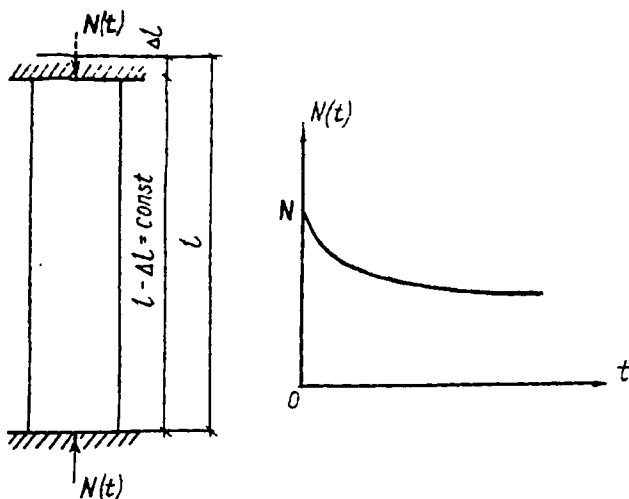
Тоб ташлаш тавсифи φ нинг чегаравий қийматлари кўп омилларга боғлиқ бўлиб, оғир бетонлар учун 1—4; енгил бетонлар учун 2—5 оралиғида олинади.

Тоб ташлаш ва кучланишларнинг камайиши темирбетон конструкцияларининг ташқи юklar таъсирида ишлаш ҳолатига катта таъсир кўрсатади.

Бетон тоб ташлашлиги конструкцияларни ёриқлар пайдо бўлишига чидамлилиги ва деформация бўйича ҳисоблашда, конструкция устуворлигини текширишда ҳамда статик ноаниқ конструкцияларда ички зўриқишларни аниқлашда керак бўлади.

Бетоннинг тоб ташлашлиги нафақат сиқилишда, балки чўзилишда, эгилишда ва буралишда ҳам содир бўлади. Лекин бетоннинг чўзилиш, эгилиш ва буралишда тоб ташлаши шу кунгача жуда кам ўрганилган.

Бетондаги тоб ташлаш ҳодисаси билан кучланишлар релаксацияси (камайиши) тушунчаси орасида узвий боғланиш бор. Бетоннинг бошланғич деформацияси чекланган бўлиб, вақт ўтиши билан ундаги кучланишларнинг камайиши ҳодисаси **кучланишлар релаксацияси** деб аталади. Релаксация шарт $\varepsilon_b = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} = \text{const}$ кўринишида ифодаланади (1.6-расм). Кучланишлар релаксацияси ҳам тоб ташлаш сингари вақт ўтиши билан сўниб боради. Агар бетон призмада дастлабки ε_{be} деформация ва сиқувчи σ_b кучланиш ҳосил қилиб, ундан кейин призма узунлигининг ўзгармаслигини таъминловчи боғланишлар ёрдамида унинг



1.6-расм. Бетонда кучланишларнинг камайиши (релаксацияланиши).

кейинги деформацияланиши чекланса, ихтиёрий t вақтдаги кучланиш призмадаги дастлабки σ_b кучланишидан кам бўлади. Бу эса боғланишлардаги зўриқишлар қийматининг ҳам камайишига олиб келади. Шундай қилиб, релаксация бетондаги дастлабки деформациянинг ўзгармаган ҳолида кучланишнинг камайишини характерлайди.

Бетоннинг кўп каррали юклар таъсирида деформацияланиши

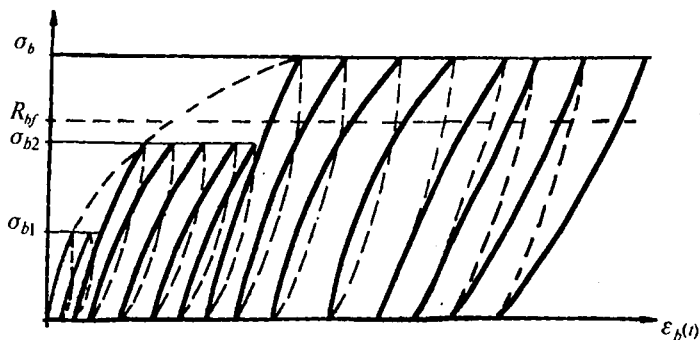
Бетонни сиқувчи юклар билан юклаш ва юк таъсиридан бўшатиш даври бир неча марта такрорланганда бетондаги пластик деформациялар аста-секин йиғилиб боради.

Юклар ва юк таъсиридан бўшатиш даври жуда кўп марта такрорланганда бетондаги кучланишларнинг миқдори $\sigma_b < R_{bf}$ бўлса, пластик деформациялар ўзининг чегаравий қийматига эришиб, бетон эластик ҳолатда деформациялана бошлайди (1.7-расм).

Ҳар бир даврдан кейин қолдиқ деформацияларнинг йиғилиб бориши ва «кучланиш-деформация» боғланиш-ни ифодаловчи эгри чизиқ аста-секин эластик деформацияга мос бўлган тўғри чизиққа айланиб боради. Агар $\sigma_b < R_{bf}$ бўлса, кучланиш билан бир неча давр ва юк таъсиридан бўшатиш бетонда пластик деформациялар чегараланмаган миқдорда ривожланиб боради ва бетонни бузилиш ҳолатига олиб келади. Бунда « $\sigma_b - \epsilon_b$ » боғланишни ифодаловчи қабарик эгри чизиқ, ботиқ эгри чизиққа айланиб, абсцисса ўқи билан ташкил қилган бурчаги кич-райиб боради (1.7-расм).

Натижада юк таъсиридан бўшатиш бетонда эластик зўриқишлар таъсиридан қўшимча ёриқларнинг пайдо бўлишига сабаб бўлади. Юк таъсиридан бўшатилиш даврининг кўпайиши ва юкланиши даражасининг ошиши бу ёриқларнинг кенгайишига олиб келади.

1.2.3. Бетоннинг киришиши. Бетоннинг муҳим хоссаларидан бири унинг ҳажмий ўзгаришидир. Бундай ўзгариш цементнинг сув билан бирикиши чоғида рўй берадиган физик-кимёвий жараёнлар, бетондаги намликнинг ўзгариши (ҳавода қотганда намнинг буғланиши, сувда қотганда намликнинг ортиши), қотиш жараёнида ўзидан ис-сикқлик ажралиши, ташқи муҳит ҳарорати ва намликнинг ўзгариши натижасида вужудга келади.



1.7-расм. Юкларнинг қўп каррали юкланиши ва бўшатиши таъсирида бетондаги деформация.

Бетон ҳажмининг ўзгаришига олиб келадиган сабаблардан бири киришишдир (усадка). Бетоннинг киришиши юқоридаги ҳодисалар оқибатида рўй беради. Бетоннинг тўлиқ киришишини икки хил деформациянинг (росмана киришиш ва нам таъсирида киришиш) йиғиндиси сифатида тасаввур этиш мумкин. Росмана киришиш цемент билан сувнинг бирикиши натижасида ҳақиқий ҳажмнинг камайишидан ҳосил бўлади. Бу жараён қайтмас бўлиб, кичрайган ҳажм шундайлигича қолади. Нам таъсиридаги киришиш бетон таркибидаги намликнинг ўзгаришидан ҳосил бўлади; бу жараён қисман қайтувчандир: бетон қуруқ ҳавода қотса, унинг ҳажми кичраяди (киришади); сернам шароитда қотса, унинг ҳажми катталашади, бўртади. Нам таъсиридаги киришиш оқибатида вужудга келган деформация, росмана киришиш деформациясидан 10—20 марта катта бўлиб, киришиш деформацияларининг асосий манбаи ҳисобланади.

Киришиш (бўртиш)нинг миқдори $\varepsilon_{\text{с}}$ цемент тури, бетон таркиби, уни ётқизиш шароити, муҳитнинг намлиги ва ҳарорати каби омилларга боғлиқ бўлиб, ўртача қиймати киришишда 0,3 мм/м ва бўртишда 0,10 мм/м атрофида бўлади. Структураси бир жинсли бўлмаган бетоннинг чўкиши натижасида унда ички кучланишлар ҳосил бўлади. Бу кучланишлар бетонда микробузилишга олиб келиши мумкин. Микробузилишлар асосан тўлдирувчи билан цемент тоши боғланган сиртларида пайдо бўлади.

Бетоннинг сирти ва танасида намликни буғланиш даражаси ҳар хил бўлганлиги сабабли бетон сиртида чўзувчи, танасида эса сиқувчи кучланишлар вужудга келади. Натижада бетон сиртида ёриқлар пайдо бўлади.

Бетоннинг чўкиш деформациясига таъсир қиладиган омиллар:

1. Бетоннинг таркиби ва тайёрлаш технологиясига боғлиқ бўлган.
2. Атроф муҳит таъсирига боғлиқ бўлган.
3. Конструктив (амалий) характерга эга бўлган (конструкциянинг шакли, ўлчами арматура билан жиҳозланиши ва ҳоказо).

Бетон тайёрлаш учун сарфланадиган цементнинг миқдори унинг чўкиш деформациясига катта таъсир кўрсатади. Яъни цемент миқдорининг ошиши чўкиш деформациясининг ошишига олиб келади. Сув цемент (W/C) нисбати катта бўлса, чўкиш деформацияси ҳам катта бўлади.

Эластиклик модули катта бўлган тўлдирувчилардан тайёрланган бетонларнинг деформацияси кам бўлади.

Атроф муҳитнинг иссиқлиги ва нисбий намлиги бетоннинг чўкиш деформациясига катта таъсир кўрсатади.

Температура ошганда чўкиш деформацияси ошади, лекин намлик ошганда эса деформация камаяди.

Бетоннинг чўкиш деформацияси элементнинг ўлчамларига ҳам боғлиқ. Кичик ўлчамли бетон элементларидаги деформация қийматининг миқдори ўлчамлари катта бўлган элементларга нисбатан катта бўлади.

Бетондаги чўкиш деформацияси қуйидаги формула билан аниқланади.

$$\varepsilon_{sl} = \varepsilon_{slu} \cdot \left(1 - e^{-\lambda_{sl} \cdot t}\right), \quad (1.26)$$

бу ерда ε_{slu} — бетон чўкиш деформациясининг чегаравий қиймати;

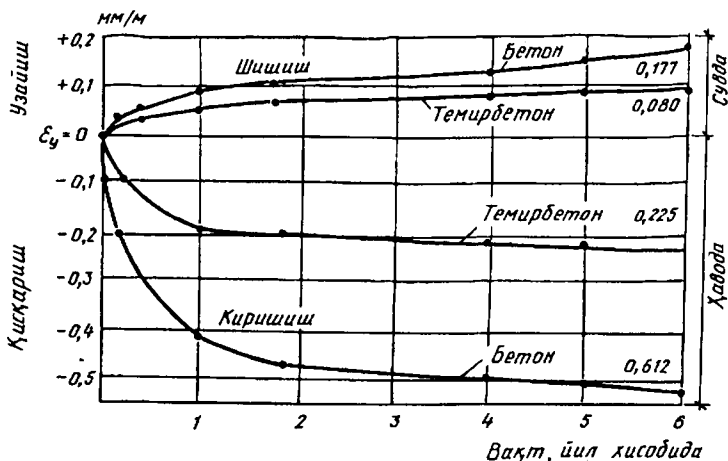
λ_{sl} — тажриба асосида аниқланадиган чўкиш тезлигини ифодаловчи кўрсаткич (сут^{-1});

t — вақт, сутка.

Бетонда чўкиш деформациясини камайтириш чораларидан бири, бу чўкмайдиган (киришмайдиган) цементлардан фойдаланишдир. Ёки бетон арматураланса, унинг киришиши ҳам, бўртиши ҳам камаяди.

Киришиш деформацияси тезлиги вақт ўтган сари камая боради (1.8-расм). Айни пайтда узоқ муддат давом этиши мумкин. Киришиш сиртдан бошланиб, бетон қуриган сари ичкарилаб боради. Қуёш нури таъсирида бетон тез қуриса (Марказий Осиё шароитида айнан шундай бўлади), унинг сиртида ёриқлар пайдо бўлади.

Киришиш оқибатида бетонда «хусусий» ички кучланишлар пайдо бўлади. Бу кучланишлар конструкциянинг ёрилишбардошлиги ва бикирлигини пасайтиради, би-



1.8-расм. Бетон ва темирбетонни вақт бўйича киришиш ва кўпчиш деформацияларининг ривожланиши.

нобарин, иншоотнинг сув ўтказмаслик қобилияти ҳамда кўпга чидамлилиги ҳам камаёди. Олдиндан зўриқтирилган конструкцияларда бетоннинг киришиши олдиндан уйғотилган кучланишларнинг қисман йўқолишига олиб келади.

1.2.4. Бетоннинг қотишига ва тузилишига қуруқ иссиқ иқлимнинг таъсири. Ҳозирги кунга қадар қуруқ иссиқ иқлим шароитида бетоннинг узоққа чидамлилиги бўйича илмий асосланган талаблар тўлиқ ишлаб чиқилмаган, асосий эътибор унинг мустаҳкамлигига қаратиб келинмоқда. Йилнинг иссиқ даврларида ҳароратнинг баландлиги ва нисбий намликнинг камлиги туфайли бетон таркибидан сув буғланганда, цементнинг гидротацияси тўлалигича амалга ошмайди ва бетон тегишли физик-механик хоссаларини олиб улгурмайди. Шу сабабли темирбетон конструкцияларини тайёрлашда бетоннинг таркибидаги сувни сақлаш, қуёш радиацияси ва бошқа зарарли таъсирлардан асраш мақсадида турли тадбирларни амалга оширишга тўғри келади. Қуруқ иссиқ иқлим шароитида қурилишнинг сифатини ошириш мақсадида тез қотадиган ўта мустаҳкам портланд цементлар ва енгил ғовакли тўлдиргич-

лар ишлаб чиқаришни кенг йўлга қўйиш талаб этилади. Республикамизда ғовакли енгил тўлдиргичлардан асосан керамзит, аглопорт ва бошқа ашёлар қўлланилади. Булардан тайёрланган бетонлар қуриш жараёнида сувнинг маълум қисмини ўзига шимиб, намликни ушлаб туради; ҳарорат кўтарилганда унинг бир қисмини сарф қилади, натижада цементнинг гидротацияси учун нормал ҳолат вужудга келади [6].

Куруқ иссиқ иқлим бетон ишлари технологиясини ҳам анча мураккаблаштиради: ҳарорат ортганда бетон қоришмасига қуйиладиган сув сарфи ортади; натижада цемент миқдорини оширишга тўғри келади. Бетонни ётқизишга қадар силжувчанлиги тез йўқолади, яъни бетон қуюқлашиб боради, натижада бетон ишлари таннархи ортади ва бошқа салбий натижалар юзага келади. Бунга юқори ҳарорат, намликнинг пастлиги, қотиш вақтида сувнинг нотекис буғланиши ва бетон сиртининг қуриши сабаб бўлади. Натижада бетон қоришмасини ётқизишдаги силжувчанлик таъминланмайди, қабул қилинган ташиш ва ётқизиш шароитлари, шунингдек конструкция сиртига ишлов бериш шароитлари бузилади. Йилнинг ёз фаслида бетон қоришмасини тайёрлашда уни ётқизишга кетадиган вақт иложи борица қисқа бўлиши керак. Масалан: бетон ётқизиш $t = 20^{\circ}\text{C}$ ли қоришмалар учун 30-60 минутдан, $t = 30^{\circ}\text{C}$ ли қоришмалар учун 15-30 минутдан, $t = 35^{\circ}\text{C}$ ли қоришмалар учун эса 10-15 минутдан ошмаслиги лозим.

Ҳароратнинг юқорилиги вақт ўтиши билан қоришма консистенциясининг ўзгаришига, цементнинг гидротацияланишига ва тишлашишининг (сцепление) тезлашувига таъсир этади; айти бир пайтда бетон таркибидаги сувнинг буғланиб чиқиши бунга асосий омил бўлиб қолади. Бетон танасидан сувнинг тезда буғланиши бетон қоришмасининг таркибига, сув миқдорида, сув ва цемент нисбатига (W/C), цемент ва тўлдиргичнинг турига ва бошқа омилларга боғлиқдир. Бундай шароитда бетон қоришмасининг киришиши (усадка) тезлашиб, у салбий оқибатларни келтириб чиқариши мумкин. Буғланиш тезлиги $0,7 \text{ кг/м}^2\text{г}$ бўлганида энг кўп киришиш $3,5\text{—}3,6 \text{ мм/м}$ ни, $0,8 \text{ кг/м}^2\text{г}$ да

3,9—4,0 мм/м ва 0,85 кг/м²г да эса 4,5 мм/м ни ташкил этади.

Куёш нуридан ёмон муҳофаза қилинган ёки очиқ ҳолатда қолган бетон биринчи сутканинг ўзидаёқ 50—70% гача сувни йўқотади, бунда унинг асосий қисми қотишнинг дастлабки 6—7 соатига тўғри келади. Сувнинг бундай кўп буғланиб чиқишида янги тузилмаларнинг зичлашуви содир бўлиб, бунинг натижасида цемент доначаларининг гидротацияланмаган қисмининг ичига нам кириши камаяди. Оқибатда, қотаётган бетондаги цементнинг гидротацияланиши секинлашади ёки тўхтади, бетоннинг мустаҳкамлиги камаяди.

Янги ётқизилган бетондан сувнинг тез буғланиши бетоннинг физик-механик хоссаларини анча ёмонлаштиради, қотаётган бетоннинг барвақт ёрилишига сабаб бўлади, чунки киришиш деформацияси бу ҳолда 0,6—0,7 мм/м гача етади. Бу катталик бетоннинг одатдаги шароитда киришишидан 2—3 марта ортиқдир. Бетоннинг катта миқдордаги киришиши ва бунинг устига ҳароратнинг тез ўзгариб туриши унда катта ички кучланишлар ҳосил қилади, бунинг натижасида бетонда майда дарзлар пайдо бўлади.

Бетоннинг температура таъсирида деформацияланиши икки қисмдан иборат бўлади.

1. Деформация температуранинг ўзгаришига пропорционал равишда ўзгаради

$$\epsilon_t = \alpha_t (t - t_0) = \alpha_t \Delta t, \quad (1.27)$$

бу ерда α_t — бетоннинг температура таъсирида чизикли кенгайиш коэффиценти;

Δt — муҳит температурасининг ўзгаришидан ҳосил бўладиган фарқ, °С.

2. Температура фарқидан ҳосил бўладиган ички кучланиш

$$\sigma_t = E_b \cdot \alpha_t \Delta t = E_b \epsilon_t, \quad (1.28)$$

бу ерда E_b — бетоннинг эластиклик модули.

Бетоннинг чизиқли кенгайиш коэффициентини $\alpha_t = (0,7 \dots 1) \cdot 10^{-5} \text{ град}^{-1}$ га тенг. Бу коэффициентнинг қиймати тўлдирувчиларнинг хилига, бетон қоришмасининг таркибига, атроф муҳитнинг температураси ва нисбий намлиги миқдорига, бетоннинг ёши ва ўлчамларига боғлиқ.

Қуруқ иссиқ иқлим шароитида бетоннинг тўла деформацияланиши зичланиш жадаллигигагина эмас, балки қоришманинг дастлабки қулай ётқизувчанлиги ва унинг вақт мобайнида ўзгариши табиатига ҳам боғлиқ. Бетондаги ҳарорат ташқи иқлим шароитига, конструкциянинг шаклига ва ҳажмига боғлиқ бўлади. Бетоннинг иссиқлик таъсирида кесим бўйича юқоридан пастга қараб нотекис исиши конструкцияда ҳарорат фарқи (градиент) ни вужудга келтиради. Бу фарқ кесим юзасида ички кучланишлар пайдо бўлишига сабаб бўлади. Бетон қатламлари бўйича ҳароратнинг тақсимланиши билан унинг гигрометрик ҳолати ўртасида боғланиш бор. Бетонда турли қатламларнинг сув йўқотиши турлича бўлади. Ташқи қатлам сувни энг кўп йўқотиб, ичкарилаган сайин сувнинг йўқолиши камая боради. Шу боисдан бетонни парваришlashда асосий вазифа бетонда сув қочишининг ва шу туфайли ҳажмий деформацияларнинг вужудга келишининг олдини олишдан иборатдир. Натижада қотаётган бетондаги салбий оқибатларнинг олдини олиш учун:

— бетоннинг устига намланган ёпқичлар (қамиш плита, тахта шит, брезент ва ҳ.к.) ёпилади;

— бетон таркибидаги тўлдиргичлар енгил — ғовак тўлдиргичлар билан алмаштирилади, тез қотувчи юқори маркали цементлар ишлатилади, W/C қиймати камайтирилади ва ҳ.к.

1.3. Темирбетон конструкциялари арматураси

1.3.1. Арматураларнинг турлари. Арматуралар стерженли ва симли арматураларга бўлинади. Сиртининг шаклига қараб силлиқ ва даврий профилли арматуралар бўлади. Даврий профилли арматура текис арматурага қараганда бетон билан мустаҳкамроқ боғланади. Арматурани ишлатиш усулига қараб у зўриқтирилган ва оддий арматурага

бўлинали. Арматура конструкция таркибида бажарадиган вазифасига кўра ишчи ва монтаж арматурага бўлинали. Ишчи арматура ҳисоблаш йўли билан, монтаж арматура-си эса конструктив мулоҳазаларга кўра ўрнатилади. Тақ-симловчи арматура ҳам шартли равишда монтаж арматура турига киради.

Ўзининг механик хоссаларига қараб арматурабоп пўлат-лар қуйидаги синфларга бўлинали (1.9-расм):

а) стерженли арматуралар:

А-I қиздириб прокатланган (силлиқ сиртли);

А-II, А-III, А-IV, А-V, А-VI қиздириб прокатланган (даврий профилли);

Ат-III, Ат-IV, Ат-V, Ат-VI ўтда тобланган ва термо-механик ишлов берилган;

б) симли арматуралар:

Вр-I совуқлайин чўзилган (оддий даврий профилли);

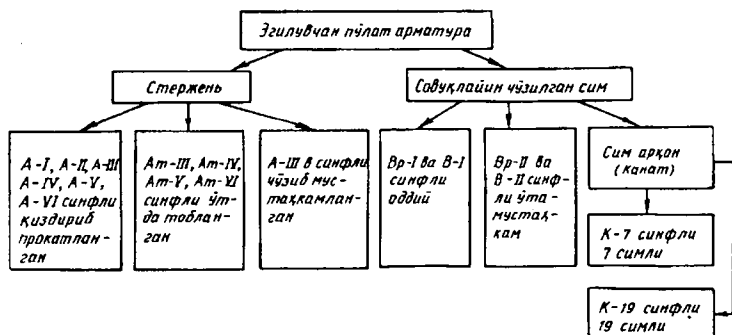
В-I текис сиртли;

В-II юқори даражада мустаҳкам (текис);

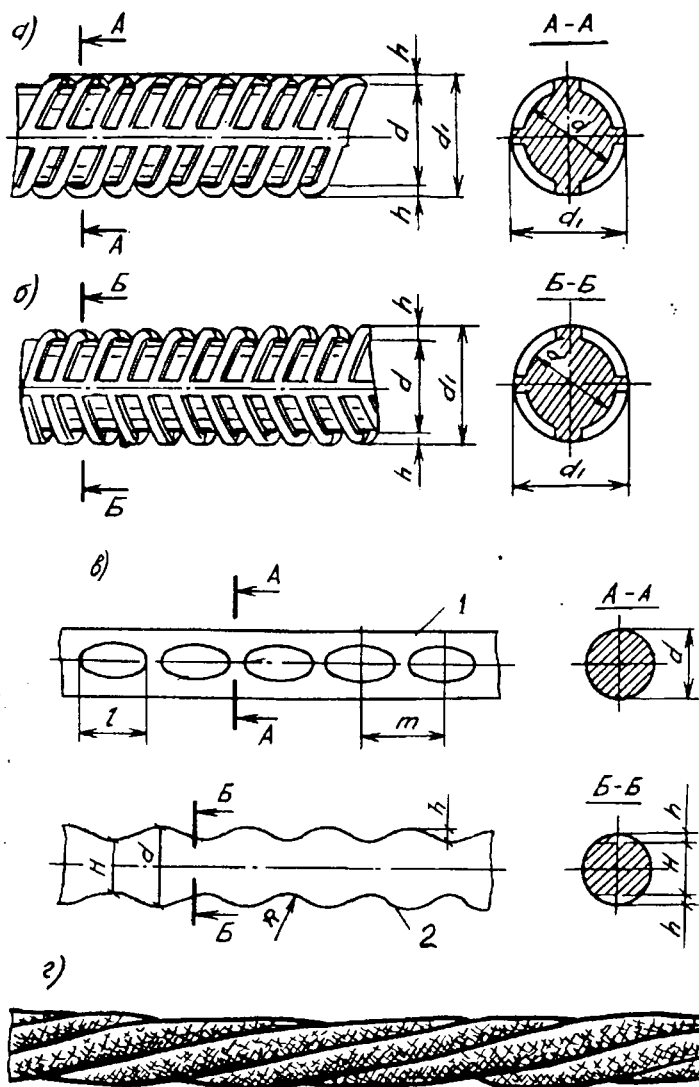
Вр-II юқори даражада мустаҳкам (даврий профилли);

К-7, К-19 (В-II синфли симдан тўқилган сим арқон-канат).

Оддий арматура сифатида А-I, А-II, А-III ва Вр-I, В-I синфли арматуралардан фойдаланилади. Зўриқтирилган арматура сифатида эса А-IV, А-V, А-VI, Ат-V, Ат-VI, Вр-II, В-II ва К-7, К-19 синфли арматуралар ишлатилади.



1.9-расм. Темирбетон конструкциялар учун эгиловчи пўлат арматураларнинг турлари.



1.10-расм. Темирбетон конструкцияларда ишлатиладиган эгилувчан пўлат арматуранинг асосий турлари.

а ва б — даврий профили иссиқлайин тортилган арматура пўлати;
в — сим; г — сим арқон. 1— силлиқ томони; 2— ғадир-будур томони.

Агар стерженли арматура кучланиш остида занглашга (коррозия)га нисбатан ўта турғун бўлса, унинг синфий белгисига «К» ҳарфи қўшилади (масалан, Ат-IV К), агар пайванд мойил бўлса «С» ҳарфи қўшилади (ўтда тобланган арматуралар учун: масалан, Ат-IV С). Агар арматурада ҳар иккала хусусият мавжуд бўлса, унда «СК» ҳарфлари қўшилади (масалан, Ат-V СК).

Темирбетон конструкцияларида даврий профилли стерженли арматуралар кенг қўлланилади (1.10-а, б расм). Арматура сиртининг даврий профилли шакли (яъни унинг ғадир-будурлиги) унинг бетон билан ёпишувини янада оширади, бу эса, ўз навбатида, бетон чўзилишга ишлаганида ёриқларнинг кенгайишини камайтиради, арматурани бетондаги маҳкамлаши бўйича махсус чоралар кўришдан халос этади.

1.4. Арматураларнинг физик-механик хоссалари

Арматураларнинг физик-механик хоссалари пўлатнинг кимёвий таркиби, ишлаб чиқариш ва ишлов бериш усулларига боғлиқ. А-I, А-II, А-III синфли юмшоқ пўлатларда углерод 0,2—0,4 фоизни ташкил этади. Углероднинг миқдори оширилса, пўлатнинг мустаҳкамлиги ортиб, қайишқоқлиги ва пайвандланувчанлиги камаяди. Агар пўлат таркибига марганец ва хром қўшилса, унинг қайишқоқлиги камайган ҳолда мустаҳкамлиги ортади; кремний қўшилса, пўлатнинг мустаҳкамлиги ортиб, пайвандланувчанлиги ёмонлашади.

Пўлатнинг мустаҳкамлигини қиздириб тоблаш ёки оддий чўзиш йўли билан оширса ҳам бўлади. Пўлатни қиздириш йўли билан тоблаганда уни 800—900°C га қадар қиздирилади, сўнгра кескин совутилади; кейин яна 300—400°C га қадар қиздириб, аста совутилади. Бунинг натижасида пўлат арматуранинг мустаҳкамлиги ортади.

Пўлат арматурани 3—5 % га чўзилса, унинг ички кристалл тузилиши маълум даражада ўзгаради, бу ўзгариш арматура мустаҳкамлигини оширади. Арматура қайта чўзилса, чўзилиш диаграммаси бошланғич диаграммадан фарқ қилади (1.11-расм).

Маълумки, пўлатнинг асосий физик-механик хоссалари материал намунасини чўзишга синаш жараёнида олинадиган «кучланиш-деформация» ($\sigma-\epsilon$) диаграммасида ўз аксини топади. Бу диаграммага кўра арматура пўлатлари қуйидаги турларга бўлинади:

1. Оқиш чегараси аниқ кўринадиган юмшоқ пўлатлар.

2. Оқиш чегараси аниқ кўринмайдиган қаттиқ ёки юқори мустаҳкамли пўлатлар.

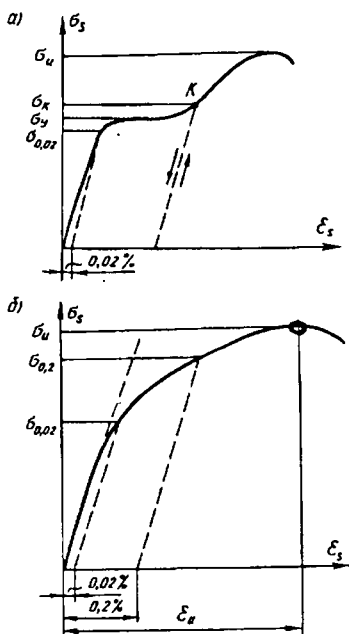
3. Деярли узилгунга қадар « $\sigma-\epsilon$ » диаграммасида чизиқли боғланишга эга бўлган ўта мустаҳкам пўлатлар.

Пўлатнинг асосий мустаҳкамлик тавсифлари қуйидагилардир: биринчи турдаги пўлатлар учун оқиш чегараси σ_y , яъни эластиклик чегараси доирасида бўлади (1.11-рasm, а); иккинчи ва учинчи турдаги пўлатлар учун шартли оқиш чегараси $\sigma_{0,2}$ бўлиб (бу кучланишнинг шундай қийматики, бунда намунанинг қолдиқ деформацияси 0,2% ни ташкил этади), шартли эластиклик чегараси (қолдиқ деформация) $\sigma_{0,02}$ бўлади. (1.11-рasm, б).

— пўлатнинг муваққат қаршилиги (мустаҳкамлик чегараси) — σ_{su} ;

— узилишдаги чегаравий узайиш ва ҳоказо.

Кам углеродли пўлатларда оқиш майдончаси мавжуд бўлиб, пластиклиги 20% ни ($\epsilon_n = 20\%$) ташкил этади. Юқори углеродли пўлатларнинг пластиклиги икки мартаба кам бўлади. Чегаравий узайиши қисқа бўлган арматуралар мўрт бўлиб, юк таъсирида бирданига узилиши ва



1.11-рasm. Арматура пўлатининг характерли диаграммалари.

а — оқиш майдончаси мавжуд;
б — оқиш майдончаси йўқ.

конструкция бузилиши мумкин. Пластик хоссалари юқори бўлган пўлатлар темирбетон конструкцияларининг ишлаши учун қулай шароит яратади; статик ноаниқ системаларда, шуниндек динамик кучлар таъсирида бунинг аҳамияти айниқса каттадир.

Меъёрий ҳужжатларда арматуранинг узилишдаги нисбий узайишининг энг кам миқдори берилади. Бу қийматлар А-I-25%; А-II-19%; А-III-14%; А-IV-A-VI-6% га ва термик мустаҳкамланган арматура учун эса A_T -IV; A_T -V; A_T -VI нисбий узайиш 8,7 ва 6 % га тенг.

Юмшоқ пўлатлар (А-I; А-II; А-III) оддий ҳароратда тоб ташламайди. Юқори углеродли арматуралар эса, бетонга ўхшаб, тоб ташлаш хусусиятига эга. Ўтда тобланган арматураларни пайвандлаш ярамайди, чунки бунда арматура қизиганида мустаҳкамлиги пасаяди.

Арматуралаш усуллари. Темирбетон элементлари пайвандланган сим-тўр ёки каркаслар алоҳида стерженлардан тўқилган арматуралар, бикир прокат профиллар ва бошқалар билан арматураланади. Булар ичида сим-тўр ва каркас билан арматуралаш энг кўп тарқалган усуллардир. 1.12-расмда қобирғали ёпма плитани арматуралашга доир намуна берилган.

1.5. Темирбетон

Арматуранинг бетон билан тишлашиши (сцепление). Темирбетон учун фақат бетон билан арматуранинг хоссаларигина эмас, балки арматуранинг бетон билан тишлашиши ҳисобига бу материалларнинг биргаликда ишлаши ҳам катта аҳамиятга эга.

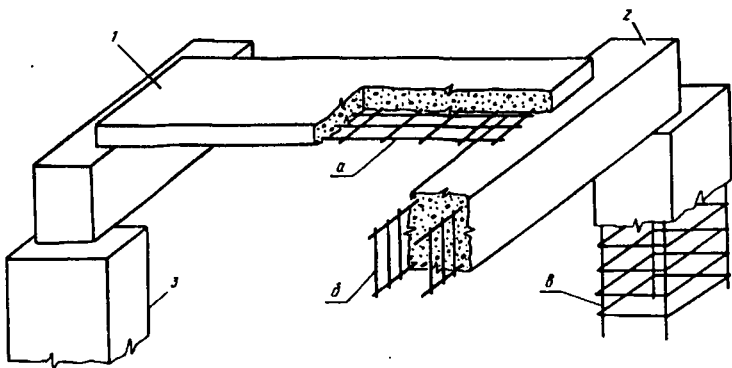
Арматура билан бетоннинг тишлашиш мустаҳкамлигига асосан қуйидаги омиллар таъсир этади:

1 — арматура сиртидаги қовурғаларнинг бетонга тишлашиб қолиши натижасида;

2 — цемент гелининг ёпишқоқлиги хоссасига эга бўлиши натижасида;

3 — бетоннинг чўкиши натижасида.

Мавжуд учта омиллардан ҳар бирини алоҳида қараб ўтишнинг иложи йўқ, бўлган тақдирда ҳам бунга ҳожат йўқ. Чунки бу омиллар бир вақтнинг ўзида биргаликда таъсир кўрсатади.



1.12-расм. Темирбетон конструкцияларини арматуралаш:
1 — плита; 2 — тўсин; а — сим — тўр; б — ясси каркас;
в — ҳажмий каркас.

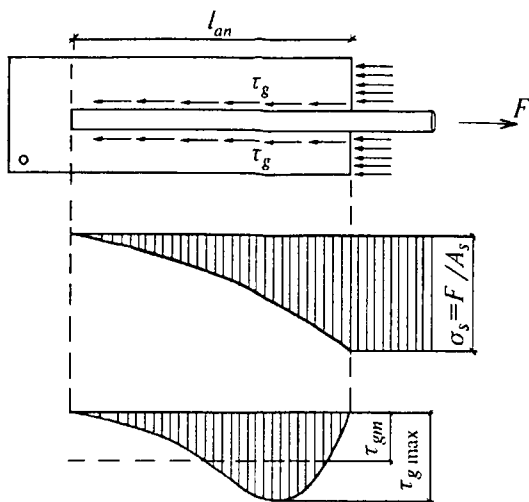
Лекин арматуранинг бетон билан тишлашишида бетонга тишлашиш (70—80 %) асосий ролни ўйнайди. Арматуранинг бетонга боғланиш мустаҳкамлиги тажрибалар асосида аниқланади. Бунда бетон танасига маълум узунликда жойлаштирилган арматурали стержен суғуриб олишда синалади (1.13-расм).

Бетонга жойлаштирилган стерженни суғуришдаги зўриқишлари арматурадан бетонга уринма кучланишлар орқали узатилади. Бу уринма кучланишлар арматуранинг бетонга жойлаштирилган узунлиги бўйича нотекис тарқалиб арматуранинг бетонга бирикиш жойидан маълум масофада энг катта қийматга эришади ва арматуранинг бетонга жойлашиш узунлигига боғлиқ бўлмайди.

Арматуранинг бетонга тишлашиш мустаҳкамлиги уринма кучланишларнинг ўртача (шартли) қиймати билан аниқланади

$$\tau_{gm} = \frac{F}{\pi d l_{an}}, \quad (1.29)$$

бу ерда F — бўйлама суғурувчи куч; d — арматуранинг диаметри; l_{an} — арматура стерженнинг бетонга тишлашиш узунлиги.



1.13-расм. Арматуранинг бетонга тишлашиши.

Оддий бетонлар ва сирти текис бўлган арматура учун $\tau_{gm} = 2,5 \dots 4$ МПа, сирти қовурғали бўлган арматуралар учун эса $\tau_{gm} \approx 7$ МПа бўлади. Бетон мустаҳкамлигининг ошиши билан боғланиш мустаҳкамлигининг ўртача қиймати ошади.

Арматурадаги бўйлама кучни кучланиш орқали ифодаланса (1.29) формула қуйидаги кўринишга келади.

$$l_{an} = F / (\tau_{gm} \pi d) = \sigma_s \pi d^2 / (4 \tau_{gm} \pi d) = \sigma_s d / (4 \lambda_{mg}) \quad (1.30)$$

Меъёрий ҳужжатларда тишлашишнинг қиймати берилмайди, лекин арматуранинг бетон билан тишлашишини таъминлайдиган конструктив кўрсатмалар берилади.

1.5.1. Бетон чўкишининг темирбетон конструкцияларга таъсири. Темирбетон конструкцияларда бетоннинг қотиши жараёнида чўкиш деформацияси ҳосил бўлади. Конструкция танасида жойлашган арматура бетоннинг чўкиш деформациясининг эркин ривожланишига тўсқинлик қилади. Натижада, бетон чўкишидан темирбетон элементининг кесим юзасида ички кучланиш ҳосил бўлади. Бунда бетон чўзилишга, арматура эса сиқилишга ишлайди.

Бетондаги чўзувчи кучланиш: эркин чўзилиш деформациясининг миқдорига, арматуранинг сонига ва бетоннинг синфига боғлиқ бўлади.

Бетоннинг чўкиши темирбетон конструкцияларнинг ёриқлар пайдо бўлишига чидамлилигини камайтиради ва эгиладиган элементларнинг солқилигини оширади. Олдиндан зўриқтириладиган конструкцияларда тарангланган арматурадаги кучланишларнинг камайишига олиб келади.

Мисол учун симметрик равишда арматураланган бетон чўкишининг темирбетонга таъсирини кўриб чиқамиз (1.14-расм, а).

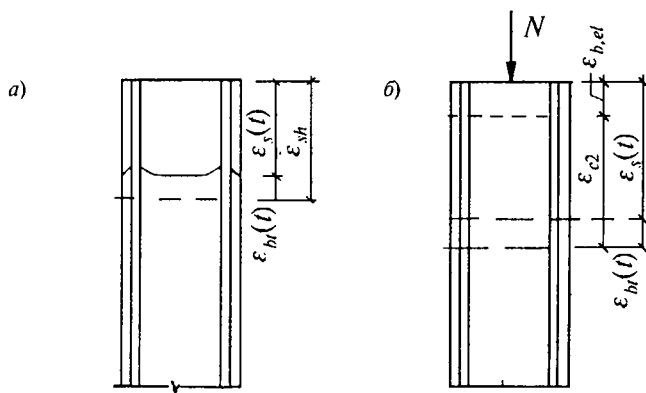
Бетон чўкишидан темирбетон элементидаги деформация ε_s эркин чўкиш деформацияси ε_{sh} ва бетон чўзилиш деформацияси ε_{bt} фарқига тенг бўлади:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{sh} - \varepsilon_{bt} \quad (1.31)$$

Элементда ҳосил бўладиган ички кучланишлар мувозанат тенгламаси:

$$\sigma_s A_s = \sigma_{bt} \cdot A_b \quad (1.32)$$

Бетондаги чўзувчи кучланишни (1.32) формуладан аниқлаймиз:



1.14-расм. Бетон чўкиши ва тоб ташлашининг темирбетонга таъсири:
а — чўкишда; б — тоб ташлашда.

$$\sigma_{bt} = \sigma_s \frac{A_s}{A_b} = \sigma_s \mu_s, \quad (1.33)$$

бу ерда μ_s — арматура билан жиҳозланиш коэффициентини.

Бетон эластик ҳолатда деформацияланади деб, Гук қонунига кўра унинг чўзилишдаги нисбий деформациясини аниқлаймиз:

$$\begin{aligned} \sigma_{bt} &= \varepsilon_{bt} V_t E_b, \\ \varepsilon_{bt} &= \frac{\sigma_{bt}}{V_t E_b} \end{aligned} \quad (1.34)$$

Арматуранинг нисбий деформацияси қуйидагича аниқланади

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{\sigma_{bt}}{\mu_s E_s} \quad (1.35)$$

Топилган деформацияларни (1.31) формулага қўйиб, арматурада ҳосил бўладиган кучланишни аниқлаймиз.

$$\sigma_s = \frac{\varepsilon_{sh} E_s}{V_t + \alpha \mu_s} \cdot V_t \quad (1.36)$$

Бетонда ҳосил бўладиган чўзувчи кучланиш

$$\sigma_{bt} = \frac{\varepsilon_{sh} \cdot E_s}{V_t + \alpha \mu_s} V_t \mu_s, \quad (1.37)$$

бу ерда $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$. Бунда ҳосил бўладиган чўзувчи кучланиш миқдори (1.37) унинг чўзилишдаги мустаҳкамлиги R_{bt} дан катта бўлганда ($\sigma_{bt} > R_{bt}$) бетон чўкишидан ёриқлар пайдо бўлади.

Агар $\sigma_{bt} = R_{bt}$ бўлса, бетон чўкишидан ёриқлар пайдо бўлиш ҳолатига мос бўлган арматура билан жиҳозланиш коэффициентининг максимал қиймати

$$\mu_{s \max} = \frac{V_t R_{bt}}{V_t \varepsilon_{sh} E - \alpha E_{bt}} \quad (1.38)$$

1.5.2. Бетон тоб ташлашининг темирбетон конструкцияларга таъсири. Темирбетон конструкциялар узоқ муддатли юклар билан юкланганда бетонда тоб ташлаш дефор-

мацияси ҳосил бўлади. Тоб ташлаш деформациясининг эркин ривожланишига элемент танасидаги арматура тўсқинлик қилади. Натижада темирбетондаги кучланишлар вақт давомида арматура ва бетон ўртасида қайта тақсимланади. Бунда бетондаги дастлабки кучланиш эса кўпаяди. Бетон тоб ташлашидан эгиладиган элементларнинг солқилиги ошади. Олдиндан зўриқтирилган конструкцияларда эса таранглаш учун берилган дастлабки кучланишни камайтиради. Бу эса, ўз навбатида, конструкцияларда ёриқлар пайдо бўлишини тезлаштиради.

Темирбетон конструкцияларда бетон тоб ташлашидан арматура ва бетондаги дастлабки кучланишнинг қайта тақсимланишини кўриб чиқамиз (1.14-рasm, б).

Устунга сиқувчи куч N таъсир қилганда ихтиёрий вақт мобайнида мувозанат тенглама қуйидаги кўринишга эга бўлади

$$N = \sigma_{s(t)} \cdot A_s + \sigma_{b(t)} \cdot A_b \quad (1.39)$$

Бўйлама арматура ва бетон деформацияларининг узлуксизлигидан

$$\varepsilon_{s(t)} = \varepsilon_{b(t)} \quad (1.40)$$

Арматура ва бетон деформацияларини кучланишлар орқали ифодаласак

$$\varepsilon_{s(t)} = \frac{\sigma_{s(t)}}{E_s}; \quad \varepsilon_{b(t)} = \frac{\sigma_{b(t)}}{E'_b} = \frac{\sigma_{b(t)}}{V_{b(t)} E_b} \quad (1.41)$$

Топилган деформацияларни (1.40) формулага қўямиз

$$\frac{\sigma_{s(t)}}{E_s} = \frac{\sigma_{b(t)}}{V_{b(t)} E_b}$$

Бу ердан

$$\sigma_{s(t)} = \frac{E_s}{E_b} \cdot \frac{\sigma_{b(t)}}{V_{b(t)}} = \alpha \frac{\sigma_{b(t)}}{V_{b(t)}} \quad (1.42)$$

Бетондаги сиқувчи кучланишни топиш учун (1.42) формуладаги кучланишни (1.39) тенгламасига қўямиз. Унда

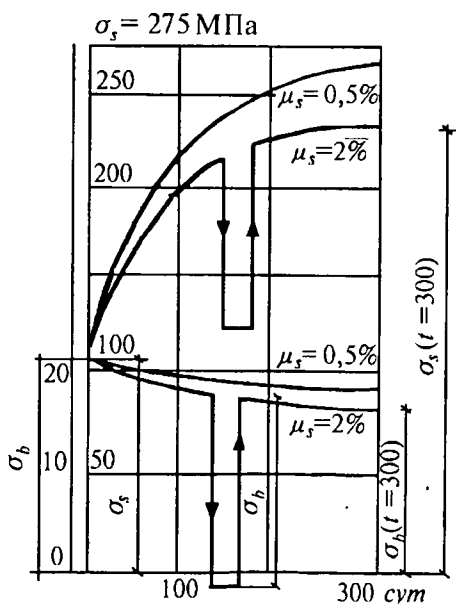
$$\sigma_{b(t)} = \frac{N}{A_b \left(1 + \frac{\alpha \mu_s}{\sigma_{b(t)}} \right)} = V_{b(t)} \frac{1 + \alpha \mu_s \sigma_b}{V_{b(t)} + \alpha \mu_s} \quad (1.43)$$

Бетон деформацияланишининг эластиклик коэффициенти $V_{b(t)}$ қиймати вақтга ва кучланганлик даражаси σ_b/R_b га боғлиқ бўлиб, қуйидаги формула орқали топилади

$$V_{b(t)} = \frac{\varepsilon_{be}}{\varepsilon_{b(t)}} = \frac{\varepsilon_{be}}{\varepsilon_{be} + \varepsilon_{bp}(t, \sigma_b / R_b)} \quad (1.44)$$

Тоб ташлаш деформациясининг ошиши натижасида эластиклик коэффициентининг вақт давомидаги қиймати камайиб боради. Натижада сиқувчи N кучининг қиймати ўзгармаган ҳолда бетондаги дастлабки кучланиш миқдори камайиб, арматурада эса ортиб боради.

Бўйлама арматура ва бетондаги сиқувчи кучланишларнинг бетон тоб ташлашидан вақт давомида ўзгариши 1.15-расмда кўрсатилган.



1.15-расм. Бетон тоб ташлашидан темирбетонда кучланишларнинг ўзгариши.

Расмдан кўринадики, арматура миқдори $\mu_s = 0,5\%$ бўлган элементда 150 суткадан кейин арматурадаги дастлабки кучланиш 2,5 марта ошади. Агар $\mu_s = 2\%$ бўлса, кучланиш ривожланиши секинлашади.

Конструкция N юк таъсиридан бирданига бўшатиlsa, арматура ва бетон эластик ҳолатда деформацияланади. Бироқ бетонда ҳосил бўлган қолдиқ пластик деформация арматурадаги эластик деформациянинг орқага қайтишига қаршилиқ қилади. Натижада арматурада сиқувчи, бетонда эса чўзувчи кучланишлар ҳосил бўлади.

2 - б о б

ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРИНИ ҲИСОБЛАШ УСУЛЛАРИ

2.1. Темирбетон элементларида кучланиш ва деформация

Бетонда кучланиш билан деформация орасидаги боғланиш чизикли эмас. Бетон таркибига арматура қўшилган тақдирда ҳам бу боғланиш чизиксизлигича қолаверади. Шу сабабдан эластик материаллар қаршилиги назарияси темирбетон учун яроқсиздир. Айтиб бериш керакки, бетон ва темирбетоннинг тоб ташлаш (ползучесть), киришиш (усадка), иссиқлик таъсири каби хоссалари, чўзилиш зонасида ҳосил бўладиган ёриқлар темирбетон конструкцияларининг кучланиш-деформацияланиш ҳолатига кучли даражада таъсир этади. Булардан ташқари, ана шу хоссалар бетон ва арматуранинг турига, юкнинг таъсир этиш муддатига боғлиқ эканлиги эътиборга олинса, темирбетон қаршилигининг мукамал назариясини яратиш нақадар мураккаб масала эканлиги янада ойдинлашади.

Темирбетон элементларнинг юк кўтариш қобилияти бўйича ҳисоблаш назарияси ўзининг ривожланиш ва такомиллашиш жараёнида уч асосий даврни босиб ўтди. Биринчи — дастлабки даврда темирбетон элементларни ҳисоблашда эластик темирбетон (рухсат этилган кучланишлар бўйича ҳисоблаш) назариясидан фойдаланилган. Бу назария материаллар қаршилиги фанидаги формулаларга асосланган эди.

Ривожланишнинг иккинчи даври А. Ф. Лолейт ва А. А. Гвоздевнинг илмий ишларидан олинган (1931 й.) муҳим хулосалардан бошланади. Бу хулосалар асосида бузилиш босқичи бўйича ҳисоблаш усули яратилади. Мазкур усул бўйича ишлаб чиқилган темирбетон конструкцияларни ҳисоблаш нормалари ва техник шартлари 1938 йилдан 1955 йилга қадар қўлланишда бўлган.

Ривожланишнинг учинчи даврида (1955 й.) янги усул — чегаравий ҳолатлар бўйича ҳисоблаш усули яратилди. Бу усул ҳозирги кунда ҳам қўлланишда бўлиб, давр талаби бўйича йил сайин такомиллашиб бормоқда.

2.1.1. Темирбетоннинг сиқилишдаги кучланиш ва деформациялари. Сиқилишга ишлайдиган темирбетон элементлари бўйлама ва кўндаланг стерженлар (хомут) билан арматураланади (1.1-расм, б қар.). Хомутлар бир томондан бўйлама арматураларни сиқилиш жараёнида қабаришдан асраса, иккинчи томондан алоҳида бўйлама стерженларни ясси ёки фазовий каркасларга бирлаштириб туради. Темирбетон элементлар ўқ бўйлаб сиқилганда арматурада вужудга келадиган деформация бетон деформациясига тенг бўлади:

$$\epsilon_s = \sigma_s / E_s = \epsilon_b = \sigma_b / E_b = \sigma_b / \bar{\nu} E_b. \quad (2.1)$$

Ушбу тенглама арматура ва бетон деформациясининг бирдамлик шартини ифодалайди.

Иккинчи томондан, элементнинг мувозанат шартидан фойдаланиб, бетон ва арматурага таъсир этувчи ташқи ва ички кучларнинг тенглигини ифодаловчи тенглама тузиш мумкин.

$$N = \sigma_b A_b + \sigma_s A_s, \quad (2.2)$$

бу ерда A_s — бўйлама арматура юзаси; A_b — бетон кесим юзаси (2.1) дан арматурадаги кучланишни аниқлаймиз:

$$\sigma_s = \sigma_b E_s / \bar{\nu} E_b = \sigma_b \alpha / \bar{\nu}, \quad (2.3)$$

бу ерда $\alpha = E_s / E_b$ — келтириш коэффиценти.

Агар (2.3) ни (2.2) га қўйсак,

$$N = \sigma_b A_b + \sigma_b \alpha A_s / \bar{\nu} = \sigma_b A_b (1 + \alpha \mu / \bar{\nu}), \quad (2.4)$$

бундан $\sigma_b = \frac{N}{A_b(1 + \alpha \mu / \bar{\nu})}$ келиб чиқади.

Бу формуладаги $\mu = A_s / A_b$ арматуралаш коэффиценти деб аталади.

Бетон ва арматурадаги кучланиш эластиклик коэффиценти $\bar{\nu}$ га боғлиқ. Бундан ташқари элемент узоқ вақт мобайнида юк остида бўлса, тоб ташлаш натижасида $\bar{\nu}$ коэффиценти камаяди, бу эса бетондаги кучланишнинг пасайишига олиб келади. Бунда арматурадаги кучланиш (2.2) га биноан ортиши керак. Шундай қилиб, вақт ўтиши билан ички кучлар арматура ва бетон орасида қайта тақсимланиб боради.

Ташқи кучларнинг миқдори оширилса, бетондаги кучланиш мустақамлик чегараси R_g га тенглашади, арматурадаги кучланиш эса (2.3) га мувофиқ $\sigma_s = R_g \alpha / \bar{\nu} = 4\alpha R_g$ бўлади, чунки бузилиш вақтида $\bar{\nu} = 0,25$. (2.3) ифодадан кўриниб турибдики, сиқилувчи элементлар бузилиши олдиан арматурада вужудга келадиган чегаравий кучланиш, пўлатнинг механик хоссаларидан ташқари, бетоннинг эластик-пластик хоссаларига ҳам боғлиқдир.

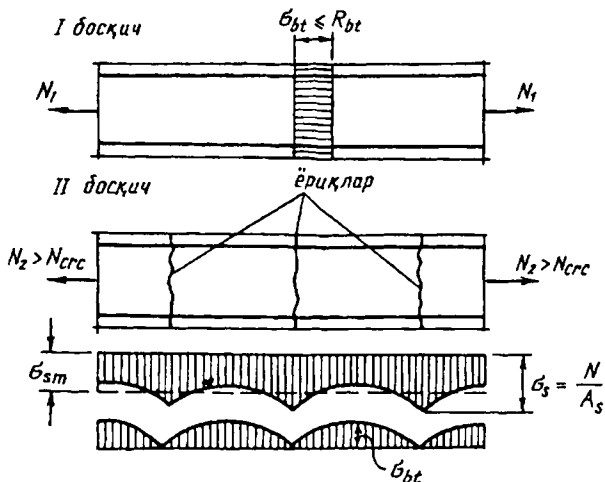
2.1.2. Темирбетоннинг чўзилишдаги кучланиш ва деформациялари. Темирбетон элементлари ўқ бўйлаб чўзилганда уч хил кучланиш-деформацияланиш босқичи рўй беради. **I босқич**да элементда ёриқлар бўлмайди, бетондаги кучланиш барча кесимлар учун бирдай $\sigma_{bt} \leq R_{bt}$ бўлади (2.1-расм). Бетон билан арматуранинг деформацияси элементнинг бутун узунлиги бўйлаб тенглигини сақлайди, чунки улар орасидаги тишлашиш (сцепление)га путур етмайди:

$$\epsilon_s = \epsilon_{bt} = \sigma_{bt} / E_{bt} = \sigma_{bt} / \bar{\nu}_t E_b, \quad (2.5)$$

арматурадаги кучланиш

$$\epsilon_s = \epsilon_s E_s = \sigma_{bt} E_s / \bar{\nu} E_{bt} = \sigma_{bt} \alpha / \bar{\nu}_t \quad (2.6)$$

Юкнинг ортиб бориши билан **1а-босқич** ниҳоясига яқинлашади, яъни бетон дарз кетиш ҳолатига келиб қолади. Бетондаги кучланиш чўзилишдаги мустақамлик чегарасига



2.1-рasm. Ўқ бўйлаб чўзилганда кучланиш ҳолати.

тенглашади, деформация эса (2.5) га асосан $\varepsilon_{bt} = R_{bt} / \bar{\nu}_t E_b$ бўлади. Тажрибаларга суяниб, $\bar{\nu} = 0,5$ олиш мумкин, бунда $\varepsilon_{bt} = 2R_{bt} / E_b$ ва арматурадаги кучланиш

$$\sigma_s = R_{bt} \alpha / \bar{\nu}_t = 2\alpha R_{bt} \quad (2.7)$$

бўлади.

Ёриқ ҳосил қилувчи зўриқиш, бетон ва арматурадаги зўриқишлар йиғиндисига тенгдир

$$N_{crc} = R_{bt} A + 2\alpha R_{bt} A_s = R_{bt} (A + 2\alpha A_s) \quad (2.8)$$

Юк яна оширилса, бетон дарз кетади, кучланиш-деформацияланиш ҳолатининг **II босқичи** бошланади. Ёрилган кесимларда чўзилишга ёлғиз арматура, ёриқлар орасидаги кесимларда эса арматура бетон билан биргаликда қаршилиқ кўрсатади. Ёриқдан узоқлашган сари арматурадаги кучланиш камайиб, бетондаги кучланиш орта боради, чунки ёриқлар орасидаги масофада бетон аввалгидек ишлайди.

III босқичда арматурадаги кучланиш вақтинча қаршилиқ R_s га тенглашади ва темирбетон элементида зўриқиш $N = A_s R_s$ бўлганда синади.

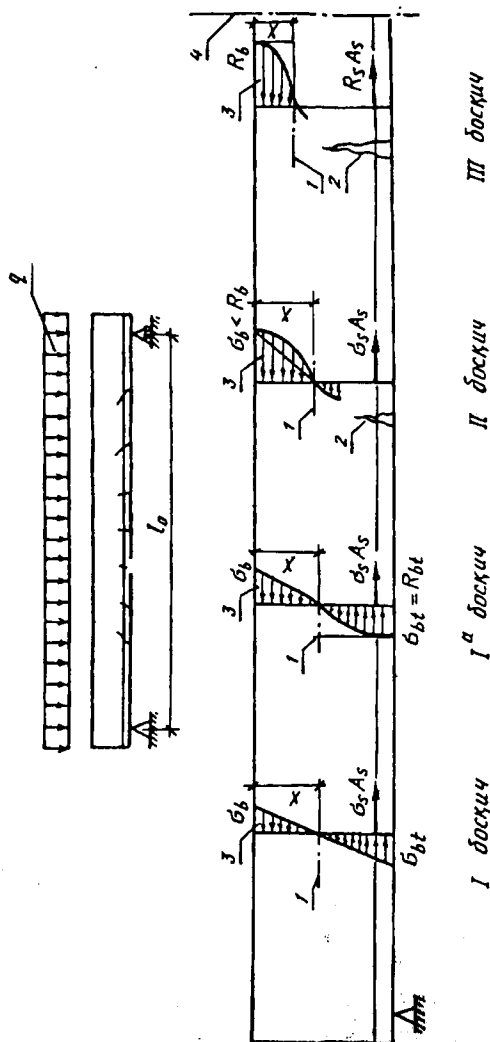
2.1.3. Темирбетоннинг эгилишдаги кучланиш ва деформациялари. Темирбетон тўсин эгилганда унинг кесимларидаги эгувчи моментнинг қийматига қараб навбати билан кучланиш-деформацияланиш ҳолатининг уч босқичи рўй беради.

I босқичда юк кам бўлади, бетон ва арматурадаги кучланиш ҳам шунга яраша бўлиб, бетон асосан эластик чегарада деформацияланади. Кучланишлар эпюраси сиқилиш ва чўзилиш зоналарида деярли тўғри чизиqli бўлиб кесимнинг сиқилган ва чўзилган зоналарида бетондаги нормал кучланишлар эпюраси учбурчак шаклида бўлади (2.2-расм). Юкнинг ортиши билан бетон ва арматурадаги кучланиш ортади, бетонда эластик ва ноэластик деформациялар ривожланади, кучланишлар эпюраси бироз эгрилашади, тўсиннинг нейтрал ўқи сиқилиш зонаси томон силжийди. Бу **Ia-босқич** деб белгиланади. Мазкур босқичда бетоннинг чўзилиш зонаси ҳам дарздан холи бўлади, зўриқишлар бутун кесим бўйича қабул қилинади. Кучланишларни аниқлашда эластик материаллар қаршилиги формуласидан фойдаланиш мумкин. Босқичнинг охирида тўсиннинг чўзилган тола қатламидаги кучланиш бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамлик чегараси R_b га тенглашади. Темирбетон элементларининг ёрилишга бардошлиги шу босқич бўйича ҳисобланади.

II босқичда бетоннинг чўзилиш зонасида ёриқлар пайдо бўлади, ёрилган кесимда бетондаги кучланиш нолга тенг деб олинади. Ёриқ билан нейтрал ўқ орасидаги кичкина чўзилиш зонаси ҳисобга олинмайди. Сиқилиш зонасида бетондаги кучланиш сиқилишдаги мустаҳкамлик чегарасидан кам бўлиб, чўзилувчи арматурадаги кучланиш аввал σ_s га, босқич охирида эса R_s га яқинлашади. Бу босқич конструкцияларни чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи бўйича ҳисоблашда асосий босқич саналади.

Кучланиш ва деформацияланиш ҳолатининг II босқичи арматурадаги кучланишларнинг оқувчанлик чегарасига етиши ёки сиқилган зонадаги бетонда кучланишлар миқдорининг камайиб бориши билан тугалланади.

III босқич элементнинг синиши (бузилиши) босқичидир. Бунда бетоннинг сиқилиш зонасидаги кучланишлар



2.2-расм. Эгиловчи элементнинг кучланиш ва деформацияланиш ҳолатининг босқичлари:
 1 — нейтрал қатлам; 2 — ёриқлар; 3 — эпюралар; 4 — симметрия ўқи.

эпюраси пластик деформациялар эвазига эгрилашади. Бетоннинг сиқилиш зонасидаги кучланиш R_b га, арматурадаги кучланиш R_s ёки σ_s га тенглашади. Чўзилиш зонасидаги ёриқлар катталашади, тўсин бикирлиги камаяди, солқилик тез ўсиб бориб, тўсин синади.

III босқичда тўсиннинг синиши чўзилувчи арматуранинг миқдори ва механик хоссаларига боғлиқ. Бунда икки ҳол бўлиши мумкин.

I ҳол. Агар тўсин ўз меъёрида арматураланган бўлса, синиш чўзилган арматура томонидан бошланади. Арматурадаги кучланиш оқиш чегарасига етганда, арматуранинг пластик деформацияси ва тўсиннинг солқилиги тез ўсиб боради, бунинг оқибатида бетоннинг сиқилиш зонасидаги кучланиш мустаҳкамлик чегарасига етади ва бетон емирилади. Шундай қилиб, темирбетон элементи синишидан илгари, унда «пластик шарнир» ҳосил бўлади, бу кесимда бетон ва арматурадаги кучланиш чегаравий қийматга эришади. Бунга асосланиб (А. Ф. Лолейт таклифига кўра), юк кўтариш қобилияти бўйича ҳисоблаш формулаларини статиканинг мувозанат шартларидан фойдаланиб чиқарса бўлади.

II ҳол. Эгилувчи элементларда чўзилувчи арматуранинг миқдори меъёридан кўп бўлса, емирилиш бетоннинг сиқилиш зонасидан бошланади, бунда чўзилувчи арматурадаги кучланиш чегаравий қийматга етиб бормаслиги мумкин. У ҳолда арматурадаги чўзилувчи кучларнинг миқдори оқиш чегарасига етмаслиги мумкин. Натижада арматуранинг мустаҳкамлигидан тўлиқ фойдаланилмайди.

Текис юкланган темирбетон тўсиннинг узунлиги бўйича турли моментли кесимларида бир вақтнинг ўзида кучланиш деформацияланиш ҳолатининг учала босқичини кузатиш мумкин (2.2-расм).

Бузувчи зўриқишлар ҳамда чегаравий ҳолатлар усулининг замирида III босқич ётади. Ушбу босқич конструкция элементларини чегаравий ҳолатларининг I гуруҳи бўйича ҳисоблашда асосий босқич саналади.

2.2. Конструкция мустаҳкамлигини рухсат этилган кучланишлар ва бузувчи зўриқишлар усулларида ҳисоблаш

Темирбетон физик ва механик хоссалари ҳар хил бўлган икки хил материал — пўлат арматура ва бетондан ташкил топган.

Пўлат пластик материал бўлиб, ташқи юklar таъсирида унинг деформацияланиши Гук қонунига бўйсунди. Бетон эса эластик-пластик материал бўлиб, деформацияланиши Гук қонунига бўйсунмайди.

Бундай материалларнинг бирлашишидан ҳосил бўлган темирбетоннинг деформацияланиши эса, деформацияланувчи қаттиқ жисмлар назариясининг қонунига бўйсунмайди.

Ташқи юklar таъсирида темирбетоннинг деформацияланиши эластик материаллар қаршилиги қонунлари орқали ифодаланадиган бўлса, бетоннинг ҳақиқий деформацияланиши, яъни бетонда ҳосил бўладиган пластик деформациялар эътиборга олинмасдан қолинади.

Эластик материаллар қаршилиги назарияси бўйича ҳисобланган темирбетон конструкцияларининг мустаҳкамлиги тажрибалар орқали олинган мустаҳкамликдан фарқ қилади. Бу эса конструкциянинг ҳақиқий мустаҳкамлигини аниқлашга имкон бермайди.

Шу билан бирга темирбетон қурилмаларининг эксплуатация қилиш вақтида чўзиладиган зоналарда ёриқларнинг пайдо бўлиши эластик материаллар қаршилиги назариясини қўллаш имконини бермайди.

Темирбетон қаршилигининг замонавий назарияси тажрибалар асосида олинган натижалар ва деформацияланувчи қаттиқ жисмлар механикасининг умумий қонунларига асосланган ҳолда конструкциянинг ташқи юklar таъсиридан ҳақиқий кучланиш ва деформацияланиш ҳолатларининг ҳар бир босқичини эътиборга олган ҳолда яратилди.

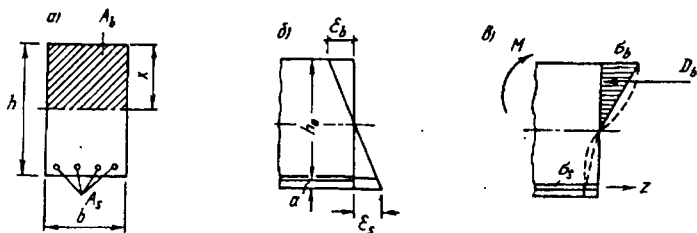
Темирбетон конструкцияларини ҳисоблашда дастлаб эластик материаллар қаршилиги назариясига асосланган рухсат этилган кучланишлар усули қўлланилган.

Рухсат этилган кучланишлар бўйича ҳисоблаш усули темирбетоннинг эластик материал сифатида ишлашига асосланади, бироқ темирбетоннинг асосий хоссалари ҳам қисман ҳисобга олинади. Кесим танланганда бетон ва арматурадаги кучланиш рухсат этилган кучланишлардан ошмайдиган қилиб танланади.

Темирбетон эластик назариясининг асосий қоидалари куйидагилардан иборат. Ҳисоб ишлари эгилишдаги кучланиш ҳолатининг II босқичи бўйича олиб борилади: сиқилиш зонасида кучланишлар эпюраси учбурчак шаклида деб фараз этилади, чўзилиш зонасида бетоннинг иши ҳисобга олинмайди, чўзувчи кучларни арматура қабул қилади, деб ҳисобланади (2.3-расм).

Ясси кесимлар фарази (гипотезаси) ўз кучига эга деб қаралади. Бунинг натижасида кўндаланг кучлар, бетоннинг бир жинсли эмаслиги, турли эластик хоссаларга эга бўлган ашёларнинг мавжудлиги, бетоннинг киришиши, чўзилиш зонасида ёриқларнинг ҳосил бўлиши сингари қатор таъсирлар остида кесимнинг қийшайиши эътиборга олинмайди. Кучланишнинг қандай бўлишидан қатъи назар сиқилиш зонасидаги бетоннинг эластиклик модули ўзгармас деб олинади, ҳисоб ишларида бетоннинг маълум синфи учун ўзгармас бўлган меъёрий сон $\alpha = E_s/E_b$ қўлланилади.

Кучланишларни аниқлашда деформация кучланишга тўғри пропорционал деб саналади, яъни Гук қонуни амал қилади. Бироқ сиқилиш ва чўзилиш зоналари учун ўзига мос эластиклик модуллари олинади.



2.3-расм. Эгилишдаги кучланиш деформацияланиш ҳолати:

а — кесимни арматуралаш; б — деформациялар эпюраси;
в — кучланишлар эпюраси.

Темирбетон элементларида материаллар қаршилиги формулаларини қўллаш учун, унинг кесими статик жиҳатдан тенг кучли бўлган бир жинсли кесимга келтирилади. Бетон ва арматуранинг биргаликда ишлаши, улар орасида бирикув (сцепление) нинг мавжудлиги туфайли арматура билан бетоннинг деформацияси бир хил бўлади, яъни $\varepsilon_s = \varepsilon_b$; шунга кўра $\sigma_s/E_s = \sigma_b/E_b$ бунда

$$\sigma_s = E_s \sigma_b = \alpha \sigma_b \quad (2.9)$$

Бунинг маъноси шуки, арматура кесимнинг ҳар бир юза бирлиги шартли равишда бетон юзасининг “ α ” марта бирлиги мос келади. 2.3-расмда тасвирланган темирбетон элементининг келтирилган кесим юзи:

$$A_{red} = A_b + \alpha A_s = bx + \alpha A_s \quad (2.10)$$

Ана шу келтирилган кесимнинг нейтрал ўққа нисбатан инерция моменти:

$$J_{red} = \frac{bx^3}{3} + \alpha A_s (h_0 - x)^2 \quad (2.11)$$

(бу ерда арматуранинг ўз ўқиға нисбатан инерция моменти кичик сон бўлгани учун эътиборға олинмаган).

Бетон ва арматурадаги кучланиш материаллар қаршилиги формулаларидан топилади:

$$\sigma_b = M \cdot x / J_{red} \quad \text{ва} \quad \sigma_s = M \alpha (h_0 - x) / J_{red} \quad (2.12)$$

Сиқилиш зонаси баландлиги x ни келтирилган кесимнинг нейтрал ўққа нисбатан статик моменти нолға тенглиги шартидан топамиз:

$$S_{red} = \frac{bx^2}{2} - \alpha A_s (h_0 - x) = 0 \quad (2.13)$$

Рухсат этилган кучланишлар усули талайгина жиддий камчиликларға эға. Биринчидан, II босқичда бетоннинг сиқилиш зонасидаги кучланишлар эпюраси аслида учбурчак эмас, эгри чизикли шаклға эға. Иккинчидан, α сонининг қиймати доимий эмас, у бетондаги кучланиш миқ-

дори, бетоннинг таркиби, ёши, иқлимий шароити ва бошқа омилларга боғлиқ.

Ҳисобий қийматларни тажриба натижалари билан таққослаш шуни кўрсатдики, темирбетон элементларнинг арматурасида вужудга келадиган ҳисобий кучланиш амалий кучланишдан ҳамма вақт катта бўлади; бу эса пўлатни ортикча сарфлашга олиб келади. Бунда α сонининг ўзгариши арматурадаги кучланиш миқдорига кам таъсир этади. Бетондаги кучланиш эса α сонининг қабул қилинган миқдорига қараб, ҳақиқий қийматдан катта ёки кичик бўлиши мумкин.

Шундай қилиб, бу усул бир томондан, бетон ва арматурадаги кучланишнинг ҳақиқий қийматини аниқлаш, иккинчи томондан, конструкцияларни олдиндан белгиланган мустаҳкамлик захираси бўйича лойиҳалаш имкониятини бермайди. Шу билан бирга тажрибалар эластиклик назарияси ўта мустаҳкам бетон ва арматуралар учун тўғри келмаслигини, яъни арматура ва бетондаги кучланишларнинг ҳақиқий қийматларини аниқлашга имкон бермаслигини кўрсатди.

Мазкур усулнинг ана шу камчиликлари темирбетон элементларини ҳисоблашнинг мукамалроқ усулини яратиш заруратини уйғотди. Бузувчи зўриқишлар усули шу тариқа дунёга келди. Усулнинг замирида қуйидаги қоидалар ётади:

1. Ҳисоб ишлари кучланиш ҳолатларининг учинчи, яъни бузилиш босқичи асосида бажарилади. Ҳисоблаш формулаларида бетоннинг сиқилишидаги мустаҳкамлик чегараси ва пўлатнинг оқиш чегарасидан фойдаланилади. Бетон чўзилиш зонасида ишламайди, деб қаралади.

2. Бетоннинг сиқилиш зонасидаги кучланишлар эпюраси тўғри тўртбурчак шаклида қабул қилинади, аслида эпюра эгри чизикли бўлади. Бу ҳисоб аниқлигига кўп таъсир этмай (2 % дан кам), лекин формулани анча соддалаштиради.

3. Ана шунга асосланган ҳолда, элементнинг бузилиши олдидаги мувозанат шартидан фойдаланиб, бузувчи зўриқишлар аниқланади. Элементга таъсир этадиган куч рухсат этилган зўриқишдан катта бўлмаслиги керак. Рухсат этилган зўриқиш бузувчи зўриқиш (куч) ни мустаҳ-

камлик захираси коэффициентига бўлиш орқали аниқланади, яъни $M \leq M_u/K$, $N \leq N_u/K$. Бу ерда M_u ва N_u — бузувчи момент ва бўйлама куч, K — мустаҳкамлик захираси (запаси) коэффициенти бўлиб, қиймати 1,2 — 1,8 оралигида олинади. Бу усулда ташқи юклар таъсирида бетон ва арматурада уйғонадиган кучланишларнинг қиймати номаълум бўлиб қолади, бироқ мустаҳкамлик захираси коэффициенти маълум бўлади, бунинг аҳамияти муҳимроқдир. Ясси кесимлар фарази, материалларнинг эластиклик модули ва сонига бўлган эҳтиёж йўқолади. Бу назария бўйича эгилган темирбетон конструкциясининг бузилиши, арматура ва бетонда пластик деформацияларнинг ҳосил бўлиши натижасида арматурадаги кучланишларнинг оқувчанлик чегарасига, бетонда эса кучланишларнинг сиқилиш бўйича мустаҳкамлигига ётади, деб қаралади.

Бузувчи зўриқишлар усулида темирбетоннинг эластик — пластик хоссалари, юк остидаги элементнинг ишлаш ҳолати тўғрироқ ҳисобга олинади. Арматура ишидан тўлароқ фойдаланиш эвазига рухсат этилган кучланишлар усулидагига нисбатан анчагина металл тежалади.

Ягона мустаҳкамлик захираси коэффициентини қўллаш туфайли юкларнинг ўзгарувчанлиги ва материалларнинг мустаҳкамлигини эътиборга олиш имкониятининг йўқлиги ҳамда конструкциянинг ҳар хил шароитда ишлашини ҳисобга олмаслиги бу усулнинг камчилигидир.

2.3. Чегаравий ҳолатлар бўйича ҳисоблаш

1955 йилдан бери темирбетон конструкциялари шу усул бўйича ҳисобланади. Чегаравий ҳолатлар усули бузувчи кучлар усулининг такомиллашган варианты ҳисобланади. Бу усулга кўра конструкцияларнинг мустаҳкамлиги бир эмас, бир неча коэффициентлар орқали ҳисобланади. Мазкур усул бўйича ҳисобланган конструкциялар бирмунча тежамли бўлади.

Дарсликда темирбетон конструкцияларини чегаравий ҳолатлар усули бўйича ҳисоблаш асослари кенг ёритилган ҳамда шу асосда ҳисоб ишлари олиб борилган. Шунинг учун бу усул билан батафсил танишиб чиқамиз.

Конструкцияларни бу усул бўйича ҳисоблаганда, уларнинг чегаравий ҳолатлари аниқланади. Конструкция элементлари ташқи кучларга қаршилиқ кўрсата олмай қоладиган ёки эксплуатация шароити талабига жавоб бера олмайдиган ҳолат — **чегаравий ҳолат** деб аталади.

Чегаравий ҳолатлар икки гуруҳга бўлинади. Биринчи гуруҳ бўйича элементлар мустаҳкамлик, устуворлик, чидамлилиқ ва ҳоказоларга ҳисобланади. Иккинчи гуруҳ бўйича конструкциялар биқирлик ва ёриқбардошлиққа ҳисобланади.

Чегаравий ҳолатлар усулида қуйидаги коэффициентлар тизими қўлланилади:

- 1) юкларга доир ишончлилиқ коэффициентлари γ_f ;
- 2) аҳамиятига кўра ишончлилиқ коэффициентлари γ_n ;
- 3) бетонга доир ишончлилиқ коэффициентлари γ_{bc} ва γ_{br} ;
- 4) арматурага доир ишончлилиқ коэффициентлари γ_s ;
- 5) бетоннинг иш шароити коэффициентлари γ_{bi} ;
- 6) арматуранинг иш шароити коэффициентлари γ_{si} .

Чегаравий ҳолатларининг биринчи гуруҳи бўйича ҳисоблаш орқали конструкциялар бузилишининг (мустаҳкамликка ҳисоблаш), конструкция шакли устуворлиғи йўқолишининг (устуворликка ҳисоблаш), чарчаш натижасида бузилишнинг, кўп қарра такрорланувчи юклар таъсирида бузилишнинг, куч омиллари ҳамда ноқулай ташқи муҳитнинг (кетма-кет музлаш-эриш, намиқиш-қуриш, ҳароратнинг ўзгариши) зарарли таъсири остида бузилишнинг олди олинади.

Чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи бўйича бажариладиган ҳисоблар конструкцияларнинг меъёридан ортиқча деформацияланиши (солқилиқлар, бурилиш бурчаклари) ва тебранишларнинг олдини олади, ёриқларнинг пайдо бўлиши, ривожланиши ва ёпилишини тартибга солади.

Чегаравий ҳолатлар усулида ҳисоблаш йўли билан конструкцияларнинг бутун хизмати давомида, шунингдек тайёрлаш, ташиш ва ўрнатиш даврида юк кўтариш бўйича чегарадан чиқиб кетмаслиғи таъминланади. Чегаравий ҳолатлар биринчи гуруҳи бўйича ҳисоблаш ғоясини қуйидаги тенгсизлик орқали ифодалаш мумкин:

$$N(\Sigma N_{ni} \gamma_i \gamma_n \gamma_c) \leq \Phi \Sigma S; R_{ni}; 1 / \gamma_{mi}; \gamma_i \quad (2.14)$$

(2.14) ифоданинг чап қисми ҳисобий зўриқиш бўлиб, ҳисобий юк ва турли таъсирларнинг энг ноқулай комбинациясидан ҳосил бўлган максимал зўриқишни ифодалайди. Бу зўриқишнинг қиймати норматив юклардан ҳосил бўлган зўриқиш N_{ni} дан ташқари, юкнинг ўзгарувчанлигини эътиборга олувчи юк бўйича ишончлилик коэффициенти γ_i га, вазифаси бўйича ишончлилик коэффициенти γ_n га ва (конструкциянинг реал юкланиш шароитини эътиборга олувчи) юкларнинг уйғунлашув коэффициенти γ_c га боғлиқдир. Табиийки, ҳисобий зўриқиш кесимнинг юк кўтариш қобилияти Φ дан ортиб кетмаслиги керак. Φ нинг ўзи материалларнинг норматив қаршилиги R_{ni} ; материаллар бўйича ишончлилик коэффициенти γ_{mi} ; материал ва конструкцияларнинг ишлаш шароити коэффициенти γ_i ; юк кўтариш қобилиятига таъсир этувчи, геометрик ва бошқа омилларга ҳамда S параметрига боғлиқ бўлган миқдордир.

Иккинчи гуруҳ бўйича эгилишга ҳисобланганда меъёрий юклардан ҳосил бўлган эгилиш f нормада кўрсатилган рухсат этилган $[f_u]$ дан ортиб кетмаслиги керак $f \leq [f_u]$ (12-илова).

2.4. Юклар ва таъсирлар

Ишлаш жараёнида конструкция материали турли хил таъсирлар ва турли хил юкларни ўзига қабул қилади. Таъсирлар куч воситаси билан (силовые) ва куч воситасисиз (несиловые) бўлиши мумкин.

Куч воситаси билан, яъни ташқи куч сифатида таъсир этадиган юкларга қуйидагилар киради:

- фойдали юклар, яъни конструкция қабул қилиши лозим бўлган юклар (машина ва асбоб-ускуналар вазни, технологик материаллар ҳамда одамлар оғирлиги кабилар);
- зилзила ва динамик кучлар таъсирида вужудга келадиган инерцион юклар ва ҳоказо.

Ҳарорат, намлик, радиация, зарарли муҳит каби таъсирлар куч воситасисиз, яъни кучга боғлиқ бўлмаган таъсирларга киради.

Темирбетон конструкцияларни ҳисоблаш назарияси ана шу таъсирларнинг барчасини инобатга ола билиши зарур. Мазкур дарсликда таъсирларнинг энг асосийлари билан танишиб ўтамиз.

Ҳисоблаш жараёнида иштирок этадиган юкларни белгилашда конструкциянинг мустаҳкам ва айни бир пайтда тежамли бўлишини ёдда тутишимиз лозим. Юклар конструкциянинг вазифасига қараб турларга ажратилади. Норматив (меъёрий) юкларнинг турлари «Юклар ва таъсирлар» деб номланган қурилиш нормалари ва қоидаларида (СНиП 2.01.07-85) батафсил баён этилган [10]. Норматив юклар конструкциянинг тежамлилиқ талабларига жавоб берадиган тарзда белгиланади.

Лойиҳалаш жараёнида конструкцияга уни тайёрлаш, сақлаш, ташиш пайтида, шунингдек иншоотни тиклаш даврида таъсир этадиган юкларни эътиборга олиш лозим бўлади. Ҳисоб ишларида юкларнинг норматив ва ҳисобий қийматларидан фойдаланилади. Конструкциядан ўз меъёрида фойдаланиш чоғида норма [10] бўйича унга қўйилиши мумкин бўлган юкларнинг максимал қиймати норматив (меъёрий) деб аталади.

Юкнинг ҳақиқий қиймати билан норматив қиймати орасидаги фарқ юклар ишончлилиқ коэффициентини γ_f ёрдамида ҳисобга олинади. Бу коэффициентларнинг қиймати кўпинча бирдан катта бўлади: $\gamma_f = 1,1 \div 1,4$, конструкциянинг ўзи ҳисобий юк таъсирига ҳисобланади.

Ҳисобий юкни аниқлаш учун норматив юк q_n ишончлилиқ коэффициентига кўпайтирилади:

$$q = q_n \gamma_f \quad (2.15)$$

Табиатда ташқи юклар бино ва иншоотларга алоҳида-алоҳида эмас, балки биргаликда таъсир қилади. Шунинг учун ҳам бино-иншоотларнинг ташқи юкларнинг биргаликда таъсир қилишининг энг ноқулай ҳолатига ҳисобланади. Юкларнинг биргаликда таъсир қилишининг энг ноқулай ҳолати (доимий ёки вақтинча юклар таъсирида) қабул қилинган.

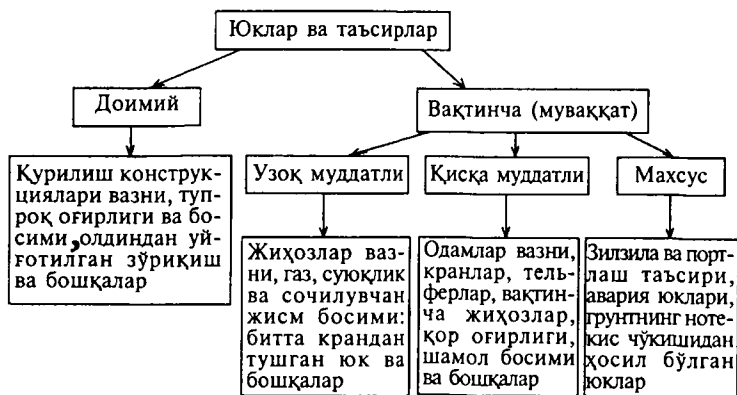
Конструкцияга таъсир этадиган юклар **доимий ёки вақтинча** (муваққат) бўлади (2.4-расм). Конструкция ёки ин-

шоотнинг бутун умри давомида унга таъсир этиб турадиган юк *доимий юк* дейилади. Конструкциянинг хусусий оғирлиги, грунт оғирлиги ва босими, олдиндан уйғотилган зўриқишнинг таъсири кабилар доимий юкларга киради.

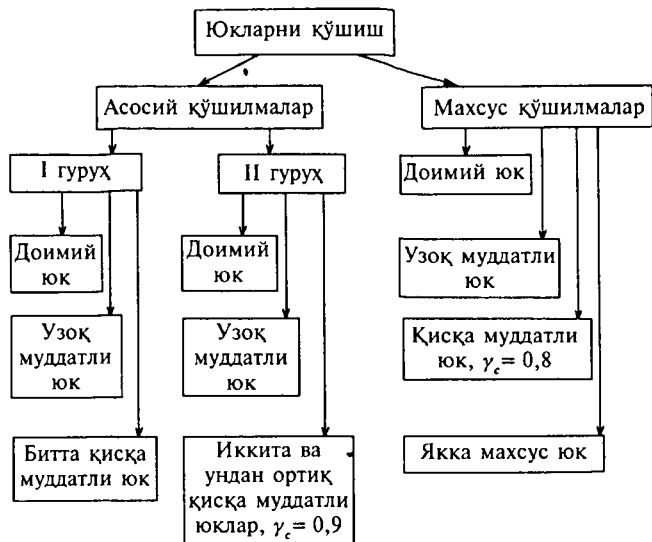
Муваққат, яъни *вақтинча* таъсир этадиган юклар икки турга бўлинади: узоқ муддат ва қисқа муддат таъсир этадиган юклар. Технологик жараёнларга боғлиқ бўлган таъсирлар узоқ муддатли муваққат юкларга киради. Масалан, элеваторга тўлдирилган дон йилнинг маълум муддати давомида конструкцияга босим кучи билан таъсир этади. Шамол, қор сингари таъсирлар қисқа муддатли юкларга мисол бўла олади. Зилзила ва портлаш кучлари каби таъсирлар махсус юкларга киради.

Хўш, лойиҳалаш жараёнида бу юклардан қай тарзда фойдаланилади? Юқори даражадаги ҳарорат билан қорни бир вақтнинг ўзида ҳисобга олса бўладими? Албатта бўлмайди. Ёки узоқ муддатларда такрорланадиган зилзила кучи билан юкнинг тўлиқ қийматини бир йўла ҳисобга олишда мантиқ борми? Конструкцияга таъсир этадиган реал юкни аниқлаш учун юкларнинг қайси турларини қўшиш мумкинлигини билиш зарур.

Бу муаммо қурилиш меъёрларида [10] ҳал этилган, яъни қандай ҳолларда қандай юк ва таъсирлар қўшилиши мумкин эканлиги белгилаб қўйилган.



2.4-расм. Юклар ва таъсирларнинг турлари.



2.5-расм. Юкларни қўшиш тарҳи.

Биринчи гуруҳ бўйича асосий қўшилмаларга доимий, узоқ муддатли ва битта қисқа муддатли юклар киради. Иккинчи гуруҳ бўйича асосий қўшилмаларга доимий, узоқ муддатли, икки ва ундан ортиқ қисқа муддатли юклар киради. Қисқа муддатли юкларни ҳисобга киритишда қўшилмалар коэффиценти (коэффициент сочетаний) $\gamma_c = 0,9$ олинади (2.5-расм).

Юкларнинг махсус қўшилмалари — доимий, узоқ муддатли ва битта махсус юкдан ташкил топади. Бунда қисқа муддатли юклар $\gamma_c = 0,8$ коэффицентга кўпайтирилади, махсус юк эса тўлалигича олинади.

Шуни таъкидлаш лозимки, конструкцияларни ноэластик ҳолат бўйича ҳисоблашда баъзи коэффицентларга (масалан, юк бўйича ишончлилик коэффиценти γ_f , аҳамияти бўйича γ_n , арматура қўшилмалар коэффиценти γ_c га) нафақат ташқи кучлар, балки ташқи кучлар билан чизиқсиз боғланишда бўлган ички кучларга ҳам кўпайтирилади.

ОЛДИНДАН ЗЎРИҚТИРИЛГАН ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРИ

3.1. Асосий тушунчалар

Тайёрлаш жараёнида сунъий равишда (олдиндан) бетонда сиқилиш ва арматурада чўзилиш кучланишлари уйғотилган темирбетон конструкциялари *олдиндан зўриқтирилган конструкциялар* деб аталади. Олдиндан уйғотилган кучланиш конструкция элементларининг ёрилиш бардошлиги ва бикирлигини сезиларли даражада оширади, ўта мустаҳкам пўлатлардан самарали фойдаланиш имконини яратади.

Бетоннинг чўзилувчанлиги кўпи билан 0,15—0,2 мм/мм эканлиги маълум. Бетон билан арматура биргаликда ишлагани сабабли арматурадаги кучланиш бетон дарз кетишидан илгари $\sigma_s = \epsilon_s E_s = 0,2 \cdot 10^{-3} \cdot 2 \cdot 10^5 = 40$ МПа дан кўп бўлмайди; бу эса фойдаланиш чоғидаги кучланишдан бир неча марта камдир. Бетондаги ёриқларнинг кенглиги кучланиш $\sigma_s = 150 \dots 170$ МПа бўлганда ҳам 0,1...0,2 мм дан ошмайди. Арматурадаги кучланишнинг ортиши билан бетондаги ёриқлар кенгайиб боради ва кучланиш 400—500 МПа га етганда ёриқларнинг кенглиги йўл қўйилмайдиган даражага етади. Шундай қилиб, оддий темирбетонда ёриқларнинг ҳаддан ташқари кенгайиб кетиши ўта мустаҳкам пўлатлардан самарали фойдаланиш имконини бермайди.

Олдиндан зўриқтирилган конструкцияларнинг афзаллиги уларнинг ёриқбардошлиги ва бикирлиги юқори даражада эканлигидадир. Ана шу хосса туфайли ўта мустаҳкам пўлат ва бетондан унумли фойдаланиш имконияти туғилади, бунинг натижасида арматура оддий темирбетондагига нисбатан 30—70 % камроқ сарф бўлади. Аини пайтда бетон сарфи ҳам камайиб, конструкция вазни енгиллашади. Олдиндан зўриқтирилган конструкцияларда В20...В60 синфли бетон ва ўта мустаҳкам арматура ишлатилади. Ўта мустаҳкам материалларнинг қўлланилиши темирбетон конструкциясининг кўндаланг кесимларини кичрайтириш имконини беради; бу эса конструкция нархини

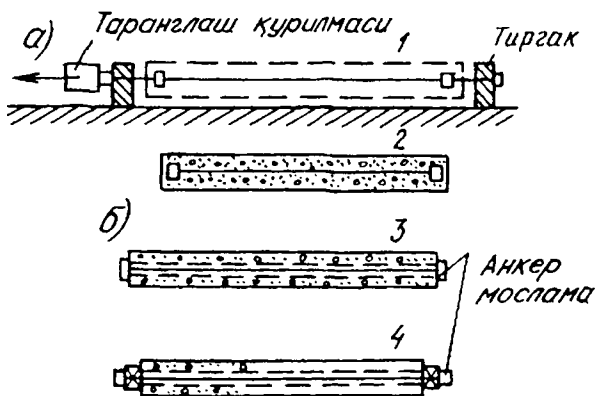
пасайтиради, чунки бетон билан арматуранинг нархи мустақамликка нисбатан секинроқ ортади. Олдиндан зўриқтирилган темирбетон конструкциялари ўзининг занглашга қарши ўта турғунлиги, кўпга чидамлилиги ва бардошлилиги билан фарқ қилади. Конструкцияларни олдиндан зўриқтирилиши оралик (пролет) ларни катталаштириш, кесимларни кичиклаштириш эвазига улардан самарали фойдаланиш доирасини кенгайтиради. Бетонда чўзувчи кучланишлар пайдо бўладиган конструкцияларда (эгилувчи элементлар, қувурлар, резервуарлар, миноралар ва ҳ.к.) олдиндан зўриқтирилган темирбетондан фойдаланиш мақсадга мувофиқдир.

Олдиндан зўриқтирилган конструкцияларни тайёрлаш учун кўп меҳнат сарфланади, махсус ускуналар ҳамда юқори малакали ишчилар талаб этилади; булар унинг камчилиги ҳисобланади. Олдиндан зўриқтирилган конструкцияларда фақат сиқилиш эмас, балки чўзувчи кучланишлар ҳам пайдо бўлади; бу кучлар конструкцияни тайёрлаш ва монтаж қилиш жараёнида ёриқлар пайдо қилиши мумкин. Тарангланган арматурадан бетонга узатиладиган кучли зўриқиш бетоннинг айрим ерларини (масалан, элемент учи, анкерлар остини) емириши ҳамда бетон билан арматура орасидаги тишлашувга путур етказиши мумкин. Махсус конструктив чоралар қўллаш орқали бу ҳодисаларнинг олдини олса бўлади.

Олдиндан зўриқтирилган конструкцияларнинг тежамкорлигига баҳо беришда шуни унутмаслик керакки, иқтисодий самарадорликнинг асосий кўрсаткичи — келтирилган харажатлар ва конструкциянинг амалдаги нархидир. Конструкциянинг иқтисодий самарадорлигига фақат бетон билан пўлатнинг сарфига қараб баҳо бериб бўлмайди, чунки бу кўрсаткичлар конструкция нархининг атиги 60 % ни ташкил этади холос. Шунинг учун ҳам олдиндан зўриқтирилган темирбетон конструкцияларини тайёрлаш технологиясини такомиллаштириш ва арзонлаштириш масаласи энг долзарб муаммолардан бири ҳисобланади.

3.2. Тайёрлаш усуллари

Олдиндан зўриқтирилган конструкцияларни тайёрлаш жараёнида арматурани бетон қуйишдан илгари тиргакла-



3.1-расм. Олдиндан зўриктирилган темирбетон конструкцияларини тайёрлашнинг асосий усуллари:

а — арматурани тиргакларга тираб таранглаш; б — арматурани бетонга қадаб таранглаш; 1 — арматурани таранглаш ва элементни бетонлаш; 2 — 4 — тайёр элементлар; 3 — элемент арматурасининг чўзилишдан олдинги кўриниши.

рига тираб ёки бетон қотгандан кейин бетоннинг ўзига тираб таранглаш мумкин (3.1-расм). Арматурани таранглашнинг асосан учта усули: механик, электротермик ва физик-кимёвий (ўз-ўзини зўриктириш) усуллари мавжуд.

Арматурани механик усул билан таранглашда кўпинча гидравлик домкратлардан фойдаланилади. Бу усулда арматурада катта зўриқиш ҳосил қилишдан ташқари, таранглаш кучини ҳам аниқ ўлчаса бўлади. Бунда чўзиладиган стерженлар домкрат цилиндрига бириктирилади, домкратнинг поршени элемент учига (торец) ёки махсус тиргакларга тиралади. Қудратли домкратларда тарангланадиган арматурани поршень билан бириктирилади. Даста (пучковая) арматурани таранглашда икки йўналишда ишлайдиган енгил кўчма домкратдан фойдаланилади.

Айланма стол ёрдамида ўта мустаҳкам симдан узлуксиз арматуралаш усули ҳам самаралидир. Мазкур усул ёрдамида бир ва икки ўқли кучланиш ҳолатида бўладиган тўсин, панель ва қувур сингари турли конструкцияларни олдиндан зўриктириш мумкин. Таранг тортилган сим билан узлуксиз арматуралаш усули олдиндан зўриктирилган резервуарларни қуришда ҳам кенг қўлланила-

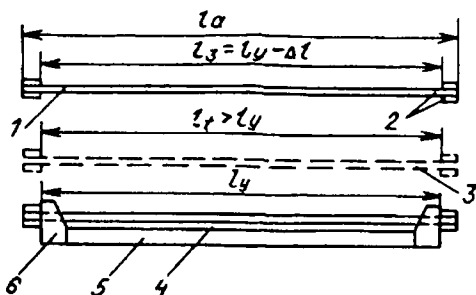
ди, бунда махсус қўзғалма машиналардан фойдаланилади. Бу усулни таранг тортилган ипни ғалтакка ўрашга ўхшатиш мумкин.

Арматурани таранглашнинг электротермик усули кейинги йилларда кенг тарқалди: эндиликда олдиндан зўриқтирилган конструкцияларнинг $3/4$ қисми шу усул билан тайёрланмоқда.

Усулнинг афзаллиги унинг ўта соддалиги ва исталган корхонада қўллаш имконияти мавжудлигидадир. Ишлатиладиган ускуналар 5—10 марта арзон, конструкция тайёрлаш учун сарфланадиган меҳнат ҳам 2—3 маротаба кам. Бироқ таранглаш аниқлиги механик усулдаги таранглашга қараганда анча паст. Бундан ташқари бу усулда кўпинча иссиқлайин чўзилган симлардан фойдаланилади, чунки бошқача ўта мустаҳкам симларда юқори кучланиш ҳосил қилиш учун жуда катта температурада қиздиришга тўғри келади, бу эса симнинг механик хоссасига салбий таъсир этиши мумкин.

Арматурани электротермик усул билан таранглашда арматура стерженларининг узунлигини (анкерлар оралигини) қолип тиргакларидан маълум масофага калтароқ олинади (3.2-расм). Арматурадан ток ўтказиб, уни $300—400^{\circ}\text{C}$ га қадар қиздирилади. Узайган стерженларни қолипнинг тиргакларига эркин жойланади, совиш жараёнида тиргаклар стерженнинг қисқаришига қаршилик кўрсатади. Шу йўл билан совиган стерженлар олдиндан зўриқтирилади. Шундан сўнг қолипга бетон ётқизилади ва бетон етарли мустаҳкамликка эришгандан сўнг арматурани маҳкамлаш ускуналари (анкерлар) дан бўшатилади, бўшаган арматура қисқариб бетонни сиқади.

Баъзан ўта мустаҳкам симларни таранглашда икки усулни биргаликда қўшиб ишлатиш ҳоллари ҳам учрайди. Қўшма усулга кўра қиздириладиган сим айланма стол ёрдамида узлуксиз равишда тарангланади. Таранглашнинг бу усулида кучланишнинг 50 % и механик усулда, қолган 50 % и қиздириб совутиш натижасида ҳосил қилинади. Бунинг оқибатида машинанинг маҳсулдорлиги икки маротаба ортади, конструкцияси ихчамлашади, олдиндан уйғотилган кучланишнинг назорат қилинадиган қиймати яна ҳам аниқлашади.



3.2-расм. Арматурани электротермик усулда таранглаш:
1 — совуқ стержень; 2 — анкерлар; 3 — қизиган стержень; 4 — совуган (тарангланган) стержень; 5 — қолип; 6 — тиргаклар.

Таранглашнинг физик-кимёвий усули ўз-ўзидан зўриқадиган конструкцияларни тайёрлашда қўлланилади. Бунда кенгаювчан цементдан тайёрланган бетоннинг ўзи кенгайиши оқибатида арматурада кучланиш пайдо бўлади. Арматурада уйғонган чўзувчи кучланишлар бетонни сиқади. Шу тариқа конструкция олдиндан зўриқади.

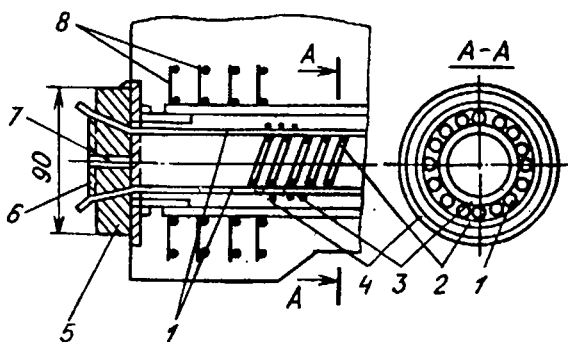
Республикамизда олдиндан зўриқтирилган конструкцияларнинг асосий қисми, оддий темирбетон элементлари сингари, марказлаштирилган усулда корхоналарда тайёрланади. Бундай ҳол уларни тайёрлаш жараёнини автоматлаштириш ва механизациялаш, конструкция сифатини яхшилаш ва арзонлаштириш имкониятини яратади. Баъзи ҳолларда таранглаш ишлари бевосита қурилиш майдончасининг ўзида амалга оширилади. Бунга катта оралиқли ва йирик ўлчамли конструкциялар, алоҳида бўлаклари заводларда тайёрланиб, қурилиш майдончасида йиғиладиган темирбетон конструкциялари мисол бўла олади. Бундай ҳолларда конструкциянинг ўзи тиргак вазифасини ўтайди, бетон ётқизиш жараёнида конструкцияда арматура учун туйнук ёки ўйиқ қолдирилган бўлади. Туйнуклар бетон қотиши жараёнида суғуриб олинадиган резина шланглар ёки пўлат қувурлар ёрдамида ҳосил қилинади ёки махсус тайёрланган, сирти ғадир-будур пўлат қувурлар бетон ичида қолдирилади. Бетон етарли мустаҳкамликка эришгач, туйнук ёки ўйиқдан ўтказилган арматура таранг тортилади ва учлари маҳкамланади (анкерланади). Кейин арматура билан бетон орасидаги ёпишувни

таъминлаш ва арматурани занглашдан асраш мақсадида туйнукка 0,5-0,6 МПа босим остида цемент қоришма ҳайдалади.

3.3. Олдиндан зўриқтирилган темирбетон элементларни конструкциялаш

Олдиндан зўриқтирилган элементлар учун арматура пўлатлари конструкция тури, бетон синфи, таъсир этувчи кучларнинг тавсифи (характери), атроф муҳитнинг ҳарорати ва зарарлиги, ишлаш шароити ва бошқа омилларга боғлиқ ҳолда танланади. Иложи борича мустаҳкамлиги юқорироқ бўлган арматура танлашга ҳаракат қилиш керак. Бетоннинг синфи конструкциянинг тури, бетоннинг хили, тарангланган арматуранинг синфи ва диаметри, анкерларнинг бор-йўқлигига қараб белгиланади.

Элементлар диаметри 5 мм гача бўлган Вр-II синфли сим билан анкерсиз арматураланса, бетоннинг синфи В20 дан, диаметри 6 мм ва ундан ортиқ бўлса — В30 дан кам бўлмаслиги лозим. К-7 ва К-19 синфли арқонсимон арматура қўлланган элементлардаги бетоннинг синфи камида В30 олинади. Агар А-V (Ат-V) ва Ат-VI синфли стерженли анкерсиз арматура ишлатилса, арматура диаметри 18 мм



3.3-расм. 18 та симдан ташкил топган арматура тутами:

- 1 — тарангланган арматура; 2 — диаметри 2мм бўлган спираль сим;
- 3 — диаметри 1мм бўлган сим боғлама; 4 — канал ишлаш; 5 — дастак;
- 6 — тиқин (пробка); 7 — канални тўлдириш тешиги; 8 — элемент учига қўйилган сим тўр.

гача бўлганда бетон синфи камида B20 ва B30, арматура диаметри 20 мм ва ундан ортиқ бўлганда B25 ва B30 дан кам бўлмаслиги керак.

Бетоннинг узатиш мустаҳкамлиги R_{bp} , яъни бетонни сиқиш дақиқасидаги мустаҳкамлиги унинг синфининг 50 % идан ҳамда 11 МПа дан кам бўлмаслиги, А-VI, Ат-VI, К-7, К-19, Вр-II сингари ўта мустаҳкам арматураларда эса 15,5 МПа дан кам бўлмаслиги зарур (19-илова).

Тарангланган арматурани бетонга яхши бирикувчи ва зўриқишларнинг бетонга узатилишини таъминлаш мақсадида арматуранинг учига анкер деб аталган махсус маҳкамловчи мослама ўрнатилади. Арматурани тиргакларга тираб тарангланганда, агар арматура билан бетон ўзича пухта бирикса, масалан, арматура даврий профилли пўлатлардан ёки сим арқонлар (канат) дан ташкил топган бўлса, анкер ускуналанмаса ҳам бўлади. Бироқ бунинг учун бетон юқори даражада мустаҳкам бўлиши, бундан ташқари, махсус конструктив чоралар қўлланган (қўшимча кўндаланг арматуралар ўрнатилган, ҳимоя қатламининг қалинлиги оширилган) бўлиши лозим.

Арматурани бетонга тираб таранглаганда унинг учига ҳамма вақт анкер мослама ўрнатиш шарт, аммо тиргакларга тираб тортганда махсус анкерлар ўрнатиш шарт эмас.

Бинокорликда алоҳида ингичка симларни тўплаб дасталанган арматуралардан ҳам фойдаланилади (3.3-расм); тутамлама арматура айланма — каркас 2 атрофида параллель жойлашган ва узунасига ҳар 1 метрда белдамчилар билан боғланган ингичка симлар 1 дан ташкил топади. Тутамлама арматура икки томонлама ишлайдиган домкрат билан тарангланади.

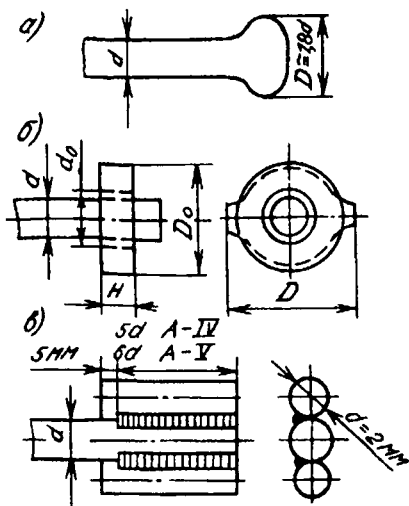
Стерженли арматурани бетонга ёки тиргакка тираб таранглаганда унинг учига каллак (3.4-расм, а), қистирма ҳалқа (3.4-расм, б) ёки пайвандланган тахтакач (3.4-расм, в) кўринишида вақтинчалик технологик анкерлар ускуналанади. Шу мақсадда кўчма қисқичлар, масалан, учмуштумли қисқичлардан ҳам фойдаланилади.

Айланма кесимли конструкциялар (резервуарлар, қувурлар ва ҳ.к.) ўта мустаҳкам сим билан узлуксиз равишда арматураланса, симнинг бир учи ўрама спираль остига маҳ-

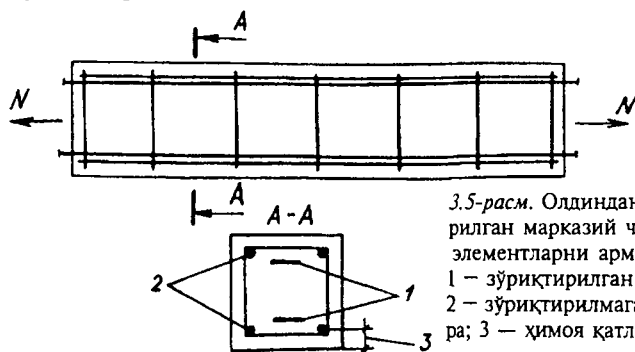
камланади ва иккинчи учи сиқувчи болтга ўралиб, бетонда қолдирилган металл тахтакачга бураб тигизланади.

Олдиндан зўриқтирилган темирбетон конструкцияларда тарангланган арматура таъсир этувчи кучга қараб жойлаштирилади. Марказий чўзиладиган элементларда (фермаларнинг пастки тасмалари, тортқичлар ва ҳ.к.) тарангланган арматура кесим бўйлаб бир текисда жойлаштирилади (3.5-расм). Резервуар ва қувурларнинг деворлари махсус машиналар ёрдамида ўта мустаҳкам сим билан арматураланади ёки ҳалқа симлар ўралиб, домкрат ёки тортувчи муфталар ёрдамида тарангланади.

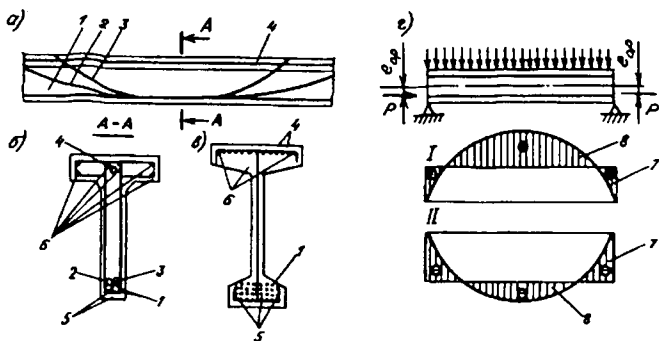
Эгилувчи номарказий чўзилувчи ва елкаси катта бўлган номарказий сиқилувчи элементларнинг кесими қўштавр, тавр ва қутисимон шаклларда лойиҳаланади. Эгилувчи элементларда тарангланган асосий арматурани чўзилиш зонасига жойланади, баъзан кесим юзаси $A'_{sp} = (0,15 \dots 0,25) A_{sp}$ бўлган тарангланган арматура сиқилиш зонасига ҳам ўрна-



3.4-расм. Тарангланган стерженли арматурага вақтинча қўйилган технологик анкерлар.



3.5-расм. Олдиндан зўриқтирилган марказий чўзилувчан элементларни арматуралаш: 1 — зўриқтирилган арматура; 2 — зўриқтирилмаган арматура; 3 — ҳимоя қатлами.



3.6-расм. Олдиндан зўриктирилган эгиловчи элементларни арматуралаш:
 1 – 4 – зўриктирилган арматура; 5, 6 – зўриктирилмаган арматура;
 7 – сиқувчи зўриқишдан ҳосил бўлган кучланишлар эпюраси;
 8 – ташқи юклар таъсирида ҳосил бўлган кучланишлар эпюраси.

тилади (3.6-расм, а-в). Тарангланган арматурани сиқилиш зонасига жойлашдан мақсад шуки, у номарказий сиқилган (тайёрлаш жараёнида) бетонни ёрилишдан асрайди, чунки эгиловчи тўсиннинг сиқилиш зонаси бундай пайтда чўзилишга ишлай бошлайди ва тўсинда ёрилиш хавфи пайдо бўлади.

3.6-расм, г да сиқувчи куч ва ташқи ёйиқ ва юк таъсирида тўсинда вужудга келадиган кучланишлар эпюраси тасвирланган; бу ерда елка e_{op} ўзгармас бўлиб, кучланиш моментлар эпюрасига мувофиқ равишда парабола бўйича ўзгаради. Эпюраларнинг алгебраик йиғиндисини олганда (йиғинди эпюра 3.6-расм, г да штрихлаб кўрсатилган) тўсиннинг пастки қиррасидаги чўзувчи кучланишлари анча камаяди, агар сиқувчи куч P ва унинг елкаси тўғри танланса, ўша кучланиш бутунлай йўқолиши мумкин. Тўсиннинг таянч яқинидаги юқори қисмида сиқувчи P кучдан ҳосил бўлган чўзувчи кучланиш сақланиб қолади, тўсиннинг шу участкаси емирилиши ҳам мумкин, элемент учидagi кучланишларни камайтириш мақсадида пастки тарангланган арматуранинг бир қисми букиб қўйилади (3.6-расм, а). Бунда елка e_{op} ҳамда сиқувчи куч P , демак, чўзувчи кучланиш ҳам элементнинг учи томон кичрайиб боради. Таянч яқинидаги оғма кесимда бўладиган бош чўзувчи кучланишларни қабул қилишда ҳам тарангланган арматурани букиш фойдадан холи эмас.

Эгилувчи элементларга таъсир этувчи кўндаланг кучнинг қиймати салмоқли бўлса, тўсиннинг таянчга яқин қисмида зарурат бўлган ҳолда, бўйлама арматурадан ташқари, кўндаланг арматура — хомутлар ҳам тарангланади. Таянч атрофида тўсиннинг икки ўқ йўналишида олдиндан зўриқтирилиши қия кесимлар бўйича ёрилишнинг олдини олади.

Олдиндан зўриқтирилган конструкцияларда, айниқса арматура бетонга тираб тарангланадиган ҳолларда, зўриқтириладиган арматуралар A_{sp} ва A'_{sp} дан ташқари зўриқтирилмаган оддий арматуралар A_s ва A'_s ҳам жойлаштирилади. Бундай арматураларнинг кесим юзалари элементни тайёрлаш, ташиш ва ўрнатиш жараёнида етарли мустаҳкамликка эга бўлиши шартидан келиб чиққан ҳолда танланади. Зўриқтирилмаган арматура ташқи сиртларга яқин ўрнатилади, зўриқтирилган арматура ичкарида қолади. Алоҳида стерженлар, тутамламалар, сим арқонлар, туйнуклар орасидаги масофалар бетон аралашмасини ётқизиш ва зичлаштириш, анкер ва тарангловчи ускуналарни жойлаштириш ишларини ҳисобга олган ҳолда белгиланади. Бу масофалар пастки арматуралар учун арматура диаметридан ёки 25 мм дан, туйнуклар орасидаги масофа эса туйнук диаметридан ёки 50 мм дан кам бўлмаслиги лозим.

Конструкция сим билан узлуксиз арматураланганда симлар орасида жой қолдириш шарт эмас. Сим учини маҳкам боғлаш (анкерлаш) ҳамда ҳимоя қатламининг кўчиб тушмаслиги чоралари (масалан, симтўр ўрнатиш) кўрилса бўлгани. Бетон сиртига ўрнатиладиган анкер ускуналари қалинлиги 5 мм дан кам бўлмаган бетон ёки қоришма билан ҳимояланиб, занглашга қарши моддалар билан қопланиши лозим. Олдиндан зўриқтирилган конструкцияларни лойиҳалаш жараёнида куч кўп тушадиган айрим жойларни кучайтириш талаб этилади. Анкерлар ва тортиш мосламалари ўрнатилган жойлар ана шундай жойлардан саналиб, бу жойлар қўшимча кўндаланг арматура ёки металл тахтакач қўйиш ёки ўша участкада элемент кесимини катталаштириш йўли билан кучайтирилади.

3.4. Кучланиш ҳолатлари ва олдиндан зўриқтирилган темирбетон элементларни мустаҳкамликка ҳисоблаш

Олдиндан зўриқтирилган конструкцияларда оддий темирбетон конструкциялардаги зўриқишларга қўшимча равишда бетонда тарангланган арматурадан бериладиган сиқилиш зўриқишлари пайдо бўлади. Шунинг учун олдиндан зўриқтирилган конструкцияларни лойиҳалашда улар одатдаги юклардан ташқари сиқувчи кучлар таъсирига ҳам ҳисобланади.

Конструкцияларни лойиҳалашда олдиндан уйғотиладиган кучланишнинг қиймати арматура пўлатининг механик хоссаларига қараб белгиланади. Олдиндан уйғотиладиган кучланишнинг қиймати пўлатнинг эластиклик chegarасидан катта бўлмаслиги, бироқ жуда кичкина ҳам бўлмаслиги зарур. Чунки кучсиз тарангланган арматура кучланиш йўқотувларидан сўнг фойдасиз бўлиб қолади. Олдиндан уйғотиладиган кучланишнинг қиймати йўл қўйиладиган оғишлар P ни ҳисобга олганда қуйидаги шарт асосида аниқланади:

$$\sigma_{sp} + P \leq R_{s,ser} ; \quad \sigma_{sp} - P \geq 0,3 R_{s,ser} \quad (3.1)$$

Арматура механик усулда тарангланганда $P = 0,05 \sigma_{sp}$; электротермик усулда эса

$$P = 30 + 360 / l \quad (3.2)$$

бўлади, бу ерда l — тиргакларнинг ташқи сиртлари орасидаги масофа.

Тиргакларга тираб таранглашдан ҳосил бўлган кучланишнинг назорат қилинадиган қиймати σ_{con1} ни аниқлаш учун σ_{sp} дан анкерларнинг деформацияланиши ва арматуранинг ишқаланиши натижасида йўқотилган кучланишлар (буларни аниқлаш усули қуйида берилади) айириб ташланади. Арматурани бетонга тираб тортишда ҳосил бўлган кучланишнинг назорат қилинадиган қиймати қуйидаги формула ёрдамида аниқланади:

$$\sigma_{con2} = \sigma_{sp} - \alpha(P / A_{red} + P e_{op} y_{sp} / J_{red}) \quad (3.3)$$

бу ерда P — олдиндан уйғотилган кучланишлар тенг таъсир этувчиси; e_{op} — елка; y_{sp} — келтирилган кесимнинг оғирлик марказидан тарангланган арматурадаги зўриқишлар тенг таъсир этувчисигача бўлган масофа (3.7-расм).

Назорат қилинадиган кучланиш σ_{con2} нинг қиймати шундай белгиланиши керакки, ҳисобий кесимда σ_{sp} га тенг бўлган кучланиш ҳосил бўлсин.

Арматурани таранглаш чоғида унда олдиндан уйғотилган кучланишлар вақт ўтиши билан қайтмас йўқотувлар эвазига камайиб боради. Ушбу йўқотувлар бетоннинг киришиши ва тоб ташлаши, пўлатдаги кучланишларнинг релаксация (камайиши), анкерлар деформацияси, арматуранинг туйнук деворларига ишқаланиши ва бошқалар натижасида содир бўлади. Олдиндан зўриқтирилган конструкцияларни ҳисоблашда ана шу йўқотувларни эътиборга олиш лозим, чунки уларнинг қиймати айрим ҳолларда анча сезиларли бўлиши (бошланғич назорат қилинадиган кучланиш σ_{sp} нинг 30—40 % ини ташкил этиши) мумкин.

Арматурада олдиндан уйғотилган дастлабки кучланишларнинг қиймати доимий эмас, вақт ўтиши билан кучланишлар камаяди. Камайишнинг бирламчи ва иккиламчи деб аталувчи турлари бор. Бирламчи камайишлар элемент тайёрланаётган ва бетон сиқилаётган даврда содир бўлади. Иккиламчи камайишлар эса бетон сиқилгандан кейин содир бўлади.

Бирламчи камайишларга қуйидагилар киради:

1. Арматурадаги кучланишлар релаксацияси туфайли σ_1 .
2. Температура фарқи туфайли σ_2 .
3. Анкерлар деформацияси туфайли σ_3 .
4. Арматурадаги ишқаланиш туфайли σ_4 .
5. Пўлат қолиплар деформацияси туфайли σ_5 .
6. Бетон қисқа муддатли тоб ташлаш деформацияси туфайли σ_6 .

Иккиламчи камайишларга қуйидагилар киради:

7. Арматурадаги кучланишлар релаксацияси туфайли $\sigma_7 = \sigma_1$.
8. Бетоннинг киришиши туфайли σ_8 .
9. Бетоннинг узоқ муддатли тоб ташлаши туфайли σ_9 .

10. Кувур ва резервуарларга ўралган арматура таъсирида бетоннинг эзилиши туфайли σ_{10} .

11. Йиғма элемент блоклари орасидаги чокларнинг сиқилиши туфайли σ_{11} .

Ҳар бир камайиш алоҳида формула ёрдамида аниқланади.

1. Тарангланган арматурадаги кучланишларнинг релаксацияси натижасида кучланишларнинг йўқолиши асосан (олдиндан уйғотилган) кучланишнинг қиймати σ_{sp} га ва арматуранинг турига боғлиқ:

$$\sigma_1 = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1 \right) \sigma_{sp}; \quad (3.4)$$

стерженли арматура учун

$$\sigma_1 = 0,1\sigma_{sp} - 20 \quad (3.5)$$

2. Тарангланган арматура билан тортқич орасидаги температуралар фарқи Δt ҳам В15...В40 синфли бетонни буғлаш ёки қиздириш жараёнида олдиндан уйғотилган кучланишнинг қуйидаги миқдорда камайишига олиб келади:

$$\sigma_2 = 1,25\Delta t \quad (3.6)$$

бу ерда Δt нинг аниқ қиймати берилмаса 65°C га тенг қилиб олинади. Бетоннинг синфи В45 ва ундан юқори бўлса, (3.6) формуладаги 1,25 коэффиценти 1,0 га алмаштирилади.

3. Тортқич мосламаси билан боғланган анкерларнинг деформациясидан олдиндан уйғотилган кучланишлар йўқолиши қуйидаги миқдорни ташкил этади:

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} E_s, \quad (3.7)$$

бу ерда Δl_1 — бетон билан анкер орасига қўйиладиган шайба ёки қистирманинг сиқилиши бўлиб, қиймати 1 мм га тенг; Δl_2 — стакансимон анкернинг деформацияси, қиймати 1 мм га тенг; тиргакларга тираб тарангланганда $\Delta l_1 + \Delta l_2 = \Delta l = 2$ мм деб олинади; l — тарангланаётган стерженнинг узунлиги, мм.

4. Арматура билан туйнук деворлари, бетон сиртлари ёки эғувчи мосламалар орасидаги ишқаланиш оқибатида

олдиндан уйғотилган кучланишларнинг йўқолиши қуйидаги формула ёрдамида аниқланади:

$$\sigma_4 = \sigma_{sp} \cdot \left(1 - \frac{1}{e^{\omega x + \delta \theta}}\right), \quad (3.8)$$

бу ерда e — натурал логарифмлар асоси; ω — туйнукнинг лойиҳавий ҳолатига нисбатан оғишини эътиборга оладиган коэффициент ($\omega = 0 \dots 0,003$); ω — арматурада таранглаш мосламасидан ҳисобий кесимгача бўлган масофа, м; δ — арматура билан туйнук девори орасидаги ишқаланиш коэффициенти, ($\delta = 0,35 \dots 0,65$); θ — туйнукнинг эгри участкасидаги ёйнинг марказий бурчаги, рад. Эгувчи мосламаларга ишқаланиш натижасида юз берадиган йўқотувни аниқлашда (3.8) формуладаги $\omega x = 0$ деб олинади.

5. Пўлат қолипнинг деформацияланиши оқибатида содир бўладиган кучланишлар йўқолиши қуйидаги формуладан аниқланади:

$$\sigma_s = \eta \frac{\Delta l}{l} E_s, \quad (3.9)$$

бирок 30 МПа дан кам олинмайди. Формуладаги Δl — қолипнинг бўйлама деформацияси; l — тиргакларнинг ташқи қирралари орасидаги масофа. Арматура механик усулда тарангланса

$$\eta = (n - 1) / 2n \quad (3.10)$$

бўлади, бу ерда n — ҳар хил вақтда тортиладиган стерженлар гуруҳи сони.

6. Тиргакларга таяниб тарангланган арматура бўшатилагач, олдиндан уйғотилган кучланиш бетонни сиқа бошлайди, бунда бетонда эластик деформациялар билан бир қаторда тезкор тоб ташлаш юз беради. Бу ҳол олдиндан уйғотилган кучланишларнинг маълум миқдорда йўқолишига (камайтишига) олиб келади:

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq \alpha \text{ бўлганда } \alpha_6 = 40\sigma_{bp} / R_{bp}; \quad (3.11)$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > \alpha \text{ бўлганда } \sigma_6 = 40\alpha + 85\beta \left(\sigma_{bp} / R_{bp} - \alpha\right), \quad (3.12)$$

Бу ерда σ_{bp} — арматуранинг сиқилиши натижасида бетонда ҳосил бўлган кучланиш; $\alpha = 0,25 + 0,025R_{bp}$ бўлиб,

0,8 дан ортиқ олинмайди; $\beta = 5,25 - 0,185R_{bp}$, бу коэффициентнинг қийматлари 1,1...2,5 оралиғида бўлади.

Агар темирбетон элементига иссиқ ишлов берилса, (3.11) ва (3.12) формулалардан топилган қийматлар 0,85 коэффициентга кўпайтирилади.

7. Арматурада релаксация туфайли йўқотиш $\sigma_y = \sigma_1$.

8. Бетоннинг узоқ муддатли тоб ташлаши натижасида зўриқишларнинг берилишидан то эксплуатацион юкларнинг қўйилишигача бўлган вақт мобайнида йўқотилган кучланишлар оғир бетон учун қуйидаги формулалар ёрдамида топилади:

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,75 \text{ бўлганда } \sigma_y = 150\sigma_{bp} / R_{bp}; \quad (3.13)$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0,75 \text{ бўлганда } \sigma_y = 300(\sigma_{bp} / R_{bp} - 0,375) \quad (3.14)$$

Агар бу ерда ҳам элементга иссиқ ишлов берилса, йўқолган кучланиш миқдори 0,85 га камайтирилади.

9. Вақт ўтиши билан содир бўладиган киришиш деформациялари ҳам олдиндан уйғотилган кучланишларнинг йўқолишига олиб келади. Тиргакларга тираб тарангланганда йўқолиш миқдори В35, В40, В45 ва бундан катта синфли оғир бетонлар учун $\sigma_s = 40; 50$ ва 60 МПа ни ташкил этади. Бетонга тираб тарангланганда киришиш натижасида содир бўладиган йўқотиш $30; 35$ ва 40 МПа ни ташкил этади. Олдиндан уйғотилган кучланишнинг йўқолиши йиғма блоклардан ташкил топган конструкция чоклари орасидаги деформация — σ_{11} , спираль кўринишда ўралган сим арматура остидаги бетоннинг эзилиши — σ_{10} сингари сабаблар туфайли ҳам содир бўлади.

10. Спирал ва ҳалқасимон арматуранинг симлари остида бетоннинг эзилишидан вужудга келган йўқотиш σ_{10} фақат бетонга ўраб тарангланадиган элементлар (ташқи диаметри $d_{ext} = 300$ см гача бўлган қувурлар, резервуарлар) дагина ҳисобга олинади:

$$\sigma_{10} = 70 - 0,22d_{ext}. \quad (3.15)$$

11. Йиғма конструкцияларнинг алоҳида бўлаклари орасидаги чокларнинг сиқилишидан вужудга келадиган йўқотиш σ_{11} қуйидаги формуладан топилади:

$$\sigma_{11} = n\Delta E_s / l, \quad (3.16)$$

бу ерда n — чўзиладиган арматура бўйлаб жойлашган чоклар сони; Δl — чоклар деформацияси бўлиб, бетон билан тўлдирилган ҳар бир чок учун 0,3 мм га, бетонсиз уланган чок учун 0,5 мм га тенг бўлади; l — тарангланаётган арматура узунлиги, мм.

Олдиндан зўриқтирилган конструкцияларни ҳисоблашда бетоннинг сиқилиши тугагунга қадар бўлган йўқотишлар σ_{los1} билан сиқилиш тугагандан кейин юз берган йўқотувлар σ_{los2} ни бир-биридан фарқ қилиш лозим, йўқотишларнинг тўлиқ қиймати $\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2}$ бўлади.

Арматурани тиргакларга тираб тарангланганда σ_{los1} арматурадаги кучланишнинг камайиши, температуралар фарқи, анкерлар деформацияси, арматуранинг ишқаланиши, қолип деформацияси, тезкор тоб ташлашлар эвазига вужудга келади, яъни $\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6$, σ_{los2} эса бетоннинг тоб ташлаши ва киришишидан ҳосил бўлади:

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9$$

Арматурани бетонга тираб тарангланганда арматурадаги кучланишнинг бирламчи йўқолиши σ_{los1} анкерлар деформацияси ва арматуранинг ишқаланишидан, яъни $\sigma_{los1} = \sigma_3 + \sigma_4$ арматурадаги кучланишнинг иккиламчи камайиши — σ_{los2} бетоннинг тоб ташлаши ва киришиши, арматура симлари остида бетоннинг эзилиши, йиғма блокли конструкцияларда чоклар деформациясидан вужудга келади, яъни $\sigma_{los2} = \sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11}$. Йўқотишларнинг умумий сон қиймати σ_{los} меъёр бўйича 100 МПа дан кам олинмайди.

3.4.1. Бетон ва арматурадаги кучланишларни аниқлаш.

Олдиндан зўриқтирилган элементнинг бўйлама ўқига тик бўлган кесимдаги кучланишлар бетон кесими ва тарангланган ҳамда тарангланмаган арматура кесимлари юзасидан ташкил топган бўлиб, унинг келтирилган юзаси эластик жисмдаги каби аниқланади. Барча бўйлама арматуралардаги сиқувчи кучларнинг тенг таъсир этувчиси P ташқи куч сифатида қабул қилинади.

Тенг таъсир этувчи P ва унинг келтирилган юза оғирлик марказигача бўлган елкаси e_{op} қуйидаги формулалар ёрдамида аниқланади (3.7-расм):

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s ; \quad (3.17)$$

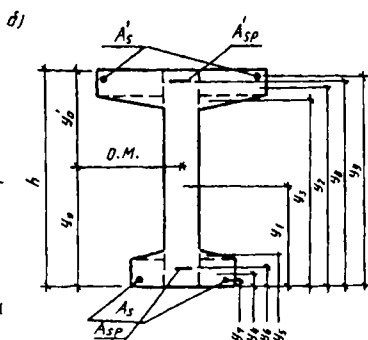
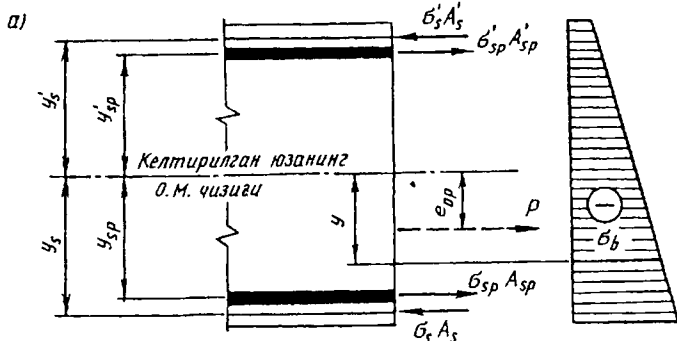
$$e_{op} = \frac{\sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} y'_s - \sigma'_s A'_s y'_s - \sigma_s A_s y_s}{P}, \quad (3.18)$$

бу ерда σ_{sp} ва σ'_{sp} — тарангланган A_{sp} ва A'_{sp} арматурадаги кучланишлар, σ_s ва σ'_s — тарангланмаган A_s ва A'_s арматуралардаги кучланишлар.

Бетондаги кучланиш умумий ҳолда номарказий сиқилиш ҳолатидаги элемент каби қуйидаги формула ёрдамида аниқланади:

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} \pm \frac{Pe_{op}}{J_{red}} y, \quad (3.19)$$

бу ерда A_{red} — бетон кесимига келтирилган юза $A_{red} = \alpha (A_{sp} + A'_{sp} + A_s + A'_s)$; J_{red} — келтирилган кесим оғирлик марказидан ўтувчи ўққа нисбатан A_{red} юзадан олинган инерция моменти; y — келтирилган кесимнинг оғирлик марказидан кучланиши аниқланаётган толагача бўлган масо-



3.7-расм. Олдиндан зўриқтирилган элемент кесимида ҳосил бўладиган кучланишларни аниқлашга доир:

- а — сиқилишдаги кучланишларнинг жойланиши;
- б — келтирилган юзанинг геометрик характеристикасини топишга доир схема.

фа (3.7-рasm, б). $\alpha = E_s/E_b$; E_b ва E_s — бетон ва арматура-нинг эластик модуллари.

Бетон ва арматурадаги кучланишлар назорат қилинув-чи кучланишларни текширишда, тоб ташлаш ва кўп кар-рали юклар таъсирида вужудга келадиган йўқотувларни аниқлашда, ёрилишбардошлик ва деформацияларни ҳисоб-лашда ва бошқа шу каби ҳолларда топилади.

3.4.2. Кучланиш ҳолати босқичлари. Олдиндан зўриқ-тирилган темирбетон конструкцияларда бетонни сиқиш бошланганидан уни ташқи кучланишлар ҳолати бир неча характерли босқичларга бўлинади. Ўқ бўйлаб чўзиладиган элементга марказий сиқувчи ва ташқи кучлар таъсирини кўриб ўтайлик. Бетон сиқилгандан кейин элементда қуйи-даги кучланиш ҳолати таркиб топади:

— йўқотишларнинг бирламчи турлари содир бўлгач, бетонда σ_{b1} , арматурада $\sigma_{sp} - \sigma_{los1} - \alpha\sigma_{b1}$;

— йўқотишларнинг ҳамма турлари содир бўлгач, бе-тонда σ_{b2} , арматурада $\sigma_{sp} - \sigma_{los1} - \alpha\sigma_{b2}$ кучланиш ҳосил бў-лади. Бу ерда 1 индекси кучланишлардан бирламчи йўқо-тувлар, 2 индекси эса барча йўқотишлар айириб ташлан-ганини билдиради. Элементнинг бу ҳолатида олдиндан уйғотилган кучланишлар муҳим қарор топган бўлиб, таш-қи кучлар қўйилгунга қадар 0 босқичга киритса бўлади (3.1-жадвал). Ташқи чўзувчи кучлар ортган сари бетонда олдиндан уйғотилган сиқувчи кучланишлар камайиб, ар-матурадаги чўзувчи кучланишлар орта боради. Бетонда олдиндан уйғотилган кучланишлар сўнганда, арматурада-ги кучланиш $\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{los}$ бўлади. Шу ҳолатдан бошлаб элемент оддий темирбетон элементи каби ишлайди, чун-ки унда олдиндан уйғотилган кучланишлар сўнган бўла-ди. Элементнинг бу ҳолати I босқичга кирилади. Ташқи куч-ларнинг янада ортиши бетонда чўзувчи кучланишлар пайдо қилади, бу кучланишлар орта бориб, чўзилишдаги мус-таҳкамлик чегараси R_b га тенглашади. Элемент бундай ҳолатда Ia босқич бўйича ҳисобланади. Элементни ёриқ-лар пайдо бўлишига ҳисоблаш ана шу босқичга асосланади.

Навбатдаги II босқичда бетонда ёриқлар пайдо бўлади, бироқ арматурадаги кучланиш ҳисобий қаршилиқдан ки-чикроқ бўлади. Кучнинг янада ортиши элементда III босқич-ни юзага келтиради, бу босқичда элемент емирилади.

Номарказий сиқилган элемент кўндаланг эгилганда 0 босқичда қарор топган кучланишлар кесим баландлиги бўйича чизиқли ўзгаради (3.1-жалвал). Бетоннинг тарангланган арматура даражасида энг кўп сиқилган жойида олдиндан уйғотилган кучланишларнинг сўниши элемент I_0 босқичда эканлигидан далолат беради. Яъни тўсинга таъсир қилаётган ташқи юкнинг миқдори нолга тенг бўлмаган ҳолда унинг солқилиги нолга тенг. Ташқи юк миқдори яна ҳам орттирилса (кейинги босқич), элементнинг кучланиш ҳолати оддий темирбетон элементнинг кучланиш ҳолати каби бўлади.

Натижада олдиндан зўриқтирилган темирбетон конструкцияларда оддий темирбетон конструкцияга нисбатан ёриқнинг пайдо бўлиши кечроқ ва эгилиши эса камроқ бўлади.

Олдиндан зўриқтирилган конструкцияларнинг ёриқлар пайдо бўлишига қаршилиги юқори, деформацияланиши кам бўлиши сабабли, юқори қаршиликларга эга бўлган бетон ва арматуралардан фойдаланиш ҳисобига иқтисодий самарадорликка эришилади.

3.4.3. Олдиндан зўриқтирилган темирбетон элементлари мустаҳкамликка ҳисоблаш. Элементлар биринчи чегаравий ҳолатлар бўйича ҳисобланганда қуйидаги таъсирлар: ташқи кучлар билан бирга олдиндан уйғотилган сиқувчи кучлар; элементни тайёрлаш, ташиш ва ўрнатиш жараёнида вужудга келадиган бошқа кучлар таъсири эътиборга олинади.

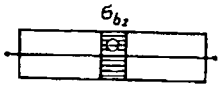
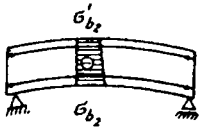
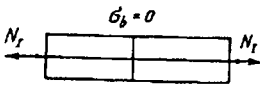
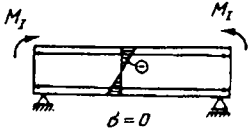
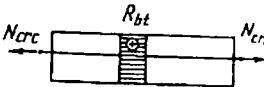
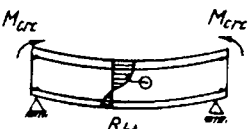
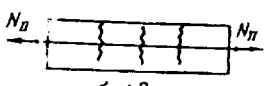
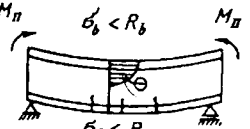
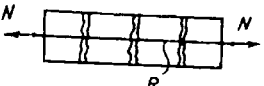
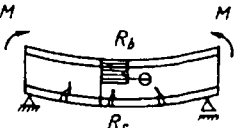
Чегаравий ҳолатда бетон ва арматурадаги кучланиш ҳисобий қаршилик даражасига етади. Агар зўриқтирилган арматура A'_{sp} сиқилиш зонасида жойлашган бўлса, у ҳолда чегаравий ҳолатда кучланиш

$$\sigma_{sc} = \sigma_{sc,u} - \gamma_{sp} \sigma'_{sp} \quad (3.20)$$

бўлади, бундаги $\sigma_{sc,u}$ нинг изоҳи 4.2.2. параграфда берилган; $\gamma_{sp} = 1,1$ — олдиндан зўриқтириш аниқлиги коэффициенти; $\sigma'_{sp} - A'_{sp}$ арматурасида олдиндан уйғотилган чўзилиш кучланиши.

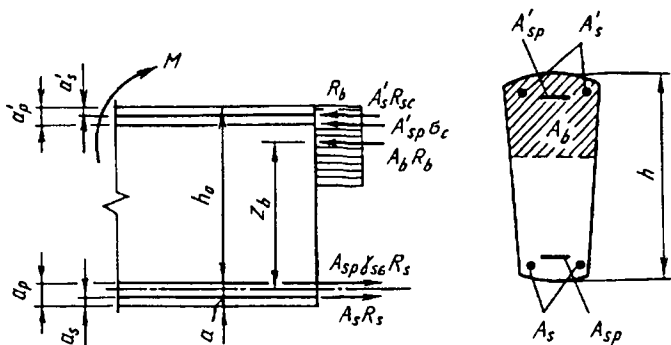
$\gamma_{sp} \sigma'_{sp} < \sigma_{sc,u}$ бўлганда A'_{sp} даги кучланиш $\sigma_{s,c}$ сиқилувчан бўлади. Бу ҳолда $\sigma_{s,c}$ нинг қиймати арматуранинг сиқилиш бўйича ҳисобий қаршилиги $R_{s,c}$ дан камроқ олинади. Агар $\xi < \xi_R$ бўлса, кучланишнинг ортиши меъёрларга би-

**Олдиндан зўриктирилган элементларда кучланиш
ҳолатларининг босқичлари**

<i>Кучланиш ҳолатлари босқичлари</i>	<i>Марказий сиқилган элементнинг ўқ бўйлаб чўзилиши</i>	<i>Номарказий сиқилган элементнинг эгилиши</i>
0 <i>(қарор топган олдиндан уйғотилган кучланишлар)</i>		
I₀ <i>(бетон сиқили- шининг сўниши)</i>		
I_a <i>(дарз кетиш- дан олдинги ҳолат)</i>		
II <i>(бетондаги ёриқлар)</i>		
III <i>(емирилиш)</i>		

ноан арматуранинг ҳисобий қаршилиги R_s ни γ_{s_6} коэф-
фициентга кўпайтириш йўли билан ҳисобга олинади. Асли-
да γ_{s_6} билан ξ орасидаги боғланиш чизиқли эмас, бироқ
меъёрларда соддалаштириш мақсадида бу боғланиш чи-
зиқли деб олинади:

$$\gamma_{s_6} = \eta - (\eta - 1)(2\xi / \xi_R - 1) \leq \eta, \quad (3.21)$$



3.8- расм. Олдиндан зўриқтирилган элементнинг мустаҳкамликка ҳисоблашда зўриқишлар тарҳи ва кучланишлар эпюраси.

бу ерда η — арматура синфига боғлиқ бўлган коэффицент бўлиб, А-IV ва Ат-IV синфлар учун $\eta = 1,2$; А-V, Ат-V, В-II, Вр-II ва К-7, К-19 синфлар учун $\eta = 1,5$; А-VI ва Ат-VI синфлар учун $\eta = 1,1$. ξ ва ξ_R нинг қийматлари R_s нинг ҳисобий қийматига қараб ҳисобланади.

$\xi \leq \xi_R$ бўлган ҳол учун эгиловчи элементларнинг нормал кесимлари қуйидаги формула ёрдамида ҳисобланади (3.8-расм):

$$M \leq R_S S_b + R_{SC} S_S + \sigma_{SC} S'_{SP}; \quad (3.22)$$

$$R_b A_b = \gamma_{s6} R_S A_{SP} + R_S A_S - R_{SC} A'_S - \sigma_{SC} A'_{SP}, \quad (3.23)$$

бу ерда σ_{SC} (3.20) формуладан топилади; γ_{s6} — (3.21) формуладан аниқланади; қолган қийматларнинг маъноси (4.14) формулада берилган.

$\xi > \xi_R$ бўлган ҳол учун арматурадаги кучланиш ҳисобий қийматга етиб бормади ва стерженларнинг i -қатори учун унинг қиймати қуйидаги формула ёрдамида аниқланади:

$$\sigma_{Si} = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \omega / 1,1} (\omega / \xi_i - 1) + \sigma_{SPi}, \quad (3.24)$$

бу ерда σ_{SPi} — ҳисобланаётган босқичда элементда олдиндан уйғотилган кучланишнинг қиймати; қолган ҳарфларнинг изоҳи (4.10) формулада берилган.

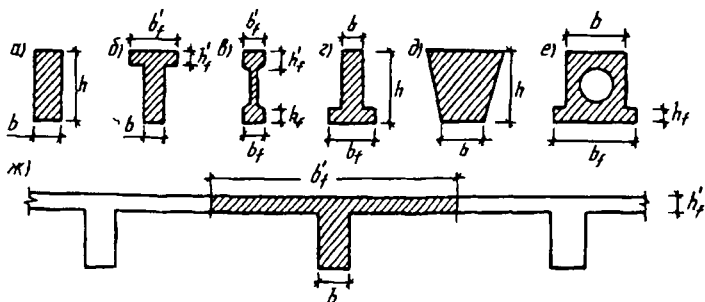
ЭГИЛУВЧИ ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ КОНСТРУКЦИЯЛАШ ВА МУСТАҲКАМЛИККА ҲИСОБЛАШ

4.1. Бир оралиқли тўсин, плита ва панелларни конструкциялаш

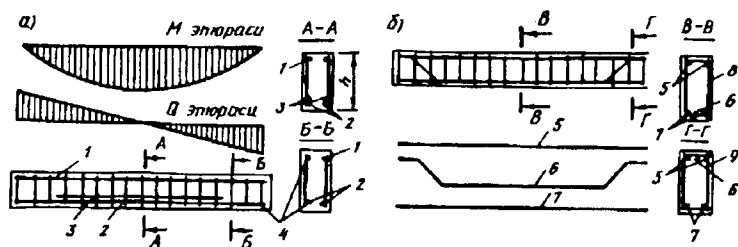
Тўсин. Темирбетон тўсинларнинг кўндаланг кесимлари турли шаклларга эга бўлиши мумкин. Булар ичида энг кўп тарқалганлари тўғри тўртбурчак (4.1-расм, а), тоқчаси юқорида жойлашган тавр (4.1-расм, б) ва қўштавр (4.1-расм, в) шаклли кесимлардир. Шулар билан бир қаторда тоқчаси пастда жойлашган тавр (4.1-расм, г), трапециясимон (4.1-расм, д), ичи бўш (4.1-расм, е) ва бошқача шаклли кесимлар ҳам қўлланади. Тавр шаклли кесимлар алоҳида тўсинларда ҳам, қовурғали монолит ёпмаларда ҳам учрайди (4.1-расм, ж).

Кўндаланг кесимлар баландлиги одатда тўсин узунлигининг $1/10$ — $1/20$ қисмини, кенглиги эса баландликнинг $1/2$ — $1/4$ қисмини ташкил этади. Кўндаланг кесим ўлчамларини бирхиллаштириш мақсадида тўсиннинг баландлиги (агар $h \leq 500$ мм бўлса) 50 мм ва ($h > 500$ мм бўлса) 100 мм га каррали қилиб олинади; тўсиннинг кенглиги 100, 120, 150, 180, 200, 250 мм, давоми 50 мм га каррали бўлади.

Бўйлама ишчи арматура, озгина ҳимоя қатлами қолдирилган ҳолда, тўсиннинг чўзилиш зонасига жойланади. Қия



4.1-расм. Темирбетон тўсинларнинг кўндаланг кесим юзалари.



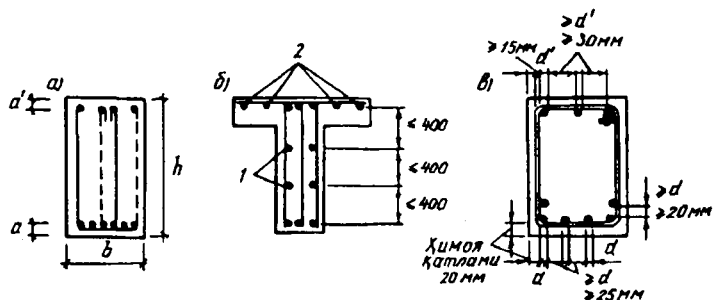
4.2-расм. Бир оралиқли тўсинларни арматуралаш:
а — пайванд каркаслар; б — тўқима каркаслар.

кесимларда қаршиликни ошириш мақсадида кўндаланг арматуралар ўрнатилади. Бундан ташқари, кўндаланг арматурани маҳкамлаш ва фазовий каркас ҳосил қилиш учун тўсиннинг сиқилиш зонасига монтаж арматураси қўйилади.

Тўсинлар асосан пайвандланган каркаслар билан (4.2-расм, а), баъзи ҳолларда тўқима каркаслар билан (4.2-расм, б) арматураланади. Пайванд тўрлардаги чўзилувчи стерженлар 2 таянчга қадар олиб борилади, 3 стержень оралиқда узиб қўйилади. Монтаж стерженлари 1 ва кўндаланг 4 стерженлар қирқувчи кучларни қабул қилади. Тўқима каркасдаги бўйлама чўзилувчи стержень 7 ҳам таянчга қадар мўлжалланган, 6-букилган стержень, 5-монтаж стержени, 8-очиқ хомут, 9-ёпиқ хомут.

Тўсин кесимидаги ясси пайванд тўрларнинг сони турлича бўлиши мумкин. Тўсин кесимининг кенглиги 100 — 150 мм бўлса — битта, кенглик каттароқ бўлса — иккита ва ундан ортиқ тўр ўрнатилади. Пўлатни тежаш мақсадида ишчи бўйлама арматураларнинг бир қисми таянчларга етказилмай, оралиқда узиб қўйилиши мумкин. Бу иш ҳисобларга асосланган ҳолда амалга оширилади. Бироқ (тўсиннинг кенглиги 150 мм ва ундан ортиқ бўлса) камида икки стержень таянчга қадар давом эттирилиши зарур. Алоҳида ясси тўрлар стерженлар ёрдамида бирлаштирилиб, фазовий каркас ҳосил қилинади.

Тўсинлар тўқима каркаслар билан арматураланса, кўндаланг кучларни қабул қилиш учун хомутлар ўрнатилади. Агар сиқилиш зонасидаги бўйлама стерженлар иккитадан



4.3-расм. Пайванд ва тўқима каркас билан арматураланган тўсиннинг кўндаланг кесимлари:

- а — тўқима каркасларнинг тўрт симли хомутлари; б — тавр кесимли тўсинларни арматуралаш; в — бўйлама стерженлар орасидаги масофа;
 1 — тўсин ён қиррасидаги диаметри 10–12 мм бўлган арматура;
 2 — тавр кесимли тўсин тоқчасига қўйиладиган пайвандланган симтўрининг бўйлама стерженлари.

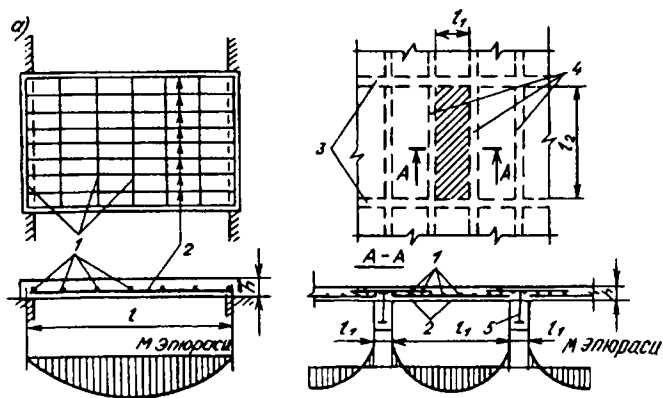
ортмаса-очиқ хомут, иккитадан ортса ва ҳисоб бўйича сиқилиш зонасига арматура қўйилиши лозим бўлса-ёпиқ хомут қўйилади. Тўсиннинг кенглиги 350 мм дан катта бўлса, тўрт симли хомут қўйиш тавсия этилади; бундай хомут иккита икки симли хомутдан ташкил топади (4.3-расм, а). Тўқима каркасларда бўйлама ишчи арматуранинг бир қисмини таянч яқинида букиб, сиқилиш зонасига киритиб қўйиш мақсадга мувофиқдир (4.2-расм, б). Тўсиннинг бу қисмида чўзилувчи арматура камроқ талаб этилади, бироқ кўндаланг кучларни (бош чўзувчи кучланишларни) қабул қилиш учун кўпроқ арматура талаб этилади. Букмалар асосан 45° бурчак остида ўтказилади, бироқ баланд тўсинларда (баландлиги 800 мм дан ортиқ бўлса) букилиш бурчагини 60° га қадар ошириш, баландлиги паст бўлган тўсинларда 30° га қадар камайтириш мумкин. Стерженлар айлана ёйининг радиуси $10 d$ дан кам бўлмаган радиус билан букилади ва узунлиги сиқилиш зонасида $10 d$ дан, чўзилиш зонасида $20 d$ дан кам бўлмаган тўғри чизикли участка билан тугайди. Тўқима каркасларда силлиқ стерженларнинг учи, бетон билан пухтароқ боғланиши учун, илгакли қилинади.

Ишчи бўйлама арматуранинг диаметри 10–40 мм оралиғида олиниши зарур. Тўқима каркас хомутларининг диаметри тўсин кесимининг баландлиги 800 мм гача бўлса,

камида 6 мм, 800 мм дан ортиқ бўлса, камида 8 мм олинади. Монтаж арматурасининг диаметрини 10—12 мм олса бўлади.

Тўсин кесимининг баландлиги 700 мм дан катта бўлса, тўсиннинг иккала ён сирти яқинига ҳар 400 мм оралиқда диаметри 10—12 мм бўлган бўйлама стерженлар ўрнатиш тавсия этилади (4.3-расм, б). Бу стерженлар кесимларининг йиғинди юзаси тўсин қовурғаси кесим юзасининг 0,1 % идан кам бўлмаслиги керак. Тавр кесимли баъзи тўсинлардан пайвандланган каркаслар билан бир қаторда токчаларни арматуралаш учун пайванд турлари ишлатилади (4.3-расм, б).

Бетон ётқизиш ва зичлаштиришни қулайлаштириш учун, шунингдек арматура билан бетон орасидаги ёпишув ишончлироқ бўлиши учун бўйлама стерженлар орасидаги масофа арматура диаметридан кичик бўлмаслиги ҳамда пастки арматуралар оралиғи 25 мм дан, устки арматуралар оралиғи 30 мм дан кам бўлмаслиги лозим (4.3-расм, в). Арматуралар кесим баландлиги бўйича икки қатордан ортиқ бўлса, бўйлама стерженлар орасидаги масофа горизонтал йўналишда 50 мм дан кам бўлмаслиги керак.



4.4-расм. Тўсинсимон яхлит плиталарни арматуралаш:

а — эркин таянган бир оралиқли узлуксиз плита; 1 — тақсимловчи арматура; 2 — ишчи арматура; 3 — асосий тўсинлар; 4 — иккинчи даражали тўсинлар; 5 — иккинчи даражали тўсиннинг арматура каркаси.

Хомутлар орасидаги масофа тўсин кесимининг баландлиги $h \leq 450$ мм бўлса — $1/2 h$ ёки кўпи билан 150 мм, агар кесим баландлиги 450 мм дан катта бўлса — $1/3 h$ ёки кўпи билан 500 мм олинад. Бу талаб таянчларга яқин участкалар учун тааллуқдир. Тўсинга текис ёйиқ куч қўйилган бўлса, таянч олди участкаси $l/4$ деб, агар йиғиқ кучлар қўйилган бўлса, таянчдан биринчи йиғиқ кучгача бўлган масофа қабул қилинад. Тўсиннинг қолган кесимларидан хомутлар орасидаги масофа $3/4 h$ гача оширилиши мумкин, лекин хомут масофаси 500 мм дан ошмаслиги керак.

Плита ва панел. Ўлчамларидан бири (қалинлиги) қолган икки ўлчамида анча кичик бўлган темирбетон элементлар *плиталар* деб аталади. Плиталар яхлит, текис ва қовурғали бўлади: оралиқлари сонига қараб — бир оралиқли (4.4-расм, а) ва кўп оралиқли (4.4-расм, б); тайёрлаш усулига қараб — йиғма, монолит ва йиғма-монолит бўлиши мумкин.

Плиталар ўзаро тик стерженлардан ташкил топган тўрлар билан арматураланади. Агар ишчи арматура фақат бир йўналишга керак бўлса, у ҳолда иккинчи йўналишдаги арматура зўриқишларни тақсимлаш ва бўйлама арматураларни ўзаро боғлаш вазифасини ўтайди. Бу арматура бетоннинг температура таъсирида ва киришиши натижасида вужудга келадиган деформацияни жиловлaйди, ташишда қулайлик туғдирадиган тўр ҳосил қилади.

Яхлит плиталарнинг қалинлиги одатда $h = 50 \dots 100$ мм олинад. Агар плита $l_2 / l_1 > 2$ бўлса, контур бўйлаб таянган бўлади. Биринчи ҳолда ишчи арматура l_1 оралиқ бўйлаб, иккинчи ҳолда — плитанинг таяниш чизиқларига тик равишда қўйилади. Икки йўналишда эгиладиган плиталарда ишчи арматура ҳар иккала йўналишда жойлаштирилади.

Тўсинсимон плиталарнинг ишчи арматуралари плитанинг чўзилувчи сиртига яқин жойлаштирилиши зарур; бунда, албатта, талаб этилган ҳимоя қатлами қолдирилади. Икки йўналишда эгиладиган плиталарда калта томон l_1 га параллель бўлган арматура чўзилувчи сиртга яқинроқ жойланади, чунки бу йўналишда эгувчи моментнинг қиймати l_2 йўналишдаги моментга қараганда каттароқ бўла-

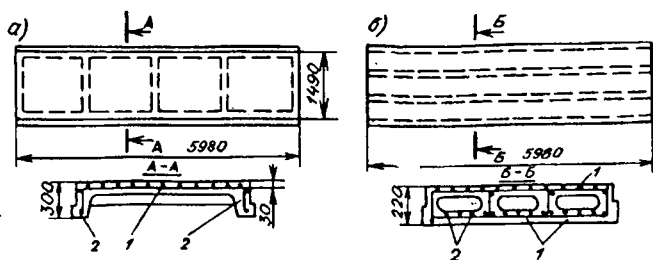
ди. Ишчи арматура чўзилувчи сиртга яқин жойлашса, ички моментнинг елкаси ортади, арматурадаги зўриқиш камаяди, демак, пўлат тежалади.

Эркин таянган плиталарда арматура тўри фақат пастки чўзилиш зонасига, кўп оралиқли узлуксиз плиталарда эса, эғувчи моментнинг эпюрасига мувофиқ равишда, таянчлар оралиғида пастки ва таянч устида эса устки чўзилиш зонасига жойланади.

Плиталарнинг ҳисобий узунликлари: қовурғали монолит плиталарда — очик оралиқ узунлигига тенг бўлади, эркин таянган плиталарда — очик оралиқ узунлигига плита қалинлигини қўшиб олинади. Плиталарда ишчи арматуралар диаметри 5—12 мм, монтаж арматураларники эса 4—8 мм олиниши мумкин. Ишчи арматуранинг умумий юзаси ҳисоб асосида белгиланади; монтаж арматурасининг юзаси конструктив равишда қабул қилинади; бу юза энг катта момент ҳосил бўладиган кесимдаги ишчи арматура юзасининг 10 % идан кам бўламаслиги лозим. Ишчи стерженлар орасидаги масофа плитанинг ўрта қисмида ва таянч устида, плита қалинлиги $h_n \leq 150$ мм бўлса — кўпи билан 200 мм, агар $h_n > 150$ мм бўлса — кўпи билан $1,5 h_n$ олинади. Стерженлар оралиғи қолган участкаларда 350 мм дан ортмаслиги керак. Тақсимловчи арматуралар оралиғи ҳам кўпи билан 350 мм олинади.

Плиталарни ўрама ёки текис кўринишда тайёрланган стандарт пайванд симтўрлар билан арматуралаш мақсадга мувофиқдир. Бундай симтўрлар диаметри 3—5 мм бўлган оддий арматурабоп симлардан ёки диаметри 6—10 мм бўлган А — III синфли даврий профили пўлатдан ишланади. Пўлатни тежаш мақсадида ишчи стерженларнинг бир қисми, таянчгача етказилмай, эғувчи моментлар эпюрасига мувофиқ равишда, оралиқда узиб қўйилиши мумкин. Таянчгача етказиладиган стерженларнинг кесим юзаси, энг катта мусбат эғувчи моментга мос бўлган кесимдаги арматуралар кесим юзасининг 1/3 қисмидан кам бўлмаслиги керак.

Бузилиш босқичида чўзилиш зонасидаги бетон куч қабул қилмаслигини ҳисобга олиб, бу зонадаги бетоннинг юзасини камроқ олса бўлади, бу зонадаги бетон юзаси чўзилувчан арматурани қамраб олса кифоя. Бетон юзаси-



4.5-расм. Йиғма панелларни арматуралаш:

а — қовурғали ёпма панели; б — ораёпмалар учун бўшлиқли панель;
1—арматура симтўрлари; 2 — қовурғаларнинг ясси арматура каркаслари.

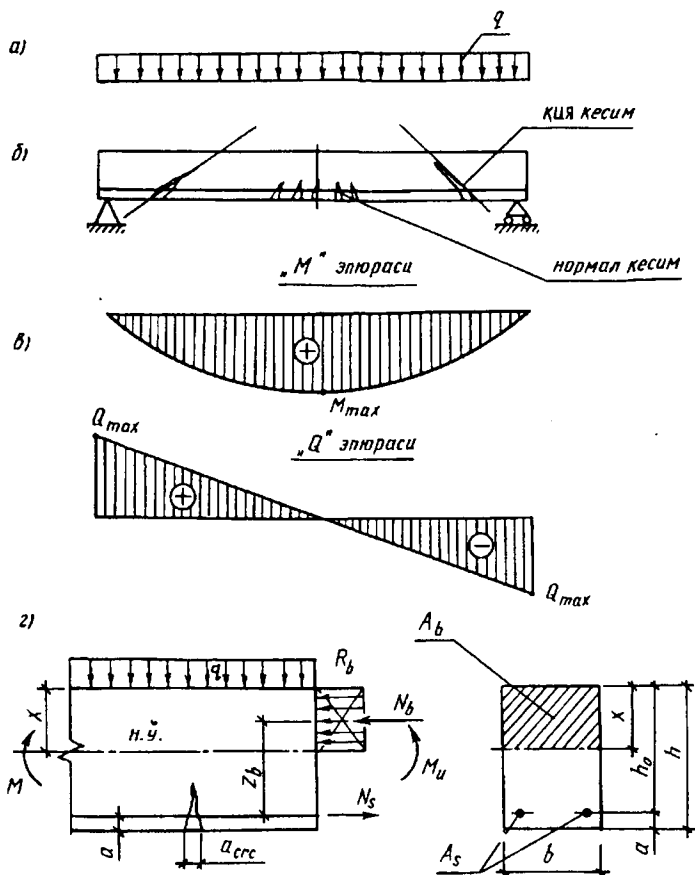
нинг кичрайтирилиши материал сарфини камайтириб, конструкция вазнини енгиллаштиради. Бундай плиталарнинг қовурғалари пастга қараган бўлади (4.5-расм, а). Агар меъморий жиҳатдан шифтнинг текис бўлиши талаб этилса, қовурға юқорига қаратилади; токчанинг қалинлиги 25 — 30 мм га қадар камайтирилади.

4.2. Эгилувчи элементлар мустаҳкамлигини нормал кесимлар бўйича ҳисоблаш

Тўсиннинг юк кўтариш қобилияти ниҳоясига етгач, у бўйлама ўқига ё нормал ёки қия кесим бўйича емирилади (4.6-расм,б). Нормал кесим бўйича емирилиш эгувчи момент таъсирида, оғма кесим бўйича эса кўндаланг куч таъсирида рўй беради. Меъёрида арматураланган темирбетон элементларнинг емирилиши чўзилувчи арматурадан бошланади (2.1.3. га қ.). Арматурадаги кучланиш оқиш чегарасига етганда, бетоннинг сиқилиш зонаси баландлиги кескин кичраяди, бу эса бетоннинг емирилишига олиб келади. Чўзилувчи арматуралар миқдори кўп бўлган тўсинларда емирилиш сиқилиш зонасидаги бетондан бошланади, бунда арматурадаги кучланиш оқиш чегарасидан анча кичик бўлади; бу албатта тежамкорликка зиддир.

Темирбетон тўсинлар бузилишидаги ана шу икки ҳолга мос равишда икки хил ҳисоблаш усули ишлаб чиқилган:

а) *биринчи усулга* кўра ҳисоб нормал миқдорда арматураланган темирбетон элементларнинг емирилиши чўзи-



4.6-расм. Эгувчи элементни ҳисоблаш:

а — ёйиқ юк; б — тўсин; в — эпюралар; г — якка арматурали элементни мустаҳкамликка ҳисоблаш.

лувчи арматурадаги кучланиш ҳисобий қаршиликка етишганда рўй берадиган ҳол учун бажарилади;

б) *иккинчи усулга* кўра ҳисоб арматура миқдори керагидан ортиқча бўлган элементларда емирилиш бетоннинг сиқилиш зонасидан бошланадиган ҳол учун амалга оширилади.

4.2.1. Якка арматурали тўғри тўртбурчак кесимли элементлар. Бетоннинг сиқилиш зонасидаги кучланишлар

эпюраси тўғри тўрт бурчакли қилиб олинади (аслида эса эпюра эгри чизикли бўлади). Шунда ҳисоб анча соддалашади (4.6-рasm, г).

Геометрик тавсифлар:

$$A_b = bx ; z_b = h_0 - 0,5x ,$$

h_0 — ишчи баландлик; a — ҳимоя қатлами.

Сиқилиш зонасининг баландлиги x ни аниқлаш учун статиканинг мувозанат тенгламасини тузамиз:

$$R_s A_s - R_b bx = 0 ; \quad (4.1)$$

Бу ердан

$$R_b bx = R_s A_s . \quad (4.2)$$

Бундан сиқилаётган зонанинг баландлиги x келиб чиқади

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} . \quad (4.3)$$

Элемент учун мустақкамлик шarti қуйидаги кўринишга эга:

$$M \leq N_b \cdot Z_b$$

$$\text{бетон бўйича } M \leq R_b bx (h_0 - 0,5x) ; \quad (4.4)$$

$$\text{арматура бўйича } M \leq N_s \cdot Z_b ;$$

$$M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x) ; \quad (4.5)$$

Агар $x = \xi h_0$ бўлса, унда $\xi h_0 = \frac{R_s A_s}{R_b b}$ бўлади. Бундан бетон сиқилиш зонасининг нисбий баландлиги:

$$\xi = \frac{A_s R_s}{R_b b h_0} = \mu \frac{R_s}{R_b} , \quad (4.6)$$

Бу ерда $\mu = A_s / b h_0$ — арматуралаш коэффиценти; $\mu \cdot 100$ — арматуралаш фоизи.

(4.6) формуладан кўринадики, μ нинг ортиши билан ξ ҳам ортиб боради. Бетон сиқилиш зонасининг нисбий баландлиги чегаравий қийматини (4.6) формулага қўйиб, арматуралаш коэффициентининг энг катта қийматига эга бўламиз:

$$\mu_{\max} = \xi_R R_b / R_s, \quad (4.7)$$

бу ерда ξ_R — нисбий баландлик ξ нинг чегаравий қиймати.

(4.7) формуладан арматуралашнинг максимал қиймати бетон ва арматуранинг ҳисобий қаршиликларига боғлиқ эканлиги яққол кўриниб турибди.

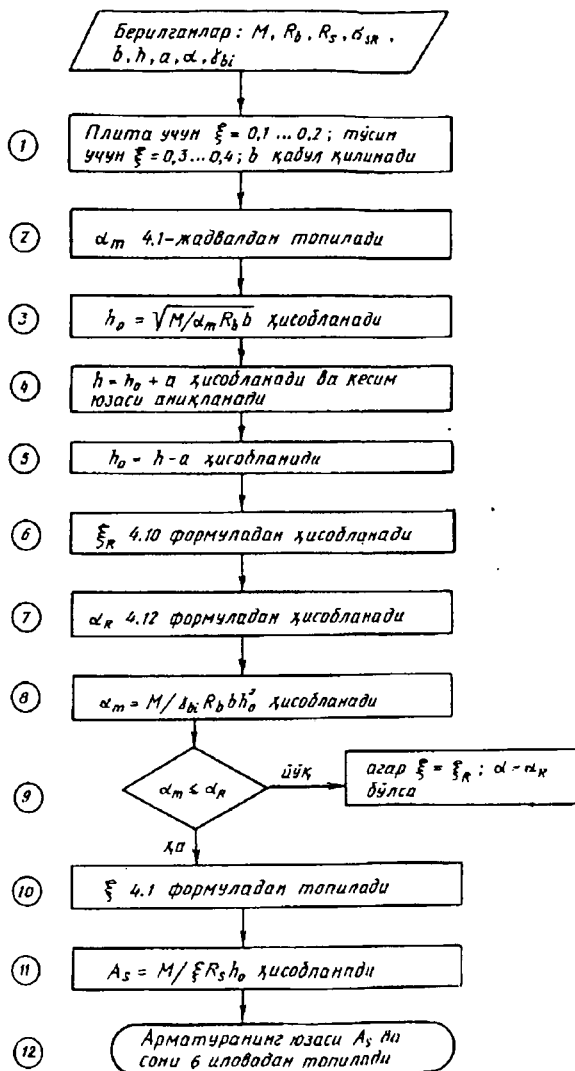
Шу билан бирга қурилиш меъёрларида арматуралашнинг минимал қиймати ҳам белгилаб қўйилган. Эгилувчи стерженлар учун чўзилишга ишчи арматуранинг минимал кесим юзаси $A_s = 0,0005bh_0$ қилиб белгиланган (b — тўғри тўртбурчакли кесимнинг эни). Агар элементнинг арматуралаш фоизи белгиланган минимумдан кичик бўлса, уни арматураланмаган бетон элемент сифатида ҳисоблаш лозим.

Арматуралашнинг оптимал фоизи тўсинлар учун $\mu = 1...2 \%$, плиталар учун $\mu = 0,3...0,6 \%$ ва устунлар учун 3% .

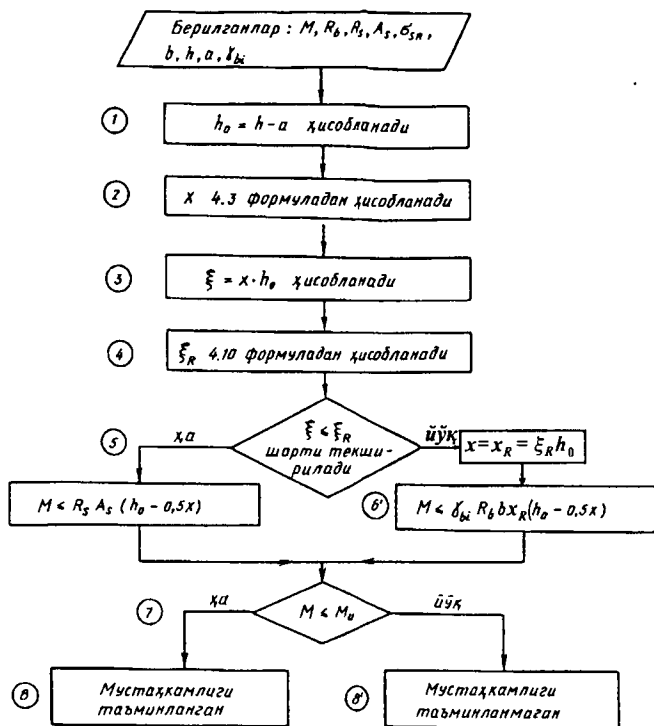
Темирбетон элементлари камида $\mu = 0,05 \%$ ва кўпи билан $\mu = 35 \%$ миқдорида арматураланади.

Арматуралаш фоизининг энг кичик миқдори, арматураланган элементнинг чўзилишга бўлган ҳисобий қаршилиги соф бетон элементининг чўзилишга бўлган қаршилигидан кичик бўлмаслиги керак, деган шартдан келиб чиқади. Арматуралашнинг максимал миқдори эса иқтисодий мулоҳазалар ва ҳисоблар асосида белгиланади.

4.2.2. Тўғри тўртбурчакли кесимларни жадвал бўйича ҳисоблаш. Амалда якка арматунали тўғри тўртбурчак кесимли элементлар жадвал ёрдамида ҳисобланади [2]. Бунинг учун (4.4) ва (4.5) формулаларга ўзгартириш киритамиз: $M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x)$, агар $x = \xi h_0$ бўлса, $M \leq R_b b \xi h_0 (h_0 - 0,5\xi h_0)$ бўлади, h_0 ни қавсдан ташқарига чиқарамиз $M \leq R_b b h_0^2 \xi (1 - 0,5\xi)$; агар $\xi (1 - 0,5\xi) = \alpha_m$ деб белгиласак, $M \leq R_b b h_0^2 \alpha_m$ келиб чиқади.



4.7-расм. Якка арматурали эгиловчи элементларнинг юзасини топиш.



4.8-расм. Эгилувчи элементларни мустаҳкамликка ҳисоблаш.

Бу ердан

$$\alpha_m = \frac{M}{R_s b h_0^2} \quad (4.8)$$

Шу ишни арматура учун ҳам такрорлаймиз: $M \leq R_s A_s (h_0 - 0.5x)$, $x = \xi h_0$ ни билган ҳолда $M \leq R_s A_s (h_0 - 0.5 \xi h_0)$ дан h_0 ни қавсдан ташқарига чиқарамиз: $M \leq R_s A_s h_0 (1 - 0.5 \xi)$.

Агар $(1 - 0.5 \cdot \xi) = \zeta$ деб белгиласак, $M \leq R_s A_s h_0 \zeta$ келиб чиқади.

Бу тенгламадан арматуранинг юзасини топамиз:

$$A_s = \frac{M}{R_s h_0 \zeta} \quad (4.9)$$

$\xi, \zeta; \alpha_m$ қиймати

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,995	0,01	0,25	0,875	0,219	0,49	0,775	0,370
0,02	0,99	0,02	0,26	0,87	0,226	0,50	0,75	0,375
0,03	0,985	0,03	0,27	0,865	0,235	0,51	0,745	0,380
0,04	0,98	0,039	0,28	0,86	0,241	0,52	0,74	0,385
0,05	0,975	0,048	0,29	0,855	0,248	0,53	0,735	0,390
0,06	0,97	0,058	0,30	0,85	0,255	0,54	0,73	0,394
0,07	0,965	0,068	0,31	0,845	0,262	0,55	0,725	0,399
0,08	0,96	0,077	0,32	0,84	0,269	0,56	0,72	0,403
0,09	0,955	0,085	0,33	0,835	0,275	0,57	0,715	0,408
0,10	0,95	0,095	0,34	0,83	0,282	0,58	0,71	0,412
0,11	0,945	0,104	0,35	0,825	0,289	0,59	0,705	0,416
0,12	0,94	0,113	0,36	0,82	0,295	0,60	0,7	0,420
0,13	0,935	0,122	0,37	0,815	0,301	0,61	0,695	0,424
0,14	0,93	0,13	0,38	0,81	0,309	0,62	0,69	0,428
0,15	0,925	0,139	0,39	0,805	0,314	0,63	0,685	0,432
0,16	0,92	0,147	0,40	0,8	0,320	0,64	0,68	0,435
0,17	0,915	0,156	0,41	0,795	0,326	0,65	0,675	0,439
0,18	0,91	0,164	0,42	0,79	0,332	0,66	0,67	0,442
0,19	0,905	0,172	0,43	0,785	0,337	0,67	0,665	0,446
0,20	0,9	0,18	0,44	0,78	0,343	0,68	0,66	0,449
0,21	0,895	0,188	0,45	0,775	0,349	0,69	0,655	0,452
0,22	0,89	0,196	0,46	0,77	0,354	0,70	0,65	0,455
0,23	0,885	0,204	0,47	0,765	0,359	0,71	0,645	0,458
0,24	0,880	0,211	0,48	0,760	0,365	0,72	0,640	0,461

Агар тўғри тўртбурчакли кесимнинг ўлчамлари маълум бўлса, α_m орқали 4.1-жадвалдан ξ коэффициент аниқланади, сўнгра (4.9) формуладан арматура юзаси A_s топилади. (4.7-расм).

Маълумки, сиқилиш зонасининг баландлиги x нинг ишчи баландлик h_0 га нисбати бетон сиқилиш зонасининг *нисбий баландлиги* деб аталади ва ξ ҳарфи билан белгиланади, яъни $\xi = \frac{x}{h_0}$. ξ нинг чегаравий қиймати ξ_R тарзида ифодаланади. $\xi_R = \xi$ бўлганда элемент чегаравий ҳолатда бўлиб, арматурадаги кучланиш R_s га тенглашади.

Табиийки, ξ_R нинг чегаравий қиймати ва шунга мос чегаравий арматуралаш мавжуд; бу чегарадан ўтгач, емирилиш чўзилган арматурадан эмас, балки сиқилган бетондан бошланади. Ҳисобнинг биринчи ва иккинчи ҳоллари орасидаги чегара ҳам ана шундан иборатдир (4.8-расм).

Шундай қилиб, агар $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$ бўлса, элементлар биринчи ҳолнинг формулалари (4.1) ва (4.4) асосида ҳисобланади. Агар $\xi > \xi_R$ бўлса, ҳисоб иккинчи ҳол формулалари бўйича амалга оширилади. Тажрибаларнинг кўрсатишича ξ_R нинг қиймати бетон ва арматуранинг хоссаларига боғлиқ бўлади. Бетоннинг мустаҳкамлиги ортган сари, унинг қайишқоқлиги пасайиши ҳисобига бетоннинг сиқилиш зонасида фурсатидан илгарироқ мўрт емирилиш содир бўлади, бу эса ξ_R нинг камайишига олиб келади. Тажрибаларнинг кўрсатишича, бетон ва арматуранинг мустаҳкамлиги ортгани сари ξ_R нинг қиймати камая боради. Демак, кесимнинг сиқилиш зонаси кичрая боради. ξ_R қуйидаги формуладан топилади:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sc}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}. \quad (4.10)$$

Бу ерда ω бетон сиқилиш зонасини тавсифлайдиган миқдор бўлиб, $\omega = \alpha - \beta R_b$ формуладан топилади. Бундаги α — бетоннинг хилига боғлиқ бўлган коэффициент $\alpha = 0,85 - 0,75$; β — бетонга боғлиқ бўлмаган коэффициент $\beta = 0,008$; σ_{sc} — арматурадаги чўзилиш кучланиши, МПа, арматуранинг хилига қараб олинади; $\sigma_{sc,u}$ — сиқилиш зонасида жойлашган арматурада ҳосил бўладиган чегаравий

кучланиш; унинг қиймати $\gamma_{b2} \geq 1,0$ бўлса, 400 МПа ва $\gamma_{b2} < 1$ бўлса, 500 МПа га тенг бўлади. Элементлар сиқилиш босқичида ҳисобланса $\sigma_{sc,u} = 330$ МПа га тенг.

Оқиш майдончаси мавжуд бўлмаган пўлат билан арматураланган темирбетон элементларнинг сиқилиш зонаси нисбий баландлигининг чегаравий қиймати (4.10) дан аниқланади. Бунда арматурадаги кучланиш

$$\sigma_{sr} = R_s + 400 - \sigma_{sp2} - \Delta\sigma_{spi}, \text{ МПа}$$

бўлади. Бу ерда $\Delta\sigma_{sp2}$ — барча йўқотишлар ҳисобга олинганда арматурада олдиндан уйғотилган кучланишнинг қиймати; $\Delta\sigma_{spi}$ — олдиндан уйғотилган кучланишнинг қиймати эластиклик чегарасидан ошганда арматурада вужудга келадиган ноэластик деформациялардан ҳосил бўлган қўшимча йўқотиш А-IV, А-V, А-VI синфли стерженли арматура учун $\Delta\sigma_{spi} = 1500 \frac{\sigma_{spi}}{R_{si}} - 1200 \geq 0$, арматуранинг бошқа хиллари учун $\Delta\sigma_{spi} = 0$.

Темирбетон элементлар учун кесим танлашда шуни назарда тутиш лозимки, тенг кучли мустаҳкамликка эришиш учун, кесим ўлчамлари билан арматуралаш фоизини ўзаро мослаштириш керак. Масалан, элемент кесимининг баландлиги ортиши билан арматура кесим юзасининг кичраиши (4.9) формуладан кўриниб турибди. Конструкцияларни ҳисоблашда уларнинг энг тежамкор ва арзон турларини танлашга интилиш зарур. Тажрибаларнинг кўрсатишича, тўсинларда $\xi = 0,2 \dots 0,4$ ва плиталарда $\xi = 0,1 \dots 0,25$ олинса, маблағ тежаллади.

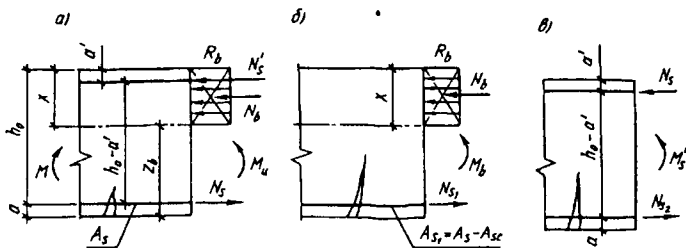
Элемент якка тартибда арматураланганда, сиқилиш зонасидаги бетон бузилмаган ҳолда қабул қила оладиган моментнинг чегаравий қиймати қуйидаги формула билан ифодаланди:

$$M_R = \alpha_R b h_0^2 R_b; \quad (4.11)$$

бу ерда

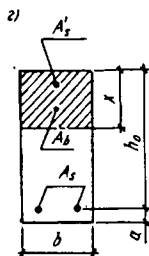
$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R). \quad (4.12)$$

Ҳисобнинг иккинчи ҳолида $\xi > \xi_R$, яъни элементнинг емирилиши сиқилиш зонасидан бошланади, деб олинади. Арматуралаш фоизини керагидан ортиқча олиш темирбе-



4.9-расм. Тўғри тўртбурчак шаклидаги қўш арматурали кесимни ҳисоблаш тарҳи:

а — умумий кўриниш; б — сиқилиш зонасидаги бетонга ва чўзилиш зонасидаги арматурага таъсир этувчи кучланишларнинг бир қисми; в — сиқилиш ва чўзилиш зонасидаги арматураларга таъсир этувчи кучланишларнинг қолган қисми; г — кўндаланг кесими.



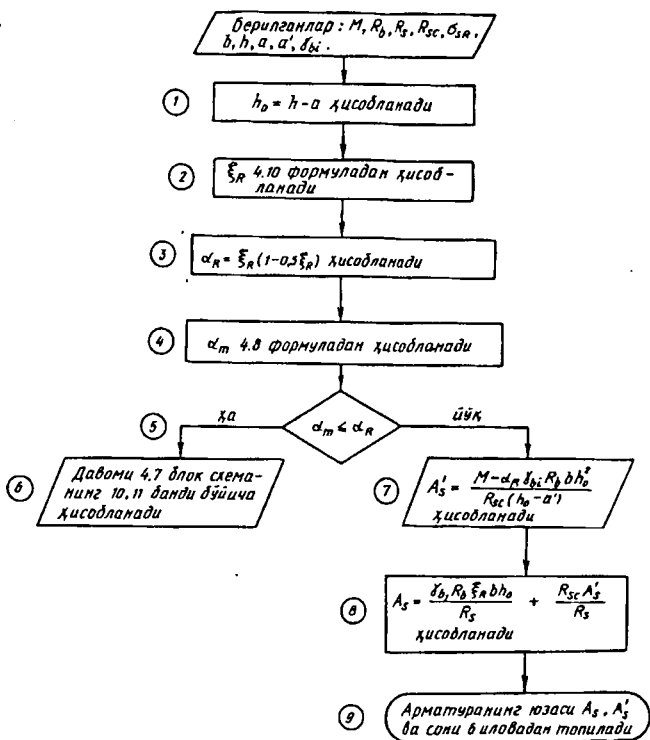
тон элементларининг мустаҳкамлигини сезиларли даражада оширмайди. Бундай элементлар мустаҳкамлигини $x = \xi_R h_0$ деб олиб, (4.4) формула ёрдамида ҳисобласа бўлади. Ҳисобни янада аниқроқ бажариш мақсадида (4.1) ва (4.5) формулалардаги R_s нинг ўрнига σ_s ни қўйиш тавсия этилади, чунки арматурадаги кучланиш сиқилиш зонасидаги бетоннинг барвақт емирилиши оқибатида ҳисобий қаршилик қийматига етиб бора олмайди.

Ҳар бир i - қаторда жойлашган стержендаги кучланиш қуйидаги формулалардан аниқланади:

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{с.у}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \cdot \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right); \quad (4.13)$$

бу ерда $\xi_i = x/h_{0i}$, h_{0i} — энг сиқилган нуқтадан тегишли қатор арматурасининг оғирлик марказидан ўтувчи ўққача бўлган масофа.

σ_{si} кучланишлари ҳар қандай ҳолда ҳам ҳисобий қаршиликлар R_s ва $R_{с.у}$ нинг абсолют қийматларидан ортиб қетмаслиги зарур. Бундай ҳолда ҳисоб мувозанат тенгламалари билан (4.13) формулани биргаликда ечиш орқали бажарилади.



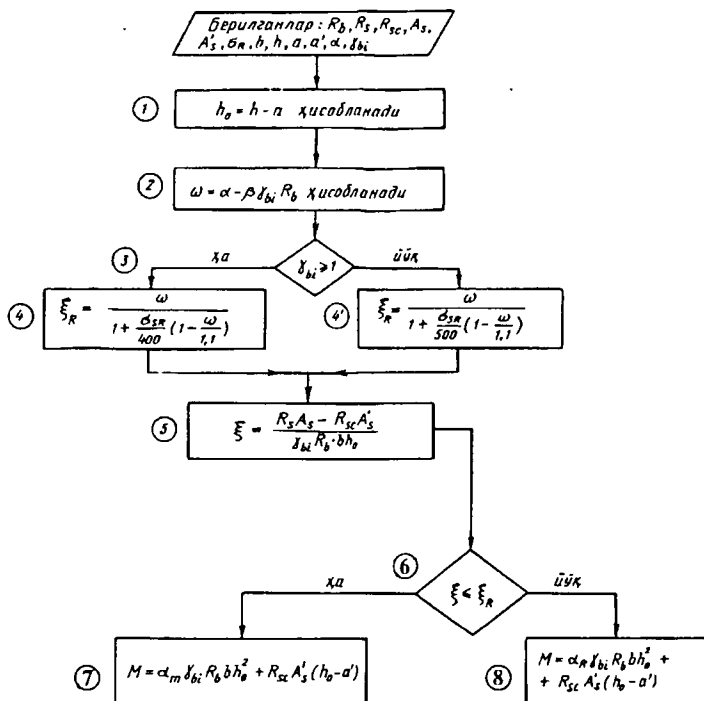
4.10-расм. Қўш арматурали эгиловчи элементларнинг арматура юзаси A_s ва A'_s топиш.

4.2.3. Тўғри тўртбурчак шаклидаги қўш арматурали кесимларни мустақамликка ҳисоблаш. Бетоннинг сиқилиш зонасига арматура қўйиш кам фойда берсада, баъзан шундай қилишга тўғри келади.

Сиқилиш зонасига арматура қўйидаги уч ҳолда қўйилади;

- 1) элементнинг кўндаланг кесим ўлчамлари чегараланган бўлса; ($\xi > \xi_R$)
- 2) бетоннинг синфини ошириб бўлмаса;
- 3) элементга икки хил ишорали эгувчи моментлар таъсир этса.

Қўш арматурали кесимларни ҳисоблаш формулалари ҳам якка арматура кесимлар учун берилган формулалар каби тузилади (4.9-расм). Агар якка арматура қўйганда



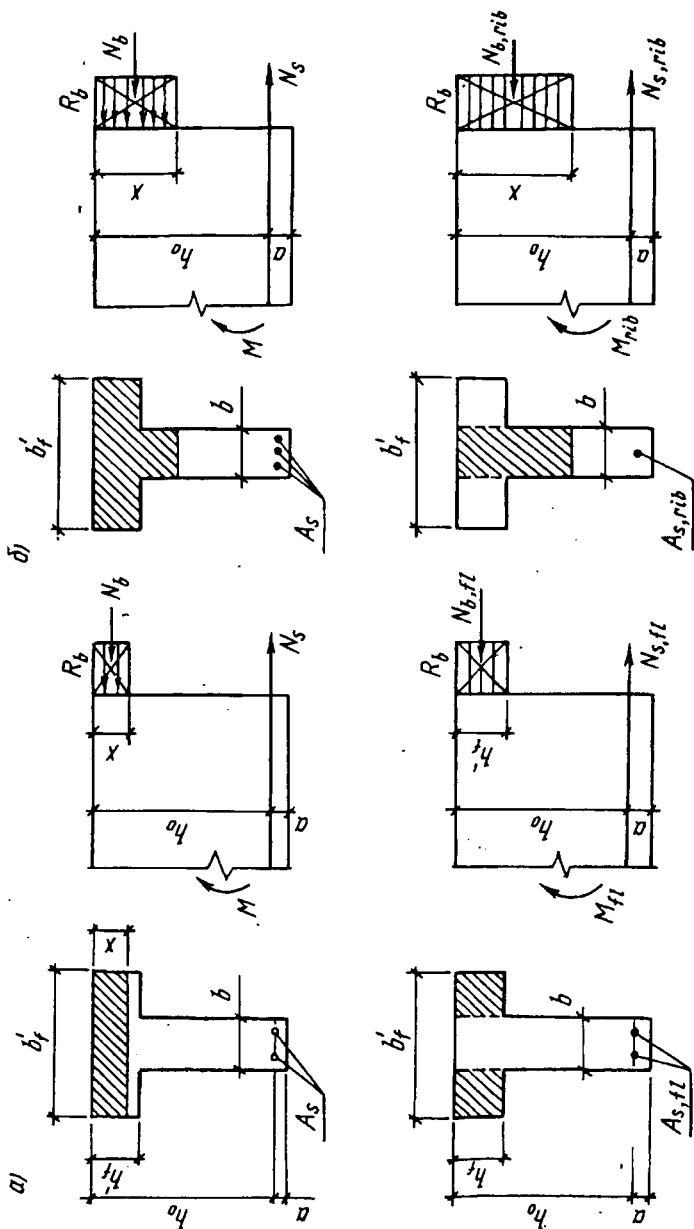
4.11-расм. Қўш арматурали эгиловчи элементларни мустаҳкамликка ҳисоблаш.

$x > \xi_R h_0$ бўлса, у ҳолда сиқилиш зонасига ҳисоб бўйича арматура қўйиш лозим бўлади. Сиқилиш зонасидаги арматура қабармаслиги учун, хомутлар орасидаги масофа 50 см дан ошмаслиги лозим.

Тўғри тўртбурчак шаклидаги қўш арматурали кесим учун эгилишдаги мустаҳкамлик шarti қуйидаги кўринишга эга:

$$\begin{aligned}
 M &\leq M_b + M_s^1; \\
 M &\leq R_b A_b Z_b + R_{sc} A'_s Z_s; \\
 M &\leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (4.14)
 \end{aligned}$$

Бу ерда M_s ва M'_s — сиқилган зонада бетон ва сиқилган арматура қабул қиладиган ички моментлар (4.10-расм).



4.12-расм. Тавр шаклидаги кесим:

а — нейтрал ўқ тоқчадан ўтган ҳол; б — нейтрал ўқ қовургадан ўтган ҳол.

Сиқилиш зонасининг чегараси $R_b b x = R_s A_s - R_{sc} A'_s$ мувозанат тенгламасидан топилади. Бунда $x \leq \xi_R h_0$ шарт бажарилади деб қаралади.

Бу ерда ξ_R — арматура ва бетоннинг хоссаларига боғлиқ бўлган коэффицент, ξ нинг чегаравий қиймати 4.1-жадвалда келтирилган.

4.2.4. Тавр шаклли кесимларни мустаҳкамликка ҳисоблаш. Тавр шаклли кесимларни ҳисоблашда қуйидаги икки ҳол учраши мумкин:

- 1) нейтрал ўқ тоқчадан (полкадан) ўтган ҳол;
- 2) нейтрал ўқ қовурғадан ўтган ҳол (4.12-расм).

Агар сиқилган тоқчанинг қаршилиги арматура қаршилигидан ортиқ бўлса, у ҳолда мувозанатни таъминлаш учун сиқилиш зонасининг бир қисмидан фойдаланиш кифоя қилади (1-ҳол).

Агар сиқилган тоқчанинг қаршилиги арматура қаршилигидан кам бўлса, мувозанатни таъминлаш учун қовурғанинг бир қисмини ишга солиш зарур бўлади, бунда нейтрал ўқ қовурғадан ўтади (2-ҳол).

Агар $x \leq h'_f$ бўлса, ҳисоб тўғри тўртбурчакли кесим учун берилган формулалар асосида бажарилади (1-ҳол).

Нейтрал ўқ учун $R_b b'_f x = R_s A_s$ дан:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b \cdot b'_f} \quad (4.15)$$

Мустаҳкамлик шarti:

$$M \leq R_b b'_f x (h_0 - 0,5x) \quad (4.16)$$

Агар $x > h'_f$ бўлса, нейтрал ўқ ҳолати (сиқилиш зонаси чегараси қуйидаги тенгламадан топилади (2-ҳол):

$$R_s A_s = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f \quad (4.17)$$

Бу ҳол учун мустаҳкамлик шarti қуйидагича бўлади:

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) \quad (4.18)$$

Тавр шаклли кесимлар учун $x \leq \xi_R h_0$ шarti қаноатлантирилиши зарур. Чўзиловчи арматуранинг юзаси A_s ни

аниқлаш учун (4.17) ва (4.18) ифодаларни ўзгартирамиз. Бунда $x = \xi h_0$ деб оламиз:

$$R_s A_s = \xi R_b b h_0 + R_b (b'_f - b) h'_f. \quad (4.19)$$

(4.18) формуланинг биринчи ҳадини ўзгартирамиз:

$$R_b b \xi h_0 (h_0 - 0,5 h_0) = R_b b h_0^2 \xi (1 - 0,5 \xi) = \alpha_m R_b b h_0^2 \quad (4.20)$$

У ҳолда (4.18) формула қуйидаги кўринишни олади:

$$M \leq \alpha_m R_b b h_0^2 + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) \quad (4.21)$$

A_s ни аниқлаш учун (4.21) дан α_m топилади, сўнгра 4.1-жадвалдан ξ аниқланади, кейин (4.19) формуладан A_s топилади.

Тавр шакли юзалардан нейтрал ўқ ҳолатини аниқлаш. Нейтрал ўқ ҳолати қуйидаги белгилар бўйича аниқланади:

1) Агар A_s ва кесим ўлчамлари маълум бўлса, $R_s A_s \leq R_b b'_f h'_f$ бўлганда, нейтрал ўқ токчадан ўтади;

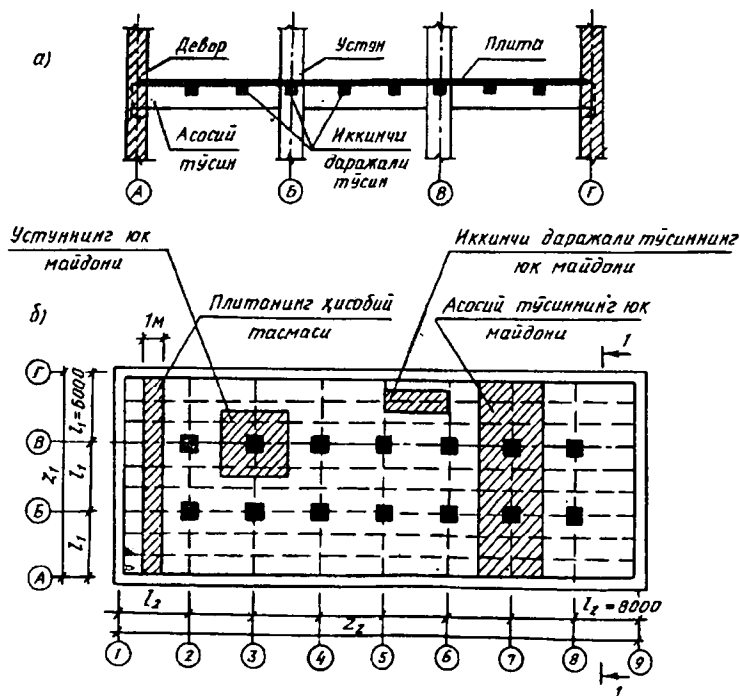
2) Агар ҳисобий эғувчи момент ва кесим ўлчамлари маълум бўлиб, A_s номаълум бўлса, у ҳолда $M \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f)$ бўлганда нейтрал ўқ токчадан ўтади, акс ҳолда ўқ қовурғани кесиб ўтади.

4.3. Тавр, қўштавр ва қутисимон кесимли элементлар

Токчаси сиқилиш зонасида жойлашган тавр кесимли эғилувчи элементлар алоҳида тўсин кўринишида ёки қовурғали ёпма таркибида кенг қўлланилади. Бундай кесимнинг мақбул томони шундан иборатки, буларда бетоннинг чўзилиш зонасидаги ишламайдиган юзаси кичиклаштириб, сиқилиш зонасидаги юзаси, аксинча, катталаштирилган. Токчаси чўзилиш зонасида жойлашган тавр шакли элементлар кам ишлатилади. Токчанинг чўзилиш зонасига жойлаштирилиши элементнинг мустаҳкамлигини оширмайди. Бундай кесимлар тўғри тўртбурчак шакли кесимлар сингари ҳисобланиб, кенглиги қовурғанинг энига тенг қилиб олинади.

Тавр кесимли элементларнинг токчаси сиқилиш зонасида жойланса, ҳисоб жараёнида унинг кенглиги чегара-

ланади. Токча юпқа бўлиб, қовурғадан чиққан қисми узун бўлса, қовурға билан токчанинг уланган ерида кучланишлари ортиб кетади, соддароқ қилиб айтганда синадиган ҳолга тушиб қолади. Шунинг учун токчанинг ёпма узунлиги (свес) ҳисоб жараёнида чекланади. Бу узунлик элемент узунлигининг $1/6$ қисмидан ошмаслиги керак. Бундан ташқари элементдаги кўндаланг қовурғалар узунлиги бўйлама қовурғалар узунлигидан катта бўлса ёки кўндаланг қовурғалар умуман бўлмаса, $h_f' < 0,1h$ бўлганда, токчанинг ёпма узунлиги $6h_f'$ дан ошмаслиги лозим (4.14-расм. қар.). Агар $h_f' \geq 0,1h$ бўлса, токчанинг кенглиги бўйлама қовурғаларнинг ён сиртлари орасидаги масофага тенг қилиб олинади.

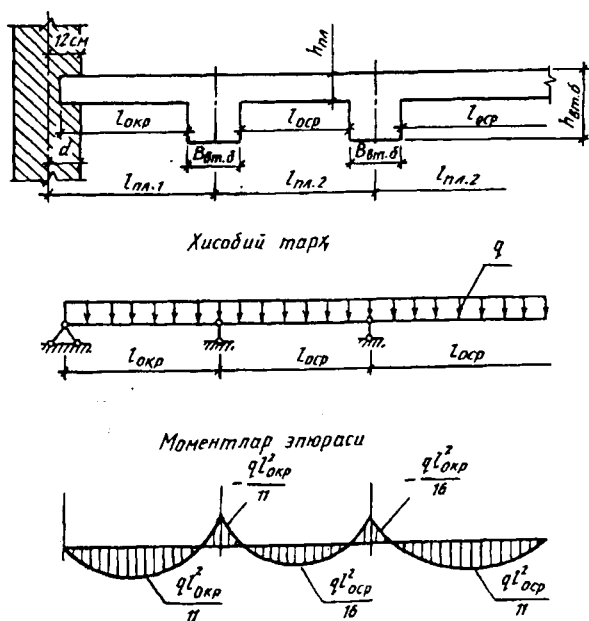


а — бинонинг кўндаланг қирқими; б — элементнинг юк майлони.

Алоҳида тўсинларда токчанинг ҳисобий кенглиги қовурғанинг ҳар иккала томонида: $h'_f \geq 0,1h$ бўлганда $6h'_f$ дан ошмаслиги; $0,05 \leq h'_f \leq 0,1h$ бўлганда $3h'_f$ дан катта бўлмаслиги лозим. Агар $h'_f < 0,05h$ бўлса, токчанинг қанотлари умуман ҳисобга олинмайди, кесим шакли тўғри тўртбурчак деб қабул қилинади ҳамда шунга яраша ҳисобланади.

Қўштавр ёки қутисимон кесимли элементларни мустаҳкамликка ҳисоблашда, уларни тенг кучли тавр шакли кесимга келтирилади. Бунда чўзилувчи токча ҳисобга олинмайди, чунки чўзилиш зонасида жойлашган бетон дарз кетгач, ишдан чиқади. Барча чўзилувчи арматуралар қовурғага тўпланади, ишчи баландлик h_0 ўзгаришсиз қолаверади. Қовурғанинг кенглиги қутисимон элементнинг вертикал деворлари қалинликларининг йиғиндисига ёки қўштавр қовурғаси энига тенг бўлади.

Қовурғали плитанинг қандай ҳисобланишини кўриб чиқамиз.



4.14-расм. Плитадаги ҳисобий зўриқишларни аниқлаш.

Монолит ёпма плитани ҳисоблаш ва конструкциялаш.

Плита қўндаланг кесими тўғри тўртбурчак бўлган қўп оралиқли узлуксиз тўсин сифатида ҳисобланади. Плитани ҳисоблаш учун ёпмадан 100 см кенгликда узун тасма ажратиб олинади, иккинчи даражали тўсин ва деворлар унинг таянчлари деб қаралади (4.13-расм).

Плитага таъсир этувчи юкларни тўплаш, ҳисобий зўриқишларни аниқлаш ва арматура кесимини танлаш 1,0 м кенгликдаги тасма учун бажарилади. Плитанинг 1 м² га тўғри келган юк тасманинг 1 м узунлигига тўғри келган юкка тенгдир. Плитанинг қалинлигини ихтиёрий равишда қабул қилиб, унинг 1 м² га тўғри келадиган ҳисобий юк аниқланади.

Иккинчи даражали тўсиннинг қўндаланг кесими ўлчамлари қуйидаги ифодалар асосида танланади:

$$h_{bt,6} = (1/12 \div 1/20) l_{bt,6},$$

$$b_{bt,6} = (0,3 \div 0,5) h_{bt,6}$$

Иккинчи даражали тўсиннинг баландлиги 5 см га қарали бўлиши лозим, кенглигини эса 10, 15, 18, 20, 22, 25 см каби ўлчамларда яхлитлаш мақсадга мувофиқ.

Плитанинг ҳисобий узунлиги қуйидаги ифодалардан аниқланади (4.14-расм):

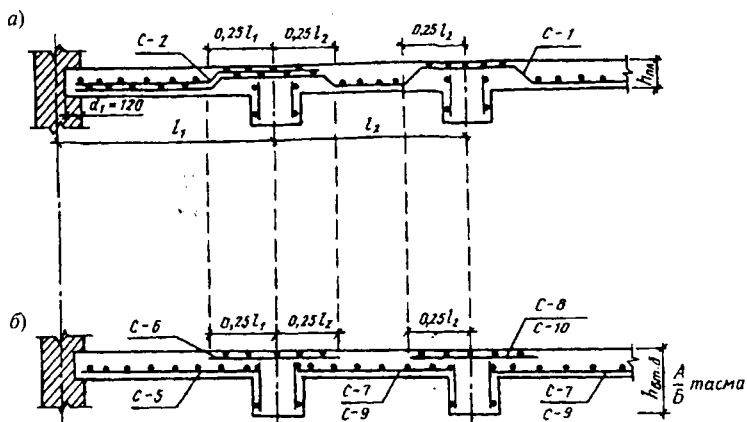
$$l_{0,kr} = l_{n1} - d + \frac{12}{2} - \frac{b_{bt,b}}{2}; \quad l_{o,cr} = l_{n2} - b_{bt,6}$$

Бу ерда d — девор ўқидан унинг ички сиртигача бўлган масофа; 12 см — плитанинг деворга киритилган қисми узунлиги; l_{n1} — девор билан биринчи, (иккинчи даражали) тўсин ўқлари орасидаги масофа; l_{n2} — оралиқдаги иккинчи даражали тўсинлар ўқлари орасидаги масофа.

Тенг оралиқли ёки оралиқлари орасидаги фарқ 20% дан ортиқ бўлмаган узлуксиз плиталарда вужудга келадиган ҳисобий моментлар қуйидаги формулалардан аниқланади:

а) биринчи оралиқ ва оралиқдаги биринчи таянч учун:

$$M_1 = \pm \frac{ql_{0,kr}^2}{11} \quad (4.22)$$



4.15-расм. Плитани арматуралаш:
 а — пайвандланган ўрама симтўрлар;
 б — пайвандланган ясси симтўрлар.

б) ўрта оралиқлар ва оралиқ таянчлар учун:

$$M_2 = \pm \frac{q l_{0, \text{ср}}^2}{16} \quad (4.23)$$

Бўйлама арматуранинг кесим юзаси $A_s = \frac{M}{R_s \xi h_0}$ формуладан аниқланади. Бу ерда M — ҳисобий эгувчи момент, кН·м; R_s — арматуранинг ҳисобий қаршилиги, Па; h_0 — кесимнинг ишчи баландлиги; $h_0 = h_{na} - a$; a — ҳимоя қатлами бўлиб, плита учун $10 \div 15$ мм қалинликда олинади; h_{na} — плитанинг қалинлиги; ξ — қуйидаги миқдор орқали 4.1-жадвалдан олинади:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \gamma_{bi} b h_0^2};$$

бу ерда R_b — бетоннинг сиқилишга бўлган ҳисобий қаршилиги (призма мустаҳкамлиги); b — плитанинг ҳисобий кенглиги — 100 см; γ_{bi} — бетоннинг иш шароити коэффициенти.

Плита пайвандланган симтўр билан арматураланади. Симтўрнинг ишчи арматуралари бўйлама йўналишда жойлашган бўлиб, Вр-1 синфли симдан ишланади. Симтўрнинг маркаси ўрта оралиқлар учун зарур бўлган арматура-

нинг юзасига қараб танланади. Симтўрни ёпманинг бутун узунлиги бўйлаб ётқизилади. Четки оралиқ ва четдан иккинчи таянчдаги арматура юзаси ётқизилган симтўр юзасидан каттароқ бўлади. Шунинг учун четки оралиқ ва иккинчи таянчга қўшимча симтўр тўшалади (4.15-расм).

Олти қаватли синчли жамоат биносининг конструкци-яларини ҳисоблашда: ёпма панеллари кўндаланг ригелларга, ўртадаги ригеллар устунларга, четки ригелларнинг бир учи устунга, иккинчи учи деворга таянади. Ҳисоблаш тархи уч оралиқли узлуксиз балка кўринишида қабул қилинади. Горизонтал юкларни қаватлараро ёпмалар қабул қилиб, юк кўтарувчи гиштли ташқи деворларга узатади. Вертикал юкларни каркас элементлари қабул қилади. Шу билан бирга бинонинг сейсмик кучлар таъсирига бардошлилиги ҳам ўрганилган.

Муҳандислик иншоотлари бўйича тиргак деворларни устуворликка ҳисоблаш масалалари кўриб чиқилган. Бунинг учун қуйида келтирилган элементларнинг ҳисоблаш усуллари билан алоҳида танишиб чиқамиз.

1. Плита.
2. Тўсин (қия кесим бўйича).
3. Тўсин (нормал кесим бўйича).
4. Олдиндан зўриқтирилган плита.
5. Ригель.
6. Устун.
7. Олдиндан зўриқтирилган плита (ёриқбардошликка).
8. Олдиндан зўриқтирилган плита (солқиликка).
9. Пойдевор.
10. Тиргак девор (устуворликка).
11. Бинони сейсмик кучга.
12. Гиштли девор.

1-мисол. Плитани ҳисоблаш:

Берилган:

- бинонинг ўлчами $Z_1 \times Z_2 = 18,0 \times 56,0$ м;
- устунлар оралиғи $l_1 \times l_2 = 6,0 \times 8,0$ м;
- қават баландлиги $H_f = 4,0$ м;
- дераза ўрни $b_n \times h_n = 1,8 \times 1,8$ м;
- ташқи деворнинг қалинлиги — 2 гишт;
- гишт ва қоришма маркаси — “75”;

- қаватлараро ёпмага тушадиган норматив муваққат юк $P = 5,0 \text{ кН/м}^2$;
- томга тушадиган юк $P'_n = 0,75 \text{ кН/м}^2$;
- бетон синфи — В 25;
- арматура синфи — А—III;
- кўндаланг ва монтаж арматура синфи — А—I;
- пайвандланган симтўр — В_p—I ва А—I.

Ҳисобий узунликлар ва юклар. Иккинчи даражали тўсинлар орасидаги масофани 2 м, плитанинг қалинлигини $h_{пл} = 6 \text{ см}$ деб қабул қиламиз. Тўсинларнинг кўндаланг кесимларини қуйидагича белгилаймиз: асосий тўсин учун $h_{зл.б} = \frac{l_1}{10} = \frac{600}{10} = 60 \text{ см}$; $b_{зл.б} = 0,4 \cdot 60 = 25 \text{ см}$; иккинчи тўсин учун: $h_{см.б} = \frac{l_2}{16} = \frac{800}{16} = 50 \text{ см}$; $h_{см.б} = 0,4 \cdot 50 = 20 \text{ см}$. Периметри бўйлаб қобирға қопланган оралиқ плитасининг ҳисобий узунлиги икки тўсиннинг қирралар орасидаги масофага тенг: кўндаланг йўналишда $l_{o,cp} = l_{на} - b_{см.б} = 2,0 - 0,2 = 1,8 \text{ м}$, бўйлама йўналишда $l_0 = l_2 - b_{зл.б} = 8,0 - 0,25 = 7,75 \text{ м}$. Ҳисобий узунликлар нисбати $7,75 : 1,8 = 4,3 > 2$ бўлгани учун плита қисқа йўналишда ишлайди деб қабул қилинади. Бу эса плитанинг кўндаланг кесими тўғри тўртбурчак бўлган узлуксиз балка сифатида ҳисоблаш имконини беради. Пли-

4.2-жадвал

1 м² плитага таъсир этувчи юклар

Юкнинг тури	Меъёрий юк, кН/м ²	Ишончлилик коэффициенти		Ҳисобий юк кН/м ²
		юк бўйича, γ_f	вазифаси бўйича γ_n	
Доимий юклар:				
1. Плитанинг хусусий оғирлиги 25×0,06	1,5	1,1	0,95	1,57
2. Полости тайёрлови (цемент сувоқ $\delta = 2 \text{ см}$) 22×0,02	0,44	1,2	0,95	0,50
3. Сопол плиткалар $\delta = 15 \text{ мм}$ 20×0,015	0,30	1,1	0,95	0,31
Доимий юклар жами	2,24	—	—	2,38
Муваққат (фойдали) юк	5,0	1,2	0,95	5,70
Тўлиқ юк	7,24	—	—	8,10

та кесимининг кенглиги $b_{\text{н}} = 100$ см, баландлиги $h_{\text{н}} = 6$ см бўлиб, иккинчи даражали тўсин ва деворга таянади. Оралик плитанинг ҳисобий узунлиги $l_{0, \text{ср}} = 1,8$ м, четки плитаники $l_{0, \text{кр}} = 2,0 - 0,25 + 0,06 - \frac{0,20}{2} = 1,71$ м. Ораликлар сони 5 тадан ортиқ бўлса, плита 5 ораликли тўсин сифатида ҳисобланади.

Ёлма плитанинг 1 м^2 сатҳига (ҳисоблаш тасмасининг 1 м узунлигига) таъсир этувчи юклар йиғиндиси 4.2-жадвалда келтирилган.

Плиталарда зўриқишларни аниқлаш. Ҳисобий эгувчи моментлар пластик деформация эътиборга олинган ҳолда аниқланади. Ҳисобий «А» тасмаси (полоса) учун (4.13-расмдаги 1 ва 2 ўқлар ораси):

1. Узлуксиз балканинг биринчи оралиғи ва ораликдаги биринчи таянчда ҳосил бўладиган момент:

$$M_1 = \pm \frac{q l_{0, \text{кр}}^2}{11} = \pm \frac{8,1 \cdot 1,71^2}{11} = \pm 2,15 \text{ кНм.}$$

2. Ўрта ораликлар ва ўртадаги таянчларда ҳосил бўладиган момент:

$$M_2 = \pm \frac{q l_{0, \text{кр}}^2}{16} = \pm \frac{8,1 \cdot 1,8^2}{16} = \pm 1,64 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Агар $\frac{h_{\text{н}}}{l_{0, \text{ср}}} \geq \frac{1}{30}$ бўлса, гир атрофи қобирға билан ўралган плитада («Б» тасмаси) (4.13-расмдаги 2, 3 ва кейинги ўқлар ораси) вужудга келадиган эгувчи момент, керки кучи таъсирида 20 % га камаяди. Мисолда $\frac{6}{180} = \frac{1}{30}$ бўлгани учун ўрта оралик ва таянчдаги моментлар 20 фоизга камайтирилади:

$$M_2^1 = \pm 0,8 \cdot 1,64 = \pm 1,31 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Ҳисобий кўндаланг кучларни топмасак ҳам бўлади, чунки бундай плиталарда бетон қабул қила оладиган кўндаланг кучнинг қиймати ташқи кўндаланг кучдан анча катта бўлади. Шунинг учун плита кўндаланг куч таъсирига ҳисобланмайди.

Плитанинг мустаҳкамлигини ҳисоблаш. Мустаҳкамлик шартига мувофиқ ишчи арматурани танлашдан олдин плита қалинлигининг максимал момент таъсирига бўлган бардошини текшириб кўрамыз:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m R_b \gamma_{b2} b_{na}}} = \sqrt{\frac{215000}{0,1 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 100(100)}} = 4,1 \text{ см},$$

бу ерда $\alpha_m = 0,1$. Бу миқдор $\xi = 0,1 \div 0,15$ бўлганда плитанинг тежамли қалинлигига тўғри келади (4.1-жадвал).

Плита кесимининг тўлиқ баландлиги $h_{na} = h_0 + a = 4,1 + 1,5 = 5,6$ см бўлиши керак. Бироқ плитанинг аввалги баландлиги $h_{na} = 6$ см ни қолдирамыз, у ҳолда ишчи баландлик $h_0 = h_{na} - a = 6,0 - 1,5 = 4,5$ см бўлади. Бу ерда a арматуранинг ҳимоя қатлами қалинлиги.

Плитани икки хил йўл билан арматуралаш мумкин: биринчи йўлга кўра диаметри 4 мм бўлган, В_р—1 синфли симдан ишланган бўйлама ишчи арматураси бўлган ўрама симтўр ётқизилади; иккинчи йўлга кўра эса диаметри 6 мм дан кам бўлмаган А—1 синфли арматурадан ишланган, кўндаланг симлари юк кўтарадиган, пайвандланган ясси симтўр қўлланилади.

Плитанинг мустаҳкамлигини таъминлаш учун зарур бўлган арматура кесимининг юзаси A_s ни аниқлаймиз. Ҳисобий «А» тасмаси учун:

1. Биринчи орилиқ ва иккинчи таянчда:

$$\alpha_m = \frac{M_1}{\gamma_{b2} R_b b_{na} h_0^2} = \frac{215000}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 100 \cdot 4,5^2 (100)} = 0,081$$

4.1-жадвалдан интерполяция йўли билан $\xi = 0,958$ ни топамиз.

Арматура кесимининг юзи:

1-йўл бўйича арматураланганда:

$$A_{s1} = \frac{M}{R_s \xi h_0} = \frac{215000}{365 \cdot 0,958 \cdot 4,5 \cdot (100)} = 1,37 \text{ см}^2$$

2-йўл бўйича арматураланганда:

$$A_{s2} = \frac{215000}{225 \cdot 0,958 \cdot 4,5 \cdot (100)} = 2,25 \text{ см}^2$$

2. Ўрта оралиқ ва ўрта таянчларда:

$$\alpha_m = \frac{164000}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 100 \cdot 4,5^2 \cdot (100)} = 0,062; \quad \zeta = 0,968.$$

Арматура кесимининг юзаси:

$$1\text{-йўл бўйича} \quad A_{s3} = \frac{164000}{365 \cdot 0,968 \cdot 4,5 \cdot (100)} = 1,03 \text{ см}^2;$$

$$2\text{-йўл бўйича} \quad A_{s4} = \frac{164000}{225 \cdot 0,968 \cdot 4,5 \cdot (100)} = 1,67 \text{ см}^2.$$

Ўрта оралиқ ва ўрта таянчларда “Б” тасмаси учун:

$$\alpha_m = \frac{131000}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 100 \cdot 4,5^2 \cdot (100)} = 0,05; \quad \xi = 0,974.$$

Арматура кесимининг юзаси:

$$1\text{-йўл бўйича} \quad A_{s5} = \frac{131000}{365 \cdot 0,974 \cdot 4,5 \cdot (100)} = 0,82 \text{ см}^2;$$

$$2\text{-йўл бўйича} \quad A_{s6} = \frac{131000}{225 \cdot 0,974 \cdot 4,5 \cdot (100)} = 1,33 \text{ см}^2.$$

Плитани конструкциялаш

Плиталарни биринчи йўл билан арматуралаганда ишчи бўйлама стерженлар иккинчи даражали тўсинларга кўндаланг равишда жойлашади, кўндаланг стерженлар ёндош симтўрлар устига $5 \div 10$ см чиқиб туради.

«А» тасмасида асосий симтўр С-1 нинг маркасини арматуранинг кесим юзасига қараб танлаймиз

$A_{s3} = \frac{4Bp-1-100}{Bp-1-200} 2660 \times L$, бунинг юзи $A_s = 1,26 > 1,03 \text{ см}^2$.
Асосий симтўрни ёпманинг бутун узунлиги бўйлаб ётқи-

зилади. Биринчи оралиқ ва иккинчи таянчга қўшимча симтўр ётқизиш талаб этилади. Унинг юзаси $A_{S, қўш} = A_{S1} - A_{S3} = 1,37 - 1,03 = 0,34 \text{ см}^2$ олинади ва таянч ортига $0,25 \text{ л}$ масофага ўтиб туради.

$$\frac{4Bp-1-200}{3Bp-1-200} 2660 \times L$$

типидаги С-2 симтўрини қабул қиламиз. Унинг юзаси $A_S = 0,63 > 0,34 \text{ см}^2$.

«Б» тасмасида асосий симтўр С-3 ни юза A_{S5} га мувофиқ равишда танлаймиз. Юзаси $A_S = 0,98 > 0,82 \text{ см}^2$ бўлган

$$\frac{4Bp-1-150}{3Bp-1-200} 2660 \times L$$

симтўрни қабул қиламиз. Қўшимча С-4 симтўрни $A_{S, қўш} = A_{S1} - A_{S5} = 1,37 - 0,82 = 0,55 \text{ см}^2$ бўйича танлаймиз. Юзаси $A_S = 0,63 > 0,55 \text{ см}^2$ бўлган

$$\frac{4Bp-1-200}{3Bp-1-200} 2660 \times L$$

симтўрни қабул қиламиз. Симтўрларни жойлаштирилиши 4.15-расм, а да кўрсатилган.

Плитани иккинчи йўл билан арматуралаганда оралиқларга ҳам, таянчларга ҳам биттадан симтўр ётқизилади. Симтўр узунлиги $L = 7775 \text{ см}$. Симтўрлар иккинчи даражали тўсинлар бўйлаб жойлаштирилади.

«А» тасмага тааллуқли биринчи оралиққа юзаси $A_S = 2,51 > 2,22 \text{ см}^2$ бўлган

$$\frac{4Bp-1-200}{8A-1-200} 1770 \times L$$

типидаги С-5 симтўри ётқизилади. Оралиқдаги биринчи таянчга С-5 дан фақат эни билан ($b = 900 \text{ мм}$) фарқ қилувчи С-6 тўри ўрнатилади. Ўрта оралиқ ва ўрта таянчларга юзаси $A_S = 1,84 > 1,67 \text{ см}^2$, эни 1840 ва 900 мм бўлган $\frac{4Bp-1-200}{6A-1-150}$ типдаги С-7 ва С-8 симтўрлари жойланади.

«Б» тасмасининг ўрта оралиқлари ва ўрта таянчларига юзаси $A_S = 1,41 > 1,33 \text{ см}^2$, эни С-7 ва С-8 тўрларининг

эни каби бўлган $\frac{4Bp-1-200}{6A-1-200}$ типдаги С-9 ва С-10 симтўр-лари ётқизилади.

Плиталарни 2-йўл билан арматуралаш услуби 4.15-расм, б да тасвирланган.

4.4. Эгилувчи элементлар қия кесимларининг мустаҳкамлигини ҳисоблаш

Эгилувчи элементларнинг эгувчи момент ва кўндаланг кучлари катта қийматга эга бўлган қисмларидаги қия кесимлар мустаҳкамликка текширилади. Бунда элементларнинг бузилишида қуйидаги икки ҳол учраши мумкин:

- 1) элемент фақат кўндаланг куч таъсирида бузилади;
- 2) элемент ҳам кўндаланг куч, ҳам эгувчи момент таъсирида бузилади.

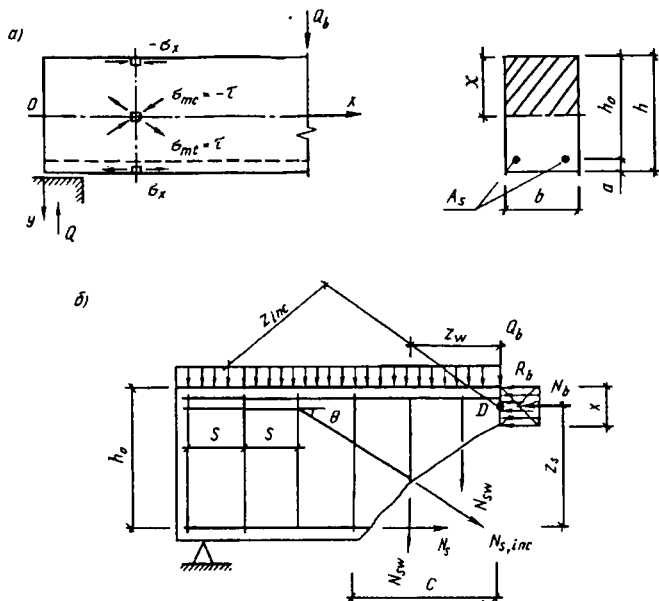
Биринчи ҳолда кўндаланг кучнинг катта қиймати таъсирида қия кесимда силжиш рўй беради (4.16-расм).

Қия ёриқлар уринма кучланишлар τ энг катта қийматга эга бўлган ён қирраларнинг ўрталаридан бошланади:

$$\tau_{\max} = \sigma_{\text{мт}} = \frac{Q}{bh_0}, \quad (4.24)$$

бу ерда $\sigma_{\text{мт}}$ — келтирилган юзанинг оғирлик маркази сатҳидаги бош чўзувчи кучланиш. Бузилиш чоғида элементнинг бир қисми иккинчи қисмига нисбатан силжийди. Бундай бузилиш элементларнинг ўзаро оғишига қаршилик кўрсатадиган, бетонга мустаҳкам бириккан (анкерланган) ишчи арматура мавжуд бўлган ҳолдагина рўй бериши мумкин. Сиқувчи ва қирқувчи кучларнинг биргаликдаги таъсири натижасида бетоннинг сиқилиш зонаси бузилади (қирқилади). Шунинг учун ҳам қия кесимларнинг кўндаланг кучлар таъсирига бўлган мустаҳкамлиги мажбурий равишда ҳисобланади.

4.4.1. Қия кесимларга кўндаланг кучлар таъсири. Тажрибаларнинг кўрсатишича, қия кесимнинг кўндаланг кучлар таъсирига бўлган мустаҳкамлиги етарли даражада бўлса, элементда қия ёриқлар ҳосил бўлмайди, яъни $\sigma_{\text{мт}} \leq R_{\text{бр}}$ бўлади. У ҳолда темирбетон конструкциялари учун тажрибалар асосида олинган формула



4.16-расм. Қия кесимнинг ҳисоблаш тарҳи:
 а — бош кучланиш йўналишининг тарҳи;
 б — қия кесимда кўндаланг кучлар таъсири.

$$Q \leq \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 \text{ га тенг}$$

бу ерда φ_{b3} — коэффицент, оғир бетон учун $\varphi_{b3} = 0,6$.

Агар юқоридаги формулада шарт бажарилса, қия кесим бўйича мустаҳкамликка ҳисоблаш шарт эмас, арматура эса конструктив мулоҳазаларга кўра қўйилади.

Агар $Q > \varphi_{b3} R_{bt} b h_0$ бўлса, қия кесимни мустаҳкамликка ҳисоблаш шарт бўлади, бунда хомутлар ва букма стерженлар ҳисоб асосида қўйилади.

Қия кесимларнинг кўндаланг кучлар таъсирига бўлган мустаҳкамлиги етарли даражада бўлмаса, балка шу кесим бўйлаб емирилади. Агар ташқи юклардан ҳосил бўлган кўндаланг кучлар қиймати оғма қабул қила оладиган кўндаланг кучдан кичик бўлса, у ҳолда қия кесимнинг мустаҳкамлиги таъминланган бўлади:

$$Q_D \leq Q_{sw} + Q_{s,inc} + Q_b, \quad (4.25)$$

бу ерда Q_D — ташқи юклардан ҳосил бўлган кўндаланг куч; D — сиқилиш зонаси маркази; Q_{sw} — оғма кесимда жойлашган хомутлардаги зўриқишлар йиғиндиси; $Q_{s, inc}$ — оғма кесимда жойлашган оғма стерженлардаги зўриқишларнинг вертикал ўққа проекциялари йиғиндиси; Q_b — бетоннинг сиқилиш зонаси қабул қила оладиган кўндаланг куч.

Хомутлардаги зўриқишлар қуйидаги формулалардан топилади:

$$Q_{sw} = \sum R_{sw} A_{sw}$$

ёки

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot C, \quad (4.26)$$

бу ерда C — оғма кесим проекцияси; q_{sw} — хомутлардаги зўриқиш интенсивлиги, яъни элементнинг узунлик бирлигига мос бўлган зўриқиш бўлиб, қуйидаги формуладан топилади:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S}. \quad (4.27)$$

$Q_{s, inc}$ нинг миқдори қуйидаги формуладан аниқланади:

$$Q_{s, inc} = \sum R_{sw} A_{s, inc} \cdot \sin \theta. \quad (4.28)$$

Q_b кучи қуйидагича аниқланади:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{br} b h_0^2}{C}, \quad (4.29)$$

бироқ $Q_b \geq \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{br} b h_0$ дан кам бўлмаслиги лозим. Акс ҳолда бетоннинг қаршилиги етарли бўлмайди. Бундай ҳолда хомутларнинг сонини ва диаметрини ёки бетоннинг синфини ошириш керак бўлади.

φ_{b2} коэффицент бетоннинг турига қараб 1,5...2 оралиғида олинади. $\varphi_{b3} = 0,4...0,6$ — бу ҳам бетонга боғлиқ. Сиқилувчи токчаларнинг таъсирини ҳисобга олувчи коэффицент φ_f қуйидаги формуладан топилади:

$$\varphi_f = \frac{0,75(b'_f - b)h'_f}{b h_0} \leq 0,5. \quad (4.30)$$

Бўйлама кучлар таъсирини ҳисобга олувчи коэффициент φ_n қуйидаги формулалардан топилади:

а) сиқувчи бўйлама кучлар мавжуд бўлганда:

$$\varphi_n = \frac{0,1N}{R_{bt}bh_0} \leq 0,5; \quad (4.31)$$

б) чўзувчи бўйлама кучлар мавжуд бўлганда:

$$\varphi_n = \frac{0,2N}{R_{bt}bh_0} \leq 0,8. \quad (4.32)$$

$1 + \varphi_n + \varphi_f$ нинг қиймати ҳар доим 1,5 дан ошмаслиги керак.

4.4.2. Қия кесимларга эгувчи моментлар таъсири. Эгувчи моментнинг қиймати аста ортиб бориши натижасида бош чўзувчи кучланишлар

$$\sigma_{mt} = -0,5\sigma_x + \sqrt{(0,5\sigma_x)^2 + \tau^2} \quad (4.33)$$

ҳам ортиб бориб, бетоннинг чўзилишдаги қаршилиги $R_{bt,ser}$ га етганда элементда қия ёриқ пайдо бўлади. Бетоннинг чўзилиш зонаси ишдан чиқади, барча чўзувчи кучлар бўйлама ва кўндаланг арматураларга узатилади. Элемент бўлаклари кесимнинг оғирлик маркази D да жойлашган оний айланиш марказига нисбатан ўзаро бурилади (4.16-расм, б). Бундай ҳолда арматура яхши анкерланмаган бўлса, бузилиш рўй бериши мумкин. Бунда кучланишлар оқиш чегараси σ_y га ёки вақтинчалик қаршилик σ_u га тенглашади.

Қия кесимнинг эгувчи момент бўйича мустаҳкамлик шarti қуйидагича ифодаланади:

$$M_D \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc}; \quad (4.34)$$

бу ерда M_D — таянч реакция ва ташқи кучлардан D нуқтага нисбатан олинган момент; M_s — бўйлама арматурадаги зўриқишдан олинган момент; $M_s = R_s A_s Z$; M_{sw} — қия кесимда жойлашган хомутлардаги зўриқишлардан олинган момент; $M_{sw} = \sum R_{sw} Z_{sw}$; $M_{s,inc}$ — қия стерженлардаги зўриқишлардан олинган момент;

$$M_{s,inc} = \sum R_{s,inc} A_{s,inc} \cdot Z_{s,inc}.$$

Эгувчи моментларнинг қия кесимларга бўлган таъсири элементнинг таянч зонасида текширилади. Агар маълум конструктив талабларга амал қилинса, мустаҳкамликка ҳисоблашга ҳожат қолмайди.

Агар нормал кесим бўйича аниқланган чўзилувчи арматурани таянчларгача давом эттириб, учлари анкерлаб қўйилса, исталган қия кесимнинг эгувчи момент таъсирига бўлган мустаҳкамлиги таъминланган бўлади. Анкерлашни кучайтириш мақсадида баъзан таянч зонасига қўшимча арматура жойланади ёки стержень учларига пластиналар пайвандланади.

Қия кесимларнинг моментлар бўйича ҳисоби. Қия кесимларнинг мустаҳкамлиги моментлар бўйича (4.34) формула ёрдамида текширилади. Элемент энг ҳавфли қия кесимининг бўйлама ўққа бўлган проекцияси C_1 проекциялар тенгламасидан топилади. Энг ҳавфли қия кесим таянчга яқин кесимдан бошланади. Бу кесимда ташқи кучлардан ҳосил бўлган момент M ёриқ ҳосил қилувчи момент M_{cr} га тенг бўлади (8-бобга қаранг).

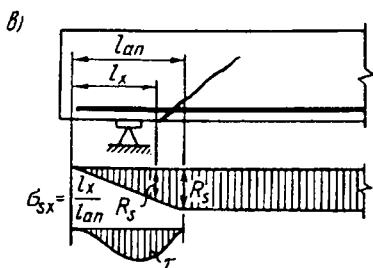
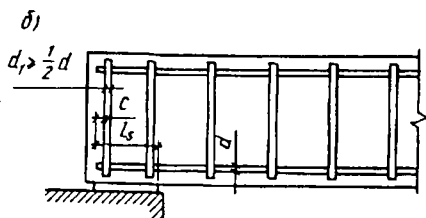
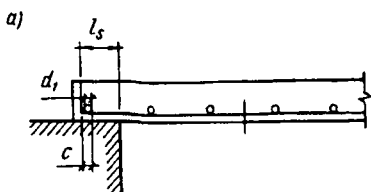
Қия кесимларни ҳисоблашда нейтрал ўқ ҳолати барча кучларнинг бўйлама ўққа бўлган проекциялари тенгламасидан аниқланади.

Қатор конструктив тадбирлар амалга оширилса, қия кесимларнинг момент бўйича юк кўтариш қобилияти нормал кесимларникидан кам бўлмайди; бундай ҳолларда қия кесимларни момент бўйича ҳисоблашга эҳтиёж қолмайди.

Элементнинг қия кесим бўйича мустаҳкамлигини таъминлайдиган конструктив тадбирлар қуйидагилардан ташкил топади. Аввало, хомутлар ва букмалар орасидаги масофалар, хомутларнинг диаметрлари, шунингдек букмаларнинг жойланиши юқорида келтирилган талаблар даражасида бўлиши лозим. Қолаверса чўзилган бўйлама арматуранинг бетонга мустаҳкам бирикиши (анкерланиши) ҳам катта роль ўйнайди, чунки бунда арматура имкониятларидан тўла фойдаланилади. Эгилувчи элемент эркин таянса, бирикишни пухталаш мақсадида бўйлама арматуранинг учи элемент таянч қиррасидан камида $5d$ масофага чиқариб қўйилади. Агар (4.29) шарт қаноатлантирилмаса, яъни ҳисобга кўра кўндаланг арматура талаб

4.17-расм. Эгилувчи элементлар эркин таянганда чўзилувчи бўйлама арматурани анкерлаш:

а — плита; б — тўсин;
 в — бетон орасидаги арматуранинг анкерлаш зонаси бўйлаб кучланишларнинг ўзгариши.



этилса, у ҳолда арматуранинг чиққан қисми uzunлиги $l_s \geq 10d$ олинади (4.17-расм).

Пайванд тўрларда силлиқ сиртли бўйлама арматураларнинг учига l_s масофада камида битта, агар ҳисоб бўйича кўндаланг арматура талаб этилса, камида иккита анкерловчи (бириктирувчи) кўндаланг арматура пайвандланиши лозим. Энг четки анкерловчи стержендан бўйлама стерженнинг учигача бўлган масофа $d \leq 10$ мм бўлса, 15 мм дан, $d > 10$ мм бўлса, $1,5d$ дан кам бўлмаслиги керак. Анкерловчи стерженнинг диаметри энг йўғон бўйлама арматура диаметрининг ярмидан кичик бўлмаслиги зарур. Агар бўйлама стерженлар махсус йўллар билан анкерланган бўлса (масалан, қўйилма деталларга пайвандланса), у ҳолда арматуранинг l_s ни кичрайтириш мумкин. Агар анкер (бириктиргич)лар бўлмаса, арматуранинг учигаги нормал кучланиш нолга тенг бўлади; элемент учидан узоқлашган сари арматура билан бетон орасидаги тишлашиш (сцепление) ҳисобига кучланиш орта боради ва $Q_{sw} = \sum R_{sw} A_{sw}$ масофада (4.17-расм, в) унинг қиймати тўлиқ ҳисобий қаршилиқ R_s га тенглашади. Анкерлаш зонасининг uzunлиги қуйидаги формула билан аниқланади:

$$l_{an} = \left(\omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta \lambda_{an} \right) d. \quad (4.35)$$

Чўзилиш зонасидаги даврий профили арматура учун $\omega_{an} = 0,7$ ва $\Delta \lambda_{an} = 11$, текис сиртли арматура учун эса $\omega_{an} = 1,20$ ва $\Delta \lambda_{an} = 11$. Бундан ташқари $l_{an} = 250$ мм дан ва $20d$ дан кам бўлмаслиги керак. Четки эркин таянчларда анкерлаш зонаси узунлиги кўндаланг арматура ва кўндаланг йўналишдаги сиқилиш кучланишлари таъсирини эътиборга олган ҳолда ҳисобланади. Кейинги омилар анкерлаш зонасини ихчамлаштиради.

Эгилувчи элементларни конструкциялашда чўзилишга ишлайдиган бўйлама арматуранинг бир қисми, тежамкорлик мақсадида, таянчгача етказилмай, ораликда узиб қўйилиши мумкин. Тўқима каркасларда айрим бўйлама стерженлар баъзан букиб қўйилади. Бўйлама арматураларнинг букиш ёки узиш жойлари ҳисоб орқали белгиланади. Букишнинг ҳам бажарилиши лозим бўлган шарти бор: II-II қия кесим мустаҳкамлиги нормал кесим I-I мустаҳкамлигидан кам бўлмаган тақдирдагина стерженни букиш мумкин (4.18-расм). Агар букманинг бошланиш қисми нормал кесимдан $h_0/2$ дан кам бўлмаган масофада жойлашса, юқоридаги шарт бажарилган бўлади.

Чўзилувчи стерженни узишда, моментлар бўйича қия кесимлар мустаҳкамлигини таъминлаш мақсадида унинг узунлигини назарий узилиш нуқтасидан (4.18-расм, а; I-I кесим) қуйидаги масофага тенг миқдорда узайтириш лозим:

$$W = (Q - Q_{inc}) / (2q_{sw} + p) + 5d; \quad (4.36)$$

бу ерда Q — стерженнинг назарий узилиш нуқтасидан ўтувчи, нормал кесимдаги ҳисобий кўндаланг куч; $Q_{inc} = A_{s,inc} R_s \sin \alpha$ — ўша кесимда букмалар қабул қиладиган кўндаланг куч; q_{sw} — W участкада (4.27) формуладан топилади. Шунингдек, стерженнинг назарий узилиш нуқтасидан чиқиб турадиган узунлиги $20d$ дан кам бўлмаслиги лозим.

Стерженнинг узилиш ёки букилиш жойларини аниқлаш учун эгувчи моментлар эпюраси билан бир қаторда ўша масштабда арматуранинг моментлар эпюраси қури-

лади. Бу эпюра элемент кесимларининг чўзилувчи арматура билан биргаликда амалда қабул қиладиган эгувчи моментлар эпюраси ҳисобланади. Арматура эпюрасини қуришда ички кучлар моменти $M = R_s A_s Z_b$ бўлади, бу ерда Z_b — ички жуфт куч елкаси.

Арматуранинг моментлар эпюраси букмалар бўлмаса поғона шаклга эга бўлади; ҳар бир поғонанинг баландлиги узилган стерженга бериладиган моментнинг қийматига тенг бўлади. Арматуранинг моментлар эпюраси барча участкаларда эгувчи моментлар эпюрасини қоплаб олиши зарур (4.18-расм). Ушбу расмдаги мисолда энг катта моментга мослаб бир хил диаметрли тўртта стержень танланган; уларнинг ҳақиқий юзаси талаб этилган юзасидан бир оз каттароқ, шунинг учун ҳам $M_s > M$. Агар икки стержень узиладиган бўлса, дастлаб уларнинг назарий узилиш нуқтаси аниқланади. Бу нуқта M эпюраси билан икки стержень қабул қиладиган моментга тенг бўлган горизонтал чизиқнинг кесишув нуқтасида ётади. Шу нуқтадан бошлаб $20d$ ёки W масофани ўлчаб (қайси бири катта бўлса, ўша олинади), амалда узиладиган нуқта топилади. Бу нуқта нормал ва оғма кесимлар (I-I ва II-II) бўйича элемент мустаҳкамлигининг тенглигини таъминлайди.

Чўзилувчи стерженларни букишда нормал III-III ва қия IV-IV кесимларнинг мустаҳкамликлари тенглиги таъминланади (4.18-расм, б), чунки букманинг бошланиш қисми III-III кесимдан $h_0/2$ дан кам бўлмаган масофада жойлашган, букманинг учи эса — стержень талаб этилмайдиган кесим IV-IV дан нарида ётади. 4.18-расм, б да букманинг учи V-V кесимда тўхтаган, аммо уни IV-IV кесимдан чапроқда исталган ергача ўзгартириш мумкин.

Темирбетон конструкцияни қия кесим бўйича қандай ҳисобланишини кўриб чиқамиз.

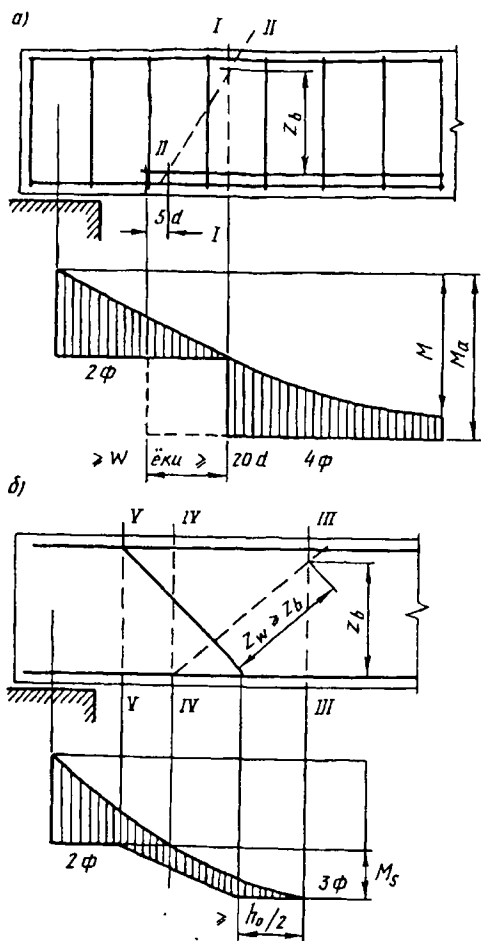
2-мисол. Иккинчи даражали монолит тўсиннинг мустаҳкамлигини қия кесимлар бўйича ҳисоблаш.

Берилган:

Тўсиннинг узунлиги $l_2 = 8,0$ м.

Қаватлараро ёпмага тушадиган норматив муваққат юк $P = 5,0$ кН/м².

Бетон синфи В 25.



4.18-расм. Материаллар эпюрасини қуриш ва чўзилувчи бўйлама арматуранинг узилиш (а) ҳамда букилиш (б) нуқталарини аниқлаш.

(Қолган маълумотлар 3-мисолда берилган).

Иккинчи таянчдаги максимал кўндаланг куч чапда $Q_{\max} = 85,8 \text{ кН}$, $c = 0,25$. $l_0 = 0,25 \cdot 775 = 194 \text{ см}$ масофада бетон қия кесим бўйича қабул қиладиган кўндаланг кучни аниқлаймиз:

$$Q_{b4} = M_B : c = 50,36 : 1,94 = 26,0 \text{ кН},$$

бу ерда

$$\begin{aligned} M_B &= 2(1 + \varphi_f + \varphi_n) \gamma_{b2} R_{bt} b h_0^2 = \\ &= 2 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 36,5^2 (100) = 50,36 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} = \\ &= 50,36 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{aligned}$$

φ_f ва φ_n — сиқилган токча ва арматуранинг олдиндан зўриқтирилишини ҳисобга олувчи коэффициент ($\varphi_f = \varphi_n = 0$).

$$\begin{aligned} Q_{b4} &= 26 \text{ кН} < Q_{b\min} = 0,6 \gamma_{b2} R_{bt} b h_0 = \\ &= 0,6 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 36,5 \cdot (100) = 41,4 \cdot 10^3 \text{ Н} = 41,4 \text{ кН} \end{aligned}$$

$Q_{\max} \leq Q_{b4}$ шарти қаноатлантирилмади, шу сабабли ҳисоблаш йўли билан кўндаланг арматура қўйиш лозим бўлади.

Қуйидагиларни аниқлаймиз:

$$q_1 = g + \frac{P}{2} = 7,06 + \frac{11,4}{2} = 12,76 \text{ кН/м};$$

$$Q_b = 2\sqrt{M_b q_1} = 2\sqrt{50,36 \cdot 12,76} = 50,7 \text{ кН};$$

$$\frac{Q_{b1}}{0,6} = \frac{50,7}{0,6} = 84,5 \text{ кН}; \quad \frac{M_b}{h_0} + Q_{b1} = \frac{50,36}{0,365} + 50,7 = 188,7 \text{ кН}.$$

$188,7 \text{ кН} > Q_{\max} = 85,8 \text{ кН} > 84,5 \text{ кН}$ бўлгани учун хомутлардаги зўриқиш *

$$q_{sw} = \frac{(Q_{\max} - Q_{b1})^2}{M_b} = \frac{(85,8 - 50,7)^2}{50,36} = 24,46 \text{ кН/м}$$

Шартга кўра $\frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{2h_0} = \frac{85,8 - 50,7}{2 \cdot 0,365} = 48,1 \text{ кН/м}$ дан кам бўлмаслиги керак. Шунинг учун хомутдаги зўриқишни $q_{sw} = 48,1 \text{ кН/м}$ деб қабул қиламиз.

* $Q_{\max} \leq \frac{Q_{b1}}{0,6}$ бўлганда, $q_{sw} = \frac{Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2}{4M_b}$ олинади, бироқ $\frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{2h_0}$ дан кам бўлмаслиги керак. $Q_{\max} > \frac{M}{h_0} + Q_{b1}$ бўлса, $q_{sw} = \frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{h_0}$ бўлади. Агар $g_{sw} < \frac{Q_{b\min}}{2h_0}$ бўлса, q_{sw} қуйидаги формуладан топилади:

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}}{2h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1 - \sqrt{\left(\frac{Q_{\max}}{2h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1 \right)^2 - \left(\frac{Q_{\max}}{2h_0} \right)^2}$$

Конструктив нуқтаи назардан хомутлар орасидаги масофа таянч атрофида $\frac{1}{2}h = \frac{40}{2} = 20$ см ва 15 см дан, ораликларда $\frac{3}{4}h = \frac{3}{4}40 = 30$ см ва 50 см дан ошмаслиги зарур. Бундан ташқари таянч атрофида хомутлар орасидаги энг катта масофа сифатида

$$S_1 = \frac{1,5 \gamma_{b2} R_{bt} b h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 36,5^2 (100)}{85,8 \cdot 10^3} = 44,02 \text{ см}$$

қабул қилиниши мумкин. Биз хомутлар орасидаги масофани таянч атрофида 15 см, ораликда эса 30 см деб қабул қиламиз (4.19-расм).

Агар арматура синфи А-1, диаметри $d = 6$ мм бўлса, у ҳолда иккита каркас билан арматураланадиган тўсин учун талаб этилган хомутлар юзаси

$$A_{sw} = \frac{q_{sw} S_1}{R_{sw}} = \frac{48,1 \cdot 15 \cdot (10)}{175 \cdot (100)} = 0,412 \text{ см}^2.$$

Бунга кўра 2Ø6 А-1 қабул қилинади ($A_{sw} = 0,57 > 0,412 \text{ см}^2$). Таянч атрофида хомутлар ҳосил бўладиган ҳақиқий зўриқиш қуйидагига тенг бўлади:

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_1} = \frac{175 \cdot 0,57 \cdot (100)}{15} = 665 \text{ Н/см} = 66,5 \text{ кН/м};$$

$$q_{sw1} = 66,5 \text{ кН/м} > \frac{Q_{b \min}}{2h_0} = \frac{41,4}{2 \cdot 0,365} = 56,7$$

шарт қаноатлантирилади *.

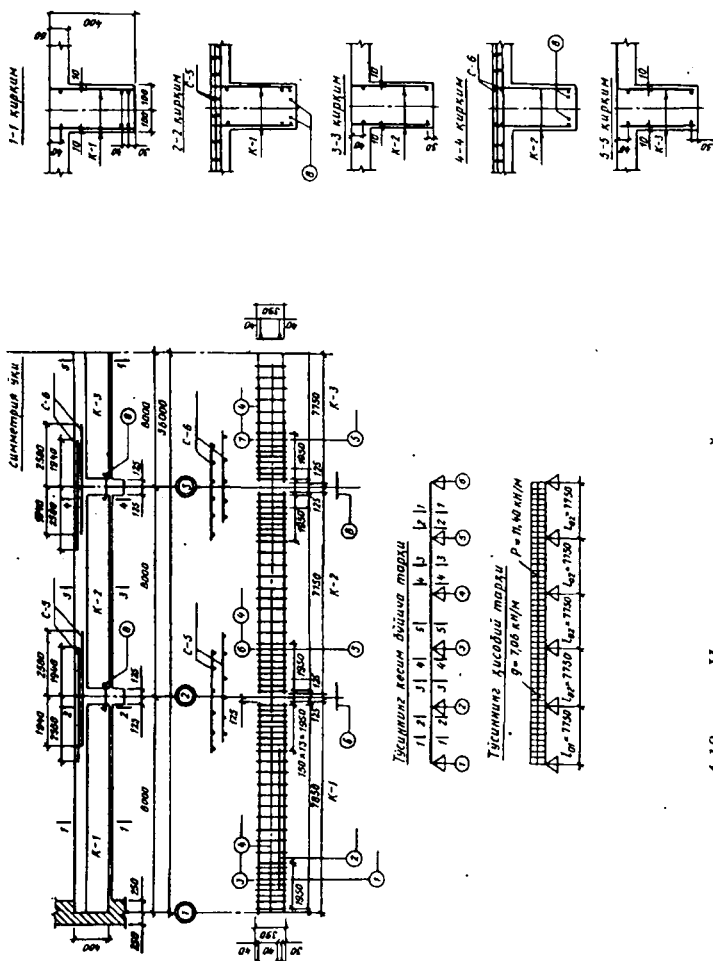
Қия кесимнинг кўндаланг куч таъсирига бўлган мустақамлигини $Q \leq Q_b + q_{sw} C_0$ шarti бўйича текшираамиз. Q қия кесимнинг охирига таъсир этади:

$$Q = Q_{\max} - q_1 C = 85,8 - 1276 \cdot 1,22 = 70,2 \text{ кН},$$

бу ерда C — қия кесимнинг бўйлама ўққа проекцияси.

$$0,56 q_{sw1} = 0,56 \cdot 66,5 = 37,24 \text{ кН/м} > q_1 = 12,76 \text{ кН/м}$$

* бу шартнинг қаноатлантирилишида $M_B = 2h_0^2 q_{sw} \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}}$, $c_0 = 2h_0$ деб олинган.



4.19-расм. Иккинчи даражали тўсинни арматуралаш.

бўлгани сабабли * $C = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{50,36}{12,76}} = 1,99$ м миқдор

$$\frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} h_0 = \frac{2,0}{0,6} 0,365 = 1,22 \text{ м}$$

дан ортиб кетмаслиги зарур. $C = 1,22$ м деб қабул қиламиз.

$$Q_b + q_{sw1} \cdot C_0 = 41,4 + 66,5 \cdot 0,73 = 89,9 \text{ кН},$$

бу ерда C_0 — қия ёриқнинг бўйлама ўққа проекцияси бўлиб қуйидаги формуладан топилади:

$$C_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw1}}} = \sqrt{\frac{50,36}{66,5}} = 0,87 \text{ м},$$

биноқ унинг қиймати C дан ва $2h_0 = 2 \cdot 0,365 = 0,73$ м дан ортиб кетмаслиги лозим. Ҳисоблашда $c_0 = 0,73$ м деб оламиз.

Шундай қилиб, $70,2 \text{ кН} < 89,9 \text{ кН}$ шарт бажарилди. Де-мак, тўсин қия кесим бўйича етарли мустаҳкамликка эга экан.

Тўсиннинг қия ёриқлар орасидаги мустаҳкамлиги $Q_{\max} \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_b R_b b h_0$ шарт бўйича текширилади. Бу ерда φ_{w1} — хомутлар таъсирини ҳисобга олувчи коэффицент бўлиб, қиймати 1,3 дан ошмаслиги керак:

$$\begin{aligned} \varphi_{w1} &= 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 7,0 \cdot 0,0019 = 1,07 < 1,3; \\ \mu_w &= \frac{A_{sw}}{bs_1} = \frac{0,57}{20 \cdot 15} = 0,0019; \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \cdot 10^4}{30 \cdot 10^3} = 7,0, \\ \varphi_b &= 1 - 0,01R_b = 1 - 0,01 \cdot 14,5 = 0,855. \end{aligned}$$

У ҳолда

$$\begin{aligned} 0,3\varphi_w\varphi_b\gamma_{b2}R_b b h_0 &= 0,3 \cdot 1,07 \cdot 0,855 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 20 \cdot 36,5 \times (100) = \\ &= 261,5 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q_{\max} = 85,8 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Тўсиннинг ёриқлар орасидаги мустаҳкамлиги ҳам етарли даражада экан.

* $q_1 > 0,56q_{sw}$ бўлса, $C = \frac{M_b}{q_1 + q_{sw}}$ деб олинади.

ҚОБИРҒАЛИ ЯХЛИТ (МОНОЛИТ) ТЕМИРБЕТОН ЁПМАНИ ҲИСОБЛАШ ВА КОНСТРУКЦИЯЛАШ

5.1. Қобирғали ёпманинг тузилиши

Қобирғали ёпмалар асосий ва иккинчи даражали тўсин ҳамда плиталардан ташкил топади. Ёпманинг барча элементлари ўзаро яхлит (монолит) бириккан бўлиб, кўпинча В15 — В30 синфли бетондан ишланади. Қобирғали яхлит ёпманинг моҳияти шундан иборатки, бунда тежамкорлик мақсадида чўзилиш зонасидаги бетоннинг анчагина қисми олиб ташланиб, бу ерда фақат қобирға ва чўзилувчан арматура қолдирилади. Қобирғанинг токчаси плита деб аталиб, иккинчи даражали тўсинларга таянади ва эгилишга ишлайди. Иккинчи даражали тўсинлар асосий тўсинларга, асосий тўсинлар эса, ўз навбатида, устун ёки деворларга таянади. Асосий тўсинлар бино узунлиги бўйлаб ёки унга кўндаланг равишда жойлашиши мумкин (4.13-расм).

Агар бўйлама деворларда дераза ўринлари катта бўлса, биринчи ечимдан фойдаланиш мақсадга мувофиқ. Бино шифти тузукроқ ёритилиши лозим бўлса, иккинчи ечим қўл келади, чунки бунда иккинчи даражали тўсинларнинг йўналиши ёруғлик оқими йўналиши билан бир хил бўлади.

Иккинчи даражали тўсинлар орасидаги масофа плиталарнинг ўлчамларига боғлиқ ҳолда белгиланади:

а) вақтинчалик (муваққат) фойдали юкнинг қиймати $6,0 \div 10,0 \text{ кН/м}^2$ бўлса, плитанинг узунлиги $2,0 \div 2,3 \text{ м}$;

б) муваққат фойдали юк қиймати $10,0 \div 15,0 \text{ кН/м}^2$ бўлса, плита узунлиги (иккинчи даражали тўсин ўқлари орасидаги масофа) $1,5 \div 2,0 \text{ м}$ олинади.

Ёпма тарҳини чизаётганда иккинчи даражали тўсин ўқларининг устун ўқлари билан мос тушишига алоҳида эътибор бериш лозим (4.13-расм, а).

Қаватлараро қобирғали ёпма плиталарининг қалинлиги одатда $6 \div 10 \text{ см}$ оралиғида, камдан-кам ҳолларда ундан хиёл каттароқ олинади. Ўрта оралиқларда тўсин билан

плитанинг узунлиги бир хил, четки оралиқларда эса тўсин узунлиги ўрта оралиққа нисбатан бир оз калтароқ олинади. Бундай ҳолда, четки оралиқ моментлари ҳамда четдан иккинчи таянчда вужудга келадиган моментлар ўрта оралиқлардаги моментларга миқдор жиҳатдан яқинлашади. Бу эса, ўз навбатида, арматуралаш шароитини қулайлаштиради. Бироқ бунда четки ва ўрта оралиқлардаги ҳисобий узунликлар фарқи иккинчи даражали тўсинлар учун 10 % ва плиталар учун 20 % дан ортиб кетмаслиги зарур.

Ёпма элементларининг ҳисоби пластик деформациялар оқибатида зўриқишларнинг қайта тақсимланишини эътиборга олган ҳолда бажарилади [2].

5.2. Иккинчи даражали тўсинларни ҳисоблаш ва конструкциялаш

Иккинчи даражали тўсинлар кўп оралиқли тавр шакли узлуксиз балка сифатида ҳисобланиб, асосий тўсин ва деворлар улар учун таянч вазифасини ўтайди. Ҳисоб жараёнида, плиталар сингари, буларнинг ҳам юк кўтариш қобилияти аниқланади. Иккинчи даражали тўсинга таъсир этувчи юк икки тўсин орасида жойлашган юк майдончасида тўпланади (4.13-расм). Юкларни жадвал кўринишида ҳисоблаш тавсия этилади.

Иккинчи даражали тўсинларнинг ҳисобий узунликларини аниқлаш учун асосий тўсиннинг кесим ўлчамларини қуйидаги тенгликлар асосида танлаймиз:

$$h_{эл.б} = \left(\frac{1}{8} + \frac{1}{15} \right) L_{эл.б}; \quad \sigma_{эл.б} = (0,3 \div 0,5) \cdot h_{эл.б}.$$

Иккинчи даражали тўсинлар деворга 25 см кириб туради. Шунга кўра уларнинг ҳисобий узунлиги қуйидаги формулалардан аниқланади:

а) четки оралиқ учун $l_{01} = l_1 - d + \frac{25}{2} - \frac{b_{эл.б}}{2}$;

б) ўрта оралиқ учун $l_{02} = l_2 - b_{эл.б}$.

Моментларнинг умумлашма (огигающая) эпюраларини қуриш. Умумлашма эпюралар — оралиқларни энг нобоп юклаганда ташқи кучлар ва конструкцияларнинг хусусий оғирлигидан ҳосил бўлган эгувчи моментлар графигидир.

Умумлашма эгувчи моментлар эпюрасини қуриш учун ҳисобий моментнинг қийматлари қуйидаги формуладан аниқланади:

$$M = \beta_{ij}(g + p)l_{0i}^2; \quad (5.1)$$

бу ерда l_{0i} — иккинчи даражали тўсиннинг ҳисобий узунлиги; β_{1j} — мусбат моментлар учун 5.1-жадвалдан олинган коэффициент; β_{2j} — манфий моментлар учун 5.1-жадвалдан олинган коэффициент.

Ҳисобий кўндаланг кучлар эса қуйидаги формулалардан аниқланади:

а) четки таянчда

$$Q_A = 0,4ql_{01}; \quad (5.2)$$

б) ораликдаги биринчи таянчда (чапда)

$$Q_B = 0,6ql_{01}; \quad (5.3)$$

в) ораликдаги биринчи таянчда (ўнгда) ва ўрта таянчларда

$$Q_B^{PP} = 0,5ql_{02} \quad (5.4)$$

Кесим танланаётганда, иккинчи даражали тўсиннинг биринчи ораликдаги ўнг таянчи кесими, аниқлик киришиш мақсадида шу таянч моменти таъсирига қайта ҳисобланади; чунки бу жойда плита чўзилишга ишлайди. Бунда кесим тўғри тўртбурчакли деб қаралади:

$$h_{0,см.б.} = 1,8\sqrt{\frac{M}{\gamma_{bl}R_b b_{см.б.}}}; \quad (5.5)$$

бу ерда $b_{см.б.}$ — тўсиннинг кенглиги (илгари унинг қиймати конструктив равишда қабул қилинган эди).

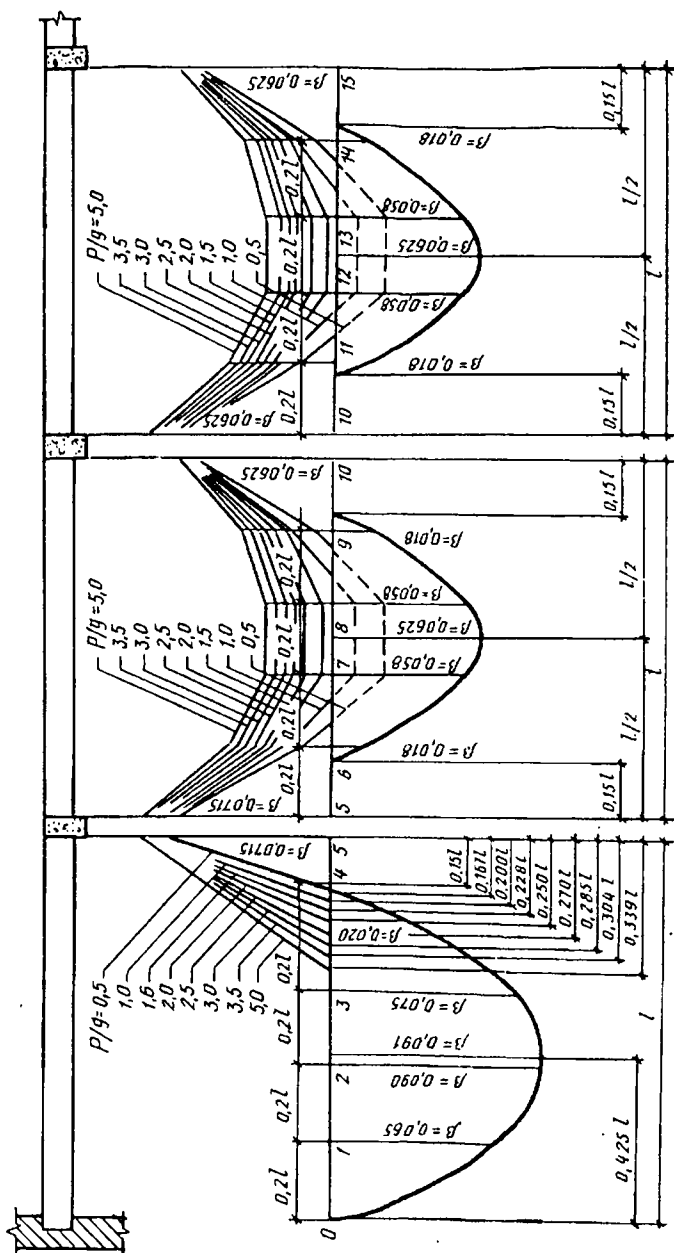
Иккинчи даражали тўсиннинг тўлиқ баландлиги қуйидагича аниқланади:

$$h_{см.б.} = h_{0,см.б.} + a + \frac{d}{2},$$

бу ерда a — бетоннинг ҳимоя қатлами ($a = 25 \div 30$ мм); d — ишчи арматуранинг диаметри ($d = 16 \div 40$ мм). Ишнинг сўнгида 1-мисолда баён этилган кўрсатмаларга амал қилиб, кесимнинг узил-кесил ўлчамлари қабул қилинади.

Қабул қилинган ўлчамларнинг талабга жавоб бериш ёки бермаслиги қуйидаги шарт асосида текширилади:

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}, \varphi_{bl} R_b b_{см.б.} h_{0,см.б.}; \quad (5.6)$$



5.1-расм. Тенг оралиқли узлуқсиз түсишлар учун ҳисобий моментлар эпюралари.

Нуқталарнинг тартиб рақами											
P/q	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,5	-0,0715	-0,01	+0,022	+0,024	-0,04	-0,0625	-0,003	+0,028	+0,028	-0,003	-0,0625
1	-0,0715	-0,02	+0,016	+0,009	-0,014	-0,0625	-0,013	+0,013	+0,013	-0,013	-0,0625
1,5	-0,0715	-0,026	-0,003	$\pm 0,00$	-0,020	-0,0625	-0,019	+0,004	+0,004	-0,019	-0,0625
2	-0,0715	-0,03	-0,009	-0,006	-0,024	-0,0625	-0,023	-0,003	-0,003	-0,023	-0,0625
2,5	-0,0715	-0,033	-0,012	-0,009	-0,027	-0,0625	-0,025	-0,006	-0,006	-0,025	-0,0625
3	-0,0715	-0,035	-0,016	-0,014	-0,029	-0,0625	-0,028	-0,010	-0,01	-0,028	-0,0625
3,5	-0,0715	-0,037	-0,019	-0,017	-0,031	-0,0625	-0,029	-0,013	-0,013	-0,029	-0,0625
4	-0,0715	-0,038	-0,021	-0,018	-0,032	-0,0625	-0,030	-0,015	-0,015	-0,03	-0,0625
4,5	-0,0715	-0,039	-0,022	-0,020	-0,033	-0,0625	-0,032	-0,016	-0,016	-0,032	-0,0625
5	-0,0715	-0,04	-0,024	-0,021	-0,034	-0,0625	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,0625

бу ерда φ_{w_1} ва φ_{b_1} — норма [11] дан олинадиган коэффициентлар. Агар бу формуладаги шарт бажарилмаса, у ҳолда қабул қилинган ўлчамлар катталаштирилади.

Ўлчамлар узил-кесил қабул қилинган, илгари топилган ҳисобий эғувчи моментлар бўйича тўртта нормал кесим учун ишчи арматуранинг кесим юзасини аниқлаймиз: бунда тўсин биринчи ва ўрта оралиқда (M_1 , M_3) тавр кесимли балка сифатида, биринчи оралиқ ва ўрта таянчларда (M_2 , M_4) тўғри тўртбурчак кесимли балка сифатида қаралади (5.2-расм). Бунда тавр шакли кесимнинг кенглиги b_f^1 иккинчи даражали тўсин ўқлари орасидаги масофага тенг қилиб олинади; аммо $h_{n,l}/h_{ам.б} \geq 0,1$ бўлганда тўсиннинг ҳисобий узунлиги $1/3$ қисмидан ошиб кетмаслиги, $h_{n,l}/h_{ам.б} < 0,1$ бўлганда кесим кенглиги $b_f^1 \leq 12h_{n,l} + b_{ам.б}$ дан ошмаслиги зарур.

Тўсиннинг бўйлама ўқига кўндаланг бўлган нормал кесимнинг ҳисоби қуйидаги шартни қаноатлантириши лозим:

$$\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R \quad (5.7)$$

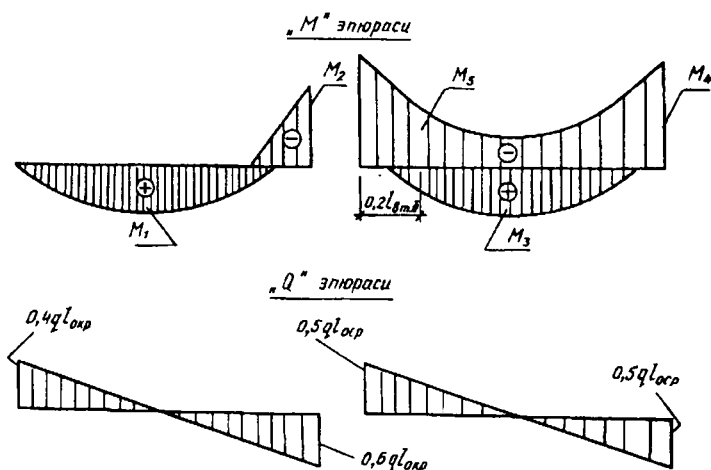
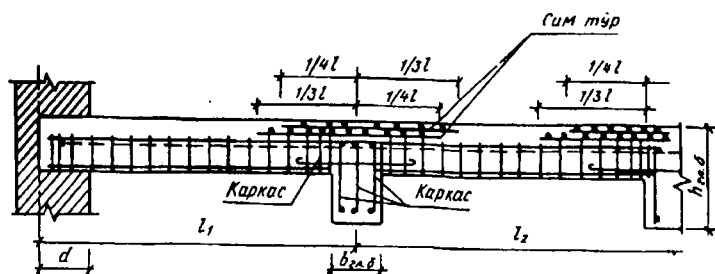
Бетон сиқилиш зонаси нисбий баландлигининг чегаравий қиймати (4.10) формуладан топилади, формуладаги $\omega = 0,85 - 0,008R_b$; $\sigma_{sr} = R_s$ (бизнинг ҳол учун), $\sigma_{с.и}$ қиймати 4.2.2. дан олинади.

Кесимларни M_1 ва M_3 моментлари бўйича ҳисоблашдан илгари нейтрал ўқнинг ўтган ўрнини аниқлаб олишимиз зарур.

Агар (4.16) формуладаги (бунда $x = h_{n,l}$ деб олинади) шарт қаноатлантирилса, нейтрал ўқ таврнинг тоқчасидан ўтади ва ҳисоб тўғри тўртбурчакли кесим учун амалга оширилади (5.3-расм, а). Борди-ю (4.16) шарт бажарилмаса, у ҳолда нейтрал ўқ қобирғадан ўтади ва ҳисоб (4.21) формула бўйича бажарилади (5.3-расм, б).

Ўша формуладан

$$\alpha_m = \frac{M - R_b(b_f^1 - b_{ам.б})h_{n,l}(h_0 - 0,5h_{n,l})}{R_b b_{ам.б} h_0^2} \quad (5.8)$$

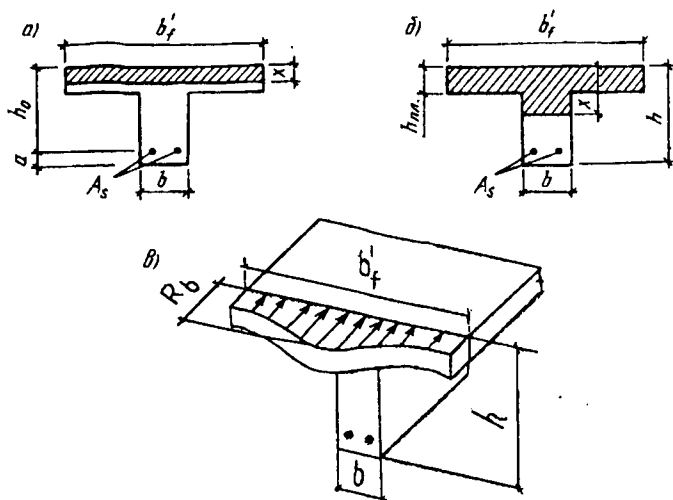


5.2-расм. Иккинчи даражали тўсинни арматуралаш.

топилади, кейин α_m га қараб 4.1-жадвалдан ζ аниқланади. Талаб этилган арматуранинг юзаси қуйидаги формуладан топилади:

$$A_s = \left[\zeta b_{ам.б} h_0 + (b_f^1 - b_{ам.б}) h_{нл} \right] \frac{R_b}{R_s} \quad (5.9)$$

A_s нинг топилган қийматига қараб, ишчи арматуранинг сони ва диаметри аниқланади. Арматура каркасларининг сони кесимнинг кенглигига боғлиқ: агар $b_{ам.б} \leq 15$ см бўлса — 1 та каркас, $b_{ам.б} = 15 \dots 25$ см бўлса — 2 та каркас, $b_{ам.б} > 25$ см бўлса — 3 та каркас ўрнатилади. Одатда ҳар бир каркас битта ёки иккита ишчи стерженга эга бўлади. Ясси каркаслар ҳосил қилиш учун юқори қисмига диаметри ишчи стержен диаметрининг ярмидан кичик бўлмаган монтаж



5.3-расм. Нейтрал ўқ жойлашувининг мумкин бўлган ҳоллари.

стерженлари пайвандланади. Иккинчи даражали тўсинларнинг оралиқ таянчларга яқин қисмлари симтўрлар билан арматураланади (5.4-расм). Ясси каркасларнинг юқори қисмига қўйилган арматуралар юзасининг етарлилигини текшириш учун кесим манфий момент M_s таъсирига ҳисобланади.

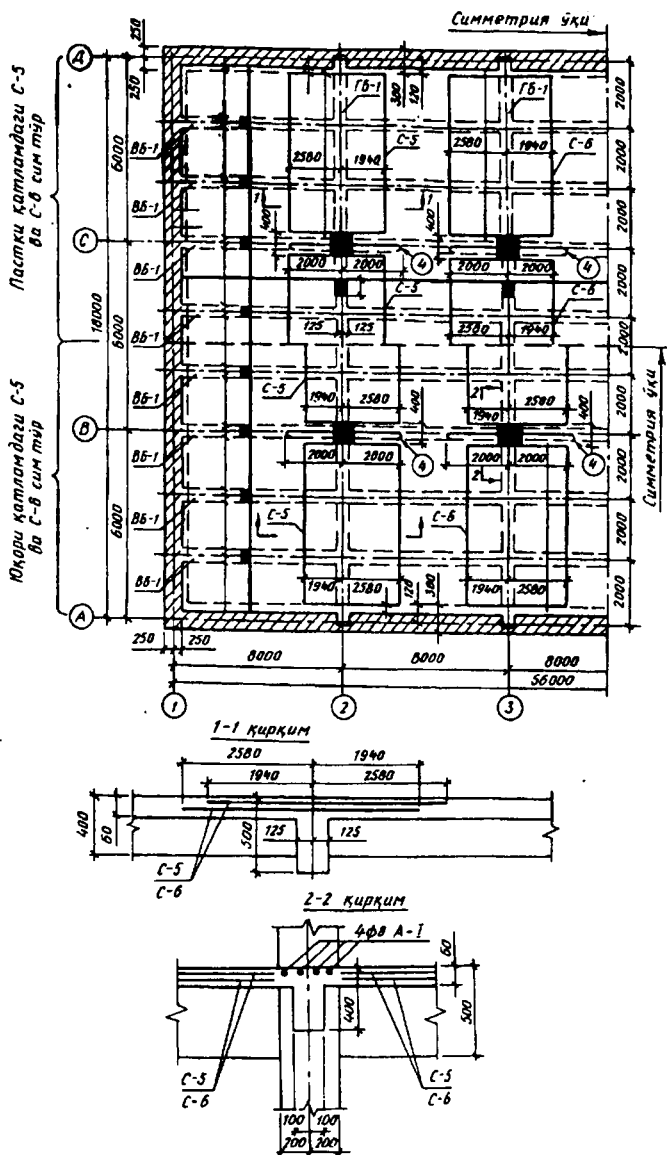
5.2.1. Қия кесимлар мустаҳкамлигини ҳисоблаш. Тўсин узунлик бирлигида ҳосил бўладиган, кўндаланг стерженлар қабул қиладиган ҳисобий зўриқиш қуйидаги формуладан аниқланади:

$$q_{sw} = \frac{Q^2}{4\varphi_{b2} R_{br} b h_0^2}, \quad (5.10)$$

бу ерда φ_{b2} — оғир бетон учун 2 га тенг бўлган коэффициент [11].

Кўндаланг стерженлар диаметрини конструктив талабга мувофиқ қабул қилиб, улар орасидаги масофани аниқлаймиз:

$$S = \frac{R_{sw} A_{sw} n}{q_{sw}} \quad (5.11)$$



5.4-расм. Иккинчи даражали тўсиннинг таянч қисмини арматуралаш.

бу ерда R_{sw} — кўндаланг арматуранинг чўзилишга бўлган ҳисобий қаршилиги; A_{sw} — битта кўндаланг стерженнинг кесим юзаси; n — тўсин кесим юзасидаги кўндаланг стерженлар сони (каркаслар).

Кўндаланг стерженлар орасидаги масофа конструктив нуқтаи назардан қуйидагича бўлиши лозим: $h \leq 45$ см бўлса, $S \leq \frac{h}{2}$ ва 150 см дан, $h > 45$ см бўлса, $S \leq \frac{h}{3}$ ва 50 см дан ошмаслиги керак. Юқоридаги усуллар орқали топилган масофанинг энг кичиги ҳисоб учун узил-кесил қабул қилинади.

Кесимнинг юк кўтариш қобилияти қуйидаги шарт бўйича текширилади:

$$Q \leq Q_{WB} = 2\sqrt{\varphi_{b2} R_{br} b h_0^2 q_{sw}} \quad (5.12)$$

Агар бу шарт бажарилмаса, у ҳолда кўндаланг стерженлар орасидаги масофа кичрайтирилади ёки стерженлар диаметри катталаштирилади (5.5-расм). Одатда кўндаланг стерженлар диаметри 5 ÷ 12 мм атрофида олинади. Кўндаланг стерженларнинг қабул қилинган қадами (оралиқ масофаси) тўсиннинг таянчга яқин (оралиқнинг 1/4) қисмида ишлатилади, тўсиннинг қолган қисмида кўндаланг стерженлар қадами $S \leq 3/4h$ бўлади.

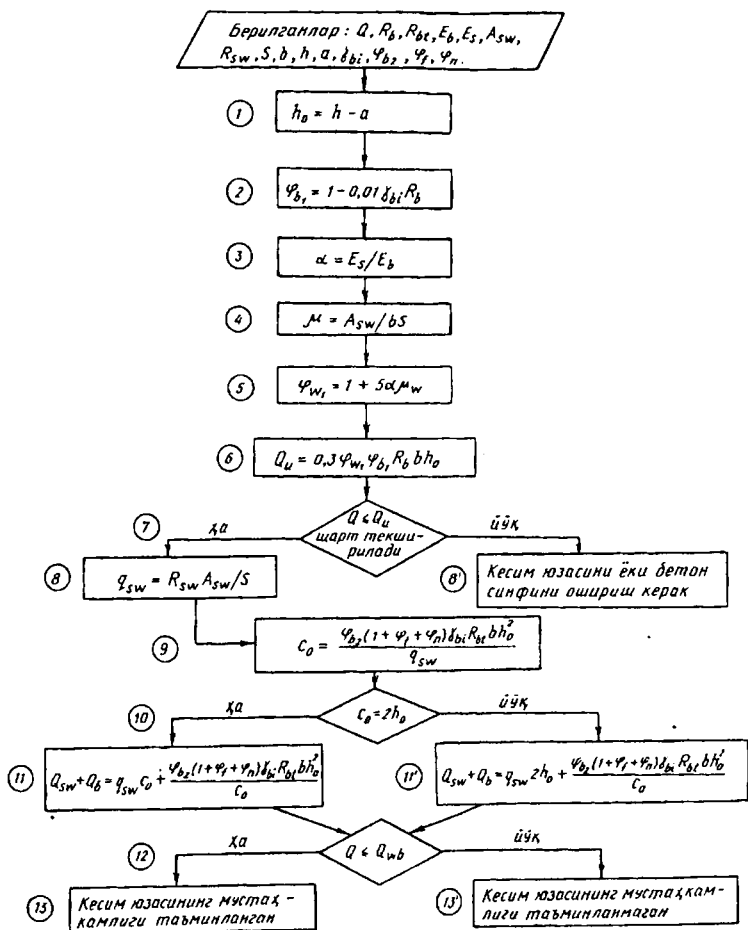
3- м и с о л . Иккинчи даражали тўсинларни ҳисоблаш ва конструкциялаш намунаси

Ҳисобий оралиқлар ва юклар. Иккинчи даражали тўсинларни кўп оралиқли узлуксиз балкалар сифатида ҳисобланади. Тўсиннинг кўндаланг кесими тавр шаклида бўлиб, у асосий тўсин ва деворларга таянади. Тўсиннинг узунлиги $l_2 = 8,0$ м, қаватлараро ёппага тушадиган норматив муваққат юк $P_n = 5,0$ кН/м², бетон синфи В25. Тўсиннинг ҳисобий узунликлари қуйидаги тартибда аниқланади:

— четки оралиқларда

$$l_{01} = l_2 - d + \frac{0,25}{2} - \frac{b_{2л.б}}{2} = 8,0 - 0,25 + \frac{0,25}{2} - \frac{0,25}{2} = 7,75 \text{ м};$$

ўрта оралиқларда $l_{02} = l_2 - l_{2л.б} = 8,0 - 0,25 = 7,75 \text{ м}.$



5.5-расм. Эгилувчи элементни қия кесим бўйича йиғиқ куч таъсирида мустаҳкамликка ҳисоблаш (букма арматура бўлмаган ҳол учун).

Эни 2,0 м бўлган юк тасмасидан тўсиннинг ҳар бир метрига тўғри келадиған текис ёйилган юкни ҳисоблаймиз (5.2-жадвал).

Ҳисобий зўриқишлар. Қайта тақсимланган ҳисобий моментларнинг умумлашма эпюраларини $M = \beta_y (q + p) l_{01}^2$ формула ёрдамида қураимиз. Моментни тўсиннинг ҳар 0,2/

кесими учун аниқлаймиз. Формуладаги β коэффициентининг мусбат қийматлари 5.1-расмдан, манфий қийматлари эса $\frac{p}{q} = \frac{11,4}{7,06} = 1,61$ га мос равишда 5.1-жадвалдан аниқланади. Ҳисоб натижалари 5.3-жадвалда келтирилган.

5.2-жадвал

Иккинчи даражали тўсиннинг 1 п.м. таъсир этувчи юklar

Юк турлари	Норматив юк кН/м	Ишончлилик коэффициентлари		Ҳисобий юк кН/м
		γ_f	γ_n	
Доимий юklar: 1. Плита ва полнинг оғирлиги (4.2-жадвалдан)	2,24×2=4,48	—	—	2,38×2=4,76
2. Тўсин қобирғасининг 1пм. оғирлиги 1×(0,5—0,06)×0,2×25	2,20	1,1	0,95	2,30
Доимий юкнинг жами	6,68	—	—	7,06
Муваққат (фойдали) юк 5,0×2,0	10,0	1,2	0,95	11,40
Тўлиқ юк	16,68	—	—	18,46

5.3-жадвал

Иккинчи даражали тўсиннинг эгувчи моментлари

Кесим рақамлари	X_i	qP_{oi} кН·м	β_{ij}		M, кН·м	
			+	—	+	—
0	—	18,46·7,75 ² = 1108,8	—	—	—	—
1	0,2 <i>l</i> ₀₁		0,065	—	72,1	—
2	0,4 <i>l</i> ₀₁		0,090	—	99,8	—
2	0,425 <i>l</i> ₀₁		0,091	—	100,9	—
3	0,6 <i>l</i> ₀₁		0,075	—	83,2	—
4	0,8 <i>l</i> ₀₁		0,020	—	22,2	—
5	<i>l</i> ₀₁		—	0,0715	—	79,3
5	—	1108,8 <i>l</i> ₀₁ = <i>l</i> ₀₂	—	0,0715	—	79,3
6	0,2 <i>l</i> ₀₂		0,018	0,026	20,0	28,8
7	0,4 <i>l</i> ₀₂		0,058	0,003	64,3	3,3
7	0,5 <i>l</i> ₀₂		0,0625	—	69,3	—
8	0,6 <i>l</i> ₀₂		0,058	0	64,3	—
9	0,8 <i>l</i> ₀₂		0,018	0,02	20,0	22,2
10	<i>l</i> ₀₂		—	0,0625	—	69,3
10	—	1108,8	—	0,0625	—	69,3
11	0,2 <i>l</i> ₀₂		0,018	0,019	20,0	21,1
12	0,4 <i>l</i> ₀₂		0,058	0,004	64,3	4,4
12	0,5 <i>l</i> ₀₂		0,0625	0	69,3	—

Ҳисобий кўндаланг кучларни аниқлаймиз:

— четки таянчда

$$Q_A = -0,4ql_{01} = -0,4 \cdot 18,46 \cdot 7,75 = -57,2 \text{ кН};$$

— ораликдаги биринчи таянчнинг чап томонида

$$Q'_B = 0,6ql_{01} = 0,6 \cdot 18,46 \cdot 7,75 = 85,8 \text{ кН};$$

— ораликдаги биринчи таянчнинг ўнг томони ва ўрта таянчларда

$$Q_B^p = Q = \pm 0,5ql_{02} = \pm 0,5 \cdot 18,46 \cdot 7,75 = \pm 71,5 \text{ кН}.$$

Тўсиннинг умумлашма эпюралари 5.6-расмда берилган.

Иккинчи даражали тўсиннинг мустаҳкамлигини нормал кесимлар бўйича ҳисоблаш. Тўсин кўндаланг кесимининг аввал танланган ўлчамларини иккинчи таянчдаги момент таъсирига текшириб кўрамиз. Таянч атрофида плита чўзилиш ҳолатида бўлгани сабабли ҳисоб тўғри тўртбурчакли кесим учун бажарилади:

$$h_0 = 1,8 \sqrt{\frac{M_2}{\gamma_{b2} R_b b_{bm.6}}} = 1,8 \sqrt{\frac{7930000}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 20 \cdot (100)}} = 31,4 \text{ см}.$$

$a = 25$ мм ва $d = 20$ мм деб қабул қилиб, кесимнинг тўлиқ баландлигини аниқлаймиз:

$h_{bm.6} = h_0 + a + \frac{d}{2} = 31,4 + 2,5 + 1 = 34,9$ см. Узил-кесил кесим ўлчамларини $h_{см.6} \times b_{см.6} = 40 \times 20$ см деб қабул қиламиз. У ҳолда $h_0 = 40 - 2,5 - 1 = 36,5$ см бўлади.

Тўсин мустаҳкамлигини қуйидаги шарт бўйича текширамиз:

$$Q \leq 0,3\varphi_w, \varphi_{b1} R_b b_{br.6} h_0,$$

бу ерда $\varphi_{b1} = 1 - 0,01R_b = 1 - 0,01 \cdot 14,5 = 0,855$; $\varphi_{w1} = 1,0$ бўлади. У ҳолда:

$$85,8 \cdot 10^3 \text{ Н} < 0,3 \cdot 1 \cdot 0,855 \cdot 14,5 \cdot 20 \cdot 36,5 \cdot (100) = 271,5 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

Шарт қаноатлантирилди, қабул қилинган ўлчамларда тўсин етарли мустаҳкамликка эга экан.

Иккинчи даражали тўсинлар ораликларда А—Ш синфли пайвандланган каркас билан, таянчларда эса Вр — I синфли ўрама симтўр билан арматураланади.

Ишчи арматуранинг юзини 4 та ҳисобий нормал кесим учун аниқлаймиз: иккинчи ва ўрта таянчларда тўғри тўртбурчак кесимли тўсин сифатида M_2 ва M_4 моментлари бўйича (4.19-расм), биринчи ва ўрта оралиқларда эса тавр кесимли тўсин сифатида M_1 ва M_3 моментлари бўйича.

Тўсиннинг тавр кесимида ноль чизигининг ҳолатини аниқлаймиз:

$$M = \gamma_{b2} R_b b_f h_{nl} (h_0 - 0,5h_n) = 0,9 \cdot 14,5 \cdot 200 \cdot 6(36,5 - 0,5 \cdot 6)(100) = 524,6 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} = 524,6 \text{ кН} \cdot \text{м}; M_1 = 100,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Демак, ноль чизиқ таврнинг токчасидан ўтар экан, шунинг учун бу кесимни ҳам кенглиги $b_f = 200$ см бўлган тўғри тўртбурчакли кесим сифатида ҳисоблаймиз.

Ишчи арматуранинг кесим юзини аниқлаймиз:

1. Биринчи оралиқ учун ($M_1 = 100,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$):

$$\alpha_m = \frac{M_1}{\gamma_{b2} R_b b_f h_0^2} = \frac{100,9 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 200 \cdot 36,5^2 \cdot (100)} = 0,029$$

4.1-жадвалдан $\xi = 0,985$.

Арматуранинг талаб этилган кесим юзи:

$$A_s = \frac{M}{R_s \xi h_0} = \frac{100,9 \cdot 10^5}{365 \cdot 0,985 \cdot 36,5 \cdot (100)} = 7,69 \text{ см}^2$$

6-иловадаги жадвал асосида арматуранинг сони ва диаметрини белгилаймиз:

$$4\emptyset 16 \text{ A-III}, A_s = 8,04 > 7,69 \text{ см}^2$$

Каркасининг устки стерженлари конструктив равишда белгиланади:

$$2\emptyset 10 \text{ A-I}, A_s = 1,57 \text{ см}^2$$

2. Ўрта оралиқларда ($M_3 = 69,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$):

$$\alpha_m = \frac{69,3 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 200 \cdot 36,5^2 \cdot (100)} = 0,020; \quad \xi = 0,99,$$

$$A_s = \frac{69,3 \cdot 10^5}{365 \cdot 0,99 \cdot 36,5 \cdot (100)} = 5,25 \text{ см}^2$$

Жадвалдан: 4Ø14 А-III, $A_s = 6,15 > 5,25 \text{ см}^2$.

Каркаснинг устки стерженлари А-1 синфли арматурадан ишланиб, юзаси ҳисоблаш йўли билан аниқланади. 2 ва 3 ораликларда арматура юзаси 7 ва 12 кесимлардаги манфий моментлар $M_5 = -3,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ва $M_6 = -4,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$ бўйича аниқланади.

3-оралиқда:

$$\alpha_m = \frac{4,4 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 20 \cdot 36,5^2 \cdot (100)} = 0,013; \quad \zeta = 0,994,$$

$$A_s = \frac{4,4 \cdot 10^5}{225 \cdot 0,994 \cdot 36,5 \cdot (100)} = 0,54 \text{ см}^2.$$

Конструктив нуқтаи назардан қуйидагиларни қабул қиламиз:

$$2\text{Ø}10\text{А} - \text{I}, \quad A_s = 1,57 > 0,54 \text{ см}^2.$$

3. Оралиқдаги биринчи таянчда ($M_2 = -79,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$, симтўрнинг кўндаланг арматураси диаметри $d = 6 \text{ мм}$, синфи А-III):

$$\alpha_m = \frac{79,3 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 20 \cdot 36,5^2 \cdot (100)} = 0,228; \quad \zeta = 0,869.$$

Талаб этилган арматура юзаси $A_s = \frac{79,3 \cdot 10^5}{355 \cdot 0,869 \cdot 35,5 \cdot (100)} = 7,042 \text{ см}^2$ бўлиб, эни $b_f^1 = 200 \text{ см}$ бўлган токчага икки қават симтўр кўринишида жойлаштирилади. Токчанинг ҳар бир метрига битта симтўр учун $A_s^1 = \frac{A_s}{b_f^1 \cdot 2} = \frac{7,042}{2 \cdot 2} = 1,76 \text{ см}^2$ юза тўғри келади. $\frac{4B_p - 1 - 200}{6A - III - 150} 4520 \times L$ типдаги юзи $A_s = 1,84 < 1,76 \text{ см}^2$ бўлган симтўр қабул қиламиз. Симтўрларнинг ишчи кўндаланг стерженларининг узилиш жойларини бир томонда таянчдан $\frac{l_{02}}{4} = \frac{7750}{4} = 1940 \text{ мм}$, қарама-қарши томонда $\frac{l_{01}}{3} = \frac{7750}{3} = 2580 \text{ мм}$ масофада белгилаймиз (5.4-расм).

4. Қолган ўрта таянчларда ($M_4 = -69,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$):

$$\alpha_m = \frac{69,3 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 20 \cdot 36,5^2 \cdot (100)} = 0,199; \quad \xi = 0,889.$$

$$A_s = \frac{69,3 \cdot 10^5}{355 \cdot 0,889 \cdot 36,5 \cdot (100)} = 6,01 \text{ см}^2.$$

Юқоридаги каби $A_s^1 = \frac{6,01}{2 \cdot 2} = 1,5 \text{ см}^2$. Бунга мос симтўр 4Вр-I-200 4520 $\times$ L бўлиб, юзи $A_s = 1,84 > 1,5 \text{ см}^2$.
6А-III-150

Иккинчи даражали тўсинларни конструкциялаш. Иккинчи даражали тўсинлар оралиқда пайвандланган каркаслар билан, таянчларда эса пайвандланган ясси симтўрлар билан арматураланади (4.19; 5.4-расмлар).

Четки оралиқлар К-1, иккинчи оралиқлар К-2, қолган барча ўрта оралиқлар К-3 каркаси билан арматураланади. Тўсиннинг биринчи оралиқ таянчлари бир-бирига нисбатан силжиган иккита С-5, бошқа барча таянчларда С-6 симтўрлари билан арматураланади. С-5 ва С-6 симтўрлари асосий тўсин йўналиши бўйлаб ётқизилади. Бу тўрларнинг кўндаланг стерженлари ишловчи ҳисобланади (5.4-расм).

Ишчи бўйлама арматура бир қисмининг узилиш жойлари ашёлар эпюраси асосида белгиланиб, К-1 учун 4.19-расмда тасвирланган. К-1 ва К-2 ҳамда К-2 ва К-3 каркаслари алоҳида бириктирувчи стерженлар ёрдамида ўзаро боғланади.

БИНОЛАРНИНГ ЙИҒМА ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРИНИ ҲИСОБЛАШ ВА КОНСТРУКЦИЯЛАШ

6.1. Йиғма ёпманинг тузилишини белгилаш (компановка қилиш)

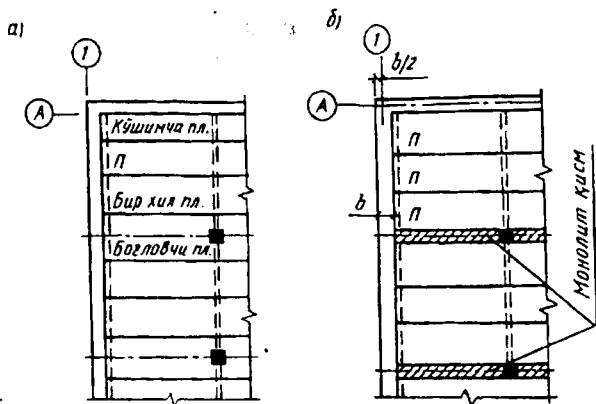
Йиғма ёпманинг тузилишини белгилаш жараёнида қуйидаги масалалар ҳал этилади.

а). **Деворларни режа ўқларига боғлаш.** Деворларни режа ўқларига боғлашнинг «ноль» усулига кўра, ўқлар ташқи деворнинг ички сиртидан ўтади (6.1-рasm, а) ёки ички сирт ўқдан 200, 250, 300 мм масофага қочирилади (6.1-рasm, б). Панелларнинг деворга кириб турадиган қисми 100 мм дан, ригелларники эса 250 мм дан кам бўлмаслиги керак. Ригеллар гиштли деворнинг арматураланган қисмига таяниши мумкин.

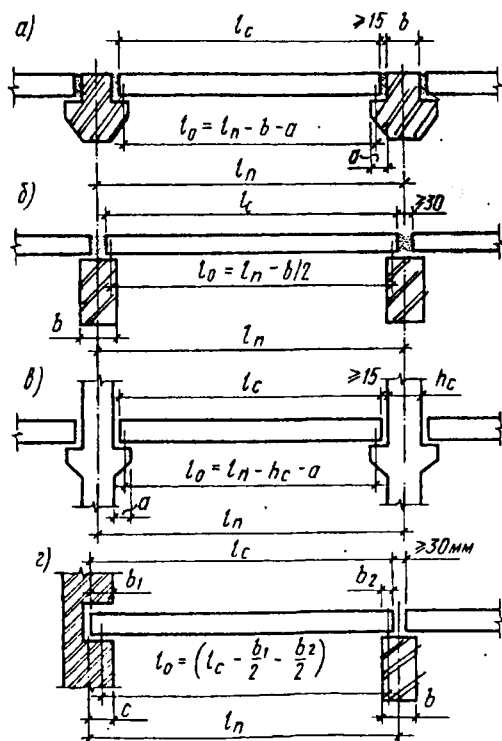
б). **Ригелларни жойлаштириш.** Ригелларни бинонинг узунаси бўйлаб ёки кўндаланг тартибда жойлаштириш кўп омилларга, чунончи иқтисодий, меъморий, конструктив ва технологик жиҳатларга боғлиқ. Масалан, бўйлама деворларда катта деразалар кўзда тутилса, ригелларни кўндаланг равишда жойлаштирган маъқул, шунда бинонинг кўндаланг йўналишдаги бикирлиги ортади. Бошқа томондан, агар ригеллар бўйлама йўналишда ўрнатилса, ригеллардаги монтаж ишлари тежалади, бино хоналарини ёритишда ҳам афзаллиги бор.

в). **Панель турини танлаш.** Кўп қаватли биноларда бўшлиқли ва қобирғали ёпма панеллар ишлатилади. Бўшлиқли панеллар уй-жой ва жамоат бинолари қурилишида, қобирғали панеллар эса кўпинча саноат бинолари томларида қўлланилади.

г). **Ригель кўндаланг кесимининг шаклини танлаш.** Агар панеллар ригелнинг устига ўрнатилса, у ҳолда унинг кесими тўғри тўртбурчак шаклида олинади (6.2-рasm, б). Бунда кесим баландлиги $h_p = (1/8 \div 1/10)l_c$ атрофида танланади (бу ерда l_c — ригель узунлиги). Панеллар тавр шакли ригелнинг токчасига таянса, баландлик $h_p = 0,1l_c$ олиниши мумкин. Ҳисоб натижаларига қараб, олдиндан қабул қилинган ўлчамлар қолдирилади ёки ўзгартирилади.



6.1-расм. Ёпма панелларни жойлаштириш намуналари.



6.2-расм. Панелларнинг ригелга таяниш усуллари.

д). Устунларнинг кўндаланг кесим ўлчамларини танлаш. Устунларнинг кўндаланг кесимлари аксарият ҳолларда квадрат шаклида олинади ва унинг кесим ўлчамлари бутун иморат баландлиги бўйлаб ўзгаришсиз қолади. Фойдали юк миқдори 6 кН/м^2 гача бўлиб, қаватлар сони 3 тадан ошмаса, кесимни $300 \times 300 \text{ мм}$, бошқа ҳолларда $400 \times 400 \text{ мм}$ олса бўлади. Кесим ўлчамлари ҳисоблаш ва конструкциялаш жараёнида ўзгартирилиши мумкин.

е). Панелларнинг номинал эини белгилаш ва уларни жойлаштириш. Бўшлиқли панелларнинг эни (кенглиги) ни 1200 дан 2400 мм гача, қобирғали панелларникини 1000 дан 1800 мм гача қабул қилиш мумкин. Бунда панель эининг ўзгариб бориш изчиллиги 100 мм ни ташкил этади. Боғловчи панеллар эини (туридан қатъи назар) 1000 дан 1800 мм гача олиш мумкин. Панелларни жойлаштиришда уларнинг ўлчам бўйича хилларини мумкин қадар камроқ олишга, айти пайтда қуйма қисмларнинг камроқ бўлишига интилиш зарур.

6.2. Йиғма темирбетон панелларни ҳисоблаш ва конструкциялаш

Қобирғали панелларнинг баландлигини 50 мм га каррали равишда $h = (1/15 \div 1/20)l$ доирасида, бўшлиқли панелларнинг баландлигини эса 20 мм га каррали равишда $h = (1/25 \div 1/30)l$ чегарасида олиш тавсия этилади. Қобирғали панелларнинг юқори токчалари қалинлигини 5 мм га каррали равишда $35 \div 60 \text{ мм}$ олиш лозим. Қобирғанинг пастки қисми кенглиги 10 мм га каррали равишда $70 \div 100 \text{ мм}$ олинади. Қобирғанинг юқори қисми кенглиги қобирға ички сиртининг 1:10 нисбатда оғишига қараб белгиланади. Бўшлиқли панеллар токчасининг минимал қалинлиги 5 мм га каррали равишда $25 \div 40 \text{ мм}$ олинади, бўшлиқлар орасидаги қобирғанинг кенглиги ҳам ана шу чегарада бўлади. Бўйлама ва кўндаланг қобирғаларнинг токчага туташган жойларига радиуси 50 мм дан кам бўлмаган наволар ишлаш кўзда тутилади. Номинал ўлчамлардан конструктив ўлчамларга ўтаётганда туташувчи элементлар орасида қолдириладиган тирқиш ҳам эътиборга олинади. Қобирғали ва бўшлиқли панелларнинг юқори қисми конс-

труктив кенглиги номинал кенгликдан $40 \div 50$ мм калтароқ қабул қилинади. Агар панел ригелнинг токчасига таянадиган бўлса, у ҳолда панелнинг конструктив узунлиги панел билан ригель девори орасида $15 \div 20$ мм ли бўшлиқ қоладиган қилиб белгиланади.

Ёпма панелларнинг ҳисоблаш тарҳи (схемаси) бир оралиқли (шарнирли таянган) балка кўринишида олинади. Панелнинг ҳисобий узунлиги тариқасида унинг таяниш юзалари орасидаги масофа олинади.

Панелга таъсир этувчи юклар. Ёпма панелларига доимий (плита ва полнинг хусусий оғирлиги) ва муваққат (фойдали) юклар таъсир этади. Муваққат юклар, ўз навбатида, қисқа ва узоқ муддат таъсир этувчи юкларга бўлинади. Панелни ҳисоблаш жараёнида 1 м^2 юза учун берилган юкни погон-метрда ўлчанадиган юкка ўтказиш лозим бўлади. Бунинг учун юзага оид юкни панел энига кўпайтирилади. Панелни чегаравий ҳолатларнинг биринчи гуруҳи бўйича ҳисоблашда тўлиқ ҳисобий (доимий плюс барча муваққат) юкдан, чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи бўйича ҳисоблаганда эса узоқ муддат таъсир этувчи норматив (доимий плюс узоқ муддатли муваққат) юкдан, қисқа муддатли ва тўлиқ меъёрий юклардан фойдаланилади. Юкларнинг миқдори меъёр асосида аниқланади [10].

Ҳисобий зўриқишларни аниқлаш. Қобирғали ва бўшлиқли панеллар текис ёйиқ юк қўйилган бир оралиқли статик аниқ балка сифатида ҳисобланади. Панел ўртасидаги максимал эгувчи момент

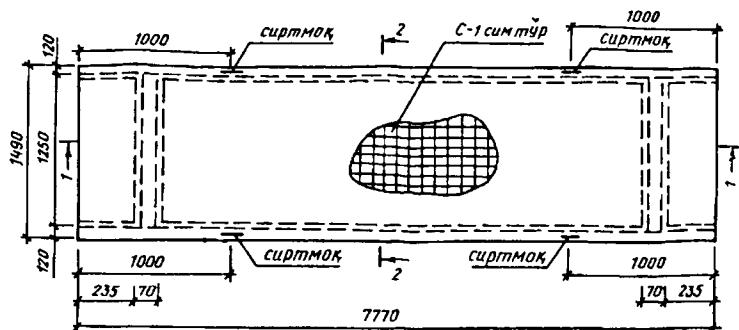
$$M = \frac{q_l l_0^2}{8}, \quad (6.1)$$

максимал кўндаланг куч

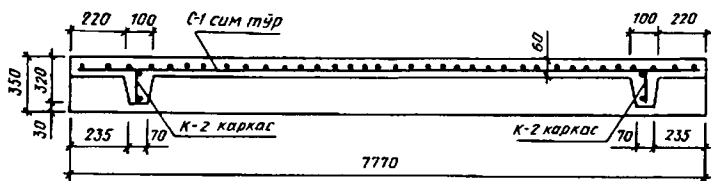
$$Q = \frac{q_l l_0}{2} \quad (6.2)$$

формула ёрдамида аниқланади. Бу ерда q_l — тўлиқ узоқ муддатли ёки қисқа муддатли юк, l_0 — панелнинг ҳисобий узунлиги.

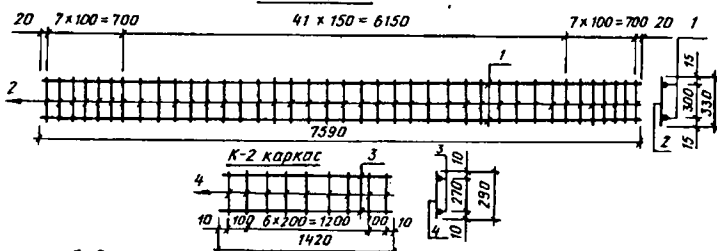
Қобирғали панелларнинг токчаси (томонлар нисбати ≤ 2 бўлганда) контур бўйлаб таянган плита ёки (томонлар нисбати > 2 бўлганда) бўйлама қобирғаларга маҳкамланган плита сифатида ҳисобланади. Ҳисобий узунлик сифа-



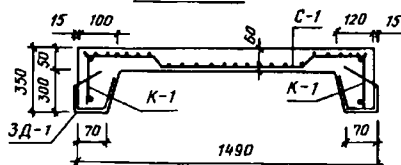
1-1 қирқим



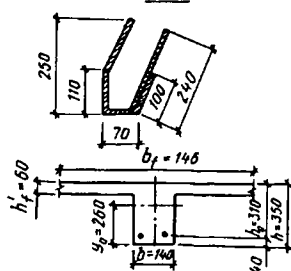
K-1 қарқас



2-2 қирқим



3Д-1



6.3-расм. Ёлма плита.

тида қобирғалар орасидаги очик масофа қабул қилинади. Плитанинг ўртасида ҳосил бўладиган максимал эғувчи момент (4.22) формуладан топилади.

Энди қобирғали темирбетон плитани мустаҳкамликка қандай ҳисобланишини кўриб чиқамиз.

4-мисол. Йиғма ёпма элементларини ҳисоблаш намуналари

Қобирғали ёпма плиталарини ҳисоблаш. Қобирғали плитанинг номинал кенглиги 1500 мм бўлиб, олдиндан зўриқтирилган, бетон классификацияси В40, ёрилишбардошлик бўйича учинчи тоифа (категория)га мансуб (рухсат этилган ёрилиш кенглиги: қисқа муддат таъсир этувчи юклар учун $a_{cre} = 0,3$ мм, узоқ муддатли юклар учун эса $a_{cre} = 0,2$ мм). А—VI синфли арматура механик равишда тарангланади ва атмосфера босими остида иссиқ-нам шароитда ишлов берилади. Бетоннинг узатиш мустаҳкамлиги $R_{bp} = 0,7 \cdot B = 0,7 \cdot 40 = 28$ МПа. Арматурада олдиндан уйғотилган кучланиш $\sigma_{sp} = 0,8 R_{sn} = 0,8 \cdot 980 = 784$ МПа. Бу миқдорни ҳисобда қўллашдан илгари уни таранглаш аниқлиги коэффициенти ($\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp} = 1 \pm 0,1$) га кўпайтирилади. Агар олдиндан зўриқтириш плитага яхши таъсир этса, ишора манфий, салбий таъсир этса, ишора мусбат олинади. Таранглаш аниқлиги ҳисобга олинганда олдиндан уйғотилган кучланиш $\sigma_{sp} = (1 - 0,1) \cdot 784 = 705$ МПа ёки $\sigma_{sp} = (1 + 0,1) \cdot 784 = 862$ МПа бўлади.

Плитанинг ҳисобий узунлиги ва кўндаланг кесими. Ригель кўндаланг кесими ўлчамларини олдиндан белгилаймиз:

$$h_p = \frac{1}{10} l_1 = \frac{600}{10} \text{ см}; \quad b_p = 0,35 h_p = 21 \text{ см},$$

аммо $b_p = 20$ см деб қабул қиламиз. Ригелнинг кесими тавр шакли бўлиб, пастда жойлашган токчасининг эни 45 см. Плиталар орасидаги тирқиш масофа, шунингдек плита билан ригель қобирғаси орасидаги масофа ҳам $\delta = 15$ мм деб олинса, плитанинг конструктив узунлиги $l_k = l_2 - l_p - 2 \cdot 1,5 = 800 - 20 - 3 = 777$ см бўлади. Плитанинг ҳисобий узунлигини аниқлашда таянч ўқлари плита учи билан 6 см ни ташкил этади, деб олинади: $l_0 = 777 - 2 \cdot 6 = 765$ см. Плита кесимининг баландлиги $h = \frac{l_0}{20} = \frac{765}{20} = 38,2$ см. $h = 35$ см

деб оламиз. У ҳолда ишчи баландлик $h_0 = h - a = 35 - 4 = 31$ см бўлади. Бўйлама қобирғанинг кенглиги пастда 7 см, тепа тоқчанинг кенглиги $b_f = 146$ см, қалинлиги $h'_f = 6$ см.
 $\frac{h_f}{h} = \frac{6}{35} = 0,17 > 0,1$ бўлгани учун b'_f ҳам 146 см олинади.

Келтирилган кесим қобирғасининг ҳисобий кенглиги $b = 2 \cdot 7 = 14$ см (6.3-расм).

Ёпманинг 1 м^2 га тўғри келадиган юк 6.1-жадвалда келтирилган.

Эни 1,5 м бўлган плитанинг ҳар 1м узунлигига тўғри келадиган ҳисобий юк: доимий юк $q = 3,42 \cdot 1,5 = 5,13$ кН/м; тўлиқ юк $q = 9,12 \cdot 1,5 = 13,68$ кН/м. 1м узунликка тўғри келадиган норматив юк: доимий юк $g_n = 3,24 \cdot 1,5 = 4,86$ кН/м; тўлиқ юк $q_n = 8,24 \cdot 1,5 = 12,36$ кН/м, шу жумладан узоқ муддат таъсир этувчи юк $7,24 \cdot 1,5 = 10,86$ кН/м.

Ҳисобий ва норматив юклардан ҳосил бўлган зўриқишлар. Тўлиқ ҳисобий юкдан ҳосил бўлган эғувчи момент ва кўндаланг куч

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{13,68 \cdot 7,65^2}{8} = 100,1 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad Q = \frac{13,68 \cdot 7,65}{2} = 52,3 \text{ кН}.$$

6.1-жадвал

1 м² плитага таъсир этувчи юклар

Юк турлари	Норматив юк кН/м ²	Ишончлилик коэффициентлари		Ҳисобий юк кН/м ²
		γ_f	γ_n	
Доимий юклар:				
1. Плитанинг хусусий оғирлиги	2,5	1,1	0,95	2,61
2. Цемент сувоқ, $\delta = 2$ см	0,44	1,2	0,95	0,5
2. Сопол плитка- лар, $\delta = 1,5$ см	0,30	1,1	0,95	0,31
жами	3,24	—	—	3,42
Муваққат (фойдали) юк	5,0	1,2	0,95	5,7
Шу жумладан:				
узоқ муддатли	4,0	1,2	0,95	4,56
қисқа муддатли	1,0	1,2	0,95	1,14
Тўлиқ юк	8,24	—	—	9,12
Шу жумладан:				
узоқ муддатли	7,24	—	—	7,98
қисқа муддатли	1,0	—	—	1,14

Тўлиқ норматив юкдан ҳосил бўлган M ва Q

$$M = \frac{12,36 \cdot 7,65^2}{8} = 90,4 \text{ кН} \cdot \text{м}; Q = \frac{12,36 \cdot 7,65}{2} = 47,3 \text{ кН}.$$

Узоқ муддат таъсир этувчи норматив юкдан ҳосил бўлган момент:

$$M = \frac{10,86 \cdot 7,65^2}{8} = 79,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плита токчасини эгилишга ҳисоблаш. Плитанинг токчаси бўйлама қобирғаларга таяниб, кўндаланг йўналишда эгилишга ишлайди. Ҳисоблаш учун 1м кенгликда тасма ажратиб олинади. Қобирғанинг кенглиги 10 см бўлса, токчанинг ҳисобий узунлиги $l_0 = 146 - 2 \cdot 10 = 126$ см бўлади. 1м узунликдаги тасма учун тўлиқ ҳисобий юк $q_1 = 9,12 - 2,61 + 0,06 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 8,08$ кН/м (6.1-жадвалга қ.). Токчанинг қобирғага қисман кириб туришини эътиборга олсак, ҳисоблаш тасмасида вужудга келадиган эгувчи момент $M = \frac{8,08 \cdot 1,26^2}{11} = 1,17$ кН · м бўлади. Токча кесимининг ишчи баландлиги $h_0 = h - a = 6 - 1,5 = 4,5$ см. Плитанинг токчаси ўрама симтўр билан арматураланади. Ишчи кўндаланг арматуранинг диаметри $d = 4$ мм, синфи Вр-1.

Арматура кесим юзасини топиш учун керак бўладиган коэффицентларни аниқлаймиз:

$$\alpha_m = \frac{M'}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} = \frac{1,17 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 22 \cdot 100 \cdot 4,5^2 \cdot (100)} = 0,02; \zeta = 0,99.$$

Арматуранинг зарурий кесим юзаси

$$A_s = \frac{M'}{R_s \zeta h_0} = \frac{1,17 \cdot 10^5}{365 \cdot 0,99 \cdot 4,5 \cdot (100)} = 0,72 \text{ см}^2.$$

Бунга асосан $\frac{4\text{Вр-1-200}}{4\text{Вр-1-150}} 1450 \times L$ типдаги симтўрни танлаймиз, унинг юзаси $A_s = 0,84 > 0,72 \text{ см}^2$.

Плита мустаҳкамлигини нормал кесимлар бўйича ҳисоблаш. Кесим тавр шаклида бўлиб, унинг токчаси сиқилиш зонасида жойлашган.

$M \leq \gamma_{b2} R_b b' h' \cdot (h_0 - 0,5 h'_f)$ шартини текшириш орқали ҳисоблаш ҳолатини белгилаймиз. $M = 100,1 \text{ кНм} < 0,9 \cdot 22 \cdot 146 \cdot 6(31 - 0,5 \cdot 6) \times (100) = 485,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Шарт қаноатлантирилди, демак нейтрал ўқ токчадан ўтади ($x < h'_f$).

Шунга кўра кесимни тўғри тўртбурчак шаклида ола-
миз, кенглиги $b'_f = 146$ см.

Сиқилиш зонасида жойлашган қобирғанинг оғма ёриқ-
лар орасидаги мустаҳкамлигини текшираемиз:

$$Q \leq 0,3\varphi_w\varphi_b\gamma_{b2}R_bbh_0.$$

$Q = 52,3 \text{ кН} < 0,3 \cdot 1,032 \cdot 0,802 \cdot 0,3 \cdot 22 \cdot 14 \cdot 31 \cdot (100) = 213,4 \text{ кН}$,
бу ерда

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \frac{21 \cdot 10^4}{32,3 \cdot 10^3} 0,001 = 1,032 < 1,3,$$

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01\gamma_{b2}R_b = 1 - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 22 = 0,802,$$

кўндаланг арматуралаш коэффиценти $\mu_w = 0,001$ олинган.
Шарт қаноатлантириляпти, демак плита кесимининг
ўлчамлари етарли даражада.

α_m ва ζ ни аниқлаймиз:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2}R_b b'_f h_0^2} = \frac{100,1 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 22 \cdot 146 \cdot 31^2 (100)} = 0,036; \quad \zeta = 0,981.$$

Бетоннинг сиқилиш зонасидаги тавсифи

$$\omega = 0,85 - 0,008\gamma_{b2}R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 22 = 0,69.$$

Сиқилиш зонасидаги бетоннинг нисбий баландлиги
чегаравий қиймати:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,69}{1 + \frac{401}{500} \left(1 - \frac{0,69}{1,1}\right)} = 0,53;$$

бу ерда

$$\sigma_{SR} = R_s + 400 - \sigma_{SP} - \Delta\sigma_{SP} = 815 + 400 - 705 - 109 = 401 \text{ МПа};$$

$$\Delta\sigma_{SP} = 1500 \frac{\sigma_{SP1}}{R_s} - 1200 = 1500 \frac{593}{815} - 1200 = 109 \text{ МПа};$$

σ_{SP1} — агар $\gamma_{SP} < 1,0$ бўлса, олдиндан зўриқтирилган
арматураларда σ_3 , σ_4 ва σ_5 йўқотишларни ҳисобга олган
ҳолда аниқланади. Анкерлар деформацияси туфайли йўқо-
тиш $\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{3,65}{8500} 19 \cdot 10^4 = 82 \text{ МПа}$, $d = 16$ мм бўлганда

$$\Delta l = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15 \cdot 16 = 3,65 \text{ мм}, \quad l = 8500 \text{ мм}$$

қолипдаги маҳкамлагичнинг ташқи қирралари орасидаги масофа; $\sigma_5 = 30$ МПа — пўлат қолипларнинг деформацияланишидан ҳосил бўлган йўқотиш; $\sigma_4 = 0$. У ҳолда

$$\sigma_{SP} = \sigma_{SP} - \sigma_3 - \sigma_5 = 705 - 82 - 30 = 593 \text{ МПа}.$$

Бинобарин, $\xi = 0,036 < \xi_R = 0,53$. Арматуранинг иш шароити коэффиценти

$$\gamma_{S6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1 \right) = 1,1 - (1,1 - 1) \cdot \left(2 \frac{0,036}{0,53} - 1 \right) = 1,186.$$

(бирок η_1 дан ошмаслиги керак), бу ерда А-VI синфли арматура учун $\eta_1 = 1,1$. Шунинг учун $\gamma_{S6} = 1,1$ олинади.

Бўйлама қобирғалардаги олдиндан зўриқтирилган арматуранинг кесим юзаси

$$A_{SP} = \frac{M}{\gamma_{S6} R_s \zeta h_0} = \frac{100,1 \cdot 10^5}{1,1 \cdot 815 \cdot 0,981 \cdot 31 \cdot (100)} = 3,67 \text{ см}^2$$

6-илова асосида $2\emptyset 16$ А – VI, $A_s = 4,02 > 3,67 \text{ см}^2$ қабул қилинади.

Плита мустаҳкамлигини қия кесимлар бўйича ҳисоблаш. Таянчдаги максимал кўндаланг куч

$$Q = 52,3 \text{ кН}. \quad c = 0,25l_0 = 0,25 \cdot 7,65 = 1,91 \text{ м}$$

бўлганда, қия кесимдаги бетон қабул қила оладиган кўндаланг куч

$$Q_{b4} = \frac{M_b}{C} = \frac{48,5}{1,91} = 25,4 \text{ кН}$$

бўлади. Бу ерда

$$M_b = 2(1 + \varphi_f + \varphi_n) \gamma_{br} R_{br} b h_0^2 = 2 (1 + 0,09 + 0,34) 0,9 \cdot 1,4 \cdot 14 \cdot 31^2 (100) = 48,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$(1 + \varphi_f + \varphi_n)$ нинг қиймати 1,5 дан катта олинмайди.

$$\varphi_f = \frac{0,35 \cdot 3 h_f h_f}{b h_0} = \frac{0,35 \cdot 3 \cdot 6 \cdot 6}{14 \cdot 31} = 0,09 < 0,5;$$

$$\varphi_n = 0,1 \frac{P_2}{\gamma_{b2} R_{br} b h_0} = 0,1 \frac{183,6 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 1,4 \cdot 14 \cdot 31 \cdot (100)} = 0,34 < 0,5.$$

Барча йўқотишлар ҳисобга олинса ва $\gamma_{sp} = 0,9$ бўлса, сиқилиш зўриқиши $P_2 = 0,9 \cdot 204 = 183,6$ кН бўлади.

$$Q_{b4} = 25,4 \text{ кН} < Q_{b,\min} = 0,6(1 + \varphi_f + \varphi_n) \gamma_{b2} R_b b h_0 = \\ = 0,6 \cdot 1,43 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 14 \cdot 31 \cdot (100) = 46,9 \text{ кН}$$

бўлгани учун, $Q_{b4} = Q_{b,\min} = 46,9$ кН деб қабул қиламиз. $Q_{\max} \leq Q_{b4}$ шarti бажарилмади, шунинг учун ҳисоблаш йўли билан кўндаланг арматура танлашимиз зарур:

$$q = g + \frac{P}{2} = 5,13 + \frac{5,7 \cdot 1,5}{2} = 9,4 \text{ кН / м};$$

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_{bq}} = 2\sqrt{48,5 \cdot 9,4} = 42,7 \text{ кН};$$

$$\frac{Q_{b1}}{0,6} = \frac{42,7}{0,6} = 71,2 \text{ кН}.$$

$Q_{\max} = 52,3 < 71,2$ кН бўлгани учун кўндаланг арматуранинг зарурий зўриқиши қуйидаги формуладан топилади:

$$g_{sw} = \frac{Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2}{4M} = \frac{52,3^2 - 42,7^2}{4 \cdot 48,5} = 4,7 \text{ кН / м}.$$

Бу миқдор $\frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{2h_0} = \frac{52,3 - 42,7}{2 \cdot 0,31} = 15,5$ кН/м дан кам бўлмаслиги керак. Шунинг учун $g_{sw} = 15,5$ кН/м деб қабул қиламиз.

Хомутлар орасидаги масофа (хомутлар қадами) таянч яқинида $\frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5$ см, лекин 15 см дан ошмаслиги; ораликда эса $\frac{3}{4}h = \frac{3}{4}35 = 26,3$ см, бироқ 50 см дан ошмаслиги лозим. Таянч яқинида йўл қўйиладиган энг катта қадам:

$$S_{\max} = \frac{1,5(1 + \varphi_n) \gamma_{b2} R_b b h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{1,5 \cdot 1,34 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 14 \cdot 31^2 \cdot (100)}{52,3 \cdot 10^3} = 65,2 \text{ см}.$$

Юқоридаги шартга биноан хомутлар қадамини таянч яқинида $S_1 = 15$ см, ораликда эса $S_2 = 25$ см деб қабул қиламиз. У ҳолда кўндаланг арматура юзаси $A_{sw} = \frac{g_{sw} S_1}{R_{sw}} = \frac{15,5 \cdot 15 \cdot (10)}{265(100)} = 0,1 \text{ см}^2$ бўлади. Бунга асосан 2Ø4 Вр—1 ($A_s = 0,25 \text{ см}^2$) қабул қилинади. Ҳар бир бўйлама қобирға

диаметри 10 мм бўлган А—1 синфли стержендан тайёрланган каркас билан арматураланади. Кўндаланг арматура ҳосил бўладиган ҳақиқий зўриқиш

$$g_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S_1} = \frac{265 \cdot 0,25 \cdot (100)}{15} = 442 \text{ Н/см} = 44,2 \text{ кН/м}$$

бўлади.

$$g_{sw} \geq \frac{Q_{b \min}}{2h_0} = \frac{46,9}{2 \cdot 0,31} = 756,5 \text{ Н/см} = 75,6 \text{ кН/м}$$

шарти қаноатлантирилмади. Шунинг учун M_b нинг қийматини ўзгартирамиз:

$$M_b = 2h_0^2 \cdot g_{sw} \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} = 2 \cdot 31^2 \cdot 44,2 \frac{2}{0,6} = 28,3 \text{ кН/м},$$

$$c_0 = 2h_0 = 2 \cdot 31 = 62 \text{ см}$$

деб оламиз. $0,56g_{sw} = 0,56 \cdot 44,2 = 24,8 > q_1 = 9,4 \text{ кН/м}$ бўлгани учун энг нобоп оғма кесимнинг проекциясини қуйидаги ифодадан топамиз:

$$c = \frac{M_b}{q_1} = \frac{28,3}{9,4} = 1,74 \text{ м. } \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} h_0 = \frac{2}{0,6} 0,31 = 1,03 \text{ м}$$

бўлганлиги сабабли $c = 1,03 \text{ м}$ ва $Q_b = Q_{b \min} = 46,9 \text{ кН}$ деб қабул қиламиз ва $Q_b + g_{sw} c_0 \geq Q$ шартини текширамиз. Бу ерда Q қия кесимнинг учидаги кўндаланг куч бўлиб, $Q = Q_{\max} - q_1 c = 52,3 - 9,4 \cdot 1,03 = 42,6 \text{ кН}$ бўлади. $Q_b + g_{sw} c_0 = 46,9 + 44,2 \cdot 0,62 = 74,3 \text{ кН} > Q = 42,6 \text{ кН}$ шарти бажарилади. Демак, плитанинг қия кесим бўйича мустаҳкамлиги етарли даражада экан.

Келтирилган кесимнинг геометрик тавсифлари. Эластик-лик модуллари нисбати

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{19 \cdot 10^4}{32,3 \cdot 10^3} = 5,85.$$

Келтирилган кесим юзаси (6.3-расмдан) $A_{red} = A_b + \alpha A_{sp} = 146 \cdot 6 + 14 \cdot 29 + 5,85 \cdot 4,02 = 1306 \text{ см}^2$.

Келтирилган кесимнинг пастки қиррадан ўтган ўққа нисбатан статик моменти $S_{red} = 146 \cdot 6 \cdot 32 + 14 \cdot 29 \cdot 14,5 + 5,85 \cdot 4,02 \cdot 4 = 34013 \text{ см}^3$. Келтирилган кесимнинг оғирлик маркази масофалари

$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{34013}{1306} = 26 \text{ см}; h - y_0 = 35 - 26 = 9 \text{ см}.$ Келтирилган кесимнинг инерция моменти

$J_{red} = J_b + \alpha J_{sp} = \frac{14,6 \cdot 6^3}{12} + 6^2 \cdot 146 \cdot 6 + \frac{14 \cdot 29^3}{12} \cdot 11,5^2 \cdot 14 \cdot 29 + 22^2 \cdot 5,85 \cdot 4,02 = 127694 \text{ см}^4.$ Келтирилган кесимнинг пастки ва устки юзалари қаршилик моментлари

$$W_{red} = \frac{J_{red}}{y_0} = \frac{127694}{26} = 4911 \text{ см}^3; W'_{red} = \frac{J_{red}}{h - y_0} = \frac{127694}{9} = 14188 \text{ см}^3.$$

Келтирилган кесимнинг чўзилиш зонаси бўйича эластик-пластик қаршилик моменти: фойдаланиш босқичида $W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,75 \cdot 4911 = 8594 \text{ см}^3;$ тайёрлаш ва сиқилиш босқичида $W'_{pl} = \gamma' W'_{red} = 1,5 \cdot 14188 = 21282 \text{ см}^3.$ Токчаси сиқилиш зонасида жойлашган тавр ёки тўғри тўртбурчакли кесимлар учун $\gamma = 1,75;$ токчаси чўзилиш зонасида жойлашган тавр шакли кесимлар учун $\gamma' = 1,5.$

Келтирилган кесимнинг оғирлик марказидан устки ва пастки ядро нуқталаригача бўлган масофалар:

$$r = \varphi_n \frac{W_{red}}{A_{red}} = 0,85 \frac{4911}{1306} = 3,2 \text{ см};$$

$$r' = \varphi_n \frac{W'_{red}}{A_{red}} = 0,85 \frac{14188}{1306} = 9,2 \text{ см};$$

бу ерда $\varphi_n = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 1,6 - 0,75 = 0,85$ бўлиб, $\frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 0,75$ деб қабул қилинган.

Олдиндан зўриқтирилган арматурадаги йўқотишлар 3.4-параграф асосида аниқланади. Бунда арматуранинг тарангланиш аниқлиги $\gamma_{sp} = 1,0$ олинади.

Бирламчи йўқотишлар (бетонни сиқишдан илгари содир бўладиган):

— стерженли арматурани механик усулда таранглаганда кучланишлар релаксацияси (камайтиши) туфайли йўқотиш $\sigma_1 = 0,1 \sigma_{sp} - 20 = 0,1 \cdot 784 - 20 = 58,4 \text{ МПа};$

— тарангланган арматура билан тиргак ҳароратлари орасидаги фарқ туфайли йўқотиш $\sigma_2 = 0$ (чунки ҳарорат бир хил);

— тарангловчи ускуна анкерларининг деформацияси туфайли йўқотиш $\sigma_3 = 82$ МПа (плитанинг нормал кесимлари ҳисобига қаралсин);

— арматурадаги ишқаланиш туфайли йўқотиш $\sigma_4 = 0$ (чунки ишқаланиш йўқ);

— пўлат қолипнинг деформацияланиши туфайли йўқотиш $\sigma_5 = 30$ МПа.

Йўқотишлар йиғиндиси

$\sigma'_{\text{eosl}} = \sigma_1 + \sigma_3 + \sigma_5 = 58,4 + 82 + 30 = 170,4$ МПа. Арматура бўшатилганда бетонда ҳосил бўладиган сиқилиш зўриқиши

$P_0 = A_{SP}(\sigma_{SP} - \sigma'_{\text{eosl}}) = 4,02(784 - 170,4)(100) = 246,7$ кН. Бу зўриқиш билан келтирилган кесим оғирлик маркази орасидаги елка $e_{op} = y_0 - a = 26 - 4 = 22$ см.

Бетондаги сиқилиш кучланиши

$$\sigma_{bP} = \frac{P_0}{A_{\text{red}}} + \frac{P_0 y_0 e_{op}}{J_{\text{red}}} = \left(\frac{246700}{1306} + \frac{246700 \cdot 22 \cdot 26}{127694} \right) \frac{1}{(100)} = 13 \text{ МПа.}$$

У ҳолда $\sigma_{bP} / R_{bP} = \frac{13}{28} = 0,46 \leq 0,75$ бўлади.

Плитанинг хусусий оғирлигидан ҳосил бўлган момент $M_{c.b} = \frac{2,5 \cdot 1,5 \cdot 7,65^2}{8} = 27,4$ кН м ни ҳисобга олганда, тарангланган арматура зўриқиши P_0 таъсирида бетонда вужудга келган сиқилиш кучланиши

$$\begin{aligned} \sigma_{bP} &= \frac{P_0}{A_{\text{red}}} + \frac{P_0 e_{op}^2}{J_{\text{red}}} - \frac{M_{c.b} \cdot e_{op}}{J_{\text{red}}} = \\ &= \frac{246700}{1306(100)} + \frac{246700 \cdot 22^2}{127694(100)} - \frac{27,4 \cdot 10^5 \cdot 22}{127694(100)} = 6,5 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

$\frac{\sigma_{bP}}{R_{bP}} = \frac{6,5}{28} = 0,23$ бўлганда, бетоннинг тезкор тоб ташлаши натижасида арматурадаги кучланишлар йўқолиши қуйидаги формуладан аниқланади:

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \frac{\sigma_{bP}}{R_{bP}} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,23 = 7,8 \text{ МПа.}$$

Бирламчи йўқотишлар

$\sigma_{los,l} = \sigma'_{eosl} + \sigma_b = 170,4 + 7,8 = 178,2$ МПа. Бирламчи йўқотишлар ҳисобга олинганда бетонда ҳосил бўладиган сиқилиш зўриқиши $P_1 = A_{SP}(\sigma_{sp} - \sigma_{los,l}) = 4,02(784 - 178,2) \times (100) = 243,5$ кН; бу зўриқишдан ҳосил бўлган бетондаги максимал сиқилиш кучланиши

$$\sigma_{bP} = \left(\frac{243500}{1306} + \frac{24350022 \cdot 26}{127694} \right) \cdot \frac{1}{(100)} = 12,8 \text{ МПа};$$

$$\frac{\sigma_{bP}}{R_{bP}} = \frac{12,8}{28} = 0,46.$$

Иккиламчи йўқотишлар (сиқилиш зўриқишлари бетонга узатилгандан кейин содир бўладиган):

— бетоннинг киришишидан ҳосил бўладиган йўқотишлар $\sigma_9 = 40$ МПа;

— бетоннинг тоб ташлашидан ҳосил бўладиган йўқотиш $\sigma_9 = 150\alpha \frac{\sigma_{bP}}{R_{bP}} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,46 = 58,7$ МПа, бу ерда буғ билан ишлов берилган бетон учун $\alpha = 0,85$.

Иккиламчи йўқотишлар $\sigma_{los,2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 40 + 58,7 = 98,7$ МПа.

Тўлиқ йўқотишлар $\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 178,2 + 98,7 = 276,9$ МПа > 100 МПа.

Тўлиқ йўқотишлар эътиборга олинганда сиқилиш зўриқиши $P_2 = A_{SP}(\sigma_{SP} - \sigma_{los}) = 4,02(784 - 276,9) \cdot (100) = 204$ кН бўлади.

Қобирғали йиғма плитани конструкциялаш. Қобирғали плиталарда олдиндан зўриқтирилган асосий ишчи арматура қобирғаларга жойланади. Плитанинг токчаси (супачаси) симтўр билан, кўндаланг қобирғалари пайвандланган ясси каркаслар билан қопланади. Олдиндан зўриқтирилган арматура сифатида даврий профилли А-VI синфли пўлат стержень ишлатилади.

Плита токчасига ётқизиладиган пайвандланган симтўр Вр-I синфли оддий симдан тайёрланади. Бўйлама ва кўндаланг қобирғаларнинг ясси каркаслари А-III синфли даврий профилли стерженлардан ишланади. Монтаж арматурасига А-I синфли арматура ишлатилади. Барча арматуралар ГОСТ 5781-82 бўйича олинади. Плитани арматуралаш тартиби 6.3-расмда тасвирланган.

Плитанинг ғишт деворга таяниш узунлиги ҳисоблаш йўли билан белгиланади. Бунда деворнинг ўша қисми си-

қилишга ҳисобланади. Таяниш узунлиги ҳар қандай ҳолда ҳам 120 мм дан кам бўлмаслиги лозим.

Плиталар ригелларга таянади. Кўп оралиқли-узлуксиз ригелларни қандай ҳисобланишини кўриб чиқамиз

5- м и с о л . Ригель (сарров)ларни ҳисоблаш

Ҳисоблаш тархи ва юклар. Каркасинг би-кирлигини ошириш, ашёларни тежаш, ёпманинг конструктив баландлигини кичрайтириш мақсадида сарровларни узлуксиз (кўп оралиқли) қилиб лойиҳалаш тавсия этилади. Йиғма темирбетон элементлардан ташкил топган сарровларнинг узлуксизлигини таъминлаш учун уланадиган элементларнинг учларига маҳкамланган металл тахтачалар бир-бирига пайвандланади, сўнг бетонланади.

Уч оралиқли раманинг сарровларини ҳисоблаш тартиби билан танишиб ўтамиз. Сарровнинг ҳисоблаш тархини уч оралиқли узлуксиз балка кўринишида қабул қиламиз. Четки сарровларнинг бир учи деворга 30 см кириб туради, иккинчи учи устунга таянади. Ўрта сарровнинг иккала учи устунга таянади. Сарровлар оддий темирбетондан тайёрланиб, чегаравий ҳолатларнинг биринчи гуруҳи бўйича ҳисобланади. Ҳисоб жараёнида арматура ва бетонда ҳосил бўлиши мумкин бўлган пластик шарнир ва у туфайли эгувчи моментнинг қайта тақсимланиши эътиборга олинади. Сарровларнинг ҳисобий узунликлари таянч ўқлари орасидаги масофага тенг бўлади: четки сарровлар учун $l_{o1} = 600 - 25 + \frac{30}{3} = 585$ см; ўрта оралиқдаги сарров учун $l_{o2} = 600$ см. Сарров кесимининг шакли ва ўлчамлари 6.4-расмда кўрсатилган.

Сарровга қобирғали плиталарнинг оғирлиги таянч нуқталарда йиғиқ куч сифатида, ўзининг оғирлиги эса текис ёйиқ куч сифатида таъсир этади. Агар сарровга тўрттадан ортиқ йиғиқ куч қўйилган бўлса, уларни текис ёйиқ куч сифатида қабул қилиб, ҳисобий ички кучлар M ва Q ларни 2-иловадан топиш мумкин. Биз кўраётган мисолда (6.4-расм) сарровга доимий G ва муваққат P кучлардан ташкил топган 4 та куч қўйилган. Бу мисолда сарровнинг хусусий оғирлигидан ташкил топган текис ёйиқ куч ҳам тегишли жойларда тўпланиб, йиғиқ куч ҳолига келтирил-

ган ва бошқа юклардан ҳосил бўлган йиғиқ кучларга қўшилган.

Ҳисобий юкларни аниқлаймиз. Юк майдончаси G_1 ва P_1 учун $1,5 \times 8$ м; G_2 ва P_2 учун $1,05 \times 8$ м.

Плитанинг хусусий оғирлиги, пол конструкцияси (6.1-жадвал) ва сарровнинг хусусий оғирлигидан ҳосил бўлган доимий юк:

$$G_1 = 3,42 \cdot 1,5 \cdot 8,0 + \left[0,6 \cdot 0,2 + 2 \frac{(0,15+0,3)}{2} \cdot 0,15 \right] 1,5 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 48,4 \text{ кН};$$

$$G_2 = 3,42 \cdot 1,05 \cdot 8,0 + \left[0,6 \cdot 0,2 + 2 \frac{(0,15+0,3)}{2} \cdot 0,15 \right] 1,05 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 33,9 \text{ кН}.$$

Муваққат (фойдали) юк:

$$P_1 = 5,7 \cdot 1,5 \cdot 8,0 = 68,4 \text{ кН}; \quad P_2 = 5,7 \cdot 1,05 \cdot 8,0 = 47,9 \text{ кН}.$$

Сарровни ҳисоблаш тарҳи 6.4-расмда берилган.

Ҳисобий юклардан ҳосил бўлган зўриқишлар. Сарровнинг статик ҳисоби билан танишиб ўтамиз. Таянч моментларини 3-илова асосида аниқлаймиз, бунга кўра ҳар қандай симметрик ташқи юк интенсивлиги $P_{\text{эк}}$ бўлган текис ёйиқ куч билан алмаштирилади. Чапдаги таянчдан x масофада ётган кесимдаги ички кучлар қуйидаги формуладан топилади:

$$\text{эгувчи моментлар} \quad M_x = M_x^0 + \frac{M_{n-1}(l_n - x)}{l_n} + \frac{M_n x}{l_n};$$

$$\text{кўндаланг кучлар} \quad Q_x = Q_x^0 + \frac{M_n - M_{n-1}}{l_n}.$$

Изланаётган таянч реакциясини (масалан, n -таянч учун) қуйидаги формуладан аниқлаш мумкин: $R_n = [Q_{n+1}]_{x=0} - [Q_n]_{x=l_n}$. Юқоридаги формулаларда M_x^0 ва Q_x^0 — оддий балкадаги ташқи юклардан ҳосил бўлган эгувчи момент ва кўндаланг кучлар; M_{n-1} ва M_n сарровнинг чап ва ўнг таянчларидаги моментлари; Q_{n+1} ва Q_n таянчнинг ўнг ва чап қисмидаги кўндаланг кучлар.

Сарровга доимий юк қўйилган ҳол (6.5-расм, П).
Таянч моментлари (2-илова)

а — бинонинг схематик кўндаланг қирқими; б - ҳисоблаш тарҳи;
в — ригель кесимларидаги эгувчи момент ва кўндаланг кучлар.

бу ерда $P_{\text{эк}} = 33 G / 8 l_0 = 33 \cdot 48,4 / 8 \cdot 6 = 33,3 \text{ кН/м}$ (6.2-жадвал).

Биринчи оралиқ. Оддий балканинг таянч реакциялари

$$A'_1 = \frac{33,9 \cdot 5,25 + 48,4(3,75 + 2,25 + 0,75)}{5,85} = 86,3 \text{ кН},$$

$$B'_1 = \frac{33,9 \cdot 0,6 + 48,4(2,1 + 3,6 + 5,1)}{5,85} = 92,8 \text{ кН}.$$

Оралиқ моментлари (кН·м):

$$M_{11} = 86,3 \cdot 0,6 - \frac{119,9 \cdot 0,6}{5,85} = 39,5 ;$$

$$M_{12} = 86,3 \cdot 2,1 - 33,9 \cdot 1,5 - \frac{119,9 \cdot 2,1}{5,85} = 87,3 ;$$

$$M_{13} = 86,3 \cdot 3,6 - 33,9 \cdot 3 - 48,4 \cdot 1,5 - \frac{119,9 \cdot 3,6}{5,85} = 62,6 ;$$

$$M_{14} = 86,3 \cdot 5,1 - 33,9 \cdot 4,5 - 48,4(3 + 1,5) - \frac{119,9 \cdot 5,1}{5,85} = -34,8 .$$

Кўндаланг кучлар (кН):

$$Q_{A-11} = 86,3 - \frac{119,9}{5,85} = 65,8 ;$$

$$Q_{11-12} = 86,3 - 33,9 - \frac{119,9}{5,85} = 31,9 ;$$

$$Q_{12-13} = 86,3 - 33,9 - 48,4 - \frac{119,9}{5,85} = -16,5 ;$$

$$Q_{13-14} = 86,3 - 33,9 - 2 \cdot 48,4 - \frac{119,9}{5,85} = -64,9 ;$$

$$Q_{14-B} = B_1 = 86,3 - 33,9 - 3 \cdot 48,4 - \frac{119,9}{5,85} = -113,3.$$

Иккинчи оралиқ. Оддий балканинг таянч реакциялари

$B_2 = C_2 = 48,4 \cdot 2 = 96,8 \text{ кН}$. Оралиқ моментлари (кН·м):

$$M_{21} = 96,8 \cdot 0,75 - \frac{119,9(6 - 0,75)}{6,0} - \frac{119,9 \cdot 0,75}{6,0} = -47,3 ;$$

$$M_{22} = 96,8 \cdot 2,25 - 48,4 \cdot 1,5 - \frac{119,9(6 - 2,25)}{6,0} - \frac{119,9 \cdot 2,25}{6,0} = 25,3$$

Қолган қийматлар иккинчи оралиқлар ўртасига нисбатан симметрик равишда аниқланади. Кўндаланг кучлар:

$$Q_{B-21} = B_2 = 96,8 + \frac{(-119,9) + 119,9}{6} = 96,8 ;$$

$$Q_{21-22} = 96,8 - 48,4 + 0 = 48,4 ;$$

$$Q_{22-23} = 96,8 - 2 \cdot 48,4 + 0 = 0 ;$$

$$Q_{23-24} = 96,8 - 3 \cdot 48,4 + 0 = -48,4 ;$$

$$Q_{C-24} = C_2 = 96,8 - 4 \cdot 48,4 = -96,8 .$$

Сарровнинг мумкин бўлган вариантларда муваққат юк билан юклаш.

Биринчи оралик (6.5-расм, B_1)

Таянч моментлари (2-илова)

$$M_B = -0,067 P_{\text{эк}} l_0^2 = -0,067 \cdot 48,2 \cdot 5,85^2 = -110,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_C = 0,017 P_{\text{эк}} l_0^2 = 0,017 \cdot 48,2 \cdot 5,85^2 = 28 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\text{бу ерда } P_{\text{эк}} = \frac{33}{8} \cdot \frac{P}{l_0} = \frac{33}{8} \cdot \frac{68,4}{5,85} = 48,2 \text{ кН/м}.$$

Биринчи оралик. Оддий балканинг таянч реакциялари

$$A'_1 = \frac{47,9 \cdot 5,25 + 68,4(3,75 + 2,25 + 0,75)}{5,85} = 121,9 \text{ кН};$$

$$B'_1 = \frac{47,9 \cdot 0,6 + 68,4(2,1 + 3,6 + 5,1)}{5,85} = 131,2 \text{ кН}.$$

Оралик моментлари (кН·м):

$$M_{11} = 121,9 \cdot 0,6 - \frac{110,5 \cdot 0,6}{5,85} = 61,8 ;$$

$$M_{12} = 121,9 \cdot 2,1 - 47,9 \cdot 1,5 - \frac{110,5 \cdot 2,1}{5,85} = 144,4 ;$$

$$M_{13} = 121,9 \cdot 3,6 - 47,9 \cdot 3 - 68,4 \cdot 1,5 - \frac{110,5 \cdot 3,6}{5,85} = 124,5 ;$$

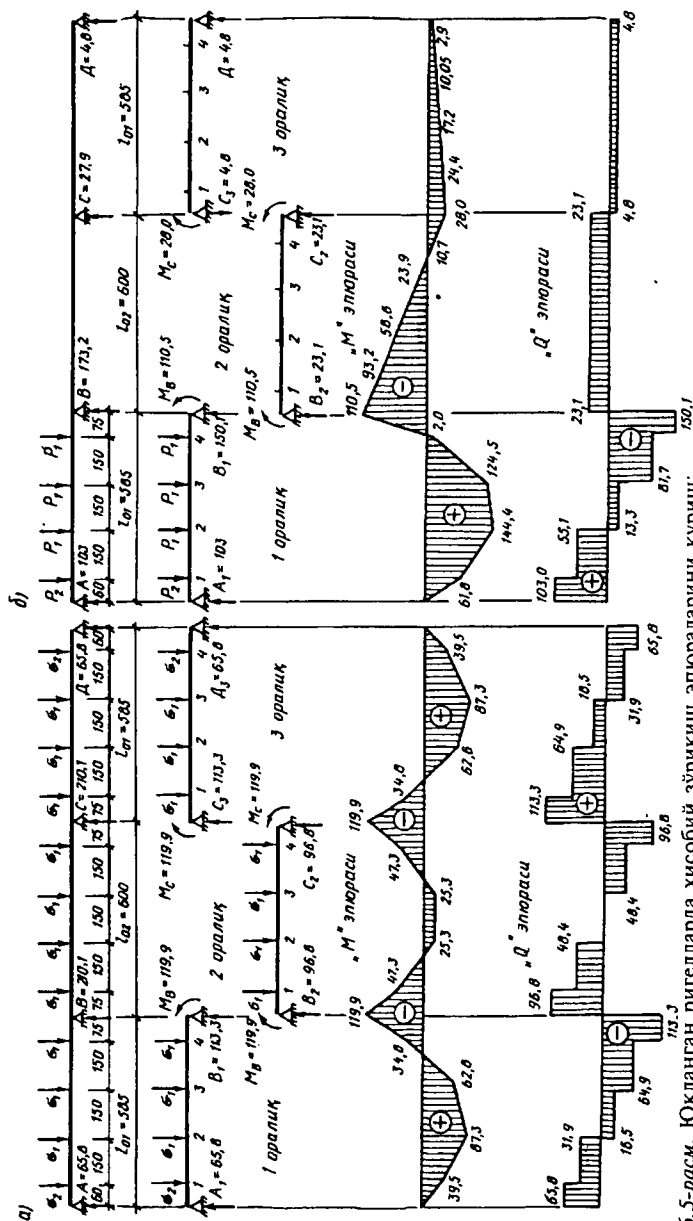
$$M_{14} = 121,9 \cdot 5,1 - 47,9 \cdot 4,5 - 68,4 - (3 + 1,5) - \frac{110,5 \cdot 5,1}{5,85} = 2,0.$$

Кўндаланг кучлар (кН):

$$Q_{A-11} = A = 121,9 - \frac{110,5}{5,85} = 103;$$

$$Q_{11-12} = 121,9 - 47,9 - \frac{110,5}{5,85} = 55,1;$$

$$Q_{12-13} = 121,9 - 47,9 - 68,4 - \frac{110,5}{5,85} = -13,3;$$



6.5-расм. Юкланган рителларда ҳисобий зўриқиш эпюраларини куриш:

а — доимий юк ($G_1 = 48,4$ кН; $G_2 = 33,9$ кН) билан юкланганда; б — биринчи оралиқ муваққат юк ($P_1 = 68,4$ кН; $P_2 = 47,9$ кН) билан юкланганда.

Ригель кесимларида ҳисобий юклар таъсирида ҳосил бўлган эгувчи моментлар

Юклар	Юкларни тарқи	Моментларнинг қийматлари, кН·м														таянчларда		
		оралиқларда														M ₃₄	M ₈	M _с
		M ₁₁	M ₁₂	M ₁₃	M ₁₄	M ₂₁	M ₂₂	M ₂₃	M ₂₄	M ₃₁	M ₃₂	M ₃₃	M ₃₄	M ₈	M _с			
П		39,5	87,3	62,6	34,8	47,3	25,3	25,3	47,3	34,8	62,6	87,3	39,5	119,9	119,9			
B ₁		61,8	144,4	124,5	2,0	93,2	58,6	23,9	10,7	24,4	17,2	10,1	2,9	110,5	28,0			
B ₂		-8,7	30,4	52,1	73,8	18,0	120,6	120,6	18,0	73,8	52,1	30,4	8,7	84,6	84,6			
B ₃		64,7	154,5	141,7	26,4	82,5	82,5	82,5	82,5	26,4	141,7	154,5	64,7	82,5	82,5			
B ₄		52,7	111,2	67,6	78,7	82,2	56,8	93,3	27,1	50	35,3	20,6	5,9	20,3	57,3			
Юкларни тарқалар бўйича қўйиш		П + B ₁														42,4	230,4	-91,9
		П + B ₂														30,8	204,5	204,5
		П + B ₃														104,2	202,4	202,4
		П + B ₄														33,6	322,9	177,2

$$Q_{13-14} = 121,9 - 47,9 - 2 \cdot 68,4 - \frac{110,5}{5,85} = -81,7 ;$$

$$Q_{14-B} = B_1 = 121,9 - 47,9 - 3 \cdot 68,4 - \frac{110,5}{5,85} = -150,1.$$

Иккинчи оралиқ. Оддий балканинг таянч реакциялари $B_2' = C_2' = 0$.

Оралиқ моментлари (кН·м):

$$M_{21} = -\frac{110,5(6-0,75)}{6} + \frac{28 \cdot 0,75}{6} = -93,2;$$

$$M_{22} = -\frac{110,5(6-2,25)}{6} + \frac{28 \cdot 2,25}{6} = -58,6;$$

$$M_{23} = -\frac{110,5(6-3,75)}{6} + \frac{28 \cdot 3,75}{6} = -23,9;$$

$$M_{24} = -\frac{110,5(6-5,25)}{6} + \frac{28 \cdot 5,25}{6} = 10,7.$$

$$\begin{aligned} \text{Кўндаланг кучлар } Q_{B-21} = Q_{21-22} = Q_{22-23} = Q_{23-24} = Q_{24-C} = \\ = B_2 = C_2 = \frac{28 - (-110,5)}{6} = 23,1 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Учинчи оралиқ. Оддий балканинг таянч реакциялари $C_3' = D_3' = 0$.

Оралиқ моментлари (кН·м):

$$M_{31} = \frac{28(5,85-0,75)}{5,85} = 24,4; \quad M_{32} = \frac{28(5,85-2,25)}{5,85} = 17,2;$$

$$M_{33} = \frac{28(5,85-3,75)}{5,85} = 10,05; \quad M_{34} = \frac{28(5,85-5,25)}{5,85} = 2,9.$$

$$\begin{aligned} \text{Кўндаланг кучлар: } Q_{C-31} = Q_{31-32} = Q_{32-33} = Q_{33-34} = Q_{34-D} = \\ = C_3 = D_3 = -\frac{28}{5,85} = -4,8 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Иккинчи оралиқ ВС ни муваққат юк билан юклаш (6.6-рasm, B_2).

Таянч моментлари (2-илова):

$$M_B = M_C = -0,05 P_{\text{эк}} l_0^2 = -0,05 \cdot 47 \cdot 6^2 = -84,6 \text{ кН·м};$$

$$\text{бу ерда } P_{\text{эк}} = \frac{33}{8} \cdot \frac{68,4}{6} = 47,0 \text{ кН/м.}$$

Биринчи оралиқ. Оддий балканинг таянч реакциялари $A_1' = B_1' = 0$.

Оралиқ моментлари (кН·м):

$$M_{11} = -\frac{84,6 \cdot 0,6}{5,85} = -8,7; \quad M_{12} = -\frac{84,6 \cdot 2,1}{5,85} = -30,4;$$

$$M_{13} = -\frac{84,6 \cdot 3,6}{5,85} = -52,1; \quad M_{14} = -\frac{84,6 \cdot 5,1}{5,85} = -73,8.$$

Кўндаланг кучлар:

$$Q_{A-11} = Q_{11-12} = Q_{12-13} = Q_{14-B} = B_1 = -\frac{84,6}{5,85} = -14,5 \text{ кН}.$$

Иккинчи оралиқ. Оддий балканинг таянч реакциялари $B_2' = C_2' = 2 \cdot 68,4 = 136,8 \text{ кН}$

Оралиқ моментлари (кН·м):

$$M_{21} = 136,8 \cdot 0,75 - \frac{84,6(6-0,75)}{6} - \frac{84,6 \cdot 0,75}{6} = 18,0;$$

$$M_{22} = 136,8 \cdot 2,25 - 68,4 \cdot 1,5 - \frac{84,6(6-2,25)}{6} - \frac{84,6 \cdot 2,25}{6} = 120,6.$$

Қолган қийматлар иккинчи оралиқнинг ўртасига нисбатан симметрик равишда аниқланади. Кўндаланг кучлар:

$$Q_{B-21} = B_2 = 136,8 + \frac{(-84,6) - (-84,6)}{6} = 136,8;$$

$$Q_{21-22} = 136,8 - 68,4 + 0 = 68,4;$$

$$Q_{23-24} = 136,8 - 3 \cdot 68,4 + 0 = -68,4;$$

$$Q_{22-23} = 136,8 - 2 \cdot 68,4 + 0 = 0;$$

$$Q_{24-C} = C_2 = 136,8 - 4 \cdot 68,4 = -136,8.$$

Учинчи оралиқдаги қийматлар биринчи оралиқ билан бир хил бўлади.

Биринчи ва учинчи оралиқларни муваққат юк билан юклаш (6.6-расм, B_3). Таянч моментлари:

$$M_B = M_C = -0,05 P_{\text{ж}} l_0^2 = -0,05 \cdot 48,2 \cdot 5,85^2 = -82,5 \text{ кН·м}.$$

Биринчи оралиқ. Оддий балканинг таянч реакциялари

$$A'_1 = 121,9 \text{ кН}; \quad B'_1 = 131,2 \text{ кН}.$$

Оралиқ моментлари (кН·м):

$$M_{11} = 121,9 \cdot 0,6 - \frac{82,5 \cdot 0,6}{5,85} = 64,7;$$

$$M_{12} = 121,9 \cdot 2,1 - 47,9 \cdot 1,5 - \frac{82,5 \cdot 2,1}{5,85} = 154,5;$$

$$M_{13} = 121,9 \cdot 3,6 - 4,69 \cdot 3 - 68,4 \cdot 1,5 - \frac{82,5 \cdot 3,6}{5,85} = 141,7;$$

$$M_{14} = 121,9 \cdot 5,1 - 47,9 \cdot 4,5 - 68,4 (3 + 1,5) - \frac{82,5 \cdot 5,1}{5,85} = 26,4.$$

Кўндаланг кучлар (кН):

$$Q_{A-11} = A = 121,9 - \frac{82,5}{5,85} = 107,8;$$

$$Q_{11-12} = 121,9 - 47,9 - \frac{82,5}{5,85} = 59,9;$$

$$Q_{12-13} = 121,9 - 47,9 - 68,4 - \frac{82,5}{5,85} = -8,5;$$

$$Q_{13-14} = 121,9 - 47,9 - 2 \cdot 68,4 - \frac{82,5}{5,85} = -76,9;$$

$$Q_{14-B} = B_1 = 121,9 - 47,9 - 3 \cdot 68,4 - \frac{82,5}{5,85} = -145,3;$$

Иккинчи оралиқ. Оддий балканинг таянч реакциялари $B'_2 = C'_2 = 0$.

Таянч моментлари (кН·м):

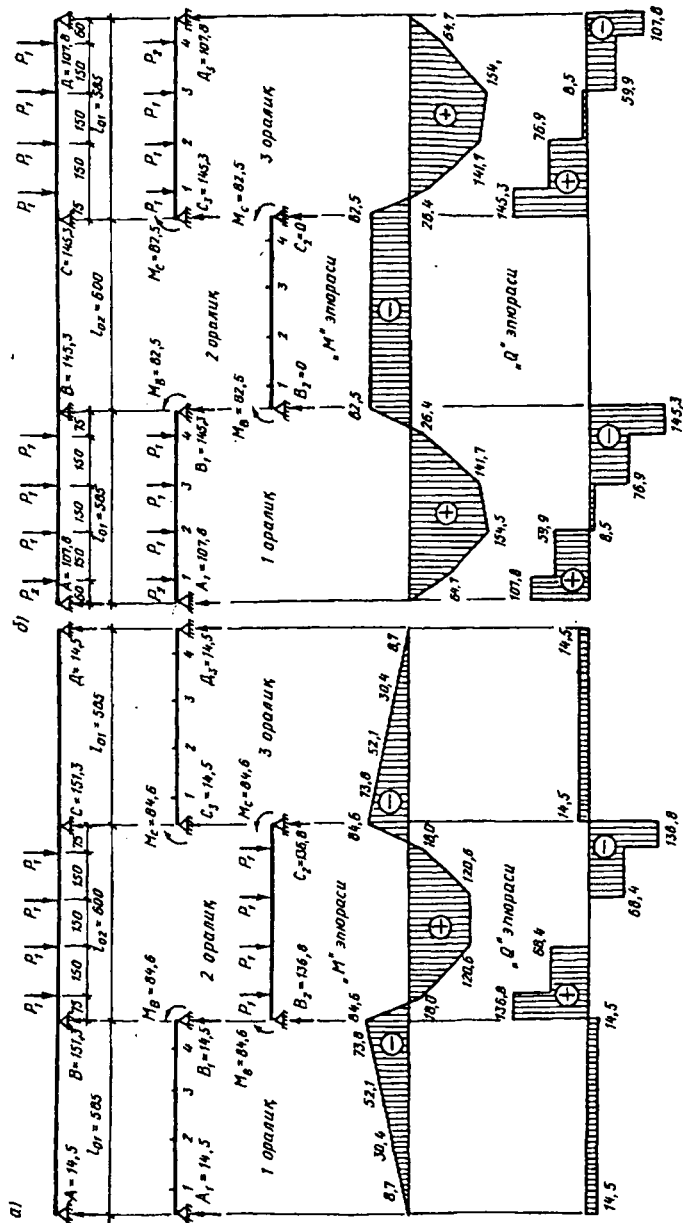
$$M_{21} = -\frac{82,5(6 - 0,75)}{6} - \frac{82,5 \cdot 0,75}{6} = -82,5;$$

$$M_{22} = -\frac{-82,5(6 - 2,25)}{6} - \frac{82,5 \cdot 2,25}{6} = -82,5.$$

Қолган қийматлар иккинчи оралиқнинг ўртасига нисбатан симметрик равишда аниқланади.

Кўндаланг кучлар(кН):

$$\begin{aligned} Q_{B-21} &= Q_{21-22} = Q_{22-23} = Q_{23-24} = Q_{24-C} = B_2 = C_2 = \\ &= -\frac{-82,5 - (-82,5)}{6} = 0. \end{aligned}$$



б.б-расм. Муваққат юк билан юкланган ригелдаги ҳисобий зўриқишлар эпюрасини куриш:

а — биринчи оралиқ юкланганда; б — биринчи ва учинчи оралиқлар юкланганда ($P_1 = 68,4$ кН; $P_2 = 47,9$ кН)

Учинчи оралиқ. Оддий балканинг таянч реакциялари

$$C_3 = B_1 = 131,2 \text{ кН}; \quad D_3 = A'_1 = 121,9 \text{ кН}.$$

Кўндаланг кучлар (кН):

$$Q_{C-31} = C_3 = 131,2 + \frac{82,5}{5,85} = 145,3;$$

$$Q_{31-32} = 131,2 - 68,4 + \frac{82,5}{5,85} = 76,9;$$

$$Q_{32-33} = 131,2 - 68,4 \cdot 2 + \frac{82,5}{5,85} = 8,5;$$

$$Q_{33-34} = 131,2 - 68,4 \cdot 3 + \frac{82,5}{5,85} = -59,9;$$

$$Q_{34-D} = D_3 = 131,2 - 68,4 \cdot 3 - 47,9 + \frac{82,5}{5,85} = -107,8.$$

Биринчи ва иккинчи оралиқ AB ва BC)ни муваққат юк билан юклаш (6.7-расм, B_4). Таянч моментлари (2-илова):

$$M_B = -0,117 P_{\text{эк}} l_0^2 = -0,117 \cdot 48,2 \cdot 6^2 = -203,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_C = -0,033 P_{\text{эк}} l_0^2 = -0,033 \cdot 48,2 \cdot 6^2 = -57,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Биринчи оралиқ. Оддий балканинг таянч реакциялари:

$$A'_1 = 121,9 \text{ кН}; \quad B'_1 = 131,2 \text{ кН}.$$

Оралиқ моментлари (кН·м):

$$M_{11} = 121,9 \cdot 0,6 - \frac{203 \cdot 0,6}{5,85} = 52,3;$$

$$M_{12} = 121,9 \cdot 2,1 - 47,9 \cdot 1,5 - \frac{203 \cdot 2,1}{5,85} = 111,2;$$

$$M_{13} = 121,9 \cdot 3,6 - 47,9 \cdot 2 - 68,4 \cdot 1,5 - \frac{203 \cdot 3,6}{5,85} = 67,6;$$

$$M_{14} = 121,9 \cdot 5,1 - 47,9 \cdot 4,5 - 68,4 (3 + 1,5) - \frac{203 \cdot 5,1}{5,85} = -78,7.$$

Кўндаланг кучлар (кН):

$$Q_{A-11} = A = 121,9 - \frac{203}{5,85} = 87,5;$$

$$Q_{11-12} = 121,9 - 47,9 - \frac{203}{5,85} = 39,3;$$

$$Q_{12-13} = 121,9 - 47,9 - 68,4 - \frac{203}{5,85} = -29,1;$$

$$Q_{13-14} = 121,9 - 47,9 - 2 \cdot 68,4 - \frac{203}{5,85} = -97,5;$$

$$Q_{14-B} = B_1 = 121,9 - 17,9 - 3 \cdot 68,4 - \frac{203}{5,85} = -165,9.$$

Иккинчи оралиқ. Оддий балканинг таянч реакциялари: $B_2' = C_2' = 2 \cdot 68,4 = 136,8 \text{ кН}$.

Оралиқ моментлари (кН·м):

$$M_{21} = 136,8 \cdot 0,75 - \frac{203(6 - 0,75)}{6} - \frac{57,3 \cdot 0,75}{6} = -82,2;$$

$$M_{22} = 136,8 \cdot 2,25 - 68,4 \cdot 1,5 - \frac{203(6 - 2,25)}{6} - \frac{57,3 \cdot 2,25}{6} = 56,8;$$

$$M_{23} = 136,8 \cdot 3,75 - 68,4(3 + 1,5) - \frac{203(6 - 3,75)}{6} - \frac{57,3 \cdot 3,75}{6} = 93,3;$$

$$M_{24} = 136,8 \cdot 5,25 - 68,4(4,5 + 3 + 1,5) - \frac{203(6 - 5,25)}{6} - \frac{57,3 \cdot 5,25}{6} = 27,1;$$

Кўндаланг кучлар (кН):

$$Q_{B-21} = B_2 = 136,8 + \frac{(-57,3) - (-203)}{6} = 136,8 + 24,3 = 161,1;$$

$$Q_{21-22} = 136,8 - 68,4 + 24,3 = 92,7;$$

$$Q_{22-23} = 136,8 - 68,4 \cdot 2 + 24,3 = 24,3;$$

$$Q_{23-24} = 136,8 - 68,4 \cdot 3 + 24,3 = -44,1;$$

$$Q_{24-C} = C_2 = 136,8 - 68,4 \cdot 4 + 24,3 = -112,5.$$

Учинчи оралиқ. Оддий балканинг таянч реакциялари $C_3' = D_3' = 0$.

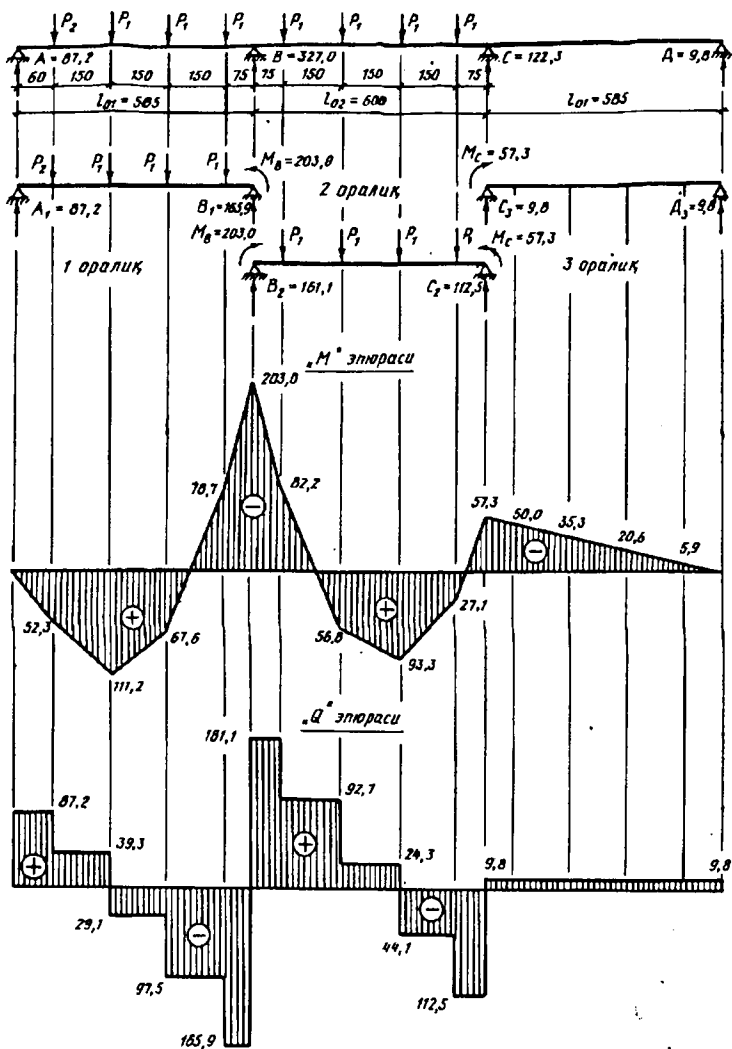
Оралиқ моментлари (кН·м):

$$M_{31} = \frac{-57,3(5,85 - 0,75)}{5,85} = -50;$$

$$M_{32} = \frac{-57,3(5,85 - 2,25)}{5,85} = -35,3;$$

$$M_{33} = \frac{-57,3(5,85 - 3,75)}{5,85} = -20,6;$$

$$M_{34} = \frac{-57,3(5,85 - 5,25)}{5,85} = -5,9.$$



6.7-расм. Биринчи ва иккинчи оралик муваққат юк билан юкланган-
да ригелдаги ҳисобий зўриқишлар эпюрасини қуриш.

Кўндаланг кучлар (кН):

$$Q_{C-31} = C_3 = Q_{31-32} = Q_{32-33} = Q_{33-34} = Q_{34-D} = D = \frac{0 - (-57,3)}{5,85} = 9,8$$

Ҳисоб натижалари 6.3-жадвалда келтирилган.

Бетон ва арматуранинг пластик деформацияланишини эътиборга олиб, моментларни қайта тақсимлаймиз. Бундай қилишдан мақсад уларнинг таянчлардаги қийматларини кичрайтириш ва ўзаро яқинлаштиришдан иборат. Бу тадбир арматура сарфини камайтириш ва бетон ишларини осонлаштириш имконини беради. Қайта тақсимлашда учбурчак шаклли қўшимча эпюрадан фойдаланилади. Асосий эпюрага қўшиладиган ёрдамчи эпюранинг мусбат ёки манфий максимал ординатаси асосийга нисбатан 30% дан ортиб кетмаслиги зарур.

Моментлар тақсимои 6.8-расмда келтирилган. В таянчидаги ($\Pi + B_4$ тарҳи) $M_B = -322,9$ кН·м момент қўшимча эпюрани қўшиш натижасида 91,9 кН·м (28,5%) га камайтирилган. Учбурчакли эпюранинг қолган ординаталари мутаносиблик (пропорционаллик) қоида­сига кўра аниқланади. Моментларни $\Pi + B_2$ ва $\Pi + B_3$ тарҳлари бўйича қайта тақсимлаб, барча тарҳ (схема)лардаги таянч моментларининг ўзаро яқинлашувига эришамиз. Бунда $\Pi + B_3$ тарҳидаги максимал эгувчи момент 241,8 дан 231,5 кН·м га қадар камаяди. $\Pi + B_1$ тарҳидаги моментларнинг қиймати қайта тақсимланган моментлардан кичикроқ бўлгани сабабли уни ўзгаришсиз қолдирамиз.

Қайта тақсимланган моментлар эпюрасини устма-уст жойлаштириш йўли билан умумлашма (огибающая) M эпюрасини ҳосил қиламиз (6.9-расм, а).

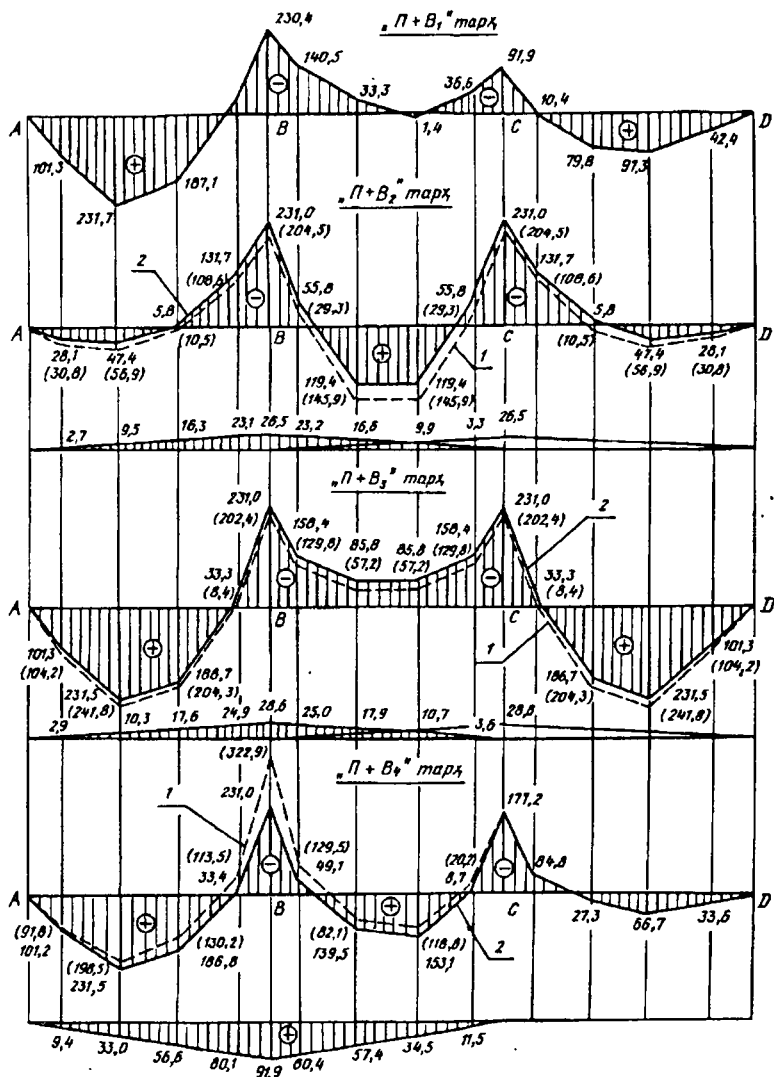
Қайта тақсимланган моментлар бўйича кўндаланг кучлар аниқланади. Кўндаланг кучлар сарровнинг алоҳида бўлакчалари (участкалари) учун аввалдан маълум бўлган формула $\frac{M_{\text{ўнг}} - M_{\text{chap}}}{\Delta l}$ ёрдамида аниқланади. Бу ерда Δl бўлакча узунлиги бўлиб, бу узунлик таянчдан кучгача ёки иккита куч оралиғидаги масофага тенг бўлиши мумкин. Масалан, $\Pi + B_4$ тарҳидаги А таянчи билан II кесим орасидаги бўлакчада кўндаланг куч

$$Q_{A-II} = \frac{101,2 - 0}{0,6} = 168,7 \text{ кН, } 14\text{-}B \text{ участкада эса}$$

Сарровлардаги кўндаланг кучлар*

Юк	Участкалар бўйича кўндаланг кучлар миқдори, кН														
	A-11	11-12	12-13	13-14	14-B	B-21	21-22	22-23	23-24	24-C	C-31	31-32	32-33	33-34	34-D
Доимий, П	65,8	31,9	-16,5	-64,9	113,3	96,8	48,4	0	-48,4	96,8	113,3	64,9	16,5	-31,9	-65,8
Муваққат Юклар и финдиси	103,0	55,1	-13,3	-81,7	150,1	23,1	23,1	23,1	23,1	23,1	-4,8	-4,8	-4,8	-4,8	-4,8
	-14,5	-14,5	-14,5	-14,5	-14,5	136,8	68,4	0	-68,4	136,8	14,5	14,5	14,5	14,5	14,5
	107,8	59,9	-8,5	-76,9	145,3	0	0	0	0	0	145,3	76,9	8,5	-59,9	107,8
	87,2	39,3	-29,1	-97,5	165,9	161,1	92,7	24,3	-44,1	112,5	9,8	9,8	9,8	9,8	9,8
Юклар и финдиси	168,8	87,0	-29,8	146,6	263,4	119,9	71,5	23,1	-25,3	73,7	108,5	60,1	11,7	-36,7	-70,6
	51,3	17,4	-31,0	-79,4	127,8	233,6	116,8	0	116,8	233,6	127,8	79,4	31,0	-17,4	-51,3
	173,6	91,8	-25,0	141,8	258,6	96,8	48,4	0	-48,4	96,8	258,6	141,8	25,0	-91,8	173,6
	153,0	71,2	-45,6	162,4	279,2	257,9	141,1	24,3	-92,5	209,3	123,1	74,7	26,3	-22,1	-56,0
энг нобоп	173,6	91,8	45,6	162,4	279,2	257,9	141,1	24,3	116,8	233,6	258,6	141,8	31,0	91,8	173,6

* Сарровлар (ригеллар) эластик система сифатида қаралади.



6.8-расм. Эгувчи моментлар қайта тақсимланганда асосий ва қўшимча эпюралар:

- 1 — қайта тақсимлашдан илгари (қавсдаги ординаталар);
2 — қайта тақсимлангандан сўнг.

$Q_{14-B} = \frac{-231 - (-33,4)}{0,75} = -263,5 \text{ кН}$ бўлади. Ҳисоб натижалари 6.4-жадвалда берилган.

6.4-жадвал асосида кўндаланг кучларнинг умумлашма (огибающая) эпюрасини қурамиз (6.9-рasm, б). Сарров кесимларини мустаҳкамликка ҳисоблаганда умумлашма M ва Q эпюралардан фойдаланамиз.

Сарров (ригель) ларни мустаҳкамликка ҳисоблаш. Сарровнинг қабул қилинган кесими учун сиқилиш зонасида бетоннинг мустаҳкамлиги қай даражада эканлигини текширамиз: $Q \leq 0,3\varphi_{w1}, \varphi_{b1} R_b b h_0$; энг катта кўндаланг куч $Q_{14-b} = 279,2 \text{ кН} < 0,3 \cdot 0,885 \cdot 14,5 \cdot 20 \cdot 54(100) = 401 \text{ кН}$, бу ерда $\varphi_{w1} = 1$; $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 14,5 = 0,885$. Шарт қаноатлантирилди. Кесим ўлчамлари мустаҳкамлик талабларига жавоб беради.

Бўйлама арматурани ҳисоблашда мусбат моментлар учун сарровнинг кесими тўғри тўртбурчак шаклида ($b = 20 \text{ см}$), манфий моментлар учун эса тавр шаклида ($b'_f = 45 \text{ см}$) олинади (6.10-рasm, а, б).

Четки ораликда. $M_{12} = 231,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$,

$$\alpha_m = \frac{M_{12}}{R_b \gamma_{b2} b h_0^2} = \frac{231,7 \cdot 10^5}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 54^2 (100)} = 0,304,$$

4.1-жадвалдан $\xi = 0,813$.

Арматуранинг кўндаланг кесим юзасини аниқлаймиз:

$$A_s = \frac{M_{12}}{R_s \xi h_0} = \frac{231,7 \cdot 10^5}{365 \cdot 0,813 \cdot 54 (100)} = 14,46 \text{ см}^2.$$

Бунга кўра (6-иловадан) 4Ø20 А-III ($A_s = 15,2 \text{ см}^2$) қабул қилинади.

В ва С таянчларида. $M_B = M_C = -231 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Тавр шакли кесимда нейтрал қатлам ҳолатини аниқлаймиз

$$\begin{aligned} M' &= R_b \gamma_{b2} b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) = \\ &= 14,5 \cdot 0,9 \cdot 45 \cdot 30 (54 - 0,5 \cdot 30) (100) = 687,1 > 231 \text{ кН} \cdot \text{м}, \end{aligned}$$

демак нейтрал қатлам токчадан ўтар экан, шунинг учун ҳисоб кенглиги $b'_f = 45$ см бўлган тўғри тўртбурчакли кесим учун бажарилади.

В таянчида, устун қиррасида, $\Pi + B_3$ юкидан ҳосил бўлган эпюра абсолют миқдорига кўра энг катта момент $M_{ep} = -M_B + 0,5Q_{B-21}h_0 = -231,0 + 0,5 \cdot 96,8 \cdot 0,4 = -211,6$ кН·м бўлади.

$$\alpha_m = \frac{M_{ep}}{R_b \gamma_{b2} b' h_0^2} = \frac{211,6 \cdot 10^5}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 45 \cdot 54^2 (100)} = 0,124; \quad \xi = 0,934,$$

$$A_s = \frac{211,6 \cdot 10^5}{365 \cdot 0,934 \cdot 54 (100)} = 11,49 \text{ см}^2$$

Бунга кўра 4Ø20 А-III ($A_s = 15,2$ см²) қабул қилинади. Ўрта оралиқда. Мушбат моменти $M_{23} = 153,1$ кН·м таъсир этганда

$$\alpha_m = \frac{153,1 \cdot 10^5}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 54^2 (100)} = 0,201; \quad \xi = 0,887.$$

Остки ишчи арматуранинг зарурий кесим юзасини аниқлаймиз

$$A_s = \frac{153,1 \cdot 10^5}{365 \cdot 0,887 \cdot 54 (100)} = 8,76 \text{ см}^2.$$

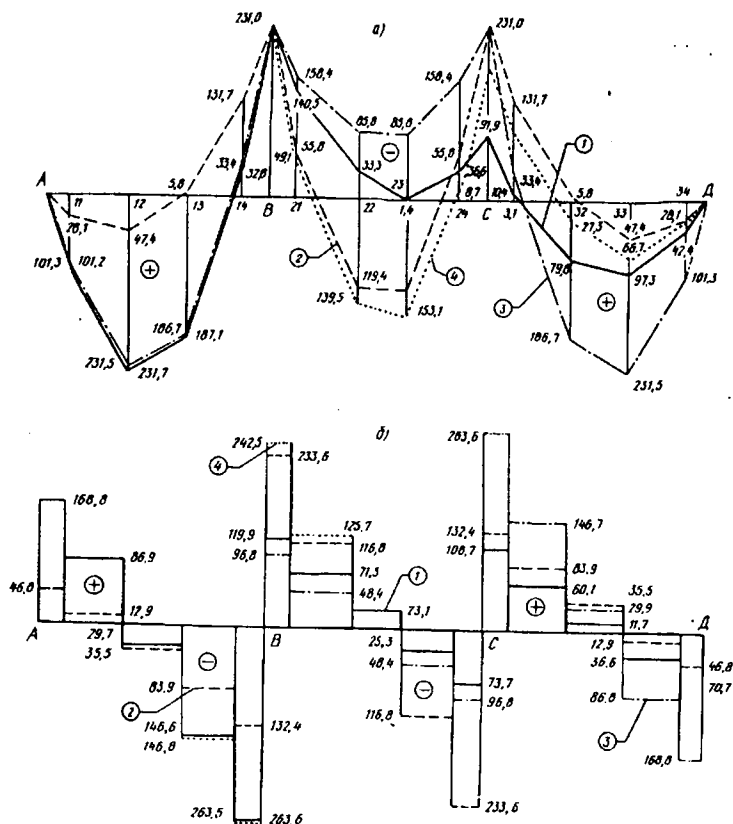
Бунга кўра 4Ø18 А-III ($A_s = 10,18$ см²) қабул қилинади. $M_{22} = M_{23} = -85,8$ кН·м га тенг бўлган манфий момент таъсир этганда

$$\alpha_m = \frac{85,8 \cdot 10^5}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 45 \cdot 54^2 (100)} = 0,05; \quad \xi = 0,974.$$

Устки ишчи арматуранинг зарурий кесим юзасини аниқлаймиз:

$$A_s = \frac{85,8 \cdot 10^5}{365 \cdot 0,974 \cdot 54 (100)} = 4,47 \text{ см}^2.$$

Бунга кўра 2Ø20 А-III ($A_s = 6,28$ см²) қабул қилинади.



6.9-расм. Умумлашма (огибающая) эпюралар:

а — эгувчи момент эпюралари; в — кўндаланг куч эпюралари.

Юкларнинг қўшилиши: 1) $P+B_1$; 2) $P+B_2$; 3) $P+B_3$; 4) $P+B_4$.

Кўндаланг арматурани ҳисоблашда икки хил ҳисоб: эластик система ва моментларни қайта тақсимлаш (пластик система) бўйича аниқланган кўндаланг кучнинг каттасидан фойдаланамиз. Ҳисобий кўндаланг арматурага (хомутга) эҳтиёж бор-йўқлигини текширамиз.

А таянчдаги кўндаланг куч: $Q_{A-II} = 173,6$ кН.

Кўндаланг арматура қўйилмаганда оғма кесимнинг юк кўтариш қобилияти

Юқлар йигиндиси	Уасткалар бўйича қўндаланг кучлар миқдори, кН														
	A-11	11-12	12-13	13-14	14-B	B-21	21-22	22-23	23-24	24-C	C-31	31-32	32-33	33-34	34-D
P+B ₁	168,8	86,9	-29,7	-146,6	-263,5	119,9	71,5	23,1	-25,3	-73,7	108,7	60,1	11,7	-36,6	-70,7
P+B ₂	46,8	12,9	-35,5	-83,9	-132,4	233,6	116,8	0	-116,8	233,6	132,4	83,9	35,5	-12,9	-46,8
P+B ₃	168,8	86,8	-29,9	-146,7	-263,6	96,8	48,4	0	-48,4	-96,8	263,6	146,7	29,9	-86,8	-168,8
P+B ₄	168,7	86,9	-29,8	-146,8	-263,5	242,5	125,7	9,1	-107,9	-224,7	123,2	74,7	26,3	-22,1	-56,0
Умумлашма эпора ор- динатлари	168,8	86,9	35,5	146,8	263,6	242,5	125,7	23,1	116,8	233,6	263,6	146,7	35,5	86,9	168,8

$$Q_{bu} = \frac{M_b}{C} = \frac{110,2}{0,6} = 183,7 \text{ кН} > Q_{b,min} = 0,6(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{br} \gamma_{b2} b h_0 = \\ = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 54(100) = 61,2 \text{ кН},$$

бу ерда

$$M_B = 2(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{br} \gamma_{b2} b h_0^2 = 2 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 54^2 (100) = \\ = 110,2 \text{ кНм}; C = 0,6 - "A"$$

таянчидан биринчи кучгача бўлган масофа; $\varphi_f = \varphi_n = 0$ (чунки A таянчида тоқча сиқилмайди ва бўйлама сиқувчи куч ҳам йўқ).

$Q_{A-11} = 173,6 \text{ кН} < Q_{b4} = 183,7 \text{ кН}$ бўлгани учун, A таянчи яқинида кўндаланг арматурани ҳисобламай, конструктив равишда қўямиз.

B таянчининг чап томонида максимал кўндаланг куч таъсир этади: $Q_{14-B} = Q_1 = 279,2 \text{ кН}$.

$$M_B = 2(1 + 0,5) 0,9 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 54^2 (100) = 165,3 \text{ кН},$$

бу ерда

$$\varphi_n = 0; \quad \varphi_f = \frac{0,75(b'_f - b)h'_f}{b h_0} = \frac{0,75(45 - 20)30}{20 \cdot 54} = 0,52$$

бўлиб, 0,5 дан ошмаслиги керак.

Кўндаланг арматура мавжуд бўлмаган қия кесимнинг юк кўтариш қобилияти:

$$Q_{bu} = \frac{M_B}{C} = \frac{165,3}{0,75} = 220,4 \text{ кН} > Q_{b,min} = \\ = 0,6(1 + 0,5) 0,9 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 54(100) = 91,8 \text{ кН}$$

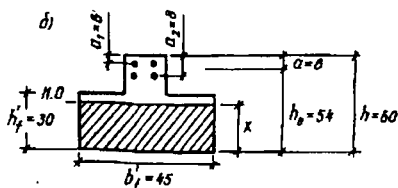
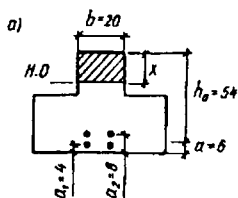
$Q_{14-B} = 279,2 > Q_{b4} = 220,4 \text{ кН}$ бўлгани учун, ҳисобий кўндаланг арматура талаб этилади. Хомутлардаги зарурий зўриқишни аниқлаймиз.

$$X_1 = \frac{Q_1 - Q_{b1}}{Q_{b1}} = \frac{279,2 - 220,4}{220,4} = 0,27.$$

$$C_1 = 0,75 \text{ м} < 2h_0 = 2 \cdot 0,54 = 1,08 \text{ м} \text{ бўлгани учун}$$

$$c_0 = c_1 = 0,75 \text{ м}$$

деб қабул қиламиз.



6.10-расм. Ригелнинг характерли ҳисобий кесимлари:
а — оралиқда; б — таянчда.

$$X_{01} = \frac{Q_{b,min}}{Q_{b1}} \cdot \frac{C_0}{2h_0} = \frac{91,8}{220,4} \cdot \frac{0,75}{2 \cdot 0,54} = 0,29.$$

$X_1 = 0,27 < X_{01} = 0,29$ бўлганлиги сабабли хомутларнинг зарурий зўриқиши (интенсивлиги) ни қуйидаги формула ёрдамида аниқлаймиз:

$$g_{sw1} = \frac{Q_1}{C_0} \cdot \frac{X_{01}}{X_{01}+1} = \frac{279,2}{0,75} \cdot \frac{0,29}{0,29+1} = 83,7 \text{ кН/м.}$$

g_{sw2} ни аниқлашда $c_2 = 0,75 + 1,5 = 2,25$ м деб оламиз.

У ҳолда $Q_{bu} = Q_{b2} = \frac{165,3}{2,25} = 73,5 \text{ кН} < Q_{b,min} = 91,8 \text{ кН.}$

$Q_{b2} = 91,8 \text{ кН}$ деб қабул қиламиз. Бунга мос кўндаланг куч:

$Q_2 = Q_{13-14} = 162,4 \text{ кН.}$ $c_2 = 2,25 > 2h_0 = 1,08$ м бўлгани учун $c_2 = 2h_0 = 1,08$ м деб оламиз.

$$\begin{aligned} X_2 &= \frac{Q_2 - Q_{b2}}{Q_{b2}} = \frac{162,4 - 91,8}{91,8} = 0,77 < X_{02} = \\ &= \frac{Q_{b,min}}{Q_{b2}} \cdot \frac{c_0}{2h_0} = \frac{91,8 \cdot 1,08}{91,8 \cdot 2 \cdot 0,54} = 1,0; \end{aligned}$$

хомутларнинг зарурий интенсивлиги (зўриқиши):

$$g_{sw2} = \frac{Q_2}{c_0} \cdot \frac{x_{02}}{x_{02}+1} = \frac{162,4}{1,08} \cdot \frac{1}{1+1} = 75,2 \text{ кН/м.}$$

Зўриқишнинг максимал қиймати сифатида $g_{sw} = g_{sw1} = 83,7 \text{ кН/м}$ ни қабул қиламиз.

Хомутлар орасидаги масофа таянчдан биринчи кучга-ча бўлган масофада (камида оралиқнинг $\frac{1}{4}$ қисмида), к-

сим баландлиги $h > 45\text{см}$ бўлганда $S_1 = \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20\text{ см}$ дан, шунингдек 50 см дан ошмаслиги зарур. Сарровнинг қолган қисмида $S_2 = \frac{3}{4}h = \frac{3}{4}60 = 45\text{ см}$ дан ошмаслиги зарур. Таянч яқинида хомутлар орасидаги энг катта қадам

$$S_{\max} = 1,5R_{br}\gamma_{b2}bh_0^2 / Q_{\max} = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 54^2 (100) / 279,2 \times 10^3 = 29,6\text{ см бўлиши лозим.}$$

Таянчлардан $\frac{1}{4}l$ гача бўлган масофада хомутлар қадамини $S_1 = 15\text{ см}$, оралиқ қисмда эса $S_2 = 30\text{ см}$ оламиз. Хомут сифатида А-I синфли ($R_{sw} = 175\text{ МПа}$) пўлат сим ишлатилади. Хомут кесимларининг зарурий юзаси:

$$A_{sw} = \frac{g_{sw}S_1}{R_{sw}} = \frac{87,7 \cdot 15(10)}{175(100)} = 0,72\text{ см}^2.$$

Сарров кўндаланг кесимида диаметри 8 мм бўлган 2 та хомут (2 та каркас) қабул қиламиз. Уларнинг умумий юзаси $A_{sw} = 1,01\text{ см}^2$ ни ташкил этади.

“B” таянчи яқинидаги қия кесимнинг мустаҳкамлигини текшираемиз:

$$Q_{bu} + g_{sw1}c_0 = 220,4 + 117,8 \cdot 0,75 = 308,7\text{ кН} > Q_{14-B} = 279,2\text{ кН},$$

бу ерда хомутнинг ҳақиқий интенсивлиги

$$g_{sw1} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{S_1} = \frac{175(100)1,01}{15} = 1178,3\text{ Н/см} = 117,8\text{ кН/м}$$

Демак, қия кесимнинг мустаҳкамлиги етарли даражада экан. Иккинчи оралиқнинг кўндаланг арматураси ҳам шунга ўхшаш бўлади.

Ашёлар (арматура) эпюрасини қуриш. Пўлатни тежаш мақсадида ишчи ҳисобий арматуранинг бир қисми таянч-гача етказилмай, мустаҳкамлик бўйича унга зарурат бўлмаган жойда узиб қўйилиши мумкин. Бироқ ҳар қандай ҳолда ҳам 2 стержень таянчгача етиб бориши, узиб қўйиладиган стерженлар миқдори эса 50% дан кўп бўлмаслиги керак. Бунинг учун қуйидаги тартибда ашёлар эпюраси қурилади:

1. Сарров кесимлари қабул қиладиган эгувчи моментни $M_u = R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - 0,5x)$ формуладан фойдаланиб аниқлаймиз.

2. Моментларнинг умумлашма эпюрасидан график равишда ординаталари бўйича назарий узилиш нуқтаси (НУН) ни аниқлаймиз.

3. Узулвчи стерженларнинг бириктириш узунлиги (ҳақиқий узилиш нуқтаси) қуйидаги формуладан топилади:

$$\omega = \frac{Q}{2g_{sw}} + 5d, \text{ бироқ } 20d \text{ дан кам бўлмаслиги керак. Бу}$$

ерда Q — стерженнинг назарий узилиш нуқтасидаги кўндаланг куч; d — узулвчи стерженнинг диаметри; g_{sw} — узилиш жойида хомутлар қабул қиладиган ҳақиқий зўриқиш.

Ашёлар эпюрасининг ординаталари 6.5-жадвалда ҳисобланган.

6.5-жадвал

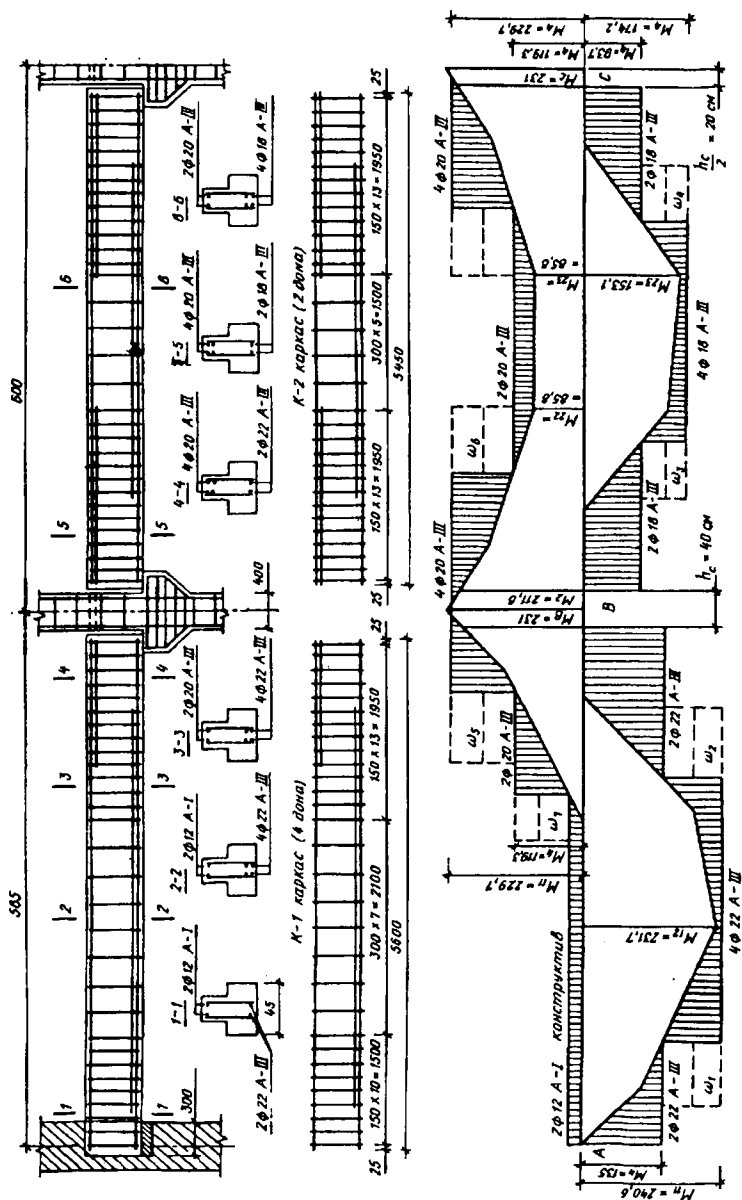
Ашёлар эпюрасидаги момент қийматлари

Моментлар- нинг ҳисобий қийматлари	Бўйлама ҳисобий арматура		$x = \frac{R_s A_s}{R_s \gamma_{b2} b}$	$M_{\text{кН} \cdot \text{м}}$
	сони ва диаметри, мм	кесим юзи, см ²		
1-оралиқ арматураси ($b=20$ см)				
$M_{12}=231,7$	4Ø22А-Ш	15,2	21,26	240,6
	2Ø22А-Ш	7,6	10,63	135,0
«В» таянчидаги арматура ($b=b'=45$ см)				
$M_{\varphi}=-211,6$	4Ø20А-Ш	12,56	7,81	229,7
	2Ø20А-Ш	6,28	3,90	119,3
2-оралиқ арматураси ($b=20$ см)				
$M_{23}=153,1$	4Ø18А-Ш	10,18	14,24	174,2
	2Ø18А-Ш	5,09	7,12	93,7
2-оралиқ арматураси ($b=b'=45$ см)				
$M_{22}=M_{21}=-85,8$	2Ø20А-Ш	6,28	3,90	119,3

Ашёлар эпюраси 6.11-расмда кўрсатилган.

Узулвчи стерженларнинг бириктирилиш узунликлари $2g_{sw} = 2 \cdot 117,8 = 235,6 \text{ кН/м}$ бўлган ҳол учун 6.6-жадвалда ҳисобланган.

Сарровларни конструкциялаш. Сарровлар иккита ясси пайванд каркас билан арматураланади. Четки оралиқларга К-1 ва ўрта оралиққа К-2 каркаси ўрнатилади (6.11-расм). Мазкур каркаслардаги ишчи арматура умумлашма M эпюраси асосида жойлаштирилади. Таянчларда, манфий моментлар ҳосил бўладиган жойларда устки ишчи арматуралар бир-бириги электрпайванд йўли билан уланади.



6.11-расч. Материаллар эпюраси ва рителларни арматуралаш.

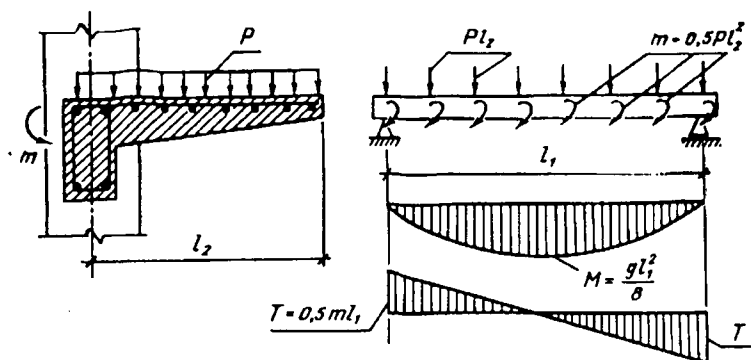
Узилиш нуқтасидаги кўндаланг куч

Назарий узилиш нуқтасидаги кўндаланг куч кН	$5d$ м	$\omega = \frac{Q}{2g_{sw}} + 5d$	$20d$ м	Қабул қи- линган узун- лик ω , см
1-оралиқ узиловчи стержени 2Ø22А-Ш				
$Q_{11-12}=91,8$ $Q_{13-14}=162,4$	$5 \cdot 0,022=0,11$	0,50 0,80	0,44	$\omega_1=50$ $\omega_2=80$
2-оралиқ узиловчи стержени 2Ø18А-Ш				
$Q_{21-22}=141,8$ $Q_{23-24}=116,8$	$5 \cdot 0,018=0,09$	0,69 0,59	0,36	$\omega_3=69$ $\omega_4=59$
Таянчи «В» узиловчи стержени 2Ø20А-Ш				
$Q_{13-14}=162,4$ $Q_{21-22}=141,1$ $Q_{13-14}=162,4$	$5 \cdot 0,02=0,10$	0,79 0,70 0,79	0,40	$\omega_5=79$ $\omega_6=70$ $\omega_7=79$

6.3 Эгилиб бураладиган элементлар мустаҳкамлиги

Темирбетон конструкцияларда соф буралиш деярли учрамайди, аммо эгилиш билан бирга буралиш кўп учрайди. Масалан, кўндаланг юк билан бўйлама ўқ орасида маълум масофа (елка) бўлса, шундай ҳол юз беради (6.12-расм). Темирбетон элементларининг буралишга бўлган қаршилиги эгилишга нисбатан анча заиф. Шунинг учун бурувчи моментларнинг қиймати унча катта бўлмаса ҳам, ҳисоб ва лойиҳа ишларида уларнинг таъсирини эътиборга олиш зарур.

Темирбетон элементлари буралганда уларда бўйлама ўққа нисбатан 45° бурчак остида бош сиқувчи ва бош чўзувчи кучланишлар ҳосил бўлади. Ёриқларнинг пайдо бўлиши ва қиялиги бош чўзувчи кучланишларнинг қиймати ва йўналишига боғлиқ. Ёриқлар пайдо бўлгандан кейин, бош чўзувчи кучланишлар йўналишидаги кучларни арматура, бош сиқувчи кучланишлар йўналишидаги кучларни бетон ўзига қабул қилади. Ҳам эгилиш, ҳам буралишга ишлайдиган элементлар ҳам эгувчи, ҳам бурувчи моментни ўзи-



6.12-расм. Тўсиннинг буралиб эгилишини ҳисоблашга доир.

га қабул қиладиган арматура билан жиҳозланган бўлиши лозим. Буровчи моментни асосан кўндаланг арматура, эгувчи моментни эса бўйлама арматура ўзига қабул қилади. Кўндаланг арматура (хомутлар, спираль, симтўрлар) суғурилиб чиқмаслиги учун ёпиқ ҳалқа ташкил этиши зарур.

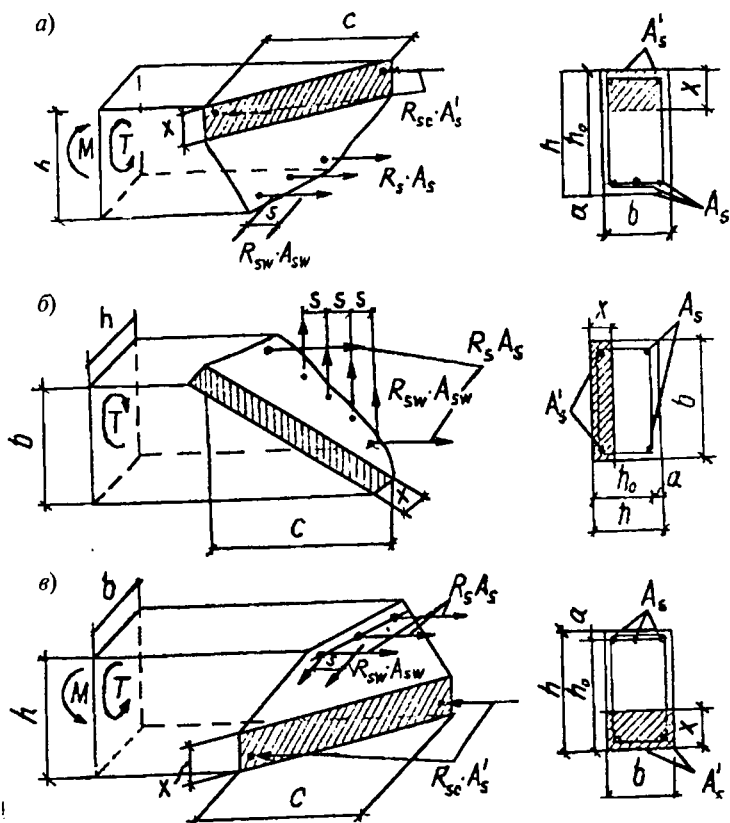
Эгилиб бураладиган элементлар фазовий ёриқ бўйича емирилади (6.13-расм). Емирилиш чоғида чўзилувчи арматурадаги кучланиш оқиш чегарасига, сиқилиш зонасидаги бетоннинг кучланиши сиқилиш бўйича мустаҳкамлик чегарасига етади.

Эгилиб бураладиган элементларнинг ҳисоби, кесимда сиқилиш зонасининг жойланишига қараб, қуйидаги уч хил тарҳ бўйича амалга оширилади:

I тарҳга кўра, сиқилиш зонаси асосан эгувчи момент таъсирида вужудга келади, буровчи момент ва қирқувчи кучларнинг қиймати анча кичик бўлади (6.13-расм, а).

II тарҳда сиқилиш зонаси буровчи момент ва кўндаланг кучлар таъсирида вужудга келиб, эгувчи моментнинг қиймати ноль атрофида бўлади: сиқилиш зонаси эгилиш текислигига параллель жойлашади (6.13-расм, б).

III тарҳда сиқилиш зонаси элемент эгилганда чўзилиш ҳосил бўладиган қиррада вужудга келиб: буровчи моментнинг қиймати эгувчи моментга нисбатан бир мунча кўпроқ бўлади, элементнинг эгилишидан ҳосил бўлган сиқилиш зонасига арматура қарама-қарши қиррасига нисбатан анча кам жойланади (6.13-расм, в).



6.13-расм. Буралиб эгилувчи тўсиннинг кесимдаги зўриқишлари.

Элементнинг мустаҳкамлигини учала тарх бўйича ҳисоблаш тавсия этилади. Буровчи моментлар ичида энг кичи- ги ҳисобий момент сифатида қабул қилинади. Меъёрлар [11] эгилиб бураладиган элементларни мустаҳкамликка ҳисоблаш учун қуйидаги умумий формулани тавсия этади:

$$T \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x) \frac{1 + \varphi_w \delta \lambda^2}{\varphi_q \lambda + \chi}; \quad (6.3)$$

$$\delta = b / (2h + b); \lambda = c / b; \chi = M / T;$$

$$\varphi_w = (b/S)(R_{sw} \cdot A_{sw}) / (R_s A_s); \varphi_q = 1 + 0,5hQ/T$$

Бу ерда M , T , Q — элементнинг нормал кесимида вужудга келадиган эгувчи момент, буровчи момент ва кўндаланг кучлар; δ — кесимнинг ўлчамлари орасидаги боғланишни ифодаловчи коэффициент; λ — ёриқнинг бўйлама ўққа бўлган проекцияси c нинг кесим кенглиги b га нисбати; φ_q ва χ — ҳисобий M , T ва Q орасидаги боғланишни ифодаловчи коэффициентлар бўлиб, сиқилиш зонасининг ҳолатига боғлиқдир: $M = 0$ ва $Q = 0$ бўлганда $\chi = 0$;

I тархда $\chi = M/T$; $\varphi_q = 1$; (6.13-расм, а)

II тархда $\chi = 0$; $\varphi_q = 1 + Qh/2T$; (6.13-расм, б)

III тархда $\chi = -M/T$; $\varphi_q = 1$ (6.13-расм, в).

Сиқилиш зонасининг баландлиги x мувозанат шартидан аниқланади:

$$x = (R_s A_s - R_{sc} A'_b) / (R_b b) \quad (6.4).$$

Бўйлама ва кўндаланг арматуралар орасидаги боғланиш-ни ифодаловчи коэффициент φ_w қуйидаги формуладан аниқланади:

$$\varphi_w = \frac{R_{sw} A_{sw}}{R_s A_s} \cdot \frac{b}{S}. \quad (6.5).$$

мазкур коэффициентнинг қиймати $\varphi_{w,\min} = \frac{0,5}{1 + M / (2\varphi_w M_u)}$ дан кам, $\varphi_{w,\max} = 1,5(1 - M/M_u)$ дан кўп бўлмаслиги керак. Бу ерда M — ҳисобланаётган кесимдаги эгувчи момент бўлиб, унинг қиймати II тарх учун ноль, III тарх учун манфий олинади; M_u — элементнинг нормал кесими қабул қилинадиган чегаравий эгувчи момент.

Агар $\varphi_w < \varphi_{w,\min}$ бўлса, у ҳолда $R_s A_s$ зўриқиш $\varphi_w / \varphi_{w,\min}$ қадар камайтиради. Буровчи момент унча катта бўлмай, $T \leq 0,5Q_b$ бўлса, ҳисоб II тарх бўйича қуйидаги шарт асосида бажарилади:

$$Q \leq Q_{sw} + Q_b - 3T/b, \quad (6.6)$$

бундаги Q_{sw} ва Q_b (4.26) ва (4.29) формулалардан топилади.

Эгилиб бураладиган элементнинг қия ёриқлари орасидаги бетоннинг сиқилишга бўлган мустақкамлиги таъминланган бўлиши учун қуйидаги шарт бажарилиши лозим:

$$T \leq 0,1 R_b b^2 h; \quad (6.7)$$

бу ерда b ва h элементнинг кўндаланг кесим ўлчамлари.

СИҚИЛУВЧИ ВА ЧЎЗИЛУВЧИ ЭЛЕМЕНТЛАР

7.1 Сиқилувчи элементларнинг конструктив хоссалари

Ораликда жойлашган устунлар, фермаларнинг устки тасмалари, юқорилувчи ҳовонлари, устунлари ва бошқа шу каби элементлар шартли равишда марказий сиқилувчи элементлар таркибига киритилади. Аслида қурилиш конструкцияларида марказий сиқилиш соф кўринишда учрамайди, элементлар ҳамиша тасодикий елкали (эксцентриситетли) номарказий сиқилиш ҳолатида бўлади.

Бундай элементлар хомутлар воситасида боғланган бўйлама ишчи арматуралар билан жиҳозланади. Элементга қўйиладиган юкни бўйлама арматура бетон билан биргаликда қабул қилади. Бу ерда кўндаланг стерженлар (хомутлар) бўйлама арматураларни муддатидан илгари қабаришдан асраш вазифасини ўтайди.

Темирбетон элемент сиқилганда бетон деформацияси бўйлама арматурада кучланиш уйғотади. Бироқ бетоннинг сиқилувчанлиги жуда кам бўлгани сабабли, бўйлама арматурадаги кучланиш ҳам чегараланган бўлади. Шунинг учун ҳам арматура ўта мустаҳкам пўлатдан ишланган бўлса, унинг имкониятларидан тўлиқ фойдаланган бўлмаймиз.

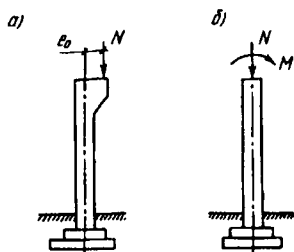
Бўйлама куч елкаси унча катта бўлмаса, кўндаланг кесим юзаси квадрат шаклида олинади. Эгувчи моментнинг қиймати катта бўлса, кесимнинг момент текислигидаги ўлчамлари катталаштирилади, яъни тўғри тўртбурчак шаклига келтирилади.

Бир қаватли саноат биноларининг четки устунларида кран босими таъсирида номарказий сиқилиш пайдо бўлади (7.1-расм).

Бунда елканинг қиймати $e_0 = \frac{M}{N} + e_a$ формуладан топилади; бу ерда e_a —тасодикий (эксцентриситет) елка.

Сиқилувчи элементларда ишлатиладиган бетоннинг синфи В15 дан, агар катта юк қўйилса, В25 дан кам бўлмаслиги керак.

Устунларнинг бўйлама арматуралари диаметри 12—40 мм бўлган А-III ва А_г- IIIС синфли пўлатдан ишланади.



7.1-расм.

Номарказий сиқилиш.

Кўндаланг арматура учун асосан А-II, А-I синфли пўлат стерженлар ҳамда В-I синфли сим ишлатилади.

Арматуралар ясси ёки фазовий каркас кўринишида бириктирилади. Кесим юзасида арматура миқдори 3% дан ортмаслиги ва 0,05–0,025 % дан кам бўлмаслиги лозим. Бу ерда 0,05% сиқилувчи, 0,025 % эса чўзилувчи элементлар учун.

Кўндаланг кесими 40×40 см бўлган устунларга 4 та бўйлама арматура етарли. Ишчи арматуралар ораси 40 см дан ортса, орасига қўшимча стержень қўйилиши зарур.

Устунларнинг кесим ўлчами 500 мм гача бўлса, 50 мм га каррали, агар ундан юқори бўлса, 100мм га каррали ўлчамларга эга бўлиши керак.

Кўндаланг арматуралар конструктив қўйилади. Улар орасидаги масофа S пайвандланган каркасларда $20d$, тўқима каркасларда $15d$ олинади. Ҳар иккала ҳолда ҳам хомутлар орасидаги масофа 50 см дан ошмаслиги керак. Кўндаланг стерженларнинг ҳимоя қатлами 1,5 см дан кам бўлмаслиги лозим. Устунлар симметрик равишда арматураланади.

7.2. Тасодифий елкали элементларни ҳисоблаш

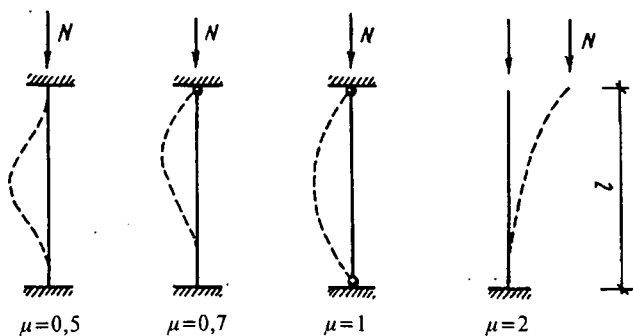
Сиқилувчи элементларни ҳисоблашдан олдин унинг ҳисобий узунлиги аниқланади (7.2-расм). Элементнинг ҳисобий узунлиги унинг эгилувчанлиги λ га боғлиқ ва у қуйидаги формуладан топилади:

$$\lambda = \frac{l_0}{r}, \quad (7.1)$$

бу ерда r — кесимнинг инерция радиуси бўлиб, ўз навбатида қуйидаги формуладан топилади:

$$r = \sqrt{J/F} \quad (7.2)$$

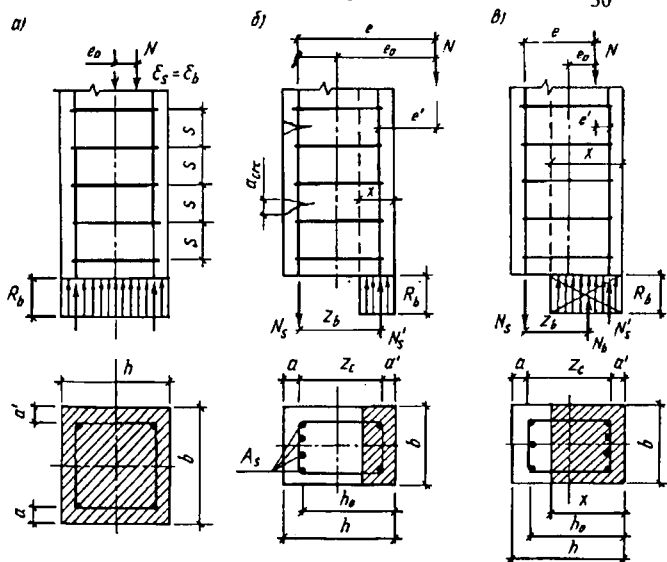
Эгилувчанликнинг пастки қиймати $l_0/r < 17$, юқори қиймати $l_0/r > 83$.



7.2-расм. Устуннинг ҳисобий узунлигини аниқлаш.

Элементнинг ҳисобий узунлиги l_0 учларини бириктирилиш шартларига боғлиқ ҳолда аниқланади $l_0 = \mu l$ (7.2-расм).

Нормаларга кўра тасодифий e_a елка $\frac{h}{30}$ ёки $\frac{1}{600}$ нисбатларнинг каттасига тенг қилиб олиниши керак. Агар тўғри тўртбурчакли кесимда $l_0 \leq 20h$ ва $e_0 = e_a \leq \frac{h}{30}$ бўлса,



7.3-расм. Сиқилувчи элементларнинг ҳисоблаш тарҳи:

а — тасодифий елка — e_0 ; б — $x \leq \xi_R$ бўлган ҳол учун; в — $x > \xi_R$ бўлган ҳол учун.

у ҳолда элементларни марказий сиқилишга ишлайди деб фараз қилиб, қуйидаги шарт бўйича ҳисобласа бўлади:

$$N = \eta \varphi [R_b A + R_{sc} (A_s + A'_s)]; \quad (7.3)$$

бу ерда N — бўйлама сиқувчи куч; $A = bh$ — элементнинг кўндаланг кесими юзаси; η — иш шароити коэффициенти; агар $h \geq 30$ см бўлса, $\eta = 1$; агар $h < 30$ см бўлса, $\eta = 0,8$
 φ — бўйлама эгилиш коэффициенти бўлиб, қуйидаги формуладан топилади:

$$\varphi = \varphi_b + \frac{2(\varphi_r - \varphi_b) R_{sc} (A_s + A'_s)}{R_b A} \leq \varphi_r \quad (7.4)$$

Формуладаги φ_b ва φ_r коэффициентлар сиқувчи куч ҳамда элементнинг бўйлама ва кўндаланг ўлчамларига боғлиқ бўлган миқдорлар бўлиб, уларнинг қийматлари 7.1-жадвалдан топилади. R_{sc} — арматуранинг сиқилишдаги ҳисобий қаршилиги, агар $\gamma_{b_1} \geq 1$ бўлса, $R_{sc} = 400$ МПа, агар $\gamma_{b_1} < 1$ бўлса, $R_{sc} = 500$ МПа.

7.1-жадвал

φ_b ва φ_r коэффициентларини аниқлашга доир
 φ_b коэффициенти

N_e/N	l_0/h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,86	0,83	0,80
0,5	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,81	0,78	0,65
1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,81	0,74	0,63	0,55

φ_r коэффициенти

А. Четки қаторда жойлашган оралиқ стерженлар юзаси қаралаётган юзага параллел бўлган ҳолда ва $\frac{1}{3}(A_s + A'_s)$ дан кам бўлганда

0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,87	0,84	0,81
0,5	0,92	0,92	0,91	0,9	0,87	0,84	0,80	0,75
1,0	0,92	0,91	0,9	0,88	0,86	0,82	0,77	0,70

Б. Четки қаторда жойлашган оралиқ стерженлар юзаси қаралаётган юзага параллел бўлган ҳолда ва $\frac{1}{3}(A_s + A'_s)$ дан кам бўлмаганда

0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,84	0,80	0,75
0,5	0,92	0,91	0,9	0,87	0,83	0,79	0,72	0,65
1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,80	0,74	0,66	0,58

Тасодикий елкали сиқилувчи элементнинг юк кўтариш қобилияти (7.3) формула бўйича текширилади (7.3-рasm, а).

Агар элементнинг кўндаланг кесим ўлчамлари маълум бўлса, (7.3) формуладан арматуранинг юзини аниқласа бўлади:

$$A_s + A'_s = \frac{N}{\eta \phi R_{sc}} - \frac{AR_b}{R_{sc}}. \quad (7.5)$$

Бу ерда ϕ коэффиценти кетма-кет яқинлашув усулидан фойдаланиб аниқланади.

Элементнинг кўндаланг кесим ўлчамлари ва арматура юзасини дастлабки аниқлашда қуйидаги тенгликлар қабул қилинади (7.4-рasm):

$$\begin{aligned} \phi &= \eta = 1 \\ A_s + A'_s &= \mu A = 0,01A \end{aligned}$$

Кесим юза A (7.3)дан топилади:

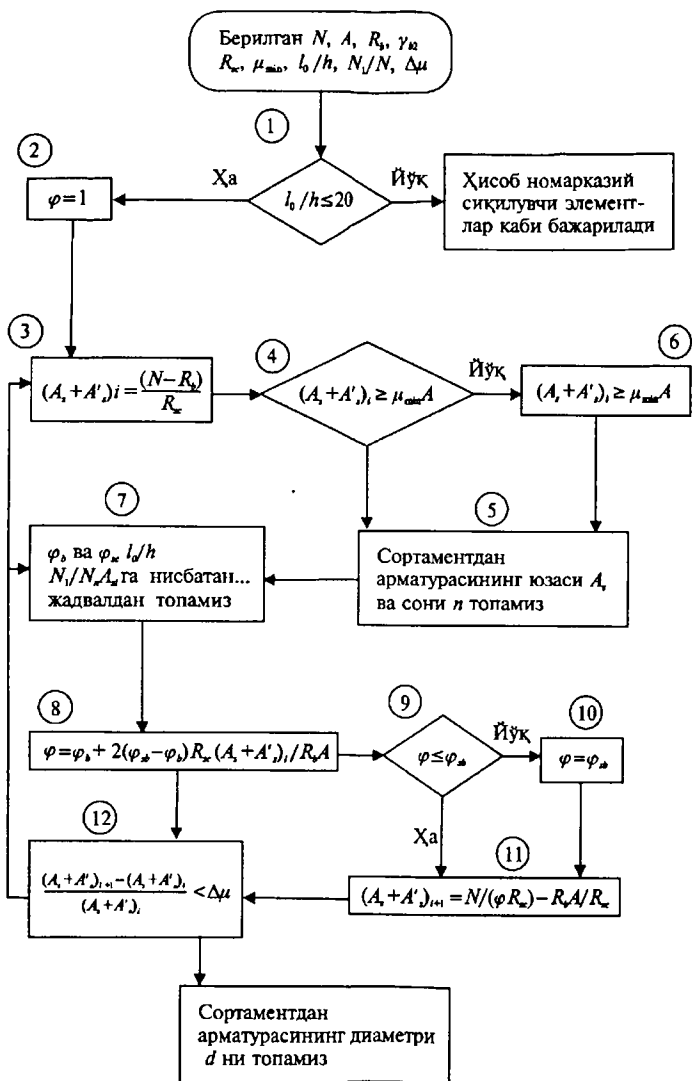
$$A = \frac{N}{\eta \phi (R_b + \mu R_{sc})}. \quad (7.6)$$

Агар $\mu = 1 \dots 2 \%$ ни ташкил этса, кесим тўғри танланган бўлади. Арматуралаш фоизининг миқдори $\mu_{min} = 0,05\% < \mu < \mu_{max} = 3\%$ оралиғида бўлади.

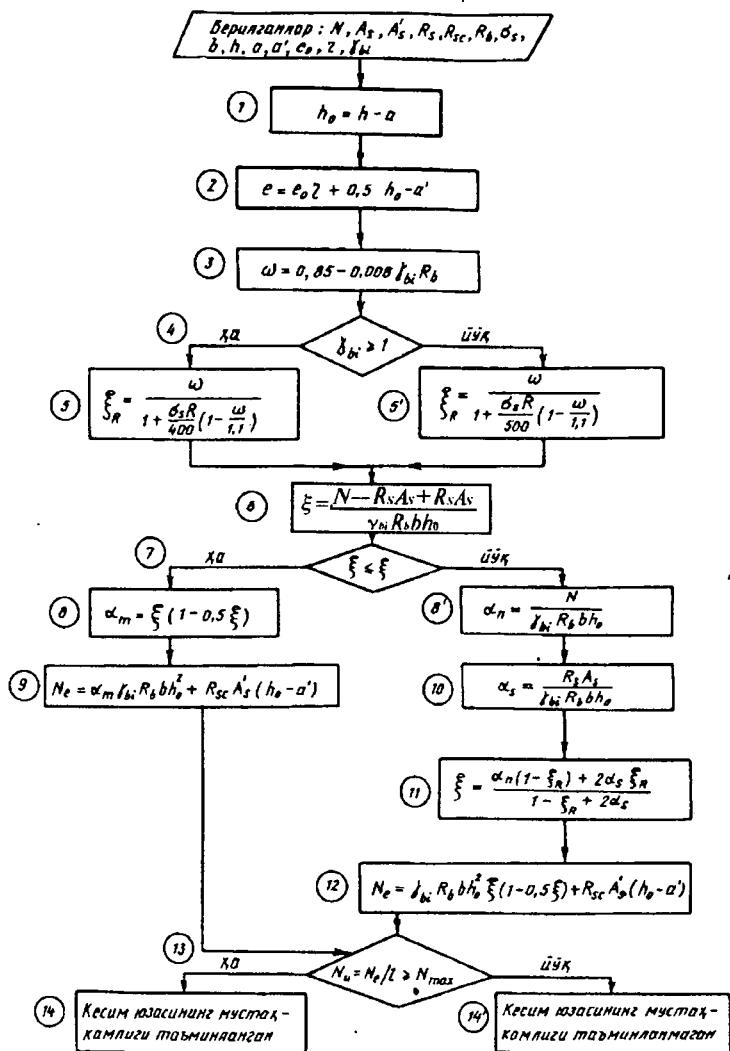
7.3. Кўндаланг кесими тўғри тўртбурчак бўлган элементларнинг номарказий сиқилиши

Тажрибаларнинг кўрсатишича, сиқилувчи темирбетон элементларнинг бузилиши бўйлама кучнинг елкасига ҳамда унинг арматураланиш даражасига боғлиқ.

Элементга таъсир этувчи бўйлама кучнинг елкаси катта бўлиб, элементнинг чўзилиш зонасидаги арматура заиф бўлса, унинг емирилиши чўзилган қиррасидан бошлана-



7.4-расм. Тасодикий елкали кесим юзаси тўғри тўртбурчак шаклида бўлган сиқилувчи элементлардаги арматура юзасини аниқлаш.



7.5-расм. Носимметрик арматураланган номарказий сиқилувчи элементларни мустаҳкамликка ҳисоблаш.

ди. Чўзилувчи арматура оқиш чегарасига етганда, элементнинг сиқилиш зонасидаги бетон ва арматура ҳам ишдан чиқади.

Номарказий сиқилувчи элементларда ҳам, эгиловчи элементларга ўхшаб, қуйидаги икки ҳол учраши мумкин;

I елка катта қийматга эга бўлган ҳол.

Бу ҳолда чўзилувчи арматура оқиш даражасига етганда сиқилиш зонасидаги бетон ва арматуранинг кучланишлари ҳам чегаравий ҳолат даражасига (R_b ва R_{sc}) етса, кесимда бузилиш содир бўлади. Бу ҳол $\xi < \xi_R$ бўлган шартга мос келади. Ҳисоб жараёнида бетоннинг сиқилиш зонасидаги кучланишлар эпюраси тўғри тўртбурчак деб қаралади (7.3-расм, б).

II елка кичик қийматга эга бўлган ҳол.

Бунда аввал $\xi > \xi_R$ бўлади. Кучдан энг узоқда жойлашган арматура ё сиқилган ёки бир оз чўзилган ҳолатда бўлади. Кесимнинг сиқилиш зонасидаги бетон ва сиқилган арматуранинг кучланишлари чегаравий қийматларга (R_b ва R_{sc}) тенглашади. Елка e_0 , M ва N эпюраларидан аниқланади (7.3-расм, в).

Тўғри тўртбурчакли кесим учун қуйидагиларни ёза оламиз:

$$A_b = bx; \quad N_b = R_b bx; \quad Z_b = h_0 - 0,5x.$$

Тўғри тўртбурчак кесимли номарказий сиқилаётган мустаҳкамлик шарти қуйидаги кўринишга эга:

$$\begin{aligned} N_e &\leq N_b Z_b + N_s Z_s; \\ N_e &\leq R_b bx(h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s(h_0 - a') \end{aligned} \quad (7.7)$$

Сиқилиш зонасининг баландлиги қуйидаги тенгликлардан аниқланади:

$$\text{а) } \xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R \text{ бўлганда } N = R_b bx + R_{sc} A'_s = R_s A_s, \quad (7.8)$$

$$\text{б) } \xi = \frac{x}{h_0} > \xi_R \text{ бўлганда } N = R_b bx + R_{sc} A'_s - s_s A_s \quad (7.9)$$

Бу ерда σ_s арматура материалига боғлиқ миқдор бўлиб, қуйидаги формуладан топилади:

$$\sigma_s = R_s \frac{2\left(1 - \frac{x}{h_0}\right)}{(1 - \xi_R) - 1}. \quad (7.10)$$

Бу ерда ξ_R — сиқилиш зонаси нисбий баландлигининг чегаравий қиймати бўлиб, унинг бу қийматида арматурадаги чўзилиш кучланиши ўзининг чегаравий қийматига эришади, яъни R_s га тенглашади.

Элементнинг мустаҳкамлигини текширишда (7.8) формуладан сиқилиш зонасининг баландлиги аниқланади:

$$x = \frac{N - R_{sc}A'_s + R_sA_s}{R_b b}, \quad (7.11)$$

Агар $x \leq \xi_R h_0$ шарт бажарилса, элементнинг мустаҳкамлиги (7.8) формула ёрдамида текширилади. Бордию шарт бажарилмаса, x ни (7.9) формуладан аниқлаб, элемент мустаҳкамлигини (7.7) формула ёрдамида текширишга тўғри келади (7.5-расм).

Арматуранинг юзасини аниқлаш. Арматура юзаларини (A_s ва A'_s) аниқлаш учун (7.7) ва (7.8) формулаларни қайта ўзгартирамиз.

$$\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R \text{ бўлган ҳолни кўриб ўтайлик.}$$

(7.7) формуладан қуйидаги ифода келиб чиқади:

$$A'_s = \frac{Ne - R_b b x (h_0 - 0,5x)}{R_{sc} (h_0 - a')} = \frac{Ne - R_b b h_0^2 \alpha_m}{R_{sc} z_s}. \quad (7.12)$$

Келиб чиқиш йўли: $x = \xi_R h_0$,

$$x(h_0 - 0,5x) = \xi_R h_0 (h_0 - 0,5\xi_R h_0) = h_0^2 \xi_R (1 - 0,5\xi_R) = h_0^2 \alpha_m.$$

(7.8) дан қуйидаги формула ҳосил бўлади :

$$A_s = \frac{R_b b h_0 \xi_R - N}{R_s} + \frac{R_{sc} A'_s}{R_s}. \quad (7.13)$$

Агар A'_s ни конструктив қабул қилсак, у ҳолда α_m қуйидаги тартибда аниқланади; (7.7) формуладан

$$\begin{aligned} x(h_0 - 0,5x) &= \frac{Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b b} = \alpha_m h_0^2; \\ \alpha_m &= \frac{Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b b h_0^2}. \end{aligned} \quad (7.14)$$

Бунга асосан 4.1- жадвалдан ξ аниқланади. (7.8) формулада $x = \xi h_0$ деб олсак, изланаётган юза қуйидаги ифодадан топилади:

$$A_s = \frac{R_b b h_0 \xi - N}{R_s} + \frac{R_{sc} A'_s}{R_s}. \quad (7.15)$$

Амалда аксарият ҳолларда кесимлар симметрик равишда арматураланади. Бунда $A_s = A'_s$, $R_{sc} = R_s$, $R_{sc} A'_s = R_s A_s$ бўлади. У ҳолда (7.8) формуладан $X = N / R_b b$ келиб чиқади. Буларга кўра (7.7) формулани қуйидаги кўринишда ёза оламиз:

$$A_s = A'_s = \frac{N \left(e - h_0 + \frac{N}{2 R_b b} \right)}{R_{sc} (h_0 - a')}. \quad (7.16)$$

Энди $\xi = \frac{x}{h_0} > \xi_R$ бўлган ҳолни кўрамиз. Бу ҳолда арматура юзаси қуйидаги тартибда ҳисобланади;

1. Ҳисобга доир қийматлар (R_b ; R_s ; R_{sc} ; E_s ; E_b) ёзиб олинади.

2. Арматуралаш коэффиценти $\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh}$. $\mu = (0,0005 \div 0,030)$ оралиғида қабул қилинади, N_{cr} ҳисобланади. Агар $N > N_{cr}$ чиқса, элементнинг кўндаланг кесим юзи ўлчамлари катталаштирилади.

3. A_s / A'_s нисбатга қийматлар бериб, x ва $\xi = \frac{x}{h_0}$ аниқланади, кейин (7.12) ва (7.15) формулалардан фойдаланиб, арматура юзаси A_s ва A'_s топилади.

4. Арматура юзасининг топилган қийматлари асосида арматуралаш коэффиценти қайта ҳисобланади. Агар коэффицентнинг бу қиймати, қабул қилинган қийматидан $\mu = 0,0005$ дан камроқ фарқ қилса, шу юзани қолдириш мумкин. Фарқ катта чиқса, ҳисоб қайтадан бажарилади.

Элемент эгилишини ҳисобга олиш

Эгилувчан элементларга номарказий қўйилган кучлар бўйлама куч N нинг бошланғич елкаси e_0 ни катталаштиradi (7.6-расм). Шу сабабдан сиқилувчи темирбетон элементларни ҳисоблашда бетоннинг ноэластик деформациясини ва чўзилиш зонасидаги ёриқларни эътиборга олувчи тарҳдан фойдаланилади. Конструкция деформацияланмаган тарҳ бўйича ҳисобланса, у ҳолда эгилишнинг елка e_0 га бўлган таъсири η коэффиценти орқали эътиборга олинади. (7.9) — (7.11) формулалар таркибига кирган, бўйлама

куч N ва A_s арматуранинг оғирлик марказигача бўлган масофа қуйидаги формуладан аниқланади:

$$e = (e_0 + e_a) \eta + e_c; \quad (7.17)$$

бу ерда e_0 — бўйлама куч N елкаси; e_c — элемент ўқидан A_s арматурадаги зўриқшнинг тенг таъсир этувчисигача бўлган масофа (7.3-рasm; б);

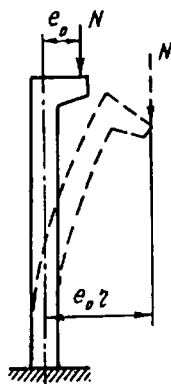
e_a — тасодикий елка (7.2 га қар.). η коэффицентнинг қиймати (7.20) формуладан топилади. Формуладаги N_{cr} марказий сиқилишдаги критик куч бўлиб, бунда элементнинг биқирлиги елкаси $(e_0 + e_a) \eta$ бўлган номарказий сиқилаётган элементнинг биқирлигига тенг деб ҳисобланади. Бетон элемент учун

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b J}{\varphi_l l_0^2} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right).$$

Темирбетон элемент учун критик куч N_{cr} нинг қиймати

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b}{l_0^2} \left[\frac{J}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e - \varphi_p} + 0,1 \right) + \alpha J_s \right] \quad (7.19)$$

бўлади. Бу ерда J, J_s — бетон ва арматура кесимининг инерция моментлари; $\varphi_l > 1$ — чегаравий ҳолатда узоқ муддатли юкни элемент биқирлигига бўлган таъсирини ҳисобга олувчи коэффицент бўлиб, қиймати $\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_e}{M}$ формуладан аниқланади; β — коэффицент, оғир бетон учун $\beta = 1$; M_e ва M — кесим юзасининг кам кучланишли қисмига нисбатан узоқ муддатли ва тўлиқ юкдан ҳосил бўлган момент; $\delta_e = l_0/h$, бироқ бунинг қиймати $\delta_{e, \min} = 0,5 - 0,01 l_0/h - 0,01 R_b$ формуладан топилган қийматдан кам бўлмаслиги керак; φ_p — олдиндан зўриқтирилган арматуранинг элемент биқирлигига бўлган таъсирини эътиборга оладиган коэффицент (олдиндан зўриқтириш бўлмаса $\varphi_p = 1$ бўлади); $\alpha = E_s/E_b$ — келтириш коэффиценти. Номарказий сиқилувчи бетон



7.6-рasm. Эгилувчан элементларда бўйлама куч елкасининг ортиши.

элементда ҳосил бўладиган бўйлама эгилиш η коэффициенти орқали ифодаланади:

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}}. \quad (7.20)$$

Устунни мустаҳкамликка қандай ҳисоблашни кўриб чиқамиз.

6- м и с о л . Устунларни ҳисоблаш.

Олти қаватли синчли саноат биносининг биринчи қаватидаги устунни мустаҳкамликка текшириш. Бунинг учун кўндаланг кесими квадрат ($b_k \times h_k = 40 \times 40 \text{ см}$) бўлган устуннинг ҳисоби билан танишиб чиқамиз. Берилганлар: арма-

7.2-жадвал

1 м² юзага таъсир этувчи юклар

№	Юк номлари	Меъёрий юк, кН/м ²	Ишончлилик коэффициенти		Ҳисобий юк, кН/м ²
			юк бўйича, γ_f	вазифаси бўйича, γ_n	
1	2	3	4	5	6
I.	Том юклари				
1.	Доимий юк:				
2.	Том (кровля) оғирлиги	1,00	1,3	0,95	1,23
2.	Ёпманинг хусусий оғирлиги	2,50	1,1	0,95	2,61
3.	Сарров (ригель)нинг хусусий оғирлиги	0,58	1,1	0,95	0,60
	$\frac{A_{пуз} \gamma}{l_2} = \frac{0,1875}{8} = 0,58$				
4.	Чордоқ ёпмаси юки	0,75	1,3	0,95	0,92
	Жами	4,83			5,36
II.	Муваққат юк:				
	Қор	0,7	1,4	1,0	0,98
	Ҳаммаси	5,53			6,34
III.	Ораёпма юклари				
	Доимий юк				
1.	Пол оғирлиги	0,72	1,2	0,95	0,82
2.	Ёпма панель оғирлиги	2,5	1,1	0,95	2,61
3.	Сарров оғирлиги	0,57	1,1	0,95	0,59
	Жами	3,79			4,02
IV.	Муваққат юк шу жумладан:	5	1,2	0,95	5,7
	узоқ муддатли юк	4	1,2	0,95	4,56
	қисқа муддатли юк	1	1,2	0,95	1,14
	Ҳаммаси	8,79			9,72
V.	Доимий юк				
	Устуннинг хусусий оғирлиги $g = b_k h_k \gamma_b = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 25 = 16$	16	1,1	0,95	16,7

тура синфи А-III, бетон синфи В 25. Қаватнинг баландлиги $H_{эТ}=4,0$ м.

Устунга тушадиган юкларни ҳисоблаш

Устуннинг юк майдони $A=l_1 \times l_2 = 6 \times 8 = 48 \text{ м}^2$. 1 м^2 юзага таъсир этадиган юк 7.2-жадвалда ҳисобланган.

Устунга йиғиқ юк сифатида қўйиладиган юклар;

— узоқ муддатли $N_{\text{дл}}^{\text{пок}} = g_{\text{дл}}^{\text{пок}} \cdot A = 5,36 \cdot 48 = 257,2 \text{ кН}$

— қисқа муддатли $N_{\text{кр}}^{\text{пок}} = g_{\text{кр}}^{\text{пок}} \cdot A = 0,98 \cdot 48 = 47,0 \text{ кН}$ ораёпмадан

— узоқ муддатли $N_{\text{дл}}^{\text{перк}} = g_{\text{дл}}^{\text{перк}} \cdot A = (4,02 + 4,56) \cdot 48 = 411,8 \text{ кН}$

— қисқа муддатли $N_{\text{кр}}^{\text{перк}} = g_{\text{кр}}^{\text{перк}} \cdot A = 1,14 \cdot 48 = 54,7 \text{ кН}$ устундан;

— узоқ муддатли $N_{\text{дл}}^{\kappa} = 16,7 \text{ кН}$

Биринчи қават устунига бериладиган йиғинди куч:

$$N_{\text{дл}} = N_{\text{дл}}^{\text{пок}} + (n-1)N_{\text{дл}}^{\text{перк}} + nN_{\text{кр}}^{\kappa} = 257,2 + 5 \cdot 411,8 + 6 \cdot 16,7 = 2416,4 \text{ кН},$$

$$N_{\text{кр}} = N_{\text{кр}}^{\text{пок}} + (n-1)N_{\text{кр}}^{\text{перк}} = 47 + 5 \cdot 54,7 = 320,5 \text{ кН},$$

$$N = N_{\text{дл}} + N_{\text{кр}} = 2416,4 + 320,5 = 2736,9 \text{ кН},$$

бу ерда n — қаватлар сони.

Устуннинг ҳисобий узунлиги $l_0 = \mu H_{эТ} = 0,7 \cdot 4 = 2,8 \text{ м}$. Устун сиқилувчи элемент каби ҳисобланади. Бунда бўйлама куч N нинг қўйилишида тасодикий елка e_a мавжуд деб қаралади. Тасодикий елка сифатида қуйидагилардан энг каттаси танлаб олинади:

$$1) \frac{1}{600} l = \frac{400}{600} = 0,66 \text{ см}; \quad 2) \frac{1}{30} h_k = \frac{40}{30} = 1,33 \text{ см}; \quad 3) 1 \text{ см},$$

бу ерда $l = 4 \text{ м}$ — устун узунлиги;

$h_k = 40 \text{ см}$ — устун кесимининг ўлчами.

$e_a = 1,33 \text{ ни}$ қабул қиламиз.

$$R_b = 0,85 \cdot 14,5 = 12,32 \text{ МПа},$$

$$\frac{N_{\text{дл}}}{N} = \frac{2416,4}{2736,9} = 0,88; \quad \frac{l_0}{h} = \frac{280}{40} = 7.$$

7.1- жадвалдан $\varphi_b=0,91$; $\varphi_r=0,92$;

$\varphi=1$ деб қабул қилиб, арматуранинг дастлабки кесим юзасини (7.3.) формуладан аниқлаймиз:

$$A_s + A'_s = \frac{N}{\eta\varphi \cdot R_{sc}} - \frac{AR_b}{R_{sc}} = \frac{2736,9 \cdot 10^3}{1 \cdot 1 \cdot 365(100)} - \frac{40 \times 40 \cdot 12,32(100)}{365(100)} = 20,9 \text{ см}^2.$$

φ коэффицентни (7.4.) формуладан аниқлаймиз:

$$\varphi = \frac{0,91 + 2(0,92 - 0,91)365(100)20,9}{40 \times 40 \cdot 12,32} = \frac{0,91 + 15257}{19712} = 0,77.$$

φ коэффицентнинг ҳақиқий қийматини билгач, арматура кесим юзасини қайта аниқлаймиз:

$$A_s + A'_s = \frac{2736,9 \cdot 10^3}{1 \cdot 0,77 \cdot 365(100)} - \frac{40 \times 40 \cdot 12,32(100)}{365(100)} = 43,4 \text{ см}^2.$$

Умумий юзаси $A_s=48,26 \text{ см}^2 > 43,4 \text{ см}^2$ бўлган, диаметри 32 мм ли 6 та арматура қабул қиламиз (6-иловадан), яъни 6Ø32. $A_s=48,26 \text{ см}^2$.

Арматуралаш миқдори $\mu = \frac{A_s}{A} = \frac{43,4}{40 \times 40} = 0,027 < 0,030$ ни ташкил этади.

Кўндаланг стерженларни $S=20d=20 \cdot 32 = 640 \text{ мм} < S_{\max}=500 \text{ мм}$ қадам билан конструктив равишда жойлаймиз. Хомутлар қадами $S=40 \text{ см}$, диаметри $d_w=10 \text{ мм}$, арматура синфи А-1 деб олинади. Устунни арматуралаш тартиби 7.7-расмда берилган.

Устунни мустаҳкамлик шартига кўра текшираимиз

$$N < 1 \cdot 0,77[12,32(100)40 \cdot 40 + 365(100)48,26] = 2874171 \text{ Н} = 2874,1 \text{ кН} > 2736,9 \text{ кН}.$$

Мустаҳкамлик шарти бажарилди. Демак, устуннинг мустаҳкамлиги етарли даражада экан.

7.4. Чўзилувчи элементлар ҳисоби Умумий маълумотлар

Чўзилувчи темирбетон элементларни олдиндан зўриқтириш имконияти мавжуд бўлган ҳолларда улардан фойдаланилса, мақсадга мувофиқ бўлади.

Конструкция аввал чегаравий ҳолатларнинг биринчи гуруҳи бўйича мустаҳкамликка ҳисобланади. Сўнгра қабул қилинган бетон ва арматура чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи (ёриқ ҳосил бўлиши, ёриқнинг очилиши, деформациялар) бўйича текширилади.

Темирбетон элементларининг кўндаланг кесимларини ҳисоблашда иқтисодий талаблар, бетон қолипларини бирхиллаштириш, арматурани жойлаштириш (ҳимоя қатламининг қалинлиги, стерженлар орасидаги масофа) каби ишлар ҳам эътиборга олинади керак.

Бўйлама арматуранинг кесим юзаси бетон кесимининг 0,05% дан кам бўлмаслиги керак. Пайванд каркас ва пайванд симтўрларда бўйлама ва кўндаланг арматуралар орасидаги нисбат 7.3-жадвал бўйича белгиланади.

Олдиндан зўриқтирилган темирбетон элементларда бетоннинг синфи арматура синфи, диаметри ва анкерли бирикманинг бор-йўқлигига боғлиқ ҳолда 7.4-жадвал асосида белгиланади.

Бетон ва арматуранинг ҳисобий қаршиликлари ва эластиклик модуллари қурилиш меъёрлари ва қоидалари СНиП 2.03.01-84[11] дан танлаб олинади. Темирбетон конструкцияларнинг тарангланмайдиган арматураси сифатида А-III синфли пўлат стержень, Вр-I синфли оддий симлардан фойдаланиш тавсия этилади. Кўндаланг арматура сифатида, айрим ҳолларда (газ, суюқлик ва сочиловчан жисм босими остида бўлган конструкцияларда) бўйлама арматура сифатида ҳам А-II ва А-I синфли пўлат стерженлар қўлланилади. Темирбетон чўзилувчи элементларнинг тарангланган арматуралари сифатида, агар элемент узунлиги 12 м дан ортмаса — Ат-V ва Ат-VI синфли мустаҳкам пўлат стерженлар, агар 12 м дан ортиқ бўлса, В-II, Вр-II синфли ўта мустаҳкам симлар ва К-7 ҳамда К-19 синфли сим арқонлар ишлатилади. Булардан ташқари А-V ва А-VI синфли арматуралардан фойдаланса ҳам бўлади.

7.4.1. Марказий чўзилувчи элементларни мустаҳкамликка ҳисоблаш. *Марказий чўзилувчи элементлар* деб, бўйлама чўзувчи куч билан кесимдаги арматуралар чўзувчи зўриқишларининг тенг таъсир этувчиси устма-уст тушган темирбетон элементларига айтилади. Марказий чўзилувчи

**Пайвандлашда бўйлама ва кўндаланг арматуралар
орасидаги нисбат**

Бир йўналишдаги стерженнинг диа- метри, мм	3-6	8-12	14-16	18-20	22	25-32	40
Бошқа йўналиш- даги стерженнинг рухсат этилган энг кичик диа- метри, мм	3	3	4	5	6	8	10
Бир йўналишдаги стержень ўқлари орасидаги энг ки- чик масофа, мм	50	75	75	100	100	150	200

элементлар кесимнинг периметри бўйлаб симметрик ра-
вишда ёки тўлиқ кесим бўйича арматураланади.

Марказий чўзилувчи темирбетон элементларнинг ар-
матураси олдиндан тарангланмаса, элементда нисбатан
кичик юklar таъсирида (арматурадаги кучланиш $\sigma_s = 20 \div 30$
МПа бўлганда) ҳам бетонда ёриқлар пайдо бўлади. Шу

**Олдиндан зўриқтирилган темирбетон элементида бетон
синфига арматура синфининг мослиги**

Тарангланган арматуранинг тури ва синфи	Бетон синфи, энг ками
1. Сим арматура:	B 20
B-II (анкерли)	B 20
Bp-II (анкерсиз), диаметри 5 мм гача 6 мм ва ундан ортиқ	B 30
K-7 ва K-19	B 30
2. Стерженли арматура (анкерсиз)	
Диаметри 10-18 мм бўлса,	
A-IV	B 15
A-V	B 20
A-VI	B 30
Диаметри 20 мм ва ундан ортиқ бўлса,	
A-IV	B 20
A-V	B 25
A-VI	B 30

сабабдан марказий чўзилишга ишлайдиган элементларнинг ёрилишга бўлган бардошлилигини ошириш мақсадида, улардаги ишчи арматуралар олдиндан зўриқтирилади.

Бундай элементларнинг мустаҳкамлиги қуйидаги тартибда текширилади. Статик ҳисобдан бўйлама куч N нинг қиймати аниқланади:

$$N < R_s A_{s, tot} = \gamma_{s6} R_{sp} \Sigma A_{sp} + R_s \Sigma A_s \quad (7.21)$$

бу ерда γ_{s6} — арматуранинг иш шароити коэффиценти;
 $A_{s, tot}$ — бўйлама арматураларнинг йиғинди юзаси;
 ΣA_{sp} — тарангланган арматураларнинг йиғинди юзаси;
 ΣA_s — оддий арматураларнинг йиғинди юзаси.

Мустаҳкамликни таъминлаш учун талаб этилган бўйлама арматуранинг умумий юзаси қуйидаги формуладан топилади:

$$A_{s, tot} = N / R_y \gamma_{s6}. \quad (7.22)$$

Умумий ҳолда марказий чўзилувчи элементлар ҳам зўриқтирилган, ҳам зўриқтирилмаган стерженлар билан арматураланганлиги учун (7.8- расм, а га қар.), аввал зўриқтирилмаган арматуранинг юзаси (A_s) ни аниқлаб (ёки қабул қилиб) олинади. Сўнгра ўта мустаҳкам зўриқтирилган арматуранинг юзаси аниқланади:

$$A_{s, tot} = N - R_s A_{s, tot} / R_{sp} \gamma_{s6} \quad (7.23)$$

Бу ерда γ_{s6} — ўта мустаҳкам арматуранинг иш шароити коэффиценти.

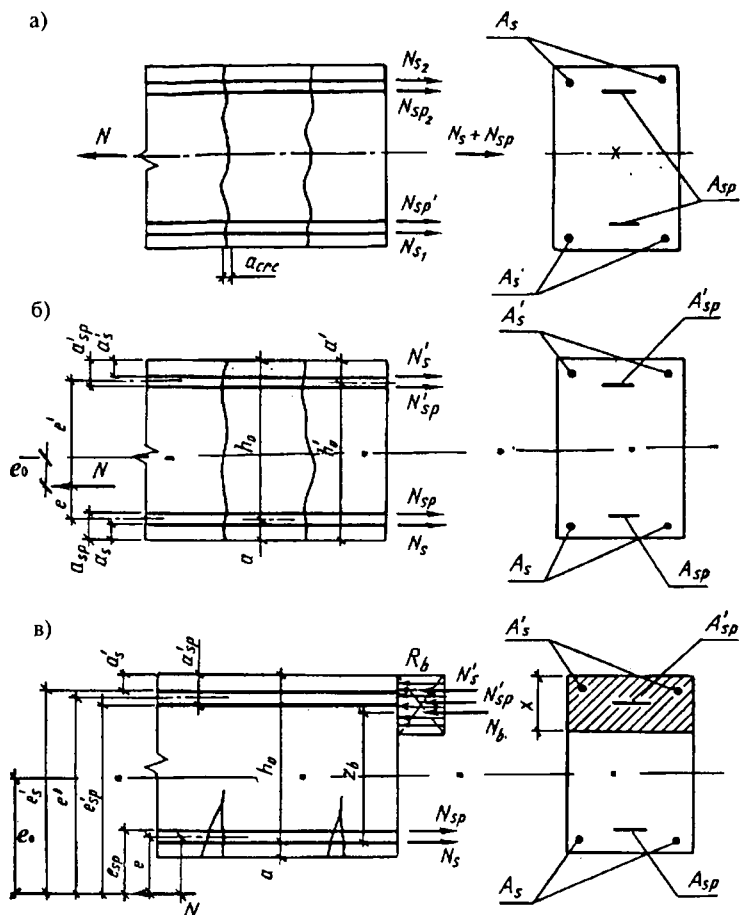
Аниқланган умумий юзага қараб 6-иловадан ёки [1] даги сортаментдан стерженлар сонини белгилаймиз.

Бунда амалдаги юза (тежамкорлик нуқтаи назаридан) ҳисобий юзадан 3% дан ортиб кетмаслиги керак.

7.4.2. Номарказий чўзилувчи элементлар. Номарказий чўзилувчи элементларда қуйидаги икки ҳол учраши мумкин:

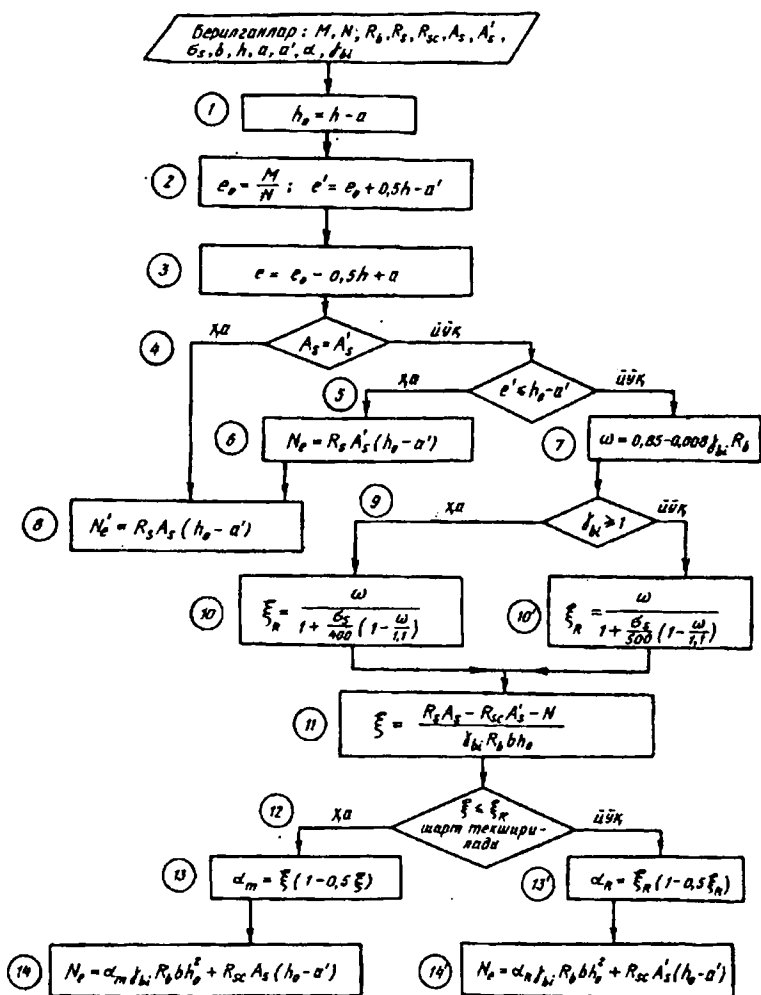
а) бўйлама чўзувчи куч A_s ва A'_s арматуралари тенг таъсир этувчи зўриқишларининг орасида ётади, 1-ҳол (7.8-расм, б);

б) бўйлама чўзувчи куч A_s ва A'_s арматуралари тенг таъсир этувчисининг ташқарисидан ўтади, 2-ҳол (7.8-расм, в).



7.8-расм. Чўзилувчи элементларда кучларнинг жойлашиши тарҳи:
 а — марказий чўзилувчи элемент; б, в — номарказий чўзилувчи
 элементлар.

Бу икки ҳолнинг биринчисида элемент номарказий сиқи-
 лувчи элементлар сингари ҳисобланади. Бунда фақат бўйла-
 ма кучнинг ишораси тескарисига ўзгартирилади. Иккин-
 чи ҳолда чўзувчи кучнинг таъсир чизиғи билан энг кўп
 чўзилган арматура A_s гача бўлган масофа $e = e_0 - 0,5h - a$
 га, энг кам чўзилган арматура A'_s гача бўлган масофа эса
 $e' = 0,5h - a' + e_0$ га тенг. Бу ерда $e_0 = M/N$, M — эгувчи мо-
 мент, $H \cdot m$; N — бўйлама чўзувчи куч, H .



7.9-расм. Номарказий чўзилувчи элементлар кесим юзасини мустаҳкамликка ҳисоблаш.

Кичик елкали биринчи ҳол учун мустаҳкамлик шарти куйидаги кўринишга эга:

$$N_e \leq (\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s)(h_0 - \alpha) \quad (7.24)$$

$$N_e \leq (\gamma_{s6} R_s \cdot A'_{sp} + R_s A'_s)(h_0 - \alpha') \quad (7.25)$$

Катта елкали 2-ҳол учун мустаҳкамлик шартни қуйидагича ёзилади:

$$N_e \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_{sp}) \quad (7.26)$$

Бу ерда σ_{sc} — олдиндан зўриқтирилган сиқилувчи арматурадаги кучланиш (3.20) формуладан топилади; R_{sc} — сиқилувчи арматуранинг ҳисобий қаршилиги.

Шундай қилиб, елка катта бўлганда кучдан энг узоқда жойлашган кесим сиқилади, сиқилишга ишлайдиган бетон ҳисобда инобатга олинади (7.9-расм). Чўзилиш зонасидаги бетоннинг иши ҳисобда инобатга олинмайди. Сиқилган бетоннинг кучланишлар эпюраси тўғри тўртбurchак шакли, унинг қаршилиги эса R_b деб олинади.

8 - б о б

ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРИНИ ЧЕГАРАВИЙ ҲОЛАТЛАРНИНГ ИККИНЧИ ГУРУҲИ БЎЙИЧА ҲИСОБЛАШ

Умумий маълумотлар

Темирбетон конструкцияларини лойиҳалаганда уларнинг мустаҳкамлиги ва устуворлигини таъминлаш билан бирга, уларнинг бикирлиги ва ёрилишбардошлигига ҳам эътибор берилади.

Биринчи босқичда ёрилишга қаршилик кўрсатиш, иккинчи босқичда ёриқнинг кенгайишига қаршилик кўрсатиш — элементнинг *ёрилишбардошлиги* (трещиностойкость) деб аталади. Элементларнинг ёрилишбардошлиги ва эгилишини аниқлаш — чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳига киради.

Темирбетон конструкцияларида ёрилишбардошлик уч тоифага бўлинади.

I тоифа. Ёриқ пайдо бўлиши рухсат этилмайди.

Бундай конструкцияларга суюқлик ва газ босими остида ҳамда ер остида ишлайдиган қувурлар киради. Булар олдиндан зўриқтириб тайёрланади.

II тоифа. Муваққат юklar таъсиридан дарз кетиши ва ёриқларнинг очилиши рухсат этилади. Лекин муваққат юklarнинг таъсири йўқолганда ёриқлар ёпилиши шарт.

Бундай конструкция турларига хом ашё (буғдой, цемент ва ҳоказо) сақланидиган омборлар, краности тўсинлари, кўприк қурилмалари, электр энергиясини узатиш учун қўлланиладиган таянчлар киради. Бундай конструкциялар ҳам олдиндан зўриқтириб тайёрланади. Бунда ёриқларнинг кенглиги $a_{cr} \leq 0,2$ мм гача рухсат этилади.

III тоифа. Муваққат, давомли муваққат ва доимий юклар таъсирида ёриқларнинг очилишига рухсат этилади. Лекин ёриқларнинг очилиш кенглиги арматуранинг зангламаслик шартидан келиб чиқади.

Бундай конструкцияларда доимий юклар таъсиридан ёриқларнинг очилиш кенглиги $a_{cr} \leq 0,3$ мм гача, муваққат юклар таъсирида эса $a_{cr} \leq 0,4$ мм гача рухсат этилади.

Конструкцияларда ёрилишбардошлиги бўйича ҳисоблашда уларнинг тоифалари ҳисобга олинади.

I ва II тоифа конструкцияларни ёрилишбардошлик бўйича ҳисоблашда юкларнинг ҳисобий қиймати олинади. Бунда юк бўйича ишончлилик коэффициенти $\gamma_f > 1$.

III тоифадаги конструкциялар учун эса $\gamma_f = 1$ деб қабул қилинади.

Темирбетон конструкцияларида ёрилишлар юк таъсирида ёки ҳароратнинг ўзгариши ва бетоннинг киришиши натижасида ҳосил бўлиши мумкин. Ёриқлар элементнинг биқирлиги ва узоққа чидамлилигини камайтиради.

Элементларни ёрилишга ҳисоблаганда ташқи кучлардан ташқари, олдиндан зўриқтирилган кучлар ҳам эътиборга олинади. Бунда нормал ва қия ёрилишлар алоҳида кўриб ўтилади.

Чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи (ёриқларнинг ҳосил бўлиши ва кенгайиши) бўйича бажариладиган ҳисобларни қуйидаги тартибда амалга ошириш тавсия этилади.

Статик ҳисобдан бўйлама чўзувчи куч N_{ser} ёки $N_{e,ser}$ аниқланади. Ёрилишбардошлик бўйича конструкциянинг тоифаси белгиланади (8-илова).

Бетоннинг узатиш мустаҳкамлиги R_{bp} [11] га кўра 11 МПа дан, А-VI синфли стерженли арматурада, К-7 ва К-19 синфли сим арқонларда, шунингдек каллакисиз арматура симларида 15,5 МПа дан кам бўлмаслиги керак. Бундан ташқари узатиш мустаҳкамлиги бетон синфининг 50 фоизидан кўпроқ бўлиши лозим.

Арматурани таранглаш учун механик ёки электротермик усуллардан бири қўлланилади. Бунинг учун олдиндан уйғотилган кучланишнинг рухсат этилган оғиш миқдори p топилади. Арматурада олдиндан уйғотиладиган кучланишнинг максимал қиймати қуйидагича аниқланади:

$$\sigma_{sp} = R_{s,ser} - p \quad (8.1)$$

Арматура механик усулда тарангланганда

$$p = 0,05 \sigma_{sp} \text{ МПа}, \quad (8.2)$$

электротермик ва электротермомеханик усулда тарангланганда (3.2) формуладан топилади.

Арматурани таранглаш аниқлиги коэффициенти γ_{sp} қуйидаги формуладан аниқланади: $\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}$. Агар олдиндан зўриқтириш элементга яхши таъсир этса — ишора мусбат, салбий таъсир этса — ишора манфий олинади. Арматура механик усулда тарангланса $\Delta\gamma_{sp} = 0$ бўлади.

Бетонни сиқишдан олдин арматурадаги кучланишларнинг йўқолиши ҳисобланади (таянчларга тираб чўзилса $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4, \sigma_5$; бетонга тираб чўзилса $\sigma_3, \sigma_4, \sigma_7$. Арматурани таранглаш аниқлиги коэффициентини $\gamma_{sp} = 1$ деб олиб, бетонни сиқишдаги зўриқиш аниқланади; $P'_0 = P_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_1)$. Бу ерда σ_1 — бетонни сиқишдан олдин арматурадан йўқотилган кучланишлар йиғиндиси (бу ерда бетоннинг тезкор тоб ташлашидан йўқотилган кучланиши σ_6 ҳисобга қирмайди).

Бетонни дастлабки сиқиш босқичида рухсат этилган кучланиш топилади $\sigma_{bp}/R_{bp} = \varepsilon$. Чўзилувчи элемент бетоннинг талаб этилган минимал кесим юзаси аниқланади $A = P_0 / \varepsilon R_{bp}$. Бу юза [11] га кўра чокларни тўлдириш ва ҳимоя қатлами қолдириш ҳисобига бир оз катталаштирилиши мумкин. Элементнинг келтирилган кесим юзаси қуйидаги формуладан топилади:

$$A_{red} = A + \alpha_{sp} A_{sp} + \alpha_s A_s; \quad \text{бу ерда } \alpha_{sp} = E_{sp}/E_b; \quad \alpha_s = E_s/E_b,$$

Бетонни сиқувчи кучланиши $\sigma_{bpl} = R_0 / A_{red}$ бўлади.

Иссиқ ишлов бериладиган оғир бетонда ($K = 0,85$) тезкор тоб ташлаш натижасида йўқотиладиган кучланиш σ_6 (3.11 ва 3.12) нисбатларга боғлиқ ҳолда аниқланади.

Арматурадаги кучланишлар йўқолишини ҳисобга олганда бетонни сиқиш зўриқиши ($\gamma_{sp}=1$ бўлганда) қуйидагича аниқланади:

$$P_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_6) - A_s \sigma_6. \quad (8.3)$$

Оғир бетоннинг киришишидан йўқотилган кучланиш σ_8 8.1-жадвалдан топилади.

Бетондаги сиқилиш кучланиши арматурада тезкор тоб ташлаш натижасида кучланиш камайган ҳол учун аниқланади:

$$\sigma_{bp2} = P_1 / A_{red}$$

Иссиқ ишлов бериладиган оғир бетонга оид σ_{bp2} / R_{bp} нисбатнинг турли қийматлари учун арматурада тоб ташлаш натижасида рўй берадиган йўқотиш σ_9 (3.13) ва (3.14) формулалардан топилади.

Арматурадаги кучланишларнинг барча турдаги йўқотишлари эътиборга олинганда (арматурани таранглаш аниқлиги коэффиценти $\sigma_{sp} < 1$ бўлганда) бетонни сиқиш зўриқиши қуйидаги миқдорга тенг бўлади:

$$P_2 = A_{sp}(1 - \Delta\gamma_{sp})(\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_6 - \sigma_8 - \sigma_9) - A_s(\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9) \quad (8.4)$$

8.1. Бўйлама кучлар таъсиридаги элементлар

Ташқи чўзувчи кучлар элементда ўқ бўйлаб чўзилишни, олдиндан уйғотилган кучланишлар эса ўқ бўйлаб сиқилишни вужудга келтиради. Ферманинг остки тасмаси, арка тортқичлари, қувур ёки резервуарларнинг деворлари ва бошқалар бунга мисол бўла олади. Ана шундай элементлар учун ёрилишбардошлик шарти қуйидагича ифодаланади:

$$N \leq N_{crc}, \quad (8.5)$$

бу ерда N — ташқи юклардан ҳосил бўлган бўйлама куч; N_{crc} — ёриқлар ҳосил қилувчи ички бўйлама куч (зўриқиш).

Олдиндан зўриқтирилмаган темирбетон элементдаги зўриқиш N_{crc} дарз кетишдан илгари бетонда ҳосил бўладиган чегаравий куч ($R_{bt,ser} A$) дан ҳамда арматурадаги ички куч ($\sigma_s A_s$) дан ташкил топади. Бетон дарз кетишидан ил-

**Бетоннинг киришиши натижасида йўқотилган
кучланишлар миқдори**

Бетон синфи	Бетон табиий шароитда қотганда	Бетонга атмосфера босимида иссиқ ишлов берилганда
В 35 ва ундан кам	40	35
В 40	50	40
В 45 ва ундан кўп	60	50

гари арматурада вужудга келадиган кучланиш $\sigma_s = \varepsilon_{bt} E_s$.
Агар $\varepsilon_{bt} = R_{bt,ser} / E'_{bt} = 2R_{bt,ser} / E_{bt}$ эканлигини ҳисобга олсак,

$$N_{crc} = R_{bt,ser} A + 2\alpha R_{bt,ser} A_s \quad (8.6)$$

келиб чиқади. Агар элемент олдиндан уйғотилган бўйла-
ма куч билан сиқилса, у ҳолда ташқи кучларнинг бир
қисми ана шу сиқувчи кучни сўндиришга сарф бўлади,
яъни

$$N_{crc} = R_{bt,ser} (A + 2\alpha A_s) + P_2. \quad (8.7)$$

8.2. Эгилувчи элементларда нормал ёрилишлар ҳисоби

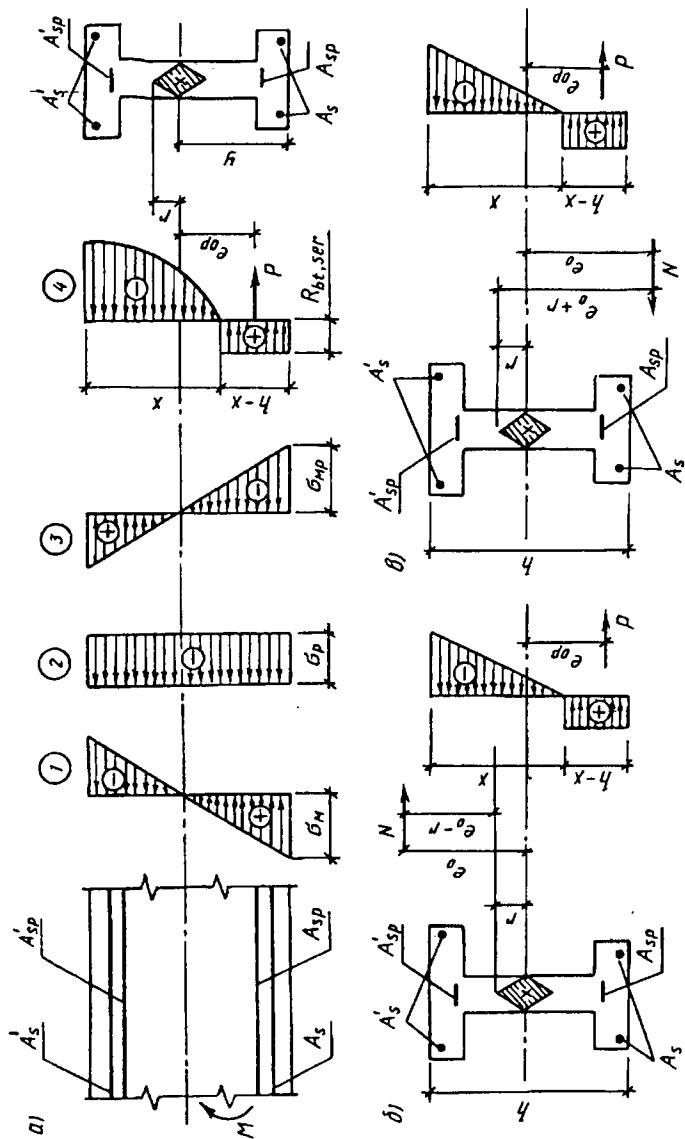
Агар ташқи кучлар моменти M ёриқлар пайдо бўли-
шидан бир оз илгари элементда ҳосил бўладиган ички куч-
лар моменти M_{crc} дан кичик бўлса, у ҳолда бетон ёрилмай-
ди, яъни

$$M < M_{crc} \quad (8.8)$$

Бу формулани ёриқбардошлик шarti деб атаса ҳам
бўлади.

Ёрилиш ҳосил қилувчи момент M_{crc} ни аниқлайдиган
бир неча усул бор. Қурилиш меъёрлари [11] M_{crc} ни ядро
моментлари усулида аниқлашни тавсия этади (8.1- расм):

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} \pm M_{zp} \quad (8.9)$$



8.1-расм. Элементларнинг ёрилишга бардошлигини ҳисоблашда нормал кесимда кучларнинг жойлашиши:
а — эгиловчи элемент; б — номарказий сиқилиш; в — номарказий чўзилиш.

бу ерда W_{pl} — эластик-пластик қаршилик моменти;
 M_{ep} — четки ядро нуқтасидан ўтувчи ўққа нисбатан олдиндан зўриқтирилган P кучдан олинган момент, яъни ядро моменти

$$M_{ep} = P(e_0 + r); \quad (8.10)$$

r — ёриқбардошлиги текширилаётган чўзилувчи қиррадан энг узоқда жойлашган ядро нуқтасидан келтирилган кесимнинг оғирлик марказигача бўлган масофа (кесим ядросининг энг четки нуқтаси);

$$r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}}, \quad \varphi = 1,6 - \sigma_b/R_b,$$

e_0 — сиқувчи зўриқиш елкаси; $R_{bt,ser} W_{pl}$ — элементнинг чўзилиш зонасида дастлабки ёриқлар пайдо бўлган дақиқада бетон қабул қиладиган момент (P зўриқиш ҳисобга олинмайди). W_{pl} ни аниқлайдиган формулалар ҳам кўп. Бироқ уларнинг ичида энг қулайи қуйидаги формуладир:

$$W_{pl} = \gamma W_{red} \quad (8.11)$$

Бу ерда W_{pl} — келтирилган кесимнинг чўзилган зона бўйича келтирилган қаршилик моменти; γ — чўзилиш зонасидаги бетоннинг ноэластик деформацияларини ҳисобга олувчи коэффицент. Тўғри тўртбурчакли кесим учун $\gamma = 1,75$; қўштавр учун $\gamma = 1,5$ ва ҳоказо.

Келтирилган юзанинг қаршилик моменти W_{pl} ни топадиган аниқ формула:

$$W_{pl} = [0,292 + 0,75(\gamma_1 + 2\mu_1\alpha) + 0,075(\gamma'_1 + 2\mu'_1\alpha')]bh^2, \quad (8.12)$$

бу ерда

$$\gamma_1 = \frac{(b_f - b)h_f}{bh}; \quad (8.13)$$

$$\gamma'_1 = \frac{2(b'_f - b)h'_f}{bh}, \quad (8.14)$$

$$\mu_1 = A_s/bh \text{ ва } \mu'_1 = A'_s/bh. \quad \alpha = E_s/E_b.$$

(8.9) формулани номарказий сиқилиш ва номарказий чўзилиш ҳолатида ишлайдиган элементларга ҳам татбиқ этса бўлади.

Элементни ташиш ва монтаж қилиш жараёнида, ташқи юklar таъсирида сиқиладиган зонаси, аксинча чўзилиш ҳолатига ўтиши мумкин. Бунда ёрилишбардошлик шарти қуйидаги кўринишга келади:

$$M_{cr} = R_{bt,ser} W_{pl} - P(e_{op} - r). \quad (8.15)$$

Бундай ҳолда ташқи куч моменти шу босқичда таъсир этувчи юklarдан (масалан, элементнинг хусусий оғирлигидан) олинади. Олдиндан зўриқтирилган эгилувчи элементларни тайёрлаш вақтида нормал кесим бўйича ёриқ ҳосил бўлиши ёки бўлмаслиги 8.2-расмда кўрсатилган.

8.3. Элементлардаги қия ёриқлар ҳисоби

Бош чўзувчи кучланишлар таъсир этувчи зонада элементнинг қия кесимлари ёрилишбардошлиги текширилади. Текширув зўриқишлар бўйича эмас, кучланишлар бўйича амалга оширилади. Бош сиқувчи ва бош чўзувчи кучланишлар аниқланади. Агар бош нормал кучланишлар қуйидаги шартларни қаноатлантирса, қия кесимлар ёрилишбардошлиги таъминланган бўлади:

$$\sigma_{mc} \leq \gamma_{b4} R_{bt,ser}$$

Бу ерда

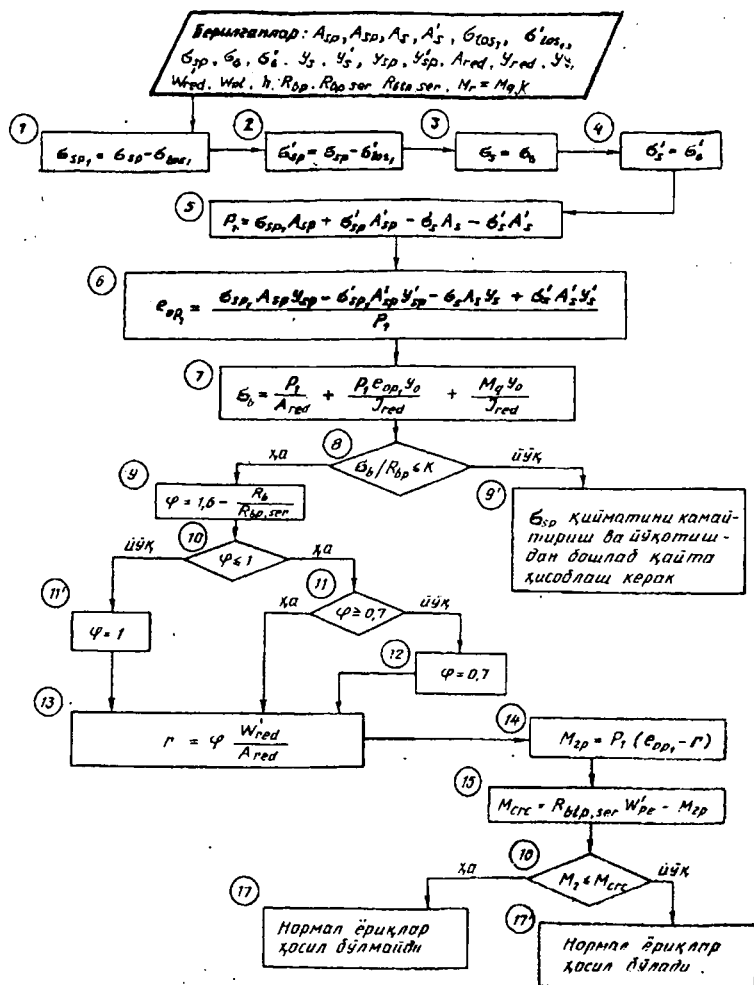
$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc} / R_{bt,ser}}{0,2 + \alpha B} \leq 1,0 ,$$

α — коэффициент, оғир бетон учун $\alpha = 0,01$; енгил бетон учун $\alpha = 0,02$. B — оғир бетон синфи, МПа.

σ_{mt} — бош чўзувчи кучланишлар; σ_{mc} — бош сиқувчи кучланишлар; $R_{bt,ser}$ — чегаравий ҳолатлар II гуруҳи учун бетоннинг чўзилиш ҳисобий қаршилиги;

$$\sigma_{mc}^{mt} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \quad (8.16)$$

σ_x ва σ_y — бетондаги нормал кучланишлар; τ_{xy} — бетондаги уринма кучланиш.



8.2-расм. Олдиндан зўриктирилган эгиловчи элементларни тайёрлаш-да нормал кесим бўйича ёриқ ҳосил бўлишининг ҳисоби.

Нормал ва уринма кучланишларни аниқлашда бетон эластик зонада ишлайди деб фараз этилади ва қуйидаги формулалардан аниқланади:

$$\sigma_x = \frac{M}{J} Z + \sigma_{bp} \mp \frac{P}{A_b}, \quad (8.17)$$

$$\tau_{xy} = \frac{(Q - Q_{\text{букма}}) S}{bJ} \text{ ёки } \tau_{xy} = \frac{Q}{bh_0}. \quad (8.18)$$

Бу ерда Q — ташқи юклардан ҳосил бўладиган кўндаланг куч; $Q_{\text{букма}}$ — олдиндан зўриқтирилган, букилган арматура қабул қила оладиган кўндаланг куч; σ_{bp} — олдиндан уйғотилган кучланиш; S — статик момент; Z — келтирилган юзанинг оғирлик марказидан кучланиши изланаётган нуқтагача бўлган масофа.

Ёриқларнинг кенглигини ҳисоблаш Умумий тушунчалар

Биз юқорида элементнинг ёрилишга кўрсатган қаршилигини кўриб ўтдик, ёрилишнинг олдини олишга уриндик. Энди темирбетон элемент дарз кетди, яъни ёриқ пайдо бўлди, деб фараз этамиз. Эндиги вазифамиз шу ёриқнинг кенгаймаслигини таъминлашдан иборат бўлади, яъни элементнинг ёриқ кенгайишига бўлган қаршилигини кўриб ўтамыз. Ёриқни кенгайишдан асрайдиган нарса арматурадир.

Ёриқларнинг кенглигини аниқлаш масаласи кучланишлар ҳолатининг иккинчи босқичи бўйича амалга оширилади. Ҳисоб нормал ва қия кесимлар учун бажарилиб, ёрилишбардошлиги бўйича II ва III тоифа талаблари қўйиладиган темирбетон конструкциялари кўриб ўтилади.

Ҳисобнинг мақсади ёриқлар кенглигининг назарий қиймати $a_{\text{сн}}$ ни аниқлаш ҳамда уни рухсат этилган қиймат $[a_{\text{сн}}]$ билан таққослашдан иборатдир. Ёрилишларнинг рухсат этилган эни $[a_{\text{сн}}]$ ёрилишбардошлик тоифаларига боғлиқ қиймат бўлиб, 8-иловадан олинади.

Агар назарий қиймат рухсат этилган қийматдан катта чиқса, бетонда олдиндан бериладиган сиқувчи зўриқиш катталаштирилади, бетоннинг синфи оширилади ёки элементнинг кўндаланг кесими ўлчамлари катталаштирилади.

Ёриқларнинг кенглиги $a_{\text{сн}}$ кўпгина омилларга боғлиқ: бетон ва арматуранинг синфи, ўзаро ёпишув кучи, бетон

ёрилган жойда арматурада вужудга келган кучланиш σ_s , ёриқлар орасидаги масофа l_{cre} ва ҳоказоларга боғлиқ.

Чўзилувчи элементни кўриб ўтамиз, чунки бу масалада эгилиш билан чўзилиш орасида жиддий тафовутлар йўқ.

Ёриқ пайдо бўлган жойда бетондаги кучланиш ноль бўлиб, арматурадаги кучланиш максимумга эришган бўлади (8.3-расм).

Ёриқ кенлиги a_{cre} куйидаги $a_{cre} = \Delta l_s - \Delta l_b$ ифодадан аниқланиши мумкин.

Ифодадаги Δl_b жуда кичик сон (0,0001) бўлгани учун уни эътиборга олмаса ҳам бўлади. Абсолют деформацияни нисбий деформация орқали ифодалаймиз:

$$a_{cre} = \varepsilon_{cs} l_{cre};$$

$$a_{cre} = \varphi_s \varepsilon_s l_{cre};$$

$$a_{cre} \leq [a_{cre}] = 0,2 \div 0,3 \text{ мм.}$$

Нормал ёриқлар кенлигини ҳисоблаш. Курилиш меъёрлари [11] нормал ёриқларнинг ўртача кенлигини аниқлаш учун қуйидаги эмпирик формулани тавсия этади:

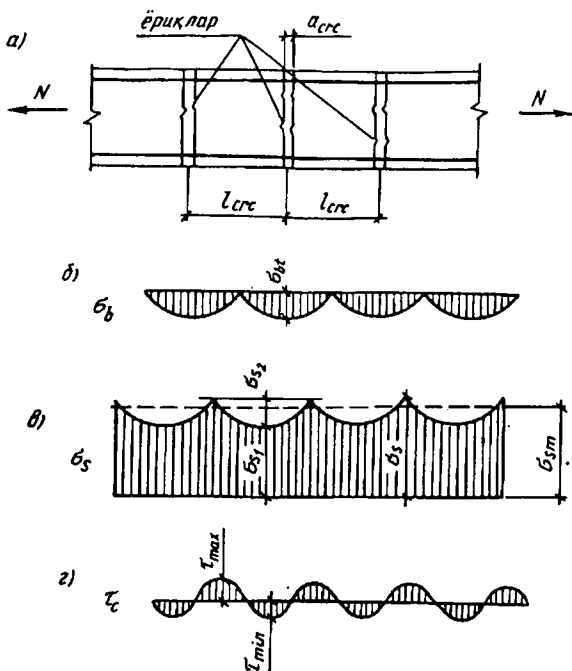
$$a_{cre} = \delta \varphi_1 \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20 (3,5 - 100\mu) \sqrt{d}. \quad (8.19)$$

Бу ерда σ — элементдаги кучланиш ҳолатини ҳисобга олувчи коэффициент бўлиб, эгилувчи ва номарказий сиқилувчи элементлар учун 1, чўзилувчи элементлар учун 1,2 олинади; φ_1 — юкнинг таъсир этиш муддатини ҳисобга олувчи коэффициент бўлиб, қиймати 1...1,5 оралиғида бўлади; η — арматуранинг турини ҳисобга олувчи коэффициент. Даврий профилли стерженлар учун I, Вр-I ва Вр-II синфли симлар учун 1,2; В-II синфли силлиқ симлар учун 1,4 олинади; σ_s — бўйлама арматурадаги кучланиш; $\mu = \frac{A_s}{bh_0}$ — кесимнинг арматуралаш коэффициенти; d — арматура диаметри, мм.

Чўзилувчи арматурадаги кучланиш куйидаги формулалардан топилади:

1. Марказий чўзилувчи элементларда

$$\sigma_s = \frac{N - P}{A_s + A_{sp}}; \quad (8.20)$$



8.3-расм. ψ , ни аниқлашга доир тарҳ:

а — чўзилувчи элемент; б — бетондаги кучланишлар; в — арматурадаги кучланишлар; г — арматура билан бетоннинг ёпишиш кучланиши.

2. Эгилувчи элементларда

$$\sigma_s = \frac{M - P(z - e_{sp})}{(A_s + A_{sp})z}; \quad (8.21)$$

3. Номарказий сиқилувчи элементларда

$$\sigma_s = \frac{N(e_s \pm z) - P(z - e_{sp})}{(A_s + A_{sp})z} \quad (8.22)$$

Агар олдиндан зўриқтирилган кучланишлар бўлмаса, $P = 0$ бўлади.

Қия ёриқларнинг кенглигини ҳисоблаш. Қия ёриқларнинг кенглигига кўндаланг арматуралар (хомутлар, букилган стерженлар) сезиларли таъсир этади. Хомутларнинг кўпайиши қия ёриқлар кенглигига кам таъсир этади.

Хомутлар билан арматураланган эгилувчи элементларда қия ёриқларнинг кенглиги қуйидаги эмпирик формуладан топилади:

$$a_{cr} = \varphi_c \frac{0,6\sigma_{sw}d_w\eta}{E_s d_w / h_0 + 0,15E_b (1 + 2\alpha\mu_w)} \quad (8.23)$$

Бу ерда d_w — хомутлар диаметри; σ_{sw} — хомутлардаги кучланишлар:

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{bl}}{A_{sw}h_0} s \leq R_{s,ser},$$

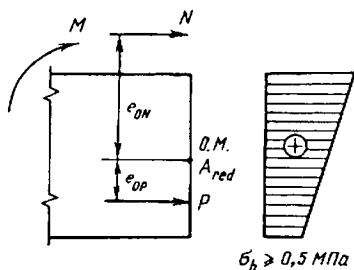
Q — ташқи юклардан ҳосил бўлган кўндаланг куч; Q_{bl} — кўндаланг арматурасиз, бетоннинг ўзи қабул қиладиган кўндаланг куч; (4.29) формула ёрдамида топилади. A_{sw} — бир текисликдаги хомутларнинг кўндаланг кесим юзаси; $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ — арматурани бетонга келтириш коэффиценти; $\mu_w = A_{sw}/bs$ кўндаланг арматуралаш коэффиценти; s — хомутлар орасидаги масофа; b — элементнинг эни.

Олдиндан зўриқтирилган элементлардаги ёриқларни ёпилишга ҳисоблаш. Ёриқларнинг ёпилишига фақат ёрилиш-бардошлик бўйича II тоифа талаблари қўйиладиган элементларгина ҳисобланади. Бундай элементларда тўлиқ меъёрий юк таъсирида бир озгина нормал ва қия ёриқлар пайдо бўлишига йўл қўйилади, аммо доимий ва узоқ муддатли юклар таъсирида бу ёриқлар беркилиб қолиши шарт.

Агар эгилувчи, номарказий сиқилувчи ва номарказий чўзилувчи элементларда доимий ва узоқ муддатли юклар таъсирида кесим сиқилса, у ҳолда нормал ёриқларни ёпилган деб ҳисоблаш мумкин. Бунда чўзилган қиррадаги (ташқи кучдан ҳосил бўладиган) сиқилиш кучланиши 0,5 МПа дан кам бўлмаслиги лозим, яъни қуйидаги шарт (8.4-расм) бажарилиши зарур:

$$\sigma_b = \frac{P(e_{op} + r) - M_r}{W_{red}} \geq 0,5 \text{ МПа} \quad (8.24)$$

бу ерда M_r — энг узоқ ядро нуқтасидан ўтувчи ўққа нисбатан ташқи кучлардан олинган момент. Эгилувчи элементлар учун $M_r = M$, номарказий сиқилган ёки чўзилган элементлар учун $M_r = N(e_{op} \pm r)$.



8.4-расм. Нормал ёриқларни ёпилишига доир.

Агар келтирилган кесимнинг оғирлик маркази сатҳида доимий ва узоқ муддатли юклардан ҳосил бўлган иккала бош кучланишлар сиқувчан бўлиб, улардан кичигининг қиймати 0,5 МПа дан кам бўлмаса, бўйлама ўққа нисбатан қия бўлган ёриқларни пухта беркилган деб қараш мумкин. Бу шарт бажарилиши учун кўндаланг

арматураларни олдиндан таранглатиш лозим.

Нормал ва қия ёриқлар тарангланган арматурада пластик деформациялар ҳосил бўлмаган тақдирдагина пухта ёпилади. Бунинг учун қуйидаги шарт бажарилиши лозим:

$$\sigma_{sp} + \sigma_s \leq 0,8 R_{s,ser},$$

бу ерда σ_s — тарангланган арматурада ташқи юклардан ҳосил бўлган кучланиш орттирмаси бўлиб, (8.20) — (8.22) формулалардан топилади. Энди темирбетон элементининг ёриқ пайдо бўлишига қандай ҳисобланиши билан танишиб чиқамиз.

7- м и с о л . Бўйлама ўққа тик йўналган (нормал) ёриқларнинг пайдо бўлишини ҳисоблаш.

Олдиндан зўриқтирилган қобирғали темирбетон плитани ёриқбардошлигини ҳисоблаш.

Берилган:

Плитанинг ўлчамлари $b_{пл} \times l_{пл} = 1,5 \times 8,0$ м; баландлиги $h_{пл} = 0,35$ м.

Бетон синфи В 40.

Зўриқтирилган арматуранинг синфи А—VI.

Арматура механик усулда тарангланади.

Плита ёриқбардошлиги бўйича III тоифага киради. (Қолган маълумотлар 4-мисолда берилган).

Ёриқлар пайдо бўлишини ҳисоблашдан мақсад, ёриқларнинг очилиши ва деформациялар бўйича ҳисоблашга зарурат бор-йўқлигини аниқлашдан иборат. Бунда $\gamma_{sp} = \gamma_f = 1,0$; ҳисобий момент $M = 90,4$ кН·м плитанинг ху-

сусий оғирлигидан ҳосил бўлган момент $M_{c.e} = 27,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$ олинади.

Плитани тайёрлаш чоғида унинг тепа қисмида сиқувчи зўриқиш $P_0 = 246,7 \text{ кН}$ таъсирида бошланғич ёриқлар пайдо бўлиши ёки бўлмаслиги қуйидаги шарт бўйича текширилади:

$$P_0 (l_{op} - r') - M_{c.e} \leq R_{bt,ser}^p W'_{pl}.$$

Агар $R_{bp} = 0,7 \cdot B = 0,7 \cdot 40 = 28 \text{ МПа}$ бўлса, $R_{bt,ser}^p = 1,7 \text{ МПа}$ бўлади. У ҳолда $P_0 (e_{op} - r') - M_{c.e} = 246,7 \cdot 10^3 (22 - 9,2) - 27,4 \cdot 10^5 = 4,29 \text{ кН} \cdot \text{м} < R_{bt,ser}^p W'_{pl} = 1,7 \cdot (100) \cdot 21282 = 36,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$, яъни $4,29 \text{ кН} \cdot \text{м} < 36,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Шарт қаноатлантирилди. Демак, бошланғич ёриқлар пайдо бўлмайди.

Ёриқ пайдо қилувчи моментни аниқлаймиз:

$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + P_2 (e_{op} + r) = 2,1 \cdot 8594(100) + 204 \cdot 10^3(22 + 3,2) = 69,5 \text{ кНм}$. Плитанинг пастки чўзилиш зонасида ёриқлар пайдо бўлар экан, чунки $M = 90,4 \text{ кНм} > M_{crc} = 69,5 \text{ кНм}$. Шунинг учун плитани ёриқларнинг очилишига ҳисоблаш зарур.

Плитада нормал ёриқларнинг очилишини ҳисоблаш. Тўлиқ меъёрий юкдан ҳосил бўлган эғувчи момент: $M = 90,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$, узоқ муддат таъсир этувчи юкдан ҳосил бўлган момент: $M_e = 79,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Чўзилувчан арматурада ташқи кучлардан ҳосил бўлган кучланишлар орттирмаси:

$$\sigma_s = \frac{M - p_2 (z - e_{sp})}{A_{sp} z}.$$

Юкнинг узоқ муддат таъсир этувчи қисмидан вужудга келадиган σ_{s1} ни аниқлаш учун қуйидагиларни топамиз:

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) h'_f}{bh_0} = \frac{(146 - 14) \cdot 6}{14 \cdot 31} = 1,82 \quad (A'_s = 0);$$

$$\mu = \frac{A_{sp}}{bh_0} = \frac{4,02}{14 \cdot 31} = 0,0093.$$

$$\eta = \varphi_f \left(1 - \frac{h_f}{2h_0} \right) = 1,82 \left(1 - \frac{6}{2 \cdot 31} \right) = 1,64; \quad e_{sp} = 0;$$

чунки сиқувчи зўриқиш P_2 пастки тарангланган арматура кесим юзасининг оғирлик марказига қўйилади $N_{tor} = P_2$.

$$\delta = \frac{M_1}{bh_0^2 R_{b,ser}} = \frac{79,4 \cdot 10^5}{14 \cdot 31^2 \cdot 29 \cdot (100)} = 0,2; \quad e_{s,tot} = \frac{M_c}{P_2} = \frac{79,4}{204} = 0,389 \text{ м};$$

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu\alpha}} + \frac{1,5+\varphi_f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{h_0^1} - 5} = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,2+1,64)}{10 \cdot 0,0093 \cdot 5,85}} + \frac{1,5+1,82}{11,5 \frac{0,389}{0,31} - 5} = \\ &= 0,4 > \frac{h_f}{h_0} = \frac{6}{31} = 0,19. \end{aligned}$$

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h_f}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 31 \left[1 - \frac{\frac{6}{31} 1,82 + 0,4^2}{2(1,82 + 0,4)} \right] = 27,4 \text{ см.}$$

У ҳолда $\sigma_{s1} = \frac{79,4 \cdot 10^5 - 204 \cdot 10^3 \cdot 27,4}{4,02 \cdot 27,4} = 21338,2 \text{ Н/см}^2 = 213,4 \text{ МПа.}$

Чўзилувчан арматурада тўлиқ юк вужудга келадиган кучланишлар орттирмаси σ_{s2} ни аниқлаш учун қуйидагиларни топамиз:

$$\delta = \frac{90,4 \cdot 10^5}{14 \cdot 31^2 \cdot 29(100)} = 0,23; \quad e_{s,tot} = \frac{90,4}{204} = 0,443 \text{ м};$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,23+1,64)}{10 \cdot 0,0093 \cdot 5,85}} + \frac{1,5+1,82}{11,5 \frac{0,443}{0,31} - 5} = 0,34 > 0,19;$$

$$z = 31 \left[1 - \frac{\frac{6}{31} 1,82 + 0,34^2}{2(1,82 + 0,34)} \right] = 27,6 \text{ см.}$$

$$\text{У ҳолда } \sigma_{s2} = \frac{90,4 \cdot 10^5 - 204 \cdot 10^3 \cdot 27,6}{4,02 \cdot 27,6} = 30730,4 \text{ Н/см}^2 = 307 \text{ МПа.}$$

Ёриқнинг очилиш кенглиги қуйидаги формуладан топилади:

$$a_{cr} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d}$$

Тўлиқ юк қисқа муддат таъсир этганда ёриқларнинг очилиш кенглиги:

$$a_{cr,1} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{307}{19 \cdot 10^4} \cdot 20(3,5 - 100 \cdot 0,0093) \times \sqrt[3]{16} = 0,209 \text{ мм,}$$

бу ерда эгилувчи элементлар учун $\delta=1$; даврий профилли арматура стержени учун $\eta=1$; юк қисқа муддат таъсир этган ҳол учун $\varphi_l=1$; бўйлама ишчи арматура диаметри $d=16$ мм.

Юкнинг узоқ муддат таъсир этадиган қисми қисқа муддат таъсир этганда ёриқларнинг очилиш кенглиги:

$$a_{cr,2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{213,4}{19 \cdot 10^4} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0093) \times \sqrt[3]{16} = 0,145 \text{ мм.}$$

Юкнинг узоқ муддат таъсир этувчи қисмидан ҳосил бўлган ёриқларнинг очилиш кенглиги:

$$a_{cr,3} = 1 \cdot 1,46 \cdot 1 \frac{213,4}{19 \cdot 10^4} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0093) \times \sqrt[3]{16} = 0,212 \text{ мм,}$$

бу ерда юк узоқ муддат таъсир этган ҳол учун $\varphi_l = 1,6 - 15\mu = 1,6 - 15 \cdot 0,0093 = 1,46$. Шундай қилиб, ёриқнинг қисқа муддатга очилиш кенглиги

$$a_{cr} = a_{cr,1} - a_{cr,2} + a_{cr,3} = 0,209 - 0,145 + 0,212 = 0,276 < 0,3 \text{ мм;}$$

ёриқнинг узоқ муддатга очилиш кенглиги

$$a_{cr} = a_{cr,3} = 0,212 \text{ мм} > 0,2 \text{ мм.}$$

Бундан кўринадики, узоқ муддат таъсир этувчи юклар учун плита ёриқларининг очилиш кенглиги меъёр талабларига (8-илова) жавоб бермас экан. Плитанинг ёриқбардошлигини ошириш зарур. Бунга эришиш учун ё сиқувчи зўриқиш P_2 ни кучайтириш, ёки арматура юзаси A_{sp} ни катталаштириш (ёки унинг синфини ўзгартириш), ё бўлма-са кесим баландлиги h ни ошириш лозим бўлади.

8.4. Темирбетон конструкциялари элементларининг деформацияларини ҳисоблаш

Темирбетон элементларининг деформациялари технологик, конструктив ва эстетик талаблар асосида белгилан-диган маълум меъёрдан ошмаслиги даркор. Технологик талаблар ускуналар, машиналар, кўприк кранлари ва бош-қаларнинг меъёрда ишлашини таъминлашдан келиб чи-қади. Конструктив талаблар деформацияга ҳалақит берув-чи ёндош элементларнинг таъсирини, белгиланган нишаб-ликни таъминлаш заруриятини эътиборга олади ва ҳоказо. Эстетик талаблар одамларнинг конструкция ҳақидаги та-ассуротларини ҳисобга олади (масалан, ёпмаларнинг се-зиларли даражадаги солқиликлари, гарчи улар хавфсиз бўлсада, одамларда салбий ҳаяжон уйғотиши мумкин).

Деформацияларни технологик ва конструктив чеклаш учун бажариладиган ҳисобларда доимий, узоқ муддатли ва қисқа муддатли юклар эътиборга олинади, эстетик та-лабларда фақат доимий ва узоқ муддатли юклар таъсирига ҳисобланади. Элементлар деформациясини ҳисоблашда меъёрий юклар ишончилилик коэффициенти $\gamma_f = 1$ га кўпай-тирилади.

Элементлар деформациясини ҳисоблаш деганда улар-нинг солқиликлари, бурилиш бурчаклари ва тебраниш амплитудаларини аниқлаш тушунилади. Бу миқдорларни аниқлашда қурилиш механикаси формулаларидан фойда-ланилади.

Яхлит эластик элементларнинг деформациясини (сол-қилиги, оғиш бурчаги) аниқлаш қийин эмас. Темирбетон элементларининг деформациясига ёриқлар ва бошқа омил-лар сезиларли таъсир этади. Бу эса масалани анча мурак-каблаштиради.

Темирбетон элементларнинг солқиликлари эгриликлар (кривизна) орқали аниқланади. *Эгрилик ёриқли ва ёриқсиз* участкаларда алоҳида аниқланади.

8.4.1. Ёриқсиз участкаларда темирбетон элементларининг эгрилиги. Темирбетон элементларининг ёриқсиз участкалардаги эгрилиги қуйидаги формуладан аниқланади:

$$\frac{1}{r} = \frac{M\varphi_{b2}}{B} \quad (8.25)$$

бу ерда M — ташқи юклардан ҳосил бўлган эгувчи момент; B — келтирилган кесимнинг бикирлиги бўлиб, унинг қиймати материаллар қаршилиги фани қоидаларига кўра аниқланади. Чизиқсизликни ҳисобга олиш мақсадида бикирлик 15 фоизга камайтирилади:

$$B = \varphi_{b1} E_b J_{red}, \quad (8.26)$$

$\varphi_{b1} = 0,85$ — бетондаги ноэластик деформациялар ҳисоби-га бикирликнинг камайишини эътиборга оладиган коэффициент.

(8.25) формуладаги φ_{b2} — бетондаги тоб ташлаш оқиба-тида бикирликнинг камайишини ҳисобга олувчи коэффициент бўлиб, бетоннинг намлиги 40 % дан ортиқ бўлса, $\varphi_{b2} = 2$, кам бўлса $\varphi_{b2} = 3$ олинади.

Элементнинг бошланғич ҳолатидан бошлаб (олдиндан зўриқтирилган элементларда сиқилишдан илгари) ҳисоб-ланадиган эгриликнинг тўлиқ қиймати қуйидагича ифо-даланади:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 \quad (8.27)$$

бу ерда $(1/r)_1$ ва $(1/r)_2$ — мос равишда қисқа ва узоқ муддат таъсир этувчи юklar таъсирида ҳосил бўладиган эгрилик бўлиб, (8.25) ва (8.26) формулалардан топилади;

$(1/r)_3$ — олдиндан уйғотилган сиқувчи куч P таъсирида қабарган элементнинг эгрилиги қуйидаги формуладан топилади:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P \cdot e_{op}}{\varphi_{b1} E_b J_{red}}; \quad (8.28)$$

$\left(\frac{1}{r}\right)_4$ — сиқувчи куч таъсиридаги элементда киришиш ва тоб ташлаш оқибатида қабарган элементнинг эгрилиги:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_b^1}{h_0} \quad (8.29)$$

бу ерда $\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_s}$ ва $\varepsilon_b^1 = \frac{\sigma_b'}{E_s}$ — сиқув остида бўлган бетоннинг киришиши ва тоб ташлашидан ҳосил бўлган нисбий деформация бўлиб, мос равишда чўзилган арматуранинг оғирлик маркази ва бетоннинг четки сиқилган толаси сатҳида аниқланади. Агар олдиндан зўриқтирилган элементларда (масалан, тўсиннинг юқори қатламида) қабариш оқибатида ёриқлар пайдо бўлса, у ҳолда $(1/r)_1$; $(1/r)_2$ ва $(1/r)_3$ эгриликлар 15 % га, $(1/r)_4$ эгрилик эса 25 % га оширилади.

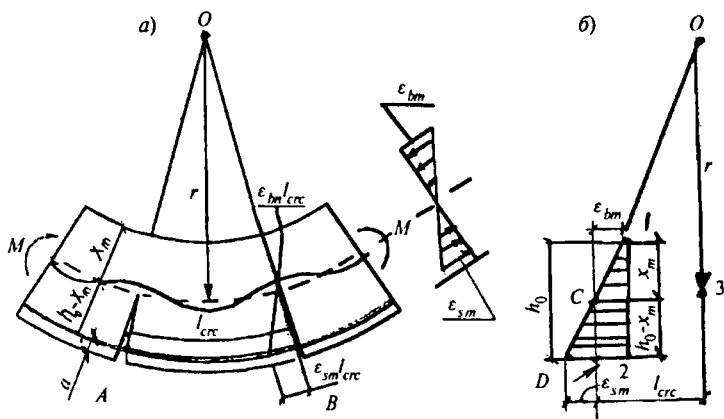
8.4.2. Ёриқли участкаларда темирбетон элементларнинг эгрилиги. Чўзилиш зонасида ёриқлари бўлган элементлар деформациясини ҳисоблаш назарияси В.И. Мурашев томонидан асосланган. Бу назарияга кўра ҳисоблаш жараёнида темирбетоннинг реал физик хоссалари инобатга олинади, жумладан, чўзилиш зонасида ёриқлар оралиғидаги бетоннинг иши, бетоннинг сиқилиш зонасидаги ноэластик деформациялари ва бошқалар ҳисобда қатнашади. Ҳисоблашнинг бу усули кейинги йилларда янада такомиллашди ва олдиндан зўриқтирилган, номарказий сиқилувчи ва чўзилувчи элементлар ҳисобига кенг татбиқ этила бошланди.

Соф эгилиш зонасидаги темирбетон элементининг эгрилигини кўриб чиқамиз (8.5-расм).

Ёриқлар эгилювчан элементларнинг чўзилиш зонасида узунлиги l_{crc} бўлган алоҳида участкаларга ажратади. Бунда энг катта кучланиш (деформация) чўзилиш зонасидаги бетон ишдан чиққан ёриқли кесмда вужудга келади. Ёриқлардан узоқлашган сари кучланиш (деформация) камая боради.

Ўқ эгрилиги билан арматура ва бетоннинг ўртача деформацияси орасида қуйидаги боғланиш мавжуд:

$$\frac{l_{crc}}{r} = \frac{\varepsilon_{sm} l_{crc}}{h_0 - x_m} = \frac{\varepsilon_{bm} l_{crc}}{x_m} = \frac{(\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm}) l_{crc}}{h_0}.$$



$$\frac{\varepsilon_{sm}}{\varepsilon_s} = \psi_s$$

$$\frac{\varepsilon_{bm}}{\varepsilon_b} = \psi_b$$

8.5-расм. Эгилювчи элементнинг ёриқлари орасидаги деформациялар тарҳи:
а – эгилишдаги деформация ҳолати; б – деформация эпюраси.

Барча ҳадларни l_{crc} га қисқартирамиз:

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{sm}}{h_0 - x_m} = \frac{\varepsilon_{bm}}{x_m} = \frac{\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm}}{h_0}. \quad (8.30)$$

Бу ифода элемент ўртача эгрилигининг асосий тенгламаси ҳисобланади. Бу ерда: r — эгрилик радиуси; ε_{bm} — сиқилувчи бетоннинг ўртача деформацияси; ε_{sm} — чўзилувчи арматуранинг ўртача деформацияси; x_m — сиқилган зонанинг ўртача баландлиги. Агар

$$\epsilon_{sm} = \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \text{ва} \quad \epsilon_{bm} = \frac{\psi_b \sigma_b}{\nu E_b} \quad (8.31)$$

эканлигини ҳисобга олсак, (8.27) тенглама қуйидаги кўринишни олади:

$$\frac{1}{r} = \frac{\psi_s \sigma_s}{E_s (h_0 - x_m)} = \frac{\psi_b \sigma_b}{\nu E_b x_m} = \frac{\psi_s \sigma_s}{E_s h_0} + \frac{\psi_b \sigma_b}{\nu E_b h_0}. \quad (8.32)$$

Агар бу тенглама арматура ва бетондаги кучланишлар учун $\sigma_s = \frac{M}{W_s}$ ва $\sigma_b = \frac{M}{W_c}$ ифодаларини қўйсак, эгриликни аниқлаш учун қуйидаги формулага эга бўламиз:

$$\frac{1}{r} = \frac{M \psi_s}{E_s W_s (h_0 - x_m)} = \frac{M \psi_b}{\nu E_b W_c x_m} = \frac{M}{h_0} \left(\frac{\psi_s}{E_s W_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_b W_c} \right) \quad (8.33)$$

Эластик-пластик қаршилик моментлари $w_s = A_s z_1$ ва $w_c = (\varphi_f + \xi) b h_0 z_1$ ни (8.33) га қўйсак, тенглама қуйидаги кўринишга келади:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 z_1} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) \nu E_b b h_0} \right]. \quad (8.34)$$

Бу ерда ψ_s — ёриқлар орасидаги чўзилган зона бетонининг ишини ҳисобга олувчи коэффициент; ψ_b — бетоннинг четки сиқилган толаларида ёрилган ерларидаги деформацияларнинг нотекислигини ҳисобга олувчи коэффициент; ν — бетоннинг сиқилиш зонасидаги ноэластик деформацияларни ҳисобга олувчи коэффициент.

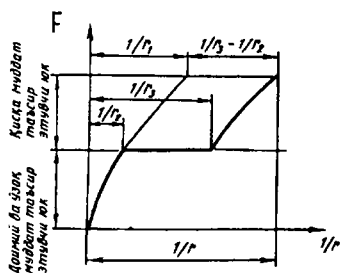
Агар ν коэффициентига батафсилроқ изоҳ берадиган бўлсак, у бетон сиқилиш зонасидаги энг четки толанинг эластик деформациясининг тўлиқ деформацияга бўлган нисбатини ифодалайди. Тўлиқ деформация эластик ва ноэластик (тоб ташлаш, киришиш, пластик) деформациялардан ташкил топиб, таъсир этаётган юкнинг давомийлигига боғлиқ бўлади. Юкнинг таъсир этиш муддати қисқа бўлса, меъёрларда $\nu = 0,45$ олинади. Агар юк узоқ муддат таъсир этса, у ҳолда ν нинг қиймати қурилиш ҳудудининг иқлим шароитига қараб белгиланади: масалан, ҳавонинг ўртача нисбий намлиги 40—75 % бўлса, $\nu = 0,15$, намлик

40 % дан кам бўлса (Марказий Осиё учун), $\nu = 0,10$ деб олинади [11].

Чўзилиш зонасида ёриқларга эга бўлган элементнинг тўлиқ эгрилиги қуйидаги формула ёрдамида аниқланади:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4, \quad (8.35)$$

бу ерда $(1/r)_1$ — тўлиқ юкнинг қисқа муддатли таъсиридан ҳосил бўлган эгрилик; $(1/r)_2$ — узоқ муддатли юкларнинг қисқа муддатли таъсиридан ҳосил бўлган эгрилик; $(1/r)_3$ — узоқ муддатли юкларнинг давомий таъсири натижасида ҳосил бўлган эгрилик; $(1/r)_4$ — бетон P кучи билан сиқилганда киришиш ва тоб ташлаш натижасида вужудга келадиган қабариклик эгрилиги бўлиб, у вақт ўтиши билан ривожланиб боради ва (8.29) формуладан топилади.



8.6-расм. Олдиндан зўриктирилган элементларнинг тўлиқ эгрилигини ҳисоблашга доир.

8.5. Темирбетон элементларнинг солқилигини аниқлаш

Элементнинг солқилиги умуман $f = f_m + f_Q$ формула бўйича аниқланади, бу ерда f_m ва f_Q эгилиш ва силжиш деформациялари туфайли ҳосил бўладиган солқиликлар. Материаллар қаршилиги фанидан

$$f_m = \int_0^1 \bar{M}_x \left(\frac{1}{r}\right)_x dx \quad (8.36)$$

эканлигини биламиз. Бу ерда $\bar{M}_x$ — x кесимида бирлик кучдан ҳосил бўлган эгувчи момент; $\left(\frac{1}{r}\right)_x$ — элементнинг x кесимидаги тўлиқ эгрилиги.

Ўзгармас кесимли чўзилган зонанинг нормал кесим бўйича ёриқ ҳосил бўлган элементларда эгрилик $\frac{1}{r}$ ни кучланиш максимум бўлган кесим учун аниқланади. Қолган кесимлар учун эгрилик эгувчи моментга мутаносиб

(пропорционал) равишда топилади. Бунинг учун элемент, эгувчи момент ишораларига қараб, бир неча участкаларга бўлиб чиқилади. Мисол тариқасида уч оралиқли узлуксиз балкани кўриб ўтамиз (8.7-расм).

(8.36) формуладаги интегрални ечишда Верешчагин қоидасидан фойдаланиш мумкин. Бунинг учун эгриликлар эпюрасини синиқ чизиқли эпюра ҳолига келтириб олинади.

Айрим хусусий ҳолларда солқилик f_m ни соддалаштирилган формулалар орқали аниқлаш ҳам мумкин:

а) ўзгармас кесимли, эркин таянувчи ва консол балкалар учун

$$f_m = \left(\frac{1}{r}\right)_x \rho_m l^2, \quad (8.37)$$

бу ерда ρ_m — таяниш шартлари ҳамда юкланиш тарҳига боғлиқ бўлган коэффицент бўлиб, қиймати жадвалдан олинади (11-илова). $\left(\frac{1}{r}\right)_x$ — энг катта моментга эга бўлган кесимнинг эгрилиги;

б) ўзгармас кесимли, бикир маҳкамланган тўсинлар учун

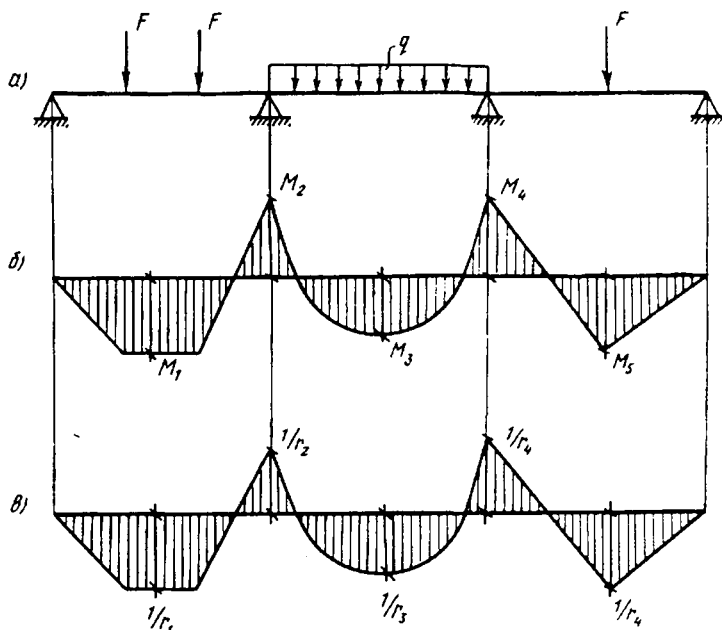
$$f_m = \left\{ \rho_m \left(\frac{1}{r}\right)_x - 0,5 \left[\left(\frac{1}{r}\right)_a + \left(\frac{1}{r}\right)_n \right] \left(\frac{1}{8} - \rho_m\right) \right\} l^2, \quad (8.38)$$

бу ерда $\left(\frac{1}{r}\right)_x$, $\left(\frac{1}{r}\right)_a$, $\left(\frac{1}{r}\right)_n$ — балканинг ўртаси, чап ва ўнг таянчлардаги эгриликлар.

Тўсин оралиғининг унинг баландлигига нисбати $\frac{l}{h} < 10$ бўлганда элементнинг деформациясига кўндаланг кучлар сезиларли таъсир этади. Кўндаланг куч таъсирида вужудга келадиган солқилик қуйидаги формуладан аниқланади:

$$f_Q = \int_0^l \bar{Q}_x \gamma_x dx \quad (8.39)$$

Бу ерда $\bar{Q}_x$ — x кесимида бирлик кучдан ҳосил бўлган кўндаланг куч; γ_x — силжиш деформацияси бўлиб, $\gamma_x = \frac{1,5Q_x \phi_{b2}}{Gbh_0} \varphi_{cr}$ формуладан топилади. Бу ерда Q_x — балканинг x кесимида ташқи кучдан ҳосил бўлган кўндаланг куч; φ_{cr} — ёрилишларнинг силжиш деформациясига бўлган таъсирини ҳисобга олувчи коэффицент; ϕ_{b2} — бетоннинг узоқ муддатли тоб ташлашини ҳисобга олувчи коэффицент; G — бетоннинг силжиш модули.



8.7-расм. Уч ораликли узлуксиз балканинг солқилиги:
 а — ҳисоблаш тарҳи; б — эғувчи моментлар эпюраси;
 в — эгриликлар эпюраси.

Меъёрий юклардан ҳосил бўладиган тўлиқ солқилик темирбетон элементлар учун меъёрда белгиланган миқдордан ортиб кетмаслиги зарур, яъни $f \leq f_u$; бу ерда f — ҳисобий кучдан ҳосил бўлган солқилик, бунда $\gamma_f = 1$; f_u — меъёрда рухсат этилган солқилик (12-иловага қар.).

Чўзилган зонада ёриқ бўлмаган темирбетон элементининг тўлиқ солқилиги қуйидаги формуладан топилади (8.8-расм):

$$f = f_1 + f_2 - f_3 - f_4. \quad (8.40)$$

Бу ерда f_1 — қисқа муддатли меъёрий юк таъсирида ҳосил бўладиган солқилик бўлиб, қуйидагича аниқланди:

$$f_1 = \left(\frac{1}{r}\right)_1 \frac{5l^2}{48} = \frac{M_1 l^2}{9,6\varphi_{b1} E_b J_{red}}; \quad (8.41)$$

φ_{b1} — элемент деформациясига қисқа муддатли тоб ташлаш таъсирини ҳисобга оладиган коэффицент ($\varphi_{b1} = 0,85$); f_2 — узоқ муддатли юклардан ҳосил бўладиган солқилик, текис тарқалган юклар учун:

$$f_2 = \left(\frac{1}{r}\right)_2 \frac{5l^2}{48} = \frac{M_2 l^2 \varphi_{b2}}{9,6 \varphi_{b1} E_b J_{red}}; \quad (8.42)$$

φ_{b2} — узоқ муддатли тоб ташлашни эътиборга оладиган коэффицент. Унинг қиймати қисқа муддатли юклар учун $\varphi_{b2} = 1$, узоқ муддатли ва доимий юклар учун (бетон турига ва ҳавонинг намлигини ҳисобга олган ҳолда) $\varphi_{b2} = 2 \div 4,5$, f_3 — олдиндан уйғотилган сиқилиш кучининг қисқа муддатли таъсири натижасида ҳосил бўладиган қабариклик. Унинг қиймати:

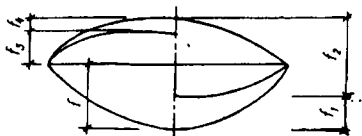
$$f_3 = \left(\frac{1}{r}\right)_3 \frac{l^2}{8} = \frac{p e_{op} l^2}{8 \varphi_{b1} E_b J_{red}}; \quad (8.43)$$

e_{op} — олдиндан уйғотилган зўриқиш кучи билан келтирилган юзанинг оғирлик марказигача бўлган елка; f_4 — олдиндан уйғотилган узоқ муддатли сиқувчи куч таъсирида бетоннинг киришиши ва тоб ташлаши натижасида вужудга келадиган қабариклик:

$$f_4 = \left(\frac{1}{r}\right)_4 \frac{l^2}{8} = \frac{(\epsilon_b - \epsilon'_b) l^2}{8 k_0}, \quad (8.44)$$

ϵ_b ва ϵ'_b — бетоннинг киришиши ва тоб ташлаши натижасида ҳамда олдиндан уйғотилган сиқувчи куч таъсирида вужудга келган нисбий деформациялар:

$$\epsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_s}; \quad \epsilon'_b = \frac{\sigma'_b}{E_s}.$$



8.8-расм. Чўзилиш зонаси ёрилмаган темирбетон тўсиннинг тўлиқ солқилигини аниқлашга доир.

бу ерда σ_b — бетоннинг киришиши ва тоб ташлаши натижасида рўй берадиган олдиндан уйғотилган кучланишларнинг ялпи ($\sigma_6, \sigma_8, \sigma_9$) камайиши.

Чўзилган зонада ёриқлар мавжуд бўлган темир-

бетон элементнинг тўлиқ солқилиги қуйидаги формула ёрдамида аниқланади:

$$f = f_1 - f_2 + f_3 - f_4. \quad (8.45)$$

бу ерда f_1 — тўлиқ юкнинг қисқа муддатли таъсиридан ҳосил бўлган солқилик.

f_2 — узоқ муддатли юкларнинг қисқа муддатли таъсиридан ҳосил бўлган солқилик.

f_3 — узоқ муддатли юкларнинг давомий таъсири натижасида ҳосил бўлган солқилик.

f_4 — бетон Р кучи билан сиқилганда киришиш ва тоб ташлаш натижасида вужудга келадиган (қабариклик) солқилик.

Темирбетон элементининг солқиликка қандай ҳисобланишини кўриб чиқамиз.

8-мисол. Олдиндан зўриктирилган қобирғали йиғма темирбетон плитанинг ташқи юк таъсиридаги солқилигини ҳисоблаш.

Берилган:

Арматура сиққандаги бетоннинг мустаҳкамлиги

$$R_{bp} = 0,7R = 0,7 \cdot 40 = 28 \text{ МПа.}$$

Зўриктирилган арматурадаги кучланиш

$$\sigma_{sp} = 0,8R_{sm} = 0,8 \times 980 = 784 \text{ МПа.}$$

Арматура бўшатиладиган кейинги сиқувчи куч

$$P_2 = 204 \text{ кН.}$$

Узоқ муддат таъсир этувчи юкланишдан ҳосил бўлган момент $M = 79,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$. (Қолган маълумотлар 4 ва 7-мисолларда келтирилган.)

Солқиликларни аниқлашда доимий ва узоқ муддат таъсир этувчи юклар ҳал қилувчи роль ўйнайди. Чўзилиш зонасида ёриқлар мавжуд бўлганда плита ўқининг тўлиқ эгрилиги икки хил эгриликнинг фарқига тенг бўлади: $\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4$; бу ерда $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ — доимий ва узоқ муддат таъсир этувчи юклардан ҳосил бўлган эгрилик; $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ — сиқувчи зўриқиш P_2 таъсирида бетоннинг киришиши ва тоб ташлаши оқибатида ҳосил бўладиган қабариклик.

Меъёрлар бўйича рухсат этилган солқилик $[f_u] = 2,5 \text{ см}$ (12-илова). $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ ни аниқлаш учун қуйидагиларни топамиз:

$$\varphi_m = \frac{R_{br,ser} W_{pe}}{M - M_{ep}} = \frac{2,1 \cdot 8594(100)}{79,4 \cdot 10^3 - 51,4 \cdot 10^3} = 0,64 < 1;$$

$$M_{ep} = P_2 (e_{op} + r) = 204 \cdot 10^3 \cdot (22 + 3,2) = 51,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Чўзилиш зонасидаги ёрилган жойларда бетоннинг ишлашини ҳисобга олувчи коэффициент:

$$\begin{aligned} \psi_s &= 1,25 - \varphi_s \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \varphi_m) \frac{e_{s,tot}}{h_0}} = \\ &= 1,25 - 0,8 \cdot 0,64 - \frac{1 - 0,64^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,64) \frac{38,9}{31}} = 0,54 < 1, \end{aligned}$$

бу ерда $\varphi_s = 0,8$ — юкнинг узоқ муддат таъсир этишини ҳисобга олувчи коэффициент. Доимий ва узоқ муддат таъсир этувчи юқоридан ҳосил бўладиган эгрилик

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_3 &= \frac{M}{h_0 Z} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b \nu} \right] - \frac{N_{tot}}{h_0} \cdot \frac{\psi_s}{E_s A_s} = \\ &= \frac{79,4 \cdot 10^5}{31 \cdot 27,4 \cdot (100)} \cdot \left[\frac{0,54}{19 \cdot 10^4 \cdot 4,02} + \frac{0,9}{(1,82 + 0,4) 14 \cdot 31 \cdot 32,5 \cdot 10^3 \cdot 0,15} \right] - \\ &\quad - \frac{204 \cdot 10^3}{31} \cdot \frac{0,54}{19 \cdot 10^4 \cdot 4,02(100)} = 3,76 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}, \end{aligned}$$

бу ерда $\psi_b = 0,9$ — бетоннинг четки сиқилган толаларининг ёрилган ерларида деформациянинг нотекис тақсимланишини ҳисобга олувчи коэффициент; $\nu = 0,15$ — сиқилиш зонасидаги бетоннинг эластик-пластик ҳолатини ҳисобга олувчи коэффициент; $N_{tot} = P_2 = 204 \text{ кН}$.

Плитанинг тегишли солқилиги қуйидаги формула ёрдамида аниқланади:

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_m l_0^2 \rho_m = 3,76 \cdot 10^{-5} \cdot 765^2 \frac{5}{48} = 2,29 \text{ см} < [2,5] \text{ см},$$

бу ерда $\rho_m = \frac{5}{48}$ — элементнинг юкланиш тартибини ҳисобга олувчи коэффициент (11-илова).

Ҳосил бўладиган солқилик рухсат этилган солқиликдан кичик бўлгани сабабли, бетоннинг сиқилишидан ҳосил бўладиган қабарикликни аниқлашга зарурат йўқ.

ТЕМИРБЕТОН ПОЙДЕВОРЛАР

Тош, гишт ёки бетон пойдевор ўрнида темирбетон пойдевор ишлатилса, унинг чуқурлигини анча камайтириш имконияти туғилади. Бу эса пойдеворнинг арзонлашуви-га олиб келади. Бундай пойдеворлардан фойдаланишнинг афзаллиги шундан иборатки, булар йиғма темирбетон пойдеворлар қўллаш ҳисобига ташкил этиш самарадорлигини янада оширади.

Темирбетон пойдеворлар уч хил бўлади: алоҳида пойдеворлар, девор ёки қатор устунлар остига қўйиладиган тасмасимон ҳамда бутун иншоот остига ётқизиладиган яхлит пойдеворлар. Алоҳида турувчи ва тасмасимон пойдеворлар йиғма ёки қуйма (монолит) бўлиши мумкин.

Таъсир этувчи юклар унча катта бўлмай, грунт мустаҳкам ва устун қаторлари сийрак бўлса, алоҳида пойдеворлар қўлланилади. Юк катта бўлиб, грунт заиф бўлса, тасмасимон пойдевор ишлатилади. Агар тасмасимон пойдеворларнинг юк кўтариш қобилияти етарли бўлмаса, яхлит пойдеворлар тўшалади. Заиф ва бир жинсли бўлмаган грунтларда кўпинча устун — қозиклардан фойдаланилади.

Пойдеворлар бинонинг муҳим қисмларидан бири ҳисобланади, унинг нархи ҳам бино нархининг 4. . .6% ини ташкил этади. Шунинг учун ҳам пойдеворнинг тежамли ва ишончли конструкциясини танлаш муҳим аҳамиятга эга.

9.1. Устун ости пойдеворлари

Устун остига ўрнатиладиган алоҳида пойдеворлар кўпинча тарҳда квадрат кўринишга эга бўлади. Пойдеворга қўйиладиган юк номарказий бўлса, уни тўғри тўртбурчак шаклида олинади. Кичик йиғма пойдеворлар пирамида (9.1-расм, а) ёки поғонали (9.1-расм, б) кўринишда ишланади, каттароқлари эса бир неча бўлақдан ташкил топади (9.1-расм, в). Пойдевор чуқурроқ ўрнатиладиган ҳолларда устун тағлигига эга бўлган пойдеворлар қўлланилади (9.1-расм, г), қуйма пойдеворлар кўпинча поғонасимон шаклга эга бўлади (9.1-расм, д).

пайвандланади. Тўқима каркасларда арматура пайвандланмай, ёнма-ён қўйиб боғланади.

Алоҳида пойдеворларнинг ҳисоби икки қисмдан ташкил топади: а) заминни ҳисоблаш орқали пойдеворнинг тарҳдаги ўлчамлари аниқланади; б) пойдеворни мустаҳкамликка ҳисоблаш йўли билан унинг алоҳида қисмлари ўлчами белгиланади ва арматура миқдори аниқланади.

Пойдевор остки сиртининг зарурий юзаси қуйидаги формуладан топилади:

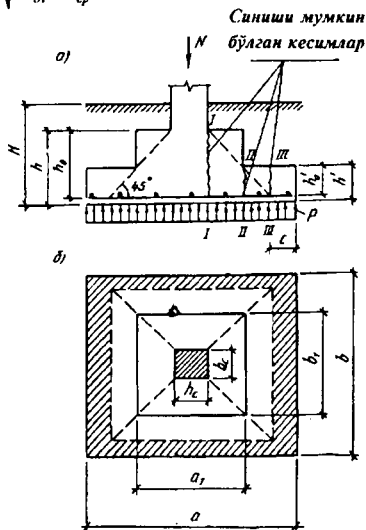
$$A_{\phi} = \frac{N_{ser}}{R_{cp} - \nu_m H_{\phi}}; \quad (9.1)$$

бу ерда R_{cp} — грунтнинг меъёрий қаршилиги; $\nu_m = 20 \text{ кН/м}^3$ — пойдевор ашёси ва унинг поғонасидаги грунтнинг ўртача ҳажм оғирлиги; H_{ϕ} — пойдевор баландлиги; N_{ser} — пойдевор остки сиртига таъсир этувчи меъёрий юк.

Пойдеворнинг минимал фойдали баландлиги h_0 бетоннинг босим остидаги мустаҳкамлик шартидан топилади. Бунда босим пирамидаси устундан бошланиб, у билан 45° бурчак ташкил қилади (9.2-расм, а):

$$h_0 = -\frac{h_k + b_k}{4} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + P_{cp}}}; \quad (9.2)$$

бу ерда R_{bt} — бетоннинг чўзилишдаги ҳисобий қаршилиги; N — пойдеворнинг остки сиртига таъсир этувчи ҳисобий зўриқиш бўлиб, бу зўриқиш юк майдончаси чегарасида том, ораёпмалар, устунлар оғирлигидан ҳосил бўлади ва биринчи қават устуни орқали пойдеворга узатилади; P_{cp} — пойдевор остки



9.2-расм. Алоҳида пойдевор (пойустун)ни ҳисоблашга доир:

- а — босим пирамидаси;
- б — пойдевор тарҳи.

кучланиши, грунтга бериладиган ҳисобий босим $P = N/A$. Пойдеворнинг тўлиқ баландлиги $H_\phi = h_0 + a$, бу ерда a — ҳимоя қатлами.

Таққослаш мақсадида пойдеворнинг тўлиқ баландлигини конструктив равишда ҳам топилади: $H_\phi = h_3 + 5 + h_{\text{дн}}$, бу ерда $h_3 + 5 = h_{\text{см}}$ — стакан чуқурлиги, см; $h_{\text{дн}}$ — пойдевор туби қалинлиги 25 см олинади. Икки хил йўл билан аниқланган H_ϕ дан қайси бири катта бўлса, ҳисоблаш учун ўшаниси қабул қилинади.

Пойдевор пастки поғонасининг ишчи (фойдали) баландлиги қуйидаги формуладан аниқланади:

$$h_{01} = 0,5 \frac{P}{R_{bt}} [A - h_k - 2(H_\phi - a)]; \quad (9.3)$$

у ҳолда пастки поғонанинг тўлиқ баландлиги $h_1 = h_{01} + a \geq 30$ см бўлади. Қолган поғоналар босим пирамидасидан топилади.

Пойдевор туби арматураларини аниқлаш учун I—I ва II—II кесимларни мустаҳкамликка ҳисоблаймиз. Бу кесимлардаги ҳисобий эғувчи моментлар қуйидаги формулалардан аниқланади:

$$\begin{aligned} M_{I-I} &= 0,125 P (a - h_k)^2 b; \\ M_{II-II} &= 0,125 P (a - a_1)^2 b. \end{aligned} \quad (9.4)$$

Ишчи арматуранинг зарурий юзаси

$$A_{s1} = \frac{M_{I-I}}{0,9 R_s h_0}; \quad A_{s2} = \frac{M_{II-II}}{0,9 R_s h_1} \quad (9.5)$$

формулалардан аниқланади; бу ерда R_s — арматуранинг ҳисобий қаршилиги. A_{s1} ва A_{s2} дан қайси бири катта бўлса, арматура диаметри ва сони ўшанга қараб танланади. Таг кенглик 3 м дан ортиқ бўлса, арматурани тежаш мақсадида стерженлардан ярмининг узунлигини ҳар икки тарафдан 1/10 га қисқартириш мумкин. Пойдевор арматурасининг минимал рухсат этилган фоизи эгилувчан элементлардаги каби бўлади.

6 қаватли бинонинг алоҳида турувчи йиғма темирбетон пойдевори мустаҳкамликка қандай ҳисобланишини кўриб чиқамиз.

9- м и с о л . Устун ости пойдеворини ҳисоблаш.

Берилган:

Юқоридан тушадиган ҳисобий юк $N = 2736,9$ кН

Грунтга тушадиган меъёрий босим $R_{cp} = 0,3$ МПа

Бетон синфи В 25

Арматура синфи А—III

Устунни ҳисоблашда елка ҳисобга олинганлиги сабабли устун остидаги пойдеворни шартли равишда марказий юкланган деб фараз қиламиз. Устундан пойдеворга бериладиган меъёрий юк

$$N_{ser} = \frac{N}{v_{cp}} = \frac{2736,9}{1,2} = 2280,7 \text{ кН},$$

бу ерда $v_{cp} = 1,2$ — юк бўйича ўртача ишончилилик коэффициент.

Пойдевор ўлчамларини конструктив равишда белгилаймиз.

1. Устунни пойдеворга маҳкамлаш шартига кўра пойдевор баландлиги

$$H_{\phi} = 1,5h_k + 25 \text{ см} = 1,5 \cdot 40 + 25 = 85 \text{ см}$$

2. Устунни пойдеворга бикир маҳкамланганда бўйлама арматура стерженларининг бириктирилиш шартига мувофиқ $H_{\phi} = h_{cm} + 20$ см, бу ерда h_{cm} — пойдевор чуқурчасининг (стакан) баландлиги, $h_{cm} = 30d + \delta = 30 \cdot 2,5 + 5 = 80$ см, $d = 25$ — бўйлама стерженлар диаметри, мм. $\delta = 50$ мм — устуннинг пастки учи билан чуқурча туби орасидаги масофа; $H_{\phi} = 80 + 20 = 100$ см.

Пойдевор остки сиртининг юзаси,

$$A_{\phi} = \frac{N_{ser}}{R_{cp} - v_m H_{\phi}} = \frac{2280,7}{300 - 20 \cdot 1,2} = 8,2 \text{ м}^2$$

Квадрат пойдеворининг томонлари:

$$a = b = \sqrt{A_{\phi}} = 8,2 = 2,8 \text{ м.}$$

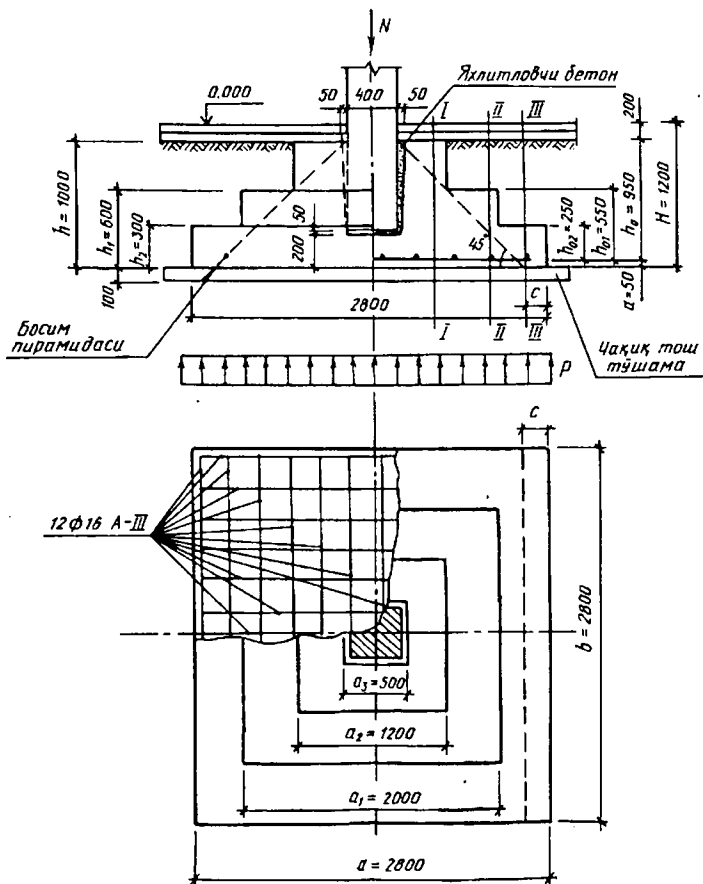
Пойдевор асосида ҳисобий кучлардан ҳосил бўлган кучланиш

$$P_{cp} = \frac{N}{A_{\phi}} = \frac{2736,9}{2,8 \times 2,8} = 349 \text{ кН/м}^2$$

Пойдеворнинг минимал фойдали баландлиги

$$h_0 = -\frac{h_k + b_k}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + P_{cp}}} = -\frac{40 + 40}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2736,9 \cdot 10^3}{1,05(10^2) + 349}} = 55,8 \text{ см}$$

Пойдевор баландлигини $H_\phi = 100$ см деб қабул қиламиз. У ҳолда $h_0 = H_\phi - a = 100 - 5 = 95$ см. $H_\phi = 100 > 90$ см бўлгани учун пойдевор уч поғонали олинади.



9.3-расм. Устун остига қўйиладиган темирбетон пойдевор (пойустун).

Тепадаги иккита погонанинг тархдаги ўлчамлари босим пирамидасидан фойдаланиб график равишда аниқланади.

Пойдеворни арматуралаш масаласи I ва III кесимларни (9.3-расм) мустаҳкамликка ҳисоблаш йўли билан ҳал этилади. Ҳисобий эгувчи моментлар қуйидагича аниқланади:

$$M_{I-I} = 0,125P_{cp} (a - h_k)^2 b = 0,125 \cdot 349 (2,8 - 0,4)^2 \cdot 2,8 = 703,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{III-III} = 0,125P_{cp} (a - a_1)^2 b = 0,125 \cdot 349 (2,8 - 2,0)^2 \cdot 2,8 = 78,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Ишчи арматуранинг зарурий кесим юзаси қуйидаги формуладан топилади:

$$A_s = \frac{M}{0,9R_s h_0} = \frac{703,5 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 365 (100) 95} = 22,5 \text{ см}^2.$$

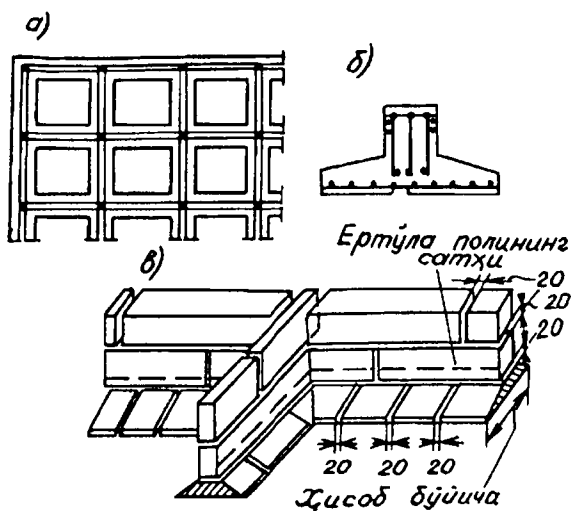
Симлари икки йўналишда ишлайдиган симтўр қабул қиламиз. Симтўр диаметри 16 мм бўлган А—III синфли 12 та симдан пайвандлаб тўқилади. Симтўр катаклари ораси 25 см, умумий кесим юзаси $A_s = 24,1 \text{ см}^2 > 22,5 \text{ см}^2$.

9.2. Тасмасимон, яхлит ва устун қозиқли пойдеворлар

Тасмасимон пойдеворлар узун деворлар остига, ўзаро яқин жойлашган устун қаторлари остига, заиф грунтли иморатлар остига ўрнатилади. Алоҳида пойдеворлар орасидаги масофа қисқа бўлса, уларни ўзаро бирлаштириб, тасма кўринишига келтириш мақсадга мувофиқдир.

Тасмасимон пойдеворлар 9.4-расм, а, б да кўрсатилгандек қуйма (монолит) ёки йиғма бўлиши мумкин. Йиғма пойдеворлар ўз навбатида яхлит, қобирғали ёки бўшлиқли блоклардан ташкил топади (9.4-расм, в).

Девор ости тасмасимон пойдеворлари. Одатда улар йиғма бўлиб, алоҳида ёстиқ-блок ва пойдевор блокларидан ташкил топади. Ёстиқ-блоклар тўғри тўртбурчак ёки трапе-



9.4-расм. Тасмасимон пойдеворлар:

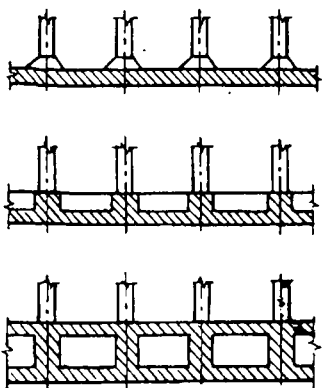
а — тасмасимон пойдевор тарҳи; б — тасмасимон монополит пойдевор кесими; в — девор ости тасмасимон йиғма пойдеворлар.

ция кесимли яхлит, қобирғали ёки бўшлиқли бўлади. Ён кўриниши трапеция шаклига эга бўлган яхлит блоklar кенг тарқалган. Уларнинг тагига битта арматура тўри қўйилади, шунинг учун уларни тайёрлаш бошқа блок турларига қараганда анча осон.

Ёстиқ-блоклар ўзаро зич қилиб ёки орасида кичик жой қолдириб терилади. Ёстиқ-блокнинг кенглиги ҳисоблаш йўли билан аниқланади; бунинг учун норматив юкни грунт қаршилигига бўлинади. Ёстиқнинг мустақамлиги фақат кўндаланг йўналишда текширилади. Бунда ёстиқнинг ҳисоблаш тарҳи консоль балка кўринишида олиниб, унга фақат грунт босими таъсир этади деб фараз қилинади. Арматура юзаси момент $M = pl^2/2$ бўйича аниқланади. Ёстиқ қалинлиги h бетонга таъсир этувчи кўндаланг куч $Q = pl$ орқали топилади, бироқ h нинг қиймати 200 мм дан кам бўлмаслиги керак.

Устун қаторлар ости тасмасимон пойдеворлари. Агар пойдевор тасмалари калта бўлиб, кўндаланг кесими катта

бўлса, ҳисобларда уни мутлақ қаттиқ жисм деб қараш мумкин, чунки конструкция деформацияси замин деформациясига қараганда анча кичик бўлади. Бундай пойдеворлар остида босимнинг тарқалишини чизиқли деб олиш мумкин.



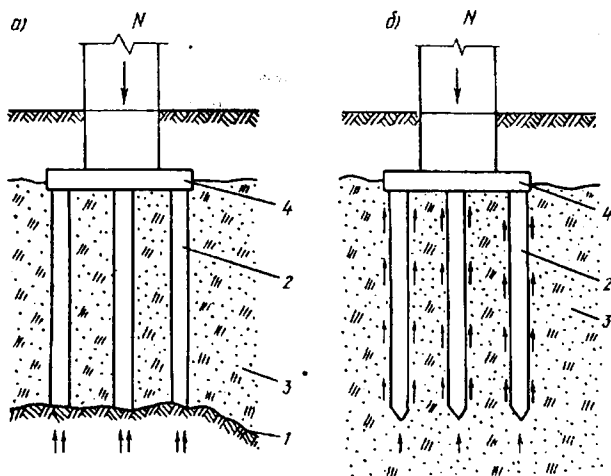
9.5-расм. Яхлит пойдеворлар.

Умуман тасмасимон пойдеворлар бикир ва эгилувчан бўлади. Мутлақ бикир тасмасимон пойдевор статик нонаниқ балка сифатида ҳисобланади; балкага юқоридан устун юклари, пастдан эса грунтнинг реактив қаршилиги таъсир этади.

Тасмаси узун устунлар орасидаги масофа катта бўлган пойдеворлар эгилувчан пойдеворларга киради, чунки уларнинг кўчиши замин кўчишларига яқин бўлади. Эгилувчан темирбетон пойдеворлар эластик заминда ётувчи балкалар сифатида ҳисобланади, бундай балка ҳисобида қуйидаги икки усул кенг тарқалган: булардан бирида, Винклер фаразига кўра, бирор нуқтанинг чўкиши шу нуқтага қўйилган босимга тўғри мутаносиб (пропорционал) бўлиб, бошқа нуқталарнинг чўкишига боғлиқ эмас, деб қаралади. Иккинчи усулга кўра грунт бир жинсли эластик жисм деб қаралади. Бундай замин эластик ярим фазо деб аталади.

Яхлит пойдеворлар. Устунлар икки йўналишда бир-бирига яқин жойлашган ҳолларда катта нотекис юклар остига, заиф, бир жинсиз грунтлар устига яхлит пойдеворлар тўшалади. Яхлит пойдеворлар қўндаланг кесими тўғри тўртбурчак, тавр ёки қути шаклида бўлади (9.5-расм). Бундай пойдеворлар грунтнинг реактив босими таъсирида тўнтарилган ёпма сифатида ишлайди. Яхлит пойдеворларнинг пастки ва устки сиртларига пайванд тўрлар, қобирғаларига ясси арматура каркаси қўйилади. Яхлит пойдеворлар эластик заминида ётувчи балка ва плиталар сингари ҳисобланади.

Қозикли пойдеворлар. Бино ва иншоотлар заминидagi грунтнинг юк кўтариш қобилияти етарли даражада бўлмаса, қозиклар (сваи) қўлланилади. Бундай пойдеворлар бир гуруҳ устун-қозиклар ва уларнинг устига ўрнатилган бириктирувчи темирбетон плита ёки тўсидан ташкил топади. Қозикли пойдеворлар табиий заминга ўрнатилган пойдеворларга қараганда маълум афзалликларга эга: тупроқ ишлари ҳажми ва ноль босқичининг меҳнат сифими кичик бўлади, қиш шароитида иш ташкил этиш қулайлашади. Қозикларнинг қоқиб киритиладиган (забивной) ва қуйиб тўлдириладиган (набивной) хиллари мавжуд. Қоқма қозиклар корхона ёки қурилиш майдонларида йиғма темирбетон шаклида тайёрланиб, ерга махсус ускуналар ёрдамида қоқиб киритилади. Қуйма қозиклар иморат қуриладиган жойнинг ўзида ишланади. Бунинг учун аввал қудуқ пармаланади, унга арматура каркаси туширилади, кейин бетон қуйилади.



9.6-расм. Қозик пойдевор тарҳи:

а — устун - қозиклар; б — осма қозиклар; 1 — қаттиқ грунт;
2 — қозик; 3 — юмшоқ грунт; 4 — ростверк.

Ишлаш усулига қараб, қаттиқ грунтга таянадиган устун-қозиқлар ва юкни қозиқнинг кўндаланг кесим юзаси ҳамда ён сирти бўйлаб ишқаланиш кучлари қабул қиладиган осма қозиқлар бўлади (9.6-расм). Қозиқларнинг 150 дан ортиқ турлари мавжуд, бироқ булар орасида энг кўп тарқалгани темирбетон устун-қозиқлардир.

Кўндаланг кесимнинг шаклига кўра темирбетон устун-қозиқлар яхлит ва ковакли (ичи бўш) турларга бўлинади. Кўйиладиган юк унча катта бўлмаса, квадрат кесимли яхлит (бутун ёки улама) устун-қозиқлар қўлланилади. Унинг кўндаланг кесим ўлчамлари 200×200 мм дан 400×400 мм гача, узунлиги оддий арматураларда 3...16 м, олдиндан зўриқтирилган арматураларда 3...20 м бўлади. Оддий, яъни зўриқтирилмаган арматурали қозиқлар В 15 синфли бетон ва А—II, А—III синфли диаметри 12 мм дан кам бўлмаган арматурадан тайёрланади. Қозиқнинг тўқмоқ уриладиган юқори қисмига ҳар 5 см масофада 3...5 та арматура симтўри қўйилади. Агар арматура олдиндан зўриқтирилса, у ҳолда В 20...В 25 синфли бетон ишлатилади. Қозиққа таъсир этувчи юклар катта бўлса, ичи бўш устун-қозиқлар қўлланилади. Қозиқлар 2...6 м ли бўлақлардан ташкил топиб, бўлақлар бир-бирига болтлар ёрдамида ёки пайвандлаш йўли билан уланади.

Қозиқли пойдеворлар чегаравий ҳолатлар бўйича ҳисобланади. Грунтдаги қозиқнинг юк кўтариш қобилияти, қозиқ ва туташтирувчи тўсин (ростверк)нинг мустаҳкамлиги чегаравий ҳолатларнинг биринчи гуруҳи бўйича ҳисобланади; қозиқли пойдеворларнинг чўкиши, пойдевор ва туташтирма тўсинларда ёриқларнинг пайдо бўлиши ва очилиши чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи бўйича ҳисобланади. Булардан ташқари қозиқларни ташиш ва ўрнатиш жараёнида вужудга келадиган зўриқишлар таъсирига бўлган мустаҳкамлиги ҳам текширилади.

ЙИҒМА ТЕМИРБЕТОН СИНЧЛИ БИНОЛАР

10.1. Бир қаватли саноат бинолари

Бир қаватли саноат бинолари металлургия, машина-созлик ва саноатнинг бошқа соҳаларида кенг тарқалган. Ҳозирги даврда саноат биноларининг қарийб 70 фоизи-ни ана шундай бинолар ташкил этади. Кўп қаватли биноларнинг ора ёпмаларига қўйиш мумкин бўлмаган оғир ва улкан ускуналарни корхоналар бир қаватли биноларга жойлаштирилади. Ускуналарни жойлаштириш ва улардан фойдаланиш шарт-шароитлари, шунингдек келажакда технологик жараёнларни ўзгартириш зарурати устунлар оралиғини кенг, бино баландлигини баланд олишни тақозо этади. Бир қаватли биноларга кўпинча оғир юк ташийдиган кўприксимон ёки осма кранлар ўрнатилади, булар бинонинг юк кўтарувчи элементларида катта зўриқишлар уйғотади.

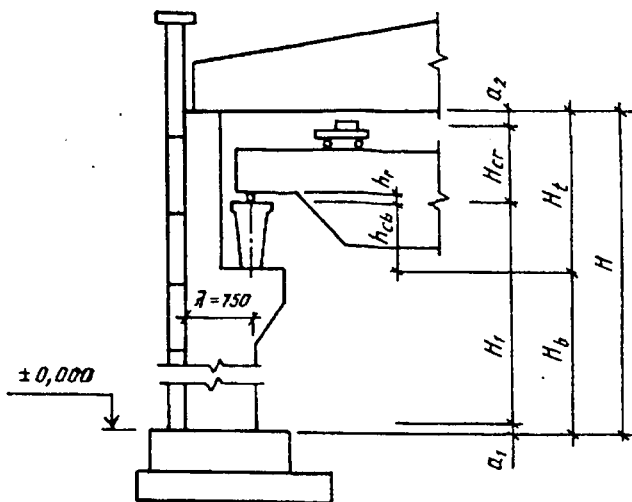
Бир қаватли саноат биноларининг қуйидаги турлари мавжуд: бир оралиқли ва кўп оралиқли бинолар; жумладан кўприксимон крансиз бинолар 50 % ни, кўприксимон кранли бинолар 35 % ни ва осма кранли бинолар 15 % ни ташкил этади, фонарсиз бинолар ҳам бўлади.

Синчни қандай материалдан ишланиши техник-иқтисодий таҳлил асосида ҳал этилади. Бир қаватли саноат биноларида ишлатиладиган асосий материал йиғма темирбетондир. Саноат биноларининг 85 фоизи йиғма темирбетондан, 12 фоизи металлдан, 3 фоизи бошқа материаллардан тикланади.

Бино баландлиги технологик шарт-шароитларга боғлиқ ҳолда белгиланади, бунда кран рельсининг тепа сатҳи асосий кўрсаткич саналади (10.1-расм):

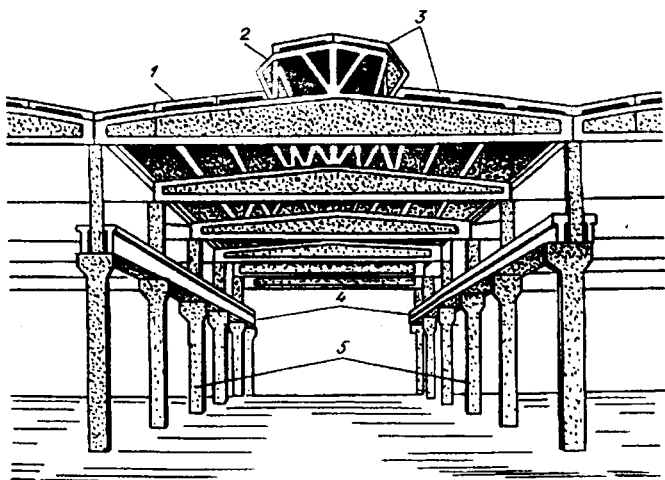
$$\begin{aligned} H_b &= H_1 - h_r - h_{cb} + a_1; & H_l &= H_{cr} + h_r + h_{cb} + a_2; \\ H &= H_b + H_l, \end{aligned} \quad (10.1)$$

Булардан ташқари устун баландлиги H ни белгилашда типовой девор панели ҳам, дераза ромининг баландлик-лари ҳам ҳисобга олинади.



10.1-расм. Устун баландлигини аниқлашга доир.

Бир қаватли биноларнинг синчи устун, том тўсини, ферма, арка, зарур бўлган ҳолларда — кран ости ва боғлама тўсинлардан ташкил топади (10.2-расм). Бундай бино-



10.2-расм. Йиғма темирбетон элементлардан тикланган бир қаватли синчли саноат биноси:

- 1 — ёпма тўсин; 2 — фонарь; 3 — ёпма панеллари;
4 — кран ости тўсинлари; 5 — устунлар.

ларда асосий юк синчларга узатилади, деворлар ўзини ўзи кўтаради. Баъзан тўлиқ бўлмаган синчлардан ҳам фойдаланилади. Тўлиқ бўлмаган синчларда четки устунлар ўрнига юк кўтарувчи деворлар тикланади. Синчли бинолар узунлиги 6, 12, 18, 24, 30, 36 м, устун қадами (устунлар оралиғи) 6 ва 12 м бўлган йиғма типовой элементлардан лойиҳаланиши даркор. Устунлар оралиғи каттароқ (12×24 м, 12×30 м) олинса, янада яхши. Ўлчамлар 12×18; 12×24; 12×30 м бўлган; кўприксимон кранли биноларда баландлиги $H = 8,4...18$ м (1,2 м каррали) тўғри тўртбурчак кесимли ёки кран ости тўсини учун мўлжалланган консолли икки шохобчали устунлар қўлланилади.

Ўлчамлари 6×12; 12×18; 12×24 м бўлган; крансиз биноларда баландлиги $H = 3,6...14,4$ м (1,2 м каррали) консолсиз тўғри тўртбурчак кесимли устунлардан фойдаланилади. Темирбетон устунлар стакансимон пойдеворларга бикир маҳкамланади. Устунларга, умумий номда ригель деб аталувчи том тўсини, ферма ёки арка ўрнатилади. Ригеллар монтаж жараёнида устунлардан чиқиб турувчи анкер болтларига гайкалар ёрдамида бураб маҳкамланади. Монтаж тугагач, ригеллар устунларнинг тахтакачларига (закладные детали) пайвандланади. Бундай тугун бикирлиги кам бўлгани сабабли шарнирли деб қаралади. Ҳарорат чоки барпо этиш учун ригель устунга қўзғалувчи таянч воситасида бириктирилади.

Стропил конструкцияларига узунлиги 6 ёки 12 м бўлган темирбетон том ёпма панеллар ўрнатилади. Темирбетон том ёпма панеллар, уларга қўйиб кетилган пўлат тахтакачлар воситасида, ригелларга пайвандланади. Бу панеллар орасидаги чоклар бетон билан тўлдирилгач, ўз текислигида бикир диафрагма ҳосил қилади. Мазкур диафрагма бошқа конструкциялар (кран ости ва боғлама тўсинлар, боғланишлар) билан биргаликда бинонинг фазовий бикирлиги ва устуворлигини таъминлайди.

Бир қаватли биноларнинг томларини ёпишда цилиндрсимон ҳамда икки томонлама эгилган юпқа деворли темирбетон конструкциялари кенг қўлланилади.

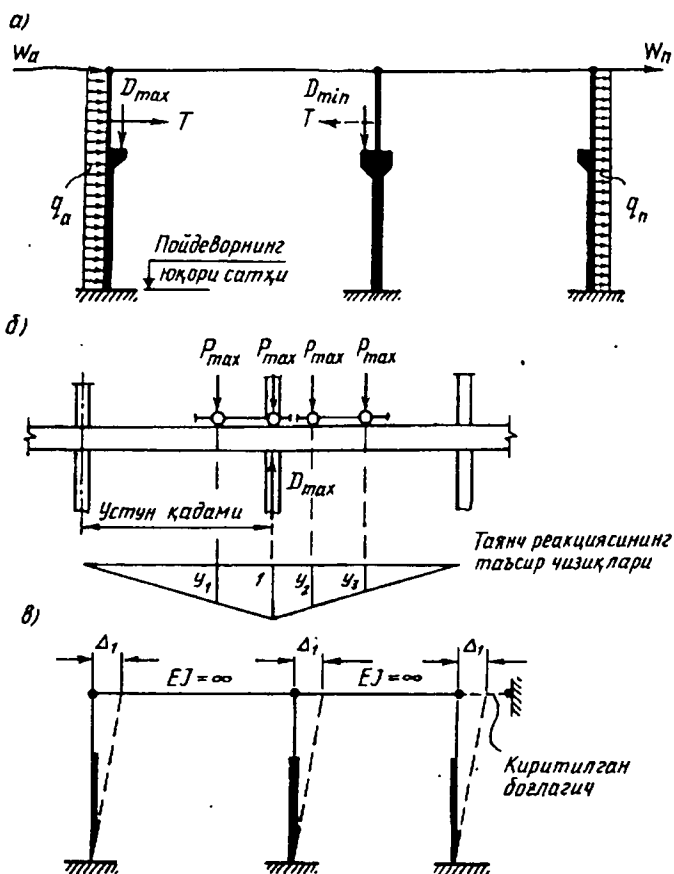
Темирбетон краности тўсинларининг кесимлари тавр ва қўштавр шаклида бўлиб, узунлиги 6 ҳамда 12 м ва улар олдиндан зўриқтирилган бўлади. Тўсин узунлиги 6 м дан,

кран юк кўтарувчанлиги 20 т дан ортмаса, тўсинни олдиндан зўриқтирмаса ҳам бўлади. Кран ости тўсинига (краннинг тормозланиш зўриқишидан ҳосил бўлган) вертикал ва горизонтал юклар таъсир этади. Шунинг учун тўсиннинг горизонтал йўналишдаги бикирлигини ошириш талаб этилади. Бунга тўсиннинг токчасини катталаштириш йўли билан эришилади. Кесимнинг тавр шаклида олиниши рельсни кран ости тўсинига маҳкамлаш ишларини ҳам осонлаштиради. Кран ости тўсинлари иккита кран, рельслар ва тўсиннинг хусусий оғирлигидан жамланган юклар таъсирига ҳисобланади. Вертикал ва горизонтал кран юклари динамик коэффициент 1,2 га кўпайтирилади. Кран ости тўсинлари устунларнинг консол қисмига ўрнатилади. Уларни устунларга ва ўзаро бириктириш учун махсус қолдирилган пўлат тахтакачларга пайвандланади. Тўсинларнинг уланиш тугунлари бикирлиги тўсин бикирлигига қараганда анча кам бўлади. Шунинг учун улар эркин таянган бир оралиқли оддий балка сифатида ҳисобланади.

Синчли биноларнинг деворлари узунлиги устун қадамига, яъни 6 ва 12 м га тенг бўлган темирбетон панеллардан ташкил топади. Иситиладиган биноларда иссиқни сақлайдиган панеллар қўлланилади. Панеллар устунларга болтлар ёрдамида ёки пайвандлаш йўли билан маҳкамланади.

Техник-иқтисодий ҳисобларнинг кўрсатишича, бир қаватли йиғма темирбетон синчли бинолар пўлат синчли биноларга нисбатан арзонроқ тушади. Масалан, устунлар тўри 6×24 м бўлган бинода пўлат ферма олдиндан зўриқтирилган темирбетон ферма билан алмаштирилганда бинонинг ҳар 1 м^2 га сарфланадиган пўлатнинг миқдори 2,5 барабар камаяди. Агар устунлар тўри кенгайтирилса, меҳнат сарфи қисқариб, ишлаб чиқариш майдони тежалади.

Бир қаватли йиғма темирбетон синчнинг ҳисоблаш тарҳи ригель устунларга шарнирли бириктирилган рама кўринишида қабул қилинади (10.3-расм). Устунлар стакансимон пойдеворларга бикир маҳкамланган деб қаралади. Рама доимий ва муваққат (қор, шамол, кран) кучлар таъсирига ҳисобланади. Сейсмик ҳудудларда бунёд этиладиган би-



10.3-расм. Йиғма темирбетон синчли бир қаватли бинонинг ҳисоблаш тарҳи:

а — кўндаланг рама; б — бўйлама қирқим элементи; в — кўчиш усулининг асосий системаси.

ноларга зилзила кучи таъсири ҳам эътиборга олинади (бу ҳақида 13-бобда алоҳида тўхтаб ўтилган).

Вертикал юklar билан устун кесимининг оғирлик маркази орасида мавжуд бўлган елка ҳисоб жараёнида эътиборга олинади. Ёйиқ шамол кучларининг устундан юқори қисми йиғиқ кучлар W_a (мусбат босими) ва W_n (манфий босим) билан алмаштирилади. Девор орқали устунларга

бериладиган шамол босими мусбат q_a ва манфий q_n ёйиқ куч кўринишида қўйилган деб қаралади.

Крандан тушувчи вертикал юklar кўприк оғирлиги, ара-
вача ва юklar вазнидан ташкил топиб, кран ости тўсини-
га ғилдираклар орқали узатилади. Краннинг битта ғилди-
рагига тушадиган энг катта босим $P_{n, \max}$ юк ортилган ара-
вача устунга энг яқин турган ҳолатда вужудга келади; бунда
краннинг иккинчи учигаги ғилдиракка тушадиган босим
энг кичик қиймат $P_{n, \min}$ га эга бўлади. $P_{n, \max}$ нинг қиймати
кран стандартларида келтирилади.

Рамани ҳисоблашда бинода бир вақтнинг ўзида иккита
кўприксимон кран мавжуд деб фараз этилади. Устунга таъ-
сир этадиган максимал вертикал юк ана шу икки кран
рамага нисбатан энг ноқулай жойлашган ҳолатда вужудга
келади (10.3-расм). Бир оралиқли кран ости тўсинининг
таянч реакциялари учун таъсир чизиқларини чизиб, улар-
дан қуйидаги миқдорларни аниқлаймиз:

$$D_{\max}^{\min} = P_{n, \max}^{\min} (y_1 + y_2 + 1 + y_3) \gamma_f, \quad (10.2)$$

бу ерда $D_{\max}^{\min}$ — кран таъсирида ҳосил бўладиган максимал
ва минимал вертикал босим, γ_f — кран юклари учун ишонч-
лилик коэффициенти.

Кран аравачасининг тормозланишидан ҳосил бўлган
горизонтал куч T_n тўлалигича рельсга узатилади. Ушбу куч
у ёки бу томонга йўналган бўлиши мумкин. Горизонтал
куч бир рельсда турган икки ғилдиракка тенг тақсимлана-
ди.

Юк эркин осилган бўлса:

$$T_n = 0,05(Q + q), \quad (10.3)$$

қўшимча равишда ҳосил бўладиган инерция кучлари ту-
файли юк ноэркин осилса:

$$T_n = 0,1(Q + q), \quad (10.4)$$

бу ерда Q — краннинг юк кўтариш қобилияти; q — кран
аравачасининг хусусий оғирлиги.

Рама устунларига бериладиган энг катта кўндаланг тор-
мозланиш кучи ўша таъсир чизиқларидан (10.3-расм) то-
пилади:

$$T = T_n(y_1 + y_2 + 1 + y_3) \gamma_f. \quad (10.5)$$

Рама қурилиш механикасининг усулларидан бири бўйича ҳисобланади. Бир қаватли саноат биноларининг аксарият қисмида ригеллар баландлик бўйича бир хил сатҳда жойланишини, ўз текислигидаги бикирлик устунлар бикирлигидан анча юқори эканлигини инобатга олиб, унинг бикирлигини $EJ = \infty$ деб қабул қилса бўлади.

Ҳар бир ҳисобий кесим учун зўриқишларнинг энг нобоп йиғиндисини танлай олиш имкониятига эга бўлиш мақсадида рама юкларнинг ҳар бир турига алоҳида ҳисобланади.

Кран юки асосан битта ясси рамага таъсир этади. Қолган рамалар, ёпма ва боғланишларнинг бикирлиги туфайли, юкланган раманинг силжишига тўсқинлик қилади, натижада синчнинг фазовий иши юзага келади. Ҳисоблаш учун четдан иккинчи рама танлаб олинади, чунки бу рама энг ноқулай шароитда ишлайди. Синчнинг фазовий иши каноник тенгламага C_{np} коэффициентини киритиш орқали ҳисобга олинади:

$$C_{np} r_{11} \Delta_1 + R_{1p} = 0, \quad (10.6)$$

бу ерда C_{np} — иккинчи рама учун устун қадами 6 м бўлса 4 га, 12 м бўлса 3,4 га тенг бўлади. r_{11} — бирлик кўчиш таъсирида ҳосил бўлган реактив куч. Δ_1 — рама тугунининг ташқи куч таъсиридаги кўчиши. R_{1p} — ташқи кучлар таъсирида ҳосил бўлган реактив куч.

Бўйлама рамалар. Бўйлама рамаларга бинонинг узунлиги бўйича жойлашган бир қатор устунлар ва бўйлама конструкциялар: кран ости тўсинлар, вертикал боғламалар, устун бўйлаб таъсир этадиган керки кучи ва том ёпма конструкциялари киради (10.3-расм, в).

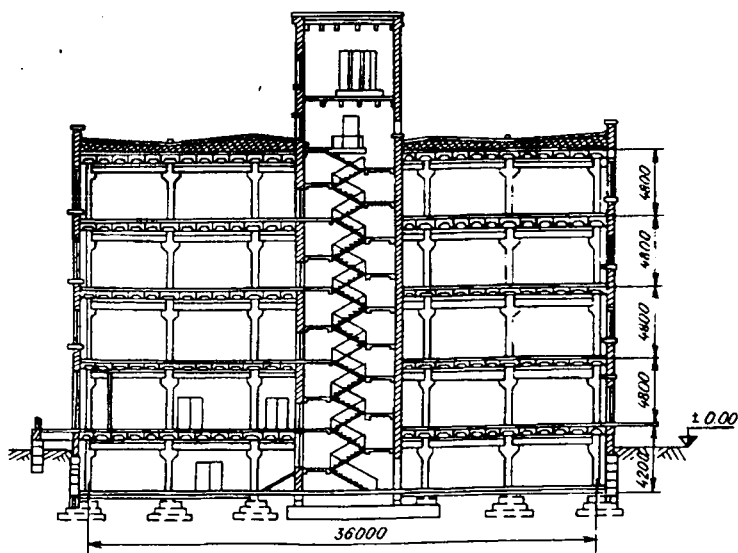
Бўйлама рама бинонинг бикирлигини бўйлама йўналиш бўйича таъминлайди ва у краннинг тормозланишидан ҳосил бўладиган бўйлама куч ва бинонинг ён томонидан таъсир этувчи шамол кучи таъсирида бўлади.

10.2. Кўп қаватли синчли бинолар

Кўп қаватли синчли биноларга енгил саноат (асбоб-созлик, кимё, озиқ-овқат, тўқимачилик ва бошқа) корхоналари, музхоналар, омборлар, гаражлар, шунингдек меҳ-

монхоналар, даволаш муассасалари кабилар жойлаштирилади. Саноат бинолари технологик ва иқтисодий омиллардан келиб чиқиб 7 қават (40 м) атрофида, фуқаро бинолари — 12 қаватгача, баланд бинолар эса 20 ва ундан ортиқ қават баландликда лойиҳаланади. Саноат биноларининг эни 18, 24, 36 м ва ундан ортиқ, устунлар қадами 6 м, қаватлар баландлиги 1,2 модулга каррали олинади. Устунларнинг 6×6 ; 9×6 ; 12×6 м ўлчамли турлари кенг тарқалган. Устун турларининг ўлчамлари муваққат юklarнинг миқдорига қараб белгиланади. Фуқаро биноларининг эни асосан 14 м дан ортиқ олинмайди. Кўп қаватли тўлиқ синчли биноларда деворлар ўзини ўзи кўтарадиган ёки осма бўлади. Тўлиқ бўлмаган синчли биноларда четки устунлар юк кўтарадиган девор билан алмаштирилади. Саноат бинолари кўпинча тўлиқ синчли қилиб лойиҳаланади. Кўп қаватли саноат бинолари умуман саноат биноларининг 30 % ни ташкил этади.

Кўп қаватли синчли бинолар кўндаланг рамалар мажмуасидан ташкил топиб, улар бир-бири билан қаватлараро ёпмалар ёрдамида бириктирилади. Ёпмалар тўсинли



10.4-расм. Тўсинсимон ёпмали кўп қаватли рама — синчли бино.

(10.4-расм) ёки тўсинсиз бўлиши мумкин. Тўсинсиз ёпмаларда устун қоши билан пухта бириктирилган темирбетон плита ригель вазифасини ўтайди. Вертикал юклар барча ҳолларда кўндаланг рамаларга узатилади. Горизонтал юкларни қабул қилишига қараб каркасли бинолар рамали, рама-боғлагичли ва боғлагичли тизимларга бўлинади.

Рамали тизим. Синчнинг рамали тизимида юкни устун ва ригеллар қабул қилади. Ригеллар устунларга бикир бириктирилади, натижада фазовий тизим ҳосил бўлади. Қаватлар сони ортиши билан шамол кучи таъсирида пастки қават устун ва ригелларида вужудга келадиган эгувчи моментлар ҳам ортиб боради, бу эса устун ва ригеллар кесимини катталаштиришни талаб этади. Бу ҳол бино конструкцияларини бирхиллаштиришни (унификация) қийинлаштиради, шунинг учун рамали тизим 8 қаватдан баланд биноларда қўлланмайди. Рамали тизимларда горизонтал ва вертикал юкларни тўлалигича кўндаланг рамалар қабул қилади, шунинг учун улар ана шу кучлар таъсирига ҳисобланади.

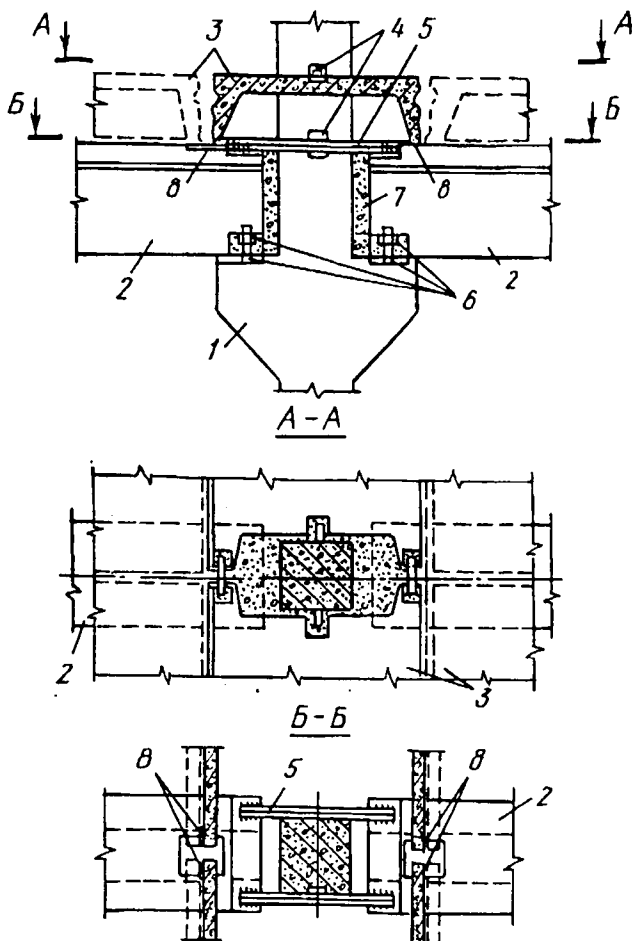
Рама-боғлагичли тизим. Баландлиги 8 қаватдан ортиқ бўлган биноларда горизонтал юкларни бикир тугунли рамалар ва вертикал жойлашган бикирлик элементлари, вертикал юкларни эса рамалар ва қисман бикирлик элементлари қабул қилади. Бундай элементлар сифатида одатда темирбетон деворлар — диафрагмалар ёки металлдан ишланган боғлагичлар қўлланилади. Лойиҳалаш тажрибасининг кўрсатишича рама-боғлагичли тизимлардаги вертикал диафрагмалар горизонтал кучларнинг 80...90 % ини, агар бир оз кучайтирилса, 100 % ини ўзига қабул қила олар экан. Рама-боғлагичли тизимларда горизонтал кучлар ташқи деворлар орқали қаватлараро ёпмаларга узатилади. Ёпмалар горизонтал диафрагма сифатида ишлаб, босимни вертикал диафрагмаларга узатади. Вертикал диафрагмалар горизонтал кучлар таъсирида, пойдеворга маҳкамланган консоль сингари ишлайди. Вертикал диафрагмаларнинг бикирлиги камроқ бўлса, горизонтал кучларнинг бир қисмини кўндаланг рамалар қабул қилади. Рама-боғлагичли тизимларни сейсмик ҳудудларда кенг қўллаш тавсия этилади.

Боғлагичли тизим. Бундай тизимда вертикал юкларни рамалар ва қисман диафрагмалар қабул қилади. Горизонтал юкларни эса асосан диафрагмалар қабул қилади. Ригель билан устуннинг туташув тугуни кичик қийматли моментни қабул қила оладиган қилиб ишланади. Моментлар қийматининг доимийлиги бирикув тугунлари ва устун ҳамда ригелларни бирхиллаштириш имконини беради. Сўнгги пайтларда металлни тежаш имкониятини берадиган шарнирли тугунлар яратилиб, амалиётга татбиқ этилмоқда. Йиғма темирбетон элементларидан тикландиган турар жой ва жамоат биноларида боғлагичли тизимлар кенг қўлланилади.

Тўлиқ бўлмаган синчли биноларни ҳам боғлагичли тизимларга киритса бўлади. Буларда юк кўтарадиган бўйлама ва кўндаланг деворлар вертикал диафрагма ролини ўйнайди. Устун ва ригеллардан ташкил топган ички синчлар деворларга таяниб, фақат вертикал юкларни қабул қилади.

Умуман олганда устун ва ригелларнинг уланиш тугунлари бикир ва шарнирли бўлиши мумкин. Кўпинча ригелларни ўрнатиш мақсадида устунлардан кичик консоллар чиқариб қолдирилади. Агар меъморий жиҳатдан консолларнинг чиқиб туриши мақсадга мувофиқ бўлмаса (масалан, фуқаро биноларида), у ҳолда консолни ригел баландлигида қилиб ўрнатиш учун ригелда кемтик қолдирилади. 10.5-расмда устун билан ригелнинг уланиш тугунлари тасвирланган. Ригеллар ўзаро ва устунлар билан қўйилма деталарни пайвандлаш орқали бириктирилади. Ёпма плиталар ҳам ўзаро ҳамда ригелларга пайвандланади. Устунлар полдан 60—80 см баландликда уланса яхши бўлади, бироқ кўпинча улар ёпма сатҳида уланади. 10.6-расмда устунларни бикир улаш ечими кўрсатилган.

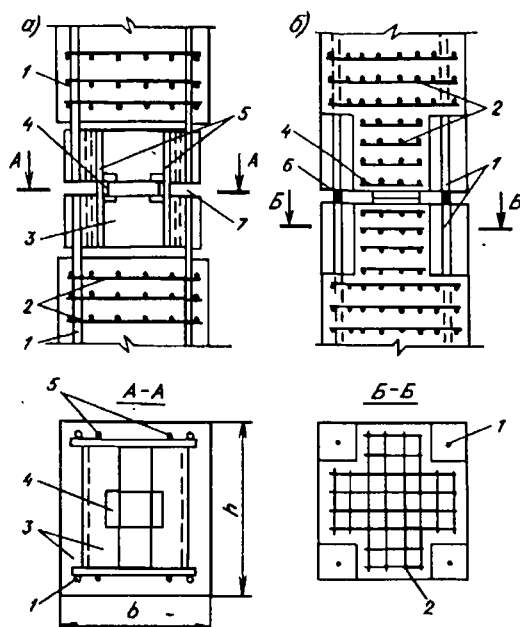
Техник-иқтисодий ҳисобларга кўра, кўп қаватли синчли биноларда рамали тизим анча тежамли бўлар экан. Масалан, бионинг 1 м² майдонида сарфландиган пўлатнинг ҳажми рама-боғлагичли тизимларда рамали тизимларга нисбатан 10—15 % кам бўлади, бинобарин, нархи ҳам 2,5—5 % га арзон тушади. Шунини таъкидлаш жоизки, саноат биноларида 6×6 ва 9×6 м ўлчамли устун турлари кўп ҳолларда эксплуатацион талабларни қондирмайди. Айниқса



10.5-расм. Устун ва ригелларнинг бирикуви:

1 — устун; 2 — ригель; 3 — қовурғали плиталар; 4 — устуннинг қўйил-
ма деталлари; 5 — учлик қоплама; 6 — монтаж штири ва бурчаклик;
7 — яхлитлаш бетони; 8 — пайванд.

технологик тизимни янгилашда анча қийинчиликлар туғ-
диради. Ҳисоблар устун тўри 6×24 ва 6×36; 12×24 ва
12×36 м бўлган катта оралиқли кўп қаватли бинолар иқти-
содий жиҳатдан мақбул эканлигини кўрсатди.



10.6-рasm. Устуннинг бикир чоклари:

а — пўлат каллакчи; б — бетон бўртмали; 1 — устуннинг бўйлама ишчи арматураси; 2 — пайвандланган симтўрлар; 3 — бурчакчи ва листлардан ясалган пўлат ўрамалар; 4 — марказлаштирувчи пўлат пластиналар; 5 — учлик стерженлар; 6 — ваннали пайванд; 7 — чок қаваги.

10.2.1. Кўп қаватли фуқаро бинолари. Ҳозирги даврда заводларда тайёрланадиган йирик ўлчамли йиғма темир-бетон элементлардан бунёд этиладиган синчли ва синчсиз (йирик панелли) бинолар энг кенг тарқалган бино турларидан ҳисобланади.

Синч-панелли бинолар тўла ва тўла бўлмаган синч кўри-нишида лойиҳаланади. Тўла синч вариантида қобирғали ёпманинг учлари устунларга ўрнатилади. Устунлар ва ёпманинг қобирғалари бинонинг фазовий синчини ҳосил қилади. Девор панеллари устунларга маҳкамланади. Тўла бўлмаган синч вариантида четки устунлар ўрнига юк кўтарувчи деворлар тикланади, ёпмаларнинг бир учи ана шу деворларга, иккинчи учи эса ички устунларга таянади.

Уй-жой қурилишида йирик панелли (синчсиз) бинолар кенг тарқалган; синчнинг йўқлиги ва заводда тахтлаш

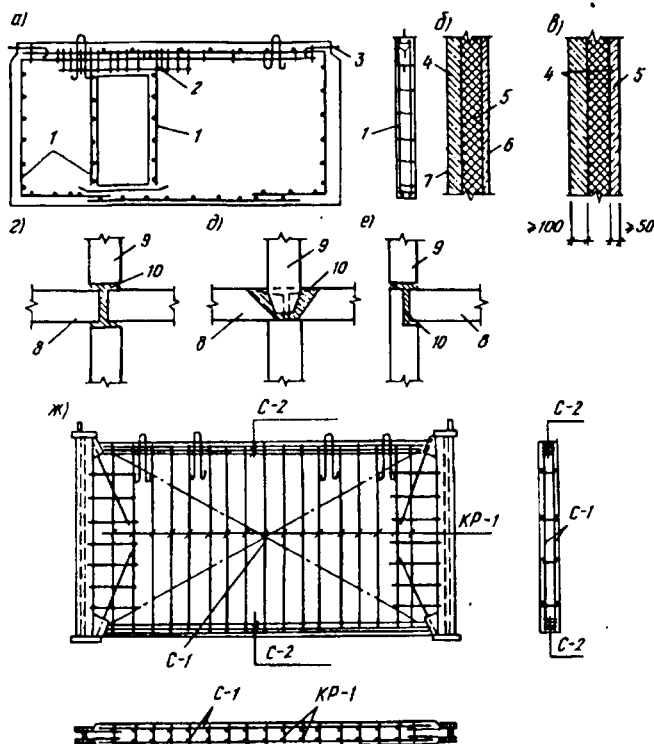
даражасининг юқорилиги, монтаж ишларининг камайиши бионинг арзонлашувиға олиб келади. Ҳисоблар бандлиги 20 қаватгача бўлган йирик панелли уйлар синчли биноларга нисбатан анча арзон эканлигини кўрсатди (нархи 5...10 % арзон, қуриш учун сарфланадиган меҳнат 10...15 % кам, арматура ҳам 30...50 % кам сарфланади). Биноларнинг эни хоналарни табиий ёритиш нуқтаи назаридан 12...16 м атрофида олинади.

Йирик панелли бинолар деворларининг юк кўтаришига қараб икки гуруҳга бўлинади: гуруҳларнинг бирида юкни кўндаланг деворлар, иккинчисида бўйлама деворлар кўтаради. Юкни кўндаланг деворлар кўтаргани маъқул деб саналади, чунки бунда ёпмаларнинг оғирлиги кўндаланг деворларга берилиб, бўйлама деворлар юк кўтармайди, улар фақат тўсиқ вазифасини ўтайди, бу эса уларни енгил ашёлардан (керамзитобетон, аглопоритобетон, ғовакли бетон ва ҳ.к.) катта ўлчамларда яшаш имконини беради. Йирик панелли биноларнинг ёпмалари ва деворлари кўпинча хоналар ўлчамида ишланади.

Ички ва ташқи девор ҳамда ёпма панеллари панелли биноларнинг асосий конструкцияларидир. Юк кўтарувчи ички девор панеллари одатда синфи В15 дан кам бўлмаган оғир бетондан бир қатламли қилиб лойиҳаланади (10.7-расм, а). Панель қалинлиги мустақкамлик, товуш ўтказмаслик ва оловбардошлик талаблари асосида белгиланади. Панелнинг иккала йўналишида қўйиладиган горизонтал ва вертикал арматуранинг юзаси конструктив равишда белгиланиб, панель кесимининг $0,2 \text{ см}^2/\text{м}$ миқдорида қабул қилинади.

Юк кўтармайдиган ташқи девор панеллари ғовакли енгил бетондан 240...350 мм қалинликда бир қатламли қилиб тайёрланади. Юк кўтарадиган ташқи деворлар икки ёки уч қатламли қилиб ишланади (10.7-расм, б, в). Арматура фақат оғир бетонли қатламга қўйилади. Панелнинг сарбаста (перемычка) қисмига қўйиладиган арматура ҳисоблаш йўли билан танланади [8].

Ёпма панеллари кўп бўшлиқли ёки яхлит плита тарзида ишланади. Оралиқ масофаси 4,8 м дан кичик бўлса, плита олдиндан зўриқтирилмайди. Арматуралар плитанинг қай тарзда ишлашига қараб жойлаштирилади. Бўйлама ва



10.7-расм. Панель бинолар конструкциялари:

1 — вертикал каркаслар; 2 — сарбаста каркаси; 3 — ёндош элементларга пайвандлаш учун қолдирилган арматуралар. 4 — оғир бетон қатлами; 5 — иссиқ сақлаш қатлами; 6 — пардоз қатлами; 7 — ички сирт; 8 — ёпма панеллари; 9 — девор панеллари; 10 — қоришма.

кўндаланг деворлари юк кўтарадиган биноларда ёпма панеллари уч ёки тўрт томони тиралган плита сифатида, қолган ҳолларда эса икки учи тиралган плита каби ишлайди.

Девор ва ёпма панелларининг бирикуви бино элементларини сиқилиш, чўзилиш ва силжиш зўриқишларини қабул этишда биргаликда ишлашини таъминлаши лозим. Панеллар орасидаги вертикал чоклар бетон шпонкалари ва пайвандлаш ёрдамида бириктирилади. Горизонтал чоклар сиқилиш зўриқишларининг узатилишига қараб платформали (10.7-расм, г), контактли (10.7-расм, д) ва ара-

лаш (10.7-рaсм, е) турларга бўлинади. Ички деворлар билан ёпма орасидаги чок одатда платформали усулда, ташқи деворлар — аралаш усулда бириктирилади.

Бутун хоналар ёки хонадонлардан ташкил топган фазовий темирбетон блокларнинг ишлаб чиқилиши ва қурилиш амалиётига татбиқ этилиши йирик панелсозликда олға қўйилган бир қадам бўлди. Ҳажмий блоклар алоҳида тайёрланган ясси девор ва ёпма панелларини заводнинг ўзида йиғиш йўли билан ёки «стакан», ёки «қалпоқ» кўринишида қуйма (монолит) ҳолда ясалади. Ҳажмий блокларнинг ички пардозлаш ишлари ҳам заводда бажарилади, шу боисдан қурилиш майдончасида бажариладиган ишлар ҳажми анча қисқаради. Кўп ишлар заводнинг ўзида механизмлар воситасида амалга оширилганлиги сабабли ҳажмий блоклардан қад кўтарган бинолар иқтисодий жиҳатдан анча самаралидир. Бундай бинолар 1 м² нинг нархи гишт ёки йирик блокли биноларга нисбатан анча арзон бўлади. Бу турдаги биноларнинг камчилиги — тарҳий ечимларининг чегараланганлиги ва блокларни тарҳда жойлаштирганда вариантлар сонининг камлигидир.

Сирпанувчи қолипларда қад кўтарадиган кўп қаватли монолит темирбетон биноларнинг истиқболи кенгдир. Ҳозирги пайтда кўпгина шаҳарларда шу усулда бунёд этилган 17—20 қаватли монолит биноларни учратиш мумкин.

10.2.2. Кўп қаватли биноларни ҳисоблаш. Замонавий кўп қаватли бинолар турли хил элементларни ўз ичига олган мураккаб фазовий тизимлардан ташкил топади. Бундай биноларни ҳисоблашда барча конструктив хусусиятлари, таъсир этувчи юкларнинг тавсифини эътиборга олиш қийин масалалардан саналади. Табиийки, бундай ҳисобларни бажаришда лойиҳачи энг аввал ЭҲМ га суянади.

Мураккаб ҳисобларни амалга оширишда лойиҳачига ҳисобнинг муҳандислик услублари ҳамда ёрдамчи жадваллар жуда қўл келади. Шунингдек ҳисобнинг соддалаштирилган усуллари ҳам мавжуд. Масалан, фазовий тизимни бир неча ясси тизимларга ажратиб, уларнинг ҳар қайсисини мустақил равишда ҳисобланади. Бинонинг айрим элементларида ҳосил бўладиган зўриқишларни тақрибан аниқлашда шу усулдан фойдаланилади, кўпинча бу усул аниқ натижалар беради.

Кўп қаватли бинолар асосий ва махсус юклар таъсирига ҳисобланади (2-бобга қар.). Ҳисоб устун ва ригеллар-

нинг нисбий бикирликларини аниқлашдан бошланади. Бунинг учун мавжуд конструкцияларга ўхшатма равишда, элементнинг кўндаланг кесим ўлчамлари белгиланади. Кесимни тақрибий ҳисоб асосида белгиласа ҳам бўлади. Масалан, ригелнинг кесимини таянч моменти орқали аниқлаш ҳам мумкин:

$$M = (0,6...0,7) M_0; \quad M_0 = \frac{(q+v)l_0^2}{8}, \quad (10.7)$$

бу ерда q ва v — ригелнинг 1 м га мос бўлган доимий ва муваққат ҳисобий юк; l_0 — ригелнинг ҳисобий узунлиги.

Ригелнинг кўндаланг кесимлари:

$$h_0 = 1,8\sqrt{M/R_b b}; \quad b = (0,3...0,4)h. \quad (10.8)$$

Устуннинг кўндаланг кесими:

$$A_k = (1,2...1,5) N/R_b; \quad (10.9)$$

бу ерда 1,2...1,5 — устунга эгувчи момент таъсирини ҳисобга оладиган коэффицент; N — юк майдони бўйича ҳисобланган бўйлама куч.

Кесимлар тақрибий усулда танлангач, устун билан ригель кесимлари бир-бирига мослаштирилади, ўлчамлар бирхиллаштирилади. Устун ва ригелларнинг нисбий бикирликлари ана шу қабул қилинган кесимлар бўйича ҳисобланади.

Фазовий рама каркасини муҳандислик услубида ҳисоблаганда уни алоҳида ясси рамаларга ажратилади. Бино каркасининг кўчишлари одатда кичкина бўлганлиги сабабли, кучлар таъсирининг мустақиллиги қоидасидан фойдаланиб, ҳар бир рама вертикал ва горизонтал юклар таъсирига алоҳида ҳисобланади.

10.2.3. Рамаларни вертикал юклар таъсирига ҳисоблаш.

Кўп қаватли рама юқори, ўрта ва қуйи қаватларни ўзида мужассамлаштирган уч хил бир қаватли рамаларга ажратилади (10.8-расм б). Тайёр жадваллардан (14-илова) фойдаланган ҳолда ҳар қайси рама алоҳида ҳисобланади. Рама ригелларидаги таянч моментлари қуйидаги формуладан аниқланади:

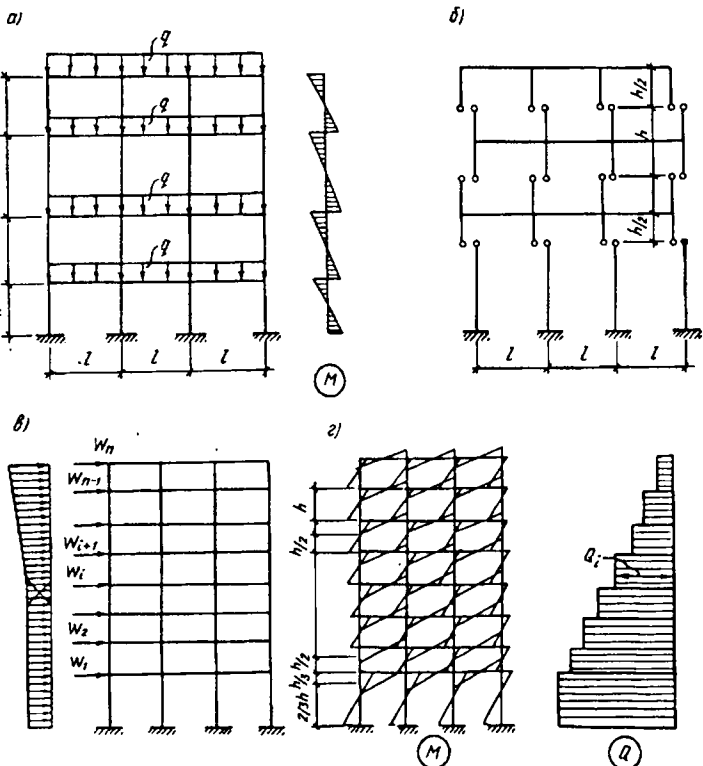
$$M = (\alpha g + \beta v) l^2; \quad (10.10)$$

бу ерда α ва β — оралиқлар сони, юкланиш схемаси ҳамда устун ва ригель бикирликлари нисбатига боғлиқ бўлган

коэффициент. g ва v — 1 м ригелга тўғри келган доимий ва муваққат юк; l — ригель оралиғи.

Устунлардаги эгувчи моментлар тугунда ригеллар таянчида ҳосил бўлган моментлар фарқини устуннинг нисбий биқирлигига мутаносиб (пропорционал) равишда тақсим қилиш йўли билан аниқланади. Доимий ва муваққат юкларнинг турли хил кўринишдаги йиғиндилари учун қурилган эгувчи момент ва кўндаланг кучлар эпюралари асосида умумлашма эпюра қурилади ва зўриқишлар қайта тақсимланади (6-бобга қар.). Агар рама оралиқлари учтадан ортиқ бўлса, рама барибир уч оралиқли деб қаралаверади.

10.2.4. Рамаларни горизонтал юк таъсирига ҳисоблаш. Рамаларни горизонтал кучлар (шамол, zilзила) таъсирига



10.8-расм. Кўп қаватли рамаларни вертикал (а, б) ва горизонтал (в, г) юклар таъсирига ҳисоблашга доир:

Q_i — i -қаватдаги кўндаланг куч.

ҳисоблаганда тақрибий усуллардан фойдаланилади. Ёйиқ горизонтал юклар рама тугунларига қўйилувчи йиғиқ кучлар билан алмаштирилади (10.8-расм. в). Устунлардаги эғувчи моментнинг нолга тенг бўлган нуқтаси, биринчи қаватдан бошқа қаватларда, устуннинг ўртасида жойлашган деб олинади. Биринчи қаватда эса (устун пойдеворга маҳкам бириктирилган бўлса) ноль нуқта баландликнинг $2/3$ қисмида етади (10.8-расм, г).

Қаватга таъсир этувчи умумий кўндаланг куч

$$Q_i = W_n + W_{n-1} + \dots + W_{i+1} + W_i \quad (10.11)$$

бўлиб, ҳар бир устунга уларнинг бикирлигига мутаносиб равишда тақсимланади:

$$Q_k = Q_i B / \sum_i B_k; \quad (10.12)$$

бу ерда B — ҳисобланаётган устун кесимининг бикирлиги; m — қаватдаги устунлар сони.

Топилган кўндаланг кучлар асосида барча қават устунларида (биринчи қаватдан ташқари) ҳосил бўладиган эғувчи моментлар аниқланади:

$$M = Q_k \cdot h/2 \quad (10.13)$$

Биринчи қаватда устуннинг устки M_i ва пастки M_b кесимларида ҳосил бўладиган эғувчи момент қуйидаги формулалардан топилади:

$$M_i = Q_k \cdot h/3; \quad M_b = Q_k \cdot 2h/3. \quad (10.14)$$

Ригеллардаги таянч моментлари тугунлар мувозанатидан аниқланади.

Турли хил (доимий ва муваққат) юклар учун қурилган эғувчи момент M ва кўндаланг кучлар Q эпюралари асосида умумлашма эпюралар қурилади, пластик деформациялар ҳисобига ригеллардаги зўриқишлар қайта тақсимланади; устун ва ригеллар ҳисоби ана шу қайта тақсимланган эпюралар бўйича бажарилади. Ригеллар эгиловчи элементлар сифатида нормал ва қия кесимлар бўйича ҳисобланади (бу ҳақида 6-бобда батафсил сўз юритилган). Устунлар эса номарказий сиқилувчи элементлар сингари ҳисобланади (7-бобга қар.).

БИНО ВА ИНШООТЛАРНИНГ ТОМ (ЁПМА) КОНСТРУКЦИЯЛАРИ

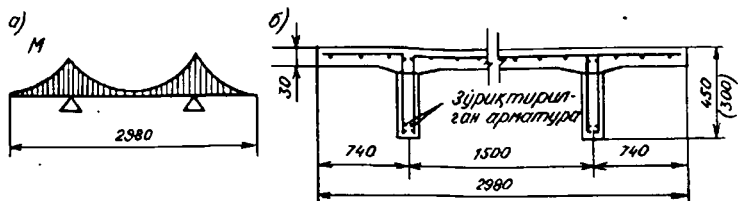
Бино ва иншоотлар ёпмалари (томлари)нинг юк кўтарувчи конструкциялари тўсин, ферма ва арка сингари йиғма элементлардан иборат бўлади. Улар орасидаги масофа (қадам) кўпинча 6 ёки 12 м ни ташкил этади. Булардан ташқари катта оралиқларни ёпишда қобиқ, тўлқинсимон қубба ва гумбаз кўринишидаги яхлит фазовий юпқа деворли ёпмалар ҳам қўлланилади. Бундай ёпмаларда конструкция материалидан самарали фойдаланилади. Бироқ шунга қарамай, тайёрланиши ва ўрнатилиши қулай бўлмаганлиги сабабли, қурилишда ясси системалар кенг тарқалган.

11.1. Темирбетон ёпма плиталари

Плиталар том юкларини ўзига қабул қилиб, уларни юк кўтарувчи конструкцияларга узатади. Булар орасида П симон қобирғали плиталар энг кўп тарқалган бўлиб, тарҳда 3×6 ва 3×12 м ни ташкил этади. Бундай плиталар қалинлиги 25—30 мм бўлган токчадан, ҳар бирининг ораси тахминан 1 м бўлган кўндаланг қобирғалардан ва иккита асосий бўйлама қобирғадан ташкил топади. Токча (полка) пайванд симтўр билан, кўндаланг қобирғалар — пайванд каркаслар билан, бўйлама қобирғалар эса олдиндан зўриқтирилган стерженлар билан арматураланади. 12 м ли плита бетоннинг синфи В30...В40, 6 м ли плитаники эса В15...В30 бўлади.

Плитанинг бўйлама йўналишдаги ҳисоби бир оралиқли эркин таянган тавр кесимли тўсин сифатида, доимий ва муваққат юкларнинг биргаликдаги таъсири учун бажарилади. Плитанинг токчаси, кўндаланг қобирғалар орасидаги масофага қараб, узлуксиз балка ёки бутун қирраси бўйлаб таянган плита сифатида ҳисобланади (6-бобга қаранг).

Қурилишда 2 Т шаклидаги икки консолли қобирғали плиталар ҳам қўлланилади (11.1-расм, а). Шу туфайли кўндаланг қобирғалардан воз кечиш имконияти туғилади,



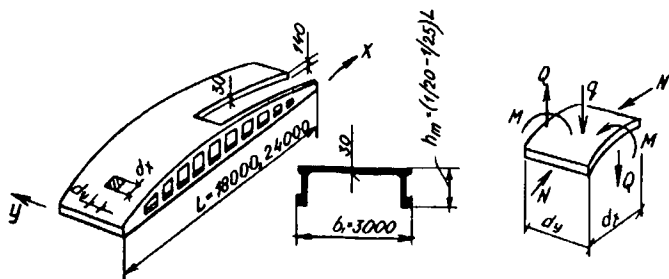
11.1-расм. 2 Т кўринишдаги икки консолли ёпма плита:
а — эгувчи моментлар эпюраси; б — арматуралаш.

плитани тайёрлаш осонлашади. Плиталар орасидаги бўйлама чокларни қоплаш ишларининг мураккаблиги конструкциянинг камчилиги ҳисобланади.

Бино томларини ёпишда 3×18 ва 3×24 м ўлчамли икки нишабли йирик плиталар ҳам қўлланилади. Бундай плиталар биноларга кўндаланг равишда бўйлама девор ёки тўсинларга ўрнатилади. Плитанинг бўйлама қобирғалари ўзгарувчан баландликка эга бўлиб, плитанинг қирғоғига жойлашган бўлади.

Йирик ўлчамли темирбетон гумбазсимон (ЙЎТГ) плиталар калта цилиндрик қобиқлардан ташкил топиб, сегмент шаклидаги қобирға-диафрагмаси олдиндан зўриқтирилган бўлади (11.2-расм). Плитанинг тархдаги ўлчамлари 3×12 ; 3×18 ва 3×24 м. Қобиқ сиртининг шакли квадрат парабола кўринишида бўлади. Қобиқнинг қалинлиги ўртада 30 мм дан кам бўлмаслиги керак, четга томон 140...160 мм га қадар ортиб боради. Плита кўндаланг кесимининг баландлиги ўртада юкка қараб $\left(\frac{1}{15} \dots \frac{1}{20}\right)l$ миқдорда олинади. Плита вазнини камайтириш мақсадида унинг диафрагмаси вертикал қобирғалар ҳисобига юпқа (40 мм) олинади. Олдиндан зўриқтириладиган асосий арматура диафрагманинг пастки қисмига жойлаштирилади. Ушбу арматура гумбаз системасида тортқич ролини ҳам ўйнайди. Диафрагманинг таянч қисми пайванд каркас билан арматураланади. Қобиқнинг ўзи пайванд сим тўр билан қопланади. Қобиқ билан диафрагма қия бўртиқ ёрдамида уланади.

ЙЎТГ плиталари оралиқ узунлиги ва юкка қараб, В25...В50 синфли бетондан ишланади. Плитани ҳисоблашда цилиндрик қобиқ билан диафрагма бирга ишлайди деб қаралади. Қобиқнинг йўналтирувчиси бўйлаб фақат бўйла-

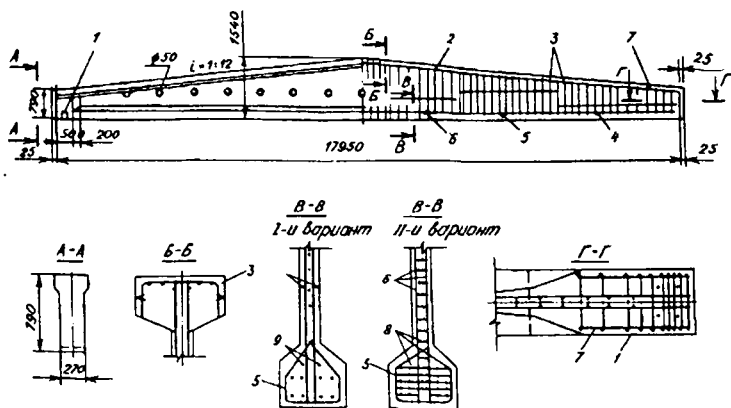


11.2-расм. Йирик ўлчамли гумбазсимон темирбетон плиталар.

ма куч N , кўндаланг йўналишда кўндаланг куч Q ва эгувчи момент M таъсир этади деб фараз қилинади (11.2-расм). ЙЎТГ плиталари тежамли ва тайёрлашда соддадир. Унинг энг асосий камчилиги эгри чизиқли сирт бўйлаб том ёпишнинг сермеҳнат эканлигидир.

11.2. Темирбетон сторопил тўсинлари

Темирбетон сторопил тўсинлари эни 6, 9, 12 ва 18 м бўлган бино томларини ёпишда қўлланилади. Эни 24 м ва ундан ортиқ бўлган биноларда тўсин ўрнини фермалар эгаллайди; техник-иқтисодий кўрсаткичлар шуни тақозо этади. Томнинг тузилишига қараб, икки нишабли, бир нишабли, параллель токчали, устки токчаси синиқ чизиқли ва эгри чизиқли тўсинлар бўлади. 12 ва 18 м ли тўсинлар икки нишабли қилиб ишланиб, арматураси олдиндан тарангланади. Тўсиннинг кўндаланг кесими қўштавр шаклида бўлиб, деворининг қалинлиги 60...100 мм ни ташкил этади. Кўндаланг кучлар қиймати катта бўлган таянч яқинида девор қалинлиги аста оширилади; шу йўл билан таянч кесимларининг мустаҳкамлиги ва ёриқбардошлиги таъминланади. Икки нишабли тўсинларнинг нишаби 1:12 олинади. Тўсин баландлиги оралиқнинг $1/10 - 1/12$ қисмини ташкил этади. Устки сиқилувчи токчанинг кенглиги оралиқнинг $1/50 - 1/60$ қисмига тенг қилиб қабул қилинади. Пастки токчанинг ўлчамлари чўзилишга ишлайдиган арматурани жойлаштириш шароитига ва бетон ётқизишдаги қулайликларга, шунингдек тўсиннинг ус-



11.3-расм. 18 м узунликдаги олдиндан зўриктирилган икки нишабли тўсин:

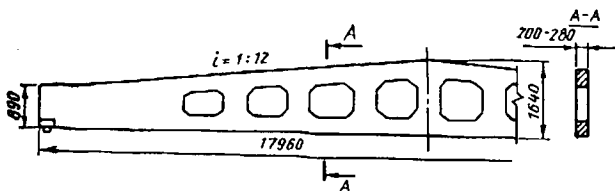
1 — қўйилма деталь; 2 — қўшимча каркас; 3 — устки тасма каркаслари; 4 ва 6 — девор каркаслари; 5 — хомутлар; 7 — таянчдаги қўшимча каркаслар; 8 — симарқон арматура; 9 — сим арматура.

тунларга таяниш шартларга қараб белгиланади; одатда бу кенглик 25...30 см атрофида қабул қилинади (11.3-расм).

Тўсиннинг сиқилувчи токчаси ва деворлари пайванд каркаслар билан арматураланади. Узунлиги 12...18 м бўлган барча тўсинлар олдиндан зўриктирилади. Кўндаланг ва бўйлама монтаж арматуралари А—I ва А—III синфли пўлатдан ясаллади. Тўсиннинг реакция кучлари ва олдиндан сиқиш натижасида катта зўриқишлар ҳосил бўладиган таянч қисмига қўшимча равишда сим тўр ва вертикал стерженлар ўрнатилади. Тўсинларни тайёрлашда В25...В40 синфли бетон ишлатилади.

Тўсинларни ҳисоблашда, улар шарнирли таянган элемент сифатида қаралиб, оралиғи таянч реакциялари орасидаги масофага тенг деб олинади. Тўсиннинг бўйлама ва кўндаланг ишчи арматураларини танлаш, солқилик ва ёриқбардошлигини аниқлаш тавр ёки қўштавр кесимли оддий элементдаги сингари амалга оширилади.

Кўндаланг кесими тўғри тўртбурчак бўлган 18 м узунликдаги олдиндан зўриктирилган икки нишабли тўсинлар ҳам қўлланилади (11.4-расм). Бундай тўсинларнинг ўрта қисмида вазни енгиллаштириш мақсадида саккиз



11.4-расм. Икки нишабли, олдиндан зўриқтирилган, панжарали тўсин.

қиррали катта туйнуклар қолдирилади; ҳар бир туйнук юзаси $0,5 \div 1,0 \text{ м}^2$ ни ташкил этади. Туйнуклар ҳар хил коммуникацияларни ўтказишда катта қулайликлар яратади. Шунга қарамай, қўштавр кесимли сторопил тўсинлар туйнуқли тўсинларга нисбатан тежамлироқдир (буларда пўлат ва бетон сарфи тахминан 15 % камроқдир). Сабаби, тўсинни устунга таянадиган юзасини таъминлашда ҳамда ташиш ва монтаж қилишда элементнинг бикирлигини сақлаш мақсадида шундай тўсинлардан фойдаланилади.

11.3. Темирбетон сторопил фермалари

Темирбетон фермалар эни 18, 24 ва 30 м бўлган бино томларини ёпишда қўлланилади, фермалар қадами 6 ва 12 м бўлади. Темирбетон фермаларда пўлатнинг сарфи пўлат фермаларга нисбатан икки марта кам бўлади, шунинг учун ҳам эни 30 м гача бўлган биноларда фақат темирбетон фермалар қўллаш тавсия этилади. Бундан катта оралиқларда эса пўлат фермалар қўллаш мақсадга мувофиқдир, чунки бунда уларнинг вазни, меҳнатни талаб қилиши ва таннархи темирбетонга нисбатан анча арзонга тушади. Бироқ қурилиш амалиётида 60 м ва ундан ортиқ бўлган оралиқларни ёпишда олдиндан зўриқтирилган йиғма фермалар қўлланганлиги маълум. Катта оралиқли темирбетон фермаларнинг вазни оғир ва ташиш ноқулай бўлиб, ўрнатишда кўп меҳнат сарфланади. Шунинг учун ҳам улар алоҳида ҳоллардагина қўлланилади.

Фермалар устунларга ўрнатилади, анкер болтлар ёрдамида маҳкамланади ёки металл тахтакачларга пайвандланади. Ферма устига том ёпмалари ёпилади.

Сторопил фермаларининг шакли томнинг хилига боғлиқ. Нишабли томларда юқори тасмаси синиқ чизиқдан иборат бўлган ҳовонли сегмент фермалар (11.5-расм, а) ҳамда аркасимон ҳовонсиз фермалар (11.5-расм, в), ясси томларда эса параллель тасмали ҳовонли фермалар (11.5-расм, б) қўлланилади.

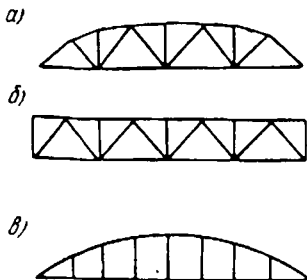
Ферманинг баландлиги узунлигининг $1/7 \div 1/9$ қисмини ташкил этади, ферманинг устки тугунлари орасидаги масофа, қобирғали плиталарнинг бўйлама қобирғалари орасидаги масофага мослаб 3 м олинади. Бу ҳол юкларнинг фермаларга тугунлар орқали узатилишини таъминлайди.

Юқори тасмаси сегмент ёки полигонал бўлган фермалар бошқаларидан кўра мақбулроқ саналади, чунки буларда статик нуқтаи назардан зўриқишлар эпюраси оралиқ бўйлаб ўзгариб боради. Бундан ташқари нишабли томларни ускуналашда анча қулайликларга эга.

Ясси томли биноларда параллел тасмали фермалар қўлланилади. Том ёпишда бу фермаларнинг маълум қулайлиги бор. Бироқ таянчларда улар катта баландликка эга бўлиб, ташқи деворлар баландлигини оширишдан ташқари, фермалар орасига вертикал боғланишлар ўрнатишни тақозо этади. Бетон сарфи ҳам сегментли ва аркасимон фермалардан анча юқори.

Агар ишлаб чиқариш шароитларига кўра устунлар қадамини 18 м га қадар узайтириш талаб этилса, у ҳолда сторопил фермалар ва тўсинлар сторопил ости фермаларига ўрнатилади, уларнинг ўзи эса бўйлама йўналишда устунларга миндирилади. Баъзан устун қадами 12 м бўлганда ҳам шу усулдан фойдаланилади. Темирбетон сторопил ва сторопил ости фермаларининг пастки тасмалари олдиндан зўриқтирилган бўлиб, одатда бир бутун — яхлит ҳолда тайёрланади.

Катта оралиқли фермаларни ташишга мўлжалланган махсус машиналар бўлмаган тақдирда завод шароитида

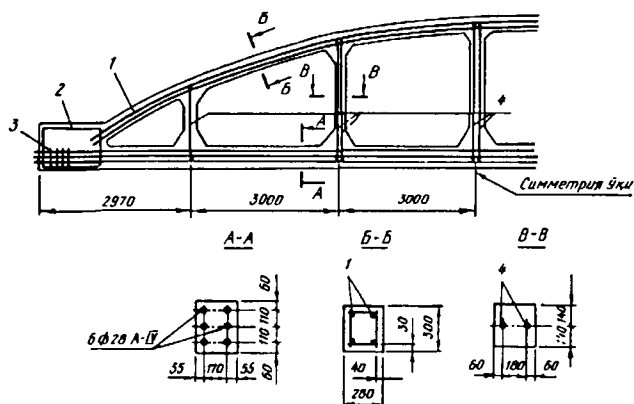


11.5-расм. Фермалар тарҳлари.

ферманинг алоҳида қисмлари тайёрланади, ўз жойида алоҳида қисмлардан ферма йиғилади. Йиғма фермалар кўпинча иккита ярим фермадан ёки бир неча 6 метрлик блоклардан ташкил топиши мумкин. Туташув ерлари пайвандланиб, тугунлар бетонлангач, ферманинг пастки тасмасида қолдирилган каналдан арматура ўтказиб тарангланади.

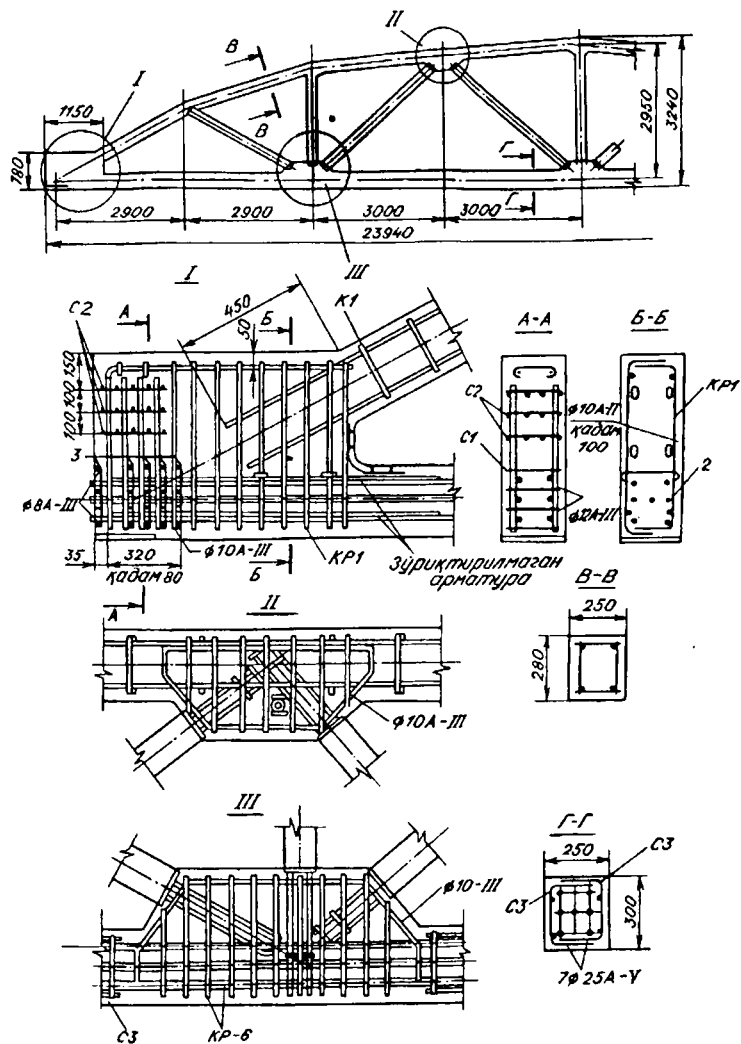
Фермалар ёпмадан тушадиган юклар, қор ва осма ускуналар оғирлиги, шунингдек уларни тайёрлаш, ташиш ва ўрнатиш жараёнида вужудга келувчи кучлар таъсирига ҳисобланади. Ёпмалардан тушадиган юклар ва ферманинг хусусий оғирлиги юқори тасма тугунларига, осма жиҳоз юклари пастки тугунларга қўйилган деб олинади.

Темирбетон фермаларнинг тугунлари бирик бўлади, шунинг учун ҳам у кўп марта статик ноаниқ рама сифатида қаралиши лозим. Бироқ мустаҳкамлик бўйича чегаравий ҳолатга етганда тугунлар дарз кетади, бириклик кама-яди, натижада тугунларни шарнирли деб қараб, эгувчи моментларни ҳисобга олмаса ҳам бўлади. Бундай ҳол фермаларни мустаҳкамликка ҳисоблашда, уларни статик аниқ система деб қараш имконини беради. Бундай усул конструкция ишини умуман тўғри акс эттириб, ҳисоб аниқлиги етарли даражада бўлади. Стержен кесимларини танлашда



11.6-расм. Пастки тасмаси ва устунлари олдиндан зўриқтирилган ҳовонсиз фермани арматуралаш:

1 — устки тасманинг фазовий каркаси; 2 — таянч тугунининг ясси каркаслари; 3 — симтўрлар; 4 — анкерли арматуралар.



11.7-расм. Сегмент панжарали ферма.

улар марказий сиқилиш ёки чўзилишга ишлайди, деб қаралади.

Ҳовонсиз фермалар (11.6-расм) стерженлари тугунларда бикир бириктирилган статик ноаниқ системалар сифатида ҳисобланади. Стержен кесимларига эгувчи момент, бўйлама ва кўндаланг кучлар таъсир этади деб қаралади.

Ферма элементларининг кесими тўғри тўртбурчак шаклида бўлиб, тайёрлаш қулай бўлиши учун устки ва пастки тасмаларнинг кенглиги бирдай ($1/70 \div 1/80$)/ олинади. Ҳовонли фермаларнинг устки сиқилган тасмаси ва сиқилувчи ҳовонлари фазовий каркас билан (11.7-расм), чўзилувчи ҳовонлар эса битта ясси сим тўр билан арматураланади. Ферманинг чўзилувчи пастки тасмаси арматураси олдиндан зўриқтирилади. Бунда таянч тугунида арматуранинг бириктирилишига (анкеровкасига) алоҳида эътибор бериш зарур. Таянч тугунида катта қирқувчи ва сиқувчи кучларни қабул қилиш учун кўндаланг арматура 1 ўрнатилади (11.7-расм), унинг қирғоқлари стержень 2 билан ўралиб, ясси каркас ҳосил қилинади. Шунақа ясси каркастан иккитаси тугунда фазовий каркас ҳосил қилади. Зўриқтирилган арматуранинг бирикувини яхшилаш ва бетонда бўйлама ёриқларнинг олдини олиш мақсадида, анкерлаш зонаси узунлигида сим тўр 3 кўринишида қўшимча арматура ўрнатилади.

Ҳовонсиз фермаларда (11.6-расм) пастки тасмага ўрнатирилган арматура, баъзи ҳолларда эса ферманинг устун арматуралари ҳам олдиндан зўриқтирилади.

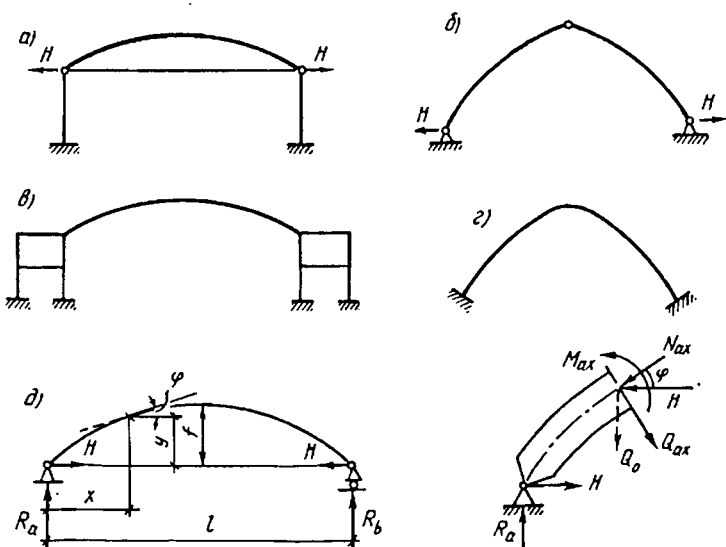
Техник-иқтисодий жиҳатдан ҳовонли ва ҳовонсиз фермалар бир-биридан кам фарқланади, кўпинча сегмент ҳовонли фермалар материал сарфи бўйича ҳовонсиз фермаларга нисбатан 10—12 % тежамли саналади.

11.4. Темирбетон сторопил аркалари

Темирбетон аркалар катта оралиқли биноларни ёпишда, жумладан, оралиғи 100 м дан ортиқ бўлган ангарлар, бозор гумбазлари, спорт мажмуалари, кўприклар каби иншоотлар таркибида кенг қўлланилади. Бинонинг эни 30 м дан ошгандан кейин арка фермага нисбатан тежамлироқ бўлиб қолади.

Темирбетон аркалар уч шарнирли, икки шарнирли ва шарнирсиз бўлади. Уч шарнирли (статик аниқ) аркаларда таянчларнинг горизонтал ёки вертикал йўналишда силжиши зўриқишларга деярли таъсир этмайди. Икки шарнирли тортқичсиз аркаларга вертикал чўкиш унча таъсир этмайди, аммо горизонтал силжиш зўриқишлар ўзгаришига маълум даражада таъсир этади. Шарнирсиз аркалар таянчининг ҳар қандай силжиши зўриқишларнинг сезиларли даражада ортишига олиб келади. Шунинг учун улардан таянчлар кам силжийдиган жойлардагина фойдаланилади. Аркаларнинг ўзига хос хусусиятларидан бири шундан иборатки, уларда керки кучлари (распор) вужудга келади ва бу кучларни арка тортқичлари ўзига қабул қилади (11.8-расм, а). Агар меъморий ва технологик сабабларга кўра тортқич ишлатилмаса, у ҳолда керки кучини бикир контрфослар (11.8-расм, в) ёки бевосита пойдеворнинг ўзи (11.8-расм, б, г) қабул қилади.

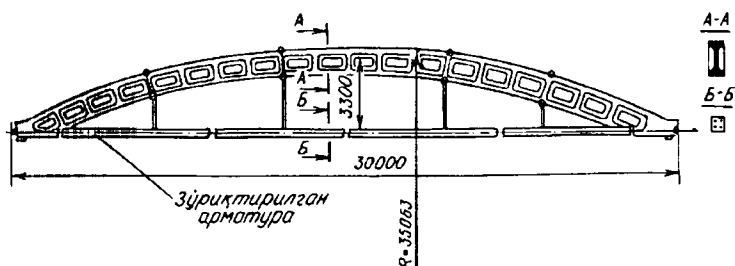
Темирбетон аркалар йиғма ва қуйма бўлиши мумкин. Бир қаватли саноат биноларининг томини ёпишда икки



11.8-расм. Аркалар ва уларга таъсир этувчи кучлар тарҳи.

шарнирли тортқичли йиғма аркалар кенг қўлланилади (11.9-рasm). Бундай аркаларнинг баландлиги $(1/5...1/8)l$, арка кесими баландлиги $(1/30...1/50)l$ ва кенглиги $(0,4...0,5)h$ олинади. Арканинг кўндаланг кесими тўғри тўртбурчак ёки қўштавр шаклида бўлиб, симметрик равишда арматураланади.

Арка узунлиги 6 м бўлган алоҳида блоклардан йиғилади (11.9-рasm). Блоklar ўзаро бўйлама арматурадан чиқариб қолдирилган учларни ваннали пайвандлаш йўли билан уланади, чоклар майда донали — тўлдирғичли бетон билан тўлдирилади. Аркаларнинг устига узунлиги $l = 6...12$ м бўлган темирбетон плиталар ётқизилади, махсус қолдирилган пўлат тахтакачларга пайвандланади; плиталар горизонтал боғловчи ролини ўйнайди. Тортқичлар одатда олдиндан зўриқтирилади. Тортқич солқиланиб қолмаслиги учун уни ҳар 5—6 м да юқорига тортиб қўйилади.



11.9-рasm. Олдиндан зўриқтирилган тортқичли йиғма темирбетон арка.

Аркалар мустаҳкамлик синфи В25...В40 бўлган бетондан тайёрланади. Арканинг ишчи арматураси А—III синфли пўлатдан, тортқичнинг олдиндан тарангланган арматураси А—IV ва ундан юқори синфли пўлат стерженлардан, В—II синфли сим ва К—7, К—19 синфли сим арқондан (канат) ташкил топади.

Аркаларни ҳисоблашда энг аввал қурилиш механикаси усулларида фойдаланиб, ташқи юкларнинг нобоп жойлашган ҳоли учун, арка кесимларидаги ички кучлар M_{ax} , N_{ax} ва Q_{ax} топиб олинади. Аркага таъсир этувчи юкларга

ўзининг хусусий оғирлиги, том оғирлиги, қор ва осма транспорт юклари киради. Баланд аркалар яна шамол кучи таъсирига ҳам ҳисобланади.

Икки шарнирли тортқичли арка бир номаълумли статик ноаниқ система ҳисобланади. Уни ҳисоблашда арка ва тортқич кесимлари олдиндан қабул қилиниб, куч усули тенгламаларидан номаълум керки кучи аниқланади (11.8-расм, д). Агар аркага текис ёйиқ куч қўйилган бўлса, керки кучи (распор) қуйидаги формуладан топилади:

$$H = K q l^2 / 8f, \quad (11.1)$$

бу ерда K — тортқичнинг эластиклигини эътиборга олувчи коэффициент бўлиб, қиймати дастлаб 0,9 олинади. H топилгач, бир неча кесим учун M_{ax} , N_{ax} ва Q_{ax} аниқланади:

$$M_{ax} = M_x - H_y; \quad (11.2)$$

$$N = H \cos \varphi + Q_x \sin \varphi \quad (11.3)$$

$$Q_{ax} = Q_x \cos \varphi - H \sin \varphi, \quad (11.4)$$

бу ерда M_{ax} , N_{ax} , Q_{ax} — чап таянчдан x масофада ётган арка кесимида ҳосил бўладиган ички кучлар; M_x ва Q_x — оддий балканинг ўша кесимида ҳосил бўладиган эгувчи момент ва қирқувчи кучлар; φ — арканинг ўша кесимига ўтказилган уринма билан горизонтал чизиқ орасидаги бурчак.

Арканинг бўйлама арматураси номарказий сиқилиш формулаларига кўра танланади; бунда ҳисобий узунлик икки шарнирли арка учун — $0,54L$, уч шарнирли арка учун — $0,59L$ олинади. Бу ерда L — арка ўқининг узунлиги. Тортқич эса марказий чўзилишга ҳисобланади. Арка симметрик арматураланади, чунки моментлар эпюрасининг ишораси ўзгарувчандир. Арматура мустаҳкамлик шарти бўйича танланади, сўнгра тортқичнинг ёриқбардошлиги текширилади.

11.5. Юпқа деворли фазовий ёпмалар

Юпқа деворли фазовий ёпмалар (плита, тўсин, ферма ва бошқа конструкциялар тўпламидан иборат) ясси систе-

малардан фарқли равишда икки йўналишда ишлайди. Статик ишлаш шароити яхши бўлганлиги туфайли бундай конструкцияларга материал кам сарфланади, буларда хусусий оғирликнинг фойдали юкка бўлган нисбати минималдир. Юпқа деворли фазовий конструкциялар исталган геометрик шаклда тайёрланиш имконияти борлигидан темирбетоннинг энг яхши хоссаларидан самаралироқ фойдаланиш мумкин. Масалан, қобикнинг шакли шундай танланадики, натижада у фақат сиқилишга ишлайдиган бўлади. Ана шу томонлари туфайли юпқа деворли фазовий конструкциялар бинокорликда кенг тарқалган.

Юпқа деворли *фазовий ёпмаларнинг афзалликлари*:

— оралиқ таянчларсиз катта оралиқларни ёпиш имконияти мавжудлиги;

— ясси конструкцияларга нисбтан материалнинг 25...40 % кам сарфланиши;

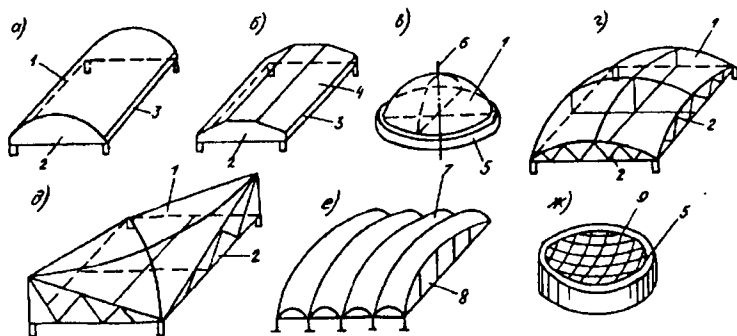
— бир йўла юк кўтариш ва тўсиш вазифаларини бажариши;

— конструкция вазнининг енгиллиги;

— меъморий кўркемлик ва ҳ.к.

Бундай конструкцияларнинг *нуқсонлари*:

— тиклаш жараёнида кўп меҳнат талаб этиши;



11.10-расм. Юпқа деворли фазовий темирбетон ёпмаларнинг турлари: а — цилиндрик қобик; б — тахлама ёпма; в — гумбаз; г — мусбат Гаусс эгрилигидаги қобик; д — манфий Гаусс эгрилигидаги қобик; е — тўлқин-симон қубба; ж — вантли осма ёпма; 1 — қобикнинг “ўзи”; 2 — диафрагма; 3 — борт элементи; 4 — тахламанинг ясси плитаси; 5 — таянч ҳалқаси; 6 — айланиш ўқи; 7 — қубба тўлқини; 8 — тортқич; 9 — пўлат вантлар.

— осма транспортни ускуналашда мосламаларнинг мураккаблиги;

— айниқса икки томонлама қияликка эга бўлган ёпмаларда том ишларининг мураккаблиги;

— эгри чизиқли элементларни тайёрлаш технологияси тўғри чизиқли элементларга нисбатан ноқулай эканлиги ва ҳ.к.

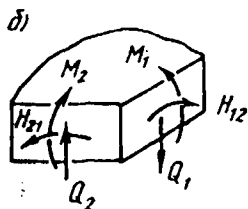
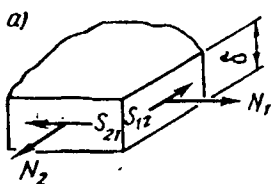
Шунга қарамасдан юпқа деворли конструкцияларнинг қўлланилиши йил сайин ортиб бормоқда. Орасига устун қўймасдан бундай конструкциялар билан бир ва ундан ортиқ гектарга эга бўлган майдонларни ёпиш мумкин. Юпқа деворли ёпмалар устунлар қадами 36×36 , 40×40 м ва ҳ.к. бўлган кўп оралиқли биноларда ҳам ишлатилади. Тархдаги ўлчамлари 18×24 ва 18×30 м бўлган йиғма қобиклар тайёрлаш кенг йўлга қўйилган.

Қуйидагилар юпқа деворли темирбетон ёпмаларнинг асосий турлари ҳисобланади: цилиндрик қобиклар (11.10-расм, а); тахланма ёпмалар (11.10-расм, б); айланма қобик-гумбазлар (11.10-расм, в); тарҳи тўғри тўртбурчак бўлган иккиёқлама мусбат Гаусс эгрилигидаги қобиклар (11.10-расм, г); шунинг ўзи, манфий ишорали қобиклар (11.10-расм, д); тўлқинсимон қуббалар (11.10-расм, е) ва арқонли (вантли) осма қобиклар (11.10-расм, ж).

Фазовий ёпмаларнинг конструкциялари тури меъморий талаблар ва бунёд этиш шароитлари эътиборга олинган ҳолда, техника-иқтисодий ҳисоблар асосида танланади. Юк кўтарувчи юпқа деворли фазовий конструкциялар учун синфи В15 дан кам бўлмаган оғир бетон ёки В12,5 дан кам бўлмаган енгил бетонлар қўллаш тавсия этилади.

Темирбетон қобиклар, одатда, кўчма сиртлар ёки айланма сиртлар орқали ҳосил қилинади. Қобикларнинг чеккалари арка, ферма ва қирғоқ брусларига (11.10-расм) таянади. Арка ва фермалар кўп тўлқинли ёпмаларда қўлланади, бунда қобик тўртта бурчакдаги нуқталарга таянади. Бино периметри бўйлаб таянган алоҳида қобиклар деворларга ёки яқин жойлашган устунларга ўрнатилади.

Агар қобикнинг қалинлиги кичик эгрилик радиусининг $1/20$ қисмидан ошмаса, у юпқа деворли деб аталади. Қобикнинг қалинлиги ҳисоб йўли билан устуворликка тек-



11.11-расм. Қобик кесимларида вужудга келадиган зўриқишлар.

ширилади. Умумий ҳолда қобикнинг нормал кесимида вужудга келадиган ички кучларни икки гуруҳга ажратиш мумкин: 1) бўйлама N_1 , N_2 ва силжитувчи $S_{12} = S_{21}$ кучлар (11.11-расм, а); 2) эгувчи моментлар M_1 ва M_2 , кўндаланг кучлар Q_1 ва Q_2 ҳамда буровчи моментлар $H_{12} = H_{21}$ (11.11-расм, б). Ички кучларнинг биринчи гуруҳи қобикнинг моментсиз ҳолатини ифодалайди, иккинчи гуруҳ кучлари қобик эгилишининг натижасидир. Маълум шартлар бажарилса, иккинчи гуруҳ кучлари пайдо бўлишининг олдини олиш мумкин ёки уларнинг қийматини ўта кичрайтурса бўлади. У ҳолда қобикдаги зўриқишлар қуйидагича ифодаланади:

$$N_1 = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}; \quad N_2 = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}; \quad (11.5)$$

$$S_{12} = \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}, \quad (11.6)$$

бу ерда $F_{(x, y)}$ — кучланишлар функцияси.

Қобикда момент ҳосил бўлмаслиги шартлари қуйидагилардан иборат: Қобик қирралари горизонтал ва бурчакли кўчиш имкониятига эга бўлиши ҳамда бутун сирт бўйлаб Гаусс эгрилиги мусбат ишорали бўлиши зарур, тешиклар бўлмаслиги, қалинлик кескин ўзгармаслиги, йиғиқ кучлар мавжуд бўлмаслиги, ёйиқ юкнинг ўзгармаслиги талаб этилади.

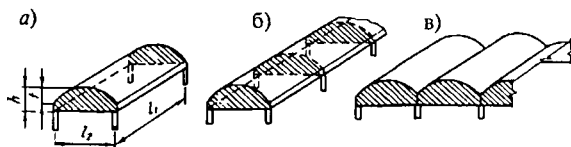
11.5.1. Цилиндрик қобиклар. Цилиндрик қобиклар кубба ва четлари, қобик таянчи вазифасини ўтовчи борт элементлари ва диафрагмалардан ташкил топади (11.10-расм, а). Диафрагмалар орасидаги масофа қобик узунлиги, борт эле-

ментлари орасидаги масафа эса *тўлқин* узунлиги деб аталади. Қобик узунлигининг тўлқин узунлигига нисбати l_1/l_2 га қараб (11.12-расм), узун цилиндрик қобиклар $l_1/l_2 \geq 1$ ва калта цилиндрик қобиклар $l_1/l_2 < 1$ бўлади. Борт элементларини қўшиб ҳисоблагандаги қобик баландлиги *h* ҳарфи билан, бортсиз баландлиги *f* ҳарфи билан белгиланади. Уларнинг қийматлари тахминан қуйидагича олинади (элемент олдиндан зўриқтирилмаган бўлса): $h \geq (1/10 \dots 1/15)l_1$ ва $f \geq (1/6 \dots 1/8)l_2$. Борт элементларининг баландлиги $(1/20 \dots 1/30)l_1$ чегарада олинади. Амалда узун қобиклар ўлчамлари 24; 30; 36 м ва $l_2 = 12$ м, калта қобиклар эса $l_1 = 12$ м ва $l_2 = 24; 30$ м олинади. Қобикнинг кўндаланг кесими шакли айлана ёйидан иборат бўлади.

Цилиндрик қобиклар қуйма ва йиғма бўлиши мумкин. Йиғма қобиклар алоҳида тайёрланадиган борт тўсинлари ва кубба ҳосил қилувчи плиталардан ташкил топади (11.13-расм).

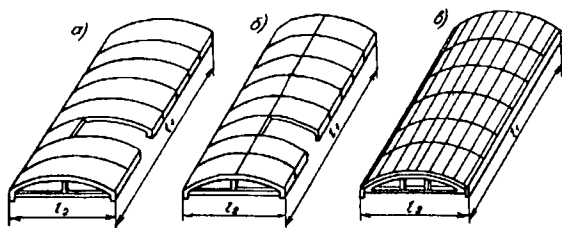
Узун цилиндрик қобиклар юк таъсирида юпқа деворли тўсин сингари эгилади. Бунда очиқ юпқа деворли профиль кўндаланг йўналишда деформацияланади. Борт элементларини ўрнатиш орқали кўндаланг кесимнинг бикирлиги оширилади, қобик элементларининг турини танлаш қобик қирраларининг таяниш шартига, кўндаланг қобирғаларнинг бор-йўқлигига ва бошқаларга боғлиқ. Қобик диафрагмаси сифатида баландлиги ўзгарувчан бўлган қўштавр кесимли тўсин, тортқичли арка, сегментли ферма, ригели эгричизикли бўлган рамалар қўлланилиши мумкин.

Темирбетон қобиклар юкланишнинг дастлабки босқичда эластик ҳолатда бўлади, бетоннинг чўзилиш зонасида ёриқлар пайдо бўлгач, уларда пластик деформациялар ривожлана боради ва юк яна оширилса, бузилиш содир бўлади. Шунга мувофиқ қобикларнинг статик ҳисоби



11.12-расм. Цилиндрик қобиклар:

а — бир оралиқли; б — кўп оралиқли; в — кўп тўлқинли.



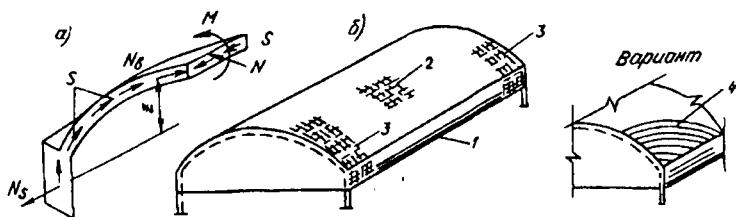
11.13-расм. Йиғма цилиндрик қобиқлар:

а — борт элементларига эга бўлган эгри қовурғали панеллардан тузилган; б — элементи битта бўлган эгри қовурғали панелдан тузилган; в — ясси қовурғали ёки текис плита, борт тўсини ва диафрагмадан тузилган.

эластик босқич бўйича, шунингдек чегаравий мувозанат ҳолати (яъни бузилиш босқичи) бўйича амалга оширилади.

Қобиқнинг барча элементлари уларни тайёрлаш, ўрна-тиш ва фойдаланиш жараёнида вужудга келадиган зўриқишлар таъсирига ҳисобланиши зарур. Қобиқларнинг эластик ҳолатдаги аниқ ҳисоби математик нуқтаи назардан анча мураккабдир. Амалий ҳисоблар учун бир оз соддалаштирилган усуллар яратилган. Узун цилиндрик қобиқлар қуйидаги зўриқишлар таъсирига ҳисобланади (11.14-расм, а): ташкил этувчи йўналишдаги бўйлама кучлар $N_s = N_b$; кўндаланг эгувчи момент M ва бўйлама куч N ҳамда силжитувчи куч S . Бўйлама чўзувчи зўриқиш N_s тўлалигича борт элементларига жойлашган ишчи арматурага узатилади (11.14-расм, б), сиқувчи зўриқиш N_b ни бетон ва қисман сиқилиш зонасидаги арматура қабул қилади. Асосий чўз-лувчи бўйлама арматурани ўта мустаҳкам пўлатдан иш-лаб, олдиндан зўриқтириш тавсия этилади.

Бикир контурли узун цилиндрик қобиқлар мустаҳкам-лигини ҳисоблашда, уларни бўйлама ва кўндаланг йўна-лишларда алоҳида равишда ҳисобласа бўлади. Бўйлама йўналишда қобиқ кўндаланг кесими эгри чизиқли бўлган тўсин сифатида чегаравий мувозанат усулида ҳисоблана-ди. Кўндаланг йўналишда эса қобиқдан қирқиб олинган элементар тасманинг мувозанат шартларига мувофиқ ра-вишда силжитувчи куч ва эгувчи момент таъсирига ҳисоб-ланади.



11.14-расм. Таъсир этувчи кучлар схемаси (а) ва узун цилиндрик қобиқларни арматуралаш (б):

- 1 — асосий ишчи арматура; 2 — қобиқнинг асосий тўри;
3 — қўшимча таянч тўрлари; 4 — оғма арматура.

Йиғма цилиндрик қобиқнинг элементлари (плита қобирғаси, борт тўсинлари) ясси каркас ва (плиталар) сим тўр билан арматураланади. Йиғма элементлар пўлат тахтакачларни пайвандлаш ва чокларни бетонлаш йўли билан бирлаштирилади. Қобиқ диафрагмалари асосан қуббадан бериладиган силжитувчи кучларни қабул қилади. Бунда диафрагма кесимлари номарказий чўзилиш ҳолатида бўлади.

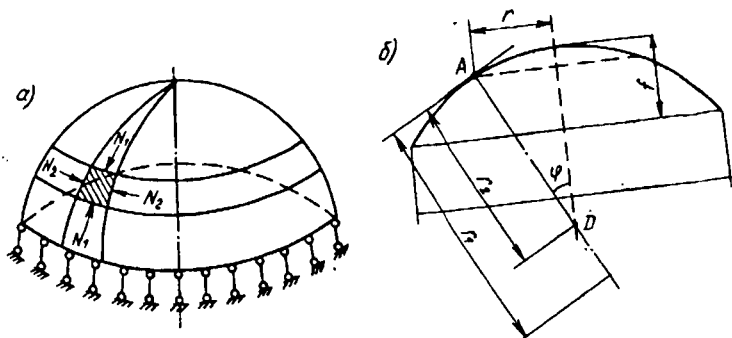
11.5.2. Гумбазлар. Гумбазлар тарҳдаги шакли доира ёки кўпбурчак, оралиғи 200 м гача бўлган бинолар томини ёпишда қўлланилади. Гумбазларнинг шакли меъморий, технологик ва бошқа талабларга мувофиқ равишда танланади. Гумбаз сирти кўпинча айлана ёйини вертикал ўқ атрофида айлантериш йўли билан ҳосил қилинади. Шу йўл билан ҳосил қилинган гумбаз *сферик гумбаз* деб аталади. Агар вертикал ўқ атрофида эллипс ёйи айлантеририлса — эллептик гумбаз, тўғри чизиқ айлантеририлса — конуссимон гумбаз ҳосил бўлади ва ҳ. к.

Юпқа деворли гумбазларнинг баландлиги f кенг доирада $1/2 D$ дан $1/10 D$ гача ўзгариши мумкин. Баландлиги $f=(1/3...1/5)D$ бўлган гумбазлар энг тежамли саналади. Гумбазнинг керки кучи (распор) ни қабул қилувчи таянч ҳалқаси текис заминда, деворда ёки алоҳида устунларда ётиши мумкин. Таянч ҳалқаси қуйма ёки йиғма бўлади. Ҳалқанинг ёриқбардошлиги ва бикирлигини ошириш учун у олдиндан зўриқтирилади. Олдиндан кучланиш ҳосил қилиш учун ҳалқага периметр бўйлаб ўта мустаҳкам В—II синфли сим ўралади ва устидан бетонланади. Ҳалқани сим

арқон ва стерженлар орқали зўриқтирса ҳам бўлади. Бунинг учун сим арқон ёки стерженлар ҳалқадаги ўйиқларга тушириб тарангланади, махсус қолдирилган бўртмаларга маҳкамланади, кейин устига торкретлаш йўли билан бетон қопланади.

Гумбазга ихтиёрий қонун билан ўзгарувчи юк таъсир этганда, унда меридиан ва ҳалқа бўйлаб зўриқишлар, эгувчи моментлар, силжитувчи, кўндаланг ва бошқа ички кучлар ҳосил бўлади. Бундай кучлар юпқа деворли қобиқлар назариясининг тенгламаларидан аниқланади. Агар гумбаз симметрик юк билан юкланиб, силлиқ сиртга эга бўлса, қобиқ девори юпқа ва таянчлар чизиқли ҳамда бурчакли кўчишларга йўл қўйса, у ҳолда ички эгувчи ва буровчи моментлар, кўндаланг кучлар ҳосил бўлмайди, бунда гумбазлар ҳисоби моментсиз назария асосида бажарилади. Реал конструкцияларда гумбазлар контур бўйлаб таянч ҳалқаларига маҳкамланади, буларда таянч моментлари ҳосил бўлади. Бу моментлар қурилиш механикаси усуллари ёрдамида аниқланади.

Гумбаз моментсиз ҳолатда ишласа, унинг элементига фақат бўйлама — меридионал куч N_1 ва ҳалқавий куч N_2 таъсир этади (11.15-рasm, а). Бу кучларни гумбаз элементининг мувозанат шартидан топиш мумкин. Қуйидаги белгилашларни қабул қиламиз (11.15-рasm, б); r_1 — меридианнинг эгрилик радиуси; r_2 — нормал бўйича қаралаётган A нуқтасидан айланиш ўқиғача бўлган масофа; r — параллел айлана радиуси; φ — айланиш ўқи билан r_1 радиус орасидаги бурчак. Шарсимон (сферик) гумбазда $r_1 = r_2$. Агар бундай гумбазга вертикал йўналишда текис ёйиқ юк қўйилган бўлса, у ҳолда меридианал куч N_1 барча кесимларда сиқувчи бўлиб, миқдор жиҳатидан ўзгармас бўлади. Гумбазнинг юқори нуқтасида $\varphi = 0$ бўлганда ҳалқавий куч N_2 энг катта қийматга эришади. Бу ерда юк симметрик бўлгани учун $N_1 = N_2$ $\varphi = 45^\circ$ бўлса, ҳалқавий куч $N_2 = 0$, агар $\varphi > 45^\circ$ бўлса, ишораси мусбатга айланади, яъни чўзувчи куч бўлиб қолади. $N_2 = 0$ бўлган кесим ўтиш чоки деб аталади. Агар гумбаз баландлиги f ни чегаралаб қўйилса, яъни таянч кесими бурчаги $\varphi_0 < \varphi$ бўлса, у ҳолда гумбазнинг барча кесимларида фақат сиқувчи зўриқишлар вужудга келади. Чўзилиш зўриқишининг энг катта қиймати таянч ҳалқасининг ўтиш чокида ҳосил бўлади.

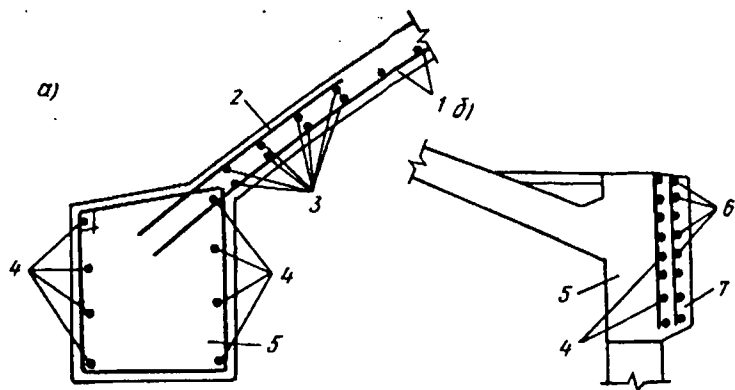


11.15-расм. Гумбазни моментсиз назария бўйича ҳисоблашга доир.

Темирбетон гумбазларнинг моментсиз ишлаш шартлари, кўпинча, қалин таянч ҳалқаси ўрнатиш зарурати ва баъзан гумбаз юқорисида фонар учун ҳалқа ишланиши туфайли бузилади. Бундай ҳолларда гумбазда вужудга келадиган тўлиқ зўриқиш моментли ва моментсиз ҳолатлар учун топилган зўриқишлар йиғиндисига тенг бўлади. Натижада N_1 ва N_2 кучларига, гумбазни арматуралашга алоқаси бўлмаган, эгувчи момент M ва бошқа кучлар қўшилади.

Моментли гумбаз деворининг қалинлиги тахминан $r/600$ олинади, лекин у 5 см дан кам бўлмаслиги керак. Гумбазнинг меридиан йўналишдаги арматураси кесимни номарказий сиқилишга (меридианал бўйлама куч ва меридианал моментнинг биргаликда таъсирига) ҳисоблаш йўли билан белгиланади. Ҳалқа бўйлаб қўйиладиган арматура ҳалқавий зўриқишнинг қийматиға қараб танланади. Гумбаз девори сим тўр билан арматураланади; бунда бир йўналишдаги симлар меридионал, иккинчи йўналишдаги симлар эса ҳалқавий зўриқишларни қабул қилади. Гумбаз билан таянч ҳалқасининг туташув ерига таянч моментларини қабул қилиш учун қўшимча арматура қўйилади (11.16-расм, а). Таянч ҳалқаси чўзилишга ҳисобланади, барча зўриқишларни таянч ҳалқасининг ҳалқавий арматураси қабул қилади.

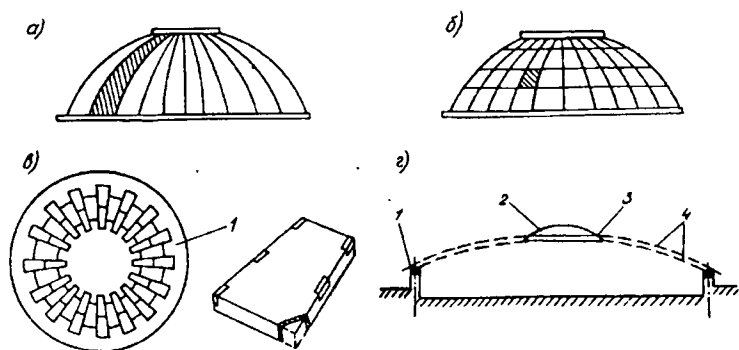
Йиғма гумбазлар эгри чизиқли меридионал қобирғали элементлардан (11.17-расм, а) ёки қобирғали трапециясимон плиталардан (11.17-расм, б, в) ташкил топади. Йиғма



11.16-расм. Куйма гумбазни арматуралаш:

- 1 — асосий симтўр; 2 — қўшимча симтўр; 3 — ҳисобий ҳалқа армату-
раси; 4 — таянч ҳалқасининг ишчи арматураси; 5 — таянч ҳалқаси;
6 — зўриқтирилган арматура; 7 — торкрет сувоқ.

гумбаз элементлари монтажини осонлаштириш учун ҳово-засиз усулдан фойдаланилади. Бу усулга кўра трапецияси-мон плиталарнинг ҳар бир қаторини ўрнатганда навбат-даги қатор плиталари учун консоллар қолдирилади (11.17-расм, в). Ана шу мақсадда трапециясимон поғонали плиталар қўлланилади. Буларни монтаж қилиш тартиби 11.17-расм, г да тасвирланган.



11.17-расм. Йиғма гумбазлар:

- 1 — куйма таянч ҳалқаси; 2 — фонарь; 3 — куйма тасма; 4 — йиғма плиталар.

МУҲАНДИСЛИК ИНШООТЛАРИ

Темирбетондан тикланадиган муҳандислик иншоотлари турли-тумандир. Кўприклар, йўл ўтказгичлар, тоннеллар, резервуарлар, сув совутгичлар, сув босими миноралари, тиргак деворлар, бункерлар, силос сақланадиган иншоотлар, ер ости каналлари, мўрилар, сув ва канализация тизимлари ва бошқалар шулар жумласидандир.

12.1. Резервуарлар

Темирбетон резервуарлар турли суюқликлар (нефть ва нефть маҳсулотлари, спирт ва бошқалар) ни сақлаш вазифасини ўтайди. Резервуарнинг ички сирти суюқликнинг кимёвий таркибига қараб бўёқ, лок ёки плиткалар билан қопланади.

Темирбетон резервуарларни лойиҳалаш ва қуришда унинг деворлари ва тубининг ёриқбардошлиги ҳамда сув ўтказмаслигига алоҳида эътибор бериш талаб этилади. Ёриқбардошликни оширишнинг энг яхши усули резервуар деворида олдиндан кучланиш уйғотишдир. Сув ўтказмаслигини таъминлаш учун зич бетон қўллаш ва ички сиртларга махсус қопламалар қоплаш тавсия этилади.

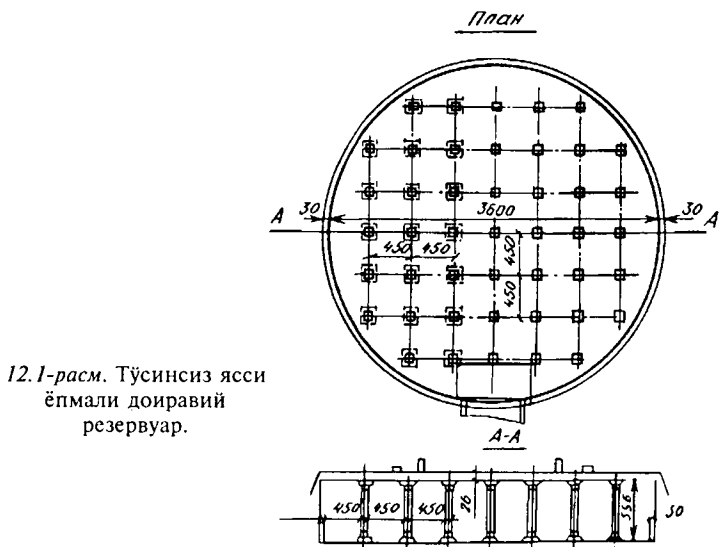
Шаклига кўра резервуарлар одатда доира ва тўғри тўртбурчак шаклига эга бўлади. Жойланиш сатҳига кўра ер ости ва ер усти резервуарлари, қурилиш усулига кўра монолит, йиғма — монолит резервуарлар бўлади. Арматураси оддий ёки олдиндан зўриқтирилган бўлиши мумкин. Резервуарларнинг очиқ ва ёпиқ хиллари мавжуд.

Резервуарларнинг шакли ва ўлчамлари турли хил вариантларни техник-иқтисодий таҳлил қилиш асосида белгиланади. Тажрибаларнинг кўрсатишича, сув тўплайдиган резервуарларнинг сифими 2—3 минг м³ гача бўлса, уни доира шаклида, 5—6 минг м³ дан ортиқ бўлса, тўғри тўртбурчак шаклида олиш мақсадга мувофиқдир.

Резервуарнинг деворлари ва туби мустаҳкамлик синфи В15 — В30, сув ўтказмаслик маркаси W4 — W10, совуқбардошлик маркаси F100 — F150 бўлган оғир бетондан ишла-

нади. Олдиндан зўриктирилмайдиган конструкциялар учун А-I, А-II, А-III ва Вр-I; олдиндан зўриктириладиган конструкциялар учун А-IV, А-V, А-VI ва Вр-II синфли арматуралар қўлланади.

Кичик ҳажмли резервуарларда арматуралар олдиндан зўриктирилмайди. Сигими 500 м^3 ва ундан ортиқ бўлганда, деворларнинг ёриқбардошлигини ошириш учун, арматура олдиндан зўриктирилади. Олдиндан тарангладиган горизонтал арматура резервуар деворининг ташқи



12.1-расм. Тўсинсиз ясси ёпмали доиравий резервуар.

сиртига ўралади. Деворнинг ўзи икки қават сим тўр билан жиҳозланади.

Доира шаклли темирбетон резервуарлар ўзаро монолит боғланган уч хил конструктив элементдан — туб, цилиндрик девор ва ёпмалардан ташкил топади (12.1-расм). Доиравий резервуарларнинг ёпмалари юпқа деворли қобик, қобирғали ёки тўсинсиз ясси том кўринишида ишланади. Диаметри катта бўлмаган резервуарлар деворларининг қалинлиги баландлик бўйлаб ўзгармас бўлади. Катта резервуарларнинг девори трапеция шаклида ишланади. Бунда фойдаланиш қулай бўлсин учун деворнинг ички сирти тик олинади. Агар сув музлайдиган бўлса, резервуарни еми-

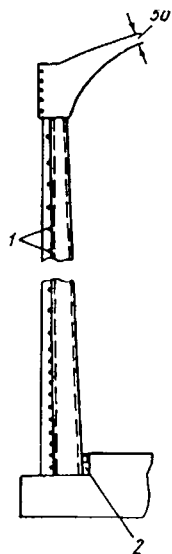
рилишдан асраш учун деворнинг ички сиртини қия ҳолатда лойиҳалаш мақсадга мувофиқ саналади.

Резервуарнинг туби ёпма турига қараб белгиланади. Агар резервуар ёпмаси кубба шаклида бўлса, унинг туби ясси темирбетон плита шаклида ишланади. Бунда оралиқ та-янчлари мавжуд бўлмаганлиги сабабли эгувчи момент фа-қат туб периметри бўйлаб, плитанинг девор билан туташ-ган ерида ҳосил бўлади. Тубнинг бундай конструкцияси тежамкор ҳисобланади. Агар ёпма тўсинсиз ясси плита кўринишида бўлиб, оралиқ устунларга эга бўлса, резерву-ар туби тўнтарилган тўсинсиз плита каби ишланади (12.1-расм).

Доиравий резервуарнинг девори горизонтал ва верти-кал йўналишларда арматураланади. Горизонтал стержен-лар ёпиқ ҳалқа ташкил этиб, чўзувчи зў-риқишларни ўзига қабул қилади. Бу зў-риқишлар пастга томон аста камайиб боради. Бироқ ҳалқа арматуранинг ке-сим юзаси деворнинг энг пастки қисми-гача ўзгаришсиз қолаверади.

Вертикал арматура вертикал йўна-лишдаги моментларни қабул қилиш учун қўйилади. Бундан ташқари вертикал стерженлар ҳалқа арматуралар учун мон-таж арматураси вазифасини ўтайди. Вер-тикал стерженлар 10—20 см оралатиб қўйилади. Вертикал йўналишдаги эгув-чи моментларнинг юқорига қараб сўни-шини эътиборга олиб, вертикал стер-женларнинг тахминан ярми деворнинг энг тепасигача етказилмай, баландлик-нинг ярмидан пастроғида узиб қўйила-ди.

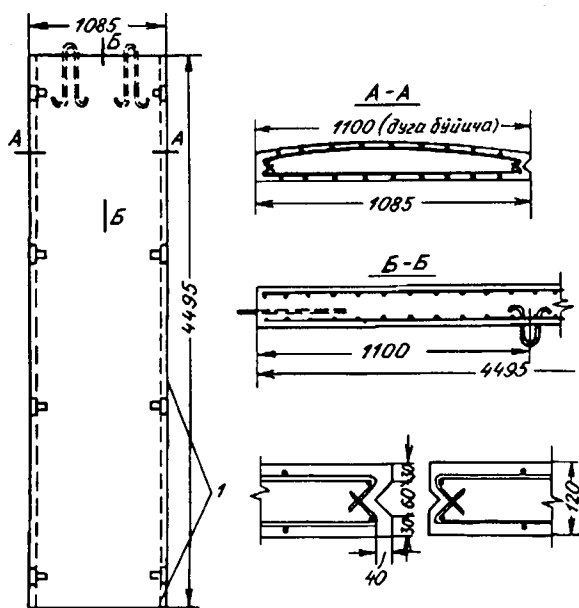
Катта резервуарларнинг девори бутун баландлик бўйлаб симметрик равишда икки қатор арматураланади. Деворнинг туб ва ёпма билан туташган ерларида бўртмалар (вутлар) ишланиб, қўшимча арматура қўйилади.



12.2-расм.

Цилиндрик резер-вуарнинг олдиндан зўриктирилган деворини туб билан бириктириш:
1 — тарангланган ҳалқа арматура; 2— чокни тўлдириш.

Деворларни ёриқбардошлигини оширишнинг энг яхши йўли халқа арматурада олдиндан кучланиш уйғотишдир. Бироқ девор тубга бикир туташган бўлса, олдиндан уйғотилган зўриқиш деворда радиал эгувчи момент ва кўндаланг кучлар пайдо қилади. Шунинг учун радиал эгувчи моментларни камайтириш мақсадида девор билан туб орасида чок қолдирилади (12.2-расм), бу чок деворнинг радиал йўналишда силжишига йўл беради. Сув ўтмайдиган қилиш учун чоклар резина, пластик мастика каби материал билан тўлдирилади. Олдиндан зўриқтириладиган резервуарнинг деворини алоҳида темирбетон панеллардан ишлаш мумкин (12.3-расм). Монтаж жараёнида панеллар монолит тубнинг ўйиқ жойларига ўрнатилади. Металл қўйилма (закладной) деталлар пайванд қилинади, вертикал чоклар кенгаювчи цемент қоришмаси билан босим остида тўлдирилади. Шундан кейин халқа ёки спирал арматура тортилади ва устидан торкретбетондан ҳимоя қатлами қопланади.



12.3-расм. Йиғма резервуар деворининг панели.

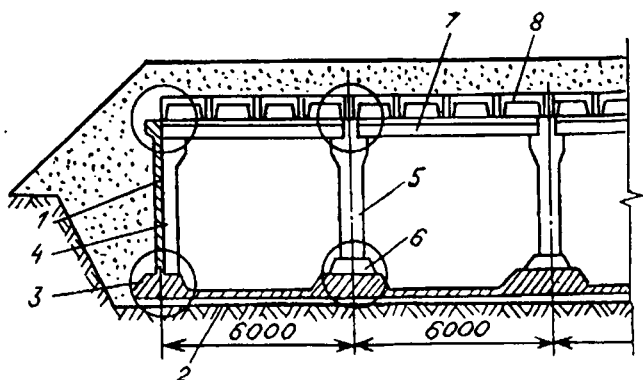
Доиравий резервуарлар билан бир қаторда сув таъминоти ва канализация тизимида тўғри бурчакли темирбетон резервуарларидан ҳам кенг фойдаланилган. Бундай резервуарларнинг баландлиги 6 м дан ошмайди, пландаги ўлчамлари исталганча олиниши мумкин.

Тўғри бурчакли резервуарнинг деворлари ҳам вертикал, ҳам горизонтал йўналишларда эгилишга ишлайди. Бундан ташқари, деворлар горизонтал йўналишда чўзилишга ҳам ишлайди. Шунинг учун девор қалинлиги доиравий резервуарларга қараганда кенгроқ олинади.

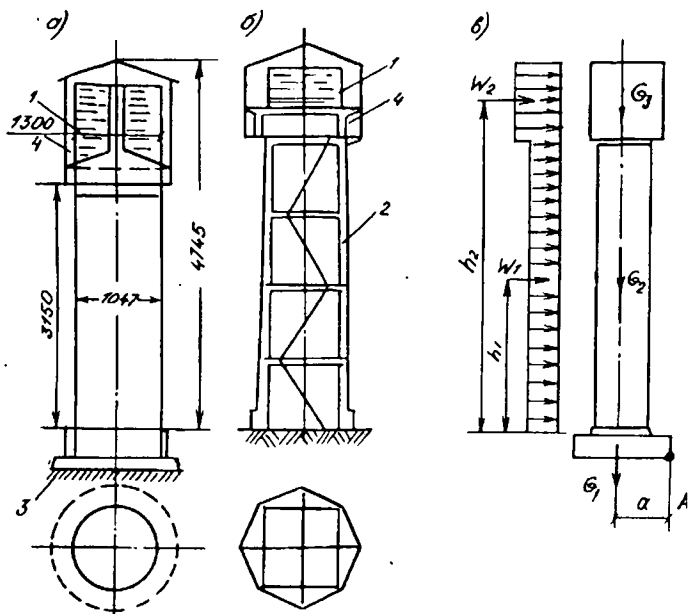
Вазифасига қараб тўғри бурчакли резервуарлар очик ёки ёпиқ бўлиши мумкин. Ёпиқ монолит резервуарларда ёпмалар тўсинли ёки тўсинсиз плиталардан ишланади. Йиғма резервуарларда устун тўри 6×6 м бўлган тўсинли панель ёпмалар қўлланилади (12.4-расм).

Таъсир этаётган зўриқишларга мувофиқ равишда тўғри бурчакли резервуарларнинг деворлари номарказий чўзилишга ҳисобланади. Деворлар мустаҳкамликдан ташқари ёриқбардошликка ҳам текширилади.

Резервуар деворлари ёриқбардошлик бўйича I-тоифа конструкцияларига киради, шу боисдан ёриқлар ҳосил бўлишини аниқлашда ҳисобий юк сифатида N_k қабул қилинади. Ёпма, устун ва туб конструкциялари хусусий оғир-



12.4-расм. Йиғма тўртбурчак шаклли резервуарнинг конструкцияси:
1 — девор панеллари; 2 — монолит туб; 3 — четки устун; 4 — четки устун;
5 — оралик устун; 6 — пойдевор блоки; 7 — ёпма тўсини; 8 — панеллар.



12.5-расм. Сув босими миноралари (а, б) ва афдарилишга ҳисоблаш тарҳи (в):

а — темирбетон цилиндрик таянч; б — рама таянч.

лик, томга тўшалган тупроқ оғирлиги ва муваққат юklar таъсирига ҳисобланади.

12.2. Сув босими миноралари

Сув таъминоти тизимида керакли босим ҳосил қилиш учун баъзан резервуарлар турли минораларга ўрнатилади. Сув босими минорасининг конструкцияси резервуар, таянч ва пойдевордан ташкил топади (12.5-расм, а). Миноралар монолит темирбетон цилиндр кўринишида ишланиши мумкин (12.5-расм, а). Миноранинг таянчи фазовий рама кўринишига эга бўлади (12.5-расм, б). Минорасининг устунлари алоҳида пойдеворларга ёки тасмасимон ҳалқа пойдеворларга, бўш грунтларда эса яхлит темирбетон плитага таянади.

Сув босими минораси резервуарининг сифими 15...3000 м³, таянч қисмининг баландлиги 6...50 м бўлиши мумкин.

Резервуар сифими 50 м^3 гача бўлса, уни пўлатдан, сифими каттароқ бўлса, пўлат ёки темирбетондан ишланади. Цилиндрик девор ва ясси тубдан ташкил топган темирбетон резервуар ўзининг содда конструкцияси билан ажралиб туради (12.5-расм, а).

Сув босими минорасининг резервуари, таянчи ва пой-девори ҳисоб йўли билан мустаҳкамликка текширилади. Резервуар деворининг мустаҳкамлиги ва ёриқбардошлиги ундаги суюқликнинг босимига боғлиқ. Деворнинг ёриқбардошлигини ошириш учун уни олдиндан зўриқтирилади.

Агар минора темирбетон цилиндр кўринишида ишланган бўлса, у ўзининг хусусий оғирлиги ва шамол таъсирига ҳисобланади (12.5-расм, в). Цилиндр деворининг қалинлиги конструктив нуқтаи назардан пастдан юқоригача ўзгармас бўлади. Бўйлама арматуранинг кесим юзаси нормарказий сиқилиш учун берилган формулалардан аниқланади.

Синчли минораларнинг фазовий рамалари баъзан оддий ясси рамаларга ва устки таянч ҳалқасига ажратган ҳолда ҳисобланади. Бунда оддий рамалар хусусий оғирликдан ташкил топган вертикал юк ва горизонтал шамол кучи таъсирига текширилади. Ҳалқа кўринишидаги таянч тўсини узлуксиз балка сифатида эгилишга ва буровчи моментлар таъсирига ҳисобланади.

Миноранинг пойдевори қабул қилинган конструкцияга қараб эластик заминда ётувчи тўсин ёки плита сифатида ҳисобланади. Пойдеворларни ҳисоблашда вертикал юклардан ташқари устунлар заминида вужудга келадиган эгувчи моментлар таъсирини ҳам инобатга олиш зарур. Минораларни мустаҳкамликдан ташқари резервуарнинг бўш (суюқликсиз) ҳолати учун ағдарилишга қарши устуворликка ҳам ҳисобланади. Ағдарилишга қарши устуворлик коэффиценти $k = M_1 / M_2$ камида 1,5 олинади. Бу ерда $M_1 = \sum G_i a_i$ ва $M_2 = \sum W_i h_i$.

Минораларга ўрнатиладиган катта ҳажмли темирбетон резервуарларнинг туби сферик қубба шаклида ишланади. Техник-иқтисодий ҳисоблар бундай тублар бошқача конструкциядаги тубларга нисбатан анча тежамли эканлигини кўрсатади.

12.3. Бункерлар ва силослар

Ҳар иккалови ҳам сочилувчи материалларни сақлайдиган идишдир. Булар бир-биридан ҳажми билан фарқ қилади; силоснинг ҳажми бункерга нисбатан каттароқ бўлади. Агар $h \leq 1,5a$, $h \leq 1,5d$ бўлса бункер деб, $h > 1,5a$ бўлса силос деб аталади (12.6-расм).

Бункерлар планда кўпинча квадрат ёки тўғри тўртбurchак шаклида бўлади. Бункерлар баъзан ёнма-ён жойлаштирилиб, кўп ячейкали бункерларни ташкил этади. Бункер деворини сийқаланишдан асраш учун уларга тунука ёки чўян плиткалар қопланади. Бункерлар одатда устунларга ўрнатилади. Бункернинг кенг тарқалган ўлчамлари: $a = 6 - 8$ м, $h = 9 - 12$ м. Темирбетон бункерлар ишланишига кўра монолит, йиғма ва йиғма-монолит бўлиши мумкин.

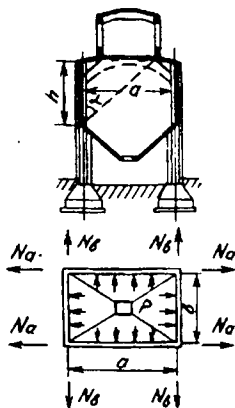
Бункер деворлари мураккаб кучланиш ҳолатида бўлади: сочилувчи материалларнинг босими P таъсирида ҳар бир девор икки йўналишда чўзилиш ва эгилишга ишлайди. Ҳисобда бункер деворларининг хусусий оғирлиги ҳам эътиборга олинади.

Силослар баландлиги билан бункерлардан ажралиб туради. Планда кўпинча доира шаклига эга бўлади. Кичик

ҳажмли силослар квадрат шаклида ишланиши ҳам мумкин. Доиравий силослар планда бир қатор ёки шахмат шаклида жойлаштирилиши мумкин (12.7-расм).

Силосларнинг диаметри унда сақланадиган материалнинг хилига қараб 6 м дан 24 м гача олиниши мумкин. Масалан, дон сақланса 6 м; цемент сақланса 12, 15, 18 м; кўмир сақланса 12, 24 м ва ҳ.к. Силоснинг типовой баландлиги $h = 30$ м.

Монолит силослар деворининг бетон синфи В20 дан кам бўлмаслиги, йиғма темирбетон силослар-



12.6-расм. Бункер ҳисобига доир.

ники эса В30 дан кам бўлмаслиги керак. Силос деворлари одатда қўш арматура билан жиҳозланади. Вертикал арматураларнинг диаметри 10 мм бўлиб, ҳар 30—35 см масофада ўрнатилади. Айлана бўйлаб қўйиладиган даврий профили арматуранинг диаметри 16 мм бўлиб, ҳар 10—20 см да қўйилади. Диаметри 12 м ва ундан ортиқ бўлган доиравий силосларда арматура олдиндан зўриқтирилади. Бунда арматурани силос деворлари ҳамма вақт сиқилишга ишлайдиган қилиб тараंगланади. Йиғма силослар алоҳида эгри чизиқли элементлардан ташкил топади. Эгри элементлар ўзаро болтлар ёрдамида бириктирилади.

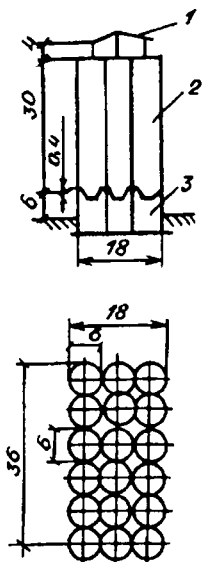
12.4. Тиргак деворлар

Тиргак деворлар грунт ёки сочилувчи материалларни тегишли ҳолатда сақлаб туриш учун хизмат қилади. Тиргак деворлар асосан икки гуруҳга бўлинади: қалин (массив) ва юпқа деворли. Қалин тиргак деворлар грунт босимини ўз оғирлиги билан қайтаради (12.8-расм). Юпқа тиргак деворлар эса ағдарилишдан ёки силжишдан сақлаш учун уюм грунтнинг оғирлиги ҳисобига туради.

Қалин тиргак деворлар бетон, харсанг-бетон (бута бетон) ва тош-ғиштдан, юпқа тиргак деворлар эса темирбетондан қурилади. Темирбетон тиргак деворлар бурчакли, контрофорсли, анкерли ва бошқа турларга бўлинади.

Темирбетон тиргак деворларнинг бетон ёки тошдан қурилган деворларга нисбатан таннархи арзон бўлади. Шунинг учун ҳам бундай конструкциялар асосан йиғма темирбетонлардан тайёрланади.

Бурчакли тиргак деворларни асосан деворнинг баландлиги 4,5 м дан ошмаган ҳолда қўллаш мақсадга мувофиқдир. Бунда тиргак деворлар яхлит блок ҳолатида йиғма темирбетондан эни В—2...3 м бўлган ҳолда тайёрланади.



12.7-расм. Доиравий

силослар тарҳи:

1 — силос усти галереяси;

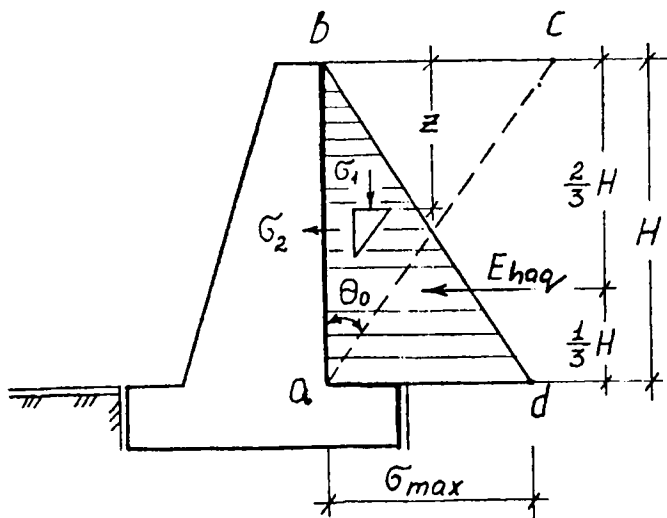
2 — силос идишлари;

3 — силос ости қавати.

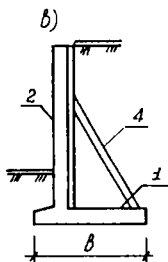
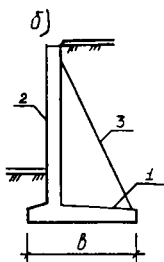
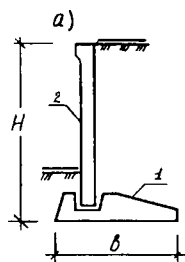
Шу билан бирга бундай конструкциянинг 2 элементдан иборат бўлган (плита-девор ва фундамент плита), алоҳида қилинган типовой лойиҳалари мавжуд (12.9-рasm). Бунда грунтнинг баландлиги h — 1,2; 1,8; 2,4; 3 ва 3,6 м; плитанинг узунлиги 3 м, фундамент плитаси 3 ва 1,5 м ва тагликнинг эни b —2,2; 2,5; 3,1 ва 3,7 м ўлчамли тиргак деворлар тайёрланади. Контрафорсли тиргак деворлар 2 ёки 3 элементларни йиғиб тайёрланади. Тиргак деворни ҳисоблашда: грунт фаол (актив) ва нофаол (пассив) босим таъсирида бўлади. Тиргак девор фаол ён босишни ушлаб туришга хизмат қилади. Нофаол босим эса деворнинг силжиши натижасида содир бўлади. Агар девор бикир бўлса, грунт билан девор орасида ҳосил бўладиган ишқаланиш ҳисобга олинмаганда юқоридан пастга z масофада жойлашган горизонтал юза сиқилиш босим остида бўлади яъни:

$$\sigma_1 = \gamma \cdot z \quad (12.1)$$

бу ерда γ — грунтнинг ҳажмий оғирлиги.



12.8-рasm. Қалин тиргак деворга грунт босимининг таъсири.



12.9-расм. Юпқа тиргак деворларнинг турлари: 1— фундамент плитаси; 2 — девор плитаси; 3 — контрофос; 4 — анкер тортқич.

Тиргак деворга ён тарафдан грунт босими таъсирида σ_2 кучлар мувозанатда бўлган ҳолда, силжишга бўлган таъсир қуйидаги формула орқали топилади

$$\sigma_2 = \gamma z \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (12.2)$$

бу ерда φ — грунтнинг ички ишқаланиш бурчаги.

Нофаол ҳолат учун

$$\sigma_2 = \gamma z \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (12.3)$$

Грунтнинг деворга босими унинг пастда жойлашган z масофага боғлиқ.

Деворга таъсир қиладиган босим миқдори учбурчак қонунига кўра

$$\sigma_{2\max} = \gamma H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (12.4)$$

Тўлиқ фаол босимнинг деворга таъсири учбурчак юзасидан

$$E_h = \frac{\sigma_{2\max} H}{2} \text{ ёки } E_h = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (12.5)$$

Нофаол ҳолат учун эса

$$E_{h_1} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (12.6)$$

Бунда E_h ва E_{h_1} тенг таъсир этувчисининг қўйилган нуқтаси $\frac{1}{3} H$ масофада бўлади.

Мисол тариқасида темирбетондан тайёрланган бурчакли тиргак деворнинг ҳисобини кўриб чиқамиз.

Силос сақланадиган иншоотнинг девори Т шаклли блоклардан қурилган бўлиб, уни мустаҳкамликка ва турғунликка ҳисоблаш керак. Бунинг учун девор икки марта ҳисобланади.

I. Бўш силос иншоотининг ташқи грунтнинг ён томондан таъсирига статик ҳисоби (силос тўкилмаган ҳолда).

II. Силос билан тўлдирилган иншоотнинг ташқи грунтнинг фақат вертикал ҳолатдаги таянч плитасига таъсири ҳисоби.

10-мисол. Тиргак деворни ҳисоблаш.

Берилган:

Тиргак деворнинг баландлиги $H = 4,5$ м, қалинлиги $0,20 \dots 0,10$ м. Пойдевор тагининг ўлчамлари: эни $b = 2$ м, узунлиги $l = 1,5$ м. Пойдеворнинг қалинлиги $h_{\text{нол}} = 25$ см.

Грунт: — ҳажмий оғирлиги $\gamma_{\text{сп}} = 1800$ кг/м³;
— ички ишқаланиш бурчаги $\varphi = 30^\circ$;
— бетоннинг грунтга ишқаланиш коэффициенти $f = 0,4$.

Силос: — ҳажмий оғирлиги $\gamma_{\text{с}} = 1000$ кг/м³;
— ички ишқаланиш бурчаги $\varphi = 60^\circ$.

Бетон синфи В 30:

Бетоннинг сиқилишдаги мустаҳкамлиги $R_b = 17,0$ МПа.

Ҳисобий чўзилишдаги мустаҳкамлик $R_{bt} = 1,2$ МПа.

Меъёрий чўзилишдаги мустаҳкамлик $R_{btн} = 1,8$ МПа.

Бетоннинг бошланғич эластиклик модули $E_b = 0,325 \cdot 10^5$ МПа.

Ишчи арматура синфи А—II:

Арматуранинг ҳисобий қаршилиги $R_s = 280,0$ МПа.

Арматуранинг эластиклик модули $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ МПа.

Тақсимловчи арматура синфи Вр-I:

$R_s = 360$ МПа. $\varnothing 5$ мм.

$E_s = 1,7 \cdot 10^5$ МПа.

Тиргак деворнинг вертикал бўйича оғиши $i = 1:10$.

Бўш силос иншоотининг статик ҳисоби (силос тўкилмаган ҳолда). Ҳисоб ишлари учун тиргак деворнинг бир блокини ($l = 1,5$ м) оламир.

Тиргак деворга таъсир этувчи кучлар:

а) деворнинг вазни

$$G^{\text{ср}} = V \gamma_b = (4,25 \cdot 0,18 + 0,25 \cdot 2) 1,5 \cdot 2200 \cdot 10 = 42000 \text{ Н} = 42 \text{ кН}.$$

б) таянч плитанинг орқа томонида ётган грунт вазни

$$Q_z^{ser} = V \gamma_{zp} = \frac{4,35+4,43}{2} \cdot 0,8 \cdot 1,5 \cdot 1800 \cdot 10 = 95000 \text{ Н} = 95 \text{ кН}.$$

в) грунтнинг ён томондаги босимини O дан q_E^{ser} деворнинг таг қисмигача бўлган ўзгариши

$$q_E^{ser} = 1,5 \gamma_{zp} \cdot H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) =$$

$$= 1,5 \cdot 1800 \cdot 10 \cdot 4,5 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 40000 \text{ Н/м} = 40 \text{ кН/м}.$$

г) грунт босимининг $y = \frac{1}{3} H = \frac{4,5}{3} = 1,5$ м масофадаги тенг таъсир этувчиси

$$E^{ser} = \frac{1}{2} \gamma_{zp} H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) l = \frac{1}{2} \cdot 1800 \cdot 10 \cdot 4,5^2 \cdot 0,333 \cdot 1,5 =$$

$$= 91000 \text{ Н} = 91 \text{ кН}.$$

Тиргак девор заминини устуворликка (силжиш ва ағдалиришга), деворни эса мустаҳкамликка ҳисобланади.

Заминнинг деформацияланиши ва силжиши конструкцияни нормал шароитда ишлашини таъминлай олмаслиги мумкин, шунинг учун ҳам иккала (I ва II) чегаравий ҳолатини иккинчи гуруҳ бўйича ҳисоблаш лозим ($\gamma_f = 1$).

Аслида заминни устуворликка (ағдалиришга) ва деворни эса мустаҳкамликка биринчи чегаравий ҳолат бўйича ҳисобланади. Шунинг учун ҳам юк бўйича ишончилилик коэффициенти γ_f :

а) ўз вазни учун $\gamma_f = 1,1$ ёки $\gamma_f = 0,9$;

б) грунт вазни учун $\gamma_f = 1,2$ ёки $\gamma_f = 0,8$.

Деворни силжишидаги ҳисобий куч

$$T = f (\gamma_f G^{ser} + \gamma_f Q_z^{ser}) = 0,4 \cdot (1 \cdot 42 + 1 \cdot 95) = 54,8 \text{ кН}.$$

Ҳисобий силжитувчи босим миқдори

$$E = \gamma_f \cdot E^{ser} = 1 \cdot 91 = 91 \text{ кН}.$$

$$T = 54,8 < E = 91 \text{ кН}.$$

Демак, силжитувчи кучнинг бир қисмини бетон полга (қалинлиги $h_{пол} = 25 \text{ см}$) берилади.

$$N = E - T = 91 - 54,8 = 36,2 \text{ кН.}$$

Полга таъсир қилувчи кучдан ҳосил бўлган кучланиш

$$\sigma = \frac{N}{F} = \frac{36,2 \cdot 10}{150 \cdot 25} = 0,097 \text{ МПа.}$$

Таъсир қилувчи кучнинг миқдори камлиги ва кучланиш ($\sigma = 0,097 \text{ МПа}$) бўлгани учун тиргак деворнинг полини ҳисоб қилинмаса ҳам бўлади. А нуқтага нисбатан деворни ағдарувчи момент:

$$M_A = \gamma_f \cdot E^{ser} \cdot y = 1,2 \cdot 91 \cdot 1,5 = 163 \text{ кНм.}$$

Ағдалиришдан ушлаб турувчи момент

$$\begin{aligned} M_y &= \gamma_f \cdot G^{ser} x_1 + \gamma_f \cdot Q_z^{ser} x_2 = \\ &= 0,9 \cdot 42 \cdot 1 + 0,8 \cdot 95 \cdot (1 + 0,55) = 156 \text{ кНм.} \end{aligned}$$

Агар $\frac{M_y}{M_A} = \frac{156}{163} = 0,96 \approx 1$ устуворлик таъминланган.

Демак, қабул қилинган таянч плитанинг ўлчамлари етарли $F = b \cdot l = 2 \cdot 1,5 \text{ м}^2$, юзаси ва қаршилик моменти

$$W = \frac{bh^2}{b} = \frac{2 \cdot 1,5^2}{6} = 0,75 \text{ м}^3.$$

Деворга таъсир этувчи G^{ser}, Q_z^{ser} ва E^{ser} кучлар таъсиридан:

а) девор замини марказида ҳосил бўлган бўйлама куч:

$$N^{ser} = G^{ser} + Q_z^{ser} = 42 + 95 = 137 \text{ кН}$$

б) эгувчи момент:

$$M^{ser} = E^{ser} \cdot y - Q_z^{ser} x = 91 \cdot 1,5 - 95 \cdot 0,55 = 84 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

в) девор заминида юза бўйлаб таъсир этувчи кучланиш:

$$\sigma_{\max} = \frac{N^{ser}}{F} + \frac{M^{ser}}{W} = \frac{137}{3 \cdot 10^3} + \frac{84}{0,75 \cdot 10^3} = 0,157 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N^{ser}}{F} - \frac{M^{ser}}{W} = \frac{137}{3 \cdot 10^3} - \frac{84}{0,75 \cdot 10^3} = 0,066 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{yp} = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} = \frac{0,157 + 0,066}{2} = 0,045 \text{ МПа.}$$

Манфий эпюра узунлиги x

$$x = \frac{\sigma_{\min} \cdot b}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{0,066 \cdot 2}{0,157 + 0,066} = 0,59 \text{ м},$$

бу таянч плита энининг 0,30 қисмини ташкил этади. Бу талаб даражасида. Хандақ силос билан тўлиқ бўлган ҳолатда таянч плитанинг олд қисмига силос оғирлигидан таъсир этадиган куч

$$G_c^{ser} = v \cdot l = b_0 \cdot H \cdot l \cdot \gamma_c = 0,88 \cdot 4,5 \cdot 1,5 \cdot 1000 \cdot 10 = 59400 \text{ Н} = 59,4 \text{ кН}$$

ва бетонли полнинг оғирлиги

$$G_b^{ser} = (b_{0,yp} \cdot 0,1 + 0,5 \cdot 0,08 \cdot b'_0) l \cdot \gamma_b = \left(\frac{0,88 + 0,78}{2} \cdot 0,1 + 0,5 \cdot 0,08 \cdot 0,78 \right) 1,5 \cdot 2200 \cdot 10 = 3700 \text{ Н} = 3,7 \text{ кН}.$$

Бунда грунт ва силос оғирлигидан ҳосил бўлувчи бо-симлар бир бирини сўндиради.

У ҳолда таянч плитага бўйлама куч таъсир этади

$$N_n^{ser} = G^{ser} + Q_z^{ser} + G_c^{ser} + G_b^{ser} = 42 + 95 + 59,4 + 3,7 = 200,1 \text{ кН}.$$

Плита тагидаги грунтнинг қаршилиқ кўрсата олиши

$$\sigma_{yp} = \frac{N_n^{ser}}{F} = \frac{200,1}{3 \cdot 10^3} = 0,0667 \text{ МПа}.$$

Грунтнинг ҳисобий қаршилиги

$$R_{zp} = \frac{m_1 m_2}{k_n} (AB \gamma_{zp} + B h \gamma_{zp}) = \frac{1,2 \cdot 1,2}{1,1} (1,15 \cdot 2 \cdot 1800 + 5,59 \cdot 4,5 \cdot 1800) \cdot \frac{1}{10^5} = 0,647 \text{ МПа}.$$

Бу ерда m_1, m_2 — грунтнинг турига боғлиқ коэффициент.
 $k_n; A; B$ — СНиП 2.02.01—83[15] олинадиган коэффи-циентлар

$$\sigma_{\max} = 0,157 < 1,2 R_{zp} = 1,2 \cdot 0,647 = 0,776 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{yp} = 0,0667 < R_{zp} = 0,647 \text{ МПа}$$

шарт бажарилди, демак асоснинг юк кўтариши таъмин-ланган.

Хандақ тўлдирилмаган ҳолатидаги тиргак деворнинг ҳисоби. (12.10-расм, а)

Вертикал девор консол ҳолатида ишлайди (1-1 кесимда маҳкамланган), грунтнинг ён томондан босими учбурчак шаклидаги юк таъсиридан

$$\begin{aligned} q_1^{ser} &= l\gamma_{sp} \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2}\right) = 1,5 \cdot 1800 \cdot 10 \cdot 4,25 \cdot 0,333 = \\ &= 38200 \text{ Н/м} = 38,2 \text{ кН/м} \\ q_1 &= 38,2 \cdot 1,2 = 45,8 \text{ кН/м} \end{aligned}$$

Консолдаги максимал ҳисобий эгувчи момент

$$M = \frac{q_1 \cdot l^2}{6} = \frac{45,8 \cdot 4,25^2}{6} = 138 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Кесимнинг ҳисобий баландлиги

$$h_0 = h_{CT} - a = 20 - 1,5 - 0,6 = 17,9 \text{ см}$$

$$\alpha_R = 0,461; \xi_R = 0,72 \text{ (4.1-жадвал)}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b h_0^2} = \frac{1380000 \cdot 10}{17 \cdot 10^2 \cdot 150 \cdot 17,9^2} = 0,17 < \alpha_R = 0,461; \xi = 0,19$$

Арматуранинг юзаси

$$A_s = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0,19 \cdot 150 \cdot 17,9 \cdot \frac{17}{280} = 30,9 \text{ см}^2$$

қабул қиламиз 20 Ø 14 А-II $A_s = 30,8 \text{ см}^2$

Бу арматураларни деворнинг ташқи тарафидан жойлаштирамиз.

Деворда эгувчи момент миқдорининг юқорига қараб камайиб боришини эътиборга олиб, арматуранинг бир қисмини 10 Ø 14 А-II. $A_s = 15,4 \text{ см}^2$ маълум баландликда узамиз. Стерженларни узиш жойидан деворнинг юқори қисмигача бўлган масофани $l_1 = 3 \text{ м}$ деб қабул қилсак, унда шу қисмидаги эгувчи момент миқдори

$$\begin{aligned} q_2 &= l\gamma_{sp} \cdot l_1 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2}\right) \gamma_f = \\ &= 1,5 \cdot 1800 \cdot 10 \cdot 3 \cdot 0,333 \cdot 1,2 = 32400 \text{ Н/м} = 32,4 \text{ кН/м} \end{aligned}$$



$$M = \frac{q_2 \cdot l_{y3}^2}{6} = \frac{32,4 \cdot 3^2}{6} = 48,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Стерженларни* узиш жойидаги девор қалинлиги $h = 17,0$ см ($h = 17,0$ см ни қандай топилганлиги қуйида келтирилган). Кесим юзасининг ишчи баландлиги

$$h_0 = h - a = 17,0 - 2,4 = 14,6 \text{ см}$$

$$\text{унда } \xi = \frac{A_s R_s}{R_b b h_0} = \frac{15,4 \cdot 280 \cdot 10^2}{17 \cdot 10^2 \cdot 150 \cdot 14,6} = 0,12.$$

4.1-жадвалдан $\alpha_m = 0,113$. Қолган арматура билан шу кесим юзаси қабул қила оладиган момент.

$$M = \alpha_m \cdot b h_0^2 R_b = 0,113 \cdot 150 \cdot 14,6^2 \cdot 17 \cdot 10^2 = 6140000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 61,4 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M = 61,4 > M = 48,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Кесим юзасининг мустаҳкамлиги таъминланган.

Таянч плитанинг олд қисми 3-3 кесимда консол ҳолда ва унга таъсир этаётган трапеция кўринишидаги юк (грунтнинг қарши босими) таъсирида ишлайди. Консолнинг узунлиги $l_k = 0,78$ м. Плита тагидаги ҳисобий бўйлама куч ва эгувчи момент.

$$N = \gamma_f \cdot G^{ser} + \gamma_f \cdot Q_Z^{ser} = 1,1 \cdot 42 + 1,2 \cdot 95 = 160,2 \text{ кН}.$$

$$M = \gamma_f \cdot E^{ser} \cdot y - \gamma_f \cdot Q_Z^{ser} x = 1,2 \cdot 91 \cdot 1,5 - 1,2 \cdot 95 \cdot 0,55 = 101 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Таянч плита тагидаги ҳисобий кучланиш

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{160,2}{2 \cdot 10^3 \cdot 1,5} + \frac{101}{0,75 \cdot 10^3} = 0,188 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{F} - \frac{M}{W} = \frac{160,2}{2 \cdot 10^3 \cdot 1,5} - \frac{101}{0,75 \cdot 10^3} = -0,081 \text{ МПа}.$$

$$*h_3 = i \cdot H = 0,1 \cdot 4,25 = 0,425 \text{ м}$$

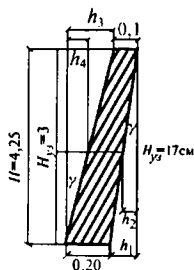
$$h_1 = h_3 + 0,1 - 0,20 = 0,33 \text{ м}$$

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{h_1}{H} = \frac{0,33}{4,25} = 0,08$$

$$h_2 = l_{y3} \cdot \operatorname{tg} \alpha_1 = 3 \cdot 0,08 = 0,24 \text{ м}$$

$$h_4 = \operatorname{tg} \alpha_1 (H - l_{y3}) = (4,25 - 3) \cdot 0,1 = 0,125 \text{ м}$$

$$h = h_1 - 0,20 - h_2 - h_4 = 0,33 - 0,20 - 0,24 - 0,125 = 0,17 \text{ м}$$



$\sigma_{3-3} = 0,083 \cdot \text{МПа}$ (кучланиш эпюрасининг ҳисоби қуйида келтирилган). 3-3 кесимда ҳисобий эғувчи момент (12.10-расм, а)

$$M = \frac{2\sigma_{\max} + \sigma_{3-3}}{6} l_k^2 \cdot l = \frac{2 \cdot 0,188 + 0,083 \cdot 10^3}{6} \cdot 0,78^2 \cdot 1,5 = 69,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

3-3 кесимда пойдеворнинг қалинлиги $h = 15 \text{ см}$ ва унда ишчи баландлик

$$h_0 = h - a = 15 - 3 - 0,7 = 11,3 \text{ см}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b h_0^2} = \frac{6990000}{17 \cdot 10^2 \cdot 150 \cdot 11,3^2} = 0,21 < \alpha_R = 0,461$$

$\xi = 0,24$ (4.1 - жадвал).

Арматуранинг юзаси

$$A_s = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0,24 \cdot 150 \cdot 11,3 \frac{17 \cdot 10^2}{280 \cdot 10^2} = 24,7 \text{ см}^2.$$

Қабул қиламиз 16 Ø 14 А-II, $A_s = 24,62 \text{ см}^2$. Бу арматураларни пойдеворнинг пастки қисмига жойлаштирамиз.

Таянч плитанинг орқа қисми 2-2 кесимда консол ҳолда ишлайди ва унга таъсир этаётган иккита эпюранинг тенг таъсир этувчиси:

1) кучланиш $\sigma_{\min} = -0,081 \text{ МПа}$ ва $\sigma_{2-2} = 0,0296 \text{ МПа}$

2) орқа таянч плитадаги грунт босими

$$\sigma_{zp} = \frac{\gamma_f \cdot Q_Z^{ser}}{F} = \frac{1,2 \cdot 95}{(0,82 + 0,1) \cdot 1,5 \cdot 10^3} = 0,0826 \text{ МПа}.$$

$$* x_{3-3} = b - x - 0,78 = 2 - 0,60 - 0,78 = 0,62 \text{ м}$$

$$\sigma_{3-3} = \frac{\sigma_{\max} \cdot x_{3-3}}{b - x} = \frac{0,188 \cdot 0,62}{2 - 0,60} = 0,083 \text{ МПа}$$

$$x = \frac{b \cdot \sigma_{\min}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{2 \cdot 0,081}{0,188 + 0,081} = 0,60 \text{ м}$$

$$x_{2-2} = 0,82 - 0,60 = 0,22 \text{ м}$$

$$\frac{\sigma_{2-2}}{\sigma_{\max}} = \frac{x_{2-2}}{b - x}$$

$$\sigma_{2-2} = \frac{\sigma_{\max} \cdot x_{2-2}}{b - x} = \frac{0,188 \cdot 0,22}{2 - 0,60} = 0,0296 \text{ МПа}$$

Таянч плитага грунтнинг қарши босими манфий қийматли бўлиши мумкин эмас, шунинг учун уни ҳисобга киритилмайди.

Шундай қилиб, консолга юқоридан пастга қараб қуйидаги босим (кучланиш) таъсир этади:

— қисилган жойда $\sigma = 0,0826 - 0,0296 = 0,053$ МПа;

— қисилган жойдан $x = 0,60$ м масофада $\sigma = 0,0826$ МПа.

Консолнинг узунлиги $l_k = 0,82$ м. Консол маҳкамланган жойдаги ҳисобий эгувчи момент

$$M = 1,5 \left(\frac{0,0826 \cdot 10^3 \cdot 0,82^2}{2} - \frac{0,053 \cdot 10^3 \cdot 0,60^2}{6} \right) = 36,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{3690000}{17 \cdot 10^2 \cdot 150 \cdot 11,3^2} = 0,11 < \alpha_R = 0,461$$

$$\xi = 0,12 \text{ (4.1-жадвалдан)}$$

$$A_s = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0,12 \cdot 150 \cdot 11,3 \frac{17 \cdot 10^2}{280 \cdot 10^2} = 12,35 \text{ см}^3$$

Қабул қиламиз 11Ø12 А-II, $A_s = 12,44 \text{ см}^2$.

Бу арматураларни пойдеворнинг юқори қисмига жойлаштирамиз.

Хандақ тўлдирилган ҳолатидаги тиргак деворининг ҳисоби (12.10-рasm, б). Бунда вертикал деворга учбурчак шаклли силос босими таъсир этади.

$$q_1 = l \gamma_c h \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{60^\circ}{2} \right) \gamma_f = 1,5 \cdot 1000 \cdot 10 \cdot 4,25 \cdot 0,072 \cdot 1,2 = 5500 \text{ Н/м} = 5,5 \text{ кН/м}$$

Эгувчи максимал момент

$$M = \frac{q_1 \cdot h^2}{6} = \frac{5,5 \cdot 4,25^2}{6} = 16,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{1660000}{17 \cdot 10^2 \cdot 150 \cdot 15,9^2} = 0,03$$

$$\xi = 0,03 \text{ (4.1-жадвалдан)}$$

$$A_s = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0,03 \cdot 150 \cdot 15,9 \frac{17 \cdot 10^2}{360 \cdot 10^2} = 3,38 \text{ см}^2 > A_{s\min} = 1,19 \text{ см}^2$$

$$A_{s,\min} = 0,0005 \cdot b h_0 = 0,0005 \cdot 150 \cdot 15,9 = 1,19 \text{ см}^2$$

Қабул қиламиз 17Ø 5 Вр-I, $A_s = 3,33 \text{ см}^2$. Бу арматура-ларни деворнинг ички тарафидан қўямиз.

Таянч плитани мустақкамликка ҳисоблаш учун:

$$N = G + G_c + G_b + Q_z = 1,2 \cdot 42 + 1,2 \cdot 59,4 + 1,1 \cdot 3,7 + 1,2 \cdot 95 = 239,8 \text{ кН.}$$

$$E_c = \gamma_f \cdot \frac{1}{2} \gamma_c h^2 l \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{60^\circ}{2} \right) = 1,2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1000 \cdot 10 \cdot 4,25^2 \cdot$$

$$\cdot 1,5 \cdot 0,072 = 11700 \text{ Н} = 11,7 \text{ кН}$$

эгувчи момент қиймати

$$M = E_c y + Q_z^{ser} \cdot \gamma_f x_1 - (G_c \gamma_f + G_b \gamma_f) x_2 =$$

$$= 11,7 \cdot 1,5 + 95 \cdot 1,2 \cdot 0,55 - (59,4 \cdot 1,2 + 3,7 \cdot 1,1) \cdot 0,60 = 35,1 \text{ кН.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{239,8}{3 \cdot 10^3} + \frac{35,1}{0,75 \cdot 10^3} = 0,1267 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{F} - \frac{M}{W} = \frac{239,8}{3 \cdot 10^3} - \frac{35,1}{0,75 \cdot 10^3} = 0,0331 \text{ МПа}$$

Плитанинг олди томонига силос босими $\sigma_c = \frac{1,2 \cdot 59,4}{1,5 \cdot 10^3 \cdot 0,88} = 0,054 \text{ МПа}$, орқа томонига эса грунт босими $\sigma_{ep} = 0,0826 \text{ МПа}$ таъсир этади.

Плитанинг олди томони 3-3 кесимида пастдан юқорига қараб таъсир этувчи босим

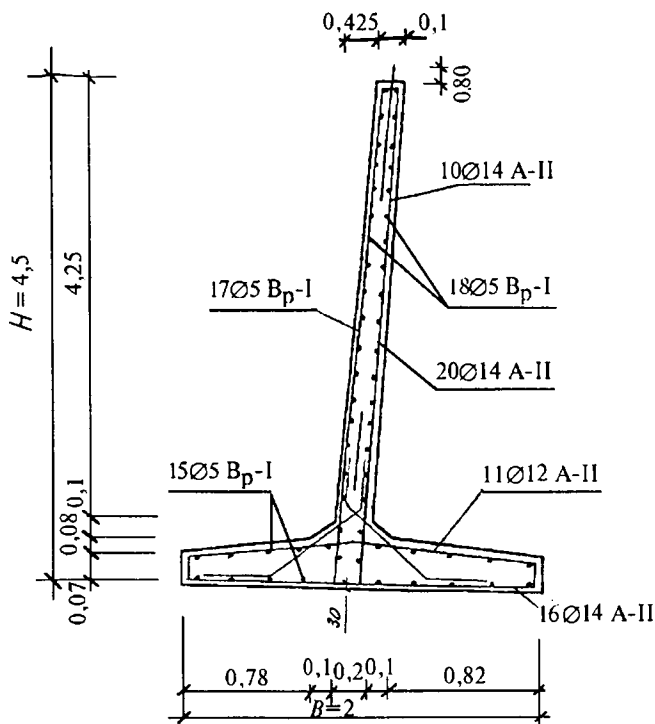
$$\sigma = \sigma_{3-3} - \sigma_c = 0,0696 - 0,054 = 0,0156 \text{ МПа}$$

($\sigma_{3-3} = 0,0696^* \text{ МПа}$ қийматини аниқлаш қуйида келтирилган). Плитанинг чиқиб турган қисми учидан юқоридан пастга қараб таъсир этадиган босим

$$\sigma = \sigma_c - \sigma_{\min} = 0,054 - 0,0331 = 0,0209 \text{ МПа.}$$

$$^* \sigma_{3-3} = \sigma_{\min} + \frac{x_3(\sigma_{\max} - \sigma_{\min})}{2} = 0,0331 + 0,78 \cdot \frac{(0,1267 - 0,0331)}{2} = 0,0696 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{2-2} = \sigma_{\min} + \frac{x_2(\sigma_{\max} - \sigma_{\min})}{2} = 0,0331 + 1,18 \cdot \frac{(0,1267 - 0,0331)}{2} = 0,0883 \text{ МПа}$$



12.11-расм. Тиргак девор конструкциясини арматуралаш.

Консолга турли томонлардан босим таъсир этмоқда ва унинг умумий қиймати кичик бўлгани учун плита олдида қўйиладиган арматурани ҳисобламаса ҳам бўлади. Лекин олдин қабул қилинган (хандақ тўлдирилмаган ҳолатидаги) стерженларни қолдирамиз, яъни пастки қисмида $16\text{Ø}14 \text{ A-II}$, $A_s=24,62 \text{ см}^2$; юқори қисмида $11\text{Ø}12 \text{ A-II}$, $A_s=12,44 \text{ см}^2$.

Таянч плитанинг орқа томони 2-2 кесимида юқоридан пастга қараб таъсир этувчи босим

$$\sigma = \sigma_{ep} - \sigma_{2-2} = 0,0826 - 0,0883 = -0,0057 \text{ МПа.}$$

Плитанинг чиқиб турган қисми — охиридан пастдан юқорига қараб таъсир этувчи босим

$$\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{zp} = 0,1267 - 0,0826 = 0,0441 \text{ МПа.}$$

Консолнинг максимал эгувчи момент қийматини (уч-бурчак юк таъсирида) қуйидаги формуладан топиш мумкин:

$$M = \frac{\sigma \cdot b_0^2 l}{3} = \frac{0,0441 \cdot 0,82^2 \cdot 10^3}{3} \cdot 1,5 = 14,9 \text{ кН} \cdot \text{м} < M = 69,9 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

агар $M = 14,9 \text{ кН} \cdot \text{м} < M = 69,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$ бўлса, олдин қабул қилинган арматура (16 Ø 14 А-II, $A_s = 24,62 \text{ см}^2$) етарли, плитанинг орқа қисмини ҳисоблашнинг кераги йўқ.

Шундай қилиб, тиргак девор қуйидагича арматурала-нади (12.11-расм) :

— деворнинг ташқи тарафидан вертикал стерженлар билан 20 Ø 14 А-II;

— деворнинг ички тарафидан вертикал стерженлар билан 17 Ø 5 Вр-I;

— деворнинг ички ва ташқи тарафидан горизонтал стер-женлар билан 18 Ø 5 Вр-I;

— таянч плитада (эни бўйича) горизонтал арматура юқори қисмида 11 Ø 12 А-II, пастки қисмида 16 Ø 14 А-II;

— девор ўқи йўналишида пойдеворнинг юқори ва паст-ки қисмларида 15 Ø 5 Вр-I.

13-боб

ЗИЛЗИЛАБАРДОШ БИНОЛАР КОНСТРУКЦИЯЛАРИ

13.1. Зилзилабардош биноларни лойиҳалашнинг умумий қоидалари

Зилзилага бардошли бинолар лойиҳасини тузаётганда уларнинг пландаги кўриниши симметрик бўлишига ҳамда масса ва бикирликларнинг бир текисда тақсимланишига эришишга интилмоқ зарур. Деворлар ва рамаларни бино-нинг бўйлама ва кўндаланг ўқларига нисбатан симметрик равишда жойлаштириш лозим. Шу йўл билан буралма теб-ранишларнинг олди олинади ёки уларнинг ривожлани-шига чек қўйилади.

Бинонинг плани иложи борича содда бўлгани маъқул. Панда айлана, мунтазам кўпбурчак, квадрат ёки тўғри тўртбурчак шаклидаги бинолар зилзила кучларига қаршилик кўрсатишда мураккаб шаклли бинолардан устун туради. Агар меъморчилик ёки эксплуатация талабларига кўра панда мураккаб шаклдаги бино барпо этиш лозим бўлса, у ҳолда бинони антисейсмик чоклар воситасида оддий шаклли қисмларга ажратиш керак. Оддий шаклли биноларнинг деворлари ва конструктив элементлари турли йўналишларда ўзаро тенг ёки бир-бирига яқин мустаҳкамлик ҳамда бикирликка эга бўлади; шу сабабли горизонтал сейсмик кучнинг исталган йўналишида бундай бинолар тенг қаршилик кўрсатади. Шу хилдаги бинолар буралма тебранишларга ҳам нисбатан яхши бардош беради. Масалан, Тошкентдаги санъат саройининг томоша зали панда айлана шаклида бўлганлиги сабабли, эпицентрга яқин жойлашган бўлишига қарамай, 1966 йил зилзиласига жуда яхши бардош берганлиги фикримизнинг ёрқин далилидир [17].

Бино ёки унинг алоҳида қисмларининг узунлиги меъёрга кўра чекланган бўлади, чунки меъёрдан ортиқча узунликдаги бинонинг айрим бўлаклари тебранишнинг турли фазаларига тушиб қолса, сейсмик таъсир кучайиб кетади. Шу сабабли узун бинолар антисейсмик чоклар ёрдамида кичик қисмларга ажратилади. Лойиҳалашда антисейсмик чоклар температура ва чўкма чоклар билан қўшиб юборилади. Бинонинг конструктив ечимига қараб, антисейсмик чоклар қўш девор ёки қўш устун кўринишида олинади.

Антисейсмик чокларнинг кенглиги (эни) бинонинг баландлиги ва бикирлигига боғлиқ. Баландлиги 5 м гача бўлган биноларда чокнинг эни 3 см дан кам бўлмаслиги керак. Баланд бинода чокнинг эни ҳар 5 м да 2 см дан кенгайтириб борилади. Антисейсмик чоклар ажратилган қисмларнинг бемалол силжишига (тебранишига) имкон бермоғи лозим. Акс ҳолда қўшни қисмлар ўзаро урилиб, қаттиқ шикастланиши мумкин.

Умуман сейсмик кучлар миқдорини камайтириш учун бино конструкцияларининг вазнини камайтириш лозим. Бунинг учун конструкция элементларининг кўндаланг ке-

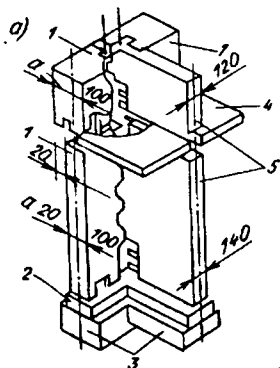
симини кичикроқ (мустаҳкамликка путур етказмаган ҳолда) олиш ёки енгил қурилиш материалларидан фойдаланиш лозим. Бинонинг заминиди ҳосил бўладиган максимал ички кучлар (кўндаланг куч, эгувчи момент) миқдорини кич-райтириш мақсадида сейсмик кучлар тенг таъсир этувчи-сининг мумкин қадар пастроқдан ўтишига эришиш зарур. Бунга бинонинг юқори қисмларини енгил материаллар-дан ишлаш, оғир жиҳозларни пастки қаватларга кўчириш йўли билан эришиш мумкин.

Кейинги йилларда бинокорликда йиғма темирбетон конструкциялар кенг кўламда қўлланилмоқда. Зилзила куч-ларига қаршилиқ кўрсатишда йиғма элементларнинг ту-ташган чоклари нозик жой ҳисобланади. Шу боисдан ту-гун ва чоклар пухта ишланиши лозим. Чоклар сонини камайтириш мақсадида, йиғма элементлар ўлчамларини каттароқ олиш тавсия этилади.

Йирик панелли бинолар сейсмик ва носейсмик район-ларда кенг кўламда қўлланилади. Бино вазнининг енгил-лиги (ғишт деворли биноларга нисбатан 1,2-2 барабар енгил), девор материалининг мустаҳкамлиги, юк кўтарувчи конструкцияларнинг соддалиги ва уларни планда бир меъ-ёрда тарқалганлиги йирик панелли уйларнинг афзаллик-ларидан ҳисобланади.

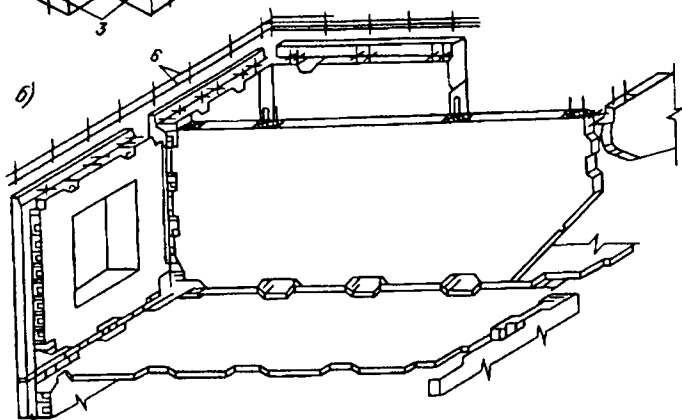
Бинонинг остки деворлари пойдевор ёки ертўла девор-ларидан чиқиб турган арматураларга маҳкамланади. Агар пойдевор йиғма бўлса, девор остига монолит темирбетон-дан ёстик ишланади. Агар ертўла бўлмаса, йиғма бетон блоклари устига 100 мм қалинликда ётқизилган темирбе-тон камар ёрдамида бир-бирига боғланади. Камар устига ташқи ва ички деворлар ўрнатилади, чиқариб қолдирил-ган арматуралар пайвандланади, сўнг В15 синфли бетон билан яхлитланади.

Сейсмик ҳудудларда қўлланиладиган ташқи девор па-нелларнинг конструкцияси бир ва уч қатламли бўлиши мумкин. Бир қатламли панеллар, одатда, керамзит, агло-порит бетонлардан ёки енгил бетонларнинг бошқа турла-ридан тайёрланади. Уч қатламли панелларнинг иккита четки қатлами темирбетондан ишланиб, ўрта қатлами минерал пахта, кўпик бетон сингари иссиқ-совуқни ўтказ-



13.1-расм. Йирик панелли бино конструкциялари:

а – пойдевор ва деворнинг уланиши;
 б – девор ва ёпмаларнинг уланиши;
 1 – ташқи девор панеллари; 2 – моноклит темирбетон камар; 3 – пойдевор блоклари; 4 – ёпма панелли; 5 – ички девор панеллари; 6 – яхлитловчи камар каркаси.



майдиган енгил материаллардан тайёрланади. Уч қаватли панелларнинг ичкарига қараган темирбетон қатлами юк кўтарувчи қатлам ҳисобланади. Унинг қалинлиги ҳисоблаб белгиланади, бу қалинлик 7—8 балли ҳудудларда 8 см ва 9 балли ҳудудларда 10 см дан кам бўлмаслиги лозим. Ички ва ташқи қатламлар темирбетон қовурға ёрдамида боғланади. Ички деворлар бир қатламли қилиб ишланиб, панель қалинлиги 12 см дан кам бўлмаслиги керак.

Сейсмик ҳудудларда қўлланиладиган девор панеллари фазовий каркас кўринишида ишланган қўш арматура билан кучайтирилади. 7 балли ҳудудларга қуриладиган, баландлиги 5 қаватгача бўлган биноларда арматурани бир қават қўйса ҳам бўлади.

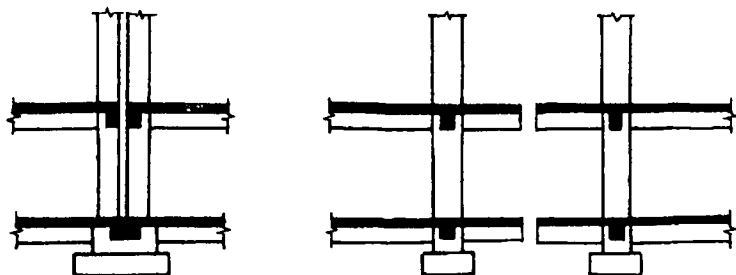
Арматураларнинг маълум бир қисми девор панеллари-дан ташқарига чиқиб туриши керак; бу қўшни панеллар ва ёпма панеллари билан боғланиш учун зарурдир. Арматуралар ўзаро пайвандлангач, чоклар бетон билан тўлдирилади (13.1-рasm, б).

Сейсмомустаҳкам биноларнинг ёпма панеллари хона ўлчамида ясаиб, тўртала қирраси билан деворга тиралиши лозим. Ёпма панеллари яхлит ёки бўшлиқли плиталардан тайёрланади. Ёндош ёпмалар ва деворлар билан боғланиши осон бўлганидан яхлит плиталар энг яхши конструкция ҳисобланади. Агарда ёпма алоҳида элементлардан ташкил топган бўлса, элементлар мустаҳкам бирикиб, сейсмик кучларни тақсим қила оладиган бикир горизонтал диск ҳосил қилиши керак. Бунинг учун панель чеккаларидан ўйиқлар ва очиқ арматуралар қолдирилади. Арматуралар қўшни элемент арматуралари билан пайвандланади, сўнг ўйиқларга бетон қуйилади. Натижада ҳосил бўлган шпонка туташ панелларнинг ўзаро силжишига ва узилишига қаршилиқ кўрсатади.

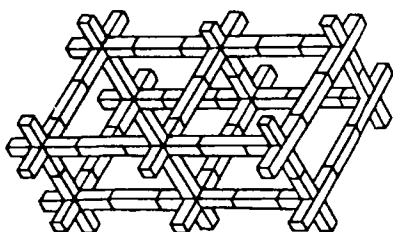
Сейсмик ҳудудларга мўлжалланган синчли биноларни ҳисоблаш ва лойиҳалаш қоидалари носейсмик ҳудудлардаги кабидир. Фақат фарқи шундаки, сейсмик ҳудудларда қад кўтарадиган бинолар, одатдаги ҳисобдан ташқари, сейсмик кучлар таъсирига ҳам ҳисобланади ҳамда шунга яраша конструктив чора-тадбирлар белгиланади.

Био синчи устун (колонна), тўсин (ригель) ва ёпмадан ташкил топган бўлиб, улар ўзаро мустаҳкам бириктирилгач, ягона, бир бутун фазовий тизим ҳосил қилади. Барча элементлар ҳам вертикал, ҳам горизонтал (сейсмик) кучларни қабул қилади. Синчлар орасига девор урилади. Девор конструкциясининг хилига ва уни синч билан бириктирилиш услубига қараб, синчли биноларни ҳисоблаш схемалари турлича бўлади (бу ҳақда 10-бобда алоҳида тўхтаб ўтилган).

Бикирлик диафрагмаси бўлган рамаларда ғишт деворлар синч элементларига пухта бириктирилиши лозим. Устун ва ригеллардан чиқиб турган арматуралар девор ғишtlарининг орасига олинади. Синчлар ораси монолит бетон билан тўлдирилганда ҳам ана шундай арматураларга боғ-



13.2-расм. Синчли биноларда антисейсмик чоклар.



13.3-расм. Синчларни алоҳида элементларга ажратиш тарҳлари.

ланади. Бикирлик диафрагмасы темирбетон панеллардан ишланса, панель устун ва ригелларга пайвандлаш йўли билан бириктирилади.

Ўз навбатида ёпма плиталарини синчларга ҳамда ўзаро бириктириш

учун ён томонларидан арматура чиқариб қолдирилади. Арматуралар пайвандлангандан сўнг устига бетон ётқизилади.

Синчли биноларнинг пойдеворларини яхлит плита ёки темирбетон тасма кўринишида ишланса, жуда соз бўлади. Агар пойдевор ҳар бир устунга алоҳида ишланса, у ҳолда устунларни тўсинлар ёрдамида боғлаш зарур.

Қўшни бўлинмалар бир-бири билан антисейсмик чоклар ёрдамида ажратилади (13.2-расм).

Синчларни алоҳида элементларга ажратишнинг фазовий тарҳи бинокорларни мураккаб тутатиш узеллари тайёрлашдан халос этади (13.3-расм). Тошкентнинг Навоий кўчасида шу тарҳ бўйича 7 қаватли экспериментал уй қурилган.

Экспериментал бинонинг синчи бутсимон йиғма темирбетон элементлардан ташкил топган. Элементнинг устунидан бўйлама ва кўндаланг йўналишларда консол-

лар чиқарилган. Устунлар қават ўртасида уланади. Консоллар ўзаро тутшиб, ригель ҳосил қилади. Устунлар ораси катта бўлса, консоллар қўшимча балкача ёрдамида туташтирилади. Чок учун қолдирилган махсус металл қисмлар пайвандланади ва устидан бетон қуйилади, натижада яхлит ригель ҳосил бўлади. 9 см қалинликдаги ёпма панеллари бутун контур бўйлаб тиралиб туради. Бу эса синчни ҳам бўйлама, ҳам кўндаланг йўналишда бирдай ишлашини таъминлайди.

Осма панеллар конструкциясини лойиҳалашда уларни мумкин қадар синч ишида қатнашмайдиган қилишга ҳаракат қилинади.

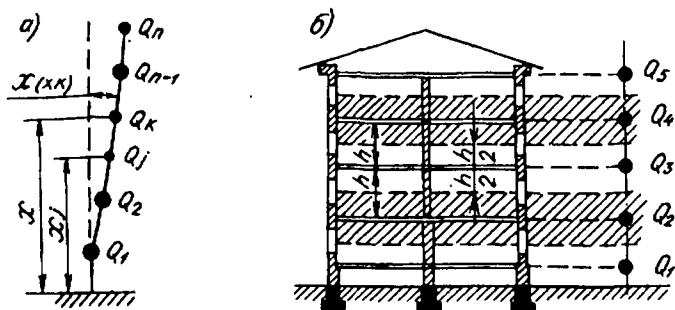
13.2. Биноларни сейсмик кучлар таъсирига ҳисоблашнинг асосий қоидалари

Биноларни сейсмик кучлар таъсирига ҳисоблаганда ҳисобий юклар қуйидаги уйғунлаштириш (сочетание) коэффициентларига кўпайтирилади:

Доимий юклар учун	0,9
Узоқ муддатли юклар учун	0,8
Қисқа муддатли юклар ва қор учун	0,5

Конструкцияларни сейсмик кучлар таъсирига ҳисоблаганда шамол ва турли динамик кучлар, эгилувчан осмаларга осилган массаларда уйғонадиган инерция кучлари кабилар эътиборга олинмайди. Сейсмик кучлар қаватлараро ёпмалар сатҳида горизонтал йўналишда қўйилган, деб фараз этилади. Ҳар бир қаватнинг вазни ҳам шу сатҳда тўпланган деб қаралади.

Меъёрларда ҳисобий сейсмик кучлар бино ва иншоотларга статик равишда таъсир этади, деб олинади. Бироқ бу куч статик таъсир этишига қарамай, иншоот қисмларида инерция кучлари вужудга келтириши мумкин бўлган ички зўриқишларни ҳосил қилади. Демак, ҳисобий сейсмик кучлар зилзила жараёнида бино ва иншоотларда ҳосил бўладиган инерция кучларига эквивалент бўлган кучлардир [13].

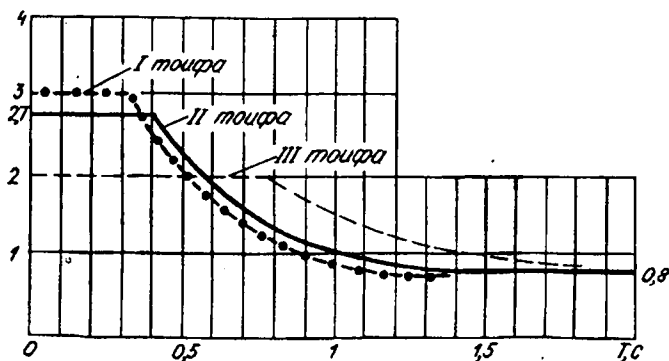


3.4-рasm. Қаватлар бўйича вертикал юкларни тўплашга доир тарҳ:
а — η_{ik} коэффициентини аниқлашга доир схема.

Бино ва иншоотлар хусусий тебранишларининг i -шакли бўйича k нуқтасида ҳосил бўладиган ҳисобий сейсмик куч (юк) қуйидаги формула орқали аниқланади:

$$S_{ik} = K_1 K_2 S_{oik}, \quad (13.1)$$

бу ерда K_1 — бино ва иншоотларда йўл қўйилиши мумкин бўлган шикастланиш даражасини ҳисобга олувчи коэффициент бўлиб, қиймати саноат ва фуқаро бинолари учун $K_1 = 0,25$; K_2 — бино ва иншоотларнинг конструктив ечимига боғлиқ бўлган коэффициент: масалан, қаватлар сони $n > 5$ бўлган синчли бинолар учун $K_2 = 1 + 0,1 \cdot (n - 5) \leq 1,5$ олинади. Формуладаги учинчи миқдор S_{oik} , конструкция



13.5-рasm. β коэффициентининг графиги.

эластик зонада деформацияланади деб фараз этилганда, эркин тебранишларнинг i -шакли бўйича ҳосил бўладиган сейсмик кучнинг қиймати бўлиб, қуйидаги ифодадан аниқланади:

$$S_{oik} = Q_k A \beta_i K_\psi \eta_{ik}, \quad (13.2)$$

бу ерда Q_k — бино ва иншоот қисмларининг k нуқтасига тўпланган вазни (13.4-расм, а), буни ҳисоблашда ортиқча юк ва уйғунлаштириш коэффициентлари эътиборга олинади: $A = \frac{y_{0\max}}{g}$ максимал замин тезланишларининг ўртача нисбий қийматини ифодаловчи коэффициент бўлиб, унинг қиймати ҳисобий сейсмикликка боғлиқ ҳолда қуйидаги миқдорларда олинади: 7 баллда $A = 0,1$; 8 баллда — $0,2$ ва 9 баллда — $0,4$. β_i — бино ва иншоотлар эркин тебранишларининг i — шакли динамик коэффициент; унинг қиймати 13.5-расмдаги графикдан ёки грунтнинг сейсмик тоифаси ва бинонинг хусусий тебранишлари даврига боғлиқ ҳолда қуйидаги формулалардан топилади:

I тоифадаги грунтлар учун

$$\beta_i = \frac{1}{T_i}, \text{ бироқ } < 3; \quad (13.3)$$

13.1-жадвал

K_ψ — коэффициентнинг қийматлари

№	Конструкцияларнинг тавсифлари	K_ψ
1	Пландаги ўлчамлари кичик бўлган бўйи баланд иншоотлар (миноралар, мачталар, мўрилар, лифтларнинг алоҳида шахталари ва ҳоказо)	1,5
2	Устун баландлиги h нинг кўндаланг ўлчами b га нисбати 25 га тенг ёки ундан ортиқ бўлган, девор тўлдиргичи синч деформациясига таъсир этмайдиган синчи бинолар	1,5
3	2-бандда кўрсатилганларнинг ўзи, бироқ h/b 15 га тенг ёки кичик	1
4	1-3-бандларда кўзда тутилмаган бино ва иншоотлар	1

II тоифадаги грунтлар учун

$$\beta_i = \frac{1,1}{T_i}, \text{ бироқ } < 2,7 \quad (13.4)$$

III тоифадаги грунтлар учун

$$\beta_i = \frac{1,5}{T_i}, \text{ бироқ } < 2 \quad (13.5)$$

Барча ҳолларда β_i нинг қиймати 0,8 дан кам бўлмаслиги лозим. Системанинг хусусий тебранишлари даври T_i иншоотлар динамикаси усуллари асосида топилади.

K_ψ — коэффициент бино ва иншоотларнинг конструктив хилига ва фазовий ўлчамларига боғлиқ бўлиб, (13.1-жадвал) конструкция ва заминлар диссипатив хусусиятларини ҳисобга олади;

η_{ik} — i -шакл бўйича эркин тебранаётган иншоотнинг деформациясига ҳамда тўпланган юкларнинг геометрик ўрнига боғлиқ коэффициент бўлиб, қуйидаги формуладан топилади:

$$\eta_{ik} = \frac{x_i(x_n) \sum_{j=1}^n Q_j x_i(x_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j x_i^2(x_j)}. \quad (13.6)$$

Бу ерда $x_i(x_k)$ ва $x_i(x_j)$ — иншоотнинг i шакл бўйича эркин тебранишлари жараёнида k нуқтасида ва юклар тўпланган барча j нуқталарда вужудга келадиган кўчишлар; Q_j — бино ёки иншоотнинг j нуқтасига тўпланган юк (13.4-расм, а).

Маълумки, ҳар бир тебраниш шаклининг ўзига яраша сейсмик кучи бўлади. Бу кучлар конструкция элементларида тегишли зўриқишлар уйғотади. Сейсмик кучларнинг конструкция элементларига бўлган умумий таъсирини ҳисоблаш учун, аввал (13.2) формула асосида ҳар бир тебраниш шакли учун сейсмик кучларнинг максимал қийматлари s_{0ik} аниқланади; сўнгра ҳар бир аниқланган куч таъсирида зўриқишлар эпюралари (M , Q , N ва ҳоказо) қурилади. Шундан кейин маълум тартибда уларнинг йиғиндиси ҳисоблаб топилади. Масалан, СНиП II-7-81 [13] бўйича иншоотнинг k кесимида ҳосил бўладиган зўриқишнинг тўлиқ қиймати қуйидаги формула билан аниқланади:

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2} ; \quad (13.7)$$

бу ерда N_i — тебранишларнинг i -шаклига тегишли бўлган сейсмик кучлар таъсирида тегишли кесимда ҳосил бўлган зўриқиш ёки кучланишларнинг қиймати; n — ҳисобга олинadиган тебраниш шакллари сони.

Энг катта зўриқишлар тебранишларнинг биринчи шаклида ҳосил бўлади. Шу сабабли, иншоотларни сейсмик кучлар таъсирига ҳисоблашда хусусий тебранишларнинг дастлабки учта шакли ҳисобга олинади. Агар иншоотнинг тебранишлар даври $T_1 \leq 0,4$ с бўлса, у ҳолда тебранишларнинг фақат биринчи шакли билан чегараланса бўлади.

Узунлиги 30 м дан ортиқ бўлган биноларни ҳисоблашда, юқорида кўриб ўтилган горизонтал сейсмик кучлардан ташқари, бинонинг бикирлик марказидан ўтувчи вертикал ўққа нисбатан ҳосил бўладиган буровчи момент таъсирини ҳам эътиборга олиш зарур. Бинонинг k нуқтасига тўпланган буровчи моментнинг ҳисобий қиймати қуйидаги формуладан топилади:

$$M_{ik} = a_k S_{ik} \quad (13.8)$$

бу ерда $a_k > 0,02$ В бўлиб, В — S_{ik} кучининг таъсирига тик йўналишдаги бинонинг пландаги ўлчамидир.

Баъзи ҳолларда биноларни ҳисоблашда нормал горизонтал сейсмик кучлар билан бир қаторда, вертикал сейсмик кучларни ҳам эътиборга олиш зарурлиги уқтирилади. Тошкент, Ашхобод сингари эпицентрал зилзилалар бўладиган ҳудудларда сейсмик кучларнинг вертикал ташкил этувчиларини ҳисобга олиш муҳим аҳамият касб этади. Биноларнинг консолли қисмларини, эни 24 м дан ортиқ бўлган саноат биноларини, гиштли биноларни ҳисоблашда сейсмик кучларнинг вертикал ва горизонтал ташкил этувчилари биргаликда ҳисобга олинади. Гишт деворларни ҳисоблашда вертикал сейсмик кучнинг қиймати 7 ва 8 балли ҳудудларда вертикал статик юкнинг 15% миқдорида, 9 балли ҳудудда эса 30% миқдорида қабул қилинади.

Сейсмик кучларни аниқлашнинг юқорида кўриб ўтилган усуллари тақрибий усуллардир. Барча бино ва иншоотлар шу усуллар асосида ҳисобланади. Бироқ ўта муҳим ва баланд бинолар реал акселерограммалар таъсирига ҳам қўшимча равишда ҳисобланади. Бундай ҳисобларни ЭХМсиз амалга ошириб бўлмайди.

Темирбетон конструкцияларини сейсмик кучлар таъсирига бўлган мустаҳкамлигини текширишда, уларни қисқа муддат таъсир этишини эътиборга олиб, иш шароити коэффициенти γ_i га кўпайтирилади; оғир бетондан тайёрланган темирбетон элементларнинг нормал кесимида А—II ва А—III синфли арматура учун $\gamma_i=1,2$; арматура юқори синфли бўлса $\gamma_i=1,1$; оғма кесимлар учун $\gamma_i=1$; кўп қаватли биноларнинг оғма кесимлари учун $\gamma_i=0,9$ олинади.

Нормал кесимларда сиқилиш зонасининг чегаравий қиймати мўрт емирилишдан сақланиш мақсадида $0,85 \xi_k$ га, бетоннинг иш шароити коэффициенти γ_{b2} эса бирга тенг деб қабул қилинади.

Зилзилавий ҳудудларда бунёд этиладиган биноларнинг зилзилабардошлигини конструкцияларни мустаҳкамлаш йўли билан таъминлаш сейсмоҳимоянинг пассив (нофаол) турига киради. Бинонинг кучли тебранишларининг олдини олишга ва сейсмик таъсирларга бино реакциясини пасайтиришга қаратилган махсус конструктив тадбирлар фаол сейсмоҳимояларга киради. Хилма-хил тебраниш сўндиргичлари, сейсмоамортизаторлар (пружиналар тизими, резина қистирма, осма стерженлар ва ҳ. қ.) ана шулар жумласидандир. Қадимда Ўрта Осиёда сўндиргич сифатида пойдевор билан девор орасига қамиш қатлами ётқизилган.

13.3. Конструкция элементларини динамик юklar таъсирига ҳисоблаш

Конструкция элементларида тебраниш уйғотадиган ҳар қандай куч *динамик куч* (юк) деб аталади. Динамик кучларнинг тури жуда хилма-хил. Айланма, илгарилама қайтма ҳаракат қиладиган қисмлардан ташкил топган машиналар (электромоторлар, вентиляторлар, тўқув дастгоҳлари), зарб

ёки туртки берадиган машиналар, портлаш, кучли шамол ва зилзила кучлари иншоотда тебраниш уйғотади. Динамик таъсирларнинг хавфли томони шундан иборатки, хусусий ва мажбурий тебранишлар такрорлиги ўзаро мос тушганда (тенглашганда) конструкцияда резонанс вужудга келади, яъни тебраниш амплитудалари кескин катталашиб кетади. Натижада конструкцияда бузилиш хавфи пайдо бўлади, агар тезда унинг олди олинмаса, конструкция ишдан чиқади.

Конструкцияларни динамик кучлар таъсирига ҳисоблаш усуллари статик усулларга ўхшаб кетади. Фарқи шундаки, динамик ҳисобларда конструкцияга таъсир этадиган инерция кучлари ҳамда конструкциянинг динамик тавсифлари инобатга олинади.

Динамик ҳисоб жараёнида қуйидаги масалалар ҳал этилади:

1) динамик юклар таъсирига иншоот ёки унинг алоҳида элементларининг мустаҳкамлиги ва толиқиш бўйича чидамлилиги текширилади;

2) мажбурий тебранишларнинг одамларга, ишлаб чиқаришнинг технологик жараёнига, шунингдек конструкциянинг нормал ишлашига таъсири текширилади.

Конструкция элементларини динамик юклар таъсирига ҳисоблаганда, энг аввал, динамик зўриқишлар миқдори аниқланади ҳамда статик кучларни ҳам ҳисобга олган ҳолда, элементнинг мустаҳкамлиги текширилади. Сўнгра мажбурий тебранишлар амплитудаси аниқланиб, темир-бетон элементларнинг яроқлилик даражаси белгиланади.

Статик ва динамик кучлар таъсирида бўлган элементларнинг юк кўтариш қобилияти чегаравий ҳолатларнинг биринчи гуруҳи, нормал эксплуатацияга яроқлилиги эса чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи бўйича ҳисобланади.

13.3.1. Чегаравий ҳолатлар биринчи гуруҳи. Статик ва динамик юк таъсирида бўлган иншоот учун қуйидаги шарт қаноатлантирилса, эгилувчи элементларнинг мустаҳкамлиги таъминланган бўлади:

$$M_{st} = M_d \leq M_{per}; \quad (13.9)$$

бу ерда M_{st} — ҳисобий статик юкдан ҳосил бўлган эгувчи момент; M_d — динамик юкдан ҳосил бўлган эгувчи момент; M_{per} — иш шароити коэффицентлари ҳисобга олинганда кесим қабул қила оладиган эгувчи момент.

Элементнинг толиқишга кўра чидамлилиги таъминла-ниши учун қуйидаги шарт бажарилиши зарур.

$$\sigma_{b_1 \max} \leq R_b \gamma_{b_1}; \sigma_{s_1 \max} \leq R_s \gamma_{s_1}.$$

Бу ерда $\sigma_{b_1 \max}$ — ҳисобий статик юкдан ҳосил бўлган кучланиш; $\sigma_{s_1 \max}$ — кўпкарра такрорланувчи динамик юкдан чўзилувчи арматурада ҳосил бўлган кучланиш; R_b ; R_s — бетон ва арматуранинг ҳисобий қаршиликлари; γ_{b_1} ; γ_{s_1} — бетон ва арматуранинг иш шароити коэффицент-лари.

Сиқилувчи арматура чидамлиликлка ҳисобланмайди.

Динамика масалаларида иш шароити коэффицентла-рининг қиймати 0,4,...1 орасидаги сонлардан иборат бўлиб, улар юклар кўп каррали таъсир этганда, материал мустаҳ-камлигининг камайишини ҳисобга олади.

13.3.2. Чегаравий ҳолатлар иккинчи гуруҳи. Кўпкарра-ли такрорий юклар таъсирида элементни ёрилишга ҳисоб-лаш чидамлиликлка ҳисоблаш сингари амалга оширилади, яъни

$$\sigma_{b_1} \leq R_{b_1, ser} \gamma_{b_1};$$

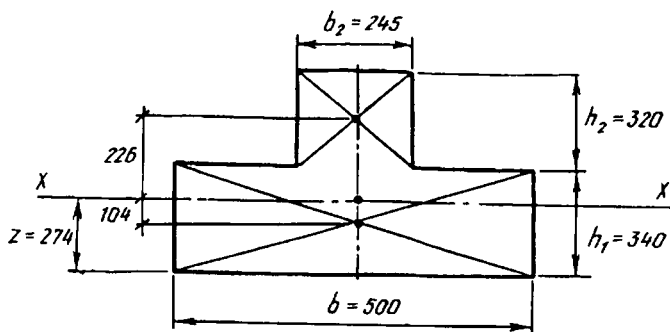
бу ерда $R_{b_1, ser}$ — чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи бўйича бетоннинг чўзилишдаги ҳисобий қаршилиги; σ_{b_1} — бетондаги чўзилиш кучланиши.

Тебраниш амплитудаларининг катталиги қуйидаги шарт-ни қаноатлантириши лозим:

$$u \leq [u_0]; \quad (13.10)$$

бу ерда u — мажбурий тебранишлар амплитудаси; u_0 — мажбурий тебранишларнинг энг юқори қиймати бўлиб, амплитуда бундан ошганда одамлар, машиналар, асбоб ва ускуналарнинг нормал ишлашига путур етади;

$$u_0 = \frac{a_0}{4\pi^2 n^2} \text{ ёки } u_0 = \frac{v_0}{2\pi n}; \quad (13.11)$$



13.6-расм. Ригелнинг кўндаланг кесими.

n — мажбурий тебранишлар такрорлиги, Гц; a_0 — тезланишнинг энг катта қиймати, мм/с²; v_0 — тезликнинг энг катта қиймати, мм/с.

Тезланиш ва тезликнинг ўртача чегаравий қийматлари сифатида қуйидагиларни олиш мумкин:

$n < 10$ Гц бўлганда $a_0 = 150$ мм/с²;

$n \geq 10$ Гц бўлганда $v_0 = 2,4$ мм/с.

Агар (13.10) шарт қаноатлантирилмаса, мажбурий тебранишлар амплитудасини камайтириш учун конструктив чоралар кўрилади. Бунинг учун тебраниш манбаини бошқа жойга кўчириш, машиналарни мувозанатлаш, элементнинг эркин тебраниши такрорлигини ўзгартириш каби тадбирлар амалга оширилади. Элементнинг эркин тебраниши такрорлигини ўзгартириш учун унинг бикирлиги, конструктив схемаси ёки ўлчамлари ўзгартирилади. Масалан, тўсиннинг эркин таянчлари қистирма таянчлар билан алмаштирилса, бунда тўсиннинг эркин тебранишлари такрорлиги деярли 2 барабар ортади; тўсинга қўшимча боғлагичларнинг киритилиши ҳам унинг бикирлигини оширади.

Темирбетондан қурилган икки қаватли синчли бинони сейсмик кучлар таъсирига ҳисобланишини кўриб чиқамиз. Бино синчи бўйлама ва кўндаланг йўналишларда бикир тугунли рама деб қаралади.

**11- ми с о л . Темирбетондан қурилган синчли икки қават-
ли бинони ҳисоблаш.**

Синч В30 синфли бетондан ишланган ($E_b = 2,6 \cdot 10^4$ МПа). Ригелларнинг кўндаланг кесими тавр шаклига эга (13.6-расм). Деворлари керамзитбетон панеллардан иборат. Ойна деразалари лентасимон шаклда.

Қурилиш ҳудудининг сейсмиклиги — 9 балл.

Қурилиш майдончасидаги тупроқнинг зилзилавий тоифаси II.

$l_1 = 6,0$ м; $l_2 = 6,0$ м; $H_1 = 4,385$ м; $H_2 = 4,72$ м.

Устунлар қадами $b = 6$ м.

Четки устунлар кесими $0,4 \times 0,4$ м.

Ўрта устунлар кесими $0,4 \times 0,5$ м.

Ораёпма сатҳида тўпланган юк вазни $Q_1 = 32,95 \cdot 10^5$ Н

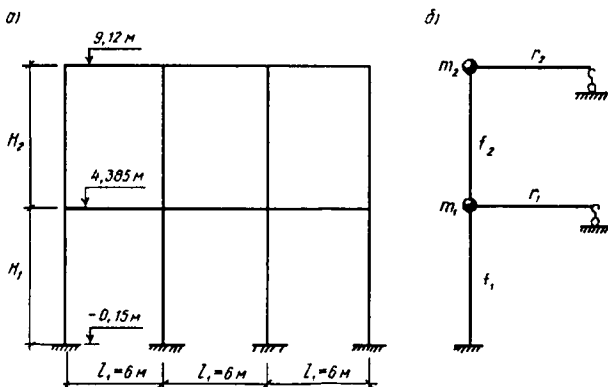
Том сатҳида тўпланган юк вазни $Q_2 = 12,3 \cdot 10^5$ Н

*Қаватлараро ёнма ва том сатҳида бино синчининг
бирлик кўчишларини аниқлаш*

Ҳисоб ишларини ригель ва устун кесимларининг инерция моментларини аниқлашдан бошлаймиз (13.6-расм).

Аввал ригелнинг оғирлик марказини аниқлаймиз:

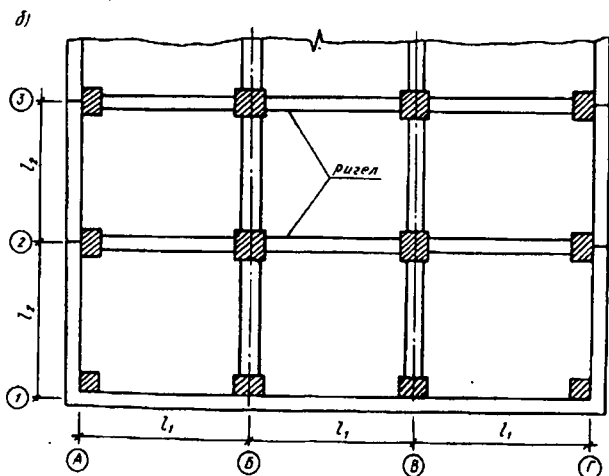
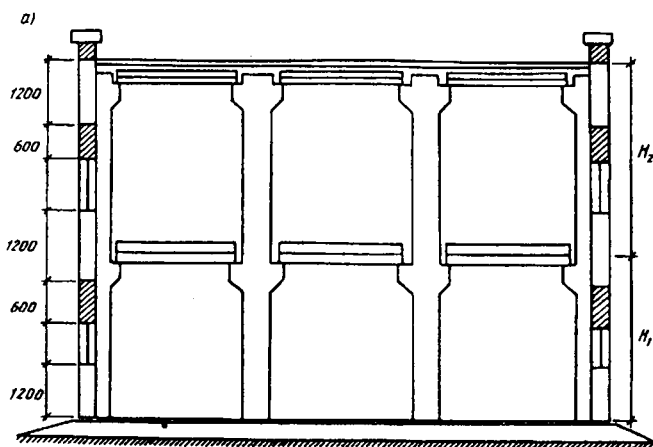
$$Z = \frac{A_1 y_1 + A_2 y_2}{A_1 + A_2} = \frac{0,5 \cdot 0,34 \cdot 0,17 + 0,245 \cdot 0,32 \cdot 0,5}{0,5 \cdot 0,34 + 0,245 \cdot 0,32} = 0,274 \text{ м.}$$



13.7-расм. Икки қаватли раманинг статик (а) ва динамик (б) ҳисоблаш тарҳи.

Сўнгра ригелнинг оғирлик марказидан ўтувчи $X-X$ ўқига нисбатан кесимнинг инерция моментини ҳисоблаймиз:

$$J_{X-X} = \frac{0,5 \cdot 0,34^3}{12} + 0,5 \cdot 0,34 \cdot 0,104^2 + \frac{0,245 \cdot 0,32^3}{12} + 0,245 \cdot 0,32 \cdot 0,226^2 = 81,49 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4;$$



13.8-расм. Бинонинг кўндаланг қирқими (а) ва тарҳи (б).

Четки устун кесимининг инерция моменти:

$$J_k = \frac{0,4 \cdot 0,4^3}{12} = 21,3 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Ўрта қатор устунлар кесимининг инерция моменти:

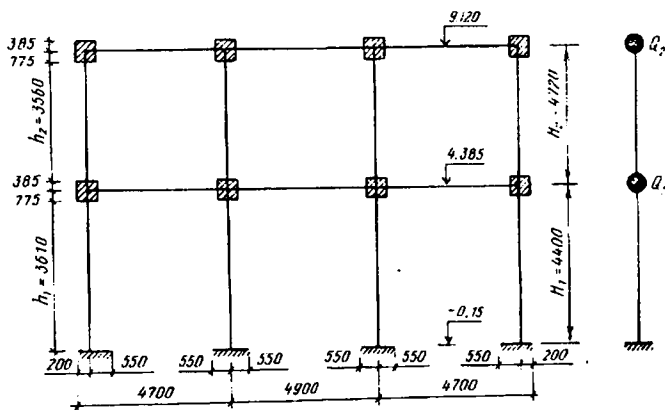
$$J_k^c = \frac{0,4 \cdot 0,5^3}{12} = 41,67 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Бино каркасининг динамик ҳисоблаш схемаси 13.7-расмда келтирилган.

Бинонинг биринчи (+4,385 м) ва (+9,12 м) иккинчи қават сатҳ белгилари ригелларнинг оғирлик марказларига (−0,15 м) эса пойдевор юқори сиртининг сатҳига мос келади.

Бинонинг плани ва кўндаланг қирқими 13.8-расмда тасвирланган.

Устун ва ригелларнинг туташган ерларини бикир тугун деб қабул қиламиз. Шунга кўра элементларнинг нисбий бикирликларини аниқлашда уларнинг эркин узунлигидан фойдаланамиз. Кўндаланг рамани ҳисоблаш тарҳи 13.9-расмда берилган.



13.9-расм. Кўндаланг рамани ҳисоблаш тарҳи.

*Устун ва ригелларнинг жамланган нисбий
бикирликларини аниқлаш*

Нисбий бикирликлар қуйидаги формуладан фойдаланиб аниқланади:

$$f_k = \sum_{i=1}^n \frac{EJ_k}{h_k} \quad \text{устунлар учун};$$

$$r_p = \sum_{i=1}^n \frac{EJ_p}{l_p} \quad \text{ригеллар учун}.$$

Биринчи қават устунларининг нисбий бикирлиги:

$$f_1 = \frac{2E(21,3+41,67)10^{-4}}{3,61} = 34,886 \cdot 10^{-4} E, \quad \text{м}^3$$

Иккинчи қават устунларининг нисбий бикирлиги:

$$f_2 = \frac{2E(21,3+41,67)10^{-4}}{3,56} = 35,376 \cdot 10^{-4} E, \quad \text{м}^3$$

Ригелнинг кесимлари биринчи ва иккинчи қаватларда бир хил бўлгани учун

$$r_1 = r_2 = \frac{2E \cdot 81,49 \cdot 10^{-4}}{4,7} + \frac{E \cdot 81,49 \cdot 10^{-4}}{4,9} = 51,307 \cdot 10^{-4} E, \quad \text{м}^3$$

Кўчишларни аниқлашда тақрибий формулалардан фойдаланамиз:

$$A_1 = \frac{h_1^2}{f_1} = \frac{3,61^2}{34,886 \cdot 10^{-4} E} = 3735,0 E^{-1};$$

$$A_2 = \frac{h_1^2}{f_1} + \frac{h_2^2}{f_2} = 3735,0 E^{-1} + \frac{3,56^2}{35,376 \cdot 10^{-4} E} = 7317,5 E^{-1};$$

$$R_1 = \frac{h_1^2}{4r_1 + 0,33f_1} = \frac{3,61^2}{(4 \cdot 51,307 + 0,33 \cdot 34,886) \cdot 10^{-4} E} = 601,278 E^{-1}, \frac{1}{M};$$

$$R_2 = \frac{(h_1 + h_2)^2}{4r_1 + 0,33f_1} = \frac{(3,61 + 3,56)^2}{(4 \cdot 51,307 + 0,33 \cdot 34,886) \cdot 10^{-4} E} = 2371,916 E^{-1}, \frac{1}{M};$$

$$\frac{h_1^2}{4r_1} = \frac{3,61^2}{4 \cdot 51,307 \cdot 10^{-4} E} = 635,0 \cdot E^{-1}, \frac{1}{M};$$

$$\frac{h_2^2}{4r_2} = \frac{3,56^2}{4 \cdot 51,307 \cdot 10^{-4} E} = 617,538 E^{-1}, \frac{1}{M};$$

$$\frac{h_1 h_2}{48r_1 + 4f_1} = \frac{3,61 \cdot 3,56}{(48 \cdot 51,307 + 4 \cdot 34,886) 10^{-4} E} = 49,385 E^{-1}, \frac{1}{M}$$

Топилган қийматларни формулага қўйиб, бирлик қўчишларни аниқлаймиз:

$$\begin{aligned} \delta_{11} &= \frac{1}{12} (A_1 + R_1) = \frac{3735 + 601,278}{12 \cdot E} = 361,356 E^{-1} = \\ &= \frac{361,356}{2,6 \cdot 10^4} = 138,983 \cdot 10^{-10}, \frac{M}{H}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{22} &= \frac{1}{12} \left(A_2 + R_2 + \frac{h_2^2}{4r_2} \right) = \frac{1}{12} (7317,5 + 2371,916 + 617,538) E^{-1} = \\ &= 858,912 \cdot E^{-1} = \frac{858,912}{2,6 \cdot 10^4} = 330,351 \cdot 10^{-10}, \frac{M}{H}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{12} &= \delta_{21} = \delta_{11} + \frac{h_1 h_2}{48r_1 + 4f_1} = (361,356 + 49,385) E^{-1} = \\ &= 410,741 E^{-1} = \frac{410,741}{2,6 \cdot 10^4} = 157,977 \cdot 10^{-10}, \frac{M}{H} \end{aligned}$$

Т е к ш и р и ш . Барча амаллар тўғри бажарилган бўлса, қуйидаги тенглик қаноатлантирилади:

$$\frac{1}{2} \left(\sum_k A_k + \sum_k R_k + \sum_k \frac{h_k^2}{4r_k} \right) = \sum_k \delta_{kk}.$$

Бизнинг ҳол учун бу тенглик қуйидагича ёзилади:

$$\begin{aligned} \frac{1}{12} \left(A_1 + A_2 + R_1 + R_2 + \frac{h_1^2}{4r_1} + \frac{h_2^2}{4r_2} \right) &= \delta_{11} + \delta_{22}; \\ \frac{1}{12} (3735 + 7317,5 + 601,278 + 2371,916 + 635 + 617,538) \cdot E^{-1} &= \\ &= 1273,186 \cdot E^{-1}; \end{aligned}$$

$$\delta_{11} + \delta_{22} = (361,356 + 858,912) \cdot E^{-1} = 1220,268 E^{-1}.$$

Хатолик фоизи

$$\frac{1273,186 - 1220,268}{1220,268} \cdot 100 = 4,3\% < 5\%.$$

Хатолик йўл қўйиладиган даражада экан.
Демак бирлик кўчишлар тўғри топилган.

*Бино синчи хусусий тебранишларининг такрорлиги
ва шаклини аниқлаш*

Эркинлик даражаси иккига тенг бўлган системанинг хусусий тебранишлари тенгламаси қуйидаги кўринишга эга: (13.8-расмга қар.)

$$\left(m_1\delta_{11} - \frac{1}{\omega_f^2}\right)X_1 + m_2\delta_{12}X_2 = 0; \quad m_1\delta_{21}X_1 + \left(m_2\delta_{22} - \frac{1}{\omega_f^2}\right)X_2 = 0 \quad (13.12)$$

Бу ерда

$$m_1 = \frac{Q_1}{g} = \frac{32,95 \cdot 10^5}{9,81} = 33,6 \cdot 10^4; \quad \frac{H \cdot c^2}{m};$$

$$m_2 = \frac{Q_2}{g} = \frac{12,3 \cdot 10^5}{9,81} = 12,5 \cdot 10^4, \quad \frac{H \cdot c^2}{m}.$$

X_1 ва X_2 нинг қиймати нолдан фарқли бўлиши учун тенгламалар системасининг аниқловчиси нолга тенг бўлиши зарур:

$$\begin{vmatrix} \left(m_1\delta_{11} - \frac{1}{\omega_f^2}\right) & m_2\delta_{12} \\ m_1\delta_{21} & \left(m_2\delta_{22} - \frac{1}{\omega_f^2}\right) \end{vmatrix} = 0 \quad (13.13)$$

Аниқловчини очиб, такрорликлар тенгламасига эга бўламиз:

$$\frac{1}{\omega_f^4} - (m_1\delta_{11} + m_2\delta_{22})\frac{1}{\omega_f^2} + m_1m_2(\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2) = 0 \quad (13.14)$$

Тенгламани қуйидаги формула ёрдамида ечса бўлади:

$$\omega_i^2 = \frac{A \mp \sqrt{A^2 - 4 \cdot B}}{2B}, \quad (13.15)$$

бу ерда

$$A = m_1 \delta_{11} + m_2 \ddot{\delta}_{22};$$

$$B = m_1 m_2 (\delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12}^2).$$

Системанинг эркин тебранишлар такрорлиги ва уларга мос даврлари:

$$A = (33,6 \cdot 10^4 \cdot 138,983 + 12,5 \cdot 10^4 \cdot 330,351) \cdot 10^{-10} =$$

$$= 88,323 \cdot 10^{-4}, \quad \text{с}^2.$$

$$B = 33,6 \cdot 10^4 \cdot 12,5 \cdot 10^4 \cdot [138,983 \cdot 10^{-10} \cdot 330,351 \cdot 10^{-10} -$$

$$- (157,997 \cdot 10^{-10})^2] = 887,212 \cdot 10^{-8} \text{ с}^4.$$

$$\omega_{1,2}^2 = \frac{88,323 \cdot 10^{-4} \mp \sqrt{(88,323 \cdot 10^{-4})^2 - 4 \cdot 887,212 \cdot 10^{-8}}}{2 \cdot 887,212 \cdot 10^{-8}} =$$

$$= \frac{88,323 \cdot 10^{-4} \mp 65,208 \cdot 10^{-4}}{1774,424 \cdot 10^{-8}};$$

$$\omega_1^2 = 130,268 \frac{1}{\text{с}^2}; \quad \omega_1 = 11,41 \frac{1}{\text{с}};$$

$$\omega_2^2 = 865,239 \frac{1}{\text{с}^2}; \quad \omega_2 = 29,42 \frac{1}{\text{с}}.$$

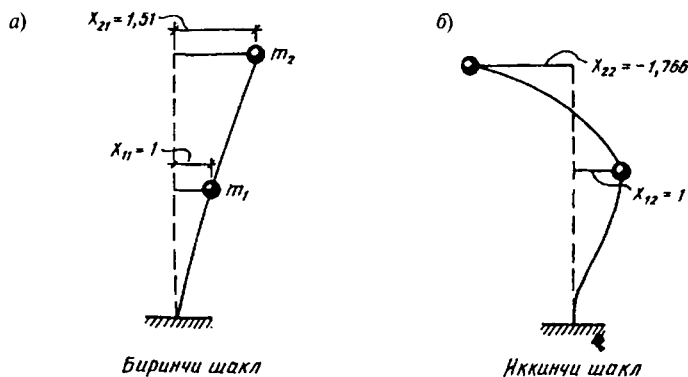
Шу такрорликларга мос бўлган даврлар:

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2 \cdot 3,14}{11,41} = 0,55 \text{ с};$$

$$T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = \frac{2 \cdot 3,14}{29,42} = 0,21 \text{ с}.$$

Эркин тебранишлар шаклини аниқлаш

Эркин (хусусий) тебранишлар амплитудаси (13.12) тенгламадан топилади. Бунинг учун тенгламага ω_i нинг қий-



13.10-расм. Тебранишлар шакли:
а — биринчи шакли; б — иккинчи шакли.

матлари қўйилади. Бироқ тебранишнинг шаклини аниқлаш учун амплитудалар қийматини топиш шарт эмас. Бунинг учун бирор амплитуда қийматини бирга тенг, деб олинса кифоя.

Тебранишларнинг биринчи шакли. $X_{11} = 1$ деб оламиз. У ҳолда

$$X_{21} = \frac{m_1 \delta_{12} \omega_1^2}{1 - \delta_{22} m_2 \omega_1^2} = \frac{33,6 \cdot 10^4 \cdot 157,977 \cdot 10^{-10} \cdot 130,268}{1 - 330,351 \cdot 10^{-10} \cdot 12,5 \cdot 10^4 \cdot 130,268} = 1,51.$$

Тебранишларнинг иккинчи шакли. $X_{12} = 1$ деб оламиз. У ҳолда

$$X_{22} = \frac{m_1 \delta_{21} \omega_2^2}{1 - \delta_{22} m_2 \omega_2^2} = \frac{33,6 \cdot 10^4 \cdot 157,977 \cdot 10^{-10} \cdot 865,239}{1 - 330,351 \cdot 10^{-10} \cdot 12,5 \cdot 10^4 \cdot 865,239} = -1,766.$$

13.10-расмда икки массали системанинг тебраниш шакллари тасвирланган.

Тебранишларнинг шакл коэффициентини аниқлаш.

Иншоотларнинг шакл коэффициенти η_{ik} иншоотлар турли сатҳларидаги нуқталар турли амплитуда $X(x_i)$ билан, бинобарин, турли тезланиш билан тебранишини

ҳисобга оладиган коэффициентдир. Коэффициентнинг миқдори (13.6) формуладан топилади.

Тебранишлар биринчи шаклининг коэффициенти:

$$\eta_1 = X_{11} \frac{Q_1 X_{11} + Q_2 X_{21}}{Q_1 X_{11}^2 + Q_2 X_{21}^2} = 1 \frac{32,95 \cdot 10^5 \cdot 1 + 12,27 \cdot 10^5 \cdot 1,51}{32,95 \cdot 10^5 \cdot 1^2 + 12,3 \cdot 10^5 \cdot 1,51^2} = 0,845;$$

$$\eta_2 = X_{21} \eta_1 = 1,51 \cdot 0,845 = 1,274.$$

Тебранишлар иккинчи шаклининг коэффициенти:

$$\eta_1 = 1 \frac{32,95 \cdot 10^5 \cdot 1 + 12,27 \cdot 10^5 (-1,766)}{32,95 \cdot 10^5 \cdot 1^2 + 12,27 \cdot 10^5 (-1,766)^2} = 0,155;$$

$$\eta_2 = X_{22} \eta_1 = -1,766 \cdot 0,155 = -0,274.$$

Текшириш

1. Эркинлик даражаси чексиз бўлган системаларда ихтиёрий нуқтадаги шакл коэффициентларининг йиғиндисига бирга тенг бўлиши зарур, яъни

$$\sum_1^{\infty} \eta_i (X_i = 1),$$

$$\sum_1^2 \eta_1 (X_1) = 0,845 + 0,155 = 1,000;$$

$$\sum_1^2 \eta_2 (X_2) = 1,274 - 0,274 = 1,000.$$

2. Тебраниш шакллариининг ортогоналлигини текшириш:

$$\int_0^1 f_i(x) \cdot f_j(x) m(x) \cdot dx = 0; \quad i \neq j$$

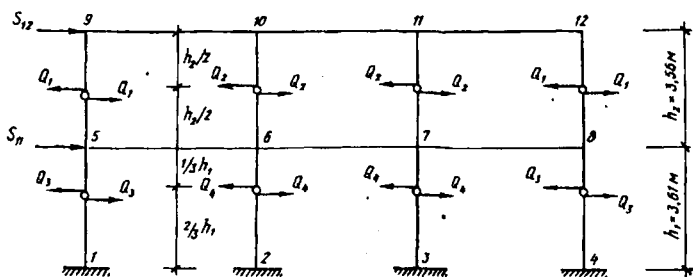
Бизнинг мисолда (13.10-расм):

$$m_1 X_{11} X_{12} + m_2 X_{21} X_{22} = 0;$$

$$33,6 \cdot 10^4 \cdot 1 \cdot 1 - 12,5 \cdot 10^4 \cdot 1,51 (-1,766) = 0;$$

$$33,6 \cdot 10^4 - 33,6 \cdot 10^4 = 0$$

Ҳар иккала шарт қаноатлантириляпти. Демак, ҳисоб тўғри бажарилган.



13.11-расм. Раманинг ҳисоблаш тарҳи.

Бинога таъсир этувчи ҳисобий сейсмик кучларни аниқлаш.

Иншоотларнинг бирор нуқтасига таъсир этувчи сейсмик куч (13.1) формула ёрдамида аниқланади.

Формуладаги K_1 — бино ва иншоотларда йўл қўйилдиган шикастланиш коэффиценти бўлиб, СНИП II-7-81 [13] нинг 3-жадвалидан олинади. Бизда $K_1=0,25$; K_2 — бино ва иншоотларнинг конструктив ечимини ҳисобга олувчи коэффицент бўлиб, СНИП [13] нинг 4-жадвалидан олинади. Бизда $K_2=1$; K_ψ — иншоотнинг пландаги ўлчамлари ёки сейсмик куч йўналишида устун баландлиги h ни устун кўндаланг кесимнинг ўлчами b га нисбатига боғлиқ бўлган коэффицент бўлиб, СНИП II-7-81 [13] нинг 6-жадвалидан олинади. Бизнинг ҳолда

$$\frac{h}{b} = \frac{3,61}{0,4} = 9 < 15; \quad \text{жадвалдан } K_\psi = 1.$$

Тебранишларнинг биринчи шаклига мос бўлган сейсмик кучларни аниқлаймиз

II тоифадаги грунтлар учун:

$$\beta_1 = \frac{1,1}{T_1} = \frac{1,1}{0,55} = 2,0.$$

Ораёпма сатҳидаги сейсмик куч:

$$S_1 = Q_1 \beta_1 K_\psi \eta_1 = 32,95 \cdot 10^5 \cdot 0,4 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 0,845 = 2228 \text{ кН},$$

$$S_{11} = K_1 K_2 S_1 = 0,25 \cdot 1 \cdot 2228 = 557 \text{ кН}.$$

Том сатҳидаги сейсмик куч:

$$S_2 = 12,27 \cdot 10^5 \cdot 0,4 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 1,274 = 1264 \text{ кН};$$

$$S_{12} = 0,25 \cdot 1 \cdot 1264 = 316 \text{ кН}.$$

Тебранишларнинг иккинчи шаклига мос бўлган сейсмик кучларни аниқлаймиз.

II тоифадаги грунтлар учун

$$\beta_2 = \frac{1,1}{-0,21} = 5,24; \beta_2 = 2,7 \text{ деб оламиз.}$$

Ораёпма сатҳидаги сейсмик куч:

$$S_1 = 32,95 \cdot 10^5 \cdot 0,4 \cdot 2,7 \cdot 1 \cdot 0,155 = 552 \text{ кН};$$

$$S_{21} = 0,25 \cdot 1 \cdot 552 = 138 \text{ кН}.$$

Том сатҳидаги сейсмик куч:

$$S_2 = 12,27 \cdot 10^5 \cdot 0,4 \cdot 2,7 \cdot 1 \cdot (-0,247) = -363 \text{ кН};$$

$$S_{22} = 0,25 \cdot 1 \cdot (-363) = -91 \text{ кН}.$$

Бино каркаси (синчи) рамасини сейсмик кучлар таъсирига ҳисоблаш.

Рамани горизонтал сейсмик куч таъсирига ҳисоблашда моментлари ноль бўлган нуқталар усулидан фойдаланамиз. Раманинг ҳисоблаш тарҳи 13.11-расмда берилган.

Элементларнинг нисбий бикирлигини ҳисоблаймиз.

Иккинчи қават, чекка устунлар учун

$$i_{5-9} = i_{8-12} = \frac{J_k}{h_2} = \frac{21,3 \cdot 10^{-4}}{3,56} = 5,98 \cdot 10^{-4};$$

Иккинчи қават, ўрта устунлар учун

$$i_{6-10} = i_{7-11} = \frac{J_k^c}{h_2} = \frac{41,67 \cdot 10^{-4}}{3,56} = 11,7 \cdot 10^{-4}.$$

Биринчи қават, чекка устунлар учун

$$i_{1-5} = i_{4-8} = \frac{21,3 \cdot 10^{-4}}{3,61} = 5,9 \cdot 10^{-4};$$

Биринчи қават, ўрта устунлар учун

$$i_{2-6} = i_{3-7} = \frac{41,67 \cdot 10^{-4}}{3,61} = 11,54 \cdot 10^{-4}.$$

Четки ригеллар учун

$$i_{9-10} = i_{11-12} = i_{5-6} = i_{7-8} = \frac{81,49 \cdot 10^{-4}}{4,7} = 17,34 \cdot 10^{-4}.$$

Ўрта ригеллар учун

$$i_{10-11} = i_{6-7} = \frac{81,49 \cdot 10^{-4}}{4,9} = 16,63 \cdot 10^{-4}.$$

Тебранишларнинг биринчи шаклида ҳосил бўладиган сейсмик кучлар таъсирида вужудга келувчи моментлар эпюрасини қураимиз.

Бунинг учун иккинчи қаватга таъсир этаётган умумий кўндаланг кучни алоҳида устунларга тақсимлаймиз. Тақсимот устунларнинг нисбий бикирликларига мутаносиб (пропорционал) равишда амалга оширилади.

Иккинчи қават устунлари шарнирида ҳосил бўладиган кўндаланг кучлар:

$$Q_1 = \frac{\sum S_{12} i_{5-9}}{\sum i} = \frac{316 \cdot 5,98 \cdot 10^{-4}}{2(5,98 + 11,7) \cdot 10^{-4}} = 53,44 \text{ кН};$$

$$Q_2 = \frac{316 \cdot 11,7 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot (5,98 + 11,7) \cdot 10^{-4}} = 104,55 \text{ кН}.$$

Иккинчи қават устунларида вужудга келадиган моментлар:

$$M_{5-9} = M_{9-5} = M_{12-8} = M_{8-12} = Q_1 \frac{h_2}{2} = 53,44 \cdot \frac{3,56}{2} = 95,12 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-10} = M_{10-6} = M_{7-11} = M_{11-7} = Q_2 \frac{h_2}{2} = 104,55 \cdot \frac{3,56}{2} = 186,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

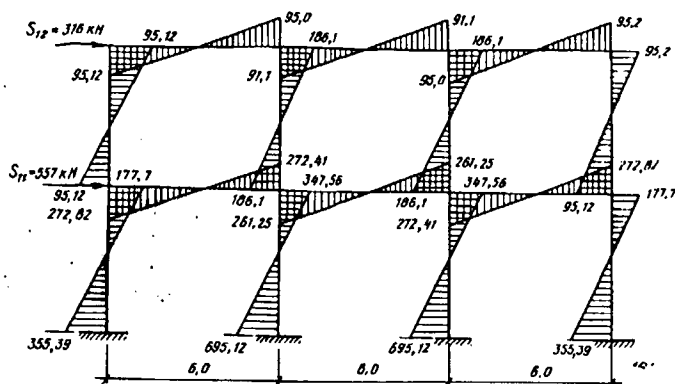
Биринчи қават устунлари шарнирларида ҳосил бўладиган кўндаланг кучлар

$$Q_3 = \frac{(S_{12} + S_{11}) i_{1-5}}{2(i_{1-5} + i_{2-6})} = \frac{(316 + 557) \cdot 5,9 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot (5,9 + 11,54) \cdot 10^{-4}} = 147,67 \text{ кН};$$

$$Q_4 = \frac{(316 + 557) \cdot 11,54 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot (5,9 + 11,54) \cdot 10^{-4}} = 288,87 \text{ кН}.$$

Биринчи қават устунларида вужудга келадиган моментлар

$$M_{4-8} = M_{1-5} = Q_3 \frac{2}{3} h_1 = 147,67 \cdot \frac{2}{3} \cdot 3,61 = 355,39 \text{ кН} \cdot \text{м};$$



13.12-расм. Тебранишларнинг биринчи шаклига оид эғувчи моментлар эпюраси.

$$M_{8-4} = M_{5-1} = Q_3 \frac{1}{3} h_1 = 147,67 \cdot \frac{1}{3} \cdot 3,61 = 177,70 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{2-6} = M_{3-7} = Q_4 \frac{2}{3} h_1 = 288,87 \cdot \frac{2}{3} \cdot 3,61 = 695,12 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-2} = M_{7-3} = Q_4 \frac{1}{3} h_1 = 288,87 \cdot \frac{1}{3} \cdot 3,61 = 347,56 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Ригеллардаги моментлар

$$M_{9-10} = M_{9-5} = 95,12 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{11-12} = M_{10-9} = \frac{M_{10-6} \cdot i_{10-9}}{i_{10-9} + i_{10-11}} = \frac{186,1 \cdot 17,34 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} = 95,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{5-6} = M_{6-7} = M_{5-9} + M_{5-1} = 95,12 + 177,7 = 272,82 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\begin{aligned} M_{7-8} = M_{6-5} &= \frac{(M_{6-10} + M_{6-2}) i_{6-5}}{i_{6-5} + i_{6-7}} = \\ &= \frac{(186,1 + 347,56) \cdot 17,34 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} = 272,41 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{aligned}$$

$$M_{7-6} = M_{6-7} = \frac{(186,7 + 347,56) \cdot 16,63 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} = 261,25 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Тебранишларнинг биринчи шаклига оид моментлар эпюраси 13.12-расмда берилган.

Эпюраларни текшириш учун рама тугунлари кесиб оли-
нади ва мувозанат тенгламалари тузилади.

Тебранишларнинг иккинчи шаклида ҳосил бўладиган
сейсмик кучлардан «*M*» эпюрасини қурамыз.

Раманинг ҳисоби биринчи шаклдаги сингари амалга
оширилади.

Иккинчи қават учун

$$Q_1 = \frac{-91,0 \cdot 5,98 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot (5,98 + 11,7) \cdot 10^{-4}} = -14,04 \text{ кН};$$

$$Q_2 = \frac{-91 \cdot 11,7 \cdot 10^{-4}}{2(5,8 + 11,7) \cdot 10^{-4}} = -27,46 \text{ кН}.$$

$$M_{9-5} = M_{5-9} = M_{12-8} = M_{8-12} = -14,04 \frac{3,56}{2} = -24,99 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-10} = M_{10-6} = M_{7-11} = M_{11-7} = -27,46 \frac{3,56}{2} = -48,88 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

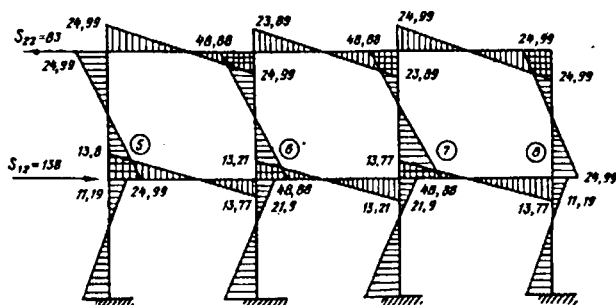
Биринчи қават учун

$$Q_3 = \frac{(138-91) \cdot 5,9 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot (5,9 + 11,54) \cdot 10^{-4}} = 9,3 \text{ кН};$$

$$Q_4 = \frac{(138-91) \cdot 11,54 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot (5,9 + 11,54) \cdot 10^{-4}} = 18,2 \text{ кН}.$$

$$M_{4-8} = M_{1-5} = 9,3 \cdot \frac{2}{3} \cdot 3,61 = 22,38 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$M_{8-4} = M_{5-1} = 9,3 \cdot \frac{1}{3} \cdot 3,61 = 11,19 \text{ кН} \cdot \text{м};$$



13.13-расм. Тебранишларнинг иккинчи шаклига оид
моментлар эпюраси.

$$M_{2-6} = M_{3-7} = 18,2 \cdot \frac{2}{3} \cdot 3,61 = 43,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-2} = M_{7-3} = 18,2 \cdot \frac{1}{3} \cdot 3,61 = 21,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Рама ригелларида вужудга келадиган моментлар:

$$M_{9-10} = M_{5-9} = -24,99 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{10-9} = \frac{-48,88 \cdot 17,34 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} = -24,91 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{10-11} = \frac{-48,88 \cdot 16,63 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,33) \cdot 10^{-4}} = -23,89 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

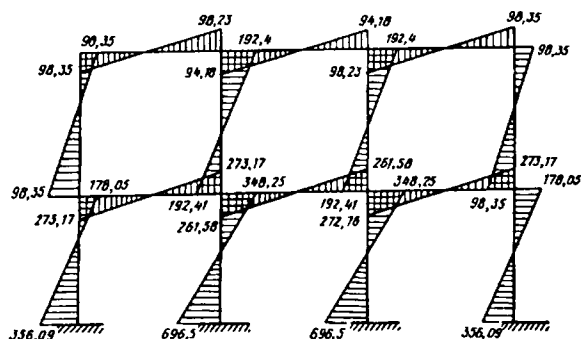
$$M_{5-6} = M_{8-7} = M_{5-9} + M_{5-1} = -24,99 + 11,19 = -13,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{7-8} = M_{6-5} = \frac{(M_{6-10} + M_{6-2}) i_{6-5}}{i_{6-5} + i_{6-7}} =$$

$$= \frac{(-48,88 + 21,9) \cdot 17,34 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} = -13,77 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-7} = \frac{(-48,88 + 21,9) \cdot 16,63 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} = -13,21 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Тебранишларнинг иккинчи шаклига оид моментлар эпюраси 13.13-расмда келтирилган. Текшириш учун тугунлар кесиб олинади.



13.14-расм. Ҳисобий моментлар эпюраси.

Тебранишлар иккинчи шаклини эътиборга олган ҳолда моментларнинг якунловчи эпюрасини қуриш.

Тебранишларнинг юқори шакллари ҳисобга олган ҳолда ихтиёрий кесимдаги ҳисобий эғувчи моментлар қиймати қуйидаги формула орқали аниқланади:

$$M_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n M_i^2}; \quad (13.16)$$

бу ерда M_i — тебранишларнинг i -шаклига мос бўлган сейсмик кучдан ҳосил бўлган эғувчи момент; n — ҳисобда эътиборга олинаётган тебраниш шакллари сони.

Бизнинг ҳол учун формула қуйидагича ёзилади:

$$M_p = \sqrt{M_1^2 + M_2^2}.$$

Мисол тариқасида 6-туғунда ҳосил бўладиган ҳисобий моментлар қийматини аниқлаймиз:

$$M_{6-5} = \sqrt{272,41^2 + 13,77^2} = 273,17 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-7} = \sqrt{261,25^2 + 13,21^2} = 261,58 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-10} = \sqrt{186,1^2 + 48,88^2} = 192,41 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-2} = \sqrt{347,56^2 + 21,9^2} = 348,25 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Раманинг қолган стерженларидаги ҳисобий моментлар ҳам ана шу тариқа аниқланади. Раманинг ҳисобий моментлар эпюраси 13.14-расмда тасвирланган.

Шундай қилиб, икки қаватли рама учун ҳисобий эғувчи моментлар эпюрасини қурдик, яъни темирбетон синчли бинонинг устун ва ригелларида сейсмик кучлар таъсирида ҳосил бўладиган ҳисобий моментларни аниқладик. Эндиги вазифа ушбу ҳисобий зўриқишларни (моментларни) вертикал статик кучлардан ҳосил бўлган зўриқишлар билан қўшган ҳолда синч мустаҳкамлигини текширишдан иборатдир. Элементларни мустаҳкамликка ҳисоблаш усуллари билан биз аввалдан танишмиз.

13.4. Гишт деворли ва комплекс конструкцияли бинолар сейсмик мустаҳкамлиги

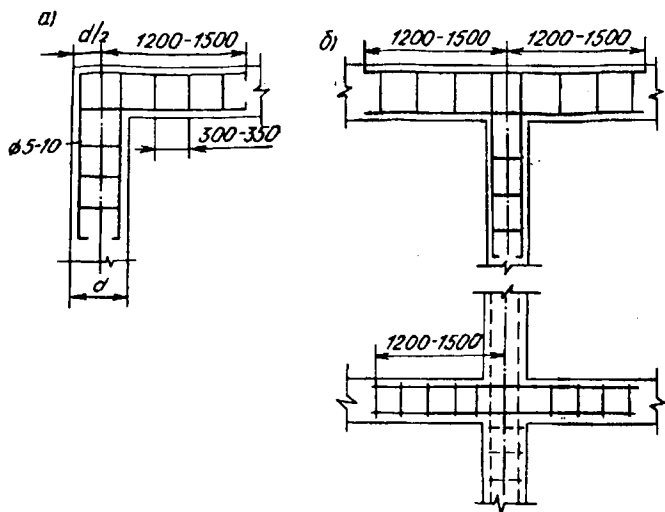
Бўлиб ўтган зилзилалар тажрибаси шуни кўрсатадики, агар тўғри ҳисоблаб, тўғри лойиҳаланса ҳамда қурилиш қоидаларига тўлиқ амал қилган ҳолда барпо этилса, гишт деворли бинолар ҳам сейсмик кучларга етарли даражада бардош бера олади.

Барча юк кўтарувчи конструкциялар (бўйлама ва кўндаланг деворлар, ёпмалар) бир-бири билан мустаҳкам боғланган ҳолдагина бино зилзила кучларига бир бутун фазовий конструкция сифатида қаршилиқ кўрсатади. Агарда бу боғланиш мавжуд бўлмаса ёки заиф бўлса, бўйлама деворлар кўндаланг деворлардан ажралиб кетиши ва баъзи ҳолларда қулаб тушиши мумкин. Девор ортидан ёпмалар ҳам тўлиқ ёки қисман босиб қолади. Антисейсмик чоралар қўлланмаган биноларда бундай ҳодисалар кўплай учрайди. Бинолар зилзилаларда зарар кўрмаслиги учун синновдан ўтган махсус конструкциялардан фойдаланилади. Масалан, бионинг периметри бўйлаб антисейсмик камарлар ишланади, ёпмалар бир-бирига ва деворларга пухта боғланади, девор бурчакларига, кесишув ерларига арматура ётқизилади ва ҳ.к. [17].

Гишт деворли биноларнинг сейсмик мустаҳкамлигини оширишга қаратилган асосий конструктив чоралар билан танишиб чиқамиз.

Биноларнинг фазовий бикирлиги асосан ёпмаларнинг иши туфайли таъмин этилади. Ёпмалар горизонтал диафрагма ролини ўйнаб, сейсмик кучларни юк кўтарувчи конструкцияларга (деворларга) тақсимлайди. Бундай тақсимот, бинобарин бионинг сейсмик мустаҳкамлиги, кўп жиҳатдан ёпманинг ўз текислигидаги бикирлигига боғлиқ. Ҳозирги вақтда гишт деворли бинолар қурилишида кўп бўшлиқли йиғма темирбетон плита ёпмалари кенг тарқалган.

13.15-расмда йиғма темирбетон ёпмаларнинг горизонтал йўналишдаги бикирлигини оширишга қаратилган чоралар тасвирланган. Панелларнинг ўзаро силжишига йўл қўймаслик мақсадида шпонка ишланади; бунинг учун па-



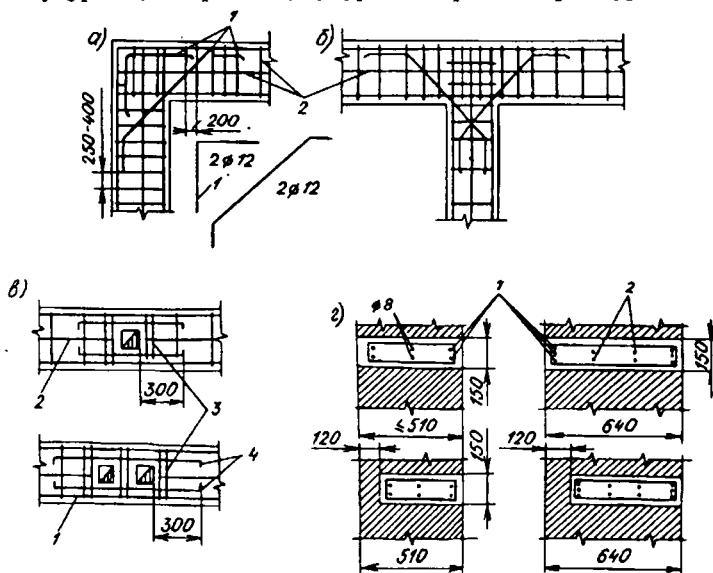
13.16-расм. Бўйлама ва кўндаланг деворларнинг туташув ерлари:
а — бурчаклар; б — кесишув ерлари.

да, 9 балли ҳудудларда ҳар 50 см да жойлаштирилади (13.16-расм).

Деворларнинг ўзаро бирикувини мустаҳкамлаш мақсадида сим тўрлардан ташқари темирбетондан ишланган антисейсмик камарлардан кенг фойдаланилади. Сейсмик ҳудудларда қуриладиган биноларда антисейсмик камарлар барча бўйлама ва кўндаланг (ички ва ташқи) деворлар бўйлаб ўтказилиб, ҳар бир қаватнинг шипи баландлигида ётқизилади; девор ва ёпмалар билан чамбарчас боғланиб, ягона ёпиқ система ташкил этади. Антисейсмик камарлар гишт деворли биноларнинг сейсмик мустаҳкамлигини оширишда ғоят катта роль ўйнайди. Антисейсмик камарлар биноларнинг ўзаро боғланишини мустаҳкамлайди; деворларнинг ўз текислигидаги пишиқлигини оширади; ёпмаларнинг бикирлиги ва монолитлигининг ортишини таъминлайди.

Камарларга узунасига бутун периметр бўйлаб арматура ётқизилади ва ҳар 25—40 см да диаметри 4—6 мм бўлган пўлат хомут боғланади. Арматура сифатида А-I синфли пўлат ишлатилиб, 7—8 балли сейсмик зоналарда уларнинг

диаметри 10 мм дан, 9 балли зоналарда эса 12 мм дан кам бўлмаслиги лозим. Ётқизиладиган бетоннинг синфи В 12,5 дан кам бўлмаслиги керак. Бурчакларда ва кесишув ерларида қўйилган сим тўр мустаҳкамликни таъминлай олмаса, қия стерженлар қўйиш тавсия этилади. Антисейсмик камарларнинг айрим деталлари 13.17-расмда тасвирланган. Камарларнинг кенглиги деворларнинг эни билан баравар олинади; агар деворнинг эни 50 см дан ортиқ бўлса, камарнинг эни деворникидан 10—15 см кичикроқ олиниши мумкин. Камарнинг баландлиги 15 см дан кам бўлмаслиги керак. Биноларнинг энг юқори қаватининг томи сатҳида ўрнатиладиган камарларнинг устида босиб турадиган юк бўлмаганлиги сабабли ер қимирлаганда камар ўрнидан силжиши мумкин. Бунинг олдини олиш учун деворнинг узунасига ҳар 50 см да камардан юқори ва пастга 25—30 см узунликда арматура чиқариб қолдирилади. Арматуранинг ўрнига шпонкадан ҳам фойдаланиш мумкин. Бунинг учун камар остидаги деворда $14 \times 14 \times 30$ см ўлчамда чуқурча қолдирилади, чуқурчага вертикал арматура жой-



13.17-расм. Антисейсмик камарлар:

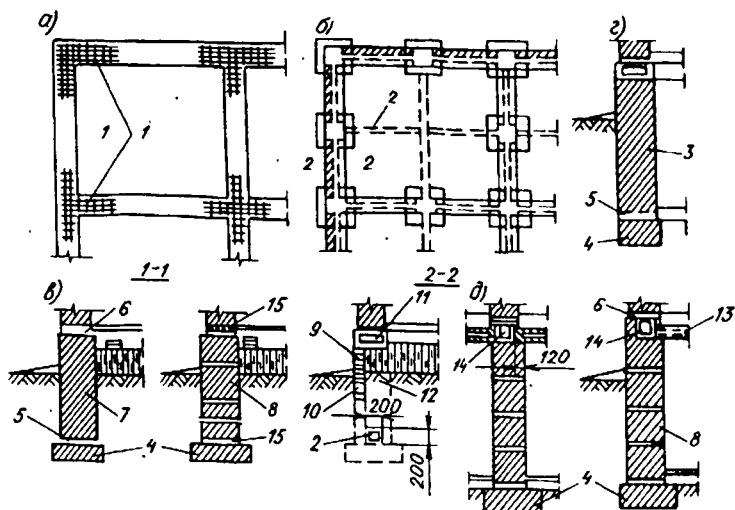
а — бино бурчагида; б — деворларнинг туташув ерида; в — канал ўтган жойида; г — деворларда.

ланади, камарга бетон ётқизилганда, чуқурчага ҳам бетон тўлдирилади. Мўрилар ва вентиляцион каналлар ўтган ерларда камарлар қўшимча арматуралар ёрдамида кучайтирилади.

Юқорида гишт деворлар мўрт материаллардан ташкил топганлиги учун зилзила кучларига бўлган қаршилиги темирбетон конструкцияларига нисбатан кам эканлигини эслатиб ўтган эдик. Дарҳақиқат, ер қимирлаганда содир бўладиган кучланишларнинг ортиб кетиш ҳоллари, темирбетон конструкцияларида гишт деворларга нисбатан камроқ хавф солади. Ана шунга асосланиб, мутахассислар гишт деворларни тиклашда девор орасига вертикал йўналишда темирбетон элементлар — ўзақлар (сердечник) қўшиб, комплекс конструкция ҳосил қилишни мақсадга мувофиқ деб ҳисоблайдилар. Темирбетон ўзақ гишт деворларнинг юк кўтариш қобилиятини сезиларли даражада оширади. Ўзақларнинг девор билан ҳамкорликда ишлашини таъминлаш учун ўзакдан девор орасига тахминан 50 см узунликда арматура ўтказилади, ўзакнинг ўзи эса антисейсмик камар билан қўшиб бетонланади. Вертикал темирбетон ўзақларнинг кўндаланг кесими ва арматуралари деворга таъсир этадиган кучнинг миқдorigа боғлиқ равишда ҳисоб натижаларига қараб белгиланади. (13.18-расм)



13.18-расм. Темирбетон ўзакли гишт деворнинг кўриниши



13.19-расм. Пойдевор ва ертўла деталлари.

Содир бўлган кўпгина зилзилалар шундан далолат берадики, пойдеворлар ва ертўла деворлари ер қимирлаганда бошқа конструкцияларга нисбатан камроқ шикастланиди; бироқ уларни тўғри лойиҳалаб, тўғри қурилса, бинонинг сейсмик мустаҳкамлиги янада ортади [17]. Пойдевор ва ертўла деворлари деталлари 13.19-расмда келтирилган.

Юк кўтарувчи ғишт деворлар остига лента пойдеворлар қуриш мақсадга мувофиқдир. Агар пойдеворлар йирик блоклардан тикланса, у ҳолда блокларни бир-бирига тишлатишга алоҳида эътибор бериш зарур.

Сейсмик ҳудудларда ҳам пойдевор учун носейсмик ҳудудларда қўлланиладиган материаллардан фойдаланилади. Бунда фақат чақилмаган бутун силлиқ катта тошларни ишлатиш чегараланади; уларни 7 балли зоналарда баландлиги 5 м гача бўлган бир қаватли биноларда ишлатиш мумкин.

Пойдевор чуқурлиги носейсмик ҳудудлардаги каби олинади.

Агар пойдеворлар устунсимон бўлса, у ҳолда уларнинг барчаси темирбетондан ишланган узлуксиз тўсин ёрдами-

да ўзаро туташтирилади. Фишт деворлар остига қўйиладиган гидроизоляцияцион қатлам цемент қоришмадан ишланади. Гидроизоляцияцион қатлам сифатида толь, рубероид каби рулонли материаллардан фойдаланишга рухсат этилмайди.

13.5. Қадимий фиштин биноларнинг зилзилабардошлиги

Асрлар оша бизнинг давримизгача етиб келган архитектура ёдгорликлари қадимги бинокор ва меъморларнинг юксак ақл-заковати, билимдонлигидан далолат беради. Қадимда яшаб ижод этган бинокор усталар фақатгина бой тажрибага асосланиб қолмай, меъморчиликнинг ўша даврларда мавжуд бўлган назарий ғояларига ҳам суяниб иш тутганлар. Қадимий меъморий обидалар бунёд этилишдан илгари уларнинг лойиҳаси чизилган ва бу лойиҳа кўзга кўринган уста ва меъморларнинг муҳокамасидан ўтган. Доим хавф солиб келган зилзила даҳшати Ўрта Осиё меъморлари диққат-эътиборидан четда қолмаган, албатта. Шу кунларгача сақланиб қолган тарихий обидалар фикримизнинг далилидир.

Марказий Осиёда бунёд этилган кўпгина меъморий ёдгорликларни таҳлил қилиш натижаси, қадимги меъморлар зилзила кучларининг иншоотларга таъсир этиш қонуниятини яхши билганлар, деган хулосага олиб келади. Ўша давр бинокор усталари зич ёки бўш тупроқда тикланган бинонинг зилзила жараёнидаги ҳолатини тўла тасаввур эта олганлар. Бу эса меъморларга турли-туман бинолар ва иншоотларнинг сейсмик мустаҳкамлигини таъминловчи антисейсмик чора-тадбирлар ишлаб чиқиш имконини берган. Яъни бино қуришда қўлланилган фиштларнинг ўлчамлари ҳам иншоотдаги кучланишларни кесим бўйича текис тарқалишини таъминлаган, чунки фиштларнинг ўлчамлари квадрат шаклда бўлган.

Бобокалон меъморларимиз эластик қурилиш материаллари ва конструкциялари иншоотларнинг сейсмик мустаҳкамлигини таъминловчи энг яхши чора деб ҳисоблаганлар. Бу эса, ўз навбатида, қурилиш қоришмаси сифа-

тида ганч ва лойдан фойдаланишга, пойдеворларнинг махсус конструкцияларини ишлаб чиқишга ҳамда деворларнинг цоколь қисмида қамиш тасмалар қўлланишга олиб келган.

Пишиқ ғишт теришда соз тупроқдан тайёрланган лой ҳамда ганч (маҳаллий алебастр, гипснинг бир тури) қоришмаси қўлланилган.

Ганч қоришмаси тез қотувчан бўлганлиги сабабли уни қурилишнинг ўзида оз-оздан (10—12 кг дан) тайёрланган.

Ғишт териш ишларида ганч ҳеч қачон соф ҳолда ишлатилмаган; унга 1:1 ёки 1:3 нисбатда соз тупроқ ёки қум қўшиб ишлатилган. Усталар йирик ганчдан тайёрланган қоришманинг мустаҳкамлиги майда ганчга нисбатан юқори бўлади, деб ҳисоблаганлар. Шунинг учун ҳам ғишт теришда йирик донали ганчдан фойдаланишган. Йирик донали ганч секин қотади. Қотиш жараёнининг секин кечиши мустаҳкамликнинг аста-секин ортиб боришини таъминлайди. Чунки қоришма таркибидаги намликни шимиб олган ганчнинг йирик донаси вақт ўтиши билан шу намликнинг бир қисмини маълум миқдорда чиқариб туради, бу эса қотиш жараёнининг бир текис ўтишини таъминлайди. Қадимий усталарнинг фикрича, ганч ўзининг тўлиқ мустаҳкамлигига бир йил мобайнида эришишини олдиндан билганлар.

Баъзан ганч қоришмасига соф тупроқ ва тоза қумдан ташқари ғишт кукуни, қул ва ўтин-қўмир талқони қўшилган.

Қадимги меъморлар эластик ва қайишқоқ қоришмалар ғишт конструкцияларни зилзила таъсиридан асровчи энг яхши чора деб билиб, девор чокларида унинг қалинлигини каттароқ (деярли ғишт қалинлигида) олишга ҳаракат қилганлар. Одатда, бинонинг пастки қисмида қоришма қалинроқ (5 см атрофида) олиниб, девор кўтарилган сари, қоришма қалинлиги ҳам секин-аста юпқалашиб борган; иккинчи қават баландлигида қоришма чокларининг қалинлиги 10—12 мм ни ташкил этган.

Шунинг учун ҳам Марказий Осиёнинг монументал биноларида ганч қоришмасининг ҳажми деворлар ҳажмининг деярли 30 фоизини ташкил этган.

Тоза соғ тупроқдан яхшилаб пишитиб, етилтириб тайёрланган лойнинг ўта пластик хоссаси меъморларнинг диққат-этиборидан четда қолмади. X—XVII асрларда бунёд этилган монументал ғиштин биноларнинг деярли ҳаммасида пойдевор остига маълум қалинликда соф лой қатлами — ёстиқ тўшалган.

Қадимий биноларда икки хил пойдевор қўлланилган: 1) эни цоколь энига тенг ва ўзгармас бўлган пойдеворлар, 2) эни пастга томон кенгайиб борадиган пойдеворлар. Пойдеворларнинг туби ёйсимон қабарик шаклда ишланган. Қабариклик пойдеворнинг лойдан тайёрланган ёстиққа осонроқ жойлашувига имкон бериб, иншоотнинг бир текис чўкишини таъминлаган.

Пойдевор баландлиги ер сиртига етганда, пойдевор билан цоколь орасига кучсиз лой қоришмасида ёки тоза тупроқнинг ўзида бинонинг бутун (ички ва ташқи деворлари) периметри бўйлаб, бир қатор ғишт терилган. Бу ҳам қадимий меъморларнинг антисейсмик чораларидан бири ҳисобланган.

Зилзила кучининг горизонтал ташкил этувчилари, яъни горизонтал турткилар пойдеворни бино остидан суриб чиқаришга интилади. Бинонинг пастки ва устки қисми билан боғланмаган ғишт қатлами эса пойдеворни цоколь остида қўзғалишига имкон беради. Натижада пойдеворда вужудга келган зўриқишлар бинонинг юқори қаватларига узатилмайди. Бу эса, ўз навбатида, биноларни зилзила таъсирига яхши бардош беришига олиб келади.

Марказий Осиёнинг баъзи архитектура ёдгорликларида қўлланилган қамиш қатламларини юқоридаги ғоянинг мантиқий давоми дейиш мумкин.

Қамиш қатлами биноларнинг цоколь қисмига ётқизилган. Цоколнинг ер сиртига чиққан қаторига аввал текис қилиб қоришма ёйилган. Қоришманинг устига 8—10 см қалинликда, девор сиртига тик йўналишда қамиш бостирилган. Қамишнинг узунлигини девор энига тенг қилиб, олдиндан қирқиб, тайёрлаб қўйилган. Қамиш қатлами устига яна қоришма ёйиб, унинг устига ғишт терилган.

Ғиштнинг навбатдаги қаторлари одатдагича давом этирилган. Баъзи биноларда қамиш қатлами икки қатор

қилиб ётқизилган, бунда иккинчи қатлам цоколнинг юқори қисмига жойланган.

Текширишларнинг кўрсатишича, вақт ўтиши билан қатлам ўтирган (чўккан), бироқ қамиш поялари синмаган ва пачоқланмаган. Қамиш ер сиртидан юқорида жойлашганлиги туфайли, унга ҳамма вақт ҳаво тегиб турган ва чиримаган. Баъзи биноларда вақт ўтиши билан тупроқ остида қолган қамишлар чириб, бинонинг мустаҳкамлигига путур етган. Буни назарда тутган қадимий меъморлар қамишга доимий равишда шабада тегиб туришини ўйлаганлар, ҳатто девор сувоқлари қамиш қатламига етганда узиб қўйилган, шу йўл билан қамиш ҳам ичкари, ҳам ташқари томондан ҳаво олиб турган.

Маълумки, ер қимирлаганда зилзила манбаидан ҳар тарафга сейсмик тўлқинлар тарқалади. Тўлқинларнинг вертикал ташкил этувчилари иншоот пойдеворига пастдан юқорига қараб зарб билан урилади. Сейсмик тўлқинларнинг горизантал ташкил этувчилари эса бино пойдеворига горизонтал йўналишда урилиб, пойдеворни бино остидан суриб чиқаришга интилади.

Бир бинони кўз олдимизга келтирайлик. Унинг лой қоришмасида пишиқ ғишдан терилган пойдевори эластик лой қатламига ўрнатилган. Пойдевор билан цоколнинг туташув ерига қум билан тупроқ аралашмасидан юпқа қатлам (кучсиз қоришма қатлами) берилган. Ундан юқори-роқда қамиш қатлами ётқизилган. Бинонинг ғиштин девори эластик ганч қоришмасида тикланган, дейлик.

Сейсмик тўлқинларнинг вертикал ташкил этувчилари даставвал пойдевор остидаги эластик лой қатламига дуч келади. Бу ерда бир оз камайган тўлқин пойдеворга узатилади, пойдеворнинг пластик қоришмасида унинг кучи яна бир оз қирқилади. Цоколда жойлашган қамиш қатлами амортизатор вазифасини ўтайди. Чунки қамиш қатлами ўзининг эластиклиги туфайли етиб келган турткини тўлалигича юқорига узатиш қобилиятига эга эмас. (Агар қамишнинг ўрнида оддий ғишт бўлганида, у ҳолда туртки кучи тўлалигича юқорига узатилган бўлар эди.) Кучи анча қирқилган тўлқин ғиштин девор бўйлаб юқорилайди; элас-

тик ганч қоришмасидан ўтиб борган тўлқин кучи кўтарилган сари сўниб боради.

Сейсмик тўлқинлар горизонтал ташкил этувчиларининг шиддаткор таъсиридан биноларни яна ўша қамиш қатлами ҳамда цокол ва пойдевор орасига ётқизилган қумоқ тупроқ ёки ўта кучсиз лой ётқизиғи асрайди. Тупроқ ётқизиғи пойдеворни бинонинг остидан силжитишга йўл қўяди. Бу силжиш бино деворларига зарар етказмаган ҳолда сейсмик кучларнинг қувватини қирқади. Қамиш қатлами иккита бўлса, силжиш ва эгилиш кучланишлари янада кўпроқ сўнади. Девор таркибидаги ганч қоришмаси ўзининг эластик хоссаси туфайли қолган кучланишларнинг сўнишига олиб келади.

Бино ва иншоотларнинг зилзилабардошлигини ошириш мақсадида қадимий меъморлар юқорида кўриб ўтилган усуллардан ташқари яна қатор сейсмомустаҳкам конструкцияларни қўллаганлар. Уларнинг ичида энг диққатга сазоворларидан бири равоқлар шаклини чўққисимон қилиб олинишидир. Зилзила жараёнида чўққисимон равоқлар ярим айлана шакли равоқларга нисбатан яхши сақланади. Равоқнинг айрим ерлари ёрилиб, шикастланган тақдирда ҳам равоқ шарнирли система сифатида ишлайверади.

Самарқанд шаҳри яқинида 1502 йилда Зарафшон дарёси устига Шайбонийхон томонидан қурдирилган сув айиргич-кўприкнинг битта равоғи бизнинг давримизгача сақланиб қолган. Дастлаб кўприк 7 равоқдан иборат бўлган. Даврлар ўтиши билан сув айиргич-кўприк бузила бошлаган. Иншоотнинг бузилишига асосан сувнинг агрессив таъсири сабаб бўлган деб тахмин қилиш мумкин. Чунки кўприкни қуришда, асосан, пишиқ гишт ишлатилган. У даврларда цемент бўлмаган. Меъморлар бириктирувчи қоришма сифатида ўсимлик кули, ганч ва оҳак каби материаллардан фойдаланганлар. Маълумки, бу материаллар агрессив муҳит таъсирига яхши бардош бера олмайди. Сувга тегиб турган равоқлар аста-секин емирилиб, бузилиб кетган. Сувдан четроқда — қирғоқда жойлашган равоқнинг шу кунларгача яхши сақланиб қолганлиги, унинг сейсмомустаҳкам конструкция эканлигидан далолат беради.

Марказий Осиё қадимий меъморларининг яратган сейс-мик таъсирларга қарши чоралари ҳақида гап борар экан, улар бунёд этган биноларда алоҳида турувчи тош устунларнинг қўлланмаганлигини таъкидлаб ўтиш зарур. Тош устуннинг зилзила таъсирига бардошсиз эканлигини билган меъморлар бино қисмларида бу элементдан фойдаланмаганлар.

Шундай қилиб, қадимги меъморлар пластик конструкциялардан фойдаланиш биноларни зилзила ҳалокатидан асраб қоладиган ягона восита деб ҳисоблаганлар. Бу дунё-қараш узвий равишда авлоддан авлодга ўтиб келди. Асрлар оша бизнинг давримизгача етиб келган архитектура ёдгорликлари бобокалон меъморларимиз яратган услубларнинг тўғри ва яшовчан эканлигидан далолат бериб турибди.

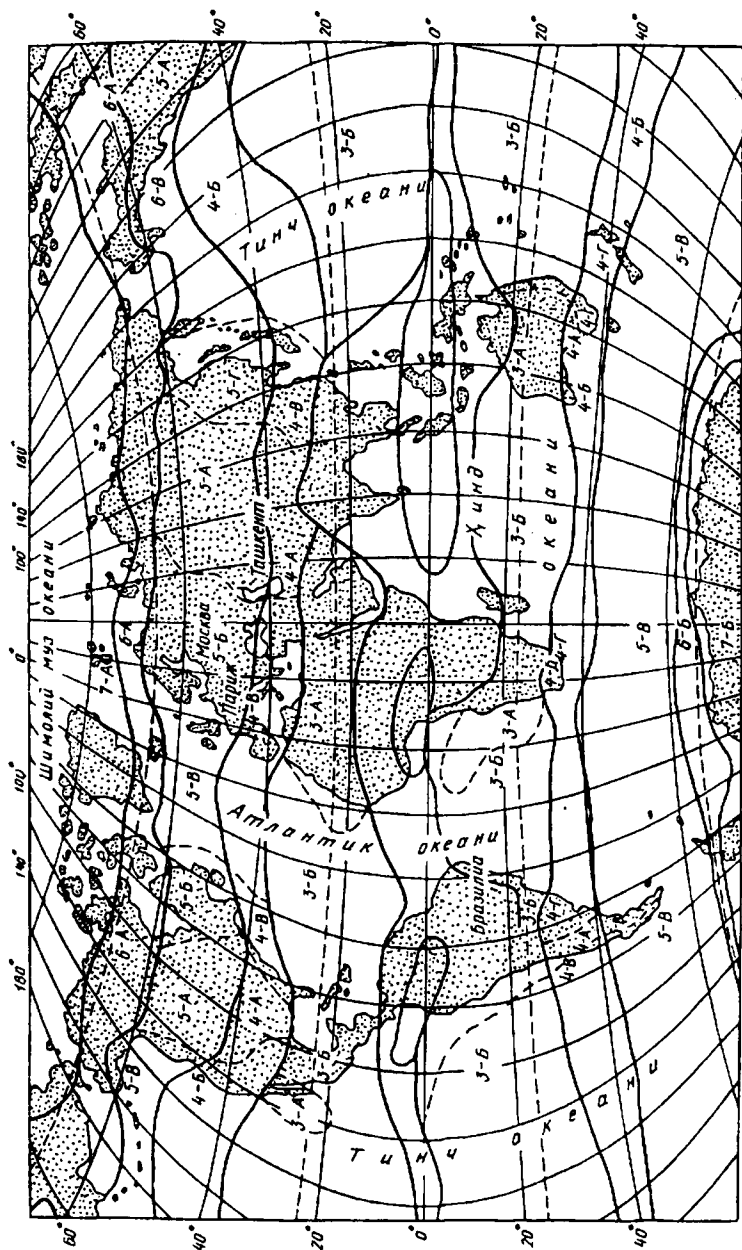
14-боб

ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРНИ МАРКАЗИЙ ОСИЁНИНГ ИССИҚ ИҚЛИМ ШАРОИТИГА МОСЛАБ ҲИСОБЛАШ

Ҳозирги даврда қуруқ иссиқ иқлим шароитида бино ва иншоотлар қуришда йиғма ва монолит темирбетон конструкцияларидан кенг фойдаланилмоқда.

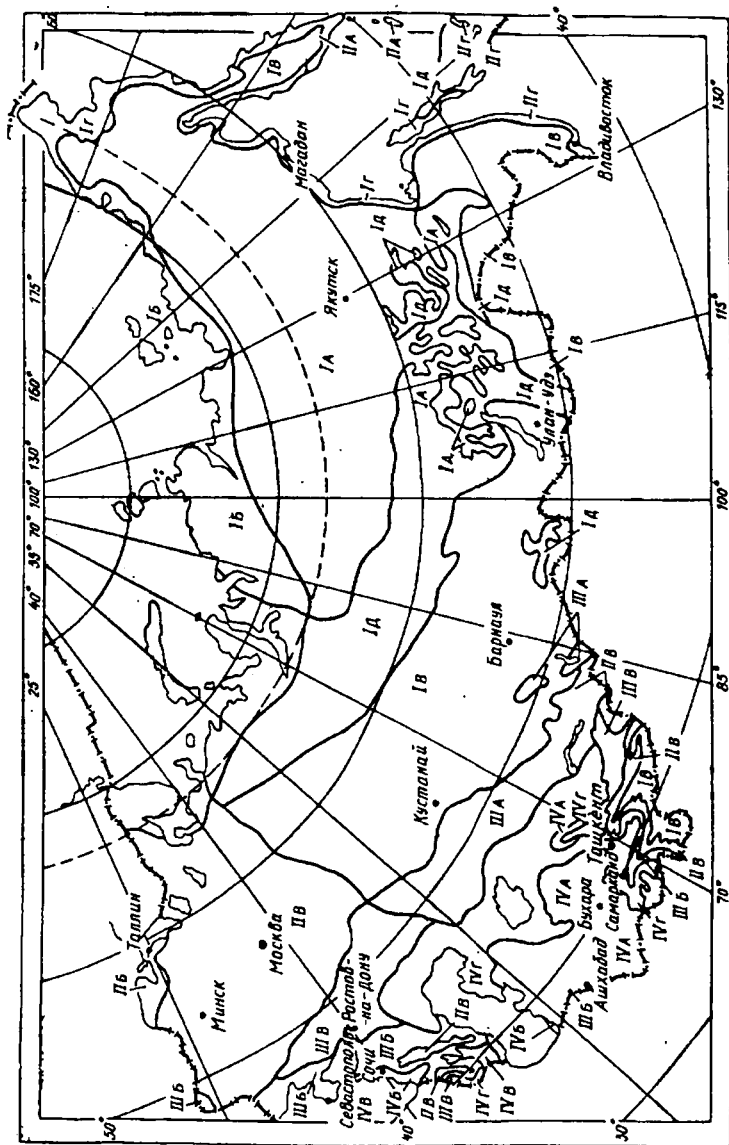
Лойиҳалаш ва қурилиш ишлари меъёрида олиб борилиши учун конструкция элементларига салбий таъсир этадиган иссиқ ҳарорат, қуруқ ҳаво ҳамда кучли қуёш радиацияси таъсирини эътиборга олиш лозим. Лойиҳалаш ва қурилиш ишларининг сифати кўп жиҳатдан ушбу муаммонинг қай даражада ҳал этилишига боғлиқ. Темирбетон конструкцияларининг ишига қуруқ иссиқ иқлим шароитининг таъсирини ҳисобга олиш масаласи махсус тадбирларни амалга ошириш билан боғлиқ бўлиб, қўшимча сарф харажатларни талаб этади.

Темирбетон конструкцияларини беҳавотир ва узоқ муддат хизмат қилиши лойиҳа жараёнидаги ҳисобларнинг тўғри бажарилишига боғлиқдир.



14.1-расм. Дунёнинг иссиқ иқлимли минтақалари харитаси:

1 — экваториаль минтақа; 2 — субэкваториаль минтақа; 3 — тропик минтақа; 4 — субтропик минтақа; 5 — муътадил минтақа.



14.2-расм. МДХ ҳудудларини иқлимий минтақалаштириш харитаси.

14.1. Қуруқ иссиқ иқлим шароитининг ўзига хос хусусиятлари

Курилиш меъёрларини СНиП 2.01.01-82 [9] да МДХ ҳудудини иқлим бўйича туманларга (районларга) ажратилган харита берилган. Ўша харитада қуруқ иссиқ иқлим шароитига эга бўлган манзиллар III ва IV иқлимий туманларга киритилган. Бундан ташқари ҳавонинг кунлик, ҳафталик, ойлик ва йиллик ҳароратига доир рақамлар берилган. Жазирама иссиқ ойининг ўртача максимал ҳарорати, кундалик ҳароратнинг ўртача давомийлиги, қуёш радиацияси, шунингдек ҳавонинг ўртача ойлик намлиги ҳам мазкур меъёрда ўз аскини топган.

Қуруқ иссиқ иқлим шароитидаги ҳудудлар ер куррасининг бешдан бир қисмини ташкил этади. Қуруқликнинг тахминан учдан бир қисми айнан шу иқлимга тўғри келади. (14.1-расм). Дунё миқёсида иссиқ иқлимли ҳудудлар тўрт минтақага бўлинади: экваториал, субэкваториал, тропик ва субтропик. МДХнинг иссиқ иқлимли ҳудудлари субтропик ва қисман мўътадил иқлимли минтақаларда жойлашган (14.2-расм). Марказий Осиёнинг иқлим шароити кун, ой ва йил фасллари мобайнида ҳаво ҳарорати ва нисбий намлигининг кескин ўзгариб туриши билан Оврупо шароитидан фарқ қилади.

Марказий Осиё қуруқ иссиқ иқлимининг ўзига хос хусусияти шундан иборатки, бу ерда ҳаво ҳарорати ва намлигининг кундалик, ойлик ва йиллик ўзгариши жуда катта бўлади. Бу ҳудудларда ёзда — июнь, июль, август ойларида темирбетон констрикцияларнинг кунгай сиртлари кундузи 70°C га қадар қизийди, тунда 20°C қадар пасаяди. Ҳавонинг нисбий намлиги ёз ойларида ўртача 20—40% оралигида, кундузи 10% га қадар пасайиши мумкин. Марказий Осиё шароитида йил давомида ёғингарчилик ҳам бир маромда бўлмайди. Ёғингарчилик миқдори бир йилда 250—300 мм ни ташкил этади, баъзи йиллари 450—480 мм гача этади. Ёғингарчиликнинг асосий қисми қиш ва баҳор фаслига тўғри келади, ёзда эса жуда кам бўлади. Баъзан ёзда умуман ёмғир ёғмайди. Бу ҳаводаги намликнинг янада камайишига олиб келади. Ҳаво ҳароратининг юқори-

лиги ва атроф муҳит нисбий намлигининг камлиги темирбетон элементларда сезиларли даражада ҳарорат, кичиришиш, ички кучланиш ва деформацияларни вужудга келтиради.

Қуёш радиациясидан муҳофаза этилмаган темирбетон конструкцияларини ҳисоблашда қурилиш меъёрлари СНиП 2.01.07-85 [10] ташқаридаги ҳаво ҳароратининг меъёрий қийматларини ёзда (t_H^T) ва қишда (t_H^x) қуйидаги формулалар орқали аниқлашни тавсия этади:

$$t_H^T = t_{VII} + \Delta_{VII}, \quad (14.1)$$

$$t_H^x = t_I - \Delta_I. \quad (14.2)$$

Ташқаридаги ҳаво ҳароратининг ҳисобий қийматини аниқлаш учун қуйидаги формула тавсия этилади:

$$t^T = t_H^T + 3^\circ\text{C}, \quad (14.3)$$

$$t^x = t_H^x - 6^\circ\text{C}. \quad (14.4)$$

Агар (14.1) ва (14.2) ни (14.3) ва (14.4) га қўйсак,

$$t^T = t_{VII} + \Delta_{VII} + 3^\circ\text{C}; \quad (14.5)$$

$$t^x = t_I - \Delta_I - 6^\circ\text{C} \quad (14.6)$$

келиб чиқади. Бу ерда t_{VII} ва t_I — июль ва январь ойларидаги ҳавонинг кўп йиллик ўртача ойлик ҳарорати бўлиб, меъёрлардан [10] олинади. Δ_{VII} ва Δ_I — июль ва январь ойлари учун белгиланган ўртача ҳароратдан оғиши. Марказий Осиё иқлими учун $\Delta_{VII} = +6^\circ\text{C}$, $\Delta_I = -15^\circ\text{C}$ ни ташкил этади.

14.2 Иқлим ўзгариши шароитида темирбетон конструкцияларини ҳисоблаш

Марказий Осиё иқлим шароитида темирбетон конструкциялари даврий ўзгарувчан ҳарорат ва намлик таъсирида бўлади. Сутка давомида кундузи ҳароратнинг кўтарилиши, намликнинг камайиши, кечаси эса аксинча, ҳароратнинг пасайиши ва намликнинг ортиб бориши кузатилади. Ҳарорат ва қуёш радиациясининг ўзгариши на-

тижасида бетондаги температура майдони элементнинг кесим юзаси бўйлаб узлуксиз равишда ўзгариб боради [6].

Ҳарорат ва намликнинг элемент кесими бўйлаб нотекис тарқалиши элементда хусусий ҳарорат — киришиш кучланишларнинг пайдо бўлиши ва элементнинг ёрилишини тезлаштиради. Кесим юзаси бўйича ҳароратнинг тарқалиши вақт давомида тўғри чизиқли эмас. Температура майдонини ҳисоблашда энг ёмон шароит учун доимий бўлмаган температура майдони шартли равишда доимий деб қаралади. Бунда бир йўналишда ҳарорат чизиқли тарқалади деб қаралади. Бошқа йўналишда эса уни ихтиёрий ўзгаради деб олинади. Бунда чизиқли ҳарорат эпюрасини шартли равишда иккига бўлиш мумкин:

1. Ҳароратнинг кесим юзаси бўйлаб бир хил тарқалиши элементнинг узайишига ёки қисқаришига олиб келади. Бунда элемент бошланғич юқори температура билан ўртача температура фарқига, яъни йилнинг иссиқ ва совуқ давридаги вақтига ҳисобланади.

2. Элементнинг узунлиги ўзгармаган ҳолда кесим юзаси бўйича ҳароратнинг нотекис ўзгариши элемент эгрилигининг ўзгаришига олиб келади. Бунда элемент кесим юзаси бетоннинг ташқи ва ички сиртларидаги энг катта ҳарорат фарқига, шунингдек йилнинг иссиқ ҳамда совуқ давридаги вақтига ҳисобланади.

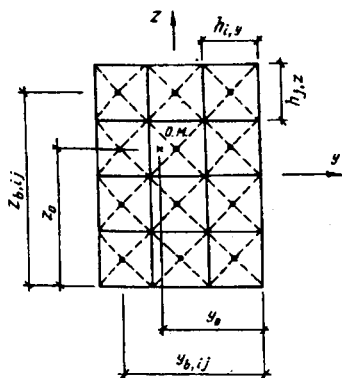
Қуруқ иссиқ иқлим шароитида қизийдиган элементларни ҳисоблаш чоғида, бетоннинг ялпи юзаси ёки унинг сиқилган қисми юзаси оғирлик марказини, шунингдек ялпи кесим статик ва инерция моментларини аниқлашда ялпи кесимни қизимаган, мустаҳкамлиги юқори бўлган бетонга келтириб олинади [12]. Бунинг учун кесим баландлик бўйлаб бир неча қисмга бўлиб чиқилади. Келтирилган юза A_{red} қуйидаги формуладан топилади:

$$A_{red,i} = \frac{A_i \beta_{bi} \bar{V}_i}{\Phi_{bi}}; \quad (14.7)$$

бу ерда A_i — кесимнинг i -қисми юзаси; β_{bi} — бетон кесимининг i -қисми оғирлик марказидаги ҳароратга боғлиқ бўлган

коэффициент; $\bar{V}_i$ — қисқа муддатли қизиш учун бетон кесимининг i -қисми юзаси оғирлик марказидаги ҳароратга боғлиқ бўлган коэффициент; φ_{b1} — бетоннинг қисқа муддатли тоб ташлашини ҳисобга олувчи коэффициент.

Қизиган чўзилувчи A_s ва сиқилуви A'_s арматураларнинг юзаси қизимаган, мустақамлиги юқори бўлган бетон юза бирлигига келтирилади:



14.3-расм. Элементнинг кесимини юзачаларга бўлиш:
 i, j — кичик юзачаларнинг координаталари:
 i — 1 дан n у гача
 j — 1 дан $n \cdot z$ гача.

$$A_{s,red} = \frac{A_s E_s \beta_s}{E_b \varphi_{b1}};$$

$$A'_{s,red} = \frac{A'_s E_s \beta_s}{E_b \varphi_{b1}}. \quad (14.8)$$

бу ерда $A_{s,red}$ ва $A'_{s,red}$ — чўзилган ва сиқилган арматураларнинг келтирилган юзалари; E_s — арматуранинг эластиклик модули; β_s — арматуранинг ҳароратига боғлиқ бўлган коэффициент.

Ҳисоблашда ҳарорат ва намлик берилган деб қаралади, кесим вақт бўйича ўзгариши ихтиёрий деб олинади.

Эластиклик модули, чиқиқли кенгайиш коэффициенти ҳамда бетоннинг киришиши ҳарорат ва намликнинг ўзгаришига боғлиқ ҳолда инobatга олинади. Олдиндан уйғотиладиган кучланишнинг миқдори ҳам қуруқ иссиқ иқлим шароитида ҳисобга олинади ва унинг қиймати атроф муҳит ҳарорати ва намлигининг ўзгаришига боғлиқ эмас, деб қаралади.

Қуёш таъсирида бўладиган темирбетон конструкциялар бошқа ҳисоблардан фарқли ўлароқ қуйидагича ҳисобланади: иссиқ иқлим шароитида ҳавонинг биринчи ёзги ҳисобий ҳарорати таъсирида қизиши ва узоқ ёз давомида ҳароратнинг даврий қизиш ва қишки ҳисобий ҳарорат таъ-

сирида совуши эътиборга олинади. Бундай масалани ечишда бетоннинг бир жинсизлик хоссалари ва ҳароратнинг нотекис ўзгариши ҳисобга олиниши керак. Иссиқлик оқими элементнинг бош ўқиға бурчак остида таъсир этганда темирбетон элементларида баён этилган усул билан ҳисобланади.

Бунинг учун бутун юза «у» ва «z» ўқи бўйича кичик юзачаларга бўлинади. Ҳар бир кичик юзача ўзининг маълум ҳароратига эга (14.3-расм).

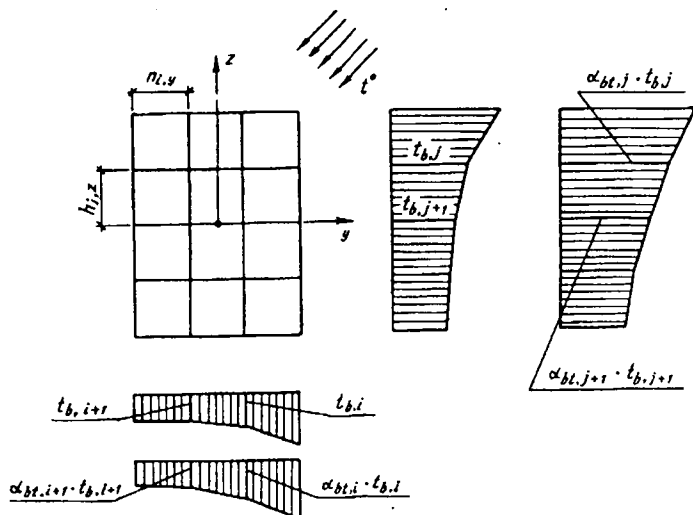
Темирбетон элемент нотекис қизиган ҳолда унинг ўқи қуйидаги тартибда деформацияланади (чўзилиш зонаси дарз кетмаган ҳол учун)

— элемент ўқининг узайиши :

$$\epsilon_t = \frac{\sum_{i,j=1,l}^{ny,nz} A_{red,ij} \cdot \epsilon_{t,ij} + A_{s,red} \epsilon_s + A'_{s,red} \epsilon'_s}{A_{red}} \quad (14.9)$$

у ва z ўқларига нисбатан элемент ўқининг эгрилиги

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{t,y} = \frac{K_y + \sum_{i,j=1,l}^{ny,nz} A_{red,ij} Z_{b,ij} \epsilon_{t,ij} + \sum_{i,j=1,l}^{ny,nz} \left(\frac{1}{r}\right)_{f,ij,y} J_{red,ij,y}}{J_{red}};$$



14.4-расм. Иссиқликнинг тарқалиш тарҳи.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{t,z} = \frac{K_Z + \sum_{i,j=1,1}^{ny,nz} A_{red,ij} \cdot y_{b,ij} \epsilon_{b,ij} + \sum_{i,j=1,1}^{ny,nz} \left(\frac{1}{r}\right)_{t,ij,z} J_{red,ij,z}}{J_{red}}. \quad (14.10)$$

Бетон кесимининг (i, j) қисмидаги узайиш $\epsilon_{t,ij}$ ва эгри-ликлар $\frac{1}{r}$ қуйидаги формулалардан аниқланади:

$$\epsilon_{t,ij} = \frac{\alpha_{bt,i} t_{b,i} + \alpha_{b,t,i+1} t_{b,i+1} + \alpha_{bt,j} t_{b,j} + \alpha_{b,t,j+1} t_{b,j+1}}{4}; \quad (14.11)$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{t,ij,y} = \frac{\alpha_{bt,j} t_{b,j} - \alpha_{b,t,j+1} t_{b,j+1}}{h_{j,z}};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{t,ij,z} = \frac{\alpha_{bt,i} t_{b,i} - \alpha_{b,t,i+1} t_{b,i+1}}{h_{i,j}}; \quad (14.12)$$

Арматуранинг узайишлари

$$\epsilon_s = \alpha_{st} t_s; \quad \epsilon'_s = \alpha_{st} t'_s \quad (14.13)$$

бўлади. Формулалар таркибига кирган

$$A_{red}; A_{red,ij}; A_{s,red}; A'_{s,red}; \quad (14.7)$$

$$\text{ва } y_{b,ij}; y_s; y'_s; Z_{b,ij}; Z_{s,ij}; J_{red}; J_{red,x}; J_{red,y} \quad (14.8)$$

каби миқдорлар СНиП 2.03.04.-08 дан [12] олинади; қолган миқдорлар 14.4-расмдаги тарх бўйича қабул қилинади.

Кесимнинг i, j қисмида бетонда вужудга келадиган кучланиш қуйидаги формулалардан аниқланади:

а) ҳарорат кесим бўйича чизиқсиз тарқалганда қизишдан ҳосил бўлган чўзилиш кучланиш:

$$\sigma_{bt,ij} = \left[\epsilon_t - \epsilon_{t,ij} + \left(\frac{1}{r}\right)_{t,ij,y} Z_{b,ij} + \left(\frac{1}{r}\right)_{t,ij,z} y_{b,ij} \right] E_b \beta_{b,ij} \bar{V}_{b,ij}; \quad (14.14)$$

б) қисқа муддатли қизишдан ҳосил бўлган сиқилиш кучланиши:

$$\sigma_{b,ij} = \frac{N_x}{A_{red}} + \left(\frac{M_y}{B_y} Z_{b,ij} + \frac{M_z}{B_z} y_{b,ij} \right) E_b \epsilon_{b,ij} \bar{V}_{b,ij}; \quad (14.15)$$

в) совиш жараёнида бетондаги киришиш ва тоб ташлаш таъсирида ҳосил бўладиган чўзилиш кучланиши:

$$\sigma_{csc,ij} = \left[\epsilon_{csc} - \epsilon_{csc,ij} - \epsilon_{c,ij} + \left(\frac{1}{r} \right)_{csc,ij,y} Z_{b,ij} + \left(\frac{1}{r} \right)_{csc,ij,z} y_{b,ij} \right] b_b, \quad (14.16)$$

(14.14) ва (14.16) формулаларда M_y , M_z ва N_x - “y” ва “z” ўқларига нисбатан эгувчи моментлар ва кесимнинг оғирлик марказига қўйилган бўйлама куч;

$\beta_{b,ij}$ ва $\bar{v}_i$ — СНИП дан [12] олинadиган коэффициентлар.

Темирбетон элементининг ўқи совуш вақтида қуйидагича деформацияланади (чўзилиш зонаси дарз кетмаган ҳол учун):

— элемент ўқининг қисқариши (киришиш ва тоб ташлаш таъсирида)

$$\epsilon_{csc} = \frac{\sum_{i,j=1,2}^{ny,nz} A_{red,ij} \epsilon_{csc,ij}}{A_{red}}; \quad (14.17)$$

“y” ва “z” ўқларига нисбатан элемент ўқининг эгрилиги

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r} \right)_{csc,y} &= \frac{\sum A_{red,y} \cdot \epsilon_{csc,ij} z_{b,ij}}{J_{red}} + \frac{\sum \left(\frac{1}{r} \right)_{csc,ij,y} J_{red,ij,y}}{J_{red,y}}; \\ \left(\frac{1}{r} \right)_{csc,z} &= \frac{\sum A_{red,z} \cdot \epsilon_{csc,ij} y_{b,ij}}{J_{red}} + \frac{\sum \left(\frac{1}{r} \right)_{csc,ij,z} J_{red,ij,z}}{J_{red,z}}; \end{aligned} \quad (14.18)$$

Бетон кесимининг (i, j) қисмидаги қисқариши $\epsilon_{csc,ij}$ ва эгрилик $\left(\frac{1}{r} \right)_{csc,ij,y}$ ва $\left(\frac{1}{r} \right)_{csc,ij,z}$ қуйидаги формулалардан аниқланади:

$$\begin{aligned} \epsilon_{csc,ij} &= \frac{\alpha_{cs,i} f_{bi} + \epsilon_{c,i} + \alpha_{cs,i+1} f_{b,i+1} + \alpha_{cs,j} f_{b,j} + \alpha_{cs,j+1} f_{b,j+1}}{4} + \\ &+ \frac{\alpha_{cs,j} f_{b,j} + \epsilon_{c,i+1} + \epsilon_{cj} + \epsilon_{c,j+1}}{4}; \end{aligned} \quad (14.19)$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r} \right)_{csc,ij,y} &= \frac{(\alpha_{cs,j} f_{b,j} + \epsilon_{c,j}) - (\alpha_{cs,j+1} f_{b,j+1} + \epsilon_{c,j+1})}{h_{j,z}}; \\ \left(\frac{1}{r} \right)_{csc,ij,z} &= \frac{(\alpha_{cs,i} f_{b,i} + \epsilon_{c,i}) - (\alpha_{cs,i+1} f_{b,i+1} + \epsilon_{c,i+1})}{h_{i,y}}. \end{aligned} \quad (14.20)$$

Келтирилган кесим юзаси қуйидаги формуладан аниқланади:

$$A_{red} = \sum_{i,j=1}^{ny,nz} A_{red,ij} + A_{s,red} + A'_{s,red}; \quad (14.21)$$

бу ерда $A_{red,ij}$; $A_{s,red}$; $A'_{s,red}$ — бетоннинг i, j қисмидаги келтирилган юза, S ва S' миқдорлар СНиП 2.03.04-84 дан [12] олинади.

Келтирилган юзанинг оғирлик маркази y_0 ва z_0 қуйидаги формулалардан аниқланади:

$$y_0 = \frac{S_{red,y}}{A_{red}}; \quad z_0 = \frac{S_{red,z}}{A_{red}}, \quad (14.22)$$

бу ерда $S_{red,y}$ ва $S_{red,z}$ — келтирилган юзанинг статик моменти бўлиб, қуйидаги формулалардан топилади:

$$S_{red,z} = \sum A_{red,ij} y_{b,ij} + A_s y_{s,i} + A'_s y'_{s,i};$$

$$S_{red,y} = \sum A_{red,ij} z_{b,ij} + A_s z_{s,i} + A'_s z'_{s,i}; \quad (14.23)$$

Бош ўққа нисбатан келтирилган кесимнинг инерция моменти қуйидаги формулалар билан аниқланилади:

$$J_{red,y} = \sum J_{red,ij,y} + \sum A_{red,ij} z_{b,ij}^2 + A_{s,red} z_s^2 + A'_{s,red} (z'_s)^2;$$

$$J_{red,z} = \sum J_{red,ij,z} + \sum A_{red,ij} y_{b,ij}^2 + A_{s,red} y_s^2 + A'_{s,red} (y'_s)^2; \quad (14.24)$$

бу ерда $y_{b,ij} = y_{ij} - y_0$; $z_{b,ij} = z_{ij} - z_0$; (14.25)

$$J_{red,ij,y} = \frac{A_{red,ij} h_{i,z}^2}{12}; \quad J_{red,ij,z} = \frac{A_{red,ij} h_{i,y}^2}{12}; \quad (14.26)$$

Юқоридаги формулага кирадиган қолган қийматлар СНиП 2.03.04-84 дан [12] олинади.

Шундай қилиб, «толасимон» модель бўйича ЭХМ да ҳисоблаш натижасида конструкциянинг вертикал ёки горизонтал сиртига таъсир этаётган қуёш радиациясининг қиздириши оқибатида бетондаги ҳароратнинг кўтарилиши натижасида ҳосил бўладиган кучланишларни ҳисобга олиш мумкин. Кўриб ўтилган услуб бўйича, қуёш нурлари элемент ўқиға бурчак остида таъсир этганда, нотекис қизиган темирбетон элементларни ҳисоблаш мумкин.

14.3. Иқлим шароитида ишлайдиган темирбетон конструкцияларини лойиҳалашдаги асосий омиллар

СНиП 2.03.01-84 га [12] биноан IV «а» иқлимий ҳудудида бевосита қуёш нури таъсирида бўладиган темирбетон конструкцияларни ҳисоблашда уларга қўшимча талаб-

лар қўйилади. Бундай талабларнинг қўйилишига қуйидаги омиллар сабабчидир.

Тажрибаларнинг кўрсатишича юқорида кўрсатилган иқлимий ҳудудда конструкциянинг қуёшга қараган сирти иссиқ кунларда 70°C га қадар қизир, ҳаво намлиги эса 20% га қадар пасаяр экан [7]. Тадқиқотларнинг кўрсатишича, бетон ҳарорати 50°C дан ортганда унинг физик-механик хоссаларида жиддий ўзгаришлар юз беради [7]. Бетон 60°C га қадар қиздирилганда унинг мустаҳкамлиги 5—25% камайиши тажрибада аниқланган.

Бетонни қуруқ иссиқ иқлим шароитида синалганда ҳам шунга ўхшаш натижалар олинган. Қуруқ иссиқ иқлим шароитидаги бетоннинг мустаҳкамлиги меъёрий шароитда қотган бетонга нисбатан 15—20% камдир. Бетон 60°C га қадар қиздирилганда унинг эластиклик модули 10—22% камаяди. Бундан кўринадики, бетон ҳароратининг ортиши, унинг эластиклик модули ва мустаҳкамлигига сезиларли даражада таъсир этар экан.

Қуруқ ва иссиқ иқлим бетоннинг киришиши ва тоб ташлашига ҳам сезиларли таъсир этади. Жумладан, ҳаво намлигининг 70 фоиз (меъёрий намлик) дан 30 фоизга қадар пасайиши бетоннинг киришиши ва тоб ташлашини 50 фоизга ошириши мумкин.

Тажрибалар ҳароратнинг кўтарилиши темирбетон элементларнинг деформацияларига ҳам таъсир этишини кўрсатди. Масалан, олдиндан зўриқтирилган темирбетон тўсинни 60°C қиздирилганда унинг солқилиги 40% га қадар ортган. Шундай қилиб, илмий изланишлар натижаси ҳарорат 50°C дан ортганда бетоннинг мустаҳкамлиги ва эластиклик модулининг пасайишини, деформацияларнинг эса ортишини кўрсатди. Шунинг учун темирбетон конструкцияларни лойиҳалаш жараёнида ана шу омилларни эътиборга олиш зарур. Чет эл меъёрларида юқори ҳароратни 45°C дан бошлаб ҳисобга олиш тавсия этилади.

IV «а» иқлимий ҳудуд учун (14.2-расм) мўлжалланган темирбетон конструкцияларни лойиҳалашда эътиборга олиниши зарур бўлган қўшимча талаблар қуйидагилардан иборат:

1. Қизиган бетоннинг эластиклик модули E_b нинг қийматини $\gamma_{67} = 0,85$ коэффициентига кўпайтириш орқали камайтирилиши лозим.

2. Олдиндан зўриқтирилган конструкцияларда бетоннинг киришиши ва тоб ташлаши эвазига арматурадаги кучланишлар йўқотилишининг 50% га ортиши ҳисобга олинishi лозим.

3. Ҳарорат таъсирида ҳосил бўлган деформация эътиборга олинishi зарур.

Юқоридаги талабларнинг эътиборга олинishi, IV «а» иқлимий ҳудуд учун мўлжалланган конструкциялар мустаҳкамлигини меъёрий иқлимий шароитга мўлжалланган конструкциялар мустаҳкамлиги даражасида лойиҳалаш имконини яратади. Агар лойиҳа жараёнида бу талаблар ҳисобга олинмаса, у ҳолда конструкция муддатидан илгари емирилиши мумкин.

Бундай ҳудудларда муддатидан илгари емирилган темир-бетон конструкцияларга кўплаб мисол келтириш мумкин. Ўрта Осиё темир йўллариининг бир участкасида темирбетон шпаллар 7—9 йилда ишдан чиқа бошлади, бироқ мутахассисларнинг фикрига кўра бундай шпаллар меъёрий шароитда 70 йилдан ортиқ хизмат қилиши лозим эди.

Солор тозалаш иншоотларининг суюқлик сақланадиган резервуарлари, Тошкент тўқимачилик комбинатига қарашли қатор иншоотлар ва бошқа конструкцияларда температуравий киришиш натижасида беркитиш қийин бўлган жуда кўп ёриқлар пайдо бўлган. Ўзбекистон ҳудудидаги автомобиль йўлларига бетон қопламалари ётқизилгандан сўнг маълум вақт ўтганидан кейин бу қопламаларнинг бир қисми бузила бошлади. Бу эса йўлни таъмирлаш ишларини қимматлаштириб, хизмат муддатининг меъёрга нисбатан 2—3 маротаба қисқаришига олиб келди.

ҚМҚ 2.03.01.-96 га [4] мувофиқ куруқ иссиқ иқлим шароитида бевосита қуёш нури тушиб турадиган темирбетон конструкцияларига қўшимча талаблар қўйилади. Уларга ёпма плиталари (агар иссиқлик изоляцияси мавжуд бўлмаса), балкон плиталари, биноларнинг ташқи деворлари, очиқ эстакадаларнинг устун ва сарровлари, муҳандислик иншоотлари, новлар, силослар, элеваторлар, резервуарлар, шпаллар ва бошқа конструкциялар киради.

Қўшимча талабларни ҳисобга олиш кўпинча темирбетон конструкцияларнинг қимматлашувига олиб келади. Қимматлашув сабаблари шундан иборатки, қуруқ ва иссиқ иқлим шароитида ишлайдиган конструкцияларнинг деформацияланиши ва ёрилишбардошлигини меъёрий шароитда ишлайдиган элементларга тенглаштириш учун бетоннинг мустаҳкамлигини бир синфга ошириш ва арматура сарфини 10% га кўпайтиришга тўғри келади. Ёки темирбетон конструкциясининг ҳақиқий ҳолатини ва хизмат муддатини аниқлаш учун бундай иқлим шароитида тайёрланадиган ва ишлатиладиган конструкцияларни нафақат ташқи кучлар таъсирига, балки ҳарорат ва намликнинг таъсирига ҳам ҳисоблаш лозим.

15-боб

ТОШ-ҒИШТ ВА АРМАТУРАЛИ ТОШ КОНСТРУКЦИЯЛАР

15.1. Тош-ғишт конструкциялари ҳақида умумий маълумотлар

Табиий тошдан ишланган конструкциялар инсоният тарихида биринчи қурилиш конструкциялари бўлган. Тош асридаёқ табиий тошдан дастлабки иншоотлар қурилган. Жамиятнинг ишлаб чиқариш кучлари тараққий этиши билан йўнилган тош, биринчи сунъий тош — хом ғишт ва ниҳоят пишиқ ғишт ишлатила бошланди.

Бизнинг эрамізгача III асрда Хитой деворининг бир қисми пишиқ ғиштдан қилинганлиги ҳақида маълумотлар мавжуд. Пишиқ ғишт эраміздан 2000 йил олдин пайдо бўлган. Тош материаллари сиқилишга чўзилишга нисбатан яхши қаршилиқ кўрсатади. Шунинг учун улар асосан сиқилишга ишлайдиган элементларда фойдаланилган.

Арматурали тош конструкциялар, яъни пўлат арматура қўйилган конструкциялар XIX асрда пайдо бўлди.

Марказий Осиё ўзининг маданий ва меъморий ёдгорликлари билан дунёга донг таратган ўлкадир. Кўҳна ва навқирон юртимизда тош-ғиштдан қурилган меъморий обидалар ҳозирги кунда ҳам Бухоро, Самарқанд, Хива, Тошкент шаҳарларида, Сурхон ва Фарғона водийларида

қад кўтариб турибди. Шаҳарларда сарой, маъмурий бинолар, марказий майдонларда — Регистон бунёд этилган. Шаҳарларнинг ўз жоме масжиди бўлган ва у шаҳарнинг марказий қисмида миноралар билан бирга қурилган. Бундай биноларни бунёд этишда асосий қурилиш ашёси сифатида гишт-тошдан фойдаланилган. Монументал меъморчиликда аввал хом гиштлардан, кейинчалик эса пишиқ гиштлардан фойдаланилган. Бинода гиштдан гумбаз, равоқ ва пештоқлар ишлана бошланган. Бухородаги Самонийлар мақбараси пишиқ гиштдан қурилган биринчи бинолардандир. XI асрда гишт кўпинча лой билан терилган. XII асрга келиб эса гишт ганч билан терила бошланган, яъни бинонинг мустаҳкамлиги анча ошган.

Бухородаги жоме масжидининг «Калон» минораси аввалига икки маротаба қулаганидан сўнг, учинчи маротаба 427 йилда гиштдан қайта тикланган. Деворнинг қалинлиги ўртача 80 — 90 см ни ташкил қилади, бурчакларда пештоқ, равоқларда, яъни гумбаз ва равоқлардан тушаётган юкларни кўтараётган деворлар гиштлардан терилган.

Замонлар ўзгарган ва вақт ўтган сари равоқ, гумбаз ва пештоқлар ўлчами ҳам катталаша борди. Масалан: Биби-хоним мақбараси пештоқининг ўлчами 19 м, Шаҳрисабздаги Оқсаройнинг гумбази диаметри 22 м, Самарқанддаги Улуғбек хонақоҳи гумбази Шарқда энг катта гумбаз қаторига кирган эди. Буларни бунёд этишда фақат гиштдан фойдаланилган.

Меъморчиликда янги турдаги бинолардан бири — Бухородаги Чор минордир. У ўзининг кўркам тўрт минораси ва гумбази билан бошқа иншоотлардан ажралиб туради. Хивадаги Тош ҳовли, Кўқондаги Худоёрхон Ўрдаси, Самарқанддаги Амир саройлари қурилишида оддий гиштлар ишлатилган.

Тош-гишт конструкцияларининг оловбардошлиги, тайёрлашнинг осонлиги, чидамлилиги, улардан фойдаланишда кам маблағ сарфланиши бу хил конструкциянинг афзаллигидир.

Массасининг оғирлиги, қуришда қўл меҳнатининг кўп сарф бўлиши эса унинг камчилиги ҳисобланади.

Ҳозирги вақтда тош-гишт конструкциялари асосан девор ҳамда устунларни қуришда ишлатилади.

15.2. Тош-ғишт ва арматурали тош конструкциялари учун ишлатиладиган материаллар

Тош-ғиштлар келиб чиқишига кўра, табиий ёки сунъий тошларга бўлинади.

Табиий тошлар тош карьерларидан қазиб олинади. Сунъий тошлар эса табиий шароитда ёки юқори температура остида пиширилади.

Тошлар катта-кичиклигига қараб, баландлиги 50 см ва ундан ортиқ бўлган йирик (блоклар), баландлиги 20 см гача бўлган майда донали тошлар ҳамда баландлиги 6,5; 8,8 ёки 10,3 см, пландаги ўлчамлари эса 25×12 см ли ғиштларга ажратилади.

Тош материалларига қуйидаги асосий талаблар қўйилади:

Тош материаллари мустаҳкам, чидамли, иссиқ ўтказмайдиган бўлиши керак. Тошнинг мустаҳкамлиги унинг маркаси билан белгиланади. Тошларнинг маркаси улардан тайёрланган намуналарнинг сиқилишдаги муваққат қаршилиги бўйича аниқланади, ғиштнинг маркаси эса унинг сиқилишдаги ва эгилишдаги мустаҳкамлиги бўйича белгиланади.

Тош материаллари мустаҳкамлиги бўйича қуйидаги гуруҳларга бўлинади:

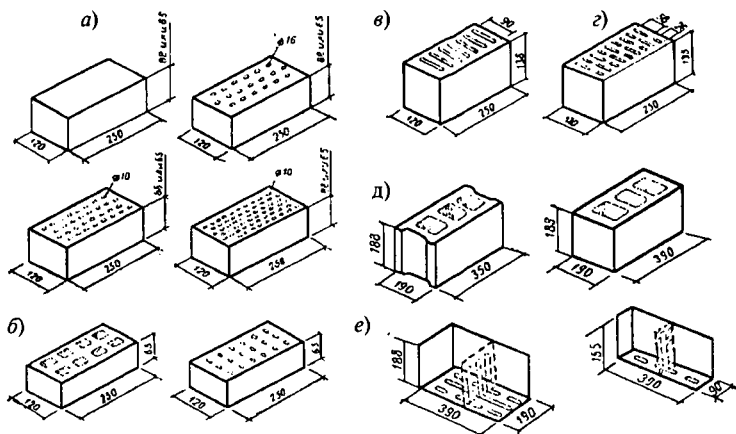
- юқори мустаҳкамли (М300-1000)
- ўртача мустаҳкамли (М35-250)
- паст мустаҳкамли (М4-25)

Бўшлиқли ва қатламли тошларнинг маркаси конструкциядаги ҳолати бўйича синалиб топилади.

Совуққа чидамлилиги бўйича тош материалларнинг F10, 15, 25, 35, 50, 100, 150, 200 ва 300 маркалари мавжуд. Бунда рақамлар намуна чидайдиган музлатиш ва эритиш цикллари сонини билдиради.

А). Сунъий тошлар. Ғишт — оддий пишиқ, силикатли, шлакли, бўшлиқли; ўлчамлари 250×120×65 (103,88) маркаси 50—200 гача бўлади (15.1-расм. қар.).

Б). Табиий тошлар. Конларда тоғ жинсларидан олинади. Уларга доломит, охактош, мрамор, гранит, туф ва бошқалар кирази.



15.1-расм. Тош ва ғиштларнинг турлари:

а—пластик пресланган ғишт; б—ярим қуруқ ҳолда пресланган ғишт; в,г—бўшлиқли керамик тошлар; д,е—бўшлиқли бетон тошлар.

Қурилиш қоришмалари

Қоришмалар алоҳида тошларни ўзаро боғлаб, яхлит материал-тош терими (кладка)ни ҳосил қилади. Горизонтал чоклардаги қоришма юқоридан тушадиган юкларнинг пастки қаторга текис берилишини (ўтказилишини) таъминлайди, бу эса теримнинг мустаҳкамлигини оширади.

Боғловчилар турига кўра қоришмалар қуйидагиларга бўлинади: цементли, оҳакли ва аралаш (мураккаб), баъзида лойли қоришмалар ҳам ишлатилади. Қоришмаларнинг мустаҳкамлиги уларнинг маркасини белгилайди: М 4, 10, 25, 50, 75, 100, 150 ва 200. Қоришманинг маркази, ўлчами 7,07×7,07×7,07 см бўлган куб намуналарини 28 кундаги сиқилишдаги мустаҳкамлиги (кг/см²) қийматини кўрсатади.

Қоришманинг маркази теримнинг гуруҳига кўра танланади.

Пўлат арматура: тош теримларни арматуралаш учун А-I, А-II ва В-I Ø 3—8мм синфли арматуралар ишлатилади.

Арматураланмаган тош терими Теримнинг сиқилишдаги мустаҳкамлиги

Оддий теримда қоришма таркибининг ножинслиги; чокда қоришманинг нотекис қотиши, ғишт териш пайтидаги нотекис босим ва ҳ.к. туфайли теримнинг бир қато-

ридан иккинчи қаторига горизонтал чок орқали бериладиган босим нотекис, айрим нуқталар бикирлиги катта участкалар орқали ўтказилади. Шунинг учун ҳатто текис тарқалган юк таъсирида ва марказий сиқилган терим ҳолатида ҳам гишт ҳудуди бикирлиги ҳар хил бўлган плитадек ишлайди.

Бунинг натижасида тошлар нафақат сиқилишга, шу билан бирга эгилишга ва қирқилишга ишлайди.

Терим сиқилганда тошларда ва горизонтал чокларда кўндаланг деформациялар ҳосил бўлади. Одатда қоришманинг кўндаланг деформацияси тошникидан кўра кўп бўлади. Уларнинг орасида боғланиш бўлгани учун улар эркин деформациялана олмайди. Шунинг учун горизонтал чокларда уринма кучланишлар пайдо бўлиб, тошларда чўзилиш кучланишларининг ошишига олиб келади. Бу кучланишлар қоришма мустаҳкамлигига тескари пропорционал бўлади, шунинг учун қотмаган (тоза қоришмали) теримнинг мустаҳкамлиги жуда кам бўлади.

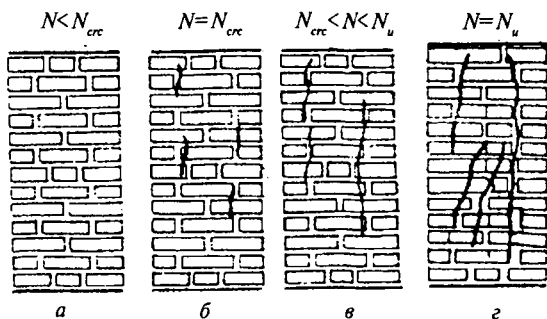
Сиқиладиган гишт теримининг ишида тўртта босқични кузатиш мумкин (15.2-расм).

I босқич теримни ёриқларсиз ишлаши билан белгиланади. Юк ошиши билан баъзи гиштларда вертикал ёриқлар пайдо бўлади ва баландлик бўйича 1—3 қаторга тарқалади. Бу ҳолат теримнинг II босқичига тўғри келади. II босқичдаги ёриқлар ҳали хавфли бўлмайди, чунки улардаги юк миқдори оширилмаганлиги сабабли, ёриқлар ривожланмайди. Ёриқларнинг ҳосил бўлиши хавф-хатар белгиси бўлиб, юк миқдорини ошириш мумкин эмаслигини кўрсатади.

Бу босқич айниқса юқори маркали ($R_2/75$) қоришмаларда бажарилган теримлар учун хавфлидир, чунки бундай теримларда II босқичда кучланиш терим мустаҳкамлигининг 50—70% ни ташкил этади.

Юк яна оширилганда, алоҳида вертикал ёриқлар баландлиги бўйича бир-бири билан бирлашиб теримни алоҳида устунларга бўлиб юборади. Бундай ҳолат терим ишининг III босқичини белгилайди. Теримдаги кучланиш мустаҳкамлик чегарасининг 80—90% ни ташкил этади.

IV босқичда юк миқдори яна ҳам оширилганда теримда ҳосил бўлган вертикал устунчалар устуворлигини йўқотиши натижасида бузилиш содир бўлади.



15.2-расм. Теримнинг сиқилишдаги 4-босқичи.

Юқорида келтирилганлардан кўриниб турибдики, теримнинг мустаҳкамлик чегараси ҳамма вақт, қандай юқори маркали қоришма ишлатилишидан қатъи назар, тошнинг мустаҳкамлигидан кичик бўлади.

$$R = AR_1 \quad (15.1)$$

A — конструктив коэффициент; гишт терими учун $A = 0,5-0,6$, харсангтош учун $A = 0,15-0,25$. Тажрибаларнинг кўрсатишича, теримнинг сиқилишдаги мустаҳкамлигига тошнинг мустаҳкамлиги ва ўлчамлари, шакли, ундаги бўшлиқлар, қоришманинг мустаҳкамлиги ва пластик хоссалари, теримнинг сифати, чокларнинг боғланиши каби кўп омиллар таъсир этади.

Қоришманинг маркаси М75 гача оширилса, теримнинг мустаҳкамлиги ошади. Ундан юқорида эса мустаҳкамлик деярли ошмайди. Шунинг учун теримда қоришма маркасини М75 дан ошириш мақсадга мувофиқ эмас.

Теримнинг чўзилишдаги, қирқилишдаги ва эгилишдаги мустаҳкамлиги

Чўзилиш ва қирқилишда теримнинг синиши асосан қоришма билан тош орасидаги боғланишнинг бузилиши натижасида содир бўлади. Заиф қоришмаларда ёки паст мустаҳкамли тошларда бузилиш чоклар бўйича бўлиши мумкин.

Тош теримининг мустаҳкамлиги қўйиладиган кучнинг йўналишига, теримнинг чўзилишига, эгилишига ва қир-

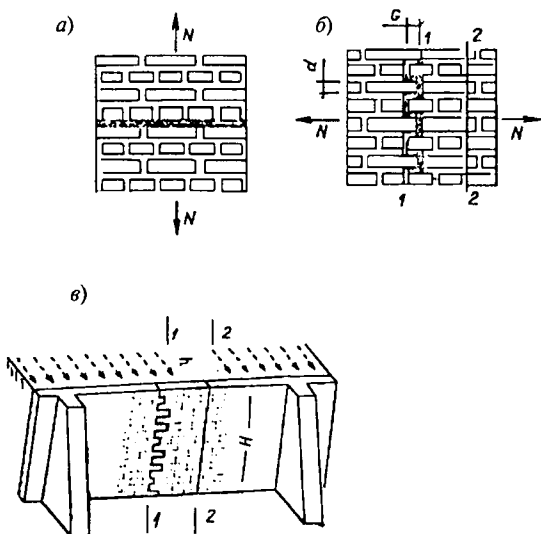
қилишига, боғланмаган горизонтал ва боғланган кесим бўйича ёрилишига (синишига) боғлиқ бўлади.

Боғланмаган кесим бўйича емирилиш зинасимон кесим чоклар бўйича 1—1, боғланган кесим бўйича емирилиш эса тўғри чизиқли тош ва вертикал чоклар бўйича кесим 2—2 содир бўлади (15.3-расм).

Теримнинг боғланган чоклар бўйича мустаҳкамлиги боғланмаган чоклар бўйича мустаҳкамлигидан кўра анча юқори (2 марта) бўлади. Шунинг учун конструкцияларда теримнинг боғланган чоклар бўйича ишлашини таъминлаш зарур.

Тош теримининг деформатив хоссалари

Тош терими эластик ва пластик материал ҳисобланади. Юк остида унда нафақат эластик (қайта тикланувчи), шу билан бирга пластик (қайта тикланмайдиган) деформациялар ҳам содир бўлади. Теримнинг деформатив хоссалари унинг деформацияланиш модули билан белгиланади (15.4-расм).



15.3-расм. Теримнинг боғланган (б,в) ва боғланмаган (а) чоклари бўйича ишлаши.

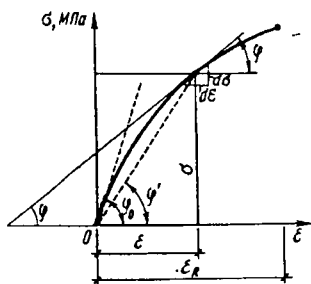
Теримнинг деформацияланиш модули ўзгарувчан қиймат бўлиб, кучланишга ва кучнинг таъсир этиш муддатига боғлиқ бўлади:

$$E = \operatorname{tg} \varphi = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \quad (15.2)$$

Юкланишнинг бошланғич босқичидаги ($\sigma < 0,2R$) деформацияланиш модули эластик ёки бошланғич деформацияланиш модули деб айтилади:

$$E_0 = \operatorname{tg} \varphi_0 \quad (15.3)$$

Ўртача деформацияланиш модули



15.4-расм. Теримнинг сиқилишда деформацияланиши.

$$E_{yp} = \operatorname{tg} \varphi' = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (15.4)$$

Ҳисоб ишларини енгиллаштириш учун, E_0 амалда қуйидаги формула бўйича топилади;

$$E_0 = \alpha R_u, \quad (15.5)$$

бу ерда α — теримнинг эластиклик характеристикаси.

R_u — теримнинг сиқилишдаги муваққат қаршилиги.

Деформацияланиш модули эса, эксплуатацион юklar таъсирида

$$(\sigma = (0,3 - 0,5) R_u) \text{ ва } E = 0,8 E_0 = 0,8 \alpha R_u \quad (15.6)$$

формула билан топилади. Бунда α — ҚМҚ [4] бўйича, теримнинг тури ва қоришма маркасига кўра жадвалдан топилади ($\alpha = 200 \dots 1500$ гача ўзгаради).

15.3 Тош-ғишт конструкцияларини мустаҳкамликка ҳисоблаш

Тош конструкциялари ҳам темирбетон, металл конструкциялари каби чегараланган ҳолатлар усулининг 2 гуруҳи бўйича ҳисобланади:

Биринчи гуруҳ — юк кўтариш қобилияти бўйича (мустаҳкамлиги ва турғунлиги бўйича).

Иккинчи гуруҳ — ёриқларнинг ҳосил бўлиши, очилиши ва деформациялар бўйича. Теримнинг ҳисобий қаршилиги унинг муваққат мустаҳкамлигини теримнинг хавфсизлик коэффициентига бўлиш орқали топилади:

$$R = R_u / k \quad (15.7)$$

бу ерда k — хавфсизлик коэффициенти.

$k = 2$ — гишт ва блоклардан қилинган терим учун,

$k = 2,5$ — вибрацияланган терим учун.

Теримнинг тури, тош ва қоришманинг маркасига кўра теримнинг ҳисобий қаршилиги СНиП[14] келтирилган.

Марказий сиқилган элементлар. Сиқиладиган элементларнинг мустаҳкамлиги нафақат теримнинг мустаҳкамлигига, балки уларнинг эгилувчанлигига ҳам боғлиқ бўлади. Элементнинг эгилувчанлиги унинг ҳисобий узунлигини — l_0 , кўндаланг кесимининг инерция радиусига — r_{min} нисбатидан топилади:

$$\lambda^h = l_0 / h \text{ ёки } \lambda^h = l_0 / r_{min} \quad (15.13)$$

Кичик эгилувчан элементлар одатда теримдаги кучланишни мустаҳкамлик чегарасига етганида ($\sigma = R$) емирилади: $N \leq RA$.

Юқори эгилувчан элементларда емирилиш турғунлигининг йўқолиши натижасида содир бўлади. Бунда теримдаги кучланиш чегаравий мустаҳкамликдан кичик бўлади ($\sigma < R$). Мустаҳкамликнинг бундай камайиши ҳисоб ишларида бўйлама эгилиш коэффициенти $\varphi < 1$ деб олинади.

Шундай қилиб, марказий сиқилган элементнинг юк кўтариш қобилияти қуйидаги кўринишга эга бўлади:

$$N < m_g \varphi RA \quad (15.14)$$

бунда N — ҳисобий бўйлама куч, R — теримнинг ҳисобий қаршилиги, φ — бўйлама эгилиш коэффициенти, элементнинг эгилувчанлиги ва теримнинг эластиклик хусусиятига кўра жадвалдан олинади;

A — элементнинг кўндаланг кесими юзаси;

m_g — узоқ муддатли юklar таъсирини ҳисобга оладиган коэффициент.

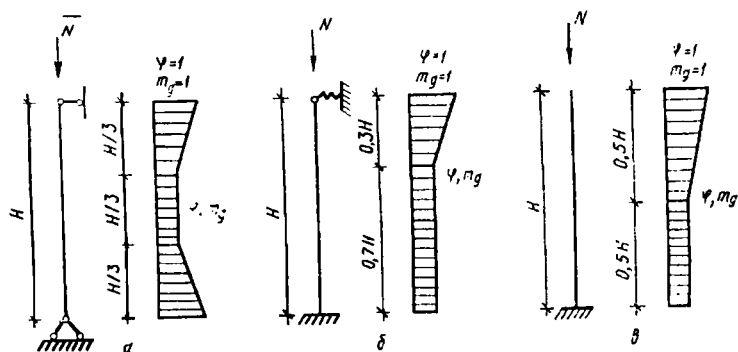
$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N} \quad (15.15)$$

N_g — узоқ муддатли юklarдан ҳосил бўлган ҳисобий бўйлама куч.

η — эгилувчанликка боғлиқ бўлган коэффициент, теримнинг тури ва эгилувчанлигига кўра СНиП[14] олинади.

Бўйлама эгилиш коэффициенти φ ва m_g элемент узунлиги бўйлаб эпюрада кўрсатилганидек қабул қилинади (15.5-расм). Бунда ҳисобий узунлик элемент учларини қандай бириктирилганига боғлиқ бўлади.

Маҳаллий сиқилиш (эзилиш). Тўсин, плита, ферма, устунларни деворларга таянган жойларида маҳаллий сиқилиш (эзилиш) юзага келади. Маҳаллий сиқилишда, юк теримнинг тўла юзасига эмас, фақат унинг маълум бир қисмига (A_0) берилади. Теримнинг маҳаллий сиқилишга қаршилиги, марказий сиқилишдагидан кўра кўп бўлади, чунки теримнинг юкланмаган қисми, юкланган қисмининг кўндаланг деформациясига қаршилик кўрсатиб, унинг мустаҳкамлигини оширади.



15.5-расм. φ ва m_g коэффициентлар қийматларининг сиқилган элемент узунлиги бўйича ўзгариши.

Теримнинг маҳаллий сиқилишдаги ҳисобий қаршили-
ги:

$$R_{loc} = \xi R; \quad \xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_{loc}}} \leq \xi_1 \quad (15.16)$$

формуладан топилади.

бу ерда R — теримнинг марказий сиқилишдаги ҳисобий қаршилиги; A — кесимининг ҳисобий юзаси. A_{loc} — эзи-
лиш юзаси, юк тушадиган юза.

Теримнинг материалларига ва юкнинг қўйилиш жойи-
га боғлиқ чегаравий коэффицент — ξ_1 ҚМҚ олинади.

Маҳаллий сиқилишда (эзилишда) кесимнинг ҳисобий
юзаси 15.6-расм бўйича топилади:

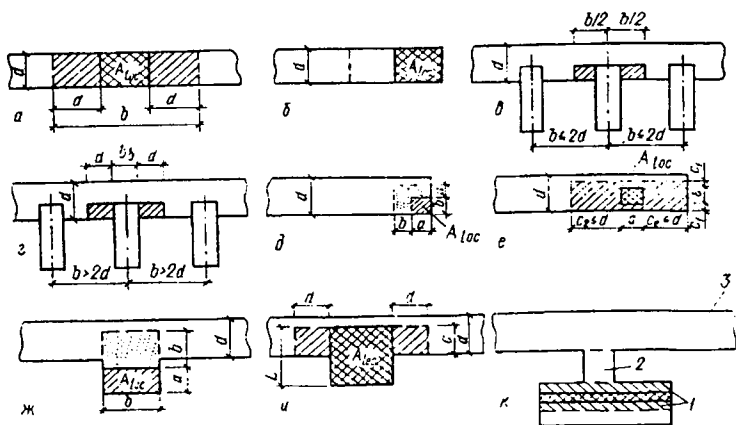
Тош теримини маҳаллий сиқилишга мустаҳкамлиги
ҳисоби қуйидаги формула бўйича бажарилади.

$$N_{loc} \leq \psi d R_{loc} A_{loc} \quad (15.17)$$

бу ерда $d = 0,5$ — ғишт ва виброғиштли терим учун.

$d = 1$ — бўшлиқли блоклар терими учун.

ψ — маҳаллий юклар босими эпюрасининг тўлалик ко-
эффиценти; $\psi = 1$ — текис тарқалган босим учун (тўртбур-
чак); $\psi = 0,5$ — учбурчак босим эпюраси учун.



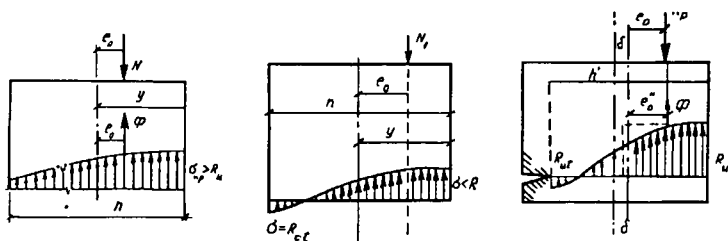
15.6-расм. Маҳаллий сиқилишда кесимларнинг ҳисобий
юзаларини аниқлаш.

Номарказий сиқилган элементлар. Номарказий сиқилиш тош конструкцияларининг энг кўп тарқалган тури ҳисобланади. Ташқи бўйлама куч элемент ўқиға нисбатан, бир оз бўлса ҳам елка билан таъсир этганда, номарказий сиқилиш содир бўлади. Шамол, кран, грунт босими таъсирида ҳосил бўлган эгувчи момент элементни номарказий сиқилишга олиб келади, бўйлама куч елкаси $e_0 = \frac{M}{N}$ топилади. Юпқа эгилувчан, қалинлиги 25 см гача бўлган марказий сиқилган элементлар ҳам тасодифий елка билан (1—2 см) ишловчи номарказий сиқилувчи элементлар каби ҳисобланадилар (15.7-расм).

Теримнинг кучланганлик ҳолати. Номарказий сиқилишда теримнинг бир қисми кўпроқ сиқилади (бўйлама куч таъсир қилган томони), иккинчи қисми эса камроқ сиқилади ёки катта елкаларда хатто чўзилиши ҳам мумкин.

Кичик елкаларда бўйлама куч кесимнинг ўзаги (ядро-си) чегарасида таъсир этганда, кучланишлар эпюраси бир хил ишорали бўлади ва элементнинг емирилиши кўпроқ сиқилган қирраси томонидан содир бўлади.

Катта елкаларда кучланишлар эпюраси икки ишорали бўлади, чўзилган қисмдаги кучланишлар теримнинг чўзилишидаги мустаҳкамлигига етганида горизонтал чокларда ёриқлар пайдо бўлади ва теримнинг бу қисми ишдан чиқади. Ҳисоб ишларини енгиллаштириш учун, кучланишнинг эгри чизиқли эпюраси тўртбурчакли эпюра билан алмаштирилади.



15.7-расм. Теримда кучланганлик ҳолатининг куч эксцентриситетига кўра ўзгариши.

Номарказий сиқилган элементларнинг мустаҳкамлик шарти қуйидаги кўринишга эга бўлади:

$$N \leq m_g \varphi_1 R A_c \omega \quad (15.18)$$

Формулада A_c кучланишлар эпюраси тўғри тўртбурчак шаклида бўлганда, сиқилган кесимнинг юзаси, шу юза ва унинг оғирлик маркази ҳисобий бўйлама куч N қўйилиш нуқтаси билан устма-уст тушиш шартидан фойдаланиб топилади. A_c — юзанинг чегараси, шу юзанинг ўз оғирлик марказига нисбатан статик моментини нолга тенглик шартидан аниқланади. $A_c = b \cdot h_0$ ва $h_0 = h - 2e_0$.

У ҳолда тўғри тўртбурчакли кесим учун:

$$A_c = A \left(1 - 2 \frac{e_0}{h} \right) \quad (15.19)$$

бу ерда:

$$\varphi_1 = \frac{(\varphi + \varphi_c)}{2}. \quad (15.20)$$

R — теримнинг сиқилишдаги ҳисобий қаршилиги.

A — элементнинг кўндаланг кесим юзаси.

h — эгувчи момент йўналиши текислигидаги кесимнинг баландлиги.

e_0 — ҳисобий куч N нинг оғирлик марказига нисбатан елкаси.

φ — бўйлама эгилиш коэффиценти.

Эгувчи момент таъсири текислигида тўла кесим ва e_0 бўйича топилади.

φ_c — кесимнинг сиқилган қисми бўйича бўйлама эгилиш коэффиценти ҳақиқий баландлик H ва кесим бўйича топилади:

$$\lambda_{hc} = \frac{H}{h_c} \text{ ёки } \lambda_{ic} = \frac{H}{i_c}$$

Бунда h_c ва i_c — эгувчи момент таъсир этадиган текисликдаги кўндаланг кесим сиқилган қисм A_c нинг баландлиги ва инерция радиуси.

Элементнинг баландлиги бўйича турли ишорали моментлар таъсир этганда, мустаҳкамлик бўйича ҳисоблар эгувчи моментларнинг энг катта қийматли кесими учун бажарилиши лозим.

Бўйлама эгилиш коэффициенти φ_0 элементнинг ҳар бир қисми учун бир хил ишорали моментлар чегарасида алоҳида аниқланади (H_1 ва H_2) (15.8-рasm).

Юкнинг таъсир этиш муддати ҳисобга оладиган коэффициент m_{g1} қуйидаги ифода бўйича топилади:

$$m_{g1} = 1 - \eta \frac{Ng}{N} \left(1 + 1,2 \frac{e_{0g}}{h} \right) \quad (15.21)$$

бу ерда:

Ng, e_{0g} — тегишли равишда узоқ муддатли юклардан ҳосил бўлган бўйлама куч ва унинг елкаси; $h \geq 30$ см ёки $i > 8,7$ см да коэффициент $m_{g1} = 1$ деб қабул қилинади.

h — (15.15) формуладаги коэффициент.

Номарказий сиқилишда кесимнинг кам юкланган қисми кўп юкланган қисмига ёрдам беради, яъни маҳаллий сиқилишнинг хусусий ҳоли деб қаралиши мумкин. Шунинг учун номарказий сиқилишда теримнинг ҳисобий қаршилигини 75% гача ошириш мумкин. Ҳисоблаш формулаларида бу таъсир ω орқали ифодаланган;

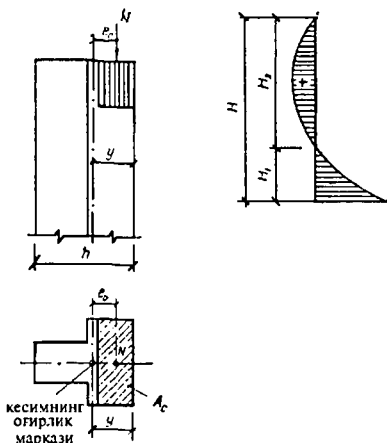
— тўғри тўртбурчак кесимлар учун:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} \leq 1,45,$$

— ихтиёрий шаклдаги кесимлар учун:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{2y} \leq 1,45,$$

бу ерда y — сиқилган кесим юзасининг оғирлик марказидан то чекка қисмигача бўлган масофа (15.8-рasm. қар.).



15.8-рasm. Номарказий сиқилган теримнинг ҳисобий тарҳи.

Ҳисобий бўйлама куч елкаси $e_0 > 0,7u$ бўлса, номарказий сиқиладиган элементлар мустаҳкамлигидан ташқари, чокларда ёриқларнинг очилиши бўйича ҳам ҳисобланиши лозим.

Эгилувчи элементлар

Эгилувчи элементлар эгувчи момент (M) ва кўндаланг куч (Q) таъсирига ҳисобланишлари лозим.

Эгилувчи элементлар мустаҳкамлиги бўйича M таъсирида қуйидаги формула орқали ҳисобланади:

$$M \leq R_{tb} W, \quad (15.22)$$

бунда M — ҳисобий эгувчи момент, R_{tb} — теримнинг эгилишдаги чўзилишга бўлган боғланган кесимлар бўйича ҳисобий қаршилиги,

W — терим кесимининг эластик ҳолда ишлагандаги қаршилиқ momenti,

Эгилишга ишлайдиган тош теримининг кўндаланг кучлар (Q) бўйича мустаҳкамлиги қуйидаги формула орқали текширилади:

$$Q < R_{tw} b z, \quad (15.23)$$

бу ерда R_{tw} — теримнинг эгилишдаги бош чўзувчи кучланишлар бўйича ҳисобий қаршилиги;

b — кесимнинг эни;

z — ички жуфт кучлар елкаси (тўғри тўртбурчакли кесим учун) $z = 2 / 3h$.

Марказий чўзиладиган элементлар

Марказий чўзилишга ишлайдиган элементларнинг (доира шаклдаги резервуарлар, силослар ва бошқалар) юк кўтариш қобилияти теримнинг боғланган чоклар бўйича мустаҳкамлиги билан белгиланади. Мустаҳкамлик шартин қуйидаги кўринишга эга бўлади:

$$N \leq R_t A_n, \quad (15.24)$$

бунда R_t — теримнинг марказий чўзилишдаги, боғланган кесимлар бўйича ҳисобий қаршилиги;

A_n — кесимнинг соф ҳисобий юзаси (вертикал чоклар ва бўшлиқлардан ташқари).

Марказий чўзилувчи тош конструкцияларда теримнинг боғланмаган чоклар бўйича ишлашига йўл қўйилмайди.

Қирқилишга ишловчи элементлар

Тош теримини горизонтал чоклар бўйича қирқилишга ҳисоблашда (масалан тиргак деворларда) қирқилишдаги ва чоклардаги ишқаланиш туфайли силжишдаги қаршилиги ҳисобга олинади:

$$Q \leq (R_{sq} + 0,8\mu\sigma_0) A, \quad (15.25)$$

бунда R_{sq} — теримнинг қирқилишга ҳисобий қаршилиги;
 μ — терим чоки бўйича ишқаланиш коэффиценти.

Ғишт терими учун: $\mu = 0,7$,

σ_0 — энг кам ҳисобий юкдан сиқилишдаги ўртача кучланиш (юк бўйича ишончлилиқ коэффиценти $\gamma_f = 0,9$ бўлгандаги);

n — теримнинг тўри ва бўшлиқлигини ҳисобга оладиган коэффицент: бўшлиқли тош ва ғишт учун $n = 0,5$; бўшлиқсиз тош ва ғишт учун $n = 1$;

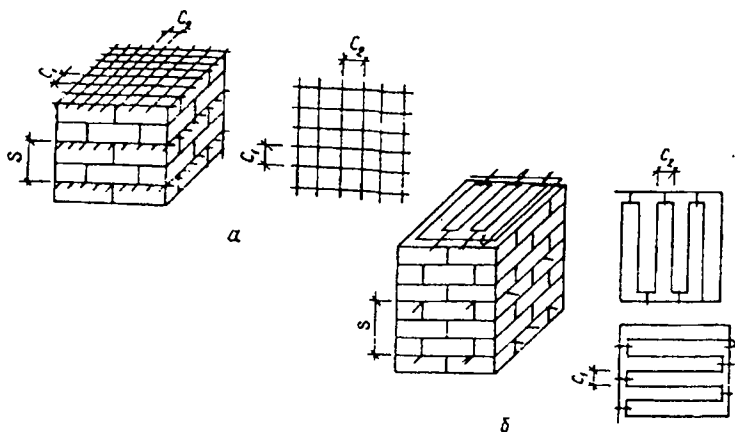
A — кесимнинг ҳисобий юзаси;

$0,8$ — ишқаланиш кучларининг чокни намланиши ва бошқа сабабларга кўра камайишини олдиндан ҳисобга олувчи коэффицент.

Арматураланган тош конструкциялари (теримлари)

Теримнинг мустаҳкамлигини ошириш учун у арматураланади. Арматуралаш кўндаланг ва бўйлама йўналишда бўлади.

Кўндаланг арматураланган теримлар. Кўндаланг арматуралашда арматура тўри горизонтал чокларга ётқизилади. Элемент сиқилганда тўрлар теримнинг кўндаланг деформацияланишига тўсқинлик қилади ва натижада унинг мустаҳкамлиги ошади.



15.9-расм. Кўндаланг арматураланган терим.

Теримда тўғри тўртбурчакли тўрлар ёки зигзаг шаклидаги тўрлар ишлатилади (15.9-расм).

Тўрлар диаметри камида 3 мм бўлган Вр-1 ёки А-1 синфли арматурадан тайёрланади. Арматуранинг диаметри стерженлар кесишган чокларда — 6 мм ва кесишмаган чокларда — 4 мм дан ошмаслиги лозим.

Стерженлар орасидаги масофани $3 \div 12$ см қилиб қабул қилиш тавсия этилади.

Тўрлар орасидаги масофа 40 см дан ошмаслиги зарур. «Зиг-заг» тўрлар 2 та қўшни чокда, бир-бирига тик йўналишда ўрнатилиши лозим. Тўрларни қўйилиши терим сиртидан 5 мм гача чиқиб турган арматуралар орқали назорат қилинади. Чоклар қалинлиги арматура диаметридан камида 4 мм ортиқ бўлиши лозим. Арматураланган тош терими учун маркаси камида 50 бўлган қоришмалар ишлатилади. Арматуранинг теримдаги миқдори, ҳажми бўйича арматуралаш фоизи орқали аниқланади:

$$\mu = \frac{V_s}{V_k} \cdot 100 \quad (15.26)$$

Бунда V_s ва V_k — тегишли равишда арматура ва теримнинг ҳажми.

Квадрат уяли, кесим юзаси A_{st} бўлган тўр учун

$$\mu = \frac{2A_{st}}{C \cdot S} \cdot 100 \quad (15.27)$$

Тўрли арматураларни ҳисоблашда арматура миқдори 0,1% кам ва 1% ортиқ бўлмаслиги лозим.

Кўндаланг арматуралашни марказий сиқиладиган элементларда ишлатиш мақсадга мувофиқдир. Номарказий сиқиладиган элементларда кўндаланг арматуралаш самарадорлиги куч елкаси ва элементнинг эгилувчанлигига боғлиқ бўлади. Елка ошиши билан тўрнинг самарадорлиги камайиб боради. ҚМҚга мувофиқ, бўйлама кучнинг елкаси, кесим ўзаги (ядроти) радиусидан катта бўлганда ҳамда эгилувчанлиги $\lambda_h > 15$ ва $\lambda_l > 53$ ҳолларда кўндаланг арматуралашни қўллашга рухсат этилмайди. Чунки кўндаланг арматуралаш терим мустаҳкамлигини оширмаслиги сабабли унинг фойдаси йўқ.

Марказий сиқилиш. Кўндаланг арматураланган элементлар ҳисоби, арматура қўйилмаган тош теримларни ҳисобидек, фақат арматураланган теримнинг сиқилишидаги ҳисобий қаршилиқнинг (R_{sk}) ошишини назарда тутиб ба-жарилади.

$$N \leq m_g \varphi R_{sk} A, \quad (15.28)$$

бунда N — ҳисобий бўйлама куч.

$R_{sk} \leq 2R$ кўндаланг арматураланган тош теримнинг марказий сиқилишидаги қаршилиги

$$R_{sk1} = R_1 + \frac{2\mu R_s}{100} \cdot \frac{R_1}{R_{25}} \leq 2R_1, \quad (15.29)$$

бунда қоришманинг мустаҳкамлиги 2,5 МПа дан катта бўлганда R_1/R_{25} нисбат 1 га тенг деб қабул қилинади;

R_s — арматуранинг теримдаги ҳисобий қаршилиги.

R_1 — арматурасиз тош теримининг кўрилаётган муддатдаги қаршилиги.

R_{25} — М25 маркали қоришма тош теримининг ҳисобий қаршилиги. φ — бўйлама эгилиш коэф-фициенти.

Эгилувчанлик ва арматуранинг теримнинг эластиклик характеристикаси орқали α_{sk} топилади:

$$\alpha_{sk} = \frac{\alpha R_u}{R_{sk,u}} \quad (15.30)$$

$$R_u = kR \quad (15.31)$$

$$R_{sk,u} = kR + \frac{2R_{sn}\mu}{100} \quad (15.32)$$

$R_{sk,u}$ — арматураланган тош ёки гишт теримининг сиқилишдаги муваққат қаршилиги.

Кўндаланг тўр арматурали теримнинг марказий сиқилишдаги арматуралаш фоизининг қиймати қуйидаги катталикдан ошмаслиги лозим.

$$\mu = 50 \frac{R}{R_s} \geq 0,1\% \quad (15.33)$$

Номарказий сиқилиш. Номарказий сиқилишда кўндаланг арматуралаш самарадорлиги пасаяди, чунки бунда арматуранинг фақат сиқиладиган қисми ишлайди холос.

Ҳисоб қуйидаги формула бўйича бажарилади.

$$N \leq m_{g1} \varphi_1 R_{skb} A_c \omega \quad (15.34)$$

ёки кесим юзаси тўртбурчак шаклдаги элемент учун:

$$N \leq m_{g1} \varphi_1 R_{skb} A \left(\frac{1-2e_0}{h} \right) \omega \quad (15.35)$$

Бунда кўндаланг арматураланган теримнинг номарказий сиқилишдаги ҳисобий қаршилиги М50 ва ундан ортиқ мустаҳкамли қоришмалардан қилинган теримлар учун қуйидагича топилади:

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \left(\frac{1-2e_0}{y} \right) \leq 2R \quad (15.36)$$

Қоришманинг маркаси М 25 дан кичик бўлса:

$$R_{skb} = R_1 + \frac{2\mu R_s R_1}{(100 R_{25})} \cdot \left(1 - \frac{2e_0}{y} \right) \leq 2R_1 \quad (15.37)$$

Кўндаланг арматурали теримнинг номарказий сиқилишдаги арматуралаш фоизи қуйидаги қийматдан ошмаслиги лозим:

$$\mu = \frac{50R}{\left(1 - \frac{2e_0}{y} \right) R_s} \geq 0,1\% \quad (15.38)$$

Бўйлама арматураланган теримлар. Мустаҳкамлиги етарли бўлмаган эгилувчи, чўзилувчи ва номарказий сиқилувчи элементларда бўйлама арматура қўлланилади. Бундан ташқари, бўйлама арматуралаш юқори эгилувчанлигли ($\lambda_i \geq 53$, $\lambda_h > 15$) марказий сиқилувчи устунларда, юпқа девор ва пардеворларда ҳамда вибрация бўлган конструкцияларда конструктив равишда қўйилиши мумкин.

Бўйлама арматура теримнинг ичида ёки ташқарисида терим сиртига ётқизилган қоришма остига ёки чуқурчаларда ўрнатилади. Ўзаро ишлашни таъминлаш мақсадида бўйлама арматура терим билан хомутлар орқали боғланиши лозим. Хомутлар орасидаги масофа арматура теримининг ичида бўлганида стерженларнинг 25 диаметрдан, арматура ташқарида ўрнатилганда 15 диаметрдан ошмаслиги зарур.

Элементнинг ташқи қисмига қўйилган вертикал — конструктив ёки чўзилувчи арматура хомутлар билан кўпи билан 80 диаметр ёки 50см масофада боғланиши шарт.

Арматурани занглашдан ҳимоя қилиш учун қоришма маркаси М50 дан кам бўлмаслиги лозим. Цементли қоришмаларда ҳимоя қатлами куруқ хоналарда 10—12 мм, юқори намли ёки нам хоналарда, резервуарларда, фундаментларда 20—30 мм қабул қилинади. Хомутлар учун ҳимоя қатлами камида 10 мм бўлиши шарт.

Ҳисобга олинadиган бўйлама арматуранинг миқдори сиқилувчи элементлар учун камида 0,1%, чўзилувчи элементлар учун камида 0,05% ни ташкил этиши лозим. Чўзилувчи бўйлама арматуранинг диаметри камида 3 мм, сиқилувчи арматуранинг диаметри камида 8 мм қабул қилинади. Девор ва пардеворларни арматуралашда фасад бўйича горизонтал ва вертикал арматуралар орасидаги масофа $8h$ (h — девор қалинлиги)дан ошмаслиги лозим.

Бўйлама арматурали тош теримларининг юк таъсирида ишлаши темирбетон конструкцияларнинг ишлашига ўхшайди. Шунинг учун уларни ҳисоблаш усули ҳам бири-бирига жуда яқин. Арматурали тош конструкцияларнинг фарқи шундаки, чекланган ҳолатда арматурадаги кучланиш оқувчанлик чегарасига етганда, теримнинг қаршилигидан тўла фойдаланилмайди, тахминан 85 фоизи иш-

латилади холос. Шунинг учун теримнинг сиқилган қисми учун $m_k = 0,85$ иш шароити коэффиценти қўлланилади.

Марказий сиқилувчи элементлар ҳисоби. Марказий сиқилувчи элементлар юк кўтариш қобилияти терим ва арматура қабул қиладиган кучларнинг йиғиндисига тенг бўлади:

$$N \leq \varphi(0,85m_g R A + R_{sc} A_s'), \quad (15.39)$$

бунда R_{sc} — сиқиладиган бўйлама арматуранинг ҳисобий қаршилиги, γ_{sc} коэффицент билан қабул қилинади.

A_s — бўйлама арматуранинг кесим юзаси.

Бўйлама арматураланган теримнинг эластиклик характеристикаси ва бўйлама эгилиш коэффиценти оддий теримникидек топилади.

Шуни таъкидлаб ўтиш лозимки, марказий сиқилишда бўйлама арматура одатда қўйилмайди, чунки кесим юзасини ошириш ёки кўндаланг арматура қўллаш унга нисбатан самаралироқ бўлади.

Номарказий сиқилувчи элементлар ҳисоби. Номарказий сиқилувчи элементларда ҳисоб бўйича чўзувчи кучланишларни қабул қилувчи ва чоклар ёрилишининг олдини олувчи, чўзувчи арматура юзаси A_s топилади.

Ҳисоб темирбетон конструкцияларидек бажарилади.

Ташқи кучнинг катта елкаларида мустаҳкамлик шарти куйидаги кўринишга эга бўлади:

$$N = m_g \varphi(1,05 R b x + R_s A_s - R_{sc} A_s') \quad (15.40)$$

бу ерда $1,05 R = 1,25 \times 0,85 R$ — теримнинг сиқилган қисми қаршилиги, $1,25$ — маҳаллий сиқилишни ҳисобга олади.

Сиқилган қисми баландлиги кучларнинг мувозанати шартидан фойдаланиб топилади.

Ташқи арматураланган элементларда қоришманинг ҳимоя қатлами ҳисобга олинмайди.

Эгилувчи элементлар ҳисоби. Якка арматурали элементлар учун мустаҳкамлик шарти:

$$M \leq 1,25 R b x (h_0 - 0,5x) \quad (15.41)$$

Нейтрал ўқ ҳолати:

$$R_s A_s = 1,25 R b x \quad (15.42)$$

формуласидан топилади.

Бундан ташқари, эгилувчи элементлар кўндаланг куч таъсирига ҳам текширилади:

$$Q \leq R_w b z, \quad (15.43)$$

бу ерда $z = h_0 - 0,5x$.

Марказий чўзилувчи элементлар ҳисоби. Бўйлама арматураланган теримлари марказий чўзилишга қуйидаги формула бўйича ҳисобланади:

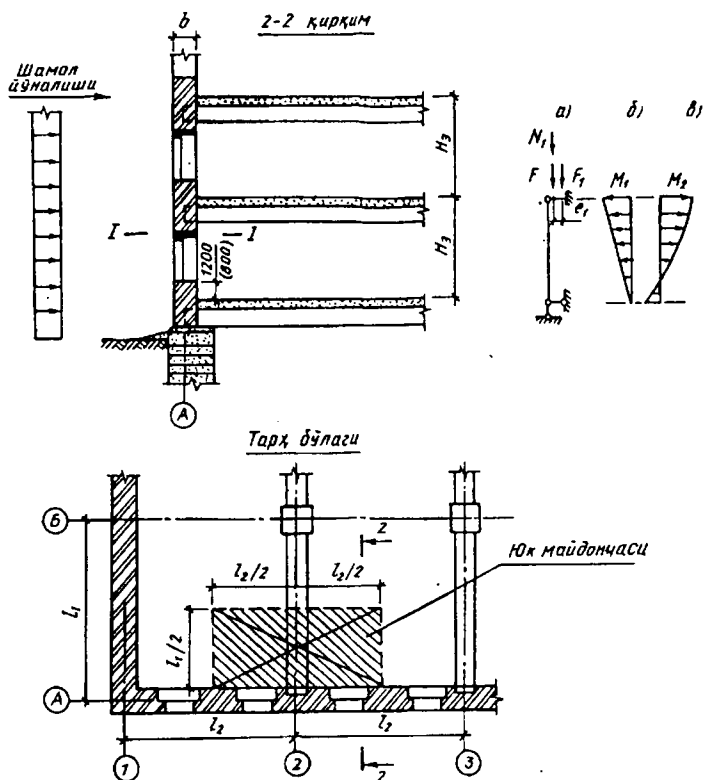
$$N \leq R_s A_s \quad (15.44)$$

15.4 Деворни мустаҳкамликка ҳисоблаш

Биоларнинг бўйлама деворлари вертикал йўналишда қаватлараро ёпмаларга таянган узлуксиз балкалар каби ишлайди. Бунда таянчлар оралиғи қаватлар баландлигига тенг бўлади. Деворга шамол босими, девор вазни, ора ёпмалар ва том оғирлиги, шунингдек ёпмаларни деворга номарказий қўйилишидан ҳосил бўлган таянч моментлари таъсир этади. Деворларни узлуксиз балка сифатида ҳисоблаш кўп меҳнат талаб қиладиган иш бўлгани сабабли меъёрлар [14] соддалаштирилган тарҳдан фойдаланишга йўл қўяди. Бу тарҳга кўра номарказий қўйилган вертикал кучдан ҳосил бўлган момент фақат битта қаватга таъсир этади, деб олинади. Эгувчи момент эпюраси учбурчак кўринишига эга бўлиб, унинг максимал қиймати $M_1 = F_1 e_1$ ва кичик қиймат ноль бўлади (15.10-расм).

Деворнинг юк кўтариш қобилятини ҳисоблашда юклар юқоридан пастга томон ҳисобланади (том, ора ёпма, карниз ва ҳ.к.). Қуйи қават деворларига энг кўп юк тушганлиги сабабли, одатда шу қаватнинг мустаҳкамлиги текширилади.

Ғишт, табиий ёки сунъий тошлар блоклардан тикланган биоларнинг деворлари аксарият ҳолларда номарказий сиқилишга ишлайди.



15.10-расм. Деворлар ҳисобига доир тарҳ:

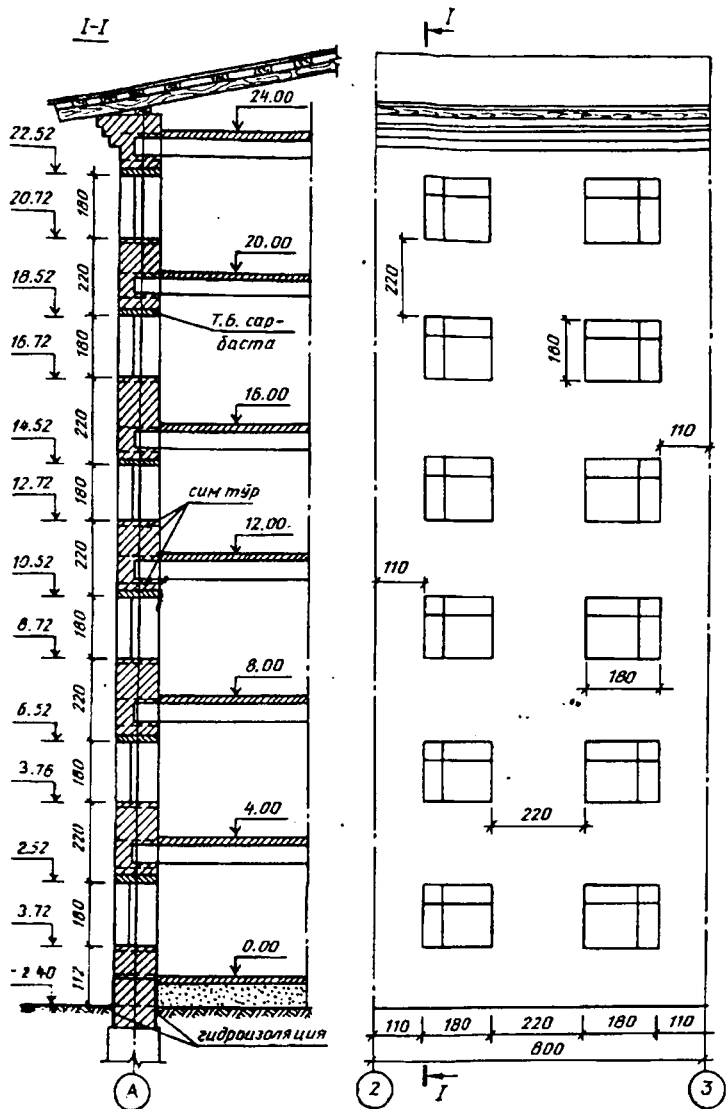
а — деворнинг ҳисоблаш тарҳи; б — вертикал юклардан ҳосил бўлган моментлар эпюраси; в — шамол кучидан ҳосил бўлган моментлар эпюраси.

Олти қаватли ғиштин бинонинг биринчи қаватидаги икки дераза оралиғидаги девор (простенка) мустаҳкамликка қандай ҳисобланишини кўриб чиқамиз.

12- м и с о л . Ғиштли деворни ҳисоблаш.

Берилганлар:

- ғишт ва қоришманинг маркаси — 75
- деворнинг қалинлиги — 2 ғишт.
- сим тўр арматурасининг синфи Вр — I
- дераза ўрни $b_n \cdot h_n = 1,8 \cdot 1,8$ м
- бино қаватининг баландлиги $H_3 = 4,0$ м.



15.11-расм. Фасад фрагменти ва девор қирқими.

Ҳисоблаш учун икки дераза ўрнини ўз ичига олган оралиқни ажратиб оламиз (15.11-расм). Юк кўтарувчи девор қалинлиги $h_{ст}=50$ см, кенлиги $b_{прос}=220$ см. Том юклари ҳисоби 15.1-жадвалда берилган.

Деворга оғирлиги тушадиган юк майдонининг юзаси (15.12-расм).

$$A_{сп} = \left(\frac{e_1}{2} + 0,5\right) l_2 = \left(\frac{6}{2} + 0,5\right) 8 = 28 \text{ м}^2$$

15.1-жадвал

Деворга томдан тушадиган юк миқдори

№	Юклар номи	Меърий юк кН/м ²	Ишончли- лик ү коэф- фициенти		Ҳисобий юк, кН/м ²	Юк майдончаси, м ²	Деворга тушадиган юк, кН
			Юк бўйича γ_1	Вазифаси бўйича γ_n			
	I. Доимий юк						
1	Тунука том вазни	1,00	1,3	0,95	1,23	28	34,4
2	Ригелнинг хусусий оғирлиги	0,57	1,1	0,95	0,59	28	16,5
3	Ёпма панелининг хусусий оғирлиги	2,5	1,1	0,95	2,61	28	73,0
4	Чордоқ ёпмасига тушадиган юк	0,75	1,3	0,95	0,92	28	25,7
	Жами	4,82					149,6
	II. Муваққат юк						
5	Қор оғирлиги	0,7	1,4	1,0	0,98	28	27,4
	Ҳаммаси	5,52					177,0

Ора ёпмалардан тўпланган юклар 15.2-жадвалда келтирилган, бунда деворга тушадиган юк майдони

$$A_{сп} = \frac{l_1}{2} \cdot l_2 = \frac{6}{2} \cdot 8 = 24 \text{ м}^2$$

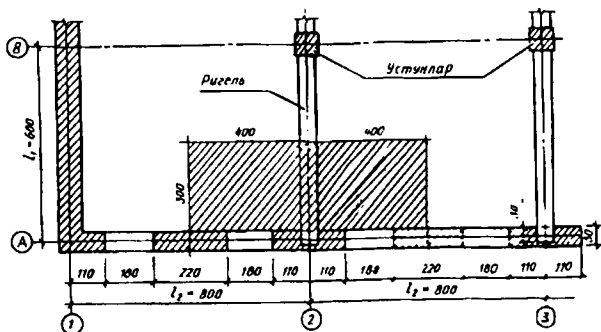
Ташқи девор юклари 15.3-жадвалда ҳисобланган. Деворга тушадиган юк майдони (15.12-расм. қар.).

Деворга ораёпмалардан тушадиган юк миқдори

№	Юклар номи	Меъёрий юк кН/м ²	Ишончлилик γ коэффициенти		Ҳисобий юк, кН/м ²	Юк майдончаси, м ²	Деворга тушадиган юк, кН
			Юк бўйича γ_f	Вазифаси бўйича γ_n			
	I. Доимий юк						
1	Пол вазни	0,72	1,2	0,95	0,82	24	19,6
2	Ёпма панели хусусий оғирлиги	2,5	1,1	0,95	2,61	24	62,4
3	Ригелнинг хусусий оғирлиги	0,57	1,1	0,95	0,59	24	14,1
	Жами	3,79					96,1
	II. Муваққат юк						
5	Ёпмага тушадиган фойдали юк	5,0	1,2	0,95	5,7	24	136,8
	Ҳаммаси	8,79					232,9

Деворнинг хусусий оғирлигидан ҳосил бўлган юк миқдори

№	Юклар номи	Меъёрий юк кН/м ²	Ишончлилик γ коэффициенти		Ҳисобий юк, кН/м ²	Юк майдончаси, м ²	Деворга тушадиган юк, кН
			Юк бўйича γ_f	Вазифаси бўйича γ_n			
	Доимий юк						
1	Ғишт деворнинг хусусий оғирлиги (сувоқ вазни ҳисобга олинганда) 0,50·18+0,02·22	9,4	1,1	0,95	9,8	25,5	249,9
2	Девор карнизи оғирлиги (баландлиги 50 см)	9,4	1,1	0,95	9,8	0,5·8=4	39,2
	Жами						289,1



15.12-расм. Деворнинг юк майдончасини аниқлашга доир.

$$A_{cp} = l_2 H_{зм} - b_n h_n 2 = 8 \cdot 4 - 1,8 \cdot 1,8 \cdot 2 = 25,5 \text{ м}^2$$

Ҳисобий зўриқишларни ҳисоблаш

Юқори қаватларда тўпланадиган девор оғирлиги

$$N = 39,2 + 249,9 \cdot 5 = 1288,7 \text{ кН}$$

Том ва юқори қават ёпмаларидан тўпланган юклар:

$$F = 177,0 + 232,9 \cdot 4 = 1108,6 \text{ кН}$$

Қаралаётган қаватга қўйилган ёпмадан тушадиган юк:

$$F_1 = 232,9 \text{ кН}$$

I—I кесимдаги ҳисобий бўйлама куч (15.13-расм):

$$N_{1-1} = N + F + F_1 = 1288,7 + 1108,6 + 232,9 = 2630,2 \text{ кН}$$

Ригелнинг деворга кирган қисми $C=30$ см бўлса, таянч реакцияси қўйилган нуқтадан деворнинг ички қиррасига-ча бўлган масофа (15.13-расм. қар.):

$$e_3 = \frac{c}{3} = \frac{30}{3} = 10 \text{ см, бироқ } e_3 \geq 7 \text{ см бўлиши керак.}$$

F_1 кучнинг кесим оғирлик марказига-ча бўлган елкаси :

$$e_1 = \frac{h}{2} - 7 = \frac{50}{2} - 7 = 18 \text{ см}$$

I—I кесимда ҳосил бўладиган ҳисобий эгувчи момент:

$$M_{1-1} = F_1 e_1 \frac{H_1}{H} = 232,9 \cdot 0,18 \cdot \frac{3,45}{4,00} = 37,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Деворнинг юк кўтариш қобилиятини текшириш

Девор кесимининг юзаси: $A = 220 \cdot 50 = 11000 \text{ см}^2$.

Деворнинг иш шароити коэффиценти $\gamma_c = 1$, чунки $A_{\text{прот}} = 1,1 \text{ м}^2 > 0,3 \text{ м}^2$.

Деворнинг ҳисобий узунлиги: $l_0 = \mu H = 1 \cdot 400 = 400 \text{ см}$.

Деворнинг эгилувчанлиги: $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{400}{50} = 8$; жадвалдан $\varphi_c = 0,92$ (9-илова).

Бўйлама ҳисобий куч N_{1-1} нинг кесим оғирлиги марка-зига нисбатан елкаси:

$$e_0 = \frac{M_{1-1}}{N_{1-1}} = \frac{37,2}{2630,2} = 0,014 \text{ м} = 1,4 \text{ см}.$$

Девор сиқилган қисми кўндаланг кесимининг баланд-лиги:

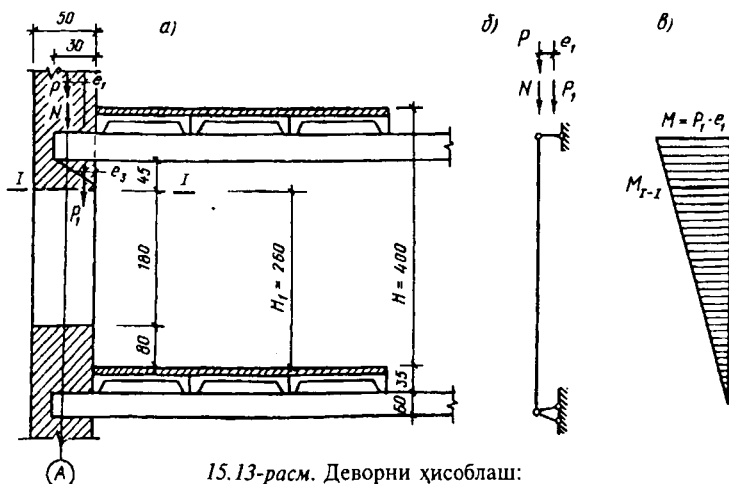
$$h_c = h - 2e_0 = 50 - 2 \cdot 1,4 = 47,2 \text{ см}$$

Девор сиқилган қисмининг эгилувчанлиги:

$$\lambda_c = \frac{H}{h_c} = \frac{400}{47,2} = 8,47 \text{ см}; \text{ жадвалдан } \varphi_c = 0,91 \text{ (9-илова)}$$

Номарказий сиқилишда бўйлама эгилиш коэффици-енти:

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,92 + 0,91}{2} = 0,915$$



15.13-расм. Деворни ҳисоблаш:

а — девор қирқими; б — деворни ҳисоблаш тарҳи;

в — вертикал юклардан ҳосил бўлган моментлар эпюраси.

ω коэффициентини аниқлаймиз:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{1,5h} = 1 + \frac{1,4}{1,5 \cdot 50} = 1,01 < 1,25$$

Деворнинг юк қўтариш қобилияти

$$N \leq m_g \varphi_1 R A \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \omega = 1,0 \cdot 0,915 \cdot 1,4 \cdot 11000 (100) \times \\ \times \left(1 - \frac{2 \cdot 1,4}{50}\right) 1,01 = 1409100 \cdot 0,95 = 1349185 \text{ Н} = \\ = 1349,1 \text{ кН} < 2630,2 \text{ кН}$$

бу ерда $R = 1,4$ МПа—арматураланмаган деворнинг ҳисобий қаршилиги (15-илова).

Ҳисоб натижалари деворнинг мустаҳкамлиги етарли даражада эмаслигини кўрсатди. Шунинг учун деворга арматура қўйиб, уни кучайтириш талаб этилади.

*Кўндаланг арматураланган деворни
мустаҳкамликка ҳисоблаш*

Арматура синфи Вр-I, диаметри 5 мм, кесим юзи $A_s = 0,196 \text{ см}^2$, катаklar ўлчами $C = 5 \text{ см}$ бўлган симтўр қабул қиламиз.

$$R_s = \gamma_{cs} R_{sc} = 0,6 \cdot 360 = 216 \text{ МПа};$$

$$R_{sn} = \gamma_{cs} R_{sn} = 0,6 \cdot 395 = 237 \text{ МПа},$$

бу ерда γ_{cs} — иш шароити коэффициентини бўлиб, 16-иловада берилган жадвалдан олинади. Деворни арматуралаш фоизи $\mu = 0,36\% > 0,1\%$ деб қабул қилинади.

Номарказий сиқилиш ҳолатида ишчи арматураланган деворнинг ҳисобий қаршилигини текшираимиз:

$$R_{skb} = 2R = 2 \cdot 1,4 = 2,8 \text{ МПа}$$

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) = 1,4 + \frac{2 \cdot 0,36 \cdot 216}{100} \times \\ \times \left(1 - \frac{2 \cdot 1,4}{25}\right) = 2,77 < 2,8 \text{ МПа}$$

$$y = \frac{h_{cm}}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ см}.$$

Шарт қаноатлантирилди, демак арматуралаш фоизи тўғри белгиланган.

Арматураланган деворнинг эластиклик тавсифи α_{sk} қуйидаги формуладан аниқланади: $\alpha_{sk} = \alpha R_u / R_{sku}$, бу ерда $\alpha = 1000$ ғишт деворнинг эластиклик тавсифи (17-илова); R_u — деворнинг сиқилишга бўлган муваққат қаршилиги бўлиб, $R_u = KR = 2 \cdot 1,4 = 2,8$ МПа.

K — девор материалига боғлиқ бўлган коэффициент; (ғишт, йирик блоклар, харсанг тош, бутобетон учун $K=2$; ғовакли бетондан ишланган йирик ва майда блоклардан тикланган девор учун $K=2,25$). R_{sku} — арматураланган ғишт деворнинг сиқилишга бўлган муваққат қаршилиги

$$R_{sku} = KR + \frac{2R_{sn\mu}}{100} = 2 \cdot 1,4 + \frac{2 \cdot 237 \cdot 0,36}{100} = 4,50 \text{ МПа},$$

у ҳолда $\alpha_{sk} = 1000 \cdot 2,8 / 4,50 = 622,2$ бўлади.

Девор эгилувчанлиги $\lambda_n = 8$ бўлганда, бўйлама эгилиш коэффициенти $\varphi = 0,92$ (18-илова). Кесимнинг сиқилган қисми учун эгилувчанлик $\lambda_c = 8,43$ ва эластиклик тавсифи $\alpha_{sk} = 622,2$ бўлганда бўйлама эгилиш коэффициенти $\varphi_c = 0,91$ бўлади (18-илова).

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c) / 2 = (0,92 + 0,91) / 2 = 0,915;$$

$$m_g = 1,0; \omega = 1,01.$$

Кўндаланг арматура билан арматураланган деворнинг юк кўтариш қобилияти

$$N \leq m_g \varphi_1 R_{skb} A \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \omega = 1 \cdot 0,915 \cdot 2,77 \cdot (100) 11000 \times$$

$$\times \left(1 - \frac{2 \cdot 1,4}{50}\right) 1,01 = 2658195 \text{ Н} = 2658,1 \text{ кН} > 2630,2 \text{ кН}$$

Деворнинг мустаҳкамлиги етарли даражада. Энди девор баландлиги бўйлаб симтўрларни жойлаштириш масофасини аниқлаймиз:

$$S = \frac{2A}{\mu c} 100 = \frac{2 \cdot 0,196}{0,36 \cdot 5} \cdot 100 = 22,4 \text{ см}$$

Ғишт деворнинг бир қатори ўртача баландлиги 8 см бўлади. У ҳолда $S = 22,4 / 8 = 2,8$. Симтўрларни деворнинг ҳар 3 қаторига жойлаштирамиз. Меъёрларга биноан симтўр ётқизиладиган қаторлар сони 5 тадан ортмаслиги керак. (6.76п [14]).

Демак, 75 маркали ғишт ва қоришмадан қурилган 6 қаватли, икки ғиштли бинонинг биринчи қавати мустаҳкамлигини таъминлаш учун ҳар 3 қаторда Вр—I синфли симтўр қўйилиши лозим экан.

ХАЛҚАРО ШАРТЛИ БЕЛГИЛАР

1984 йилдан эътиборан қурилиш конструкцияларини лойиҳалаш нормаларида (жумладан, ҚМҚ 2.03.01-96 да) ҳарфий белгилашларнинг янги тизимига ўтилган. У СТ СЭВ 1565-79 «Нормативно-техническая документация в строительстве. Буквенные обозначения» деб номланувчи давлат стандартига асосланган бўлиб, стандартлаш бўйича Халқаро ташкилот (ИСО)нинг 3898 рақамли «Белгилар ва асосий рамзлар» халқаро стандартига мос келади.

Янги ҳарфий белгилар қуйидаги қоидаларга асосланади.

Асосий ҳарфий белги лотин ёки грек алифбосининг босма ёки ёзма ҳарфларидан олинади. Зарур ҳолларда асосий белги бир ёки бир неча индекс билан таъминланади. Индекслар ҳарфий ёки рақамли бўлиши мумкин.

Ҳарфий индекслар бир, икки ёки уч ҳарфдан иборат бўлади ва тегишли атаманинг қисқартмаси саналади. Бир ҳарфли индекс турли маънолар англатган ҳолларда икки ва уч ҳарфли индекслар қўлланилади. Рақамли индекслар арабча бўлиб, ҳарфдан кейин жойлашади.

Миқдорларни лотинча босма ҳарфлар билан белгилаш		
Номи	Белгиси	Манба
Ташқи куч Буровчи момент Олдиндан зўриқтириш кучи	<i>F</i> , <i>forse</i> <i>T</i> , <i>torsion</i> <i>P</i> , <i>pristression</i>	(фоос), куч (тошн), буралиш (пристрешн), олдин дан зўриқтириш
Юза Статик момент Инерция моменти	<i>A</i> , <i>aria</i> <i>S</i> , <i>static</i> <i>J</i> , <i>inertia</i>	(эриэ), юза (стэтик), статик (инешие), инерция

Номи	Белгиси	Манба
Қаршилик (кучланиш)	<i>R</i> , resistance	(резистенс), қаршилик
Ползучесть (тоб ташлаш)	<i>C</i> , creep	(крип), тоб ташлаш
Эластиклик	<i>E</i> , elasticity	(эластисити), эластик
Сиқилиш бўйича бетон синфи	<i>B</i> , beton	(бетон), бетон
Зичлик бўйича бетон маркаси	<i>D</i> , density	(денсити), зичлик
Совуқбардошлик бўйича бетон маркаси	<i>F</i> , frost	(фрост), совуқ
Сув ўтказмаслик бўйича бетон маркаси	<i>W</i> , water	(воде), сув

Миқдорларни латинча ёзма ҳарфлар билан белгилаш

Номи	Белгиси	Манба
Масофа, ўлчам	<i>a</i>	
Кенглик	<i>b</i> , broud	(броуд), кенг
Баландлик	<i>h</i> , height	(хейт), баландлик
Сиқилиш зонаси баландлиги	<i>x</i>	
Қалинлик	<i>t</i> , thickness	(тыкнис), қалинлик
Ички жуфт елкаси	<i>z</i>	
Элемент узунлиги	<i>l</i> , length	(ленгт), узунлик
Хомутлар орасидаги масофа	<i>s</i> , step	(стэп), қадам
Эксцентриситет	<i>e</i> , exentricity	(экстцентрисити), елка
Радиус, ядро масофаси	<i>r</i> , radius	(рэдиус), радиус
Кесимнинг инерция радиуси	<i>i</i> , inertia	(инёшие), инерция
Ниманингдир сони	<i>n</i> , number	(намбе), сони
Солқилик	<i>f</i> , flexure	(флэсие), эгилиш
Координаталар	<i>x, y, z</i>	

Бир ҳарфли индекслар

Номи	Белгиси	Манба
Бетон	<i>b</i> , beton	бетон
Сиқилиш	<i>c</i> , compression	(компрешн), сиқиш
Тўсин токчаси	<i>f</i> , flange	(флэнж), токча
Куч	<i>f</i> , force	(фоос), куч

Номи	Белгиси	Манба
Норматив (меъёрий)	n, norm	(ном), норма (меъёр)
Зўриқтириш	p, prestressed	(пристрэнд), зўриқиш
Арматура	s, steel	(стил), пўлат
Чўзилиш	t, tension	(тэншн), чўзилиш
Чегаравий	u, ultimate	(алтимит), чегара
Ҳажм	v, volume,	(волюм), ҳажм
Тўсин девори	w, web	(вэб), деворча
Оқиш чегараси	y, yeld	(йлд), оқиш чегараси
Узоқ муддатли	l, long	(лонг), узун

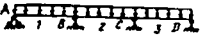
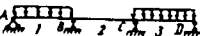
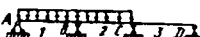
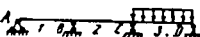
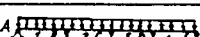
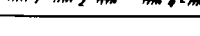
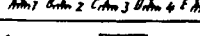
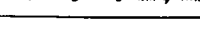
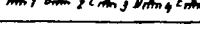
Икки ҳарфли индекслар

Номи	Белгиси	Манба
Критик	cr, critical	(критикэл), критик
Эффектив	ef, effective	(ифэктив), фойдали
Эластик	el, elastic	(илэстик), эластик
Пластик	pl, plastic	(плэстик), пластик
Анкер	an, ancore	(энко), анкер

Уч ҳарфли индекслар

Номи	Белгиси	Манба
Ташқи	ext, external	(икстэнэл), ташқи
Ички	int, internol	(интэнэл), ички
Келтирилган	red, reduce	(ридьос) келтириш
Эксплуатацион	ser, service	(сёвис), эксплуатация
Йиғинди	tot, total	(тоутэл), йиғинди
Назорат қилувчи	con, control	(контрол), назорат
Экспериментал	exp, experimental	(икспериментэл), тажрибавий
Ёриқ	crc, crack	(крэк), ёриқ
Халқавий	cir, circle	(сёкл), айлана
Қия	inc, inclined	(инклаинд), қия
Маҳаллий	loc, local	(лоукэл), локал
Таянч	sup, support	(сапот), ушлаб турмоқ
Қирқиш	cut, cut	(кат), қирқиш

Уч ва тўрт оралikli узлуксиз балкаларда эгувчи момент ва кесувчи кучларнинг қийматлари

N тарҳ	Юклаш тарҳлари	Эгувчи моментлар					Кўндаланг кучлар			
		M_1	M_2	M_B	M_C	M_D	Q_A	Q_B^A	Q_B^{PB}	Q_C
1		0,080	0,025	-0,100	—	—	0,400	-0,600	0,500	—
2		0,101	-0,050	-0,050	—	—	0,450	—	—	—
3		—	0,075	-0,050	—	—	-0,050	—	—	—
4		—	—	0,117	-0,033	—	—	0,617	0,583	—
5		—	—	0,017	-0,067	—	—	0,017	-0,083	—
6		0,077	0,037	-0,107	-0,071	—	0,393	-0,607	0,536	-0,464
7		0,100	—	-0,054	-0,036	—	0,446	—	—	—
8		—	0,080	-0,054	-0,036	—	-0,054	—	—	—
9		—	—	-0,121	-0,018	-0,058	—	-0,621	0,603	—
10		—	—	0,013	-0,054	-0,049	—	0,013	-0,067	—
11		—	—	-0,036	-0,107	—	—	—	—	-0,571
12		—	—	-0,071	0,036	—	—	—	—	0,107

Юкларни интенсивлиги $P_{\text{ж}}$ бўлган текис ёпиқ кучга
келтириш коэффициентлари

Юклаш тарҳлари	$P_{\text{жк}}$	Юклаш тарҳлари	$P_{\text{жк}}$	Юклаш тарҳлари	$P_{\text{жк}}$
	$\frac{3}{2} \cdot \frac{P}{l}$		$\frac{n^2 - 1}{n} \cdot \frac{P}{l}$		$\frac{2n^2 + 1}{2n} \cdot \frac{P}{l}$
	$\frac{8}{3} \cdot \frac{P}{l}$		$\frac{9}{4} \cdot \frac{P}{l}$		$\frac{11}{16} \cdot P$
	$\frac{15}{4} \cdot \frac{P}{l}$		$\frac{19}{6} \cdot \frac{P}{l}$		$\frac{5}{8} \cdot P$
	$\frac{24}{5} \cdot \frac{P}{l}$		$\frac{33}{8} \cdot \frac{P}{l}$		$\frac{17}{32} \cdot P$

Чегаравий ҳолатларнинг биринчи R_s , R_{sw} , R_{sc} ва иккинчи $R_{s,ser} = R_{sn}$ МПа гуруҳлари учун стерженли арматуранинг ҳисобий қаршиликлари

Қаршилик кўрсат- кичлари	Арматура синфи								
	А-I	А-II	А-Ш диа- метри, мм		А-Шв назоратли		А-IV	А-V	А-VI
			6...8	10...40	фақат уза- йиш	уза- йиш ва қуч- ланиш			
Бўйлама арма- туранинг чўзи- лишга қарши- лиги, R_s	225	280	335	365	490	450	510	680	815
Кўндаланг ар- матуранинг чўзилишга қаршилиги, $R_{sw}=R_{s,inc}$	175	225	285	295	390	360	405	545	650
Сиқилиш қар- шилиги, R_{sc}	225	280	355	365	200	200	400	400	400
Чўзилиш қаршилиги, $R_{s,ser}=R_{sn}$	235	293	390	390	540	540	590	785	980

Эслатма: Пайвандланган каркасларда диаметри бўйлама стерженлар диаметрининг 1/3 қисмидан кам бўлган, А-III синфли арматура хомутлари учун $R_{sw} = 255$ МПа олинади.

Чегаравий ҳолатларнинг биринчи R_s , R_{sw} , R_{sc} ва иккинчи $R_{s,ser}=R_{sn}$ МПа гуруҳлари учун сим арматуранинг ҳисобий қаршиликлари

Арматура синфи	Арматура диаметри, мм	Чўзилиш қаршилиги		Сиқилиш қаршилиги, R_{sc}	Чўзилиш қаршилиги, $R_{s,ser}=R_{sn}$
		бўйлама арматура, R_s	кўндаланг арматура, $R_{sw}=R_{s,inc}$		
Вр-I	3	375	270/300	375	410
	4	365	265/295	365	405
	5	360	260/290	360	395
В-II	3	1240	990	400	1490
	4	1180	940	400	1410
	5	1110	890	400	1335
	6	1050	835	400	1255
	7	980	785	400	1175
	8	915	730	400	1100
Вр-II	3	1215	970	400	1460
	4	1145	915	400	1370
	5	1045	835	400	1255
	6	980	785	400	1175
	7	915	730	400	1100
	8	850	680	400	1020
К-7	6	1210	965	400	1450
	9	1145	915	400	1370
	12	1110	890	400	1335
	15	1080	865	400	1295
К-19	14	1175	940	400	1410

Эслатма. Каср чизиғи остида тўқима каркасларда кўндаланг арматура R_{sw} нинг қийматлари берилган.

Арматура турлари (сортамент)

Диаметр, мм	Кўндаланг қесимнинг ҳисобий юзаси, см ² , стерженлар сони										Мас- са I м, кг	Арматура							
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		стерженли ар-ра синфлари				симли ар-ра синфлари			
												A-I	A-II	A-III	A-IV	A-V	A-VI	Bp-I	B-II
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055	-	-	-	-	-	-	X	-
4	0,126	0,25	0,36	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098	-	-	-	-	-	-	X	X
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154	-	-	-	-	-	-	X	X
6	0,283	0,57	0,86	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	X	-	X	-	-	-	-	X
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	-	-	-	-	-	-	-	X
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	X	-	X	-	-	-	-	X
10	0,789	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617	X	X	X	X	X	X	-	X
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	X	X	X	X	X	X	-	-
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	X	X	X	X	X	X	-	-
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1	20,11	1,578	X	X	X	X	X	X	-	-
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,9	25,45	1,998	X	X	X	X	X	X	-	-
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	-	X	X	X	X	X	-	-

Диа- метр, мм	Кўндаланг кесимнинг ҳисобий юзаси, см ² , стерженлар сони										Мас- са I м, кг	Арматура							
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		стерженли ар-ра синфлари				симли ар-ра синфлари			
												A-I	A-II	A-III	A-IV	A-V	A-VI	Bp-I	B-II
22	3,801	7,60	11,4	15,2	19,0	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	X	X	X	X	X	X	-	-
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	-	X	X	X	X	X	-	-
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834	-	X	X	X	X	X	-	-
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,3	64,34	72,38	80,42	6,313	-	X	X	X	X	X	-	-
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8	7,990	-	-	X	-	-	-	-	-
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,6	9,805	-	-	X	-	-	-	-	-

Эслатма. «х» рамзи билан ишлаб чиқариладиган диаметрлар белгиланган

Арматура арқонларининг (канат) турлари

Арқон синфи	Диаметри, мм		Кўндаланг кесимнинг ҳисобий юзаси, см ²	Арқоннинг назарий массаси, кг
	арқон	алоҳида сим		
К-7	6	2	0,227	0,173
	9	3	0,510	0,402
	12	4	0,906	0,714
	15	5	1,416	1,116
К-19	14	2,8	1,287	1,020
К2х7	18	3	1,019	0,801
К3х7	13	2	0,678	0,583
	20	3	1,527	1,209
К3х19	16,5	1,5	1,031	0,795
	22	2	1,809	1,419

Темирбетон конструкцияларнинг ёриқбардошлигига қўйиладиган талаблар тоифаси ҳамда арматуранинг рухсат этилган ёриқлар кенгайишининг чегаравий қийматлари a_{ec1} ва a_{ec2} , мм

Конструкциянинг ишлаш шaroити	Арматура синфлари		
	A-I, A-II, A-III, A-IIIb ва A-IV синфли стерженли; B-I ва Bp-I синфли сим арматура	A-V ва A-VI синфли стерженли B-II, Bp-II, K-7 ва K-19 синфли сим арматура, диаметри 3,5 мм ва ундан ортиқ	B-II, Bp-II ва K-7 синфли сим арматура, диаметри 3 мм ва ундан кам
1. Ёпиқ бинода	3-тоифа $a_{ec1} = 0,4$ $a_{ec2} = 0,3$	3-тоифа $a_{ec1} = 0,3$ $a_{ec2} = 0,2$	3-тоифа $a_{ec1} = 0,2$ $a_{ec2} = 0,1$
2. Очиқ ҳавода, шунингдек грунтда ер ости сувлари сатҳидан юқори ёки пастда	3-тоифа $a_{ec1} = 0,4$ $a_{ec2} = 0,3$	3-тоифа $a_{ec1} = 0,2$ $a_{ec2} = 0,1$	3-тоифа $a_{ec1} = 0,2$
3. Ер ости сувлари сатҳи ўзгарадиган грунтларда	3-тоифа $a_{ec1} = 0,3$ $a_{ec2} = 0,2$	2-тоифа $a_{ec1} = 0,2$	2-тоифа $a_{ec1} = 0,1$

Чегаравий ҳолатларнинг биринчи R_b ва R_{br} , шунингдек иккинчи $R_{b,ser} = R_{bn}$ ва $R_{br,ser} = R_{bm}$, МПа гуруҳлари учун
оғир, А гуруҳли майда донали ва енгил бетонларнинг ҳисобий қаршиликлари

Қаршилик тури	Сиқилиш мустаҳкамлиги бўйича бетон синфлари														
	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Ўқ бўйлаб сиқилиш	$R_b = 2,1$	2,8	4,5	6	7,5	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33
	$R_{b,ser} = 2,7$	3,5	5,5	7,5	9,5	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43
Ўқ бўйлаб чўзилиш	$R_{br} = 0,26$	0,37	0,48	0,57	0,66	0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4	1,45	1,55	1,6	1,65
	$R_{br,ser} = 0,39$	0,55	0,7	0,85	1	1,15	1,4	1,6	1,8	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5

Э с л а т м а . Бетон синфи В 45 ва ундан юқори бўлса, оғир бетонларга тегишли бўлади.

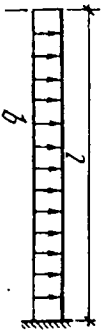
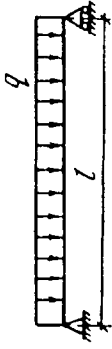
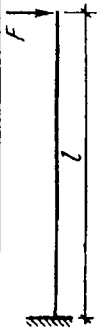
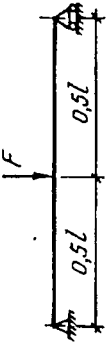
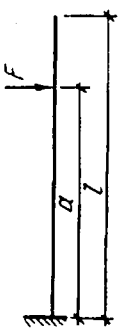
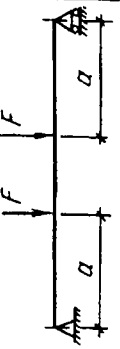
Сиқилиш ва чўзилишдаги бошланғич эластиклик модуллари $E_b \cdot 10^3$, МПа

Бетон	Бетоннинг сиқилиш мустаҳкамлиги бўйича синфи														
	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Оғир бетонлар: табийй шароитда қота- диган атмосфера босими ости- да иссиқ ишлов берилган автоклавда ишлов бе- рилган	9,5	13,0	16,0	18,0	21,0	23,0	27,0	30,0	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0
	8,5	11,5	14,5	16,0	19,0	20,5	24,0	27,0	29,0	31,0	32,5	34,0	35,0	35,5	36,0
	7,0	9,8	12,0	13,5	16,0	17,0	20,0	22,5	24,5	26,0	27,0	28,0	29,0	29,5	30,0
Майда донали гуруҳлар: А-табийй шароитда қотадиган	7,0	10,0	13,5	15,5	17,5	19,5	22,0	24,0	26,0	27,5	28,5	-	-	-	-
	6,5	9,0	12,5	14,0	15,5	17,0	20,0	21,5	23,0	24,0	24,5	-	-	-	-
Б-табийй шароитда қотадиган иссиқ ишлов берилган В-автоклавда қотадиган	6,5	9,0	12,5	14,0	15,6	17,0	20,0	21,5	23,0	-	-	-	-	-	-
	5,5	8,0	11,5	13,0	14,5	15,5	17,5	19,0	20,5	-	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	16,5	18,0	19,5	21,0	22,0	23,0	23,5	24,0	24,5	25

Бетон	Бетоннинг сиқилиш мустаҳкамлиги бўйича синфи														
	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Зичлигига қараб, енгил ва ковакли бетонлар:															
800	4,5	5,0	5,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1000	5,5	6,3	7,2	8,0	8,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1200	6,7	7,6	8,7	9,5	10,0	10,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1400	7,8	8,8	10,0	11,0	12,5	13,5	14,5	15,5	-	-	-	-	-	-	-
1600	9,0	10,0	11,5	12,5	13,2	14,0	15,5	16,5	17,5	18,5	-	-	-	-	-
1800	-	11,2	13,0	14,0	14,7	15,5	17,0	18,5	19,5	20,5	21,0	-	-	-	-
2000	-	-	14,5	16,0	17,0	18,0	19,5	21,0	22,0	23,0	23,5	-	-	-	-

Эслатма. Зўриқтириладиган бетонлар учун E_b ни олишда, оғир бетон учун берилган қийматини $\alpha = 0,66 + 0,06B$ га кўпайтирилади.

ρ_m коэффициент қийматлари

N/N	Консоль балканинг юкланиш тарҳи	ρ_m	Эркин таянган балканинг юкланиш тарҳи	ρ_m
1		$\frac{1}{4}$		$\frac{5}{48}$
2		$\frac{1}{3}$		$\frac{1}{12}$
3		$\frac{a}{6l} \left(3 - \frac{a}{l} \right)$		$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$

Темирбетон элементларнинг чегаравий солқиликлари, f_s

1. Ясси ёпма ва ораёпмалар, узунлиги бўйича	
$l < 6 \text{ м}$	$l/200$
$6 \text{ м} \leq l \leq 7,5 \text{ м}$	3 см
$l > 7,5 \text{ м}$	$l/250$
2. Қовурғали ёпмалар ва зинапоя элементлари	
$l < 5 \text{ м}$	$l/200$
$5 \text{ м} \leq l \leq 10 \text{ м}$	$2,5 \text{ см}$
$l > 10 \text{ м}$	$l/400$
3. Қишлоқ хўжалиги бинолари томлари	
$l < 6 \text{ м}$	$l/150$
$6 \text{ м} \leq l \leq 10 \text{ м}$	4 см
$l > 10 \text{ м}$	$l/250$

α_R коэффициентинг чегаравий қйматлари

Арматура синфи	γ_{b2}	Бетон синфи							
		B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50
A-I	0,09	0,461	0,457	0,451	0,446	0,441	0,435	0,43	0,424
	1,0	0,453	0,447	0,439	0,433	0,426	0,419	0,412	0,405
	1,1	0,451	0,444	0,438	0,43	0,421	0,414	0,405	0,398
A-II	0,9	0,455	0,451	0,445	0,438	0,434	0,427	0,422	0,415
	1,0	0,445	0,439	0,43	0,423	0,416	0,409	0,401	0,393
	1,1	0,443	0,435	0,429	0,42	0,411	0,403	0,393	0,386
A-III	0,9	0,448	0,443	0,437	0,43	0,425	0,418	0,412	0,405
	1,0	0,436	0,429	0,420	0,412	0,405	0,397	0,389	0,381
	1,1	0,434	0,425	0,418	0,408	0,339	0,391	0,381	0,372
A-IV	0,9	-	0,44	0,43	0,42	0,42	0,41	0,40	0,40
	1,0	-	0,42	0,41	0,40	0,39	0,38	0,37	0,36
	1,1	-	0,42	0,41	0,40	0,39	0,38	0,37	0,36
A-V	0,9	-	0,41	0,4	0,39	0,385	0,38	0,37	0,36
	1;1,1	-	0,38	0,37	0,36	0,35	0,34	0,33	0,32
	1;1,1	-	0,36	0,345	0,33	0,32	0,31	0,30	0,29
A-VI			0,34	0,325	0,31	0,3	0,29	0,28	0,27
K-7 (d=12; 15 мм)									
B-II (d=5;6 мм)									
Bp-II (d=4;5 мм)									

Кўп қаватли ва кўп оралиқли рамалар ҳисобига доир жадваллар

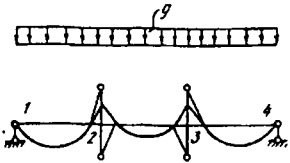
Раманинг ҳисоблаш тархи йиғма темирбетон конструкциялари ишлаб чиқарадиган корхоналардаги конструкцияларга мос келади. Бунда қаватлар баландлиги бир хил, устунларнинг кесим юзаси барча қаватларда ўзгармас деб олинади. Рама ригеллари четки таянчларда колонна билан шарнирли ва бикир бириккан ҳолда қаралади.

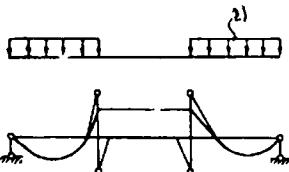
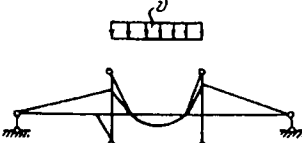
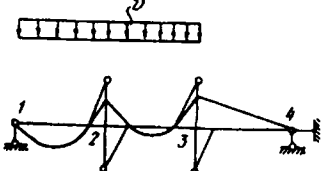
Ригелларнинг таянч моментлари $M = (\alpha g + \beta v) l^2$; бу ерда α ва β коэффициентларининг қиймати ригелни доимий g ва муваққат юк v билан юкланиш схемасига ҳамда ригель ва устуннинг нисбий бикирликлари нисбати $K = B l_{col} / B_{col}$ га боғлиқ. Бу ерда B , l — ригелнинг бикирлиги ва узунлиги; B_{col} , l_{col} — устуннинг бикирлиги ва узунлиги (қават баландлиги).

Ригелнинг оралиқдаги моментлари ва кўндаланг кучлари ригель учигаги таянч моментлари ва юкланиш турларига қараб аниқланади.

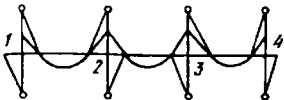
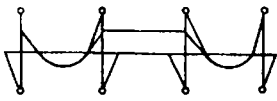
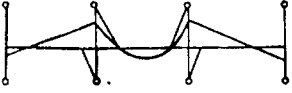
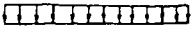
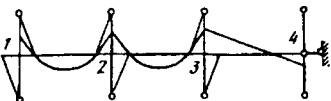
Устунлардаги эгувчи моментлар ригелларнинг таянч қисмида ҳосил бўлган моментлар фарқи ΔM орқали аниқланади. Ўрта қаватларда тугунга пастдан ва юқоридан келиб туташган устунларга тенг тақсимланади $M = 0,5 \Delta M$, биринчи қаватда $M = 0,4 \Delta M$, юқори қаватда $M = \Delta M$. Бунда устунлардаги эгувчи моментларни аниқлаш учун лозим бўлган ригель моментларининг қиймати K биринчи қаватда 1,2га, юқори қаватда 2 га кўпайтирилади.

1. Четки таянчларга шарнирли бириккан рама ригеллари

Юклаш хиллари ва моментлар эпюралари	K	Таянч моментлари		
		M_{21}	M_{23}	M_{32}
1	2	3	4	5
	0,5	-0,121	-0,087	-0,087
	1	-0,118	-0,089	-0,089
	2	-0,114	-0,091	-0,091
	3	-0,111	-0,093	-0,093
	4	-0,109	-0,094	-0,094
	5	-0,108	-0,095	-0,095
	6	-0,108	-0,096	-0,096

1	2	3	4	5
	0,5	-0,112	-0,009	-0,009
	1	-0,103	-0,015	-0,015
	2	-0,091	-0,023	-0,023
	3	-0,083	-0,028	-0,028
	4	-0,078	-0,031	-0,031
	5	-0,074	-0,034	-0,034
	6	-0,072	-0,036	-0,036
	0,5	-0,009	-0,078	-0,078
	1	-0,015	-0,074	-0,074
	2	-0,023	-0,068	-0,068
	3	-0,028	-0,065	-0,065
	4	-0,031	-0,063	-0,063
	5	-0,034	-0,062	-0,062
	6	-0,036	-0,060	-0,060
	0,5	-0,122	-0,094	-0,070
	1	-0,120	-0,100	-0,065
	2	-0,119	-0,105	-0,056
	3	-0,118	-0,108	-0,051
	4	-0,117	-0,110	-0,047
	5	-0,117	-0,111	-0,044
	6	-0,117	-0,112	-0,042

2. Четки таянчларда устунларга бикир бириккан рама ригеллари

Юклаш хиллари ва моментлар эпюралари	K	Таянч моментлари			
		M_{12}	M_{21}	M_{23}	M_{32}
 	0,5	-0,072	-0,090	-0,083	-0,083
	1	-0,063	-0,091	-0,085	-0,085
	2	-0,054	-0,093	-0,085	-0,087
	3	-0,046	-0,095	-0,088	-0,088
	4	-0,039	-0,097	-0,089	-0,089
	5	-0,033	-0,099	-0,090	-0,090
	6	-0,027	-0,100	-0,091	-0,091
 	0,5	-0,077	-0,079	-0,006	-0,006
	1	-0,070	-0,074	-0,012	-0,012
	2	-0,062	-0,068	-0,018	-0,018
	3	-0,055	-0,065	-0,022	-0,022
	4	-0,048	-0,063	-0,026	-0,026
	5	-0,042	-0,063	-0,028	-0,028
	6	-0,036	-0,062	-0,030	-0,030
 	0,5	0,005	-0,011	-0,077	-0,077
	1	0,007	-0,017	-0,073	-0,073
	2	0,008	-0,025	-0,069	-0,069
	3	0,009	-0,030	-0,066	-0,066
	4	0,009	-0,034	-0,063	-0,063
	5	0,009	-0,036	-0,062	-0,062
	6	0,009	-0,038	-0,061	-0,061
 	0,5	-0,071	-0,092	-0,088	-0,072
	1	-0,062	-0,095	-0,094	-0,066
	2	-0,052	-0,101	-0,098	-0,059
	3	-0,045	-0,107	-0,100	-0,054
	4	-0,037	-0,112	-0,102	-0,050
	5	-0,032	-0,115	-0,104	-0,046
	6	-0,026	-0,117	-0,105	-0,043

**Теримнинг барча турлари учун сиқилишдаги
ҳисобий қаршилик R , МПа**

Ғишт мар- каси	Қуйидаги маркали оғир қоришмада терилган девор қаторлари баландлиги 50...150мм								Қоришма мустаҳ камлиги	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	0
300	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,8	1,7	1,5
250	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,3	1,0
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,8
125	—	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,7
100	—	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,9	0,8	0,6
75	—	—	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,5

**Терим таркибидаги арматуранинг иш шароити
коэффициенти γ_a нинг қийматлари**

Конструкцияни арматуралаш тури	Арматура синфи		
	A-1	A-11	Bp-1
Тўрсимон арматуралаш	0,75	—	0,6
Девордаги бўйлама арматура	1	1	1
чўзиловчи	0,85	0,7	0,6
сиқилувчи	0,8	0,8	0,6
букланган ва хомутлар			
Девордаги анкерлар ва боғлагичлар:			
M25 ва ундан ортиқ қоришмада	0,9	0,9	0,8
M10 ва ундан паст қоришмада	0,5	0,5	0,6

Теримнинг эластиклик тавсифи α

Девор тури	Қоришма маркаси			Қоришма мустаҳкамлиги	
	25...200	10	4	0,2	0
Пластик прессланган оддий ва бўшлиқли сопол ғиштан, бўшлиқли силикат тошлардан, ғовак тўлдиргичли бетондан тайёрланган тошлардан ҳамда енгил табиий тошлардан те- рилган деворлар	1000	750	500	350	200
Яхлит ва бўшлиқли силикат ғиштан терилган деворлар	750	500	350	350	200
Ярим қуруқ прессланган оддий ва бўшлиқли сопол ғиштан терилган деворлар	500	500	350	350	200

Теримнинг бўйлама эгилиш коэффициенти φ

λ_{np}^h	λ_{np}^r	Бўйлама эгилиш коэффици- енти, φ	λ_{np}^h	λ_{np}^r	Бўйлама эгилиш коэффици- енти, φ
4	14,0	1,00	15	52,5	0,77
5	17,5	0,98	16	56,0	0,74
6	21,0	0,96	18	68,0	0,70
7	24,5	0,94	20	70,0	0,65
8	28,0	0,92	22	76,0	0,61
9	31,5	0,90	24	83,0	0,56
10	35,0	0,88	26	90,0	0,52
11	38,5	0,86	28	97,0	0,49
12	42,0	0,84	30	104,0	0,45
13	45,5	0,81			
14	49,0	0,79			

Олдиндан зўриктирилган конструкцияларда арматуранинг қўйиб
юборган ҳолатидаги бетоннинг рухсат этилган энг кам
мустваҳкамлиги ва синфи

Зўриктирилган арматура	Бетон синфи энг ками	Бетоннинг энг кам мустваҳкамлиги, МПа
Симли арматура:		
анкерли В-II	B20	11
анкерсиз Вр-II		
$d \leq 5$ мм бўлганда	B20	11
$d \geq 6$ мм бўлганда	B30	15,5
K-7, K-19	B30	15,5
Стерженли арматуралар анкерсиз		
$d = 10...18$ мм бўлган, синфи		
A-IV	B15	11
A-V	B20	11
AT-VI	B30	15,5
$d = 20$ ва ундан юқори бўлган, синфи		
A-IV	B20	11
A-V	B25	11
A-VI	B30	15,5

АДАБИЁТЛАР

1. Асқаров Б.А. Курилиш конструкциялари. Т., «Ўзбекистон», 1995.
2. Асқаров Б.А., Низомов Ш.Р., Ҳобилов Б.А. Темирбетон ва тош-гишт конструкциялари. Т., «Ўзбекистон», 1997.
3. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. М. 1985.
4. ҚМҚ 2.03.01-96. Бетон ва темирбетон конструкциялар. ЎзРДАҚҚ Т. 1998.
5. Низомов Ш.Р., Ҳобилов Б.А., Усмонов Ф.Т. Темирбетон конструкциялари. Т., «Меҳнат», 1992.
6. Низамов Ш.Р. Влияние жаркого климата на работу железобетонных конструкций из аглопоритобетона. Учебное пособие. Ташкент. 1990.
7. Низамов Ш.Р. Изменение температуры и влажности аглопоритобетона в условиях сухого, жаркого климата: Расчет, проектирование и испытание железобетонных конструкций, предназначенных для эксплуатации в условиях сухого, жаркого климата. Ташкент, 1985.
8. Попов Н.Н., Забегаев А.В. Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций. М. «Высшая школа», 1989.
9. СНиП 2. 01. 01-82. Строительная климатология и геофизика. М. 1983.
10. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. М., Госстройиздат, 1986.
11. СНиП 2.03. 01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. М. 1985.
12. СНиП 2.03.04-84. Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур. М., 1985.
13. СНиП II-7-81. Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования. М., 1982.
14. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования. М. Стройиздат 1983.
15. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. М. 1984.
16. Селимов М.М., Низамов Ш.Р. Примеры расчета и конструирования железобетонных и каменных конструкций. Учебное пособие. Ташкент 1989.
17. Ҳобилов Б. А. Иншоотлар динамикаси ва зилзилабардошлиги. Т. «Ўқитувчи». 1988.

МУНДАРИЖА

Сўз боши	3
Кириш	5
Темирбетон ва тош-ғишт конструкциялари соҳасида қабул қилинган ҳарфий белгилар	8

1 - б о б . Бетон ва арматуранинг физик-механик хоссалари. Темирбетон

1.1. Темирбетоннинг моҳияти	13
1.2. Бетоннинг асосий физик-механик хоссалари	15
1.3. Темирбетон конструкциялари арматураси	45
1.4. Арматураларнинг физик-механик хоссалари	48
1.5. Темирбетон	50

2 - б о б . Темирбетон конструкцияларини ҳисоблаш усуллари

2.1. Темирбетон элементларида кучланиш ва деформация... ..	57
2.2. Конструкция мустаҳкамлигини рухсат этилган кучланишлар ва бузувчи зўриқишлар усулларида ҳисоблаш ..	64
2.3. Чегаравий ҳолатлар бўйича ҳисоблаш	68
2.4. Юklar ва таъсирлар	70

3 - б о б . Олдиндан зўриқтирилган темирбетон конструкциялари

3.1. Асосий тушунчалар	74
3.2. Тайёрлаш усуллари	75
3.3. Олдиндан зўриқтирилган темирбетон элементларни конструкциялаш	79
3.4. Кучланиш ҳолатлари ва олдиндан зўриқтирилган темирбетон элементларни мустаҳкамликка ҳисоблаш ...	84

4 - б о б . Эгилувчи темирбетон элементларни конструкциялаш ва мустаҳкамликка ҳисоблаш

4.1. Бир оралиқли тўсин, плита ва панелларни конструкциялаш	95
---	----

4.2. Эгилувчи элементлар мустаҳкамлигини нормал кесимлар бўйича ҳисоблаш	101
4.3. Тавр, қўштавр ва қутисимон кесимли элементлар.	115
4.4. Эгилувчи элементлар қия кесимларининг мустаҳкамлигини ҳисоблаш	126

5 - б о б . Қобирғали яхлит (монолит) темирбетон ёпмани ҳисоблаш ва конструкциялаш

5.1. Қобирғали ёпманинг тузилиши	139
5.2. Иккинчи даражали тўсинларни ҳисоблаш ва конструкциялаш	140

6 - б о б . Биноларнинг йиғма темирбетон элементларини ҳисоблаш ва конструкциялаш

6.1. Йиғма ёпманинг тузилишини белгилаш (компановка қилиш)	156
6.2. Йиғма темирбетон панелларни ҳисоблаш ва конструкциялаш	158
6.3. Эгилиб бураладиган элементлар мустаҳкамлиги	197

7 - б о б . Сиқилувчи ва чўзилувчи элементлар

7.1. Сиқилувчи элементларнинг конструктив хоссалари	201
7.2. Тасодикий елкали элементларни ҳисоблаш	202
7.3. Кўндаланг кесими тўғри тўртбурчак бўлган элементларнинг номарказий сиқилиши	205
7.4. Чўзилувчи элементлар ҳисоби. Умумий маълумотлар	215

8 - б о б . Темирбетон конструкцияларини чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи бўйича ҳисоблаш

8.1. Бўйлама кучлар таъсиридаги элементлар	224
8.2. Эгилувчи элементларда нормал ёрилишлар ҳисоби	225
8.3. Элементлардаги қия ёриқлар ҳисоби	228
8.4. Темирбетон конструкциялари элементларининг деформацияларини ҳисоблаш	238
8.5. Темирбетон элементларнинг солқилигини аниқлаш	243

9 - б о б . Темирбетон пойдеворлар

9.1. Устун ости пойдеворлари	249
9.2. Тасмасимон, яхлит ва устун қозиқли пойдеворлар	255

10-боб. Йиғма темирбетон синчли бинолар

10.1. Бир қаватли саноат бинолари	260
10.2. Кўп қаватли синчли бинолар	266

11 - б о б . Бино ва иншоотларнинг том (ёпма) конструкциялари

11.1. Темирбетон ёпма плиталари	278
11.2. Темирбетон сторопил тўсинлари	280
11.3. Темирбетон сторопил фермалари	282
11.4. Темирбетон сторопил аркалари	286
11.5. Юпқа деворли фазовий ёпмалар	289

12 - б о б . Муҳандислик иншоотлари

12.1. Резервуарлар	299
12.2. Сув босими миноралари	304
12.3. Бункер ва силослар	306
12.4. Тиргак деворлар	307

13 - б о б . Зилзилабардош бинолар конструкциялари

13.1. Зилзилабардош биноларни лойиҳалашнинг умумий қоидалари	321
13.2. Биноларни сейсмик кучлар таъсирига ҳисоблашнинг асосий қоидалари	327
13.3. Конструкция элементларини динамик юқлар таъсирига ҳисоблаш	332
13.4. Ғишт деворли ва комплекс конструкцияли бинолар сейсмик мустаҳкамлиги	352
13.5. Қадимий ғиштин биноларнинг зилзилабардошлиги	358

14 - б о б . Темирбетон конструкцияларини Марказий Осиёнинг иссиқ иқлим шароитига мослаб ҳисоблаш

14.1. Қуруқ иссиқ иқлим шароитининг ўзига хос хусусиятлари	366
14.2. Иқлим ўзгариши шароитида темирбетон конструкцияларини ҳисоблаш	367
14.3. Иқлим шароитида ишлайдиган темирбетон конст- рукцияларини лойиҳалашдаги асосий омиллар	373

15 - б о б . Тош-ғишт ва арматурали тош конструкциялар

15.1. Тош-ғишт конструкциялари ҳақида умумий маълумотлар	376
15.2. Тош-ғишт ва арматурали тош конструкциялари учун ишлатиладиган материаллар	378
15.3. Тош-ғишт конструкцияларини мустаҳкамликка ҳисоблаш.	383
15.4. Деворни мустаҳкамликка ҳисоблаш	397
Иловалар	406
Адабиётлар	428

**Бахтиёр Асқарович Асқаров
Шухрат Рашидович Низомов**

**ТЕМИРБЕТОН ВА ТОШ-ФИШТ
КОНСТРУКЦИЯЛАРИ**

Иккинчи нашр

Олий ўқув юрти талабалари учун дарслик

**Бадий муҳаррир У. Солихов
Техник муҳаррир У. Ким
Мусаҳиҳха Ш. Орипова
Компьютерда тайёрловчи Ш. Соҳибов**

Теришга берилди 29.07.2002. Босишга рухсат этилди 17.02.2003.

Офсет босма усулида босилди. Бичими 84×108^{1/32}.

Шартли босма табоғи 21,48. Нашр т. 19,26.

Нусхаси 2000. Буюртма №30.Баҳоси шартнома асосида.

“Ўзбекистон” нашриёти, 700129, Тошкент, Навоий кўчаси,30.
Нашр № 75-2002.

Ўзбекистон Матбуот ва ахборот агентлигининг
Тошкент китоб-журнал фабрикасида чоп этилди.
700194, Тошкент, Юнусобод даҳаси, Муродов кўчаси, 1.