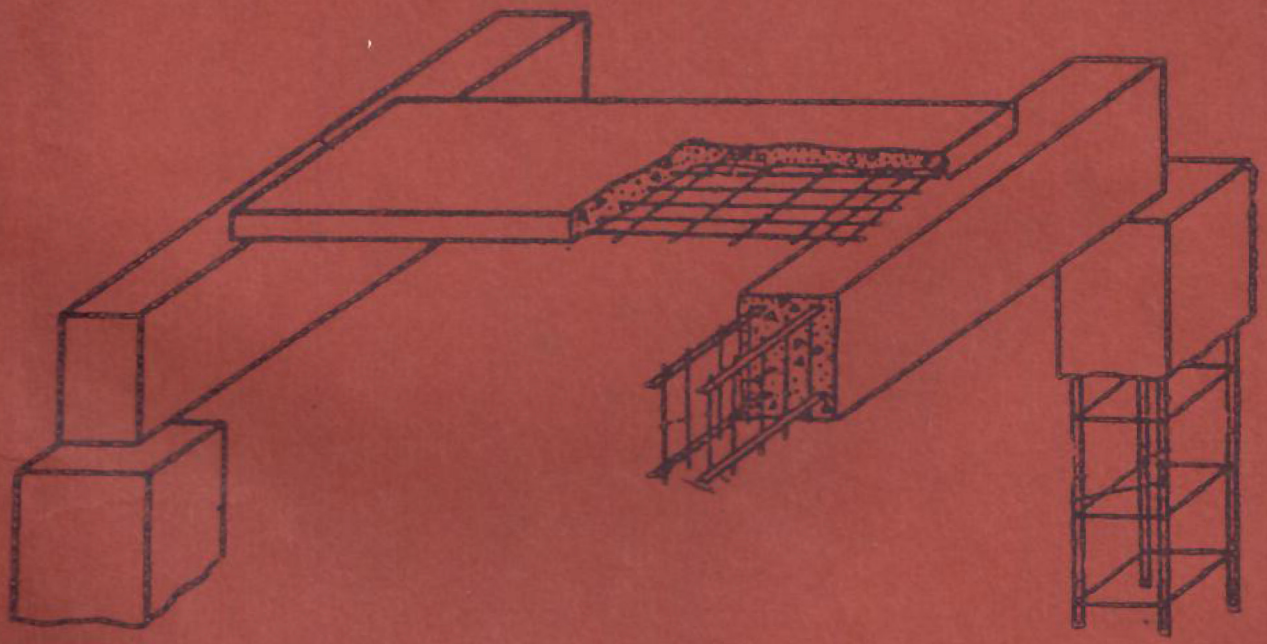
საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტი

ა.სოხაძე, ნ.ლლონტი, ლ.ყავლაძე, გ.ჭურდაძე

სამშენებლო კონსტრუქციები

(რკინაბეტონი)



თბილისი
1995

სამშენებლო პორტალი
MSHENEBLOBA.INFO

უაკ 624.92

დამხმარე სახელმძღვანელოში განხილულია ჩვეულებრივი (დაუძაბავი) და წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონის კონსტრუქციების გაანგარიშების და დაპროექტების საფუძვლები. მოცემულია ერთსართულიანი და მრავალსართულიანი სამრეწველო და სამოქალაქო შენობების რკინაბეტონის ელემენტების კონსტრუქციული თავისებურებანი, ასაწყობ-მონოლითური და სივრცითი დახურვების გაანგარიშების მეთოდები.

წიგნი განკუთვნილია "არქიტექტურის" (290I), "ხიდებისა და გვირაბების" (29II) და "რკინიგზის მშენებლობის" (2909) სპეციალობების სტუდენტებისათვის.

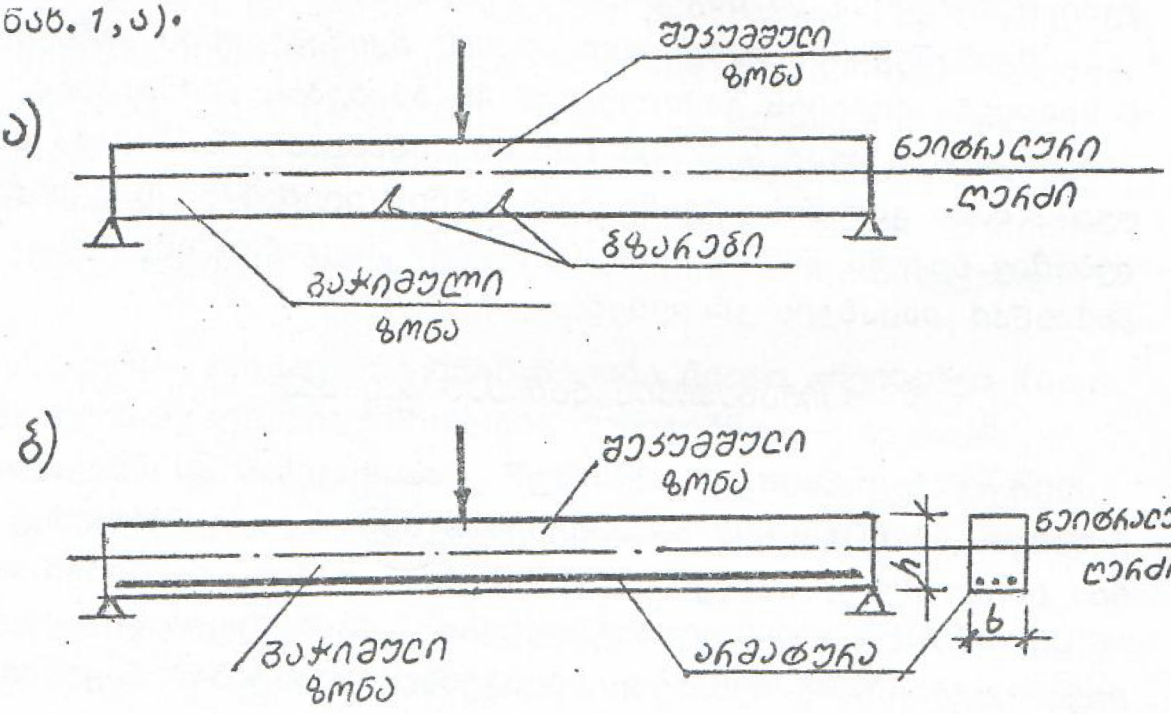
რეცენზენტები: პროფ. გ.კიზირია, დოც. გ.ქურდაძე

© "ტექნიკური უნივერსიტეტი", I995

შესავალი

1. რკინაბეტონის არსი

ცდები გვიჩვენებს, რომ ბეტონი კარგად ეწინააღმდეგება კუმშვას და ნაკლებ მნიშვნელოვნად გაჭიმვას. ბეტონის კოჭი, რომელიც თავისუფლად მდებარეობს ორ საყრდენზე და არ არის დაარმატურებული, განივი ღუნვისას ერთ ზონაში განიცდის კუმშვას, ხოლო მეორეში – გაჭიმვას (ნახ. 1,ა).



ნახ. 1. ელემენტები დატვირთვის ქვეშ.

ასეთ კოჭს აქვს მცირე ზიდვის უნარი, რადგანაც ბეტონის წინაღობა გაჭიმვაზე მცირეა.

იგივე კოჭს, დაარმატურებულს გრძივი არმატურით, რომელიც მოთავსებულია გაჭიმულ ზონაში (ნახ. 1,ბ) აქვს მნიშვნელოვნად მეტი ზიდვის უნარი, ვიდრე ბეტონის კოჭს.

2. ბეტონისა და არმატურის ერთობლივი მუშაობის ხელშემწყობი პირობები

ა. ბეტონი გამყარებისას მნიშვნელოვნად ეჭიდება არმატურას, რის გამოც რკინაბეტონის ელემენტში ორივე მასალა (ბეტონი და არმატურა) განიცდის ერთსა და იმავე დეფორმაციას.

ბ. ბეტონი იცავს არმატურას კოროზიისა და ცეცხლისაგან.

გ. ფოლადსა და ბეტონს აქვთ დაახლოებით თანაბარი ხაგობრივი ტემპერატურული გაფართოების კოეფიციენტი, ამიტომ ორივე მასალაში ვითარდება უმნიშვნელო საწყისი დეფორმაციები; არმატურის სრღვეტა ბეტონიდან არ შეიმჩნევა.

რკინაბეტონის დადებითი თვისებები: დიდი ხანგამძლეობა, ცეცხლგამძლეობა, ატმოსფერული გეგავლენის მიმართ მედეგობა, მაღალი წინაღობა დინამიკური დატვირთვების მიმართ, მცირე საექსპლუატაციო ხარჯები შენობებისა და ნაგებობათა შენახვისათვის და სხვ.

რკინაბეტონის უარყოფითი მხარე: რკინაბეტონის კონსტრუქციები ხასიათდება ბეტონის გაჭიმულ ზონაში ბზარების წარმოშობით, ამიტომ პრაქტიკაში ხშირად საჭიროა მოისპოს ბზარების წარმოშობა ან შეიზღუდოს მათი გახსნის სიგანე. ამ მიზნით ელემენტზე დატვირთვის მოდებამდე ბეტონს წინასწარ შეკუმშავენ. ასეთ რკინაბეტონს წინასწარ დაძაბულს უწოდებენ.

3. რკინაბეტონის გამოყენების არე

რკინაბეტონისაგან აშენებენ ერთსართულიან და მრავალსართულიან შენობებს, სხვადასხვა დანიშნულების სამოქალაქო შენობებს, მათ შორის საცხოვრებელ სახლებს. რკინაბეტონს ფართოდ იყენებენ ხიდებიანი გადახურვებისათვის (გარსები), სამრეწველო და საზოგადოებრივი დიდმალიანი შენობების ასაგებად, საინჟინრო ნაგებობებში: სილოსების, ბუნკერების, რეზერვუარების, საკვამლე მილების, ხიდების, გვირაბების ასაშენებლად.

შესრულების ხერხის მიხედვით არჩევენ რკინაბეტონის კონსტრუქციებს: ასაწყობს, მონოლითურს და ასაწყობ-მონოლითურს, რომელიც იქმნება რკინაბეტონის ასაწყობი ელემენტებისაგან და მონოლითური ბეტონისაგან.

ასაწყობი რკინაბეტონის გამოყენებით კონსტრუქციის ხარისხი უმჯობესდება, რამდენჯერმე მცირდება სამონტაჟო სამუშაოების შრომატევადობა მონოლითურ რკინაბეტონთან შედარებით.

4. მოკლე ისტორიული ცნობები რკინაბეტონის წარმოშობისა და განვითარების შესახებ

დაარმატურებული ბეტონისაგან პირველი კონსტრუქცია შეიქმნა 1850–1855 წლებში. საფრანგეთში, ი. ლამბოს პირველმა დაამზადა რკინაბეტონის ნავი, ხოლო მეგაღე მონიემ მოგვიანებით გააკეთა ყვავილების კასრები და აიღო პატენტი.

რკინაბეტონის გაანგარიშების თეორიული საფუძვლები ჩაიდო-ნიბრა კონსიდერის, გენებიკის (საფრანგეთი), კენენის, მიორშის (გერმანია) და სხვათა კვლევითი მუშაობის შედეგად. XIX საუკუნის დამდეგს შეიქმნა რკინაბეტონის გაანგარიშების თეორია დასაშვები ძაბვების მიხედვით.

რუსეთში რკინაბეტონი ვითარდებოდა საგზაო-სარკინიგზო ქვეყნების ტა-მოცდილებისა და სამამულო პრაქტიკის მიხედვით (საჩვენებელი ცდები ნ. ბელელიუბსკი 1881 წ., ვ. ნეკრასოვი, ა. ლოლეიტი და სხვ.).

რკინაბეტონის სამშენებლო კონსტრუქციების გაანგარიშება ხდებო-და დასაშვები ძაბვების მეთოდის მიხედვით (ე.წ. კლასიკური მეთოდი).

1931 წელს ა. ლოლეიტმა წარმოადგინა რკინაბეტონის გაანგარი-შების ახალი თეორია – მრღვევი ძალების მიხედვით. ახალი თეორიის იდვა უფრო სრულყოფილი აღმოჩნდა წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონი-სათვის.

30-იან წლებში პრაქტიკული მნიშვნელობა მიიღო ფრეისინეს (საფ-რანგეთი), ჰოიერის (გერმანია) შრომების შედეგებმა. ჩვენთან წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონის წარმოშობა მიეკუთვნება 1930 წელს, როდესაც ვ. მიხაილოვმა დაიწყო ფართო ექსპერიმენტალური გამოკვლე-ვები.

რკინაბეტონის თეორიის შემდგომი განვითარება ყოფილ საბჭოთა კავ-შირში მიეკუთვნება 1955 წელს; შემოღებული იქნა კონსტრუქციის გაანგა-რიშების ზღვრული მდგომარეობის მეთოდი. სამშენებლო ნორმებში მოცე-მულია ა. გვოზდევის, ვ. მურაშოვის, ს. კრილოვის, კ. მიხაი-ლოვის, პ. ფასილიევისა და სხვათა განზოგადებული ცდების შედეგები.

ქართველმა მეცნიერებმა ღირსეული წვლილი შეიტანეს რკინაბეტო-ნის თეორიისა და ექსპერიმენტალური კვლევის განვითარებაში. საქართ-ველოში მოღვაწეობდა მრავალი ცნობილი მეცნიერი: კ. გავრილოვი, ი. ონია-შვილი, გ. კიკნაძე, ვ. შაიშმელაშვილი, გ. მუხაძე, პ. წულუკიძე, ნ. ახვ-ლედიანი, გ. ცისკრელი, გ. ქარცივაძე და მრავალი სხვა.

რკინაბეტონის ზოგადი ცნებები

თავი 1. ბეტონის, არმატურის და რკინაბეტონის ძირითადი ფიზიკურ-მექანიკური თვისებები

1.1. ბეტონი

ბეტონი უნდა აკმაყოფილებდეს შემდეგ მოთხოვნებს: საჭირო სიმტ-კიცეს; კარგ შეჭიდულობას არმატურასთან; საკმარის სიმკვრივეს (შეუღწევადობა); აგრეთვე სპეციალურ მოთხოვნებს: ყინვამედეგობას; ცეცხლგამძლეობას, კოროზიამედეგობას.

ცნობილია მძიმე კონსტრუქციებში გამოყენებული ბეტონის შემდეგი სახეობები:

მძიმე ბეტონი - მკვრივი აგებულებით, მკვრივი შემავსებლით, მსხვილმარცვლოვანი, ცემენტის შემკვრელზე, ნებისმიერი გამყარების პირობებში; საშუალო სიმკვრივით 2200...2500 კგ/მ^3; წვრილმარცვლოვანი ბეტონი - მკვრივი აგებულებით, მძიმე, წვრილი შემავსებლით, ცემენტის შემკვრელზე, ნებისმიერ პირობებში გამყარებული; შემსუბუქებული ბეტონი - საშუალო სიმკვრივით 1800 კგ/მ^3 მეტი; მსუბუქი ბეტონი - მკვრივი ფოროვანი სტრუქტურით, მსხვილმარცვლოვანი, ცემენტის შემკვრელზე, ნებისმიერი გამყარების პირობებში; ყინვამედეგი, წყალშეუღწევადი ბეტონი - კონსტრუქციებში გამოიყენება მძიმე ბეტონის თანაბარი რაოდენობით; უჯრედოვანი ბეტონი-ავტოკლავური და არაავტოკლავური გამყარებით. ცნობილია ბეტონის სპეციალური სახეობები: მბურავმედეგი, მჟავამედეგი, დამძაბავი ბეტონი და სხვ.

ბეტონის შეკლება და საწყისი ძაბვები

ბეტონს აქვს თვისება მოცულობაში შემცირებისა, როცა მყარდება ჩვეულებრივ ჰაერის გარემოში (ბეტონის შეკლება) და მოცულობაში გაიზრდებისა, როცა მყარდება წყალში (ბეტონის გაფუება).

ბეტონი, რომელიც მზადდება თვითგაფართოებად ცემენტზე, შეკლებას არ განიცდის; ჩვეულებრივ ბეტონის შეკლება იწვევს ბზარებს.

შეკლება უფრო ინტენსიურია გამყარების საწყის პერიოდში (პირველი წელი) და შემდეგში იგი თანდათან ქრება.

საწყისი შეკლების ძაბვებს სიმტკიცეზე გაანგარიშებისას არ ითვალისწინებენ. ისინი გათვალისწინებულია საანგარიშო კოეფიციენტებითა და კონსტრუქციული ღონისძიებებით - ელემენტების დაარმატურებით, კონსტრუქციაში შეკლების ნაკერების მოწყობით.

ბეტონის სიმტკიცე

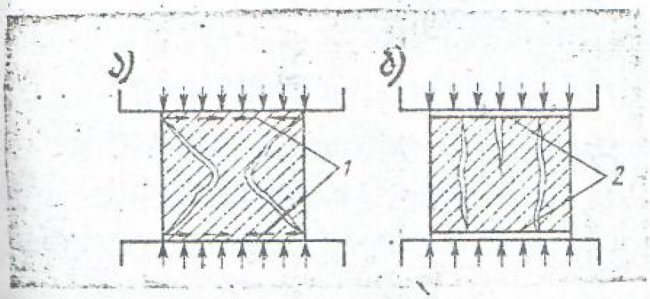
ბეტონის სიმტკიცე დამოკიდებულია რიგ ფაქტორებზე, მათგან ძირითადია: 1) ტექნოლოგიური ფაქტორები; 2) დრო და გამყარების პირობები; 3) ნიმუშის ზომები და ფორმა; 4) დაძაბულობის მდგომარეობის სახე და დატვირთვის ხანგრძლივობის პროცესი; 5. ბეტონის შემადგენლობა.

ბეტონის კლასები და მარკები

ბეტონის კლასი სიმტკიცეზე ღერძული კუმშვისას B (მპა) ეწოდება ბეტონის კუბის დროებით წინაღობას (წიბოს ზომით 15 სმ), გამოცდილს 28 დღის გამყარების შემდეგ $20 \pm 2^{\circ}C$ ტემპერატურის დროს, სიმტკიცის სტატისტიკური ცვალებადობის გათვალისწინებით.

ბეტონის კლასები სიმტკიცეზე კუმშვისას რკინაბეტონის კონსტრუქციებისათვის ნორმებით დადგენილია შემდეგი: მძიმე ბეტონებისათვის B 7,5; B 10; B 12,5; B 20; B 30; B 35; B 40; B 45; B 50; B 55; B 60. წვრილმარცვლოვანი ბეტონებისათვის (A სახის) – ქვიშაზე სიმსხოს მოდულით 2 და მეტი – იმავე დიაპაზონით B -40-მდე ჩათვლით; (Б სახისათვის) – სიმსხოს მოდულით 2 და ნაკლებით და იმავე დიაპაზონით B 30-მდე ჩათვლით; (В სახისათვის) – ავტოკლავური დამუშავებისას იმავე დიაპაზონით B 50-მდე ჩათვლით; მსუბუქი ბეტონებისათვის – იმავე დიაპაზონით B 40-მდე ჩათვლით.

ბეტონის კლასები სიმტკიცეზე ღერძული გაჭიმვისას – B_t 0,8; B_t 1,2; B_t 1,6; B_t 2; B_t 2,4; B_t 2,8; B_t 3,2 ხასიათდებიან ბეტონის სიმტკიცით ღერძულ გაჭიმვისას (მპა) სიმტკიცის სტატისტიკური ცვალებადობის გათვალისწინებით.



ნახ. 1.1. ბეტონის კუბის რღვევის სქემა კუმშვაზე გამოცდისას: ა–ხახუნის ძალისას; ბ–ხახუნის ძალის შემცირებისას პარაფინის ხსნარის წასმით.

ბეტონის მარკები ყინვამედეგობაზე – F 25-დან F 500-მდე ხასიათდებიან წყლით გაჯერებული ელემენტის გაყინვა-გალღობის ციკლის გამძლეობის მიხედვით.

ბეტონის მარკები წყალშეუღწევადობის მიხედვით – W2-დან – W12 -მდე ხასიათდებიან ბეტონის დაწოლის სიდიდით, როცა არ აღინიშნება გამოსაცდელ ნიმუშებში წყლის გაჟონვა. ბეტონის მარკები საშუალო სიმკვრივის ($кг/м^3$) მიხედვით იცვლება D 800-დან D 2400-მდე.

ბეტონის კუბური სიმტკიცე კუმშვისას

ღერძულ კუმშვისას კუბი ირღვევა ბეტონის განივი მიმართულებით (ნახ. 1.1). რღვევის დახრილი ბზარები გამოწვეულია ხახუნის ძალებით, რომლებიც ვითარდება კუბის ზედაპირზე საცდელი წნების გადიშსა და

კუბის წახნაგებს შორის. ხახუნის ძალები, მიმართული კუბის შიგნით, ეწინააღმდეგება თავისუფალ განივ დეფორმაციებს და ქმნის საღებს ეფექტს. ხახუნის ძალები (რაც სცილდება კუბის ტორსის წახნაგებს) მცირდება, ამიტომ კუბი რღვევის შემდეგ იღებს წაკვეთილი პირამიდის ფორმას. თუ კუბზე ხახუნის ძალებს არ ვამოქმედებთ – კონტაქტურ ზედაპირზე პარაფინის წასმის მეშვეობით, რღვევის ბზარები მიიღებს ვერტიკალურ მიმართულებას და დროებითი წინაღობა შემცირდება დაახლოებით ორჯერ. (ნახ. 1.1 ბ). სახელმწიფო სტანდარტების მიხედვით ცდიან ვაუპირავ ზედაპირიან ნიმუშებს. ცდებით დადგენილია, რომ ბეტონის სიმტკიცე დამოკიდებულია კუბის ზომებზე: თუ დროებითი წინაღობა კუმშვაზე 15 სმ წახნაგიანი კუბის შემთხვევაში არის R, მაშინ 20 სმ წახნაგიანი კუბის წინაღობა დაახლოებით იქნება $0,93R$, ხოლო 10 სმ ნახნაგიანი კუბის წინაღობა იზრდება და ტოლია $\sim 1,1R$. ეს აიხსნება საღების ეფექტის ცვალებადობით, რომელიც გამოწვეულია კუბის ზომებისა და მის ტორსებს შორის მანძილის ცვალებადობით.

ბეტონის პრიზმული სიმტკიცე კუმშვისას

რკინაბეტონის კონსტრუქციები ფორმის მიხედვით განსხვავდება კუბისაგან, ამიტომ კუბის სიმტკიცე არ შეიძლება უშუალოდ გამოყენებული იქნეს კონსტრუქციის ელემენტების სიმტკიცეზე გაანგარიშებისას. ბეტონის სიმტკიცის ძირითადი მახასიათებელი შეკუმშული ელემენტებისათვის არის პრიზმული სიმტკიცე R_b –ბეტონის პრიზმის დროებითი წინაღობა ღერძულ კუმშვაზე. ხახუნის ძალების გავლენა პრიზმის ტორსებზე მცირდება მისი სიმაღლის გაზრდისას და როცა ფარდობა $h/a \leq 4$, სიდიდე R_b თითქმის სტაბილურია და ტოლია დაახლოებით $0,75R$, ბეტონის ნიმუშის მოქნილობის გავლენა ცდებისას არ იგრძნობა, ის შესამჩნევია მხოლოდ მაშინ, როცა $h/a \geq 8$.

ბეტონის შეკუმშული ზონის სიმტკიცის მახასიათებლად ღუნვადი ელემენტებისათვის იღებენ R_b.

ბეტონის დროებითი წინაღობა ღერძულ გაჭიმვაზე განისაზღვრება ფორმულით

$$R_{bt} = M/\gamma W = 3,5M/bh^2, \qquad (1.1)$$

სადაც $W \doteq bh^2/6$ არის სწორკუთხა კვეთის წინაღობის მომენტი;

$\gamma = 1.7$ არის სამრავლი, ბეტონის გაჭიმული ზონის მრუდხაზოვანი ეპიურის (გამოწვეული არაღრეკადი დეფორმაციების განვითარებით) მახასიათებელი:

ბეტონის სიმტკიცე ჭრასა და ანღეჩაზე

ბეტონის დრეკითი წინაღობა ჭრისას განისაზღვრება ემპირიული ფორმულით

$$R_{sh} = 0.7\sqrt{R_b R_{bt}} \quad \text{ან} \quad R_{sh} = 2R_{bt}. \qquad (1.2)$$

დრეკითი წინაღობა ანღეჩაზე ღუნვისას ცდების მიხედვით 1,5-2-ჯერ მეტია R_{bt}-ზე.

ბეტონის სიმტკიცე დატვირთვის ხანგრძლივი მოქმედებისას

ბეტონის ხანგრძლივი წინაღობის ზღვარი ღერძული ცუმშვისას ცდების მიხედვით $R_l \approx 0,9$.

ბეტონის სიმტკიცე მრავალჯერგანმეორებადი დატვირთვისას

ბეტონის სიმტკიცე მრავალჯერგანმეორებადი დატვირთვისას, ანუ ბეტონის გამძლეობის ზღვარი (R_z) ცდების მიხედვით დამოკიდებულია დატვირთვის და განტვირთვის ციკლზე და მინიმალური და მაქსიმალური ძაბვების ფარდობაზე, ანუ ციკლის ასიმეტრიაზე $\rho = \sigma_{min}/\sigma_{max}$; პრაქტიკულად გამძლეობის ზღვარი (R_z) დამოკიდებულია ციკლის ρ ნახასიათებელზე თითქმის ხაზობრივად, მისი უმცირესი მნიშვნელობა $R_z = 0,5R_b$. R_z-ის მნიშვნელობის ცოდნა აუცილებელია დინამიკურ დატვირთვებზე მომუშავე რკინაბეტონის კონსტრუქციების გამძლეობაზე გასაანგარიშებლად. მაგალითად, ამწყვეშა კოჭები, მოგიერთ საბრეწველო შენობების გადახურვები.

ბეტონის დეფორმირებადობა

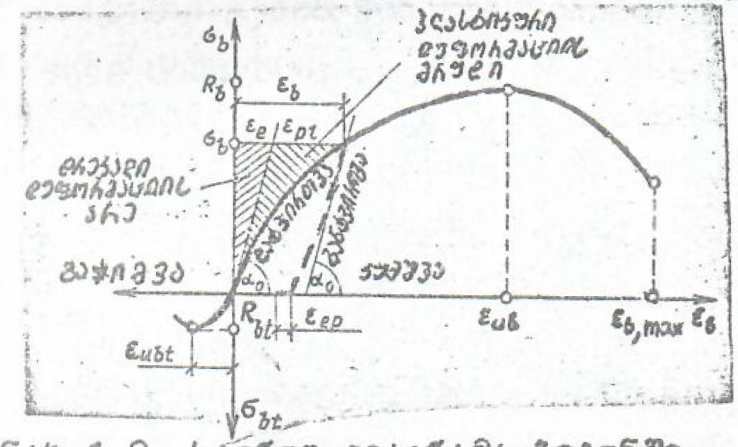
დეფორმაციის სახეები. ბეტონში არჩევენ ძირითადად ორი სახის დეფორმაციებს: მოცულობითი, რომელიც ვითარდება ყველა მიმართულებით (შეკუმშვის, ტემპერატურის და ტენიანობის გავლენით) და ძაღური, რომელიც ვითარდება უმთავრესად ძალის მოქმედების მიმართულებით. ძალების გრძივ დეფორმაციებს შეესაბამება მოგიერთი განივი დეფორმაციები; ბეტონის განივი დეფორმაციის საწყისი კოეფიციენტი, ე. წ.

პუასონის კოეფიციენტი $\nu = \varepsilon_{გრ.} / \varepsilon_{გან.} = 0.2$.

ძაღური დეფორმაციები დატვირთვის ხოლებისა და მისი მოქმედების ხანგრძლივობის მიხედვით იყოფა სამ სახეობად: დეფორმაციები – ერთჯერადი ხანმოკლე დატვირთვისას; დეფორმაციები დატვირთვის ხანგრძლივი მოქმედებისას და მრავალჯერგანმეორებადი დატვირთვისას. ბეტონის კუბის ერთჯერადი ხანმოკლე დატვირთვისას ბეტონის დეფორმაცია

$$\varepsilon_b = \varepsilon_e + \varepsilon_{pl}, \qquad (1.3)$$

ე.ი. ის შედგება დრეკადი (ε_e) და არადრეკადი (ε_{pl}) პლასტიკური დეფორმაციების ჯამისაგან (ნახ. 1.2);

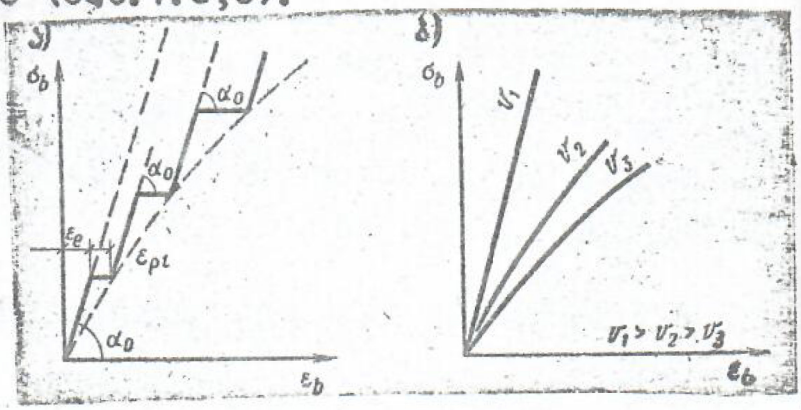


ნახ. 1.2. საერთო დიაგრამა ბეტონში აღძრულ ძაბვებსა და დეფორმაციებს შორის.

არადრეკადი დეფორმაციები 10%-მდე განტვირთვის შემდეგ გარკვეული დროის განმავლობაში აღსდგება. დეფორმაციების აღუდგენელ ნაწილს ეწოდება შემდეგი ქმედების დეფორმაციები.

თუ საცდელ ნიმუშს დატვირთავთ ეტაპებად და გავზომავთ დეფორმაციებს თითოეულ საფეხურზე ორჯერ (მაშინვე დატვირთვის შემდეგ და დატვირთვის ხოლებიდან გარკვეულ დროის შემდეგ), მაშინ $\sigma_b - \varepsilon_b$ დიაგრამაზე მივიღებთ საფეხურიან ხაზს (ნახ. 1.3,ა).

დატვირთვის ხოლების შემდეგ გაზომილი დეფორმაციები არის დრეკადი და დაკავშირებულია ძაბვებთან ხაზობრივი წესით; დეფორმაციები, რომლებიც ვითარდება დატვირთვის ქვეშ გარკვეული დროის შემდეგ, არის არადრეკადი; ისინი იზრდება ძაბვების მომატებით და დიაგრამაზე ჰორიზონტალური ხოლნები აქვს. დატვირთვის საფეხურების მნიშვნელოვანი



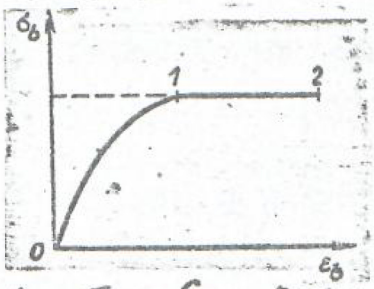
ნახ. 1.3. $\sigma_b - \varepsilon_b$ დიაგრამა ბეტონის კუმშვისას:
ა–დატვირთვის ეტაპების სხვადასხვა რაოდენობისას; ბ–დატვირთვის სხვადასხვა სიჩქარისას.

ბიტვის დროს ძაბვებსა და დეფორმაციებს შორის დამოკიდებულება მრუდხაზოვანია. ასევე განტვირთვისას: თუ ყოველ საფეხურზე დეფორმაციებს გავზომავთ ორჯერ, მივიღებთ კიბისებრ (საფეხურებიან) ხაზებს, რომლებიც შეიძლება შეიცვალოს მრუდით. ეს მრუდი უკვე იქნება შებრუნებული (იხ. ნახ. 1.2). ბეტონის დრეკადი დეფორმაციები შეესაბამება ნიმუშის მყისიერ დატვირთვის სიჩქარეს, ხოლო არადრეკადი დეფორმაციები ვითარდება დროის მიხედვით და დამოკიდებულია ნიმუშის დატვირთვის სიჩქარეზე. – ϑ, მპა/წმ. დატვირთვის სიჩქარის გრდისას, ერთი და იგივე ძაბვისას, არადრეკადი დეფორმაციები კლებულობს.

$\vartheta_1 > \vartheta_2 > \vartheta_3$ სიჩქარისას $\sigma_b - \varepsilon_b$ მოცემულია 1.3 ბ ნახაზე. ბეტონის ნიმუშის გაჭიმვისას აგრეთვე წარმოიშობა დეფორმაციები

$$\varepsilon_{bt} = \varepsilon_{et} + \varepsilon_{pet}, \qquad (1.4)$$

რომლებიც შედგება დრეკადი (ε_{et}) და პლასტიკური (ε_{pet}) ნაწილებისაგან.



ნახ. 1.4. $\sigma_b - \varepsilon_b$ ბეტონის ნიმუშის ხანგრძლივი დატვირთვისას.

დატვირთვის ხანგრძლივი მოქმედებისას ბეტონის არადრეკადი დეფორმაციები დროის მიხედვით იზრდება.

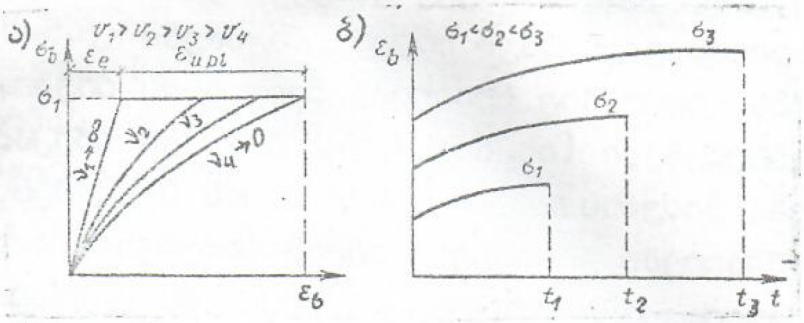
$\sigma_b - \varepsilon_b$ დიაგრამაზე 0–1 უბანი ხასიათდება დატვირთვით წარმოშობილი დეფორმაციებით. ამ უბნის სიმრუდე დამოკიდებულია დატვირთვის სიჩქარეზე. 1–2 უბანი ხასიათდება არადრეკადი დეფორმაციების ნაზრდით, ძაბვების მუდმივი მნიშვნელობით (ნახ. 1.4).

ბეტონის თვისებას, რომელიც ხასიათდება არადრეკადი დეფორმაციის ზრდით ხანგრძლივი დატვირთვისას, ეწოდება ბეტონის ცოცვადობა.

თუ ბეტონის ნიმუშს მივანიჭებთ გარკვეულ საწყის ძაბვას (σ_b^0) და საწყის დეფორმაციას (ε_b^0), შემდეგ კი არ მივცემთ შემდგომ დეფორმირების საშუალებას – კავშირების მოწყობით, მაშინ დროის მიხედვით ძაბვა ბეტონში დაიწყებს შემცირებას. ბეტონის თვისებას, რომელიც ხასიათდება ძაბვების შემცირებით დროის მიხედვით, მუდმივი საწყისი დეფორმაციისას, ეწოდება ძაბვის რელაქსაცია.

ცოცვადობა და რელაქსაცია მნიშვნელოვან გავლენას ახდენენ რკინაბეტონის კონსტრუქციების მუშაობაზე. ბეტონის პრიზმაზე ჩატარებული ცდები გვიჩვენებს, რომ, მიუხედავად იმისა, თუ დატვირთვის რა სიჩქარისას (ϑ) იყო მიღებული σ_b, ძაბვა, ამ ძაბვის შესაბა-

მისი ცოცვადობის საბოლოო დეფორმაციები იქნება ერთნაირი (ნახ. 1.5,ა). ძაბვის გაზრდით ბეტონის ცოცვადობა მატულობს; დამოკიდებულება—დეფორმაცია-დრო $\sigma_{b1} < \sigma_{b2} < \sigma_{b3}$ ძაბვებისას ნაჩვენებია 1.5,ბ ნახაზზე.

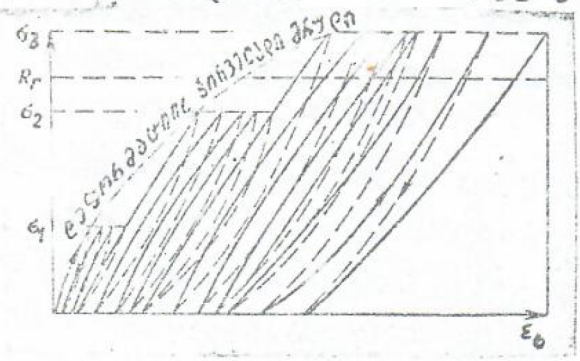


ნახ. 1.5. ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციების განვითარების დამოკიდებულება: ა-საწყისი დატვირთვის სიჩქარეზე; ბ-დატვირთვის ქვეშ ყოფნის დროზე (t) და ძაბვაზე (σ_b).

ბეტონის მთლიანი დეფორმაცია შედგება: დრეკადი (ε_e), ცოცვადობის (ε_{pe}) და შეკუმშვის (ε_{se}) დეფორმაციების ჯამისაგან.

ბეტონის დეფორმაციები მრავალჯერგანმეორებადი დატვირთვისას

ბეტონის პრიზმის დატვირთვისა და განტვირთვის ციკლების მრავალჯერ განმეორებისას ხდება არადრეკადი დეფორმაციების თანდათანობით დაგროვება. ეს დეფორმაციები ციკლების დიდი რაოდენობის დროს თანდათან ამოიწურება და ბეტონი მუშაობს დრეკადად (ნახ. 1.6). ასეთი ხასიათის დეფორმაციები შეიმჩნევა მხოლოდ მაშინ, როცა გამძლეობის ზღვარი $\sigma_b \leq R_r$.

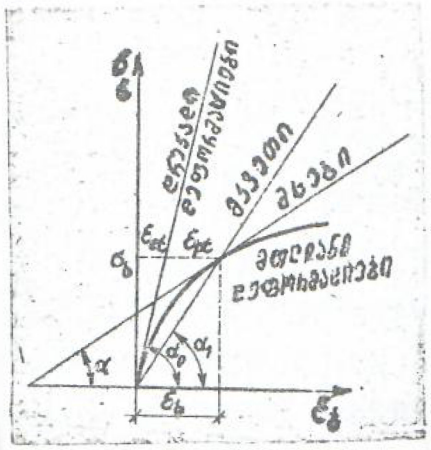


ნახ. 1.6

დეფორმაციის მოდული

ბეტონის საწყისი დეფორმაციის მოდული კუმშვაზე (E_b) შეესაბამება მხოლოდ დრეკად დეფორმაციებს, რომლებიც წარმოიშობა მცირედი დატვირთვისას. გეომეტრიულად ის განისაზღვრება დრეკადი დეფორმაციის ხაზის დახრის კუთხის ტანგენსით (ნახ. 1.7):

$$E_b = tg\alpha_0 . \qquad (1.5)$$



ნახ. 1.7. ბეტონის დეფორმაციის მოდულის განსაზღვრა.

ბეტონის მთლიანი დეფორმაციის მოდული კუმშვაზე (E_b') შეესაბამება მთლიან დეფორმაციას (ცოცვადობის ჩათვლით) და წარმოადგენს ცვლად სიდიდეს; გეომეტრიულად კი — $\sigma_b - \varepsilon_b$ მრუდის მოცემული ძაბვის წერტილზე გავლებული მხები ხაზის დახრის კუთხის ტანგენსს:

$$E_b' = d\sigma_b / d\varepsilon_b = tg\alpha. \quad (1.6)$$

ასეთი წესით დეფორმაციის განსაზღვრა ძნელია, რადგანაც ანალიზური დამოკიდებულება (E_b') არ არის ცნობილი, ამიტომ რკინაბეტონის კონსტრუქციების გასაანგარიშებლად ხელმძღვანელობენ საშუალო მოდულით, ან ბეტონის დრეკად-პლასტიკური მოდულით. ის წარმოადგენს $\sigma_b - \varepsilon_b$ მრუდის მოცემული ძაბვის წერტილზე მკვეთი ხაზის დახრის კუთხის ტანგენსს (ნახ. 1.7):

$$E_b' = tg\alpha_1.$$

რამდენადაც α კუთხე იცვლება ძაბვაზე დამოკიდებულებით, დრეკად-პლასტიკური მოდული ავრეთვე ცვლადი სიდიდეა; ივი საწყისი დეფორმაციის მოდულზე ნაკლებია.

ბეტონის საწყისი დეფორმაციის მოდულსა და დრეკად-პლასტიკური დეფორმაციის მოდულს შორის არსებობს შემდეგი დამოკიდებულება:

$$E_b' = \lambda_b E_b, \quad (1.7)$$

სადაც $\lambda_b = \varepsilon_e / \varepsilon_b$ არის ბეტონის დრეკად-პლასტიკური დეფორმაციის კოეფიციენტი, რომელიც წარმოადგენს დრეკადი დეფორმაციის ფარდობას მთლიან დეფორმაციასთან.

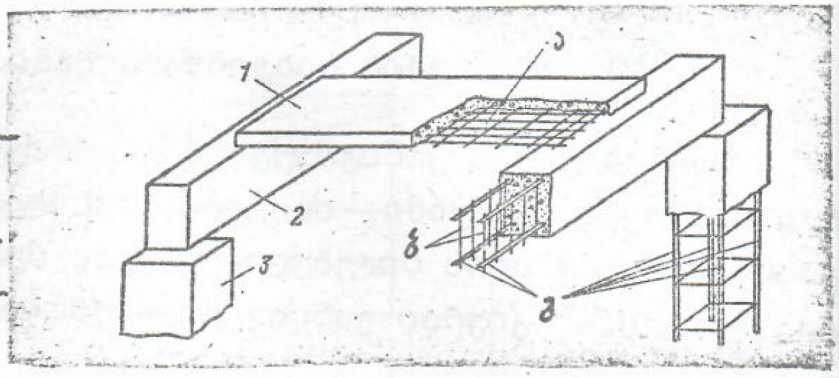
ცდების თანახმად λ_b კოეფიციენტი იცვლება 1-დან (დრეკადი მუშაობისას) 0,15-მდე. ელემენტის გაჭიმვისას λ_{bt}-ის მნიშვნელობა შეიძლება განისაზღვროს სპეციალური ცდებით ან ცდების საშუალო სიდიდის მიხედვით (ნახ. 1.8).

ღუნვისას რკინაბეტონის ელემენტებისათვის E_b' შეიძლება იყოს 15-20%-ით მეტი, ვიდრე ღერძული კუმშვისას.

ელემენტების გაჭიმვისას ბეტონის დრეკად-პლასტიკური მოდული

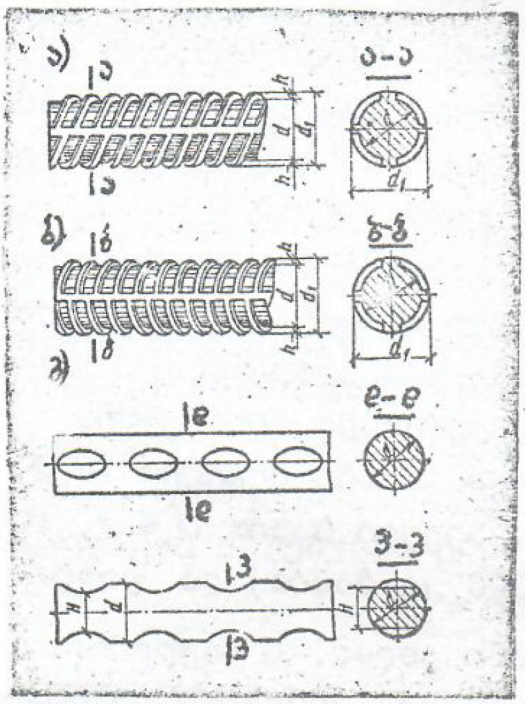
$$E_{bt}' = \lambda_{bt} E_b, \quad (1.8)$$

ფოლადის არმატურის მარკაში აღნიშნულია ნახშირბადისა და მაღეგირებელი დანამატების შემცველობა, მაგ., 25Г2С მარკაში პირველი რიცხვი გამოხატავს 0,25% ნახშირბადის შემცველობას, ასო Г— ფოლადი ღეგირებულია მარგანეცით, 2— მისი შემცველობა აღწევს 2% და ასო С —ფოლადი შეიცავს სილიციუმს.



ნახ. 1.10. რკინაბეტონის ელემენტები და მათი არმატურა:
ა–მაღე; ბ–მრტყელი კარკასები; გ–სივრცითი კარკასი; 1–ფილა; 2–კოჭი; 3–სვეტი.

პერიოდული პროფილი აქვს ყველა კლასის ღეროვან არმატურას, გარდა მრგვალი (გლუვი) A–I კლასის არმატურისა (ნახ. 1.11).



ნახ. 1.11. პერიოდული პროფილის არმატურა: ა–ღეროვანი A–II კლასის; ბ–A–III და A–IV კლასების; გ–მაღალი სიმტკიცის მავთული.

ფიზიკური დენადობის მღვარი σ_y = 230...400 მპა აქვთ A–I, A–II, A–III არმატურას, ხოლო პირობითი დენადობის მღვარი $\sigma_{0,2}$ = 600...1000მპა აქვთ A–IV, A–V, A–VI და თერმულად გამტკიცებულ არმატურას.

ძაბვას, როცა დეფორმაციები ვითარდება დატვირთვის უმნიშვნელო ზრდისას, ეწოდება ფიზიკური დენადობის მღვარი (σ_y); ძაბვას, წარმოშობილს არმატურის გაწყვეტისას (მღვარზე), ეწოდება ფოლადის არმატურის დროებითი წინაღობა (σ_u).

თერმული განმტკიცებისას წარმოებს ფოლადის არმატურის წრთობა (გაცხელება 800...900°C და სწრაფად გაცივება წყალში ან ზეთში).

მაღალღეგირებული და თერმულად განმტკიცებული ფოლადის არმატურა გადადის პლასტიკურ არეში. ამ ფოლადებისათვის დგინდება პირობითი დენადობის მღვარი – ძაბვა $\sigma_{0,2}$, როცა ნაჩენი დეფორმაცია შეადგენს 0,2%-ს.

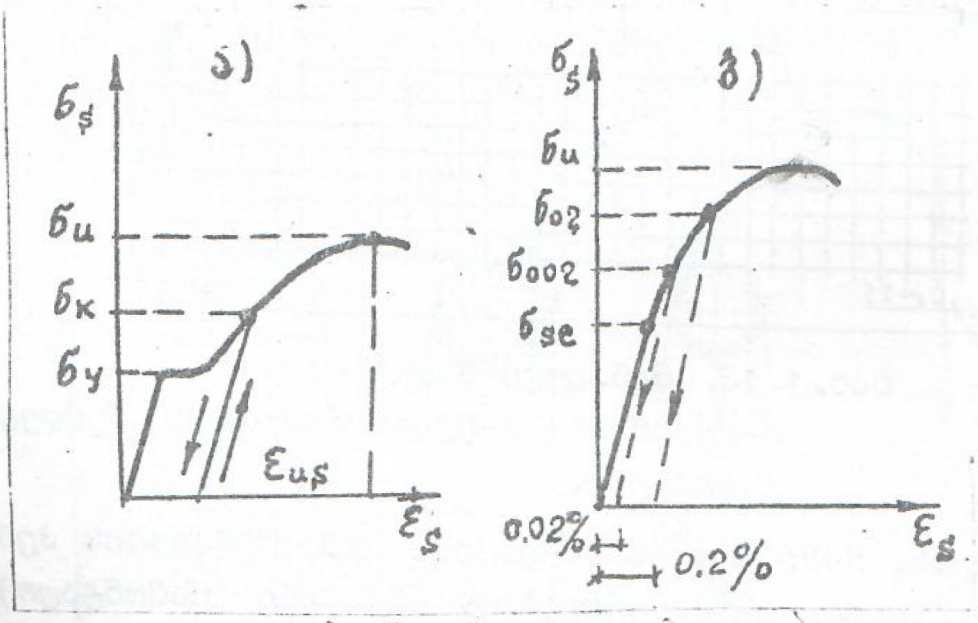
მავთულოვანი არმატურა იყოფა ორ კლასად: В-I — ჩვეულებრივი მავთულოვანი არმატურა (ცივნაჭიმი დაბალნახშირბადიანი), რომელიც უმთავრესად გამოიყენება შენადული ბადეების დასამზადებლად;

В-II — მაღალი სიმტკიცის მავთულოვანი არმატურა (ნახშირბადიანი), რომელიც გამოიყენება დაძაბული არმატურის სახით წინასწარ დაძაბულ ელემენტებისათვის.

პერიოდული პროფილი აღინიშნება დამატებითი ინდექსით <<Р>> (ნახ. 1.11). $В_р$-I და $В_р$-II-ს გააჩნიათ კარგი შედუღების უნარი.

მავთულოვანი არმატურის ძირითადი მექანიკური მახასიათებელი — მისი დროებითი წინაღობა—ჩვეულებრივ მავთულოვანი არმატურისათვის σ_u= 550 მპა, მაღალი სიმტკიცის მავთულისათვის σ_u=1300...1900მპა.

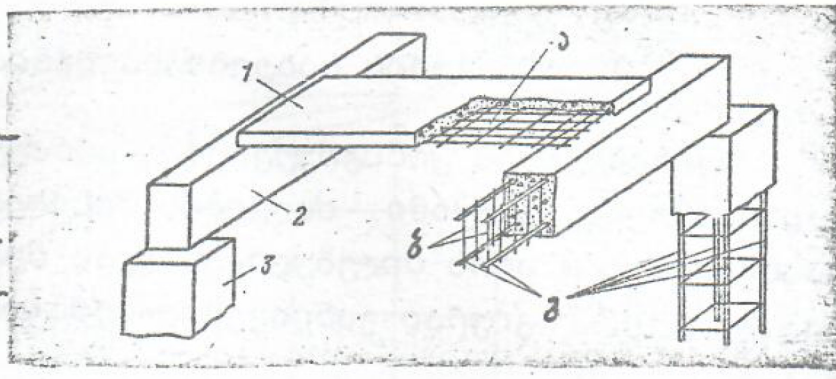
ფოლადის არმატურის განმტკიცება ცივად დამუშავებისას მდგომარეობს შემდეგში: ცივ მდგომარეობაში ხელოვნური გაჭიმვით, როცა ძაბვა აჭარბებს დენადობის ზღვარს, ე. ი. $\sigma_к > \sigma_y$, კრისტალური გისოსის სტრუქტურული ცვალებადობის გავლენით საარმატურე ფოლადი ბტკიცდება; ხელმეორედ გაჭიმვისას, რადგანაც პლასტიკური დეფორმაციები უკვე განვითარებულია, $\sigma_к$ ძაბვა წარმოიშობა ხელოვნურად აწეული დენადობის ზღვრით (ნახ. 1.12, ა).



ნახ. 1.12. σ_s და ε_s დიაგრამები ფოლადის არმატურის გაჭიმვისას; ა-დენადობის ზღვრით; ბ-დენადობის ზღვრის გარეშე.

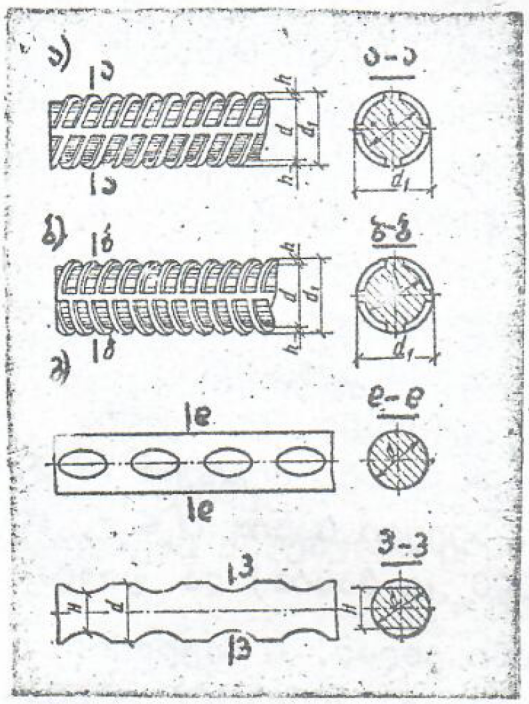
კარგ შედეგს იძლევა ცხლად ნაგლინი არმატურის (კლასები A I ÷ A-VI, A-IVC) და ჩვეულებრივი მავთულოვანი არმატურის კონტაქტური შედუღება. ასევე შეიძლება შევადუღოთ თერმულად განმტკიცებული არმატურა $A_т$-V, $A_т$-VI და მაღალი სიმტკიცის მავთულები, რადგან შედუღებისას იკარგება განმტკიცების ეფექტი.

ფოლადის არმატურის მარკაში აღნიშნულია ნახშირბადისა და მაღეგირებელი დანამატების შემცველობა, მაგ., 25Г2С მარკაში პირველი რიცხვი გამოხატავს 0,25% ნახშირბადის შემცველობას, ასო Г— ფოლადი ლეგირებულია მარგანეცით, 2— მისი შემცველობა აღწევს 2% და ასო С —ფოლადი შეიცავს სილიციუმს.



ნახ. 1.10. რკინაბეტონის ელემენტები და მათი არმატურა: ა–მაღე; ბ–მრტყელი კარკასები; გ–სივრცითი კარკასი; 1–ფილა; 2–კოჭი; 3–სვეტი.

პერიოდული პროფილი აქვს ყველა კლასის ღეროვან არმატურას, გარდა მრგვალი (გლუვი) A–I კლასის არმატურისა (ნახ. 1.11).



ნახ. 1.11. პერიოდული პროფილის არმატურა: ა–ღეროვანი A–II კლასის; ბ–A–III და A–IV კლასების; გ–მაღალი სიმტკიცის მავთული.

ფიზიკური დენადობის ზღვარი σ_y = 230...400 მპა აქვთ A–I, A–II, A–III არმატურას, ხოლო პირობითი დენადობის ზღვარი $\sigma_{0,2}$ = 600...1000მპა აქვთ A–IV, A–V, A–VI და თერმულად გამტკიცებულ არმატურას.

ძაბვას, როცა დეფორმაციები ვითარდება დატვირთვის უმნიშვნელო ზრდისას, ეწოდება ფიზიკური დენადობის ზღვარი (σ_y); ძაბვას, წარმოშობილს არმატურის გაწყვეტისას (ზღვარზე), ეწოდება ფოლადის არმატურის დროებითი წინაღობა (σ_u).

თერმული განმტკიცებისას წარმოებს ფოლადის არმატურის წრთობა (გაცხელება 800...900°C და სწრაფად გაცივება წყალში ან ზეთში).

მაღალლეგირებული და თერმულად განმტკიცებული ფოლადის არმატურა გადადის პლასტიკურ არეში. ამ ფოლადებისათვის დგინდება პირობითი დენადობის ზღვარი – ძაბვა $\sigma_{0,2}$, როცა ნაშჩენი დეფორმაცია შეადგენს 0,2%-ს.

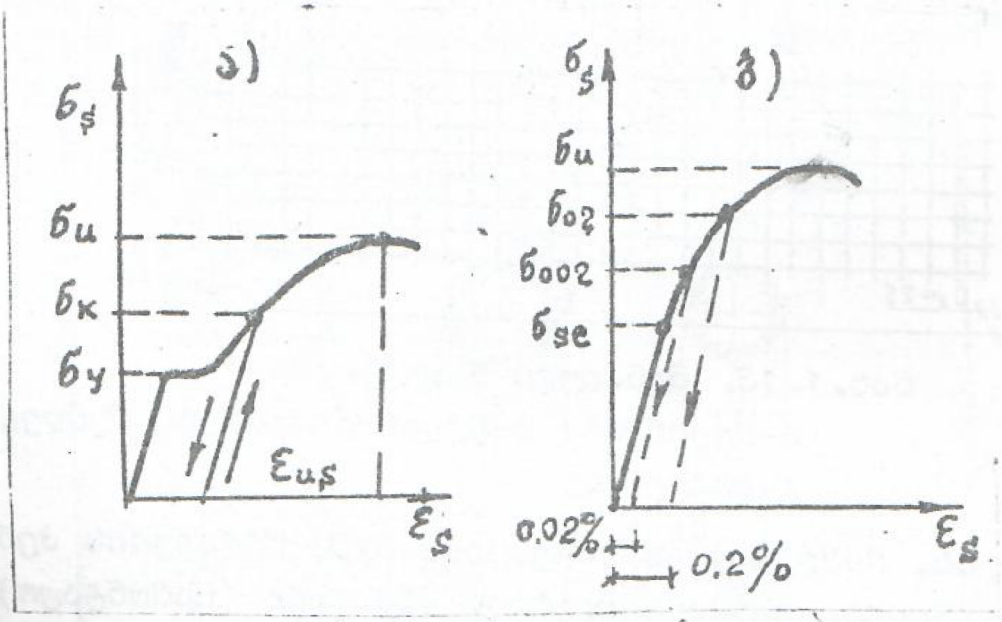
მავთულოვანი არმატურა იყოფა ორ კლასად: В-I — ჩვეულებრივი მავთულოვანი არმატურა (ცივნაჭიმი დაბალნახშირბადიანი), რომელიც უმთავრესად გამოიყენება შენადული ბადეების დასამზადებლად;

В-II — მაღალი სიმტკიცის მავთულოვანი არმატურა (ნახშირბადიანი), რომელიც გამოიყენება დაძაბული არმატურის სახით წინასწარ დაძაბულ ელემენტებისათვის.

პერიოდული პროფილი აღინიშნება დამატებითი ინდექსით <<Р>> (ნახ. 1.11). $В_р$-I და $В_р$-II-ს გააჩნიათ კარგი შედუღების უნარი.

მავთულოვანი არმატურის ძირითადი მექანიკური მახასიათებელი — მისი დროებითი წინაღობა—ჩვეულებრივ მავთულოვანი არმატურისათვის σ_u= 550 მპა, ნაღალი სიმტკიცის მავთულისათვის σ_u=1300...1900მპა.

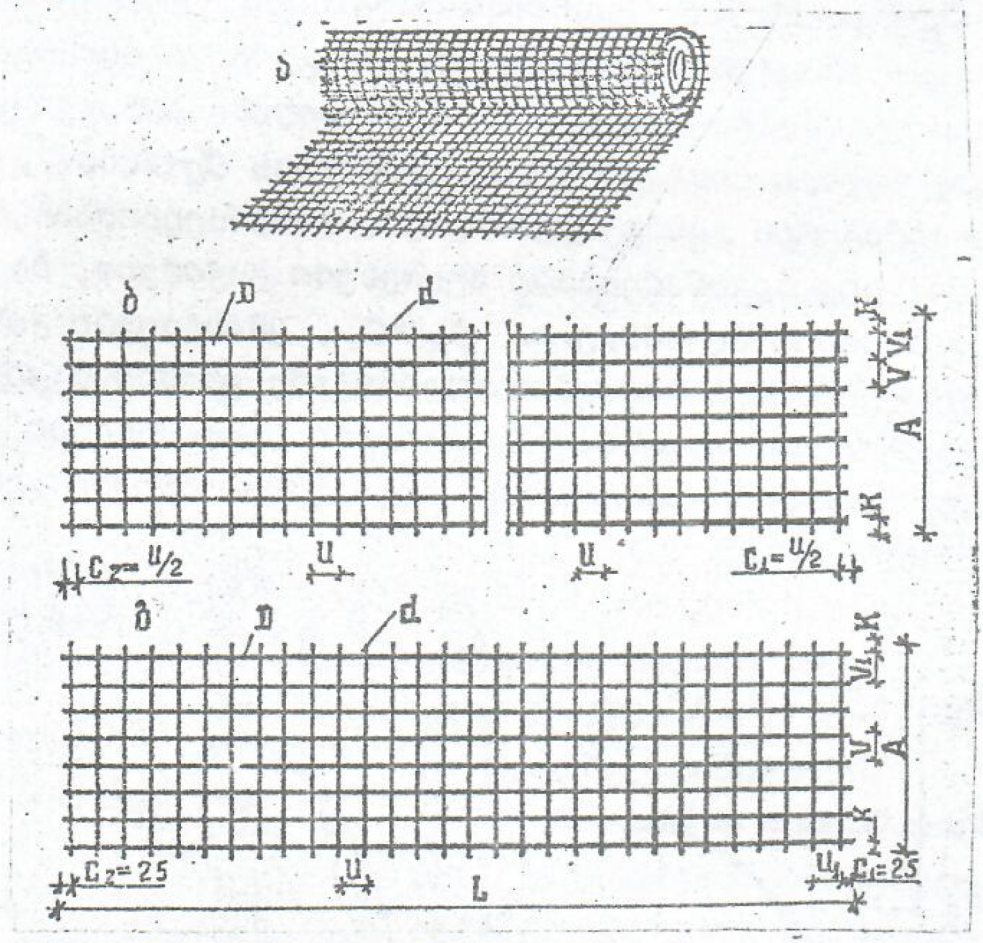
ფოლადის არმატურის განმტკიცება ცივად დამუშავებისას მდგომარეობს შემდეგში: ცივ მდგომარეობაში ხელოვნური გაჭიმვით, როცა ძაბვა აჭარბებს დენადობის ზღვარს, ე. ი. $\sigma_к > \sigma_y$, კრისტალური გისოსის სტრუქტურული ცვალებადობის გავლენით საარმატურე ფოლადი მტკიცდება; ხელმეორედ გაჭიმვისას, რადგანაც ჰდასტიკური დეფორმაციები უკვე განდევნილია, $\sigma_к$ ძაბვა წარმოიშობა ხელოვნურად აწეული დენადობის ზღვრით (ნახ. 1.12, ა).



ნახ. 1.12. σ_s და ε_s დიაგრამები ფოლადის არმატურის გაჭიმვისას; ა-დენადობის ზღვრით; ბ-დენადობის ზღვრის გარეშე.

კარგ შედეგს იძლევა ცხლად ნაგლინი არმატურის (კლასები A I ÷ A-VI, A-IVC) და ჩვეულებრივი მავთულოვანი არმატურის კონტაქტური შედუღება. ასევე შეიძლება შევადუღოთ თერმულად განმტკიცებული არმატურა $A_т$-V, $A_т$-VI და ნაღალი სიმტკიცის მავთულები, რადგან შედუღებისას იკარგება განმტკიცების ეფექტი.

შენადული გადეები მზადდება სტანდარტის მიხედვით ჩვეულებრივ მავთულოვანი არმატურისაგან, დიამეტრით 3-5 მმ და A-III კლასის არმატურისაგან, დიამეტრით 6-10 მმ; ისინი მზადდება რულონური და ბრტყელი (ნახ. 1.13). რულონურ გადეებში გრძივი ღეროების უდიდესი დიამეტრია 7 მმ. მუშა არმატურად გადეებში შეიძლება იყოს როგორც განივი, ასევე გრძივი ღეროები.



ნახ. 1.13. შენადული გადეები:
ა-რულონური; ბ-რულონური გაშლის შემდეგ;
გ-ბრტყელი.

ღეროებს, რომლებიც განლაგებულია მუშა არმატურის პერპენდიკულარულად, ეწოდება განმანაწილებელი არმატურა (სამონტაჟო); მუშა არმატურად შეიძლება გამოვიყენოთ გადის ღეროები ორივე მიმართულებით. გადის სიგანე შეზღუდულია 3800 მმ-ით, გადის სიგრძე მიიღება პროექტის მიხედვით, მაგრამ არა უმეტესი 9000 მმ; რულონური გადის სიგრძე განისაზღვრება რულონის მასით-900-1300 კგ.

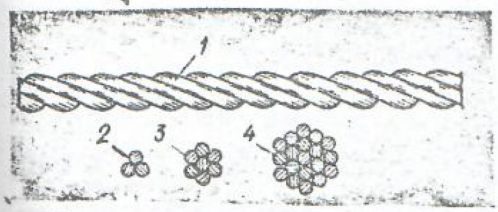
მოგვყავს გადის ძირითადი პარამეტრები პირობითი აღნიშვნებით:

$$C\frac{D-V}{d-u}A\times L\frac{C_1-C_2}{K},$$

სადაც C არის ბადე; D -გრძივი ღეროების დიამეტრი; V-გრძივი ღეროების ბიჯი; d -განივი ღეროების დიამეტრი; U -განივი ღეროების ბიჯი ; A-ბადის სიგანე; L-ბადის სიგრძე; C_1, C_2- - გრძივი ღეროების თავისუფალი ბოლოები; K-განივი ღეროების თავისუფალი ბოლოები.

თუ $C_1 = C_2$, ვიღებთ მხოლოდ C_1, თუ $C_1 = C_2 = K$, აგრეთვე ვიღებთ მხოლოდ C_1 , როცა $C_1 = C_2 = K = 25$ მმ, C_1 მნიშვნელობა მხედველობაში არ მიიღება.

ბადეებში დასაშვებია V ან U-ის და აგრეთვე V_1 და U_1-ის ძირითადი ბიჯის შენაცვლება (სორტამენტში აღნიშნულია $\times$ ნიშნით).

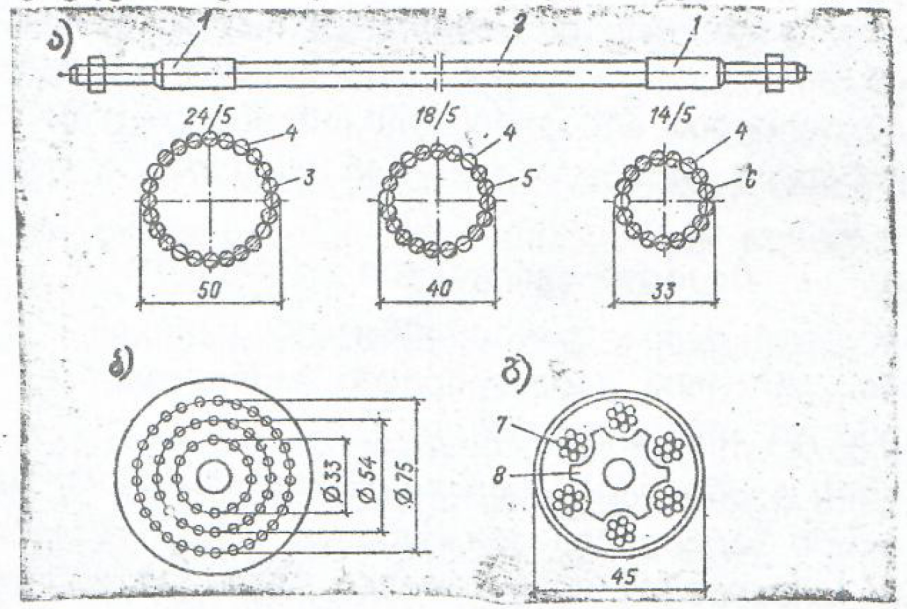


ნახ. 1.14. ბაგიროვანი არმატურა: 1-ხედი ჭვერდიდან, 2,3,4-კვეთები, 3-,7-,19-მავთულიანი ბაგირები.

ბაგიროვანი არმატურა ითვლება ეფექტურ დასაძაბავ არმატურად, ის შედგება მავთულთა ჯგუფისაგან, რომლებიც ისეა დაწნული, რომ არ მოხდეს მათი გახსნა (ნახ. 1.14).

ბაგიროვანი არმატურის კლასებს K-h ამზადებენ დიდი რაოდენობის წვრილი მავთულებისაგან, დიამეტრით 1-3 მმ. მას იყენებენ დაძაბული არმატურისათვის დიდ ნაგებობებში.

არმატურის კონები შედგება პარალელურად განლაგებული მაღალი სიმტკიცის მავთულებისაგან (ნახ. 1.15,ბ), რომელთა რიცხვი არის



ნახ. 1.15. არმატურიანი კონები:
ა-ერთრიგიანი; ბ-მრავალრიგიანი; გ-7 მავთულიანი ბაგირების გამოყენებით; 1-ანკერი; 2-ხედი ჭვერდიდან; 3,5,6-კვეთები; 14,18 და 24-მავთულიანი კონები; 4-მოკლე ღეროები; 7-ბაგირი; 8-მანაწილებელი ვარსკვლავი.

3,7,19 და ა. შ. ; მათ განაღაგებენ ღრეჩოთი წრეზე, რაც უზრუნველყოფს ცემენტის ხსნარის შეღწევას კონის შიგნით, გარედან ახვევენ რბილ მავთულს. უფრო მსხვილ არმატურიან კონებში ცალკეული არმატურის ნაცვლად იყენებენ პარალელურად განლაგებულ ბაგირებს (ნახ. 1.15,გ). კონებში ცალკეულ მავთულთა რიცხვი, დიამეტრით 4-5 მმ, ასსაც აღწევს.

1.3. რკინაბეტონი

ძირითადი სახეებია: 1. ასაწყობი, 2. მონოლითური, 3. ასაწყობ-მონოლითური. ვიხილავთ ასაწყობი რკინაბეტონის ელემენტების წარმოებას.

ქარხნული წარმოების თავისებურებანი

რკინაბეტონის ელემენტების დაპროექტებისას ითვალისწინებენ ქარხნებში მაღალიმწარმოებლური პროდუქციის დამზადებას და მისი მონტაჟის მოხერხებულობას სამშენებლო მოედნებზე ოპტიმალური გაბარიტების, განივკვეთის ეკონომიური ფორმების, დაარმატურების რაციონალური ხერხების შერჩევის გზით.

ასაწყობი რკინაბეტონის ელემენტების წარმოება ხდება რამოდენიმე ტექნოლოგიური სქემის მიხედვით.

კონვეიერული ტექნოლოგია

ელემენტებს ამზადებენ ფორმებში, რომლებიც მოთავსებულია გადასაადგილებელ ვაგონებზე და კონვეიერული გზით გადაადგილებენ ერთი აგრეგატიდან მეორეზე და თანმიმდევრულად ასრულებენ აუცილებელ ტექნოლოგიურ ოპერაციებს: არმატურის კარკასების დაყენებას, არმატურის დაჭიმვას წინასწარ დაძაბული ელემენტებისათვის, ბეტონის ნარევის ჩასხმას და სხვ..

ნაკადურ-აგრეგატული ტექნოლოგია

ტექნოლოგიურ ოპერაციებს აწარმოებენ ქარხნის შესაბამის განყოფილებებში. ფორმების გადაადგილების ტექნოლოგიური რიტმის წინასწარი დადგენა არ არის აუცილებელი.

სტენდური ტექნოლოგია. მისი თავისებურება იმაში მდგომარეობს, რომ ნაკეთობანი დამზადების პროცესში და თბოდამუშავებისას რჩებიან უძრავად და აგრეგატების გადაადგილება ხდება უძრავი ფორმების გასწვრივ. აქ გამოყენებულია მოძრავი ამწეები, ბეტონის ჩამსხმელები და ბეტონის სატკეპნი ვიბრატორები.

ელემენტებს ამზადებენ გლუვ ან პროფილურ ფორმებში. ასეთი ტექნოლოგიით ამზადებენ სამრეწველო შენობებისათვის მსხვილზომიან

და წინასწარ დაძაბული ელემენტებს (წამწეები, ძაბახურვის კოჭები, ამწეშვეშა კოჭები, სვეტები და სხვ.).

სამოქალაქო შენობებისათვის გადახურვის ფილებს და კედლების პანელებს ძირითადად ამზადებენ კასეტური მეთოდით. არმატურის კარკასის დაყენების შემდეგ ბეტონის ნარევს მიაწოდებენ პნევმატიკური სატრანსპორტო მილებით. დამზადებული ელემენტების გადაზიდვა ხდება საწყობებში. ტექნოლოგიური ოპერაციები ემორჩილება ერთიან რიტმს - მოძრავი ლენტის სიჩქარეს.

თავი 2. წინასწარ დაძაბული კონსტრუქციების თავისებურებანი

2.1. წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონის არსი

წინასწარ დაძაბულს უწოდებენ რკინაბეტონის ისეთ კონსტრუქციებს, რომლებშიც დატვირთვის მოდებამდე-დამზადების პროცესში, ბეტონში ხელოვნურად იქმნება მნიშვნელოვანი მკუმშავი ძაბვები მაღალი სიმტკიცის არმატურის დაჭიმვით. ამით მაღლდება კონსტრუქციის გზარმედეგობა.

დაუძაბავ კონსტრუქციებში მაღალი სიმტკიცის არმატურის გამოყენება არ შეიძლება, რადგან არმატურაში მაღალი გამჭიმი ძაბვებისა და შესაბამისი გრძივი დეფორმაციების განვითარების დროს ბეტონის გაჭიმულ ზონებში გაიხსნება დაუშვებელი სიგანის ბზარები და ელემენტი კარგავს აუცილებელ საექსპლუატაციო თვისებებს.

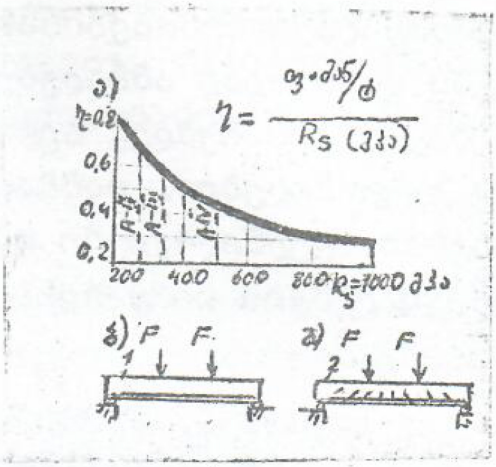
არმატურის კუთრი ღირებულება η , რომელიც ტოლია მისი ფასის (ფ. მან/ტ) შეფარდებისა R_s სააწგარიშო წინაღობასთან, მცირდება არმატურის სიმტკიცის გაზრდისას (ნახ. 2.1 ა), ამიტომ მაღალი სიმტკიცის არმატურა მნიშვნელოვნად ხელსაყრელია, ვიდრე ცხლად ნაგლინი.

წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონის არსი მდგომარეობს ეკონომიურ ეფექტში, რომელიც მიღწეულია მაღალი სიმტკიცის არმატურის გამოყენების შედეგად, გარდა ამისა, წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონის მაღალი გზარმედეგობა გრძის მის სიხისტეს, გამძლეობას დინამიკური დატვირთვებისადმი, კოროზიამედეგობას და ხანგამძლეობას.

წინასწარ დაძაბულ კოჭში (ნახ. 2.1, ბ) ბეტონი განიცდის გამჭიმი ძაბვების მოქმედებას მხოლოდ მაშინ, როცა ჩამჭრალია საწყისი მკუმშავი ძაბვები, ამასთან, F_{crc} ძალა, რომელიც იწვევს გზარების წარმოშობას ან მათი შეზღუდული სიგანით გახსნას, აღემატება

ექსპლუატაციის დროს მოქმედ დატვირთვას (F_{ser}). კოჭზე დატვირთვის გაზრდისას (F_u) ბეტონი რღვევის მნიშვნელობამდე ძაბვები არმატურასა და ბეტონში აღწევენ ზღვრულ მნიშვნელობებს.

ანალოგიურ დაუძაბავ კოჭში (ნახ. 2.1,გ) დატვირთვა $F_{crc} < F_{ser}$, მაგრამ ზრღვევი დატვირთვა (F_u) ორივე კოჭისათვის ახლოსაა მნიშვნელობების მიხედვით, რადგანაც ასეთი კოჭებისათვის ზღვრული ძაბვები არმატურასა და ბეტონში ერთნაირია.



ნახ. 2.1. წინასწარ დაძაბული ელემენტების მუშაობის ანალიზი; ა–ფოლადის არმატურის ფარდობითი ღრეობულების დიაგრამა; ბ–წინასწარ დაძაბული კოჭი; გ–წინასწარ დაუძაბავი კოჭი.

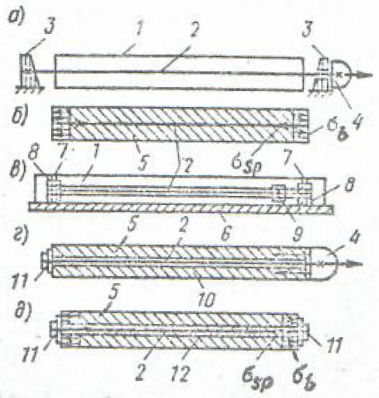
ამგვარად, წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონის ელემენტები დატვირთვის ქვეშ მუშაობენ ბზარების გარეშე ან მათი შეზღუდული გახსნის სივანით ($F_{ser} < F_{crc} < F_u$), იმ დროს როცა დაუძაბავი კონსტრუქციების ექსპლუატაცია წარმოებს ბზარებიანად ($F_{crc} < F_{ser} < F_u$) და ჩაღუნვების დიდი მნიშვნელობების დროს,

სადაც F_{ser} საექსპლუატაციო დატვირთვაა;
F_{crc} – დატვირთვა, რომელიც იწვევს ბზარებს;
F_u – ზრღვევი დატვირთვა.

2.2. არმატურის დაჭიმვის მეთოდები და ხერხები

წარმოებაში არსებობს ორი ხერხი რკინაბეტონის ელემენტებში წინასწარი დაძაბვის შესაქმნელად: არმატურის დაჭიმვა დაბეტონებამდე და არმატურის დაჭიმვა დაბეტონების შემდეგ.

საბჯენებზე დაჭიმვისას ელემენტის დაბეტონებამდე არმატურას ათავსებენ ყალიბში, ერთ ბოლოს ამაგრებენ საბჯენში, მეორეს დაჭიმავენ დომკრატით მოცემულ საკონტროლო ძაბვამდე (ნახ. 2.2,ა); როცა ბეტონი მიაღწევს საჭირო კუბურ სიმტკიცეს შეკუმშვამდე (R_{bp}), არმატურას გაანთავისუფლებენ საბჯენებიდან. არმატურა, დრეკადი დეფორმაციების აღდგენისას ბეტონთან შეჭიდულობის პირობებში, კუმშავს გარემომცველ ბეტონს (ნახ. 2.2,ბ). უწყვეტი დაარმატურებისას ყალიბს აწყობენ ქვეშზე, მავთულოვან არმატურას ახვევენ მიღებზე, რომლებიც ჩამოცმულია ქვეშის ღეჩოებზე და მის ბოლოს დაამაგრებენ მომჭერით.



ნახ. 2.2. წინასწარი დაძაბვის ხერხები: ა–დაჭიმვა სამაგრებზე–პრინციპული სქემა; ბ,უ–მზა ელემენტი; გ–დაჭიმვა სამაგრებზე უწყვეტი დაარმატურებისას: დ–დაჭიმვა ბეტონზე–პრინციპული სქემა; 1–ყალიბი; 2–არმატურა; 3–სამაგრი; 4–დომკრატი; 5–გამყარებული ბეტონი; 6–ქვეშა; 7–ქვეშის ნაშვერები; 8–მიღები; 9–მომჭერი; 10–არხი; 11–ანკერი; 12–ინექციებული არხი.

მას შემდეგ, როცა ბეტონი მიაღწევს საჭირო სიმტკიცეს, ნაწარმს ხსნიან ქვეშიდან და ამ დროს არმატურა შეკუმშავს ბეტონს.

ღეროვანი არმატურა შეიძლება დავჭიმოთ საბჯენებზე ელექტროთერმული ხერხით; არმატურის ღეროებს გაათბობენ დენით 300÷350°C-მდე, შეჰყავთ ყალიბში და ბოლოებს დაამაგრებენ ყალიბის ნაპირებზე; არმატურა საწყისი სიგრძის აღდგენისას, გაცივების პროცესში, იჭიმება საბჯენებზე.

ბეტონზე დაჭიმვისას პირველად ამზადებენ ბეტონის ელემენტს უხეშად დაარმატურებულ ელემენტს (ნახ. 2.2, დ), შემდეგ, როცა ბეტონი მიაღწევს R_{bp} სიმტკიცეს, ჭრიან მასში წინასწარ მკუმშავ ძაბვებს:

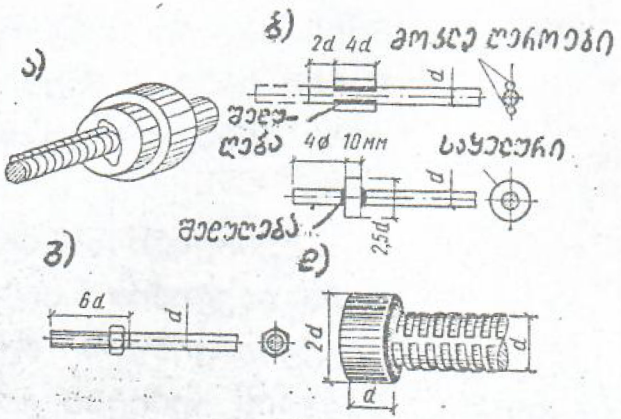
დაძაბული არმატურა შეჰყავთ არხებში, რომლებსაც ტოვებენ ელემენტის დაბეტონებისას და დაჭიმავენ ბეტონზე (ნახ. 2.2, ვ).

არმატურაში ძაბვის კონტროლი ხდება ბეტონის შეკუმშვის დამთავრების შემდეგ. არხის დიამეტრი უნდა იყოს 5÷15 მმ-ით მეტი დასაძაბავი არმატურის დიამეტრზე. შემდეგ ელემენტის ხსნარი შეჰყავთ არხებში. (არხი შეიძლება იყოს ფოლადის, რეზინის შლანგი და სხვ.).

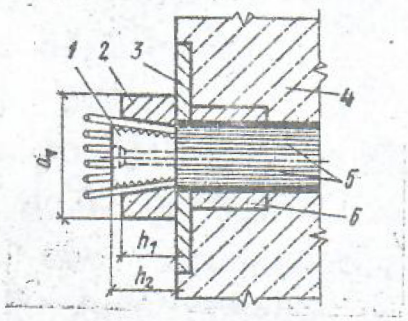
ბეტონზე დაჭიმვას უმთავრესად იყენებენ დიდი ზომის კონსტრუქციებში.

არმატურის ჩაანკერება ბეტონში

წინაბეტონის კონსტრუქციებში არმატურის ბოლოების ჩამაგრება–ჩაანკერება წარმოებს განსაზღვული კვეთის იმ სიგრძეზე, რომელზეც ხდება ძალვის გადაცემა არმატურიდან ბეტონზე; აგრეთვე საანკერო მოწყობილობების დახმარებით (ნახ. 2.3, 2.4).



ნახ. 2.3. დაძაბული არმატურის ჩამაგრება.
ა-სატაცი ღეროებისა და გაგირებისათვის; ბ-საყელურები და მოკლე ღეროები; გ-ქანჩი; დ-გადიდებული თავი.



ნახ. 2.4. კონუსური ანკერი კონუსური სატოტით:
1-კონუსური სატოტი; 2-ფიქა; 3-მანანი-ძებელი ფურცელი; 4-ბეტონი; 5-კონა; 6-მიღი (საყრდენი).

2.3. წინასწარი ძაბვების დანაკარგები არმატურაში

არმატურის დაჭიმვის პროცესში, როცა ძალვის გადატემა წარმოებს ბეტონზე და აგრეთვე ბეტონის მოკუმშვიდან გარკვეული დროის გასვლის შემდეგ, არმატურის წინასწარი ძაბვა სხვადასხვა ფაქტორების მოქმედების შედეგად მცირდება - წარმოებს წინასწარი ძაბვების დაკარგვა. მრავალრიცხოვანი გამოკვლევების შედეგად ნორმებით მიღებულია მათი განსაზღვრის გამარტივებული ხერხები.

საბჭენებზე არმატურის დაჭიმვისას არჩევენ პირველ და მეორე ჯგუფის დანაკარგებს: I ჯგუფის დანაკარგები მოკუმშვის დამთავრებამდე გამოწვეულია არმატურის ძაბვების რელაქსაციით - σ_1 , არმატუ-

ნისა და დასაძაბავი მოწყობილობის ტემპერატურათა სხვაობით – σ_2, ანკერების დეფორმაციით – σ_3, არმატურის ხახუნით არხების კედლებზე ან ასაღუნავი მოწყობილობის შეხებით – σ_4, ფორმების დეფორმაციით – σ_5 და აგრეთვე ბეტონის სწრაფი ცოცვადობით – σ_6. მეორე ჯგუფის დანაკარგები ვითარდება ბეტონის შეკუმშვის შემდეგ; (ბეტონის შეკლებით – σ_8 და ცოცვადობით – σ_9).

ამრიგად, პირველი და მეორე ჯგუფის კარგვები შედგება შემდეგ სიდიდეთა ჯამისაგან:

პირველი ჯგუფის – $\sigma_{los,1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6$;

მეორე ჯგუფის – $\sigma_{los,2} = \sigma_8 + \sigma_9$.

არმატურის ბეტონზე დაჭიმვისას მხედველობაში მიიღება: პირველი ჯგუფის დანაკარგები ანკერების დეფორმაციისაგან, არხის კედლებთან არმატურის ხახუნისაგან

$$\sigma_{los,1} = \sigma_3 + \sigma_4.$$

მეორე ჯგუფის დანაკარგები – არმატურაში ძაბვების რელაქსაციისაგან – σ_7, ბეტონის შეკლებისა და ცოცვადობისაგან (σ_8 და σ_9), სპირალური ან წრიული არმატურის ქვეშ ბეტონის თელვისაგან – σ_{10}, ბლოკებს შორის მდებარე ჰირაპირების დეფორმაციისაგან – σ_{11}.

მეორე ჯგუფის კარგვები იქნება

$$\sigma_{los,2} = \sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11}.$$

ჯამური კარგვების სიდიდე ($\sigma_{los} = \sigma_{los,1} + \sigma_{los,2}$) აღწევს 200... 250 მპა და მეტს; კონსტრუქციების გაანგარიშებისას ჯამური დანაკარგები მიიღება არანაკლები 100 მპა-ისა.

ძაბვების კარგვების მნიშვნელობები მოცემულია [1,2,3].

2.4. წინასწარი ძაბვების მნიშვნელობანი

არმატურაში მცირე წინასწარი ძაბვებისას და ბეტონის მცირედ შეკუმშვისას წინასწარი ძაბვის ეფექტი დროთა განმავლობაში შეიძლება დაკარგოს: არმატურაში ძაბვის რელაქსაციისაგან, ბეტონის შეკლებისა და ცოცვადობისაგან და სხვა ტექნოლოგიური და კონსტრუქციული ფაქტორების გავლენის შედეგად; ამავე დროს არმატურაში მაღალი ძაბვისაგან, რომელიც უახლოვდება ნორმატიულ წინაღობას, მავთულოვან არმატურაში იქმნება საშიშროება არმატურის გაწყვეტისა, ხოლო ცხლად

ნაგლინ არმატურაში – საშიშროება მნიშვნელოვანი ნარჩენი დეფორმაციების განვითარებისა. გამოკვლევების საფუძველზე წინასწარი ძაბვის მნიშვნელობები σ_{sp} და σ'_{sp} არმატურაში, განლაგებული შესაბამისად გაჭიმულ და შეკუმშულ ზონებში, ნორმებით დადგენილია გღვრული გადახრების გათვალისწინებით ისე, რომ დაკმაყოფილდეს პირობა

$$\sigma_{sp}+\Delta\sigma_{sp}\leq R_{sn}\,;\quad \sigma_{sp}-\Delta\sigma_{sp}\geq 0{,}3R_{sn}\,,$$

სადაც $\Delta\sigma_{sp}=0{,}05\sigma_{sp}$ – როცა დაჭიმვა წარმოებს მექანიკური ხერხით;

$\Delta\sigma_{sp}=30+360/\ell$ – დაჭიმვა ელექტროთერმული ხერხით;

ℓ – დასაჭიმი ღეროს სიგრძე; $\Delta\sigma_{sp}$ – მპა-ში.

σ_{sp} და σ'_{sp} იღებენ:

ა) ბეტონის შეკუმშვის სტადიაში პირველი ჯგუფის დანაკარგების გათვალისწინებით; ბ) ელემენტის ექსპლუატაციის სტადიაში პირველი და მეორე ჯგუფის ძაბვების დანაკარგების გათვალისწინებით;

ძაბვებს σ_s და σ'_s რიცხობრივად იღებენ:

ბეტონის შეკუმშვის სტადიაში – სწრაფმდენი ცოცვადობით გამოწვეული ძაბვის კარგვის ტოლს; ელემენტის ექსპლუატაციის სტადიაში – შეკლებითა და ცოცვადობით გამოწვეულ ძაბვათა ჯამის ტოლს.

2.5. ელემენტის დაძაბული მდგომარეობა ბეტონის მოკუმშვისას

ძაბვების განსაზღვრა წინასწარ დაძაბული ელემენტების ნორმალურ კვეთებში

ძაბვებს ბეტონსა და არმატურაში, ელემენტების ნორმალურ კვეთებში, წინასწარ მომკუმშავი ძალისაგან და სხვა დატვირთვებისაგან მოკუმშვის პერიოდში, საზღვრავენ კონსტრუქციის დრეკადი მდგომარეობის დაშვებით, დაყვანილი კვეთისა და მისი არხებით შესუსტების გათვალისწინებით.

ელემენტის დაყვანილი კვეთის ფართობი ტოლია ბეტონის ფართობისა (არხებისა და ღრეჩოების ფართობის გამოკლებით), დამატებული გრძივი არმატურის ფართობი გამრავლებული დაყვანის კოეფიციენტზე; არმატურის დაყვანის კოეფიციენტი $\nu=E_s/E_b$.

წინასწარ მომკუმშავი P ძალის სიდიდეს განიხილავენ, რომელიც გარეგან ძალას, მოდებულს e_{on} ექსცენტრისიტეტით დაყვანილი კვეთის სიმძიმის ცენტრის მიმართ:

$$P=\sigma_{sp}A_{sp}+\sigma'_{sp}A'_{sp}-\sigma_s A_s-\sigma'_s A'_s; \qquad (2.1)$$

$$e_{op}=\frac{\sigma_{sp}A_{sp}y_{sp}-\sigma'_{sp}A'_{sp}y'_{sp}+\sigma'_s A'_s y'_s-\sigma_s A_s y_s}{P}, \qquad (2.2)$$

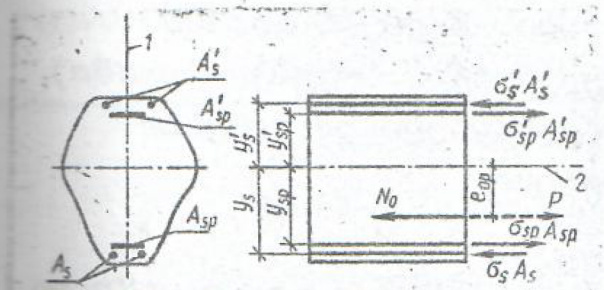
სადაც A_{sp} და A_s არის შესაბამისად დაძაბული და დაუძაბავი გრძივი არმატურის ფართობები;

A'_{sp}, A'_s – ასევე გრძივი S' არმატურის ფართობები;

σ_{sp} და σ'_{sp} – ძაბვები დაძაბულ S და S' არმატურაში შესაბამის სტადიაზე, გამოვლინებული წინასწარი ძაბვების დანაკარგების გათვალისწინებით;

σ_s და σ'_s – ძაბვები შესაბამისად S და S' დაუძაბავ არმატურაში, გამოწვეული ბეტონის შეკუმშვისა და ცოცვადობისაგან;

$y_{sp}, y_s, y'_{sp}, y'_s$ – მანძილები ნაჩვენები 2.5 ნახაზზე.



ნახ. 2.5. წინასწარ დაძაბულ ელემენტში (ბეტონში და არმატურაში) ძაბვების განსაზღვრა:
1–სიმეტრიის ღერძი;
2–დაყვანილი კვეთის სიმძიმის ცენტრის ხაზი.

წინასწარი მოკუმშვის ძაბვები ბეტონში განისაზღვრება ექსცენტრული კუმშვის ფორმულით:

$$\sigma_{bp}=\frac{P}{A_{red}}\pm\frac{Pe_{op}y}{J_{red}}. \qquad (2.3)$$

წინასწარ დაძაბული კონსტრუქციის არმატურის ძირითადი მახასიათებელი არის საკონტროლო ძაბვები σ_{con} და σ'_{con}.

σ_{con1} და σ'_{con1} – ტოლია შესაბამისად: საბჯენებზე დაჭიმვისას σ_{sp} და σ'_{sp}-ისა, σ_3 და σ_4-ს გამოკლებით; ბეტონზე დაჭიმვისას – საკონტროლო ძაბვებისა σ_{con2} და σ'_{con2} (დამჭიმავი ძალის მოდების ადგილზე). σ_{sp} და σ'_{sp}-ს ძაბვებს აღგენენ იმ პირობის მიხედვით, რომ დაკმაყოფილდეს შემდეგი დამოკიდებულება:

$$\sigma_{con2} = \sigma_{sp} - \nu\left(\frac{P}{A_{red}} + \frac{P e_{op} y_p}{J_{red}}\right); \qquad (2.4)$$

$$\sigma'_{con2} = \sigma'_{sp} - \left(\frac{P}{A_{red}} - \frac{P e_{op} y'_p}{J_{red}}\right), \qquad (2.5)$$

სადაც σ_{sp} და σ'_{sp} არის ძაბვები არმატურაში დანაკარგების გარეშე;

P – მობკუმშავი ძალვა პირველი დანაკარგების გამოვლინების შემდეგ;

y_p და y'_p – მანძილები დაყვანილი კვეთის სიმძიმის ცენტრიდან შესაბამისად S და S' დაძაბული არმატურის განივკვეთის ფართობის სიმძიმის ცენტრამდე.

დაჭიმვის სიზუსტის კოეფიციენტი

გაანგარიშებისას არმატურის წინასწარი ძაბვის სიდიდეში შეჰყავთ დაჭიმვის სიზუსტის კოეფიციენტი:

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}, \qquad (2.6)$$

სადაც $\Delta\gamma_{sp}$ არის წინასწარი ძაბვის სიდიდის ზღვრული გადახრა არმატურის ყველა ღეროში (ელემენტის მოცემულ კვეთში). გათვალისწინებულია პლუსი ,ნიშნით .არახელსაყრელი და მინუსით ხელსაყრელი გავლენა წინასწარი დაძაბულობისა,

$$\Delta\gamma_{sp} = 0{,}5\,\frac{\Delta\sigma_{sp}}{\sigma_{sp}}\left(1 + \frac{1}{\sqrt{np}}\right) \geqslant 0{,}05 \cdots 0{,}15, \qquad (2.7)$$

სადაც np არის ელემენტის კვეთში დაძაბული არმატურის ღეროების რაოდენობა.

მობკუმშავი ძაბვა ბეტონში

ზოგად შემთხვევაში ბეტონის მოკუმშვის ოპტიმალურ ხარისხს აგენენ კონსტრუქციის ტექნიკურ-ეკონომიკური გაანგარიშებით. ნორმებში ლიმიტირებულია ბეტონის მაქსიმალური მოკუმშვა σ_{bp} .

ქვემოთ ცხრილში მოყვანილია σ_{bp} სიდიდე, როგორც ნაწილი R_{bp} გადამცემი სიმტკიცისა მოკუმშვის მომენტისათვის.

σ_{bp}-ს მნიშვნელობებს საგზვრავენ (2.3) ფორმულით შეკუმშული წახნაგის დონეზე წინასწარ მომკუმშავი ძალვისაგან [იხ. (2.1)] დანაკარგების დაჭიმვის სიგუსტის კოეფიციენტის $\gamma_{bl}=1$ გათვალისწინებით.

ცხრილი

σ_{bp}/R_{bp} უმცირესი სიდიდე, რომელიც დასაშვებია ელემენტის წინასწარი ძაბვისას

კვეთის დაძაბული მდგომარეობა	არმატურის დაჭიმვის ხერხი	უდიდესი მნიშვნელობა			
		გარემოს ჰაერის საანგარიშო ტემპერატურისა			
		40°C ზევით		40°C ქვევით	
		მოკუმშვისას			
		ცენტრალურად	არაცენტრალურად	ცენტრალურად	არაცენტრალურად
σ_{bp} მცირდება	საბჯენებზე	0,85	0,95	0,7	0,95
	ბეტონზე	0,7	0,85	0,6	0,7
σ_{bp} დიდდება	საბჯენებზე	0,65	0,7	0,5	0,6
	ვაგონზე	0,6	0,65	0,75	0,5

თავი 3. ბღვრულ მდგომარეობაში მიხედვით გაანგარიშების მეთოდი

3.1. მეთოდის არსი

კონსტრუქციის გაანგარიშება ბღვრულ მდგომარეობათა მეთოდით მკაფიოდ საზღვრავს კონსტრუქციის ბღვრულ მდგომარეობას და შემოაქვს საანგარიშო კოეფიციენტების სისტემა, რომელიც გარანტიას იძლევა, რომ არ დადგება ასეთი მდგომარეობა ყველაზე არასახელსაყრელი დატვირთვების შეხამებისას და მასალის უმცირესი სიმტკიცის მახასიათებლების შემთხვევაში.

არჩევენ ბღვრული მდგომარეობის ორ ჯგუფს:

ბღვრულ მდგომარეობად ითვლება ისეთი მდგომარეობა, როცა კონსტ-

რუქცია ექსპლუატაციის პროცესში აღარ აკმაყოფილებს მისდამი წაყენებულ მოთხოვნებს, ე. ი. კარგავს გარე დატვირთვებისადმი წინაღობის უნარს ან იღებს დაუშვებელ გადაადგილებებს ან ადგილობრივ დაზიანებებს.

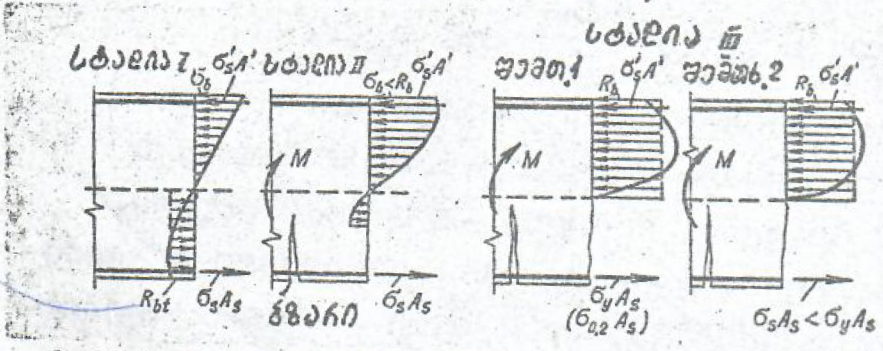
რკინაბეტონის კონსტრუქციები უნდა აკმაყოფილებდნენ გაანგარიშებისას ორი ჯგუფის ზღვრული მდგომარეობის მოთხოვნებს: ზიდვის უნარზე – პირველი ჯგუფის ზღვრული მდგომარეობა; ნორმალური ექსპლუატაციაზე – მეორე ჯგუფის ზღვრული მდგომარეობა.

პირველი ჯგუფის ზღვრულ მდგომარეობათა მიხედვით გაანგარიშებას აწარმოებენ, რომ არ მოხდეს: მყიფე, ბლანტი რღვევა (სიმტკიცეზე გაანგარიშება); კონსტრუქციის ფორმის მდგრადობის დაკარგვა (მაგ. საყრდენი კედლების გადაბრუნება ან დაცურება); დაღლილობითი რღვევა (კონსტრუქციის გამძლეობაზე გაანგარიშება, მოძრავი ამწეჭვეშა კოჭი, რომელზეც მოქმედებს მრავალჯერ განმეორებადი დატვირთვები, შპალები და სხვ.).

გაანგარიშებას მეორე ჯგუფის ზღვრულ მდგომარეობათა მიხედვით აწარმოებენ იმიტომ, რომ თავიდან აიცილონ: ბზარების წარმოშობა ან მათი ხანგრძლივი გახსნა (თუ ექსპლუატაციისას ბზარების წარმოშობა და მათი ხანგრძლივი გახსნა დასაშვებია); დაუშვებელი გადაადგილებები (ჩაღუნვები, მობრუნების კუთხეები, გადახრის კუთხეები და რხევის ამპლიტუდები).

3.2. დაძაბულ-დეფორმირებული მდგომარეობის სტადიები

განვიხილოთ რკინაბეტონის ელემენტის სუფთა ღუნვის სიბრტყეში დატვირთვის თანდათანობითი ზრდისას დაძაბულ-დეფორმირებული მდგომარეობის სამი სტადია (ნახ. 3.1).



ნახ. 3.1. დაძაბულ-დეფორმირებული მდგომარეობის სტადიები ნორმალურ კვეთებში ღუნვისას წინასწარ დაუძაბავი ელემენტებისათვის.

სტადია I. ელემენტზე მცირე დატვირთვისას ძაბვა ბეტონსა და არმატურაში უმნიშვნელოა, დეფორმაციები უმთავრესად ატარებს დრეკად ხასიათს; დამოკიდებულება ძაბვებსა და დეფორმაციებს შორის ხაზობრივია და ნორმალური ძაბვების ეპიურები კვეთის

შეკუმშულ და გაჭიმულ ზონებში სამკუთხოვანია. ელემენტზე დატვირთვის გაზრდისას ბეტონის გაჭიმულ ზონაში ვითარდება არადრეკადი დეფორმაციები, ძაბვის ეპიურა იღებს მრუდხაზოვან სახეს, ძაბვა უახლოვდება სიმტკიცის ზღვარს გაჭიმვაზე. დატვირთვის შემდგომი გრდისას გაჭიმული ზონის ბეტონში ჩნდება ბზარები, კონსტრუქციის ხარისხი ქვეითდება.

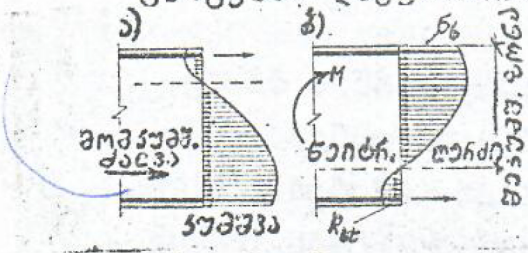
<u>სტადია II</u>. გაჭიმული ზონის იმ ადგილზე, სადაც გაჩნდა ბზარები, გამჭიმ ძალებს იღებს არმატურა და ბეტონის ის უბნები, რომლებიც მდებარეობენ ბზარების შემოთ გაჭიმულ ზონაში. ბზარებს შორის, გაჭიმული ზონის ინტერვალში, არმატურის შეჭიდულება ბეტონთან შენარჩუნებულია და, რაც უფრო ვშორდებით ბზარებიან ნაპირს, გამჭიმი ძაბვები ბეტონში იზრდება და არმატურაში კლებულობს. ელემენტზე დატვირთვის შემდგომი გაზრდისას შეკუმშული ზონის ბეტონში ვითარდება არადრეკადი დეფორმაციები; ნორმალური ძაბვების ეპიურები მრუდდება და ძაბვის მაქსიმალური ორდინატა კვეთის ნაპირიდან გადაადგილებულია მის სიღრმეში. მე-2 სტადიის ბოლო ხასიათდება არმატურაში შესამჩნევი არადრეკადი დეფორმაციების განვითარებით.

<u>სტადია III</u>, ანუ რღვევის სტადია. დატვირთვის შემდგომი გრდისას ძაბვები ღერძან არმატურაში აღწევენ ფიზიკური ან პირობითი დენადობის ზღვარს (σ_y ან $\sigma_{0,2}$); ძაბვები შეკუმშული ზონის ბეტონში ელემენტის ჩაღუნვის გრდის გავლენით (შეკუმშული ზონის სიმაღლის შემცირებით) აღწევენ დროებით წინაღობას კუმშვაზე.

რკინაბეტონის ელემენტების რღვევა იწყება გაჭიმული ზონის არმატურიდან და მთავრდება შეკუმშული ზონის ბეტონის მსხვრევით. ასეთი რღვევა ატარებს პლასტიკურ ხასიათს და მას უწოდებენ პირველ შემთხვევას. როცა ელემენტის გაჭიმული ზონა დაარმატურებულია მავთულოვანი არმატურით, მცირე ფარდობითი წაგრძელებით რღვევისას ($\sim 4\%$), ერთდროულად მავთულის გაწყვეტასთან ერთად წარმოებს შეკუმშული ზონის ბეტონის მსხვრევაც, რღვევა ატარებს მსხვრევად ხასიათს, რასაც აგრეთვე მიაკუთვნებენ პირველ შემთხვევას.

ზომარ არმატურიან ელემენტებში (ზომრად დაარმირებული გაჭიმული არმატურით) რღვევა წარმოებს შეკუმშული ზონის ბეტონიდან; მეორე სტადიიდან მესამეზე გადასვლა ხდება მყისვე. გადაარმირებული კვეთების რღვევა ყოველთვის ატარებს მსხვრევად ხასიათს. მას უწოდებენ მეორე შემთხვევას. კვეთის შეკუმშულ ზონაში მდებარე დაუძაბავი არმატურა მესამე სტადიაში განიცდის მკუმშავ ძაბვებს, განპირობებულს ბეტონის ზღვრული კუმშვადობით $\sigma_s' = \varepsilon_{ub} E_s$.

წინასწარ დაძაბულ ელემენტებში ბეტონის მოკუმშვისას წარმოშობა საკმარისად მაღალი ძაბვები. არადრეკადი დეფორმაციების განვითარების გავლენით მკუმშავი ძაბვების ეპიურა იღებს მრუდხაზოვან მოხაზულობას.



ნახ. 3.2. ძაბვები წინასწარ დაძაბულ ელემენტში (ბეტონში)-ნორმალურ კვეთებში ღუნვისას: ა-მოკუმშვისას; ბ-გარეგანი დატვირთვის მემდეგ, სტადია I.

გარეგანი დატვირთვების თანმიმდევრული გადაცემისას წინასწარი მკუმშავი ძაბვები ქრება და წარმოშობილი გამჭიმი ძაბვები უახლოვდებიან ბეტონის საანგარიშო წინაღობას გაჭიმვაზე (ნახ. 3.2). მრუდხაზოვანი ეპიურის მაქსიმალური ძაბვები $\sigma_b = \varepsilon_b E_b$ განპირობებულია ε_b-ს თანმიმდევრული ზრდით და ერთდროულად E_b'-ის შემცირებით ღერძიდან კვეთის ნაპირამდე.

წინასწარ დაძაბული ელემენტების დაძაბულ-დეფორმირებული მდგომარეობის განსაკუთრებულობა ვლინდება უმთავრესად პირველ სტადიაში.

გარეგანი დატვირთვა, რომელიც იწვევს ბზარების წარმოშობას, მნიშვნელოვნად იზრდება (რამდენჯერმე), ბეტონის შეკუმშულ ზონაში ძაბვა და ამ ზონის, სიმაღლეც აგრეთვე მნიშვნელოვნად იზრდება. ინტერვალი პირველ და მესამე სტადიას შორის მცირდება. ბზარების გაჩენის შემდეგ მეორე და მესამე სტადიაში ელემენტის დაძაბული მდგომარეობა წინასწარი დაძაბვით და მის გარეშე ერთნაირია.

3.3. დატვირთვების კლასიფიკაცია, ნორმატიული და საანგარიშო დატვირთვები, ბეტონის და არმატურის ნორმატიული და საანგარიშო წინაღობები, ბზარმედეგობის სამი კატეგორია

დატვირთვებს მოქმედების ხანგრძლივობის მიხედვით ჰყოფენ მუდმივ და დროებითად. დროებითი დატვირთვები თავის მხრივ იყოფა ხანგრძლივ, ხანმოკლე და განსაკუთრებულ დატვირთვებად.

ხანგრძლივ დატვირთვებს ეკუთვნის: სტაციონარული მოწყობილობების წონა, რომლებიც განლაგებულია გადახურვაზე - დაბგები, აპარატები, ძრავები და ა. შ.; დატვირთვები საწყობების სათავსებში; ერთი შეკიდული ან ხიდური ამწის წონა; თოვლის დატვირთვა III-IV კლიმატური რაიონებისათვის, გამრავლებული შესაბამისად 0,3...0,6 კოეფიციენტზე. აღნიშნული ამწეებისა და თოვლის დატვირთვები შეადგენს მათი მთლიანი მნიშვნელობის ნაწილს და შედის ხანგრძლივ დატვირთვებში;

როცა კ. გაანგარიშება წარმოებს დეფორმაციებსა და ბზარების გახსნაზე, მაშინ ამ დატვირთვების მთლიანი მნიშვნელობა ეკუთვნის ხანმოკლეს.

ხანმოკლე დატვირთვებს ეკუთვნის: ხიდის წონა, დეტალების, მასალების წონა მომსახურებისა და მოწყობილობების სარემონტო მრწნებში – გასასვლელებში; დატვირთვები წარმოშობილი კონსტრუქციის დამზადების, გადატანისა და მონტაჟის დროს; დატვირთვები შეკიდული და ხიდური ამწეებისაგან; თოვლისა და ქარის, ტემპერატურული და კლიმატური გემოქმედებით გამოწვეული დატვირთვები.

განსაკუთრებულ დატვირთვას ეკუთვნის: სეისმური და აფეთქებადი გემოქმედება; დატვირთვები, გამოწვეული მოწყობილობის მოულოდნელობით ან გატეხვით; გეგავლენა ფუძის არათანაბარი დეფორმაციისაგან და სხვ.

ნორმატიული დატვირთვები

ნორმატიული დატვირთვები დგინდება ნორმებით წინასწარ მოცემული აღბათობის მიხედვით, რომელიც მეტია საშუალო მნიშვნელობაზე ან აიღება ნომინალური მნიშვნელობიდან. ნორმატიული მუდმივი დატვირთვები მიიღება გეომეტრიული და კონსტრუქციული პარამეტრების საპროექტო მნიშვნელობებისა და საშუალო სიმკვრივის მიხედვით. ნორმატიული დროებითი ტექნოლოგიური და სამონტაჟო დატვირთვები დგინდება უდიდესი მნიშვნელობიდან, რომელიც გათვალისწინებულია კონსტრუქციის ნორმალური ექსპლუატაციისათვის; თოვლის და ქარის – ყოველწლიური არანაკლებ საშუალო მნიშვნელობებიდან ან არანაკლებ მნიშვნელობებიდან, რომლებიც შეესაბამება მათი განმეორებადობის გარკვეულ საშუალო პერიოდს.

ნორმატიული დატვირთვები აღინიშნება: მუდმივი – g_n, დროებითი – v_n.

საანგარიშო დატვირთვები

კონსტრუქციის სიმტკიცესა და მდგრადობაზე გაანგარიშებისას ნორმატიულ დატვირთვებს ამრავლებენ γ_f საიმედოობის კოეფიციენტზე დატვირთვის მიხედვით, ჩვეულებრივ იგი ერთზე მეტია, მაგალითად $g = g_n \gamma_f$. საიმედოობის კოეფიციენტი (γ_f) ბეტონისა და რკინაბეტონის კონსტრუქციებისათვის $\gamma_f = 1,1$; მსუბუქი ბეტონისათვის $\gamma_f = 1,2$; მონტაჟისას $\gamma_f = 1,3$; სხვადასხვა დროებითი დატვირთვე-

ბისას $\gamma_f = 1,2 \ldots 1,4$; საყრდენი კედლებისათვის მისი დაცურებაზე და ვადაბრუნებაზე გაანგარიშებისას $\gamma_f = 0,9$.

კონსტრუქციის მეორე ჯგუფის ზღვრული მდგომარეობის მიხედვით გაანგარიშებისას (დეფორმაციასა და გადაადგილებაზე) $\gamma_f = 1$.

კონსტრუქციის დაპროექტებისას აგრეთვე საჭიროა გავითვალისწინოთ საიმედოობის კოეფიციენტი (γ_n) შენობის დანიშნულების მიხედვით. მისი მნიშვნელობა შესაბამისად დამოკიდებულია შენობათა და ნაგებობათა პასუხისმგებლობის კლასზე; მაგალითად, საცხოვრებლის, რეგერვუარების, დახურული სპორტული ნაგებობების, თეატრების, კინოსა და ცირკის შენობებისათვის $\gamma_n = 1$. (კლასი I).

სამრეწველო და სამოქალაქო შენობებისა და ნაგებობებისათვის $\gamma_n = 0,95$ (კლასი II).

სხვადასხვა საწყობებისათვის, სადაც დახარისხება და შეფუთვა არ ხდება, ერთსართულიანი საცხოვრებელი სახლებისათვის, დროებითი შენობა-ნაგებობებისათვის $\gamma_n = 0,9$ (კლასი III).

ამრიგად საანგარიშო დატვირთვები

$$g = g_n \gamma_f \gamma_n \quad \text{და} \quad V = V_n \gamma_f \gamma_n .$$

დატვირთვების შეხამება

დატვირთვების შემადგენლობის მხედველობაში მიღებით არჩევენ: ძირითად შეხამებას, რომელიც შედგება მუდმივი, ხანგრძლივი და ხანმოკლე დატვირთვებისაგან ან მათი ძაღვებისაგან; განსაკუთრებულ შეხამებას, რომელიც შედგება მუდმივი, ხანგრძლივი, შესაძლებლად ხანმოკლე და ერთ-ერთი განსაკუთრებული დატვირთვისაგან ან მათი ძაღვებისაგან.

განიხილება დატვირთვის ძირითადი შეხამების ორი ჯგუფი. კონსტრუქციის გაანგარიშებისას ძირითადი შეხამების პირველი ჯგუფის მიხედვით მხედველობაში მიიღება მუდმივი, ხანგრძლივი და ერთი ხანმოკლე დატვირთვა; კონსტრუქციის გაანგარიშებისას ძირითადი შეხამების მეორე ჯგუფისათვის ითვალისწინებენ მუდმივ, ხანგრძლივ და ორ (ან მეტ) ხანმოკლე დატვირთვას, ამასთან, ხანმოკლე დატვირთვების მნიშვნელობებს ამრავლებენ შეხამების კოეფიციენტზე, რომელიც ტოლია 0,9.

კონსტრუქციის გაანგარიშებისას განსაკუთრებული შეხამების დროს ხანმოკლე დატვირთვები უნდა გამრავლდეს შეხამების კოეფიციენტზე, რომელიც ტოლია 0,8.

ბეტონის ნორმატიული წინაღობა

ბეტონის ნორმატიულ წინაღობებს წარმოადგენენ: პრიზმის ღერძული წინაღობა კუმშვაზე – პრიზმული სიმტკიცე R_{bn}; წინაღობა ღერძული გაჭიმვისას – R_{btn}, რომლებიც განისაზღვრებიან ბეტონის კლასის მიხედვით სიმტკიცეზე.

ბეტონის კლასი სიმტკიცეზე დგინდება სიმტკიცის სტატისტიკური ცვალებადობის მიხედვით და მიიღება ბეტონის დროებითი წინაღობის უმცირესი საკონტროლო მნიშვნელობა.

პრიზმული ნორმატიული წინაღობა კუმშვაზე განისაზღვრება ემპირული ფორმულით:

$$R_{bn} = B\,(0.77 - 0.00125B), \qquad (3.1)$$

მაგრამ არა უმცირესი $0,72B$.

ნორმატიული წინაღობა ღერძულ გაჭიმვაზე – R_{btn} განისაზღვრება შემდეგი დამოკიდებულებით:

$$R_{btn} = 0,5K\sqrt[3]{B^2}, \qquad (3.2)$$

სადაც $K=0,8$ – B 35 კლასის ბეტონისათვის;

$K=0,7$ – B 40 და მეტი კლასის ბეტონისათვის.

ბეტონის ნორმატიული წინაღობის დამრგვალებული მნიშვნელობანი მოყვანილია ნორმებში და ტექნიკურ ლიტერატურაში.

ბეტონის საანგარიშო წინაღობა

კონსტრუქციის პირველი ჯგუფის ზღვრულ მდგომარეობაზე გაანგარიშებისას ნორმატიულ წინაღობას ჰყოფენ შესაბამის საიმედოობის კოეფიციენტზე ბეტონის მიხედვით: კუმშვისას $\gamma_{bc}=1,3$; გაჭიმვისას – $\gamma_{bc}=1.5$.

ბეტონის საანგარიშო წინაღობა ღერძულ კუმშვაზე

$$R_b = R_{bn}/\gamma_{bc}; \qquad (3.3)$$

ბეტონის საანგარიშო წინაღობა ღერძულ გაჭიმვაზე

$$R_{bt}=R_{btn}/\gamma_{bt}. \qquad (3.4)$$

ბეტონის საანგარიშო წინაღობა დამრგვალებით მოცემულია ნორმებში და ტექნიკურ ლიტერატურაში. კონსტრუქციის ელემენტების გაანგარიშებისას ბეტონის საანგარიშო წინაღობა უნდა გამრავლდეს შესაბამისი ბეტონის მუშაობის პირობების კოეფიციენტზე – γ_{bi}, რომელიც ითვალისწინებს ბეტონის თვისებათა თავისებურებებს; კოეფიციენტის მნიშვნელობები მოცემულია ნორმებში და ტექნიკურ ლიტერატურაში [2,4,7].

ბეტონის საანგარიშო წინაღობას მეორე ჯგუფის ზღვრულ მდგომარეობაზე გაანგარიშებისათვის აღვენენ საიმედოობის კოეფიციენტით $\gamma_{bc}=1$, ე. ი. იღებენ ბეტონის ნორმატიული წინაღობის მნიშვნელობების ტოლს $R_b=R_{bh}$ და $R_{bt}=R_{btn}$ და შეაქვთ ანგარიშში ბეტონის მუშაობის პირობების კოეფიციენტის გათვალისწინებით $\gamma_{bi}=1$. (რკინაბეტონის ელემენტების ბზარების წარმოშობაზე გაანგარიშებისას, მრავალჯერ განმეორებად დატვირთვების მოქმედების დროს საჭიროა მხედველობაში იქნეს მიღებული γ_{bi} კოეფიციენტი).

არმატურის ნორმატიული წინაღობა

არმატურის ნორმატიული წინაღობა (R_{sn}) დგინდება სიმტკიცის სტატისტიკური ცვალებადობის მიხედვით და მიიღება უმცირესი საკონტროლო მნიშვნელობის ტოლი: ღეროვანი არმატურისათვის – ფიზიკური დენადობის ზღვრის ტოლი – σ_y ან პირობითი დენადობის ზღვრის ტოლი – σ_{02}, მავთულოვანი არმატურისათვის – $\sigma_{02}=0.8\sigma_u$.

არმატურის საანგარიშო წინაღობა

არმატურის საანგარიშო წინაღობა გაჭიმვაზე, პირველი ჯგუფის ზღვრულ მდგომარეობაზე გაანგარიშებისას, მიიღება ნორმატიული წინაღობის გაყოფით γ_s – საიმედოობის კოეფიციენტზე არმატურის სახეობის მიხედვით:

$$R_s=R_{sn}/\gamma_s. \qquad (3.5)$$

არმატურის საანგარიშო წინაღობას კუმშვაზე (R_{sc}) პირველი ჯგუფის ზღვრულ მდგომარეობაზე გაანგარიშებისას იღებენ R_s ტოლს, ე. ი. $R_{sc}=R_s$ (მაგრამ არა უმეტესი 400 მპა-სა). არმატურის საანგარიშო წინაღობას აგრეთვე ამრავლებენ მუშაობის პირობების კოეფიციენტებზე γ_{si}, რომლებიც ითვალისწინებენ არმატურის სიმტკიცის მახასიათებლების არამთლიანად გამოყენებას.

ელემენტის განივი ძალის მოქმედებაზე გაანგარიშებისას არმატურის საანგარიშო წინაღობას (R_{sw}) ამცირებენ მუშაობის პირობების კოეფიციენტით.

არმატურის საანგარიშო წინაღობას მეორე ჯგუფის მღვრულ მდგომარეობაზე გაანგარიშებისას აღგენენ არმატურის საიმედოობის კოეფიციენტით $\gamma_{st}=1$, ე. ი. იღებენ ნორმატიული წინაღობის ტოლს $R_s=R_{sn}$.

რკინაბეტონის კონსტრუქციებისადმი მგარმედეგობის მოთხოვნათა სამი კატეგორია

რკინაბეტონის კონსტრუქციების მგარმედეგობას უწოდებენ მის წინაღობას მგარების წარმოქმნისადმი დაძაბულ-დეფორმირებული მდგომარეობის I სტადიაში ან წინაღობას მგარების გახსნისადმი დაძაბულ-დეფორმირებული მდგომარეობის II სტადიაში.

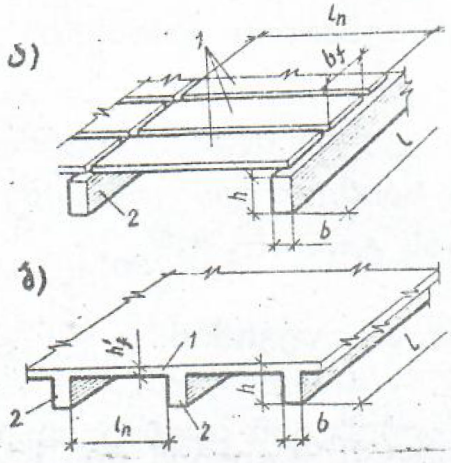
მგარმედეგობაზე გაანგარიშებისას რკინაბეტონის კონსტრუქციებმა უნდა დააკმაყოფილონ მუშაობის პირობებისა და გამოყენებული არმატურის სახეობის მიხედვით გარკვეული მოთხოვნები. ისინი იყოფა სამ კატეგორიად: პირველი კატეგორია – დაუშვებელია მგარების წარმოქმნა; მეორე კატეგორია – დასაშვებია ხანმოკლე შეგლუდული სიგანის მგარების გახსნა მაგი საიმედო დახურვის პირობით; მესამე კატეგორია – დასაშვებია შეგლუდული სიგანის მგარების ხანმოკლე და ხანგრძლივი გახსნა.

თავი 4. ღუნვადი ელემენტები

4.1. კონსტრუქციული თავისებურებანი

რკინაბეტონის კონსტრუქციებში ყველაზე გავრცელებული ღუნვადი ელემენტებია – ფიცა და კოჭი.

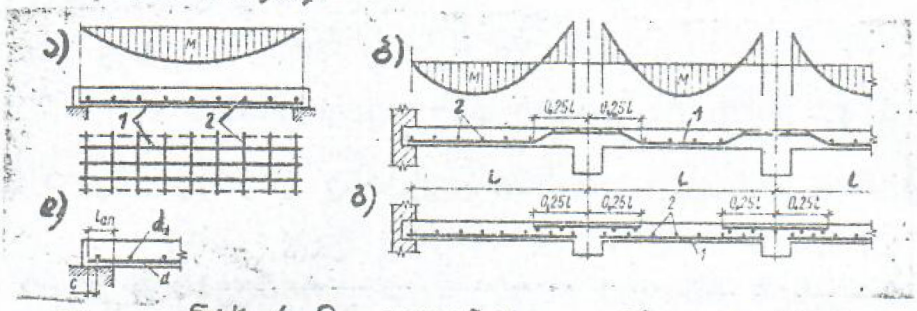
ფიცებს უწოდებენ ბრტყელ ელემენტებს, რომლებსაც ერთი გომა (სისქე) აქვთ უფრო მცირე, ვიდრე ორი დანარჩენი; კოჭებს (ღეროვანი ელემენტი) უწოდებენ – ისეთ ელემენტებს, რომელთა სიგრძე (l) მნიშვნელოვნად მეტია განივ გომებზე (h და b). ფიცები და კოჭები შეიძლება იყოს დამოუკიდებლად მომუშავე ელემენტები ან შედიოდეს გადახურვისა და დახურვის შემადგენლობაში, მაღების რაოდენობის მიხედვით – ერთ [illegible] და მრავალმაღიანი, დამზადების ხერხის მიხედვით – ასაწყობი, მონოლითური, ასაწყობ-მონოლითური. 4.1, ა ნახაზზე ნაჩვენებია ერთმაღიანი ასაწყობი ფიცა, დაყრდნობილი ორ საწინააღმდეგო [illegible] (კონტურზე დაყრდნობილი). ასეთი ფიცები მუშაობს ორივე მიმართულებით, როდესაც დიდი გვერდის შეფარდება მცირე გვერდთან ≤ 2;



ნახ. 4. 1. დახურვის კონსტრუქციები რკინაბეტონის ელემენტებისაგან: 1–ფიცრები; 2–კოჭები.

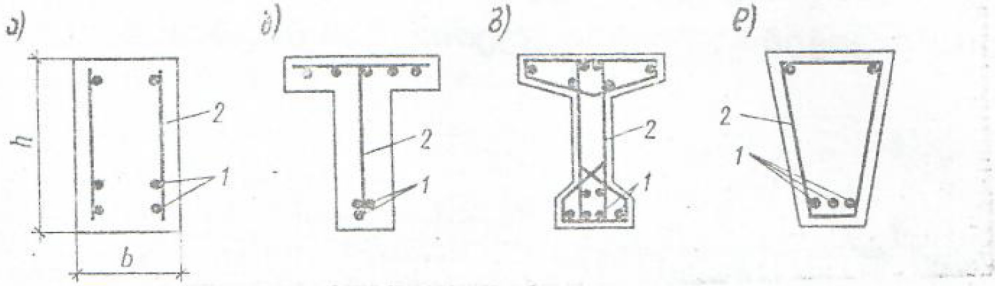
როცა ეს ფარდობა მეტია ორზე, ფიცა დეფორმაციას განიცდის კოჭური კონსტრუქციის მსგავსად და მუშაობს ერთი (მოკლე) მიმართულებით. რკინაბეტონის ფიცრებს მონოლითურ კონსტრუქციებში აკეთებენ სისქით 60...100 მმ, ასაწყობში – 25...40 მმ (შეიძლება უფრო მცირეც).

ფიცრებს ჩვეულებრივ დააარმატურებენ ბრტყელი ან რულონური ბადეებით, ბეტონის მინიმალური დამცველი შრით. ბადეებს განაღაგებენ ისე, რომ მუშა არმატურის ღეროები იყოს ფიცის მაღის გრძივად, რათა მათ ღუნვისას მიიღონ გამწვიმი ძაღვები მღუნავი მომენტების ეპიურების შესაბამისად. ერთმაღიან ფიცრებში ბადეებს ათავსებენ მხოლოდ ქვევით (ნახ. 4.2,ა), მრავალმაღიანში, ავრეთვე ბევითაც შუაღედურ საყრდენებზე (ნახ42,ბ,დ); ამასთან, მუშა არმატურებს შორის მანძილი მაღის შუა ნაწილში და საყრდენებს ბევით უნდა იყოს არა უმეტესი 200 მმ, როცა ფიცის სისქე აღწევს 150 მმ. უფრი ფიცრების დაარმატურებისას შენაღული რულონური ბადეებით, დასაშვებია შუაღედ საყრდენებთან ახლოს ქვედა ბადეები მთლიანად ავღუნოთ ზედა ზონაში (ნახ. 4.2,ბ).



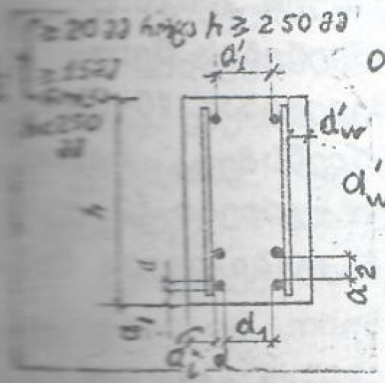
ნახ. 4.2. ფიცრების დაარმატურება: 1–მუშა არმატურის ღეროები; 2–მანაწილებელი არმატურის ღეროები.

რკინაბეტონის კოჭები შეიძლება იყოს მართკუთხა, ტესებრი, ორტესებრი, ტრაპეციული განივი კვეთის (ნახ. 4.3). კოჭის სიმაღლე შეადგენს მაღის 1/10...1/20 დატვირთვისა და კონსტრუქციის ტიპის მიხედვით. კოჭების უნიფიკაციის მიზნით მის სიმაღლეს იღებენ 50 მმ ჯერადობით, თუ კოჭის სიმაღლე არ აღემატება 600 მმ და 100 მმ ჯერადობით – კოჭების დიდი სიმაღლისას. განივი კვეთების სიგანე აგრეთვე უნიფიცირებულია და მიიღება (0,25...0,5 მ); ბეტონის ხარჯის შესამცირებლად შეიძლება დავნიშნოთ უფრო ნაკლები სიდიდის b . კოჭები-



ნახ. 4.3. კოჭების განივკვეთის ფორმები და დაარმატურების სქემები: ა-მართკუთხა; ბ-ტესებრი; გ-ორტესებრი; დ-ტრაპეციული; 1-გრძივი ღეროები; 2-განივი არმატურა.

საფის ბეტონის დამცველი შრის ზომები და ღეროებს შორის მანძილი კლემენტის განივკვეთში ნაჩვენებია 4.4 ნახაზზე. გრძივ მუშა არმატურას როგორც კოჭებში, ისე ფილებში განაღაგებენ მღუნავი მომენტების შესაბამისად გაჭიმულ ზონებში. მუშა არმატურის ღეროების დიამეტრი ჩვეულებრივ მიიღება 12...32 მმ. კოჭებში, რომელთა სიგანე არის 150მმ და მეტი, უნდა განაღგდეს არანაკლები 2 მუშა გრძივი არმატურისა (მიუკანი საყრდენებამდე).



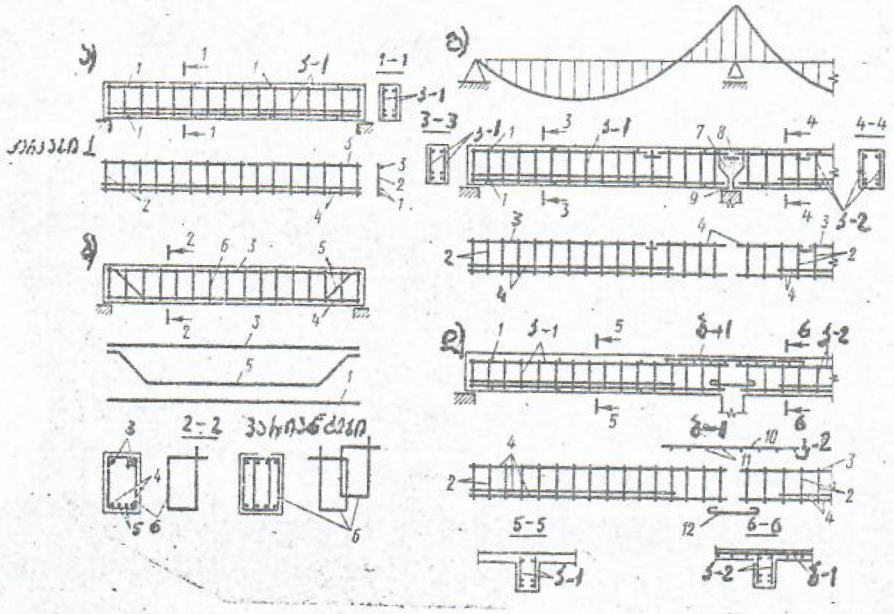
$a'_1 \begin{cases} \geq d \\ \geq 30მმ \end{cases}$ $a'_w \begin{cases} \geq 15მმ \text{ როცა } h \geq 250მმ \\ \geq 10მმ \text{ } h < 250მმ \end{cases}$ $a_2 \begin{cases} \geq d \\ \geq 25მმ \end{cases}$

ნახ. 4.4. არმატურის განაღგება კოჭის განივკვეთში: a_1-მუშა არმატურის დამცველი შრე; a_w-იგივე განივი არმატურის; d-მუშა არმატურის უდიდესი დიამეტრი; a_1-ქვედა გრძივ ღეროებს შორის მანძილი; a'_1-იგივე ზედა ღეროებს შორის; a_2-მანძილი გრძივი ღეროების რიგთაშორის სინათლეში.

$b = 150$ მმ-მე ნაკლები სიგანის შემთხვევაში დაიშვება ერთ კარკასში ერთი ღეროს განაღგება.

წინაბეტონის კოჭებში მღუნავ მომენტებთან ერთად მოქმედებენ ჭრითი ძალები; ამითაა განპირობებული განივი არმატურის მოწყობა. ერთმალიანი კოჭის დაარმატურება შენაღული კარკასებით ნაჩვენებია 4.5,ა ნახაზზე; 4.5,ბ ნახაზზე ნაჩვენებია დაარმატურება შეკრული კარკასებით. მართკუთხა კვეთიან კოჭებში საკიდებს აკეთებენ ჩაკეტილს, ტრაპეციულ კოჭებში, რომლებშიც წიბოს კვეთი ორივე მხრიდან შეკრულია

მონოლითური ფილით, საკიდები მევით შეიძლება იყოს ღია. მონოლითური მრავალმალიანი კოჭები ტესებრი კვეთით ნაჩვენებია 4.5,გ ნახაზზე, [2].

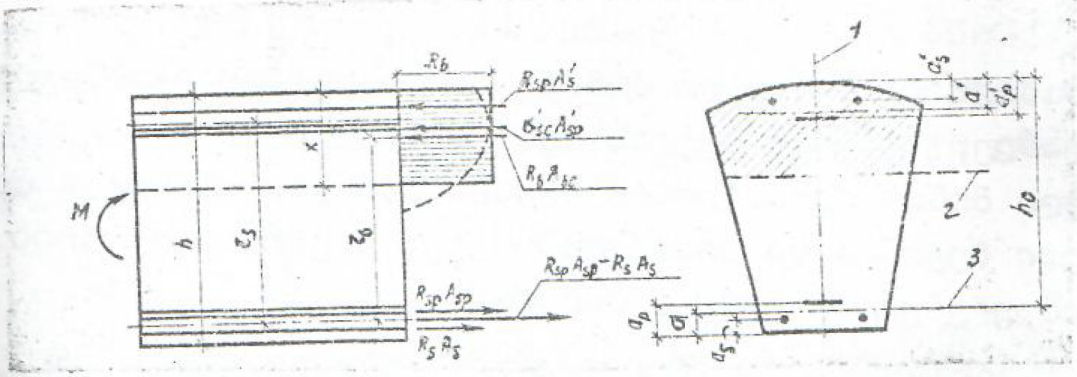


ნახ. 4.5. კოჭების დაარმატურების სქემა:
1-ვანივი შემაერთებელი ღეროები; 2-კარკასების განივი ღეროები; 3-გრძივი სამონტაჟო ღეროები; 4-გრძივი მუშა ღეროები; 5-მუშა ღეროები ალუნვებით; 6-შეკრული კარკასების საკიდები; 7-ბეტონი; 8-სამონტაჟო ნაშვერების შედუღება; 9-საყრდენი ჩატანებული ნაწილების შედუღება; 10-საყრდენსგედა გადების მუშა ღეროები; 11-საყრდენსგედა გადის მანაწილებელი ღეროები; 12-შემაერთებელი ღეროები (2 ღეროდიამეტრით არანაკლები 10 მმ-ისა და არანაკლები ქვედა მუშა ღეროების 0,5 დიამეტრისა).

ასაწყობი მრავალმალიანი კოჭები შედგება ცალკეული ერთმალიანი ელემენტებისაგან, რომლებიც დაარმატურებულია შენადული კარკასებით (ნახ. 4.5,ე).

4.2. ღუნვადი ელემენტების ნორმალური კვეთების გაანგარიშება სიმტკიცეზე (ნებისმიერი სიმეტრიული პროფილის ელემენტები)

რკინაბეტონის ღუნვად ელემენტებს სიმტკიცეზე (ნორმალურ კვეთებში პირველი ჯგუფის ზღვრული მდგომარეობის მიხედვით) ანგარიშობენ დაძაბულ-დეფორმირებული მდგომარეობის III სტადიის მიხედვით (ნახ. 4.6).



ნახ. 4.6. ღუნვადი ელემენტების სქემა ნორმალური კვეთების სიმტკიცეზე გაანგარიშებისას:
1-კვეთის სიმეტრიის ღერძი; 2-პირობითი შეკუმშული ზონის ქვედა ზღვარი; 3-ძალვების ტოლქმედის ღერძი.

ღუნვების საანგარიშო სქემის მიხედვით ელემენტზე მოქმედებს ღუნავი მომენტი M; არმატურასა და ბეტონში კი მოქმედებენ საანგარიშო წინალობების ტოლი ძაბვები. შეკუმშული ზონის ბეტონში ძაბვების მრუდხაზოვან ეპიურას ცვლიან (გამარტივების მიზნით) მართკუთხოვანით, რაც მომენტის სიდიდეზე უმნიშვნელო გავლენას ახდენს. ელემენტის კვეთის გაჭიმულ ზონაში ზოგად შემთხვევაში არის დაუძაბავი არმატურა; კვეთის ფართობით A_s, საანგარიშო წინალობით გაჭიმვაზე R_s და წინასწარ დაჭიმული არმატურა, ფართობით A_{sp}, შესაბამისი საანგარიშო წინალობით R_{sp}. არმატურა შეიძლება იყოს მოთავსებული აგრეთვე შეკუმშულ ზონაშიც: დაუძაბავი არმატურა, ფართობით A'_s, საანგარიშო წინალობა კუმშვაზე R_{sc} და წინასწარ დაძაბული არმატურა, ფართობით A_{sp}, ძაბვით σ_{sc}. ძალაშია სტატიკის წონასწორობის პირობები.

რკინაბეტონის ელემენტების სიმტკიცეს ნორმალურ კვეთებში ანგარიშობენ იმ პირობით, რომ გარე დატვირთვებისგან აღძრული მომენტი არ უნდა აღემატებოდეს შიგა ძალვების მომენტს; მომენტებს იღებენ ერთი და იგივე წერტილის მიმართ (გაჭიმული არმატურის ყველა ტოლქმედის მიმართ):

$$M \le R_b A_{bc} z_b + R_{sc} A'_s z'_s + \sigma'_{sc} A'_s z_{sp}, \qquad (4.1)$$

სადაც A_{bc} არის შეკუმშული ზონის ბეტონის კვეთის ფართობი;
z_b - შეკუმშული ზონის ბეტონის სიმძიმის ცენტრიდან მანძილი (A_s+A_{sp}) არმატურის ძალვების ტოლქმედამდე;
$z'_s = h_0 - a'_s$; $z_{sp} = h_0 - a'_{sp}$ - ანალოგიურად შეკუმშულ ზონაში

მდებარე დაუძაბავი და დაძაბული არმატურების ცენტრიდან მანძილი იმავე წერტილამდე; h_o - კვეთის მუშა სიმაღლე.

შეკუმშული ზონის მდებარეობის ზღვარს საზღვრავენ ყველა ძალვის (მოქმედი ბეტონსა და არმატურაში) გეგმილების პროექციის ჯამის პირობიდან ელემენტის ღერძის მიმართ:

$$R_b A_{bc} - \gamma_{s6} R_{sp} A_{sp} - R_s A_s + R_{sc} A'_s + \sigma'_{sc} A'_{sp} = 0. \qquad (4.2)$$

იგულისხმება, რომ $A-I, A-II, A-III$ კლასების დაუძაბავ არმატურას იყენებენ, რომელთაც გააჩნიათ ფიზიკური დენადობის ზღვარი; (4.1) და (4.2) ფორმულების საფუძველზე მათი წინაღობა გამოიყენება.

აგრეთვე იყენებენ $A-IV$, A_T-IV, $A-V$, A_T-V, A_T-VI, A_T-VII, $B-II$, $K-7$ კლასების დაძაბულ არმატურას. მათ აქვთ პირობითი დენადობის ზღვარი; (4.1) და (4.2) ფორმულებში იყენებენ მუშაობის პირობის კოეფიციენტს γ_{s6}, რომელიც ითვალისწინებს არმატურის წინაღობის ზრდას მისი დეფორმაციის გამო. პირობითი დენადობის ზღვარს გემოკოეფიციენტი $\gamma_{s6} > 1$ და საზღვრავენ მას შემდეგი დამოკიდებულებით:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2\xi/\xi_R - 1) \leq \eta, \qquad (4.3)$$

სადაც $\xi = x/h_o$ არის შეკუმშული ზონის ფარდობითი სიმაღლე;

ξ_R - შეკუმშული ზონის ფარდობითი სიმაღლის ზღვრული მნიშვნელობა, შეკუმშული ბეტონის და გაჭიმული არმატურის მთლიანი წინაღობის გამოყენებით.

η - მიიღება 1.2 ტოლი $A-IV$ და A_T-IV კლასისათვის; $A-V$, A_T-V, $B-II$, B_p-II, $K-7$, $K-19$ კლასებისათვის $\eta = 1,15$, ხოლო $A-VI$ კლასისათვის $\eta = 1.1$.

მაქსიმალური მღუნავი მომენტის მოქმედების ზონაში მდებარე შენადნობი კარკასის შემთხვევაში, სადაც გამოყენებულია $A-IV$ და $A-V$ კლასის არმატურები, γ_{s6} კოეფიციენტს იღებენ არა უმეტესი 1,1-სა.

γ_{s6} კოეფიციენტს არ ითვალისწინებენ შემდეგი კონსტრუქციის არმატურისათვის: აგრესიულ გარემოში ექსპლუატაციისას, როცა კონსტრუქციაგაანგარიშებაზე; დაარმატურებული - ერთმანეთთან მჭიდროდ მდებარე (ულრიფოდ) მალები სიმტკიცის მავთულებით.

შეკუმშული ზონის ფარდობითი სიმაღლის ზღვრული მნიშვნელობა განისაზღვრება ბეტონის სიმტკიცის გათვალისწინებით, არმატურის მექანიკური თვისებით და მისი წინასწარ დაძაბულობით შემდეგი ემპირიული დამოკიდებულებით:

$$\xi_R = \omega / [1 + \sigma_{s1}/\sigma_{s2}(1 - \omega/1{,}1)], \qquad (4.4)$$

სადაც σ_{s1} არის გაჭიმულ ზონაში მდებარე არმატურის ძაბვები რღვევის სტადიაზე;

$\sigma_{s1} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp}$ (მპა) იმ კლასების არმატურისათვის, რომლებსაც აქვთ ფიზიკური დენადობის ზღვარი (A-IV და ზევით, B-II, K-7 და K-19);

$\sigma_{s1} = R_s$ – არმატურისათვის დენადობის ზღვრის მოედნით (კლასები A-I, A-II, A-III, B-I, B_p-I);

σ_{sp} – წინასწარი ძაბვა არმატურაში, რომელიც აიღება [2] -დან დაჭიმვის სიზუსტის კოეფიციენტის მიხედვით, $\gamma_{sp} < 1$;

σ_{s2} – შეკუმშულ ზონაში მდებარე არმატურის ზღვრული ძაბვა, მიიღება: როცა $\gamma_{b2} \geq 1{,}400$ მპა-ის ტოლი; თუ $\gamma_{b2} < 1$, მაშინ $\sigma_{s2} = 500$ მპა.

$\Delta\sigma_{sp}$-ის მნიშვნელობა დამოკიდებულია დაძაბვის ხერხზე: (4.5)

$$\omega = \alpha - \beta R_b,$$

სადაც α არის მძიმე ბეტონისათვის 0,85-ის ტოლი, ხოლო მსუბუქი ბეტონისათვის – 0,8;

$\beta = 0{,}008$ ბეტონის სახის მიუხედავად.

შეკუმშული ზონის კვეთის გაძლიერება A_s' არმატურის განლაგებით, როგორც წესი, ეკონომიური არ არის, მაგრამ ზოგიერთ შემთხვევაში დასაშვებია, მაგალითად, როცა შეზღუდული ვართ ელემენტის კვეთის სიმაღლით და როცა კვეთი მუშაობს ნიშანცვლად მომენტზე.

ასევე დაძაბული არმატურის დაყენება შეკუმშულ ზონაში მიზანშეწონილია, მას იყენებენ გზარმედეგობის უზრუნველსაყოფად მისი დამზადების, ტრანსპორტირებისა და მონტაჟის შემთხვევაში.

(4.1) და (4.2) ფორმულების მიხედვით იმ დაძაბული არმატურებში, რომლებიც მოთავსებულია ბეტონის შეკუმშულ ზონაში, ძაბვა მიიღება

$$\sigma_{sc}' = (\sigma_{s2} - \sigma_{sp}'), \qquad \sigma_{sc}' = 400 - \gamma_{sp}\sigma_{sp}', \qquad (4.6)$$

სადაც 400 არის ძაბვა არმატურაში, განსაზღვრული ბეტონის დეფორმაციით კუმშვაზე ($\varepsilon_{bmax} = 200X10^{-5}$);

σ'_{sp} წინასწარი ძაბვა, განსაზღვრული [2] -დან დაჭიმვის სიზუსტის კოეფიციენტით $\gamma_{sp}>1$.

(4.1) და (4.2) ფორმულები გამოიყენება იმ პირობით, რომ შეკუმშული ზონის ფარდობითი სიმაღლე $\xi = x/h_o$ არის არა უმეტესი მის ზღვრულ მნიშვნელობაზე, ე. ი. $\xi \leq \xi_R$; ამ პირობით კვეთი არ იქნება გადაარმირებული, ამიტომ მთლიანად გამოიყენება არმატურისა და ბეტონის სიმტკიცე; როცა $\xi > \xi_R$, ასეთი კვეთების გამოყენება მიზანშეწონილი არ არის.

წინასწარ დაძაბული ელემენტებისათვის ზღვრული დაარმატურების პროცენტი განისაზღვრება ფორმულით

$$\mu = \frac{100\omega R_b}{[1 + (\sigma_{s1}/\sigma_{s2})(1-\omega/1,1)]R_s};$$

წინასწარ დაუძაბავი ელემენტებისათვის კი

$$\mu = \frac{100\omega R_b}{(2-\omega/1,1)R_s}.$$

4.3. მართკუთხა და ტესებრი კვეთიანი ელემენტების გაანგარიშება

ცალფაარმატურიანი მართკუთხა პროფილის ელემენტები

მართკუთხა კვეთის წინასწარ დაუძაბავ ღუნვად ელემენტებს, რომლებშიც გრძივი მუშა არმატურა მოთავსებულია მხოლოდ გაჭიმულ ზონაში, აქვთ შემდეგი გეომეტრიული მახასიათებლები:

$$A_{bc} = bx; \quad z_b = h_o - 0,5x. \tag{4.7}$$

(4.1) და (4.2) ფორმულების თანახმად გვექნება:

$$M \leq R_b bx(h_o - 0,5x); \tag{4.8}$$

$$R_s A_s = R_b b x. \qquad (4.9)$$

(4.9) ფორმულიდან შეკუმშული ბეტონის სიმაღლე

$$x = R_s A_s / R_b b. \qquad (4.10)$$

შეკუმშული ბეტონის სიმძიმის ცენტრზე გამავალი ღერძის მიმართ სიმტკიცის პირობა გვაძლევს

$$M \leq R_s A_s (h_o - 0,5x); \qquad (4.11)$$

(4.8) და (4.9) ფორმულები მართებულია, თუ

$$\xi = x / h_o \leq \xi_R. \qquad (4.12)$$

შემოვიღოთ აღნიშვნა – დაარმატურების კოეფიციენტი

$$\mu = A_s / b h_o,$$

პროცენტებში კი

$$\mu = 100 \mu. \qquad (4.13)$$

თუ (4.10) განტოლების ორივე მხარეს გავყოფთ h_o-ზე და გამოვიყენებთ (4.12) და (4.13) ფორმულებს, მივიღებთ

$$\xi = \mu R_s / R_b. \qquad (4.14)$$

უდიდეს დასაშვებ დაარმატურების კოეფიციენტს (პროცენტებში) მივიღებთ (4.14) ფორმულიდან:

$$\mu_{max} = \xi_R R_b / R_s; \quad \mu_{max} = 100 \xi_R R_b / R_s. \qquad (4.15)$$

დაარმატურების მაქსიმალური პროცენტი დამოკიდებულია ბეტონის და არმატურის საანგარიშო წინაღობებზე. გამოყენებული ბეტონისა და არმატურის კლასებისათვის, ჩვეულებრივ, $\mu_{max} = 2 \ldots 2,5\%$. ცდების მიხედვით μ-ს ოპტიმალური სიდიდე დადგენილია: კოჭებისათვის $\mu = 1,2 \ldots 1,8\%$ და ფილებისათვის $\mu = 0,3 \ldots 0,6\%$. (4.8) ფორმულა-

ში X -ს მაგივრად თუ ჩავსვამთ ξh_0 -ს, მივიღებთ

$$M=R_b\xi bh_0(h_0-\xi h_0/2)=R_b bh_0^2\xi(1-\xi/2)=\alpha_0 R_b bh_0^2, \qquad (4.16)$$

სადაც

$$\alpha_0=\xi(1-0{,}5\xi). \qquad (4.17)$$

(4.16) ფორმულიდან კვეთის მუშა სიმაღლე

$$h_0=\sqrt{M/\alpha_0 R_b b}=1/\sqrt{\alpha_0}\,\sqrt{M/R_b b}=\eta_0\sqrt{M/R_b b}, \qquad (4.18)$$

სადაც

$$1/\sqrt{\alpha_0}=\eta_0. \qquad (4.19)$$

თუ სიმტკიცის პირობაში (4.11) X-ს შევცვლით ξh_0-თი მივიღებთ

$$M=R_s A_s(h_0-\xi h_0/2)=R_s A_s h_0(1-0{,}5\xi)=R_s A_s h_0\eta, \qquad (4.20)$$

სადაც შიგა წყვილძალთა მხარის კოეფიციენტი

$$\eta=1-0{,}5\xi. \qquad (4.21)$$

(4.20) ფორმულიდან გაწიმული არმატურის განივკვეთის ფართობი

$$A_s=M/\eta h_0 R_s; \qquad (4.22)$$

განივკვეთის ფართობი (A_s) შეიძლება მივიღოთ (4.9) ფორმულიდან $X=\xi h_0$ მნიშვნელობის შეტანით:

$$A_s=\xi bh_0 R_b/R_s, \qquad (4.23)$$

თუ $\xi>\xi$ ან $M>M_{max}$ (იგულისხმება II-შემთხვევა ბეტონის ელემენ-

ბის მსხვრევისა, როცა არ არის მთლიანად გამოყენებული ელემენტის სიმტკიცე). გადაარმირებული კვეთის სიმტკიცის პირობას ამოწმებენ შემდეგი გამოსახულებით:

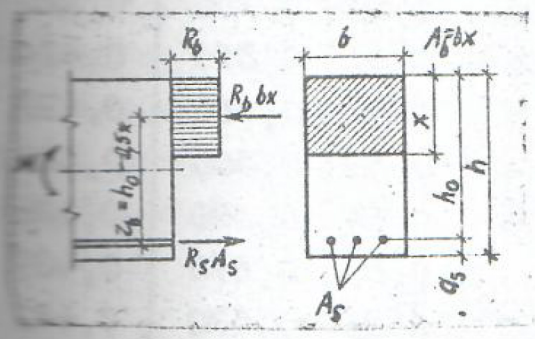
$$M_{max} \le \alpha_R R_b h_0^2; \qquad (4.24)$$

$$\alpha_R = \xi_R(1-0,5\xi_R), \qquad (4.25)$$

სადაც ξ_R-ს საზღვრავენ (4.4) ფორმულით. (4.24) ფორმულაში მარჯვენა ნაწილი შეესაბამება ზღვრულ მღუნავ მომენტს, რომლის მიღებაც შეუძლია მარტკუთხა კვეთს.

გაანგარიშების გამარტივების მიზნით პრაქტიკაში სარგებლობენ ცხრილით მოყვანილი დამხმარე ცხრილით, რომელშიც მოყვანილია η-ს და α_0-ს პარამეტრები ξ კოეფიციენტის მიხედვით. ცალფაარმატურიანი კვეთის სიმტკიცის პირობაზე გაანგარიშების დროს გვხვდება სამი სახის ამოცანა:

1. მოცემულია: h_0, R_s, R_b და M. საჭიროა შევარჩიოთ არმატურის განივკვეთი A_s. (4.16) ფორმულიდან გავიგებთ α_0 და შემდეგ ამ მნიშვნელობის მიხედვით ცხრილში მოვნახავთ η და ξ და შემდეგ (4.22) ან (4.23) ფორმულით გამოვთვლით A_s, ამასთან, უნდა დაკმაყოფილდეს ზღვრული პირობები $\alpha_0 \le \alpha_R$ და $\xi \le \xi_R$.



ნახ. 4.7. ღუნვადი მარტკუთხა ცალფაარმატურიანი კვეთების სქემა ნორმალური კვეთების გაანგარიშებისას.

2. მოცემულია: b, M, R_s, R_b და M. საჭიროა განვსაზღვროთ კვეთის მუშა სიმაღლე h_0. (4.14) ფორმულით გამოვიანგარიშებთ ξ, რომლის მიხედვით ცხრილიდან მოვნახავთ α_0 და (4.18) ფორმულით გამოვთვლით მუშა სიმაღლეს (h_0). თუ დაარმატურების კოეფიციენტი (μ და b) არ ვიცით, ანალოგიური ამოცანა გადაწყდება, თუ მივიღებთ b-ს ცნობილ სიდიდედ და ოპტიმალურ $\xi_{ოპ.}$, რომელიც: კოჭებისათვის $\xi_{ოპ.} = 0,3 \ldots 0,4$ და ფილებისათვის $\xi_{ოპ.} = 0,1 \ldots 0,15$.

3. ცნობილია A_s, b, h_0, R_s, M, R_b და R_s. საჭიროა შევამოწმოთ კვეთის სიმტკიცე. (4.10) ფორმულით ვსაზღვრავთ შეკუმშული ბეტონის სიმაღლეს x, შემდეგ (4.8) ან (4.11) ფორმულის მარჯვენა ნაწილით ვსაზღვრავთ იმ მომენტს, რომელიც შეუძლია აიტანოს მოცემულმა კვეთმა.

ξ, η და α_0 მნიშვნელობები ღუნვადი ელემენტების ცალფაარმატურიანი მართკუთხა კვეთების გასაანგარიშებლად

ξ	η	α_0	ξ	η	α_0	ξ	η	α_0
0,01	0,995	0,010	0,25	0,875	0,219	0,49	0,755	0,370
0,02	0,990	0,020	0,26	0,870	0,226	0,50	0,750	0,375
0,03	0,985	0,030	0,27	0,865	0,234	0,51	0,745	0,380
0,04	0,980	0,039	0,28	0,860	0,241	0,52	0,740	0,385
0,05	0,975	0,049	0,29	0,855	0,248	0,53	0,735	0,390
0,06	0,970	0,058	0,30	0,850	0,255	0,54	0,730	0,394
0,07	0,965	0,068	0,31	0,845	0,262	0,55	0,725	0,399
0,08	0,960	0,077	0,32	0,840	0,269	0,56	0,720	0,403
0,09	0,955	0,086	0,33	0,835	0,276	0,57	0,715	0,408
0,10	0,950	0,095	0,34	0,830	0,282	0,58	0,710	0,412
0,11	0,945	0,104	0,35	0,825	0,289	0,59	0,705	0,416
0,12	0,940	0,113	0,36	0,820	0,295	0,60	0,700	0,420
0,13	0,935	0,122	0,37	0,815	0,302	0,61	0,695	0,424
0,14	0,930	0,130	0,38	0,810	0,308	0,62	0,690	0,428
0,15	0,925	0,139	0,39	0,805	0,314	0,63	0,685	0,432
0,16	0,920	0,147	0,40	0,800	0,320	0,64	0,680	0,435
0,17	0,915	0,156	0,41	0,795	0,326	0,65	0,675	0,439
0,18	0,910	0,164	0,42	0,790	0,332	0,66	0,670	0,442
0,19	0,905	0,172	0,43	0,785	0,338	0,67	0,665	0,446
0,20	0,900	0,180	0,44	0,780	0,343	0,68	0,660	0,449
0,21	0,895	0,188	0,45	0,775	0,349	0,69	0,655	0,452
0,22	0,890	0,196	0,46	0,770	0,354	0,70	0,650	0,455
0,23	0,885	0,204	0,47	0,765	0,360			
0,24	0,880	0,211	0,48	0,760	0,365			

ξ კოეფიციენტი აიღება ცხრილიდან α_0-ის მიხედვით. მოცემული კვეთის მომენტისა და დაუძაბავი A_s არმატურის მიხედვით (4.28) ფორმულიდან საგღვრავენ A_{sp} დაძაბული არმატურის ფართობს).

თუ $\xi \geq \xi_R$, კვეთის სიმტკიცეს ამოწმებენ (4.24) და (4.25) ფორმულებით, სადაც ξ_R გამოითვლება (4.4) ფორმულით.

კვეთის ამტანობის უნარი შეიძლება განვსაზღვროთ აგრეთვე ცხრილის. პირველად (4.13) ფორმულით განვსაზღვრავთ M, შემდეგ (4.14) ფორმულით გამოვთვლით ξ, რის მიხედვითაც ცხრილიდან ვპოვებთ α_0 და (4.16) ფორმულით ვიანგარიშებთ კვეთის ბიების უნარს. კვეთი შერჩეულია სწორად, თუ შიგა ძალების მომენტი მეტია გარე ძალების მომენტზე არა უმეტესი 3%...5%-სა. წინასწარ დაძაბული კვეთის სიმტკიცეზე შემოწმებისას გაანგარიშების თანმიმდევრობა (დაძაბარმატურიანი მართკუთხა კვეთების შემთხვევაში – დაძაბული არმატურით) რჩება იგივე. ამ დროს კვეთის სიმტკიცის შემოწმებას ვაწარმოებთ (4.16) ფორმულის გათვალისწინებით ან პირობით

$$M \leq (R_s A_s + \gamma_{s6} R_{sp} A_{sp}) \eta h_0 . \qquad (4.26)$$

α_0 და η პარამეტრებს მოვნახავთ ცხრილში,

$$\xi = (R_s A_s + R_s A_{sp}) / R_b b h_0 . \qquad (4.27)$$

დამოკიდებულების მიხედვით შეკუმშული ზონის ფარდობით სიდიდეს გამოვთვლით $\gamma_{s6} = 1$ კოეფიციენტის მიხედვით, შემდეგ განმეორებით გაანგარიშებით დავაზუსტებთ. გრძივი გაჭიმული არმატურის საჭირო ფართობს ვიანგარიშებთ (4.9) ფორმულით, რომელიც A_{sp} დაძაბული არმატურისას და $x = \xi h_0$ მნიშვნელობისას ჩაიწერება ასე:

$$\gamma_{sp} R_{sp} A_{sp} + R_s A_s = \xi R_b b h_0 . \qquad (4.28)$$

მართკუთხა პროფილის ორფაარმატურიანი ელემენტები

პრაქტიკაში გვხვდება ორფაარმატურიანი კვეთის ღუნვადი ელემენტები (ნახ. 4.8), თუმცა შეკუმშულ ზონაში არმატურის მოთავსება საცდებად ეფექტურია, ვიდრე გაჭიმულში.

თუ ღუნვადი ელემენტის შეკუმშულ ზონაში გათვალისწინებულია გრძივი არმატურა ($R_{sc} \leq 400$ მპა-ით გაანგარიშებით მიღებული), მაშინ გრძივი არმატურის ღერძების გამობურცვის საწინააღმდეგოდ განივ არმატურას აწყობენ შემდეგ მანძილზე: შენადულ კარკასებში – არა უმეტეს $20d$, შეკრულ კარკასებში – არა უმეტესი $15d$, თუ ავილებთ მომენტების ეპიურში, ღუნვადი მომენტის მოქმედების სიბრტყის ნორმალური ღერძის

მიმართ, რომელიც გადის A_s არმატურის ტოლქმედის მოდების წერტილზე, სიმტკიცის პირობა გამოისახება ასე:

$$M \le R_b b x (h_0 - 0{,}5x) + R_{sc} A_s' (h_0 - a'). \qquad (4.29)$$

ნორმალურ ძალვათა პროექციების ჯამის გატოლება ნულთან ელემენტის ღერძზე გვაძლევს

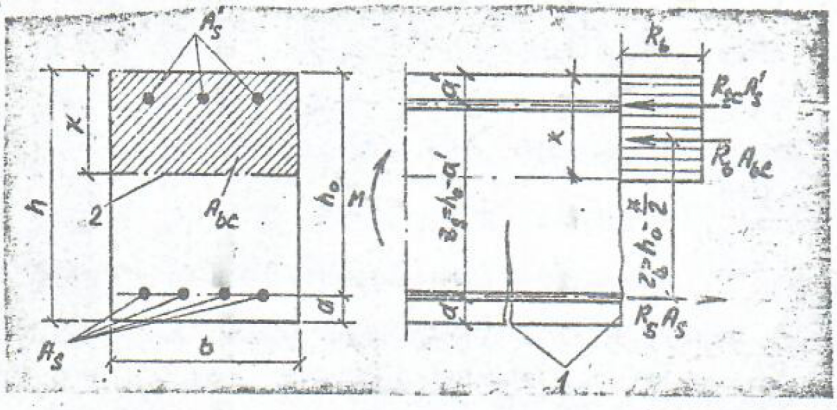
$$R_b b x + R_{sc} A_s' - R_s A_s = 0; \qquad (4.30)$$

$$R_b b x (h_0 - 0{,}5x) = \alpha_0 b h_0^2 R_b; \quad R_b b x = \xi b h_0 R_b. \qquad (4.31)$$

აქვე იგულისხმება $x \le \xi_R h_0$ პირობის დაცვა. თუ ძაღლაარმატურიანი კვეთისას აღმოჩნდა, რომ $x > \xi_R h_0$, მაშინ შეკუმშულ ბინაში საჭიროა არმატურის გაანგარიშება. ამ შემთხვევაში უნდა ვისარგებლოთ (4.29), (4.30) და (4.31) ფორმულებით. თუ გამოვიყენებთ ბეტონის კლასს არა-უმეტეს B 30-სა და არმატურის კლასს არა უდიდეს A-III-სა, მაშინ შეიძლება გაანგარიშება ვაწარმოოთ ფორმულით

$$M \le \alpha_R R_b b h_0^2 + R_{sc}' A_s' (h_0 - a'), \qquad (4.32)$$

სადაც $\alpha_R = \alpha_0$ ცხრილიდან, როცა $\xi = \xi_R$ გამოთვლილია (4.4) ფორმულით.



ნახ. 4.8. ორფაარმატურიანი მართკუთხა კვეთები. ძალვების სქემა ელემენტის ნორმალური კვეთების გაანგარიშებისას.

კვეთის შერჩევისას ორფა არმატურის შემთხვევაში, როცა მოცემულია მომენტი, ბეტონისა და არმატურის კლასები, გვხვდება ორი ტიპის ამოცანა.

ამოცანა I. მოცემულია კვეთის ზომები b და h_0. საჭიროა განისაზღვროს A_s და A'_s არმატურების ფართობი. გადაწყვეტა: (4.32) და (4.30) ფორმულებიდან, როცა $x<\xi_R h_0$, განვსაზღვრავთ

$$A'_s=(M-\alpha_R R_b b h_0^2)/R_{sc} z_s; \qquad (4.33)$$

$$A_s=A'_s R_{sc}/R_s+\xi_R R_b b h_0/R_s. \qquad (4.34)$$

ამოცანა II. მოცემულია კვეთის ზომები b და h და შეკუმშული არმატურის ფართობი A'_s. საჭიროა გამოვთვალოთ A_s არმატურის ფართობი.

(4.29) ფორმულიდან (4.31) ფორმულის გათვალისწინებით გავიგებთ

$$\alpha_0=(M-R_{sc}A'_s z_s)/R_b b h_0^2, \qquad (4.35)$$

თუ $\alpha_0\leq\alpha_R$ ცხრილიდან მოვნახავთ ξ და (4.30) ფორმულით

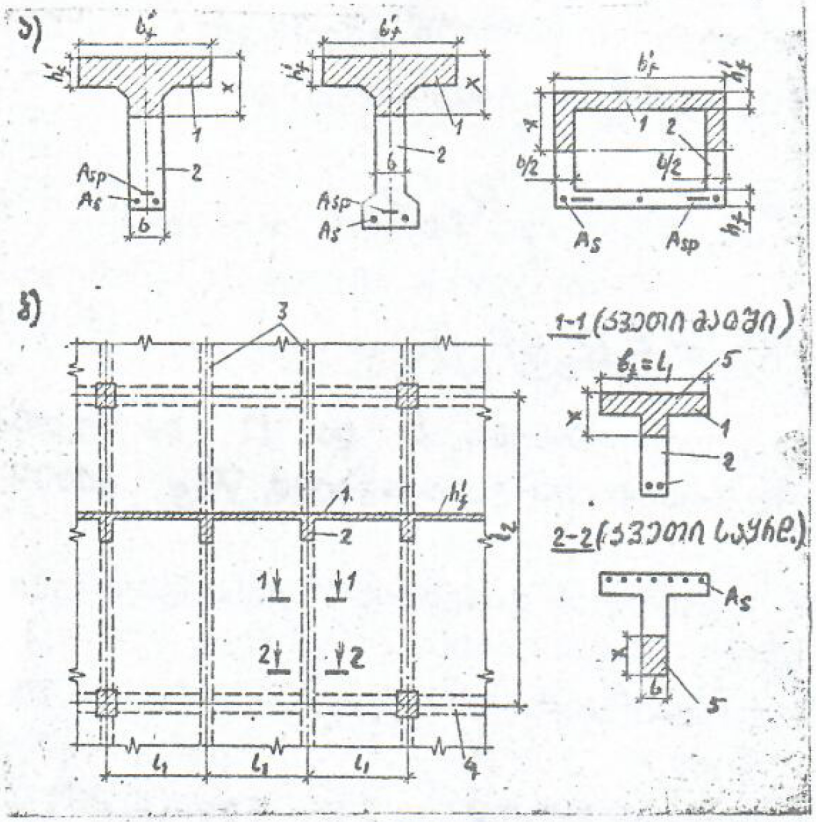
$$A_s=A'_s R_{sc}/R_s+\xi b h_0 R_b/R_s, \qquad (4.36)$$

თუ $\alpha_0>\alpha_R$, მოცემული A'_s არმატურის ფართობი არ არის საკმარისი.

ტესებრი კვეთის ელემენტები

პრაქტიკაში ფართოდ გამოიყენება ტესებრი, ორტესებრი, ყუთისებრი და სხვა კვეთებიანი ლუწვადი ელემენტები. ფართო შეკუმშულ ზონაში (ნახ. 4.9, ა); ასეთი კვეთები გვხვდება მონოლიტურ წიბოვან გადახურვებში (ნახ. 4.9, ბ), კერძოდ მეორეხარისხოვან და მთავარ კოჭებში. ტესებრი კვეთი, მართკუთხასთან შედარებით უფრო მომგებიანია, რადგან ეროვნაირი ბიეგის უნარის გაჭიმული ზონის მოცულობის შემცირების შედეგად ნაკლები ბეტონი იხარჯება. იმავე მიზეზით უფრო მიზანშეწონილია ტესებრი კვეთი ფართო შეკუმშულ ზონაში, რადგან ფართო გაჭიმულ ზონაში არ ჩრდის ელემენტის ბიეგის უნარს. ასეთ კვეთებს ანგარიშობენ, როგორც მართკუთხას b სიგანით (მაგალითად, 4.9 ბ ნახაზზე მრავალფენიანი დამხმარე კოჭის საყრდენი კვეთი 2-2).

შეკუმშულ თაროში ძაბვა მცირდება წიბოდან დაშორების მიხედვით.



ნახ. 4. 9. ტესებრი კვეთების გაანგარიშება, როცა თარო შეკუმშულ ზონაშია: 1–შეკუმშული ზონის თარო; 2–ტესებრი კვეთების წიბოები; 3–მეორეხარისხოვანი კოჭები; 4–მთავარი კოჭები; 5–შეკუმშული ზონა.

ცდების თანახმად, შეკუმშული თაროს ზონისათვის დადგენილია, რომ სიმტკიცეზე გაანგარიშებისას ანგარიშში შეჰყავთ თაროს ნაშვერის ეკვივალენტური სიგანე b'_{f1}, ის აიღება ტოლი (წიბოდან ორივე მხარეს) არა უმეტესი წიბოებს შორის მანძილის ნახევრისა (c) და არა უმეტესი 1/6 ელემენტის საანგარიშო მალისა; ხოლო ელემენტებისათვის, რომელთა თაროების სისქე $h'_f < 0,1h$ (როცა განივი წიბოები არ არის ან განივი წიბოებისას, როცა მათ შორის მანძილი მეტია გრძივ წიბოებს შორის მანძილზე), ითვლება, რომ ნაშვერის სიგანე (b'_{f1}) არ უნდა აღემატებოდეს $6h'_f$. ცალკეული კოჭებისათვის ტესებრი პროფილით (თაროს კონსოლური ნაშვერით). თაროს ნაშვერის სიგანე (b'_f) უნდა შეადგენდეს: როცა $h'_f \geq 0,1h$ არა უმეტესი $6h'_f$; როცა $0,05h \leq h'_f < 0,1h$ არა უმეტესი $3h'_f$; როცა $h'_f < 0,05h$, თაროს ნაშვერები ანგარიშში არ შეჰყავთ და კვეთს ანგარიშობენ, როგორც მართკუთხას b სიგანით (წიბოს სიგანე).

ტესებრი კვეთი თაროს შეკუმშული ზონით, როგორც წესი, დაპროექტებულია შეკუმშული არმატურის გარეშე (დაძაბული თუ დაუძაბავი); ელემენტის გაანგარიშებას აწარმოებენ კვეთში შეკუმშული ზონის ქვედა გღვრის მდებარეობის მიხედვით – თაროს საზღვრებში და თაროს ქვევით. განვიხილოთ ითხოვული მაგალითი:

1. შეკუმშული ზონის ქვედა გღვარი მდებარეობს თაროს საზღვრებში, ე. ი. $x \leq h'_f$. ამას ადგილი აქვს განიერთაროიან კვეთებში. ამ შემთხვევაში ტესებრი კვეთი იანგარიშება, როგორც მართკუთხა b'_f

და h_0 მოშებით (იხილეთ ცხრილი), რადგანაც გაჭიმული ზონის ბეტონის ფარდობი მიღების უნარზე გავლენას არ ახდენს.

საანგარიშო ფორმულები (წინასწარი დაუძაბავი ელემენტებისათვის)

$$M \le R_b b'_f h'_f (h_0 - 0{,}5 h'_f); \qquad (4.37)$$

$$R_s A_s \le R_b b'_f h'_f. \qquad (4.38)$$

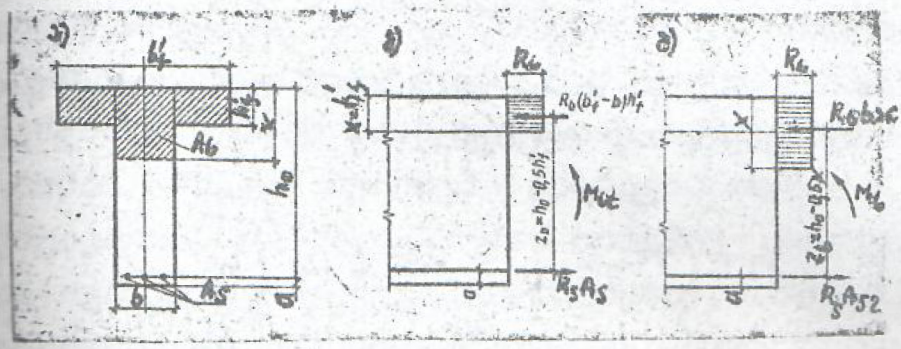
2. შეკუმშული ზონის ქვედა ზღვარი მდებარეობს თაროს ქვევით (ნაბიჯში), ე. ი. $x > h'_f$. ეს შეესაბამება მცირე სიგანის თაროებიან კვეთებს. ამ შემთხვევაში (4.37) და (4.38) ფორმულები არ გამოიყენება. ასეთი ტესებრი კვეთების (დაარმატურებული დაუძაბავი არმატურით) სიმტკიცეს ამოწმებენ პირობით

$$M \le M_{bf} + M_b \qquad (4.39)$$

ანდა

$$M \le R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0{,}5 h'_f) + R_b b x (h_0 - 0{,}5x), \qquad (4.40)$$

სადაც მარჯვენა ნაწილის პირველი წევრი არის M_{bf} მომენტი, რომელსაც იღებენ შეკუმშული ნაშვერები და მისი შესაბამისი გაჭიმული არმატურის ნაწილი A_{s1} (ნახ. 4.10, ბ); მეორე წევრი – M_b მომენტი, რომელსაც იღებს შეკუმშული ზონის წიბო და შესაბამისი გაჭიმული არმატურის ნაწილი A_{s2} (ნახ. 4.10, გ).



ნახ. 4.10. ღუნვადი ტესებრი კვეთების გაანგარიშება: ა–განივი კვეთი; ბ– M_{bf} გამოსათვლელი სქემა; გ– M_b გამოსათვლელი სქემა.

ბეტონის შეკუმშული ზონის სიმაღლეს საზღვრავენ შემდეგი ფორმულით:

$$R_s A_s = R_b (b'_f - b) h'_f + R_b b x. \qquad (4.41)$$

ფორმულები მართებულია, თუ $x < \xi_R h_0$.

კვეთის სიმტკიცეს ამოწმებენ უშუალოდ (4.40) პირობიდან (4.41) ფორმულის გათვალისწინებით. M_{bf} და A_{s1} გამოითვლიან ფორმულებით:

$$M_{bf} = R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0{,}5 h'_f); \qquad (4.42)$$

$$A_{s1} = R_b (b'_f - b) h'_f / R_s. \qquad (4.43)$$

ნაწილზე მოდის $M_b = M - M_{bf}$. პირველად გამოითვლიან

$$\alpha_0 = M_b / R_b b h_0^2,$$

შემდეგ α_0-ს მიხედვით ... ცხრილში ნახავენ η მნიშვნელობას და საზღვრავენ

$$A_{s2} = M_b / R_b \eta h_0. \qquad (4.45)$$

გაჭიმული არმატურის მთლიანი კვეთი ტოლია $A_s = A_{s1} + A_{s2}$.

როცა კვეთის გაჭიმულ ზონაში განლაგებულია წინასწარ დაძაბული არმატურა, მას ითვალისწინებენ იმის მსგავსად, როგორც ნაჩვენები იყო გემოთ მართკუთხა ელემენტების საანგარიშო ფორმულებში.

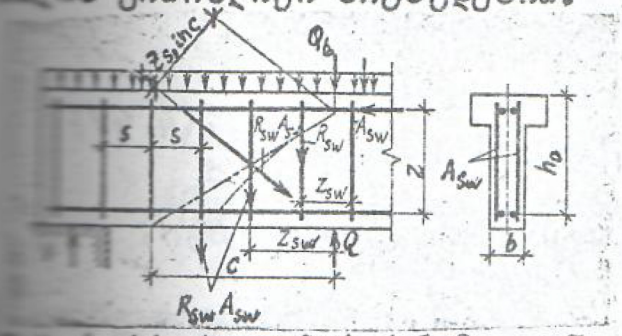
წინასწარ დაძაბული არმატურა შეკუმშულ ზონაში (მოკუმშვისას), გზარმედევობის მოთხოვნების მიხედვით, ტესებრ კვეთებში ჩვეულებრივ არ არის საჭირო. დაპროექტების გამოცდილებიდან გამომდინარე ტესებრი კვეთის სიმაღლეს საორიენტაციოდ იღებენ

$$h = (7 \ldots 9{,}5) \sqrt[3]{M}, \qquad (4.46)$$

სადაც h - [illegible] გამოსახულია სმ-ში, ხოლო M - კნმ-ში. წიბოს სიგანეს იღებენ $b = (0{,}4 \ldots 0{,}5) h$, მაგრამ ის შეიძლება ნაკლებიც იყოს. თარის ზომებს განსაზღვრავენ (h'_f და b_f) შენობის კონსტრუქციის გაერთიანების მიხედვით.

4.4. ღუნვადი ელემენტების დახრილი კვეთების გაანგარიშება სიმტკიცეზე

ღუნვადი ელემენტების დახრილი კვეთების წარმოშობა კოჭის საყრდენთან (ნახ.4.11) განპირობებულია მღუნავი მომენტისა და განივი ძალის ერთობლივი მოქმედებით.



ნახ. 4.11. ძალვების სქემა ღუნვადი ელემენტების სიმტკიცეზე გაანგარიშებისას დახრილ კვეთებში განივი ძალის მოქმედების დროს.

დახრილი ბზარების წარმოშობის შემდეგ ელემენტი იყოფა ორ ნაწილად. ისინი ერთმანეთთან დაკავშირებულია: შეკუმშული ზონის ბეტონით (დახრილი ბზარის ზევით) და გაჭიმულ ზონაში განლაგებული გრძივი არმატურით, სკიდებით და აღუნული არმატურით, რომლებიც კვეთენ დახრილ ბზარებს.

გარეგანი დატვირთვების გაზრდისას ღუნვადი ელემენტის დახრილ კვეთში რღვევა გამოწვეულია სამი შემთხვევის გამო:

შემთხვევა *I*. დახრილ ბზარებს შორის მდებარე ბეტონის მსხვრევით, რაც ხდება მთავარი მკუმშავი ძაბვების მოქმედებით.

შემთხვევა *II*.. ბზარების ნაპირების ურთიერთძვრით, რასაც იწვევს დახრილ კვეთში განივი ძალის დომინირებული მოქმედება.

შემთხვევა *III*. გატეხვით - დახრილ კვეთში მღუნავი მომენტის დომინირებული მოქმედების შედეგად; ამ დროს მღუნავი მომენტის თანდათანობით ზრდისას მთავარი გაჭიმული ძაბვები აჭარბებს ბეტონის მდგრადობას ღერძულ გაჭიმვაზე და წარმოიშობა დახრილი ბზარები; ხდება ელემენტის ერთი ნაწილის მოტრიალება მეორის მიმართ, იმ წერტილის გარშემო, რომელიც მდებარეობს კვეთის შეკუმშული ზონის სიმძიმის ცენტრში. სუსტად დაანკერებისას არმატურა გამოიგლიჯება, შეკუმშული ზონის სიმაღლე მცირდება და ხდება რღვევა. მღუნავი მოზელების მოქმედებისას დახრილი კვეთის სიმტკიცე საიმედოდ უზრუნველყოფილია მარტივი კონსტრუქციული ღონისძიებით, ამიტომ ხშირად სპეციალურ გაანგარიშებას არ აწარმოებენ.

ექსპერიმენტით დადგენილია, რომ დახრილ ბოლში სკიდებით დაარმირებული ელემენტის კვეთის სიმტკიცე დახრილ ბზარებს შორის (შემთხვევა *I*) უზრუნველყოფილია, თუ შესრულდება პირობა

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_o; \qquad (4.47)$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b, \qquad (4.48)$$

სადაც β კოეფიციენტი ტოლია: 0,01-მძიმე ბეტონისათვის;
0,02-მსუბუქი ბეტონისათვის

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w, \qquad (4.49)$$

$\alpha = E_s/E_b$ არის არმატურის ბეტონზე დაყვანის კოეფიციენტი;

$\mu_w = A_{sw}/bS$ - განივი დაარმატურების კოეფიციენტი ელემენტის გრძივი მიმართულებით;

A_{sw} - საკიდების კვეთის ფართობი ერთ სიბრტყეში, რომელიც ნორმალურია ელემენტის გრძივი ღერძის მიმართ;

S - მანძილი საკიდებს შორის.

გაანგარიშება სიმტკიცეზე განივ ძალის მიხედვით (შემთხვევა II)

სიმტკიცის ძირითად განტოლებებს იღებენ ელემენტის საყრდენ ნაწილთან გარეგანი და შიგა ძალების წონასწორობის პირობის მიხედვით $\Sigma y = 0$. დახრილი კვეთის სიმტკიცეს თვლიან უზრუნველყოფილად, თუ გარეგანი დატვირთვისგან წარმოშობილი განივი Q ძალა ნაკლებია Q_u -ზე, რომელსაც იღებს დახრილი კვეთი:

$$Q \leq Q_u = Q_{sw} + Q_{s,inc} + Q_b; \qquad (4.50)$$

$$Q_{sw} = \Sigma R_{sw} A_{sw}; \quad Q_{sw} = q_{sw} c_o; \qquad (4.51)$$

$$Q_{s,inc} = \Sigma R_{sw} A_{s,inc} \sin\theta; \qquad (4.52)$$

$$Q_b = B/c = [\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2]/c, \qquad (4.53)$$

სადაც Q_{sw} არის შიგა განივი ძალვა, რომელსაც იღებს დახრილი გზარით გადაკვეთილი განივი არმატურა;

$Q_{s,inc}$ – შიგა განივი ძალვა, რომელსაც იღებს დახრილი მზარით გადაკვეთილი აღუნული არმატურა;

Q_b – მღვრული განივი შიგა ძალვა, რომელსაც იღებს ბეტონის შეკუმშული ზონა, დაარმატურებული დახრილ კვეთში;

q_{sw} – ძალვა საკიდებში ელემენტის ერთეულ სიგრძეზე დახრილი კვეთის მღვრებში;

C_o – ელემენტის უბნის სიგრძე, სადაც მხედველობაში იღებენ საკიდების მუშაობას;

φ_{b2} – ბეტონის სახეობის გამთვალისწინებელი კოეფიციენტი;

$\varphi_{b2} = 2$ –მძიმე ბეტონისათვის; 1,9–მსუბუქი ბეტონისათვის;

C – დახრილი კვეთის პროექცია ელემენტის გრძივ ღერძზე.

ძაბავი ელემენტებისათვის

$$Q_b = [\varphi_{b2}(1+\varphi_f) R_{bt} b h_o^2] / C; \qquad (4.54)$$

$$\varphi_f = 0.75 \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_o} \leq 0.5; \qquad (4.55)$$

$$\varphi_n = 0{,}1N / R_{bt} b h_o \leq 0{,}5 \quad (\text{იხ.}(4.53)\ \text{ფორმ.}), \qquad (4.56)$$

φ_f არის კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს ტესებრ და ორტე- კვეთებში შეკუმშული თაროების გავლენას;

$N = P$ – წინასწარ მომკუმშავი ძალვა;

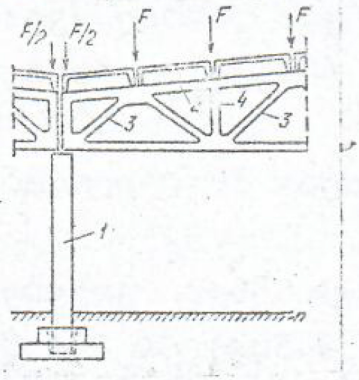
R_{bt} – ბეტონის საანგარიშო წინაღობა ღერძულ გაჭიმვაზე.

თავი 5. შეკუმშული ელემენტები

5.1. შეკუმშული ელემენტების კონსტრუქციული თავისებურებანი

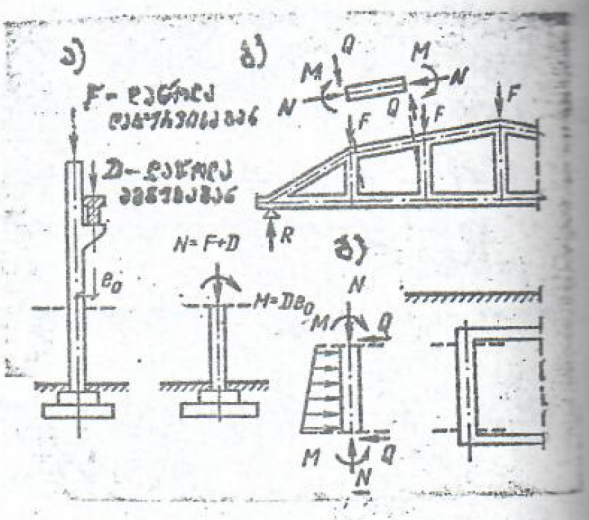
ცენტრალურად შეკუმშულ ელემენტებად ჰიდრობითად თვლიან: შენობა- და ნაგებობათა მუდმივ სვეტებს, წამწის, გედა სარტყელს, დატვირ- კვანძებში, წამწის ომახვაც ირიბაწებს და დგარებს (ნახ. 5.1) შეიძლება სხვა კონსტრუქციის ელემენტებს. სინამდვილეში კონსტრუქ- ელემენტების გეომეტრიული ფორმის არასრულყოფის, მათი ანგარიშებით მიღებული ზომებისაგან გადახრის, ბეტონის

არაერთგვაროვნებისა და სხვა მიზეზების გამო მკაცრად ცენტრალურ კუმშვას ადგილი არა აქვს, სინამდვილეში არის არაცენტრალური კუმშვა, ე.წ. შემთხვევითი ექსცენტრისიტეტით. ცენტრალურად შეკუმშულ ელემენტებს განივკვეთის ფორმის მიხედვით აკეთებენ კვადრატულს ან მართკუთხას. სვეტების განივი კვეთის მოცულობას ადგენენ გაანგარიშებით; ყალიბებისა და არმატურის კარკასების სტანდარტიზაციის მიზნით მათ იღებენ 50 მმ-ის ჯერადობით, უმჯობესია 100 მმ-ის ჯერადობით.



ნახ. 5.1. შეკუმშული ელემენტები შემთხვევითი ექსცენტრისიტეტით: 1-შუაელეური სვეტები (ორი მხრიდან ერთნაირი დატვირთვებით); 2-წამწის ბედა სარტყელი (პირობითი დატვირთვის მოდებით); 3-ალმავალი ირიბანები; 4-ღარები.

მონოლითური სვეტების განივი ზომებით 25 სმ-ზე ნაკლები რეკომენდებული არ არის. ექსცენტრულ კუმშვას აქვს ადგილი: ერთსართულიან სამრეწველო შენობათა სვეტებში - დატვირთული ამწის დაწოლით (ნახ. 5.2,ა), ურიბნო წამწეების ბედა სარტყელში (ნახ. 5.2,ბ), მიწისქვეშა რეზერვუარების მართკუთხა კედლებში (გეგმაში), რომელნიც განიცდიან გრუნტის ან სითხის გვერდით დაწოლას და ვერტიკალურ დაწოლას გადახურვისაგან (ნახ. 5.2,გ). მათში მოქმედებენ მკუმშავი ძალები N და მღუნავი მომენტები M. მანძილს მკუმშავი ძალის მოქმედებიდან ელემენტის გრძივ ღერძამდე ეწოდება ექსცენტრისიტეტი - e_0.



ნახ. 5.2. ექსცენტრულად შეკუმშული ელემენტები: ა-საწარმოო შენობის სვეტი; ბ-ურიბნო წამწის ბედა სარტყელი; გ-მიწისქვეშა რეზერვუარის კედელი.

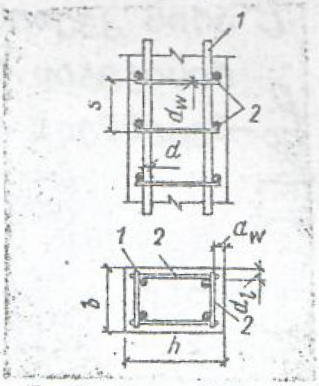
ზოგად შემთხვევაში ექსცენტრისიტეტის მნიშვნელობა განისაზღვრება გამოსახულებით

$$e_0 = M/N + e_a, \qquad (5.1)$$

სადაც e_a არის შემთხვევითი ექსცენტრისიტეტი.

სტატიკურად ურკვევი კონსტრუქციების ელემენტებისათვის $e_0 = M/N$, მაგრამ ივი მიიღება არანაკლები e_a-სი. არაცენტრალურად შეკუმშულ ელემენტებში მიზანშეწონილია გავზარდოთ კვეთის

ბეტონი მომენტის მოქმედების სიბრტყეში. შეკუმშული ელემენტებისათვის იყენებენ ბეტონის კლასებს, კუმშვაზე სიმტკიცის მიხედვით, არანაკლები $B15$; ძლიერ დატვირთული სვეტებისათვის-არანაკლები $B25$-სა. სვეტებს დააარმატურებენ 12...40 მმ დიამეტრის გრძივი (ხშირად არმატურა), უპირატესად $A-III$ ან A_tIIIC ღეროვანი არმატურით; აგრეთვე განივი ღეროებით $A-I$; $A-II$, $A-III$ და ბაგეტოვანი $B-I$ კლასის არმატურებით (ნახ. 5.3). განივ და გრძივ არმატურებს ელემენტებისათვის, რომლებიც შეკუმშულია შემთხვევითი ექსცენტრისიტეტით ან ექსცენტრულად შეკუმშულია, შეაერთებენ ბრტყელ და სივრცით კარკასებად. ისინი შეიძლება იყოს შეკრული ან შენადული (ნახ. 5.4, 5.5).



ნახ. 5.3. შეკუმშული ელემენტების დაარმატურების სქემა: 1-გრძივი ღეროები; 2-განივი ღეროები; d_l-გრძივი არმატურის დამცველი შრე; a_w-იგივე განივი არმატურის.

შემთხვევითი ექსცენტრისიტეტით შეკუმშული ელემენტის განივკვეთში გრძივი არმატურის შემცველობას ახასიათებენ μ კოეფიციენტით, (4.13) ფორმულით ან დაარმატურების პროცენტით (მნიშვნელობა 100-ჯერ მეტია), სადაც A_s-ში ნაგულისხმევია ყველა გრძივი ღეროს კვეთის ფართობების ჯამი.

პრაქტიკაში შეკუმშული ელემენტებისათვის ჩვეულებრივ იყენებენ დაარმატურების კოეფიციენტს $\mu \leq 3\%$. არაცენტრალურად შეკუმშულ ელემენტებში ექსცენტრისიტეტის გაანგარიშებისას გრძივ ღეროებს განაგებენ განივი კვეთის მოკლე წახნაგის ახლოს (ნახ. 5.5); S არმატურას, კვეთის ფართობით A_s, იმ წახნაგთან, რომელიც უფრო მეტადაა დაშორებული შეკუმშული ძალიდან და S' არმატურას, კვეთის ფართობით A'_s, ერთივ ძალასთან, რომელიც ახლოსაა წახნაგთან.

არაცენტრალურად შეკუმშული ელემენტების განივკვეთში გრძივი არმატურის შემცველობას ახასიათებენ დაარმატურების კოეფიციენტით, ტოლით მოკლე წახნაგთან განაგებული გრძივი მუშა არმატურის კვეთის ფართობით. ექსცენტრულად შეკუმშული ელემენტების დაარმატურება პრაქტიკაში შეადგენს ელემენტის კვეთის ფართობის 0,5...1,2 %-ს.

თუ არმატურის განივი კვეთის ფართობები (S და S') ერთნაირია, დაარმატურებას ეწოდება სიმეტრიული. ის უფრო მიზანშეწონილია, ვიდრე არასიმეტრიული დაარმატურება.

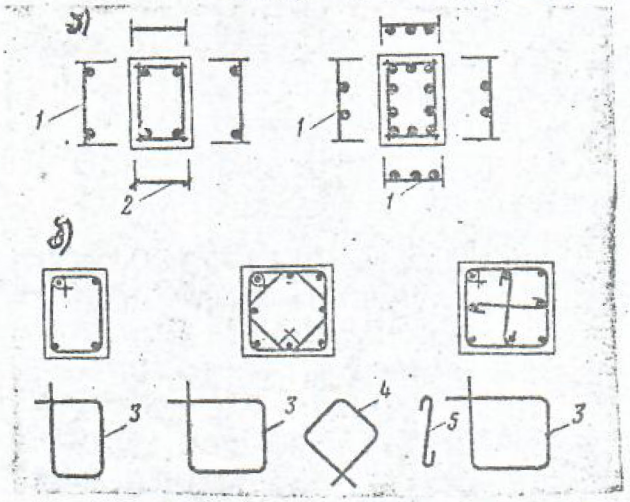
გრძივი არმატურის განივი კვეთის მინიმალური ფართობი S და S'

არაცენტრალურად შეკუმშულ ელემენტებში, ნორმების თანახმად დაიშვება ტოლი (%):

0,05	ელემენტებში, როცა	$l_0/i < 17$;
0,1	" "	$17 \leq l_0/i \leq 35$;
0,2	" "	$35 \leq l_0/i \leq 83$;
0,25	" "	$l_0/i > 83$.

სადაც i არის კვეთის ინერციის რადიუსი გრძივი ძალის ექსცენტრისიტეტის სიბრტყეში;

l_0 – შეკუმშული ელემენტის საანგარიშო სიგრძე.



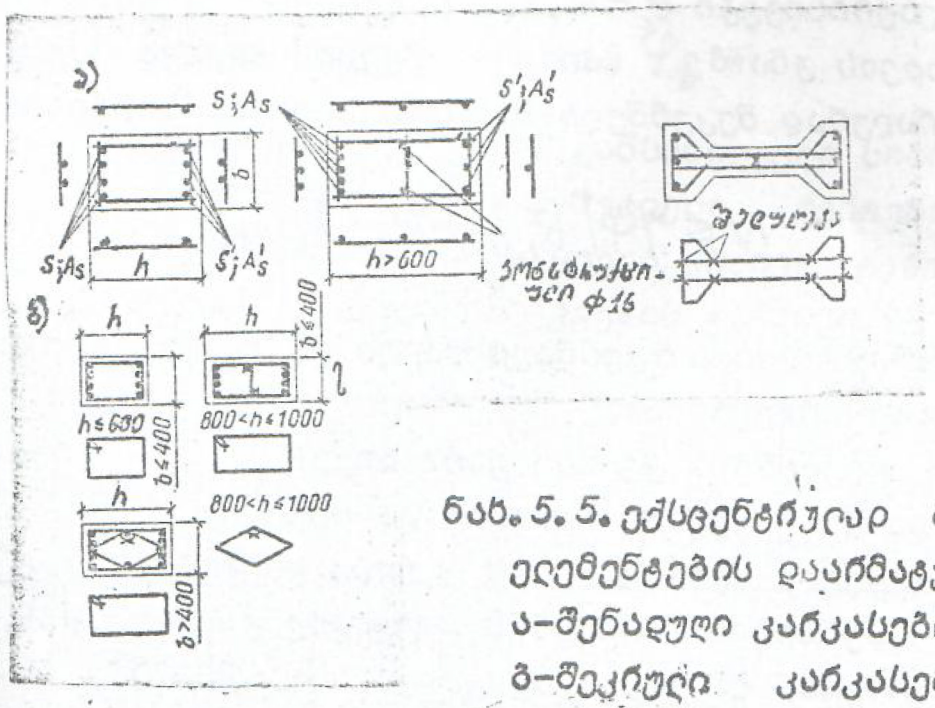
ნახ. 5.4. შეკუმშული ელემენტების დაარმატურება (შემთხვევითი ექსცენტრისიტეტით): ა – შენადუღი კარკასებით; ბ – შეკრული კარკასებით; 1 – შენადუღი კარკასები; 2 – შემაერთებელი ღეროები; 3 – საკიდები; 4 – დამატებითი საკიდები; 5 – კაუჭიანი ღერო.

მუშა ღეროებს სვეტების განივკვეთში განალაგებენ ელემენტის გვერდებიდან ბეტონის დამცველი შრის მინიმალური სისქის დაცვით, რომელიც ნორმებით უნდა იყოს არანაკლები ღეროს დიამეტრისა და საერთოდ 20 მმ (ნახ. 5.3).

სვეტები, კვეთის ზომებით 40X40 სმ, შეიძლება დავაარმატუროთ ოთხი გრძივი ღეროთი (ნახ. 5.4), რაც შეესაბამება მუშა ღეროებს შორის დასაშვებ უდიდეს მანძილს; მუშა ღეროებს შორის უმცირესი მანძილი დაიშვება 50 მმ – თუ ღეროები დაბეტონებისას განლაგებულია ვერტიკალურად, ჰორიზონტალურად განლაგებისას კი – 25 მმ ქვედა და 30 მმ გვერდა არმატურისათვის და ყველა შემთხვევაში არანაკლები ღეროს უდიდესი დიამეტრისა.

როცა მუშა ღეროებს შორის მანძილი 400 მმ-ზე მეტია, უნდა მოვაწყოთ შუალედი ღეროები კვეთის პერიმეტრზე ისე, რომ გრძივ ღეროებს შორის მანძილი არ აღემატებოდეს 400 მმ-ს. განივ ღეროებს აყენებენ ძაანგარიშების გარეშე, მაგრამ ნორმების მოთხოვნების მიხედვით. მათ შორის მანძილი – S (ნახ. 5.3) შენადუღ კარკასებში უნდა იყოს არანაკლები $20d$, შეკრულში – $15d$, მაგრამ არა აუმეტესი 50 სმ-სა.

განივი არმატურის დიამეტრი d_w შენადუღ კარკასებში უნდა აკმაყოფილებდეს შედუღების პირობებს. საკიდის დიამეტრი შეკრულ



ნახ. 5.5. ექსცენტრულად შეკუმშული ელემენტების დაარმატურება:
ა–შენადუღი კარკასებით;
ბ–შეკრული კარკასებით.

კარკასებში არ უნდა იყოს 5 მმ–ზე ნაკლები და არანაკლები $0,25d$, სადაც d არის გრძივი ღეროს უდიდესი დიამეტრი. განივი ღეროების დაშვებული შრის სისქე d_w უნდა იყოს არანაკლები 15 მმ. გრძივი ღეროების შეერთება ელემენტის სიგრძეზე რეკომენდებული არ არის.

კარკასის პირდაპირი ღეროების გადაბრის ადგილებში განივ ღეროებს შორის მანძილი უნდა იყოს არანაკლები $10d$ (d –შემაერთებელი ღეროების დიამეტრია).

თუ ელემენტში არმატურის საერთო შემცველობა 3%–ზე მეტია, განივი ღეროები აუცილებელია განვალაგოთ არა უმეტეს $10d$ და არა უმეტეს 300 მმ–ზე.

5.2. შეკუმშული ელემენტის გაანგარიშება შემთხვევითი ექსცენტრისიტეტის მიხედვით

რკინაბეტონის გრძელი (მოქნილი) შეკუმშული ელემენტების მიდრეკის უნარზე ; შესამჩნევ გავლენას ახდენენ შემთხვევითი ექსცენტრისიტეტები, დატვირთვების ხანგრძლივი მოქმედება და გრძივი ღუნვა.

წირმებით დასაშვებია ცენტრალურად შეკუმშული ელემენტები გაანგარიშოთ. არაცენტრალურად შეკუმშული შემთხვევითი ექსცენტრისიტეტი განსაზღვრავ გაანგარიშებისას ექსცენტრისიტეტს იღებენ უდიდესს შემდეგი მნიშვნელობიდან: 1/30–ელემენტის კვეთის სიმაღლისა, 1/600–ელემენტის სიგრძისა, მაგრამ არანაკლები 1 სმ.

მოკლეში მარტკუთხა კვეთის ელემენტები, სახელდობრ ღეროსებრი ელემენტები დაარმატურებისას, A–I, A–II, A–III კლასის

არმატურით, რომლის საანგარიშო სიგრძე $l_0 \leq 20d$ და ნულოვანი საანგარიშო ექსცენტრისიტეტი $e_0 = e_a \leq h/30$, ნორმებით ნებადართულია გავითვალისწინოთ მიღების უნარზე (პირველი ჯგუფის მდგომარეობაზე), როგორც ცენტრალურად შეკუმშული, შემდეგი პირობის მიხედვით:

$$N \leq \eta\varphi[R_b A + R_{sc} A_{sc}], \qquad (5.2)$$

სადაც N არის გრძივი მკუმშავი ძალა და გამოთვლილია საანგარიშო დატვირთვებიდან;

$A = hb$ – ელემენტის კვეთის ფართობი;

h და b – კვეთის სიმაღლე და სიგანე;

A_{sc} – ყველა გრძივი ღეროს კვეთის ფართობი;

η – მუშაობის პირობების კოეფიციენტი, ტოლი: 0,9, როცა $h \leq 200$ მმ და $\eta = 1$, როცა $h > 200$ მმ;

φ – ექსპერიმენტით მიღებული კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს დატვირთვის ხანგრძლივობას, ელემენტის მოქნილობასა და ელემენტის დაარმატურების ხასიათს:

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_\eta - \varphi_b)\frac{R_{sc} A_{sc}}{R_b A}, \qquad (5.3)$$

სადაც $A_{sc} = A_s + A'_s$,

მაგრამ მიიღება არა უმეტესი $\varphi \leq \varphi_\eta$; φ_b და φ_η მნიშვნელობებს იღებენ ქვემოთ მოყვანილი ცხრილის მიხედვით, სადაც $N_e = N_{bg}$ გრძივი ძალაა, მიღებული მუდმივი და ხანგრძლივი დროებითი დატვირთვებ

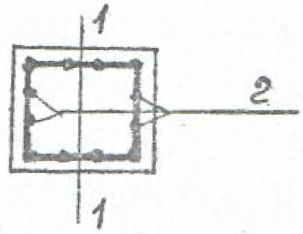
ცენტრალურად შეკუმშული ელემენტის მიღების უნარს ყველა ცნობილი მონაცემით: ელემენტის განივი კვეთის ზომებით, დაარმატურებით, მასალებით და დატვირთვებით, ანგარიშობენ (5.2) ფორმულით, რისთვისაც (5.3) ფორმულით და ცხრილიდან წინასწარ პოულობენ φ კოეფიციენტს.

თუ განივი კვეთის ზომები დადგენილია და საჭიროა არმატურის ფართობის გამოთვლა, საჭიროა გამოუყენოთ (5.2) ფორმულა, საიდანაც საჭირო არმატურის ფართობი

$$A_s = \frac{N}{\eta\varphi R_{bc}} - AR_b / R_{sc}, \qquad (5.4)$$

სადაც φ დადგინდება თანმიმდევრული მიახლოებით ხერხით.

კოეფიციენტები φ_b და φ_n



1-1 განსახილველი სიბრტყე;
2-შუაღელი ღეროები;
A_s- ყველა გრძივი ღეროს კ განივკვეთის ფართობი.

l_0/h / M_{sg}/N	≤6	8	10	12	14	16	18	20
	კოეფიციენტი φ_b							
0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,86	0,83	0,8
0,5	0,92	0,91	0,9	0,88	0,85	0,8	0,73	0,65
1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,81	0,74	0,63	0,55
	კოეფიციენტი φ_n							
ა. როცა შუაღელი ღეროების ფართობის განსახილველი სიბრტყის პარალელურია და ნაკლებია $1/3(A_s+A'_s)$								
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	0,8	0,75
1	0,92	0,91	0,9	0,88	0,86	0,83	0,77	0,7
ბ. როცა შუაღელი ღეროების ფართობის განსახილველი სიბრტყის პარალელურია და არანაკლებია $1/3(A_s+A'_s)$								
0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,84	0,8	0,75
0,5	0,92	0,91	0,9	0,87	0,83	0,79	0,72	0,65
1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,8	0,74	0,66	0,58

განივკვეთის ზომებსა და არმატურის განივკვეთის ფართობს, როცა საჭიროებელია დატვირთვა, საანგარიშო სიგრძე და მასალები, ვსაზღვრავთ პირველადი დაშვებით $\eta=\varphi=1$, $A_s+A'_s=\mu A=0,01$ და (5.2) ფორმულით გამოვთვლით

$$A=N/\eta\varphi(R_b+\mu R_{sc}) \qquad (5.5)$$

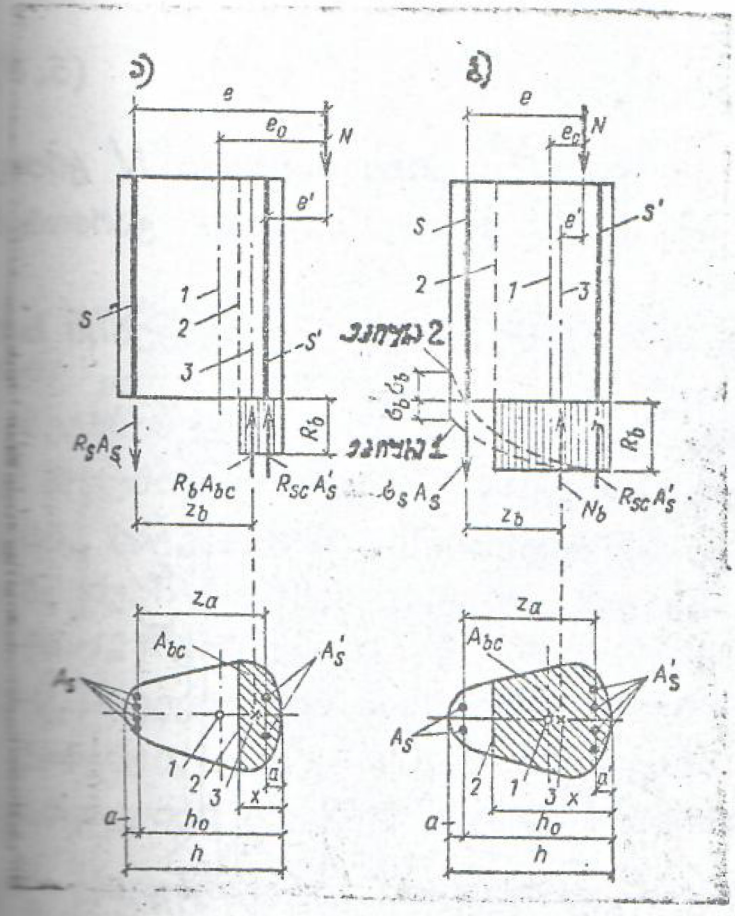
და შევარჩევთ ელემენტის განივკვეთის ზომებს უნიფიკაციის გათვალისწინებით. შემდეგ გამოვთვლით ℓ_0/h და შევარჩევთ $(A_s + A'_s)$ ზემოთ აღნიშნული ხერხით. თუ აღმოჩნდება, რომ დაარმატურების პროცენტი (გაანგარიშებული კვეთის) არ აკმაყოფილებს პირობას $\mu_{min} \leq \mu \leq \mu_{max}$ (3%), მაშინ საჭიროა ელემენტის ზომები შევცვალოთ და ხელმეორედ გამოვთვალოთ φ და $(A_s + A'_s)$. შერჩეული კვეთი ითვლება დამაკმაყოფილებლად, თუ $\mu = 1 \ldots 2\%$-ის ზღვრებშია.

5.3. ექსცენტრულად შეკუმშული ნებისმიერი სიმეტრიულ კვეთიანი ელემენტების გაანგარიშება

არაცენტრალურად შეკუმშულ ელემენტებს თუ დავტვირთავთ ზღვრულ ბიჯის ჯნარზე III სტადიაში (ნახ. 3.2), შევამჩნევთ ელემენტის რღვევის ორ შემთხვევას.

I შემთხვევა ეკუთვნის ელემენტის ექსცენტრულ კუმშვას გრძივი ძალის დიდი ექსცენტრისიტეტით. დაძაბული მდგომარეობა (ისე როგორც ელემენტის რღვევა) ხასიათით ახლოსაა არაგადაარმირებული ღუნვადი ელემენტების დაძაბულ მდგომარეობასთან (ნახ. 5.6,ა). კვეთის ნაწილი, რომელიც უფრო მეტადაა დაშორებული ძალის მოდების წერტილიდან, გაჭიმულია, აქვს ბზარები, განლაგებული ელემენტის გრძივი ღერძის მართობულად; ამ ზონის გამჭიმ ძალვებს იღებს არმატურა; კვეთის ნაწილი, რომელიც ახლოსაა მკუმშავ ძალასთან, შეკუმშულია მასში მყოფ არმატურასთან ერთად. რღვევა იწყება გაჭიმული არმატურიდან ფიზიკური ან პირობითი დენადობის ზღვრის მიღწევისას. ელემენტის რღვევა მთავრდება შეკუმშულ ზონაში ბეტონსა და არმატურაში ზღვრული წინადობის მიღწევით; გაჭიმულ არმატურაში მუდმივი ძაბვის შენარჩუნებით, თუ არმატურას აქვს ფიზიკური დენადობის ზღვარი და მზარდი ძაბვით, თუ არმატურას არ გააჩნია ფიზიკური დენადობის ზღვარი, რღვევის პროცესი წარმოებს ნელნელა.

II შემთხვევა ეკუთვნის ელემენტის ექსცენტრულ კუმშვას გრძივი ძალის მცირე ექსცენტრისიტეტით. ეს შემთხვევა მოიცავს დაძაბული მდგომარეობის ორ ვარიანტს: როცა კვეთი მთლიანად შეკუმშულია (ნახ. 5.6,ბ – ეპიურა 1, ნაჩვენებია წყვეტილი ხაზით) ან, როცა შეკუმშულია მისი უდიდესი ნაწილი, რომელიც ახლოსაა გრძივ ძალასთან, ხოლო კვეთის მოპირდაპირე მხარე განიცდის შედარებით სუსტ გაჭიმვას (ნახ. 5.6,ბ-ეპიურა 2). ელემენტი ირღვევა, როცა ბეტონსა და არმატურაში გადაღახულია ზღვრული წინადობა კვეთის იმ ნაწილში, რომელიც



ნახ. 5.6. ექსცენტრულად შეკუმშული ელემენტების საანგარიშო სქემები: ა-როცა $\xi = x/h_0 \le \xi_R$; ბ-როცა $\xi = x/h_0 > \xi_R$. 1-ელემენტის გეომეტრიული ღერძი (კონსტრუქციის საანგარიშო სქემის); 2-შეკუმშული ზონის საზღვარი; 3-შეკუმშული (ბეტონი) ზონის ფართობის სიმძიმის ცენტრი; S-გრძივი შეკუმშული ძალებიდან: უფრო მეტად დაცილებული არმატურა; S'-გრძივ შეკუმშულ ძალას ახლოს განლაგებული არმატურა.

ახლოსაა გრძივ ძალასთან, ამასთან, ძაბვები (გამჭიმი ან მკუმშავი) კვეთის იმ ნაწილში, რომელიც დაშორებულია გრძივი ძალიდან, რჩება დაბალი და მასალების სიმტკიცე აქ მთლიანად არ არის გამოყენებული. მომენტების მოქმედების სიგრძეში, ექსცენტრულად შეკუმშულ ელემენტებს ანგარიშობენ საანგარიშო ექსცენტრისიტეტისა და შემთხვევითი e_a ექსცენტრისიტეტის გათვალისწინებით.

ელემენტის სიმტკიცეს, ძალის მართობი სიგრძეყის მიმართ, ამოწმებენ გრძივი ძალის მოქმედებაზე მხოლოდ მისი შემთხვევითი ექსცენტრისიტეტის (e_a) მიხედვით. ელემენტის გიდვის უნარი გაანგარიშებისას ექსცენტრული კუმშვის მე-2 შემთხვევის დროს, ნამდვილ მკუმშავი ძაბვების ეპიურას (წყვეტილი ხაზი) ცვლიან R_b, ხოლო შეკუმშულ არმატურაში S' ძაბვა უფრო ნაკლებია საანგარიშოზე, კერძოდ იღებენ σ_s-ს

ძაბვის სქემა ეკუთვნის შეკუმშულ ელემენტებს $\xi = x/h_0 \le \xi_R$ (ნახ. 5.6,ა) და $\xi = x/h_0 > \xi_R$ (ნახ. 5.6,ბ) პირობისას, სადაც ξ_R არის შეკუმშული ზონის ფარდობითი სიმაღლის ზღვრული მნიშვნელობა. როცა $\xi = x/h_0 \le \xi_R$ (ნახ. 5.6,ა), შეკუმშული ზონის ზღვრის მდებარეობას საზღვრავენ ფორმულით

$$Ne \le R_b A_{bc} z_b + R_{sc} A'_s z_s, \qquad (5.7)$$

სადაც

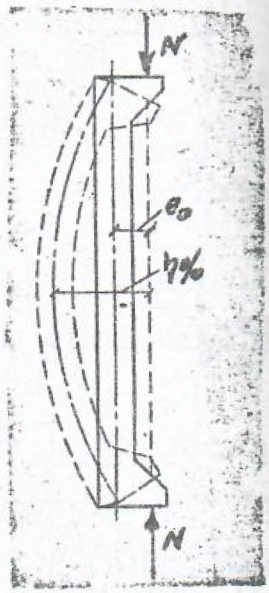
$$z_s = h_o - a'. \qquad (5.6)$$

5.6,ა ნახაზზე e და e' არის მანძილი N გრძივი ძალიდან შესაბამისად A_s და A_s' არმატურების კვეთების ფართობების სიმძიმის ცენტრებამდე.

როცა $\xi = x/h_o > \xi_R$ (ნახ. 5.6,ბ), შეკუმშული ელემენტების სიმტკიცეს აგრეთვე ანგარიშობენ იგივე (5.7) ფორმულით, ხოლო შეკუმშული ზონის სიმაღლეს ელემენტებისათვის B30 ბეტონის კლასით და მის ქვევით დაუძაბავი არმატურით. A-I, A-II, A-III კლასებს საზღვრავენ ტოლობიდან

$$N = R_b A_{bc} + R_{sc} A_s' - \sigma_s A_s . \qquad (5.9)$$

ძაბვა არმატურაში (σ_s) გამოითვლება ფორმულით



ნახ. 5.7. გრძივი ღუნვის გავლენის გათვალისწინება.

$$\sigma_s = \left[2\left(1 - \frac{x}{h_o}\right)/(1 - \xi_R) - 1\right] R_s . \qquad (5.10)$$

ექსცენტრულად შეკუმშული მოქნილი ელემენტი მომენტის მოქმედებით გაიღუნება, რის შედეგადაც გრძივი N ძალის საწყისი ექსცენტრისიტეტი (e_o) გაიზრდება (ნახ. 5.7), ამასთან, გაიზრდება მღუნავი მომენტი და რღვევა ხდება N ძალაზე ნაკლები ძალით მოკლე (მოუქნელ) ელემენტთან შედარებით.

ნორმები რეკომენდაციას იძლევა ასეთი ელემენტები გავიანგარიშოთ დეფორმირებული სქემით. დაიშვება, რომ მოქნილი ექსცენტრულად შეკუმშული ელემენტები, როცა მოქნილობა $\ell_o/i > 14$, გაანგარიშდეს გეომეტრიული ფორმულებით, მაგრამ გაზრდილი ექსცენტრისიტეტით, რომელიც მიიღება მისი საწყისი ექსცენტრისიტეტის e_o მნიშვნელობის $\eta\,(>1)$ კოეფიციენტზე გამრავლებით. η კოეფიციენტის მნიშვნელობა გამოითვლება ფორმულით

$$\eta = 1/\left(1 - \frac{N}{N_{cr}}\right), \qquad (5.11)$$

$$N_{cr} = (6{,}4 E_b / \ell_0^2) \cdot \{(J/\varphi_e)[0{,}11/(0{,}1 + \delta/\varphi_{sp}) + 0{,}1] + \nu J_s\}. \qquad (5.12)$$

(5.12) ფორმულაში მხედველობაშია მიღებული რკინაბეტონის თავისებურებანი:

ბეტონის კვეთის შემადგენლობაში ბეტონისა და არმატურის არსებობა, შეკუმშული ბეტონის არადრეკადი თვისებები, გაჭიმულ ზონაში ბზარები, დატვირთვის ხანგრძლივობის გავლენა ელემენტის სიხისტეზე და ბზარული მდგომარეობისას.

(5.12) ფორმულაში E_b არის ბეტონის საწყისი დრეკადობის მოდული; ℓ_0 - ელემენტის საანგარიშო სიგრძე; J -ბეტონის კვეთის ინერციის მომენტი; J_s -არმატურის კვეთის დაყვანილი ინერციის მომენტი, გამოვლილი ბეტონის კვეთის სიმძიმის ცენტრის მიმართ; $\varphi_e = E_b/E_b$- კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს დატვირთვის მოქმედების ხანგრძლივობის გავლენას ელემენტის გაღუნვაზე ბზარული მდგომარეობისას.

φ_{sp} ითვალისწინებს წინასწარ დაძაბული არმატურის გავლენას ელემენტის სიხისტეზე ბზარული მდგომარეობისას. (იგულისხმება დაძაბული არმატურის კვეთის თანაბრად შეკუმშვა).

სადაც

$$\varphi_e = 1 + \beta \frac{M_e}{M}; \qquad (5.13)$$

$$\varphi_{sp} = 1 + 12\left[(\sigma_{bp}/R_b)(e_0/h)\right]. \qquad (5.14)$$

(5.13) ფორმულაში M და M_e -ში ბოგად შემთხვევაში იგულისხმება მომენტები, რომლებიც განისაზღვრება გაჭიმული ან შეკუმშული არმატურის სიმძიმის ცენტრზე გამავალი შეკუმშული ზონის ბზრის ამსვლელი ღერძის მიმართ. იგულისხმება ყველა დატვირთვის ერთობლობა (მუდმივი და ხანგრძლივი დატვირთვები). თუ ამ ელემენტს აქვთ სხვადასხვა ნიშანი, მაშინ მცდარი დატვირთვის ექსცენტრისიტეტის მნიშვნელობისას $e_0 > 0{,}1h$ იღებენ $\varphi_e = 1$; თუ ეს პირობა არ კმაყოფილდება, φ_e მნიშვნელობა მიიღება ტოლი

$$\varphi_e = \varphi_{e1} + 10(1 - \varphi_{e1})(e_0/h), \qquad (5.15)$$

სადაც φ_{el} განისაზღვრება (5.13) ფორმულით, როცა M ტოლია ძალის ნამრავლისა მანძილზე კვეთის სიმძიმის ცენტრიდან შესაბამის ღერძამდე; ამასთან იღებენ $M_e/M \leq 1$.

β კოეფიციენტს იღებენ სამშენებლო ნორმებიდან (სნ მუხ. 2.03.0 -84, ცხრ. 30); δ-ის მნიშვნელობას (5.12) ფორმულაში იღებენ

$$\delta = e_0/h,$$

მაგრამ არა უმცირესი ემპირიული ფორმულით გამოთვლილ მნიშვნელობისა:

$$\delta_{min} = 0.5 - 0.01 l_0/h - 0.01 R_b. \qquad (5.16)$$

თუ აღმოჩნდა, რომ $N > N_{cr}$, მაშინ საჭიროა კვეთის ზომების გაზრდა.

5.4. მართკუთხა კვეთის ექსცენტრულად შეკუმშული ელემენტების გაანგარიშება

მართკუთხა კვეთებისათვის (ნახ. 5.8)

$$A_{bc} = bx; \quad N_b = R_b bx; \quad z_b = h_0 - 0,5x. \qquad (5.17)$$

ამ გამოსახულებათა მიხედვით (5.7) ფორმულა იღებს სახეს

$$Ne \leq Rbx(h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \qquad (5.18)$$

შეკუმშული ზონის სიმაღლე განისაზღვრება ტოლობიდან:

ა) როცა $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$,

$$N = R_b bx + R_{sc} A'_s - R_s A_s; \qquad (5.19)$$

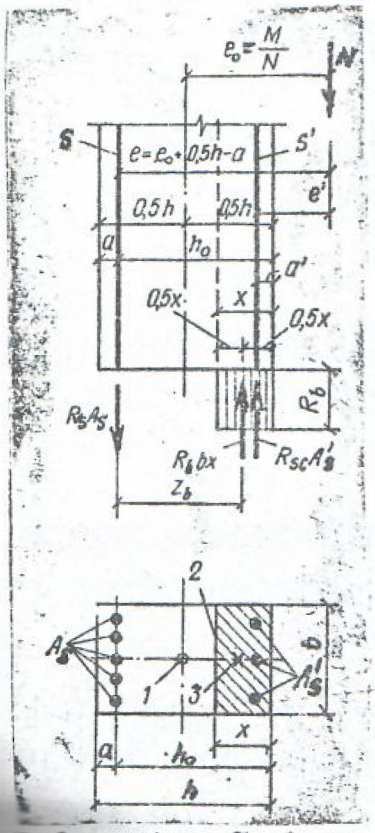
ბ) როცა $\xi = x/h_0 > \xi$,

$$N = R_b bx + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s. \qquad (5.20)$$

როცა ყველა მონაცემი ცნობილია (5.19) ფორმულიდან, თუ $\xi \le \xi_R$, შეკუმშული ზონის სიმაღლეს საზღვრავენ ფორმულით

$$x = (N - R_{sc}A'_s + R_sA_s)/R_b b. \quad (5.21)$$

შემდეგ გამოთვლიან ξ_R (4.4) ფორმულით, თუ $x \le \xi_R h_0$, მაშინ x-ის გამოთვლის შემდეგ ელემენტის ბიჯის უნარს ამოწმებენ (5.20) ფორმულით. როცა $\xi > \xi_R$, აუცილებელია x გამოითვალოს (5.20) ფორმულით.



ნახ. 5.8. არაცენტრალურად შეკუმშული მარჯვების კვეთების გაანგარიშებისათვის, როცა $x/h_0 \le \xi_R$. 1-ელემენტის გეომეტრიული ღერძი; 2-შეკუმშული ზონის საზღვარი; 3-ბეტონ.ის შეკუმშული ზონის ფარდობის სიმძიმის ცენტრი.

არმატურის კვეთის შერჩევა

არმატურის კვეთის ფართობების—A_s და A'_s შერჩევისას (იგულისხმება, რომ N, b, h, ℓ_0 ცნობილია) საანგარიშო ფორმულები გარდაიქმნება შემდეგნაირად: $\xi = x/h_0 > \xi_R$ პირობისას S' არმატურა ელემენტის კვეთში გაანგარიშებით საჭიროა მაშინ, როცა შეკუმშული ზონის ფარდობითი სიმაღლე მეტია ზღვრულ მნიშვნელობაზე, მაშინ

$$A'_s = (Ne - \alpha_R R_b h_0^2)/R_{sc} z_s; \quad (5.22)$$

$$A_s = (\xi_R R_b b h_0 - N)/R_s + (A'_s R_{sc}/R_s). \quad (5.23)$$

თუ მოცემულია A'_s არმატურა (კონსტრუქციული ან სხვა მოსაზრებით), ვსაზღვრავთ

$$\alpha_0 = [Ne - R_{sc}(h_0 - a')]/R_b b h_0^2, \quad (5.24)$$

$\mathcal{L}_o$-ის შესაბამის ξ განვსაზღვრავთ მე-4 თავში მოცემული ცხრილიდან, მაშინ $x=\xi h_o$; საძიებელი არმატურის განივი კვეთის ფართობი

$$A_s=\left[\left(\xi b h_o R_b - N\right)/R_s\right]+A_s' R_{sc}/R_s. \qquad (5.25)$$

როცა მოქნილობა $\ell_o/i>14$; $e=e_o\eta+\frac{h}{2}-a$.

5.5. სიმეტრიულად დაარმატურებული ექსცენტრულად შეკუმშული მართკუთხა კვეთის ელემენტების გაანგარიშება

აქ განხილულია ისეთი ელემენტები, რომლებიც ხშირად გვხვდება პრაქტიკაში B30 კლასის ბეტონის და ნაკლებად, დაუძაბავი AII, AIII კლასის არმატურით [1,2 და 8].

არმატურის განივი კვეთის შერჩევისას, როცა $\xi>\xi_R$, გვაქვს მეორე შემთხვევა. სიმეტრიული $A_s=A_s'$ არმატურის შესარჩევ საანგარიშო ფორმულებს ვიღებთ შემდეგი სამი განტოლებათა სისტემის გადაწყვეტის შედეგად:

1) სიმტკიცის პირობა მომენტის მიხედვით;
2) გრძივი ძალების წონასწორობის განტოლება;
3) σ_s ძაბვის ემპირიული დამოკიდებულებით (ფორმულა (5.10)).

ამ ფორმულებით გაანგარიშების თანმიმდევრობა შემდეგია:

1. საზღვრავენ

$$\bar{n}=N/R_b b h_o > \xi_R, \quad \text{ე.ი.} \qquad (5.26)$$

მეორე შემთხვევა.

$$\xi=\frac{\bar{n}(1-\xi_R)+2\alpha\xi_R}{1+\xi_R+2\alpha}>\xi_R; \qquad (5.27)$$

$$\alpha=\frac{\bar{n}\left[(e/h_o-1)+\bar{n}/2\right]}{1-\delta'}; \quad \delta'=a'/h_o. \qquad (5.28)$$

2. როცა $\alpha\leq 0$, $A_s=A_s'$ იღებენ კონსტრუქციულად, დაარმატურების მინიმალური პროცენტის მიხედვით.

3. როცა $\alpha>0$, საზღვრავენ

$$A_s = A'_s = \frac{N}{R_s}\,\frac{[e/h_0 - \xi/\bar{h}(1-0{,}5\xi)]}{1-\delta'}, \qquad (5.29)$$

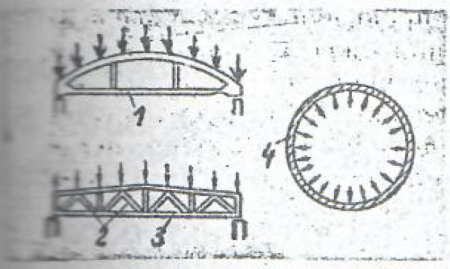
სადაც $\bar{h} = \dfrac{N}{R_b b h_0} < \xi_R$ – პირველი შემთხვევა (5.30)

$$A_s = A'_s = \frac{N\left(e - h_0 + \frac{N}{2R_b b}\right)}{R_{sc}(h_0 - a')}, \qquad (5.31)$$

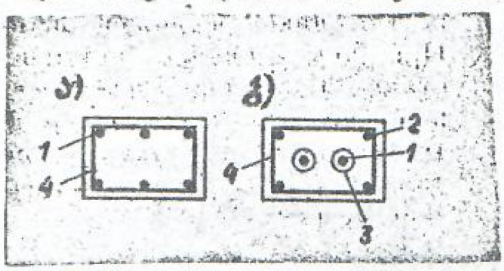
როცა $A_s = A'_s < 0$ (A_s და A'_s)₂არმატურის ფართობს ნიშნავენ კონსტრუქციული მოსაზრებით.

თავი 6. გაჭიმული ელემენტები

ღერძულად გაჭიმულ პირობებში იმყოფება კამარის შემკვრელები, ცალმხრივ ქვედა სარტყლები და დალმავალი ირიბანები, გეგმაში მრგვალი რეზერვუარების (სითხეებისთვის) კედლები და სხვა (ნახ. 6.1, 6.2).



ნახ. 6.1. ცენტრალურად გაჭიმული ელემენტები: 1–კამარის შემკვრელი; 2–ბამბის დალმავალი ირიბანი; 3–ბამბის ქვედა სარტყელი; 4–მრგვალი რეზერვუარის კედელი გეგმაში.



ნახ. 6.2. ცენტრალურად გაჭიმული წინასწარ დაძაბული ღეროვანი ელემენტების დაარმატურება; ა–სამაგრებზე დაჭიმვისას; ბ–იგივე ბეტონზე; 1–დაძაბული არმატურა (ღეროები, არმატურის კონები; არმატურის ბაგირები); 2–დაუძაბავი არმატურა; 3–დაძაბული არმატურის არხი; 4–განივი არმატურის ღეროები.

ღერძულად გაჭიმულ ელემენტებს იყენებენ, როგორც წესი, წინასწარ დაძაბულს, რაც წარმოადგენს რადიკალურ საშუალებას ბეტონის ბზარმედეგობის ზღვრის გაზრდისათვის.

6.1. გაჭიმული ელემენტების გაანგარიშება სიმტკიცეზე

ცენტრალურად გაჭიმული ელემენტების გაანგარიშებას აწარმოებენ ძირითად ბზარებიან კვეთებში, სადაც ბეტონი მუშაობაში არ მონაწი-

დეობს; ამ შემთხვევაში საანგარიშო პირობა ასეთია:

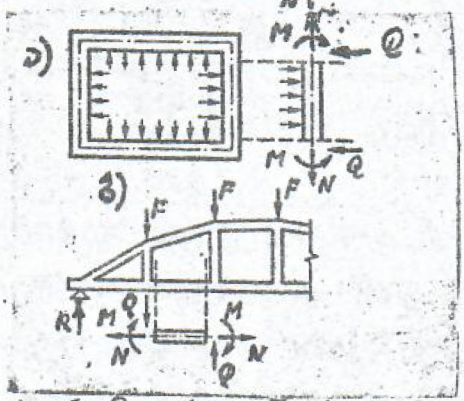
$$N=\gamma_{s6}R_sA_{sp}+R_sA_s, \qquad (6.1)$$

სადაც R_s-ს იღებენ დენადობის ზღვრის გარეშე არმატურისათვის γ_{s6} კოეფიციენტით;

γ_{s6} კოეფიციენტი, ითვალისწინებს მაღალი სიმტკიცის არმატურის მუშაობის პირობებს, გამოითვლება (4.3) ფორმულით.

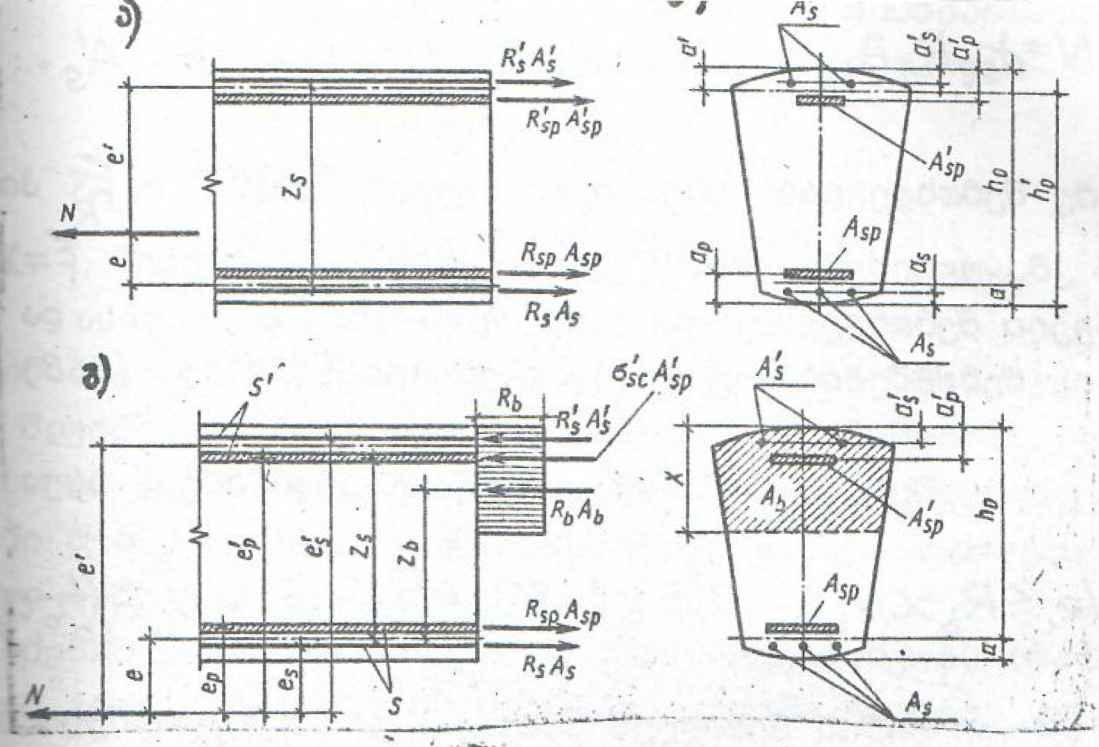
6.2. სიმეტრიულად დაარმატურებული გაჭიმული ელემენტების გაანგარიშება სიმტკიცეზე (ნახ. 6.3)

ექსცენტრულად გაჭიმული ელემენტების ნებისმიერი სიმეტრიული კვეთების ზღვრული მდგომარეობის პირველი ჯგუფის მიხედვის უნარზე გაანგარიშებისას N გრძივი ძალა მიდებულია S და S' არმატურაში მოქმედ ძალვათა ტოლქმედებს შორის (შემთხვევა პირველი); იგი ხასიათდება იმით, რომ ბეტონის ელემენტი გადაკვეთილია გამჭოლი განივი ბზარებით, ამიტომ გარეგან ძალებს ეწინააღმდეგება მხოლოდ გრძივი არმატურის ელემენტის რაღვევა იწყება, მაშინ, როდესაც ძაბვა S და S' გრძივ არმატურაში აღწევს ზღვრულ მნიშვნელობას. მეორე შემთხვევაში (ნახ. 6.4,ბ) N გრძივი ძალა მიდებარეობს S და S' არმატურაში მოქმედ ძალვათა ტოლქმედს გარეთ; ასეთი ელემენტების (მე-2 შემთხვევა) ზღვრული მდგომარეობა, მიხედვით, ღუნვადი ელემენტების ზღვრული მდგომარეობის მსგავსია. კვეთის ნაწილი წახნაგის, რომელიც დაშორებულია N ძალიდან, შეკუმშულია, კვეთის საწინააღმდეგო ნაწილი გაჭიმულია; ბეტონის გაჭიმულ ზონაში გამჭიმავ ძალებს იღებს მხოლოდ არმატურა.



ნახ. 6.3. არაცენტრალურად გაჭიმული ელემენტები: ა-რეზერვუარის (ბუნკერის) კედელი, ბ-უირიბანო ბამბის ქვედა სარტყელი.

ელემენტის გიდვის უნარი განპირობებულია გაჭიმულ ზონაში მდებარე არმატურის გაჭიმვაზე ზღვრული წინალობით და აგრეთვე შეკუმშულ ზონაში მდებარე ბეტონისა და დაუძაბავი არმატურის ზღვრული წინა-



ნახ. 6.4. ექსცენტრულად გაჭიმული ელემენტების სიმტკიცეზე გაანგარიშება გამჭიმი ძალის მდებარეობისას.

კუმშვაზე; ამასთან, თუ შეკუმშულ ზონაში მდებარეობს წინასწარ დაძაბული არმატურა, ძაბვას მასში იღებენ σ_p -ს ტოლს, რომელსაც საზღვრავენ ღუნვადი ელემენტების გაანგარიშებაზე მითითების შესაბამისად.

ექსცენტრულად გაჭიმული ელემენტების მიდევის უნარს ამოწმებენ შემდეგი პირობით:

პირველი შემთხვევისას

$$Ne \leq \gamma_{s6} R_S A'_{sp} (h_0 - a'_p) + R_S A'_S (h_0 - a'_S); \quad (6.2)$$

$$Ne' \leq \gamma_{s6} R_S A_{sp} (h'_0 - a_p) + R_S A_S (h'_0 - a_S). \quad (6.3)$$

მეორე შემთხვევისას

$$Ne \leq R_b A_{bc} z + R_{sc} A'_S (h_0 - a'_S) + \sigma_{sp} A_{sp} (h_0 - a'_p). \quad (6.4)$$

(6.4) განტოლებიდან შეკუმშული ზონის ფართობს საზღვრავენ შემდეგი პირობებით:

$$N=\gamma_{s6}R_sA_{sp}+R_sA_s-R_bA_{bc}-\sigma_{sc}A'_{sp}-R_{sc}A'_s. \quad (6.5)$$

მეორე შემთხვევისას უნდა იყოს დაცული $\xi=x/h_o\le\xi_R$ პირობა, თუ ის არ კმაყოფილდება, მაშინ (6.4) ფორმულაში იღებენ $\xi=x/h_o=\xi_R$.

პირველი შემთხვევის დროს ელემენტის გიდვის უნარისა და არმატურის კვეთის შემოწმებისას უშუალოდ იყენებენ (6.2) და (6.3) ფორმულებს.

მეორე შემთხვევის დროს (6.4) ფორმულას გარდაქმნიან ასე:

$$Ne\le R_bxb(h_o-0,5x)+R_{sc}A'_s(h_o-a'_s)+\sigma_{sc}A'_{sp}(h_o-a'_p). \quad (6.6)$$

შეკუმშული ზონის სიმაღლეს საზღვრავენ (6.5) ფორმულიდან:

$$x=(\gamma_{s6}R_sA_{sp}+R_sA_s-\sigma_sA'_{sp}-R_{sc}A'_s-N)/R_bb, \quad (6.7)$$

ამასთან ერთად $x\le\xi_Rh_o$.

არმატურის A_s და A'_s კვეთის ფართობების განსაზღვრისათვის (6.6) და (6.7) ფორმულებს გარდაქმნიან ასე:

$$A'_s=[Ne-\alpha_RR_bbh_o^2-\sigma_{sc}A'_{sp}(h_o-a'_p)]/R_{sc}(h_o-a'_s); \quad (6.8)$$

$$A_{sp}=(\xi_RR_bbh_o-R_sA_s+R_{sc}A'_s+\sigma_{sc}A'_{sp}+N)/\gamma_{s6}R_s, \quad (6.9)$$

აქ ξ_R და α_R კოეფიციენტებია მე-4 თავში მოცემული ცხრილიდან (ფორმულა (4.4).

თუ ამ შემთხვევაში A'_s გამოვიდა უარყოფითი ან მინიმალურ დაშვებებზე ნაკლები, მაშინ A'_s-ის ფართობს ნიშნავენ არმატურის მინიმალური შემცველობით. ამ შემთხვევაში და აგრეთვე მაშინ, როცა არმატურის ფართობი მოცემულია წინასწარ, საჭიროა გამოვთვალოთ

$$\alpha_o=[Ne-R_{sc}A'_s(h_o-a'_s)-\sigma'_{sc}(h_o-a'_p)]/bh_o^2R_b. \quad (9.10)$$

შემდეგ ამ მნიშვნელობის მიხედვით იმავე ცხრილიდან მოვნახოთ ξ_o და განვსაზღროთ

$$A_{sp}=(\xi R_bbh_o-R_sA_s+R_{sc}A'_s+\sigma'_{sp}A'_{sp}+N)/\gamma_{s6}R_s. \quad (9.11)$$

თავი 7. რკინაბეტონის ელემენტების გაანგარიშება მეორე ჯგუფის ზღვრული მდგომარეობის მიხედვით

7.1. ცენტრალურად გაჭიმული ელემენტების გაანგარიშება ნორმალური ბზარების წარმოშობაზე

რკინაბეტონის ელემენტების გაანგარიშებისას მეორე ჯგუფის ზღვრული მდგომარეობის მიხედვით – ბზარების წარმოშობაზე, გახსნაზე, ჩაღუნვასა და დეფორმაციაზე, ზოგად შემთხვევაში წინასწარ დაძაბულ ელემენტში შეიძლება იყოს დაძაბული არმატურა A_{sp} ფართობით და დაუძაბავი არმატურა A_s ფართობით.

ბზარების წარმოშობაზე გაანგარიშება მდგომარეობს იმაში, რომ ელემენტის გრძივი ღერძისადმი ნორმალურ კვეთში ბზარები არ წარმოიშობა, თუ გრძივი ძალა N, წარმოშობილი გარეგანი დატვირთვისაგან, არ გადააჭარბებს კვეთის შიგა გრძივ ძალვას, რომელიც წარმოიშობა ბზარების გაჩენის წინ, ე. ი.

$$N \leqslant N_{crc}. \qquad (7.1)$$

ძალვის სიდიდეს საზღვრავენ ფორმულით

$$N_{crc} = R_{bt,ser}\left(A + 2\alpha A_s + 2\alpha A_{sp}\right) + P, \qquad (7.2)$$

სადაც A არის ელემენტის განივკვეთის ფართობი;

A_s და A_{sp} – დაუძაბავი და დაძაბული არმატურის განივკვეთის ფართობები;

P – წინასწარ დაძაბული მომკუმშავი ძალვა.

ბეტონის შეკუმშვა და ცოცვადობა დაუძაბავ არმატურაში (σ_s) ამცირებს ელემენტის წინაღობას ბზარების წარმოშობისადმი:

$$P = \sigma_{sp} - \sigma_s A_s. \qquad (7.3)$$

7.2. ღუნვადი ელემენტების გაანგარიშება ბზარების წარმოშობაზე

გაანგარიშების არსი მდგომარეობს იმაში, რომ ელემენტის ღერძის ნორმალურ კვეთში ბზარები არ წარმოიშობა, თუ გარეგანი ძალების მო-

მენტი (M) არ გადააჭარბებს ბზარების გახსნის წინ კვეთში წარმოშობილი შიგა ძალვის მომენტს:

$$M \leq M_{crc}. \qquad (7.4)$$

თუ M_{crc} მომენტს ვსაზღვრავთ კვეთის ბირთვული მომენტების ხერხით, ნორმები რეკომენდაციას იძლევა M_{crc} მომენტი განვსაზღვროთ მიახლოებით. კვეთის დაძაბულ-დეფორმირებული მდგომარეობის ანალიზი პირველ სტადიაში, გარეგანი დატვირთვისა და მომკუმშავი ძალვის ერთობლივი მოქმედებით გამოწვეული, ბზარების გაჩენის წინ, შეიძლება გადავწყვიტოთ როგორც ექსცენტრული კუმშვის ხაზობრივი ამოცანა, თუ მხედველობაში მივიღებთ ძალების დამოუკიდებელი მოქმედების პრინციპს. მომენტი, რომლის დროსაც ჩნდება ბზარები

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp}; \qquad (7.5)$$

$$M_{rp} = P(e_{op} + r), \qquad (7.6)$$

სადაც M_{rp} არის P ძალვის მომკუმშავი მომენტი კვეთის ბირთვის იმ წერტილზე გამავალი ღერძის მიმართ, რომელიც უფრო შორს არის დაშორებული გაჭიმული ზონიდან;

W_{pl} – რკინაბეტონის კვეთის გაჭიმული ზონის დრეკად-პლასტიკური წინაღობის მომენტი, იგულისხმება რომ გრძივი ძალა არ არის;

e_{op} – მომკუმშავი ძალვის ექსცენტრისიტეტი, დაყვანილი კვეთის სიმძიმის ცენტრის მიმართ;

r – მანძილი კვეთის ბირთვის წერტილიდან (რომელიც უფრო შეტადაა დაშორებული გაჭიმული ზონიდან), დაყვანილი კვეთის სიმძიმის ცენტრამდე (ნახ. 7.1).

ამ მეთოდში r მნიშვნელობას ბეტონის შეკუმშული ზონის არადრეკადი დეფორმაციების გათვალისწინებას მიზნით იღებენ: ღუნვადი წინასწარ დაძაბული და ექსცენტრულად შეკუმშული ელემენტებისათვის

$$r = \varphi_h (W_{red} / A_{red}); \qquad (7.7)$$

$$\varphi_h = 1{,}6 - (\sigma_b / R_{b,ser}) \left.\begin{matrix} \geq 0{,}7 \\ \leq 1{,}0. \end{matrix}\right\} \qquad (7.8)$$

W_{pe} მნიშვნელობას გავიგებთ დრეკადი წინაღობის მომენტის (W_{red}) საშუალებით:

$$W_{pe} = \gamma W_{red}. \qquad (7.9)$$

γ კოეფიციენტი ითვალისწინებს ბეტონის გაჭიმული ზონის არაწრფივი დეფორმაციების გავლენას კვეთის ფორმის მიხედვით: მართკუთხა და ტესებრი კვეთებისათვის, როცა შეკუმშულ ზონაშია თარო, $\gamma = 1{,}75$; კოლოფისმაგვარი და სიმეტრიული ორტესებრი კვეთისათვის, როცა $2 < b_f/b = b_f/b$ და აგრეთვე ტესებრი კვეთებისათვის გაჭიმულ ზონაშია), როცა $b_f/b > 2$ და $h_f/h < 0{,}2$, $\gamma = 1{,}5$.

დაძაბული ელემენტებისათვის $M_r = M$; ექსცენტრულად შეკუმშული ელემენტებისათვის $M_r = N(e_0 - r)$; ექსცენტრულად გაჭიმული ელემენტებისათვის – $M_r = N(e_0 + r)$.

ბზარების წარმოშობაზე გაანგარიშების დროს წინასწარ მომკუმშავი ძალისაგან

$$M_{rp} = P(e_{op} - r).$$

7.3. ღუნვადი ელემენტების გრძივი ღერძისადმი დახრილი კვეთების გაანგარიშება ბზარების წარმოშობაზე

დახრილი ბზარები რომ არ წარმოიშვას, საჭიროა დაკმაყოფილდეს პირობა

$$\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4} R_{bt,ser}, \qquad (7.10)$$

სადაც γ_{b4} არის მუშაობის პირობების კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს რთული დაძაბული მდგომარეობის გავლენას ბეტონის სიმტკიცეზე და გაიანგარიშება შემდეგი ფორმულით:

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc}/R_{b,ser}}{0{,}2 + \alpha\beta},$$

სადაც σ_{mt} და σ_{mc} მთავარი გამჭიმი ძაბვებია;

α — ბეტონის სახეობის გამთვალისწინებელი კოეფიციენტი, ივი ტოლია: მძიმე ბეტონისათვის – 0,01, წვრილმარცვლოვანი, მსუბუქი და უჯრედოვანი ბეტონისათვის–0,

β –ბეტონის კლასი სიმტკიცეზე კუმშვისას, მპა.

σ_{mt} და σ_{mc} საზღვრავენ ისე, როგორც დრეკადი მასალებისათვის

$$\sigma_{\substack{mt\\mc}} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \qquad (7.11)$$

სადაც σ_x არის ჯამური ნორმალური ძაბვა ელემენტში, გამოწვეული წინასწარ მოკუმშავი ძალვისა და გარეგანი დატვირთვისაგან;

σ_y – მკუმშავი ძაბვა ბეტონში ელემენტის გრძივი ღერძის პარალელურ უბნებზე.

σ_x განისაზღვრება:

ღუნვისას – $$\sigma_x = \frac{M}{J_{red}} y \pm \sigma_{bp}; \qquad (7.12)$$

ექსცენტრული კუმშვისას –

$$\sigma_x = \frac{N}{A_{red}} \pm \frac{Ne_0\eta}{J_{red}} y + \sigma_{bp}. \qquad (7.13)$$

τ_{xy} არის მხები ძაბვები ბეტონში, გამოწვეული გარეგანი დატვირთვისა და წინასწარ დაძაბული ალუნული ღეროების მოკუმშავი ძალვისაგან.

ექსცენტრული გაჭიმვისას

$$\sigma_x = \frac{N}{A_{red}} \pm \frac{Ne_0}{J_{red}} y + \sigma_{bp}, \qquad (7.14)$$

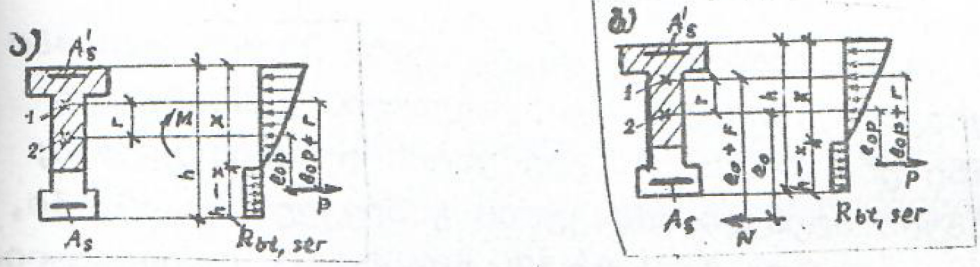
სადაც M და N არის მღუნავი მომენტი და გრძივი ძალა გარეგანი ძალისაგან მიღებული;

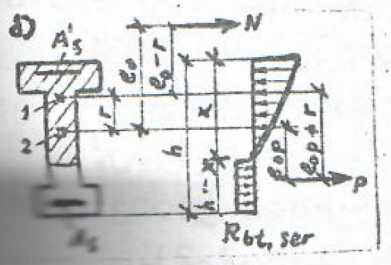
σ_{bp} – დაძგენილი (დანაკარგების გათვალისწინებით) ძაბვა ბეტონში წინასწარ მოკუმშვისაგან;

y – დაყვანილი კვეთის სიმძიმის ცენტრიდან მანძილი იმ ღერძემდე, სადაც უნდა მოხდეს ძაბვის განსაზღვრა;

η – კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს ექსცენტრულად შეკუმშული ელემენტის ჩალუნვის გავლენას;

A_{red}, J_{red} – დაყვანილი კვეთის ფართობი და დაყვანილი კვეთის ინერციის მომენტი.

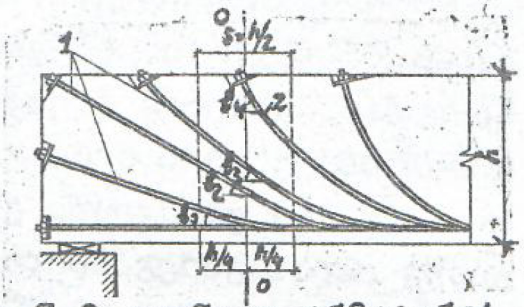




ნახ. 7.1. ელემენტის განივკვეთებში გარეგანი დატვირთვის მოქმედებით გამოწვეული, გზარების წარმოშობაზე გაანგარიშებისას; კვეთის წინასწარ შეკუმშულ გაჭიმულ ზონაში, ძალვებისა და ძაბვების ეპიურების სქემები: ა-ღუნვისას, ბ-ექსცენტრული კუმშვისას; გ-ექსცენტრული გაჭიმვისას; 1-კვეთის გულის წერტილი; 2-დაყვანილი კვეთის სიმძიმის ცენტრი.

ეს დახრილი ბზარების წარმოშობაზე (7.10) პირობა არ კმაყოფილდება, ან უნდა გაიზარდოს კვეთის ზომები, ან უნდა, გამოვიყენოთ წინასწარ დაძაბული განივი არმატურა, რომლის მაგივრად შეიძლება წინასწარ დაუძაბავი გრძივი არმატურის ალუნვა (ნახ. 7.2).

ელემენტის ღერძის მართობული მიმართულებით, σ_y მკუმშავი ძაბვები ბეტონში (ბეტონის გათვალისწინებით), გამოწვეული განივი არმატურის წინასწარი დაძაბვით (ან ალუნვით ადგილობრივი მკუმშავი ძაბვების გათვალისწინებლად), განისაზღვრება ფორმულით



ნახ. 7.2. ალუნული არმატურის განლაგების სქემა 0-0 კვეთის გაანგარიშებისას მთავარ გამჭიმავ ძაბვაზე: 1-არმატურა, რომელიც მიიღება მხედველობაში ℓ-ის განსაზღვრისას 0-0 კვეთებში; 2-არმატურა, რომელიც მიიღება მხედველობაში σ_y-ის განსაზღვრისას S უბანზე.

$$\sigma_y = \frac{\sigma_{sp.w} A_{sp.w}}{S_{sp.w} b}; \quad \sigma_y = \frac{\sigma_{sp} A_{sp}}{Sb} \sin\theta, \qquad (7.15)$$

სადაც $A_{sp.w}$ არის ყველა დაძაბული განივი ღეროს კვეთის ფართობი (საკიდები), რომლებიც განლაგებულია განსაზღვრულ უბანზე ერთ ნორმალურ (ელემენტის ღერძის) კვეთში;

A_{sp} - დაძაბული აღუნული არმატურის განივკვეთის ფართობი, რომელიც მთავრდება $S=h/2$ უბანზე და განლაგებულია სიმეტრიულად განსახილველი 0-0 კვეთის მიმართ (ნახ. 7.2);

$\sigma_{sp.w}$, σ_{sp} - წინასწარი ძაბვა შესაბამისად განივ და აღუნულ არმატურაში ყველა დანაკარგის გათვალისწინებით;

$S_{sp.w}$ - დაძაბული განივი ღეროების (საკიდების) ბიჯი;

b - ელემენტის კვეთის სიგანე განსახილველ დონეზე;

Θ - კუთხე აღუნულ არმატურასა და ელემენტის გრძივ ღერძს შორის განსახილველ 0-0 კვეთში (ნახ. 7.2).

თუ განსახილველ კვეთში განლაგებულია რამდენიმე Θ კუთხით აღუნული ღერო, კონები და სხვა, ძალვას თითოეულისათვის საბღვრავენ ღერძიდან მათი კუთხით გადაბრის გათვალისწინებით.

მხები ძაბვა ელემენტში

$$\tau_{xy} = \frac{Q S_{red}}{J_{red} b}, \qquad (7.\ldots)$$

სადაც S_{red} არის დაყვანილი ფართობის სტატიკური მომენტი კვეთის ნაწილისა, რომელიც მდებარეობს განსახილველი უბნის გემოთ, კვეთის სიმძიმის ცენტრის მიმართ.

(7.16) ფორმულაში განივ ძალას (Q) საბღვრავენ, როგორც განივ ძალას გარეგანი დატვირთვისა და განივი (ამჭიმი) Q_{pr} ღერძის გათვალისწინებით:

$$Q = Q_b - Q_{pr} = Q_b \Sigma P \sin\Theta, \qquad (7.\ldots)$$

სადაც $P = \sigma_{sp} A_{sp}$ არის ძალვა ერთ აღუნულ ღეროში, კონაში და სხვა, რომელიც მთავრდება საყრდენზე ან იმ უბანზე, რომელიც მდებარეობს $h/4$ მანძილზე განსახილველი 0-0 კვეთიდან (ნახ. 7.2).

(7.11) და (7.13) ფორმულებში განივი (ამჭიმი) ძაბვები საჭიროა შევიტანოთ მინუსი ნიშნით და მკუმშავი - პლუსი ნიშნით. ძაბვა τ_{xy} კი (7.10)-ში მივიღოთ აბსოლუტური მნიშვნელობით.

7.4. რკინაბეტონის ელემენტების გაანგარიშება ბზარების გახსნაზე

რკინაბეტონის ელემენტების გაანგარიშება, როცა ბზარები ნორმალურია ელემენტის ღერძისადმი

ბზარების გახსნის სიგანე a_{crc}, საჭიროა განისაზღვროს შემდეგი ფორმულით:

$$a_{crc} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu)\sqrt[3]{d}, \qquad (7.18)$$

δ არის კოეფიციენტი, რომელიც მიიღება ტოლი:
ღუნვადი და ექსცენტრულად შეკუმშული ელემენტებისათვის 1,00;
გაჭიმული ელემენტებისათვის ... 1,2;

φ_l -კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს დატვირთვის ხანგრძლივობას, იგი მიიღება: ხანმოკლე დატვირთვისა და მუდმივი და ხანგრძლივი დატვირთვის არაგახანგრძლივებული მოქმედებისას ... 1.00.

ხანგრძლივი განმეორებადი დატვირთვის, აგრეთვე მუდმივი და ხანგრძლივი დატვირთვის გახანგრძლივებული მოქმედებისას, ბუნებრივი ტენიანობის მძიმე ბეტონის კონსტრუქციებისათვის

$$\varphi_l = 1,6 - 15\mu,$$

მაგრამ:

წყალგაჯერებული ბეტონისათვის - 1,2;
რიგობრივ წყალგაჯერებული და ტამპომშრალი ბეტონისთვის -1.75;

წვრილმარცვლოვანი ბეტონის შემდეგი ჯგუფისათვის:

A	1,75
Б	2,00
В	1,50

ნაკუწში და ფორებიანი ბეტონისათვის
არანაკლები ... 1,50
უჯრედოვანი ბეტონისათვის ... 2,50

φ_l -ის მნიშვნელობას წვრილმარცვლოვანი, ფოროვანი და უჯრედოვანი ბეტონებისათვის წყალგაჯერებული მდგომარეობისას ამრავლებენ 0,8 კოეფიციენტზე და რიგობრივ წყალგაჯერებულ და გაშრობის შემთხვევაში-1,2 კოეფიციენტზე.

η არის კოეფიციენტი, რომელიც დამოკიდებულია გრძივი გაჭიმული არმატურის სახეობასა და პროფილზე, მიიღება:

პერიოდული პროფილის ღეროვანი არმატურისათვის . . . 1,00;

გლუვზედაპირიანი ღეროვანი არმატურისათვის . . . 1,3;

პერიოდული პროფილის მავთულოვანი B_p-I, B_p-II კლასის არმატურისა და ბაგირებისათვის 1,2

მავთულოვანი გლუვზედაპირიანი B-I, BII კლასის არმატურისათვის 1,4

σ_s – ძაბვა განაპირა რიგის არმატურის (S) ღეროებში ანგარიშნი დატვირთვით გამოწვეული ძაბვის ნაგრდი (იხ. ქვევით);

μ – კვეთის დაარმატურების კოეფიციენტი – S არმატურის ფართობის ბეტონის მუშა ფართობთან შეფარდებით მიღებული (თაროს ნაშვერების გაუთვალისწინებლად), მაგრამ არა უმეტესი $\mu = 0,02$.

d – არმატურის დიამეტრი, მმ.

იმ ელემენტებისათვის, რომლებსაც წაყენებული აქვთ ბზარმედეგობის მე-2 კატეგორიის მოთხოვნები, ბზარების გახსნის სიგანე განისაზღვრება მუდმივი, ხანგრძლივი და ხანმოკლე დატვირთვების ხილვით, როცა კოეფიციენტი $\varphi_l = 1,00$.

იმ ელემენტებისათვის, რომლებსაც წაყენებული აქვთ ბზარმედეგობის მე-3 კატეგორიის მოთხოვნები, ბზარების გახანგრძლივებული გახსნის სიგანე ვამოითვლება მუდმივი და ხანგრძლივი დატვირთვების მოქმედებისას, როცა კოეფიციენტი $\varphi_l > 1,00$. ბზარების არაგახანგრძლივებული გახსნის სიგანე განისაზღვრება, როგორც ბზარების გახანგრძლივებული გახსნის სიგანისა და ხანმოკლე დატვირთვისაგან გამოწვეული ბზარის სიგანის ნაგრდისაგან, როცა კოეფიციენტი $\varphi_l = 1,$

ბზარების გახსნის სიგანის კორექტირება, გამოთვლილი (7.18) ფორმულით, წარმოებს შემდეგ შემთხვევებში:

ა) თუ განაპირა რიგის S არმატურის ღეროების კვეთის სიმძიმის ცენტრი ღუნვადი, ექსცენტრულად შეკუმშული, ექსცენტრულად გაჭიმული ელემენტებისა, როცა $e_{0,tot} \geq 0,8h_0$, უფრო მეტადაა დაშორებული გაჭიმული ზონიდან $a_2 > 0,2h$ მანძილით, a_{crc} უნდა გაიზარდოს δ_a კოეფიციენტით, რომელიც ტოლია

$$\delta_a = \frac{20a_2/h - 1}{3} \qquad (7.19)$$

და არ უნდა იყოს 3-ზე მეტი;

ა) ღუნვადი და ექსცენტრულად შეკუმშული მსუბუქი და მძიმე ბეტონის ელემენტებისათვის, როცა $\mu \le 0{,}008$ და $M_{crc} < M_0$, გვა-ძლევს არაგახანგრძლივებული სიგანე ყველა დატვირთვისას შეიძლება გამოვთვალოთ ხაზობრივი ინტერპოლაციით. როცა $a_{crc} = 0$, M_{crc} მომენტისა და a_{crc} -ის მნიშვნელობები გამოითვლება ელემენტის ნორმების მიხედვით და M_0 გამოითვლება ფორმულით

$$M_0 = M_{crc} + \psi b h_0^2 R_{bt,ser},$$

სადაც $\psi = 15\mu\alpha$, მაგრამ არა უმეტესი 0,6-სა; ამასთან, მუდმივი და ხანგრძლივი დატვირთვებით გამოწვეული გვარის გახანგრძლივებული სიგანე განისაზღვრება a_{crc} -ის (მოძებნილი ყველა დატვირთვისაგან) გამოყენებით შემდეგ ფარდობაზე:

$$\varphi_{l1}(M_{r1} - M_{rp}) / (M_{r2} - M_{rp}),$$

სადაც $\varphi_{l1} = 1{,}8\varphi_l \dfrac{M_{crc}}{M_{r2}}$, მაგრამ არანაკლები φ_l -ზე.

μ, η - იგივეა, რაც (7.18) ფორმულაში;

M_{r1}, M_{r2} მომენტი (M_r) შესაბამისად მუდმივი, ხანგრძლივი და ყველა დატვირთვისაგან [იხ. 3.33.50].

ბ) B 75 და ქვევით კლასების მსუბუქი და ფოროვანი ბეტონებისათვის a_{crc}-ის მნიშვნელობა უნდა გაიზარდოს 20%-ით.

ძაბვა გაჭიმულ არმატურაში (ან ძაბვის ნაგრძი) (σ_s) უნდა განისაზღვროს შემდეგი ფორმულებით:

ცენტრალურად გაჭიმული ელემენტებისთვის

$$\sigma_s = \frac{N - P}{A_s}; \qquad (7.20)$$

ღუნვადი ელემენტებისათვის

$$\sigma_s = \frac{M - P(z - e_{sp})}{A_s z}; \qquad (7.21)$$

ექსცენტრულად შეკუმშული და ექსცენტრულად გაჭიმული ელემენტებისათვის

$$\sigma_s = \frac{N(e_s \pm z) - P(z - e_{sp})}{A_s z}. \qquad (7.22)$$

ექსცენტრულად გაჭიმული ელემენტებისათვის, როცა $e_{0,tot} < 0,8h_0$, σ_s მნიშვნელობა გამოითვლება (7.22) ფორმულით $z_s = z_b$-ის დრის (z_s -მანძილი S და S' არმატურის სიმძიმის ცენტრებს შორის). დაუძაბავი ელემენტებისთვის წინასწარ მკუმშავი P ძალვის მნიშვნელობა ნულის ტოლია.

ელემენტის გრძივი ღერძის მიმართ დაბრილ კვეთში ბზარების გახსნაზე გაანგარიშება

ბზარების გახსნის სიგანე ამ შემთხვევაში განისაზღვრება ფორმულით

$$a_{crc} = \varphi_l \frac{0,6\sigma_{sw} d_w \eta}{E_s \frac{d_w}{h_0} + 0,15E_b(1+2\alpha\mu_w)}, \qquad (7.23)$$

სადაც φ_l არის კოეფიციენტი, რომელიც ხანმოკლე დატვირთვის და არაგახანგრძლივებულ მუდმივი და ხანგრძლივი დატვირთვის მოქმედებისას მიიღება: . . . . . 1,00.

იგივე კოეფიციენტის მრავალჯერ განმეორებადი დატვირთვის, აგრეთვე გახანგრძლივებული მუდმივი და ხანგრძლივი დატვირთვის მოქმედებისას ბეტონის კონსტრუქციის შესაბამისად იქნება:

ბუნებრივი ტენიანობით 1,50

წყალგაჯერებულ მდგომარეობისას 1,2

რიგრიგობით წყალგაჯერებულ და მშრალ მდგომარეობაში 1,75

წვრილმარცვლოვანი, მსუბუქი, ფოროვანი, უჯრედოვანი,

იგივე როგორც (7.18) ფორმულაში;

η - იგივე როგორც (7.18) ფორმულაში;

d_w - საკიდების დიამეტრი.

$$\alpha = E_s / E_b ; \quad \mu_w = A_{sw} / bS.$$

ძაბვა საკიდებში გამოითვლება ფორმულით

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{bl}}{A_{sw} h_0} S, \qquad (7.24)$$

ძაბვა σ_{sw} არ უნდა აჭარბებდეს $R_{s,ser}$,

აქ Q და Q_{bl} განისაზღვრება (4.53) ფორმულის მიხედვით, მასში

მარცხენა და მარჯვენა ნაწილში R_{bt}-ს $R_{bt,ser}$-ით შეცვლით, ამასთან, φ_{b2} კოეფიციენტი მრავლდება 0,8-ზე. განსახილველ ზონაში თუ არ მოქმედებს განივი ძალები (არ არიან წარმოშობილი ღერძისადმი ნორმალური ბზარები), ე. ი. თუ სრულდება (7.4) პირობა, შეიძლება გავითვალისწინოთ φ_{b1} განივი ძალის გაბრდა, რომელსაც იღებს ელემენტი (7.10) პირობით; საანგარიშო წინაღობები $R_{bt,ser}$ და $R_{b,ser}$ არ უნდა აღემატებოდეს B30 კლასის შესაბამის მნიშვნელობას.

B75 კლასისა და ქვევით მსუბუქი ბეტონის ელემენტებისათვის (7.23) ფორმულით გამოთვლილი a_{crc} უნდა გაიზარდოს 30%-ით.

7.5. რკინაბეტონის ელემენტების გაანგარიშება ბზარების დახურვაზე

რკინაბეტონის ელემენტები უნდა გაანგარიშდეს ბზარების დახურვაზე:

1) ელემენტის გრძივი ღერძისადმი ნორმალურ სიბრტყეში;

2) ელემენტის გრძივი ღერძისადმი დახრილ სიბრტყეში.

1. გაანგარიშება ბზარების დახურვაზე ელემენტის გრძივი ღერძისადმი ნორმალურ სიბრტყეში.

ელემენტის ღერძისადმი ნორმალური ბზარების საიმედოდ დახურვის უზრუნველსაყოფად მუდმივი და ხანგრძლივი დროებითი დატვირთვების მოქმედებისას, უნდა კმაყოფილდებოდეს შემდეგი მოთხოვნები:

ა) S დაძაბულ არმატურაში მუდმივი, ხანგრძლივი და ხანმოკლე დატვირთვებისგან არ უნდა წარმოიშვას შეუქცევადი დეფორმაციები, რაც უზრუნველყოფილი იქნება შემდეგი პირობით:

$$\sigma_{sp} + \sigma_s \leq 0,8 R_{s,ser}, \qquad (7.25)$$

სადაც σ_s არის ძაბვის ნაზრდი დაძაბულ S არმატურაში, გამოთვლილი (7.20) და (7.22) ფორმულებით.

ბ) ელემენტის გაჭიმული ზონის ბზარებიანი კვეთი, მუდმივი და ხანგრძლივი დროებითი დატვირთვების მოქმედებისას უნდა იყოს შეკუმშული იმდენად, რომ ბეტონის კუმშვის σ_b ძაბვები იყოს არანაკლები 0,5 მპა, ამასთან, ნორმალური ძაბვები ბეტონში - σ_b გამოითვლება ისე, როგორც დრეკადი ტანისათვის გარე დატვირთვებისა და მკუმშავი ძალის მოქმედებაზე.

(7.25) ფორმულაში σ_{sp} მნიშვნელობა მრავლდება კოეფიციენტზე, რომელიც ტოლია $1+\lambda$ და სიდიდეზე P ; σ_b ძაბვის გამოთვლისას კი მისი მნიშვნელობა მრავლდება კოეფიციენტზე, რომელიც ტოლია $1,1\ (1+\lambda)$, მაგრამ არა უმეტეს 1,00, სადაც λ-ს მნიშვნელობა გამოითვლება სნ და წესების (2.03.01-84) მიხედვით.

2. გაანგარიშება გზარების დახურვაზე ელემენტის გრძივი ღერძისადმი დახრილ სიბრტყეში

ელემენტის გრძივი ღერძისადმი დახრილი გზარების საიმედოდ დახურვის უზრუნველსაყოფად საჭიროა (7.11) ფორმულით განსაზღვრული ორივე მთავარი ძაბვა ბეტონში, დაყვანილი კვეთის სიმძიმის ცენტრის დონეზე, მუდმივი და ხანგრძლივი დროებითი დატვირთვების მოქმედებისას, იყოს მკუმშავი და მათი სიდიდე არ აღემატებოდეს 0,5 მპა-ს.

მითითებული მოთხოვნები კმაყოფილდება წინასწარ დაძაბული ტანივი არმატურით (საკიდებით და ალუნული ღეროებით).

7.6. რკინაბეტონის ელემენტების გაანგარიშება დეფორმაციათა მიხედვით

რკინაბეტონის ელემენტების გადაადგილებაზე გაანგარიშება -ჩაღუნვები და კვანძების მობრუნება - დაკავშირებულია ღუნვისას ღერძის სიმრუდის ან ელემენტის სიხისტის განსაზღვრასთან.

ელემენტის სიხისტის-განსაზღვრა უბზარებო უბნის გაჭიმულ ზონაში

ელემენტებს ან ელემენტის უბნებს განიხილავენ როგორც უბზარებოს, თუ ბზარები არ წარმოიშობა მუდმივი, ხანგრძლივი და ხანმოკლე ერთობლივად მოქმედი დატვირთვებისაგან (I სტადია), სადაც საიმედოების კოეფიციენტი $\gamma_f=1$ (ნორმატიული დატვირთვისას). სიმრუდეს ღუნვადი, ექსცენტრულად შეკუმშული და ექსცენტრულად გაჭიმული ელემენტების იმ უბნებზე, სადაც არ წარმოიშობა ნორმალური ბზარები P ძალის გაუთვალისწინებლად [3,4], საზღვრავენ შემდეგი ფორმულით:

$$1/r=(1/r)_1+(1/r)_2\ ;\quad (1/r)_1=M/\varphi_{b1}E_b J_{red}\ ;$$

$$(1/r)_2 = M\varphi_{b2}/\varphi_{b1}E_b J_{red}, \qquad (7.26)$$

სადაც M არის მომენტი, შესაბამისად გარე დატვირთვებისაგან (ხანმოკლე; ხანგრძლივი) იმ ღერძის მიმართ, რომელიც მართობულია მღუნავი მომენტის მოქმედების სიბრტყისადმი და გადის დაყვანილი კვეთის სიმძიმის ცენტრში;

φ_{b1} -კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს ბეტონის ხანმოკლე ცოცვადობის გავლენას: მძიმე წვრილმარცვლოვანი, მსუბუქი განივი შემავსებლით, უჯრედოვანი (წინასწარდაძაბულ კონსტრუქციებში) და მძიმე ბეტონებისათვის მიიღება -0,85; მსუბუქი ფორებიანი წვრილი შემავსებლით - 0,7;

φ_{b2} -კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს ბეტონის ხანგრძლივ ცოცვადობას (იხ. სნ და წესები 2.03.01-84, ცხრ. 34).

სიმრუდის მთლიანი სიდიდე იმ უბნებზე, სადაც ხანგრძლივი დატვირთვის ნაწილისა და აღუნვით გამოწვეული ბეტონის წინასწარ მკუმშავი ძალისაგან გვარები არ წარმოიშობა, გამოითვლება ფორმულით

$$(1/r) = (1/r)_1 + (1/r)_2 - (1/r)_3 - (1/r)_4, \qquad (7.27)$$

სადაც $(1/r)_1$ და $(1/r)_2$ არის სიმრუდე, შესაბამისად ხანმოკლე, მუდმივი და ხანგრძლივი დროებითი დატვირთვებისაგან (კონსტრუქციის მასის ჩათვლით), იგი გამოითვლება ფორმულით

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M}{\varphi_{b1}E_b J_{red}}; \quad \left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M\varphi_{b2}}{\varphi_{b1}E_b J_{red}}, \qquad (7.28)$$

სადაც $(1/r)_3$ არის სიმრუდე, განპირობებული ელემენტის აღუნვით ხანმოკლედ მოქმედი წინასწარ მკუმშავი P ძალისაგან ძაბვის ნულად დანაკარგის გათვალისწინებით და ტოლია

$$(1/r)_3 = Pe_{op}/\varphi_{b1}E_b J_{red}. \qquad (7.29)$$

$(1/r)_4$ არის სიმრუდე, განპირობებული ელემენტის აღუნვისას ბეტონის შეკუმშვით და ცოცვადობით გამოწვეული მკუმშავი ძალისაგან,

$$(1/r)_4 = (\varepsilon_b - \varepsilon_b')/h_0. \qquad (7.\ldots)$$

ε_b და ε_b' არის ბეტონის ფარდობითი დეფორმაცია ბეტონის შეკუმშვისა და ცოცვადობის შედეგად განვითარებული, გამოწვეული წინასწარ დაძაბული არმატურის ძალისაგან, შესაბამისად გაჭიმული ვრძივი არმატურის სიმძიმის ცენტრისა და შეკუმშული ბეტონის ზონის ნაპირის დონეზე

$$\varepsilon_b = \sigma_b/E_s \quad \text{და} \quad \varepsilon_b' = \sigma_b'/E_s, \qquad (7.\ldots)$$

სადაც σ_b არის წინასწარი ძაბვის დანაკარგი გაჭიმული ზონის არმატურაში ბეტონის შეკუმშვისა და ცოცვადობისაგან (იხ. თავი 2. 2.2; 3.3; სნ და წესები პუნ. 6 და 9).

σ_b' - იგივე დაძაბული არმატურისათვის, თუ ის იქნებოდა განლაგებული შეკუმშული ზონის დონეზე. ელემენტების სიმრუდის განსაზღვრისას, როცა შეკუმშულ ზონაში არის საწყისი ბზარები (დატვირთვის მოქმედებისას), $(1/r)_1$, $(1/r)_2$ და $(1/r)_3$ უნდა გაიზარდოს 15%-ით, ხოლო $(1/r)_4$ - 25%-ით.

მთლიანი სიმრუდე გაჭიმული ზონის ბზარებიან უბანზე ზოგად შემთხვევაში გამოითვლება ფორმულით

$$(1/r) = (1/r)_1 - (1/r)_2 + (1/r)_3 - (1/r)_4, \qquad (7.\ldots)$$

სადაც $(1/r)_1$ არის მთლიანი დატვირთვის ხანმოკლე მოქმედებისაგან გამოწვეული სიმრუდე;

$(1/r)_2$ - მუდმივი და ხანგრძლივი დატვირთვისაგან;

$(1/r)_3$ - სიმრუდე გახანგრძლივებული მუდმივი და ხანგრძლივი დატვირთვისაგან (კონსტრუქციის მასის ჩათვლით);

$(1/r)_4$ - მკუმშავი ძალვით გამოწვეული (იხ. ფორმ. (7,30)) სიმრუდე, განპირობებული ელემენტის ალუნვით ბეტონის შეკუმშვისა და ცოცვადობისაგან.

$(1/r)_1$, $(1/r)_2$ და $(1/r)_3$ საზღვრავენ (7.33) ფორმულით; ამასთან, $(1/r)_1$ და $(1/r)_2$ სიდიდეებს საზღვრავენ ψ_s-ის და λ_b-ის მნიშვნელობის მიხედვით დატვირთვის არაგახანგრძლივებული მოქმედე-

გისას, ხოლო $(1/r)_3$-ის ψ_s და λ_b-ის მიხედვით—დატვირთვის გახანგრძლივებული მოქმედებისას; თუ $(1/r)_2$ და $(1/r)_3$ გამოვიდა უარყოფითი, მაშინ მათ იღებენ ნულის ტოლს.

რკინაბეტონის ელემენტების სიმრუდის განსაზღვრა გაჭიმული ზონის ბზარებიან უბნებზე

იმ უბნებზე, სადაც გაჭიმულ ზონაში გაჩნდა გრძივი ღერძისადმი ნორმალური ბზარები, სიმრუდე ღუნვად, ექსცენტრულად შეკუმშულ და ექსცენტრულად გაჭიმულ მართკუთხა, ტესებრ და ორტესებრ (ყუთისებრ) კვეთებში, როცა $e_{0,tot} \geq 0,8h_0$, უნდა გამოითვალოს შემდეგი ფორმულით:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 z}\left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} - \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b \nu}\right] - \frac{N_{tot}}{h_0}\frac{\psi_s}{E_s A_s}, \qquad (7.33)$$

სადაც M არის მომენტი იმ ღერძის მიმართ, რომელიც მართებულია მომენტის მოქმედების სიბრტყისადმი და გადის S არმატურის ფართობის სიმძიმის ცენტრში. მომენტი გამოწვეულია გარეგანი ძალისაგან, რომელიც მდებარეობს განსახილველი კვეთის ერთ მხარეს და წინასწარ დაკუმშავი ძალვისაგან;

z – მანძილი S არმატურის ფართობის სიმძიმის ცენტრიდან შეკუმშული ზონის ბზარებს. გვითო მოდებული ძალვის ტოლქმედამდე;

ψ_s – კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს გაჭიმული ზონის ბეტონის მუშაობას ბზარებიან უბანზე;

ψ_b – კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს ბეტონის განაპირა ზონის დეფორმაციის არათანაბარ განაწილებას ბზარებიანი უბნის სიგრძეზე, რომლის B 7,5 კლასის და ქვევით მძიმე წვრილმარცვლოვანი და მსუბუქი ბეტონებისათვის მიიღება 0,9;

B 7,5 კლასის და ქვევით მსუბუქი, ფოროვანი, უჯრედებიანი ბეტონებისათვის 0,7

კონსტრუქციებისათვის, რომლებიც ცაანგარიშდება მრავალჯერ მეორებად დატვირთვებზე არმატურის კლასის მიუხედავად -1,25

Ψ_f - შეკუმშული თაროს ნაშვერებისა და არმატურის განივკვეთის ფარდობითი მნიშვნელობა, რომელიც მდებარეობს ბეტონის შეკუმშულ ზონაში;

ξ - შეკუმშული ბეტონის ფარდობითი სიმაღლე;

ν - კოეფიციენტი, რომელიც ხასიათდება ბეტონის შეკუმშული ზონის დრეკად — პლასტიკური მდგომარეობით და მიიღება 7.1 ცხრილიდან;

N_{tot} - გრძივი N ძალის და წინასწარ მკუმშავი P ძალვის ტოლქმედი (ექსცენტრულად გაჭიმვისას ძალვა მიიღება მინუს ნიშნით).

ელემენტებისათვის, რომლებიც შესრულებულია დაუძაბავი არმატურით, P ძალვა მიიღება ნულის ტოლად.

(7.33) ფორმულაში:

ღუნვადი ელემენტებისათვის

$$M = \pm M \pm P_0 e_{sp}; \qquad (7.34)$$

ექსცენტრულად შეკუმშული და ექსცენტრულად გაჭიმული ელემენტებისათვის

$$M = \pm N e_s \pm P_0 e_{sp}. \qquad (7.35)$$

(ნიშანი საზღვრავს მომენტის ბრუნვის მიმართულებას; დადებითად ითვლება ის მომენტი, რომელიც S არმატურაში იწვევს გაჭიმვას),

$$N_{tot} = P_0 \pm N. \qquad (7.36)$$

(7.36) ფორმულაში გამჭიმი ძალვა N მიიღება მინუს ნიშნით; ექსცენტრულად გაჭიმულ ელემენტებად თვლიან ელემენტებს, რომლებიც გაჭიმულია N_{tot} ძალვით; N დადებითია, როცა ის მკუმშავია. (7.33) ფორმულაში N_{tot} ძალვა ჩაისმება თავისი ნიშნით:

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + \frac{\alpha}{2\nu}A'_s}{bh_0}; \qquad (7.37)$$

$$z = h_0\left[1 - \frac{(h'_f/h_0)\varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)}\right]; \qquad (7.38)$$

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu\alpha}} \pm \frac{1,5+\varphi_f}{11,5\frac{e_{s,tot}}{h_0} \pm 5} \leq 1, \qquad (7.39)$$

სადაც

$$\delta = \frac{M}{bh_0^2 R_{b,ser}}; \quad \lambda = \varphi_f\left(1 - \frac{h'_f}{2h_0}\right); \qquad (7.40)$$

$$e_{s,tot} = \left|\frac{M}{N_{tot}}\right|. \qquad (7.41)$$

ν აიღება 7.1 ცხრილიდან.

ცხრილი 7.1

დატვირთვის სახე და ექსპლუატაციის პირობები	ν კოეფიციენტი; კონსტრუქცია-ბეტონისაგან					
	მძიმე და მსუბუქი	ფოროვანი	უჯრედოვანი	წვრილმარცვლოვანი ჯგუფების		
				A	Б	B
დატვირთვის ხანმოკლე მოქმედება	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
ა) ჰაერის საშუალო ფარდობითი ტენიანობით > 40%	0,15	0,07	0,02	0,10	0,08	0,15
ბ) იგივე ≤ 40%	0,10	0,04	0,10	0,07	0,05	0,1

$$\varphi_s = 1{,}25 - \varphi_{ls}\varphi_m - \frac{1-\varphi_m^2}{(3{,}5-1{,}8\varphi_m)e_{s,tot}/h_0} \le 1, \quad (7.42)$$

(მავრამ არანაკლები 0,15),

სადაც φ_{ls} არის კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს გრძივი არმატურის ღეროებისა და დატვირთვის მოქმედების ხანგრძლივობას;

φ_{ls} კოეფიციენტის მნიშვნელობა (რომელიც მიღებულია ექსპერიმენტით) მოყვანილია 7.2 ცხრილში.

φ_m-ს საბოლოოდ ფორმულით

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} \cdot W_{pl}}{|\pm M_r \mp M_{rp}|}, \quad (7.43)$$

სადაც M_r არის გარე ძალებით გამოწვეული მღუნავი მომენტი ბირთვულ წერტილზე გამავალი ღერძის მიმართ- გარე ძალების ბირთვული მომენტი;

M_{rp}- მომკუმშავი ძალის მომენტი ბირთვულ წერტილზე გამავალი ღერძის მიმართ - მომკუმშავი ძალის ბირთვული მომენტი.

მომენტებს, რომლებიც იწვევენ A_{sp} და A_s არმატურის გაჭიმვას, იღებენ დადებითს.

ცხრილი 7.2

φ_{ls} კოეფიციენტის მნიშვნელობები

დატვირთვის მოქმედების სახე მუშა არმატურისათვის	φ_{ls} კოეფიციენტი ბეტონის კლასებისათვის:	
	B 7,5 მეტი	B 7,5 ნაკლები
დატვირთვის ხანმოკლე მოქმედება:		
პერიოდული პროფილის ღეროვანი არმატურა	1,1	0,8
გლუვზედაპირიანი ღეროვანი არმატურა და მავთულოვანი არმატურა	1,00	0,7
დატვირთვის ხანგრძლივი მოქმედება (არმატურის სახეობის მიუხედავად)	0,8	0,6

ჩაღუნვები ერთმაღიან კოჭებში და კონსოლებში, გამოწვეული სხვადასხვა დატვირთვებით, იანგარიშება მაქსიმალური მღუნავი მომენტის მოქმედების კვეთში სიმრუდისა და სიხისტის მიხედვით:

$$f=(1/r)s\ell^2 \quad \text{ან} \quad f=s\ell^2(M/B), \qquad (7.44)$$

სადაც S არის კოეფიციენტი, განსაზღვრული 7.3 ცხრილიდან (აიღება დაყრდნობის პირობებით და დატვირთვის სქემით);

$(1/r)$ – სიმრუდე იმ კვეთში, სადაც მაქსიმალური მომენტი მოქმედებს.

მთღიან ჩაღუნვას გამოთვლიან დატვირთვის ხანგრძლივი მოქმედების გათვალისწინებით ფორმულით

$$f=f_1+f_2-f_3-f_{csc}, \qquad (7.45)$$

სადაც f_1 არის ჩაღუნვა ხანმოკლე დატვირთვისაგან;

f_2 – ჩაღუნვა მუდმივი და ხანგრძლივად მოქმედი დატვირთვებისაგან;

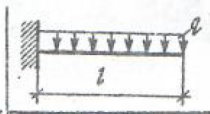
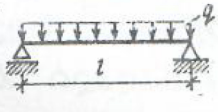
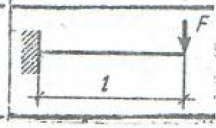
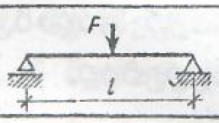
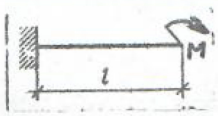
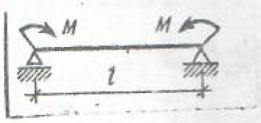
f_3 – აღუნვა, წინასწარ მკუმშავი P ძალის ხანმოკლე მოქმედებით გამოწვეული;

f_{csc} – აღუნვა, გამოწვეული ბეტონის ცოცვადობით კუმშვისაგან.

f_1 და f_2 ჩაღუნვებს საზღვრავენ ψ_s და ν მნიშვნელობათა მიხედვით, რომლებიც შეესაბამება დატვირთვის ხანმოკლე მოქმედებას;

f_3 ჩაღუნვას ანგარიშობენ ψ_s-ს და ν-ს იმ მნიშვნელობათა მიხედვით, რომლებიც შეესაბამება დატვირთვის ხანგრძლივ მოქმედებას.

ცხრილი 7.3

კონსოლიანი კოჭის დატვირთვის სქემა	S	თავისუფლად დაყრდნობილი კოჭის დატვირთვის სქემა	S
	1/4		5/48
	1/3		1/12
	1/2		1/8

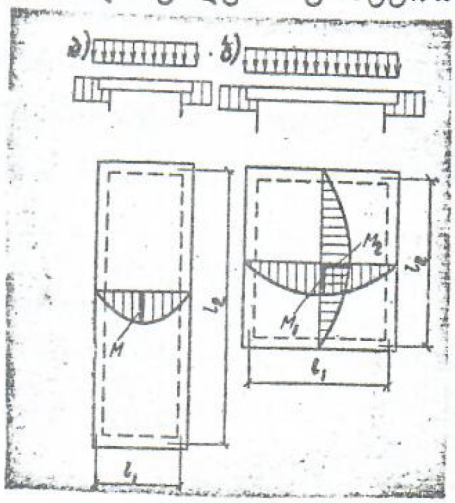
შენობათა და ნაგებობათა რკინაბეტონის კონსტრუქციები

თავი 8. ბრტყელი გადახურვების კონსტრუქციები

8.1. ბრტყელი გადახურვების კლასიფიკაცია

ბრტყელი გადახურვები ფართოდ გამოიყენება სამრეწველო და სამოქალაქო შენობათა და ნაგებობათა მშენებლობაში. კონსტრუქციული სქემის მიხედვით რკინაბეტონის გადახურვები შეიძლება დავყოთ ორ ძირითად ჯგუფად: კოჭურ და უკოჭო გადახურვებად. კოჭურს უწოდებენ ისეთ გადახურვებს, სადაც კოჭები განლაგებულია ერთი ან ორი მიმართულებით და მუშაობენ მათზე დაყრდნობილი გადახურვების ფილებთან ერთობლივად. უკოჭო გადახურვებში ფილა ეყრდნობა უშუალოდ სვეტებს, რომლებსაც გაგანიერებული ნაწილები აქვთ. მათ უწოდებენ კაპიტელებს. ორივე ჯგუფის გადახურვები შეიძლება იყოს ასაწყობი, მონოლითური და ასაწყობ-მონოლითური. გადახურვის კონსტრუქციული სქემები ასაწყობსა და მონოლითურში სხვადასხვაა, ამიტომ გადახურვის კლასიფიკაციას იღებენ კონსტრუქციული მოსაზრებით: ასაწყობ-კოჭოვანი; წიბოვანი მონოლითური კოჭური ფილებით; წიბოვანი მონოლითური კონტურზე დაყრდნობილი ფილებით; კოჭური ასაწყობ-მონოლითური; უკოჭო ასაწყობი; უკოჭო მონოლითური; უკოჭო ასაწყობ-მონოლითური.

გადახურვის ფილები გვერდების ფარდობის (საყრდენი კონტურის) მიხედვით შეიძლება იყოს: ა) როცა l_1 / l_2 გვერდების ფარდობა > 2 - კოჭური (ნახ. 8.1.ა), რომლებიც მუშაობენ ღუნვაზე მოკლე გვერდის მიმართულებით; ბ) როცა $l_1 / l_2 \leq 2$ - კონტურით დაყრდნობილი (ნახ. 8.1.ბ), რომლებიც მუშაობენ ღუნვაზე ორივე მიმართულებით.

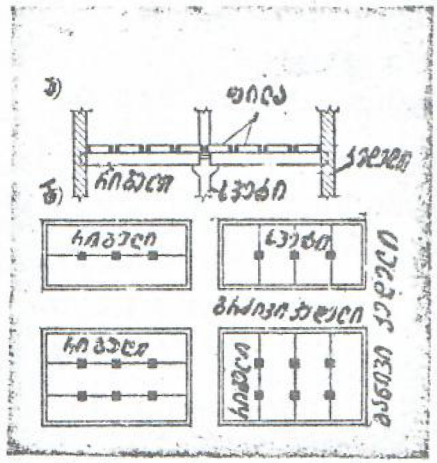


ნახ. 8.1. ღუნვაზე მომუშავე ფილების სქემა: ა-ერთი მოკლე მიმართულებით; ბ-ორივე მიმართულებით.

მშენებლობაში, როგორც წესი, იყენებენ ასაწყობ გადახურვებს, რომლებიც გამოირჩევა მაღალი ინდუსტრიულობით. მონოლითურ გადახურვებს იყენებენ უფრო ნაკლებად.

8.2. ასაწყობი კოჭოვანი გადახურვა

ასაწყობი კოჭოვან-პანელური გადახურვის კონსტრუქციების შემადგენლობაში შედის ფილები, კოჭები (რომლებზეც ეყრდნობა ფილები), მათ ეწოდებათ რიგელები ან მთავარი კოჭები (ნახ. 8.2,ა). რიგელები ეყრდნობა სვეტებს ან კედლებს; (ნახ. 8.2 ბ). რიგელები სვეტებთან ერთად ქმნიან ჩარჩოს.



ნახ. 8.2. კოჭოვან-პანელური გადახურვების კონსტრუქციული სქემები.

სამრეწველო შენობებში რიგელების მალი შეიძლება იყოს 6; 9; და 12 მ; სამოქალაქო შენობებში რიგელების მალი შეიძლება იყოს 3,0...6,6 მ.

გადახურვის კონსტრუქციული სქემის გამთლიანება მდგომარეობს რიგელების მიმართულების შერჩევაში, მალების ზომებისა და რიგელის ბიჯის დადგენაში, გადახურვის ფილის ტიპისა და ზომების შერჩევაში; ამასთან, ითვალისწინებენ:

1) დროებითი დატვირთვის სიდიდეს, შენობის დანიშნულებას, არქიტექტურულ-გეგმარებით გადაწყვეტას;
2) შენობის კონსტრუქციის საერთო გამთლიანებას.

იმ შენობებში, სადაც განივი მიმართულებით სივრცითი სიხისტე განხორციელებულია ხისტკვანძებიანი ჩარჩოებით, რიგელებს განაგებენ განივი მიმართულებით, და პანელებს – გრძივი მიმართულებით. საცხოვრებელ და საზოგადოებრივ შენობებში რიგელები შეიძლება იყოს განლაგებული გრძივი მიმართულებით და ფილები – განივი მიმართულებით. თითოეულ შემთხვევაში შეირჩევა შესაბამისი სვეტების მადე;

3) გადახურვის კონსტრუქციის ტექნიკურ-ეკონომიკურ მაჩვენებლებს. რკინაბეტონის ხარჯი გადახურვებზე უნდა იყოს მინიმალური, ელემენტების მასა და მათი გაბარიტი უმეტესად დიდი სამონტაჟო ამწეების ტვირთამწეობისა და სატრანსპორტო საშუალებების გათვალისწინებით.

გადახურვის კონსტრუქციული სქემების შერჩევისას ამუშავებენ რამდენიმე ვარიანტს და მათი ერთმანეთთან შედარების საფუძველზე არჩევენ ყველაზე ოპტიმალურს (ნახ.8.1 და 8.2).

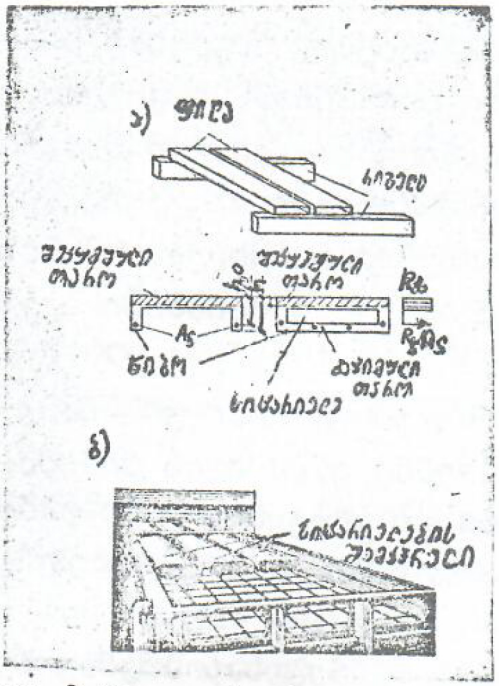
ბეტონისა და არმატურის საერთო ხარჯი რკინაბეტონის გადახურ-

ვაზე შედგება ამ მასალების (ფიცრის, რიგელისა და სვეტების) შესაძამისი ხარჯებისაგან: აქედან ხარჯის 65% მოდის ფიცებზე, ამიტომ ფიცების კონსტრუქციის ეკონომიურ გადაწყვეტას არსებითი მნიშვნელობა აქვს.

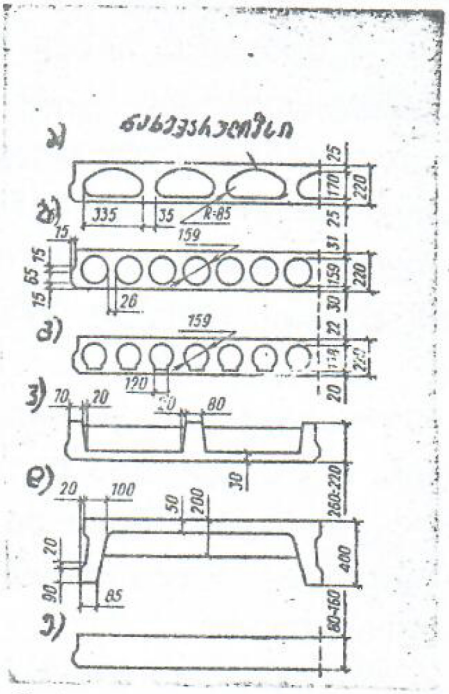
გადახურვის ფიცების დაპროექტება. პანელის განივი კვეთის ეკონომიური ფორმის შერჩევა

გადახურვის ფიცის მასალების ხარჯის შესამცირებლად მათ აპროექტებენ შემსუბუქებულს – სიცარიელეებით ან წიბოვანს (ნახ. 8.1 ა,ბ); ბეტონის გაჭიმული ზონიდან ბეტონს მოაცილებენ და ტოვებენ მხოლოდ წიბოს, რომელიც საჭიროა არმატურის კარკასების მოსათავსებლად და პანელის სიმტკიცისათვის დახრილ კვეთებში. ამიტომ ფიცა მაღალ რიგელებს შორის მუშაობს ღუნვაზე, როგორც ტესებრი კვეთი (ნახ. 8.3, ა), ფიცის ბედა თარო (წიბოებს შორის) მუშაობს ადვილობრივ ღუნვაზე. ქვედა თაროში ჩნდება ჩაკეტილი სიცარიელე და იქმნება ბრტყელი ჭერის მონყობის საშუალება.

ფიცებს ამზადებენ (სიცარიელეებით) სხვადასხვა ფორმისა: ოვალურს, მრგვალს და ა. შ. ფიცის მნიშვნელოვანი სიგანისას აკეთებენ რამდენიმე სიცარიელის რიგს (ნახ. 8.4).



ნახ. 8.3. გადახურვის ფიცები.



ნახ. 8.4. გადახურვის ფიცების განივი კვეთების ფორმები.

ფიცის დაპროექტების ძირითადი პრინციპი მდგომარეობს შემდეგში: გაჭიმული ზონიდან ბეტონის დიდი მოცულობა მოიხსნება ვერტიკალური

წიბოების შენარჩუნებით, რომლებიც უზრუნველყოფენ ელემენტის სიმტკიცეს დაბრიც კვეთებში.

განივკვეთის ფორმის მიხედვით ფილები შეიძლება იყოს ოვალური, მრგვალი და ვერტიკალური სიცარიელეებით (ხვრელებით); წიბოვანი–წიბოებით გვით (იატაკის მოწყობით წიბოებზე), წიბოვანი–წიბოებით ქვევით და ა. შ. (ნახ. 8.4; ა...ვ).

ხვრელებიან ფილებში თაროს მინიმალური სისქე 25...30 მმ–ია, წიბოებისა კი 30...35 მმ; წიბოვან ფილებში, წიბოებით ქვევით ფილის სისქე – 50...60 მმ; უფრო ეკონომიურია ბეტონის ხარჯის მიხედვით ფილები სიცარიელეებით (ხვრელებიანი). ზოგჯერ ასეთი ფილები დამზადებისას ირღვევა. წარმოებაში მოქმედი მოწყობილობებისა და ტექნოლოგიის ათვისების მიზნით დაიშვება ოვალურხვრელებიანი ფილების დამზადება.

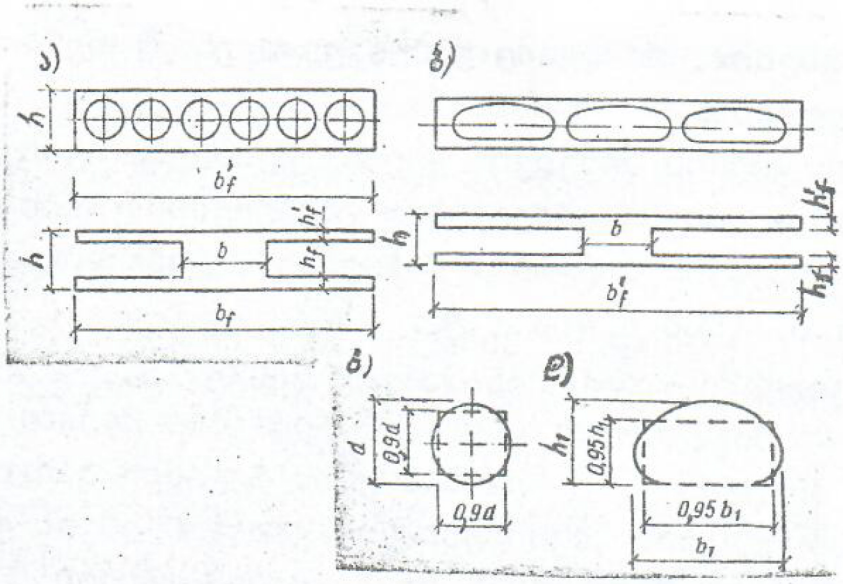
პანელების გაანგარიშება. ფილის საანგარიშო სიგრძე (l_0) მიიღება მის საყრდენებს შორის მანძილის ტოლი; თუ ფილა ეყრდნობა რიგელებს ზევიდან, $l_0 = l - b/2$ (სადაც b – რიგელის სიგანეა); თუ ფილა ეყრდნობა რიგელის თაროებს, $l_0 = l - a - b$ (a თაროს ზომაა). თუ ფილა ეყრდნობა ერთი ბოლოთი რიგელს, მეორეთი კედელს, საანგარიშო მაღი ტოლია მანძილისა კედელზე დაყრდნობის ღერძიდან რიგელის საყრდენ ღერძამდე. პანელებს აკეთებენ, როგორც წესი, წინასწარ დაძაბულს.

წინასწარ დაძაბული პანელის სიმაღლეს საორიენტაციოდ იღებენ ხვრელებიანისთვის $h = (1/20...1/30)\, l_0$.

მღუნავ მომენტზე გაანგარიშებისას წიბოების სიგანე ყველა წიბოს სიგანის ჯამის ტოლია, ხოლო ფილის შეკუმშული ზონის საანგარიშო სიგანე მიიღება პანელის სიგანის ტოლი.

თუ h_f' თაროს შეკუმშული ზონის სიგანე მცირეა და $h_f' \leq 0{,}1h$, თაროს სიგანე გაანგარიშებისას არ უნდა იყოს მეტი $b_f' = 12(h-1)h_f' + b$ (ნახ. 8.5, ა; 8.5, ბ). უმრავლეს შემთხვევაში ნეიტრალური ღერძი გადის შეკუმშული ზონის თაროში, ამიტომ $\alpha_0 = M/R_b b h_0^2$ -ს გაგების შემდეგ მე-4 თავში მოცემული ცხრილიდან [1] ვიღებთ ξ და η და ვამოწმებთ $x = \xi h_0 \leq h_f'$ პირობას; შემდეგ გავიგებთ გაჭიმული არმატურის ფართობს ფორმულით

$$A_s = \frac{M}{R_s \eta h_0}.$$



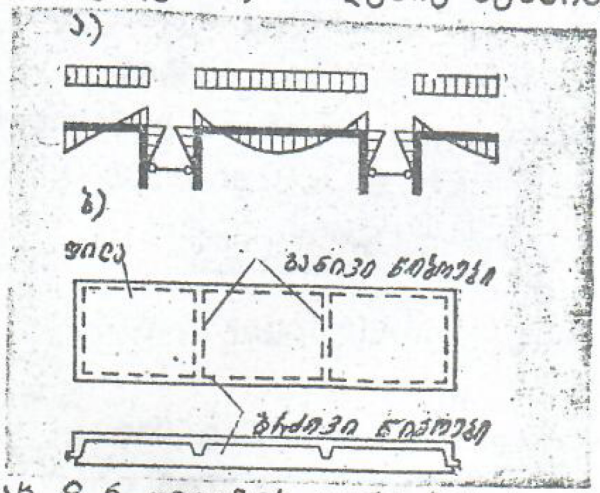
ნახ. 8.5. ფიცების ეკვივალენტური კვეთები ჩაღუნვის გასაანგარიშებლად.

პანელის (ფიცის) განივ ძალაგე დახრილი კვეთების სიმტკიცეზე გაანგარიშებისას წიბოს საანგარიშო სიგანედ მიიღება იმ წიბოების სიგანის ჯამი, რომლებიც მდებარეობენ განივკვეთში.

პანელის კვეთები ოვალურხვრელებიან სიორკეებიანი (ნახ.8,5,ბ,გ) დაჰყავთ ეკვივალენტურ ორტესებრ კვეთებზე. წიბოვან პანელში წიბოების ქვევით თაროს გახისტება წარმოებს ბეტონის ნაკერების შევსებით, რომელიც ეწინააღმდეგება წიბოს მობრუნებას (ნახ.8. ნ,ა). მღუნავი მომენტი

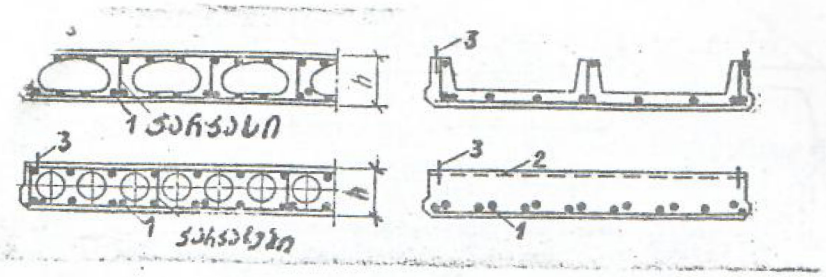
$$M = \frac{q\,l^2}{8}.$$

როცა წიბოვან პანელში არის შუაღელი წიბოები, თაროს მღუნავი მომენტები შეიძლება განისაზღვროს, როგორც კონტურზე დაყრდნობილ ფიცებში, რომლებიც მუშაობენ ორივე მიმართულებით (ნახ. 8. ნ,ბ).

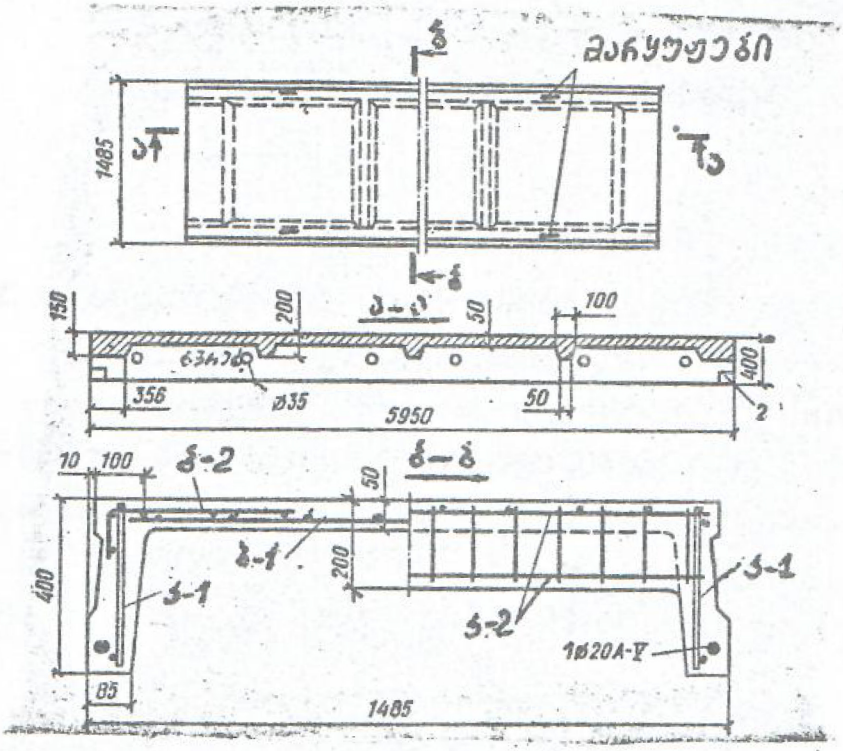


ნახ. 8. ნ. ფიცების თაროების საანგარიშო სქემები.

ფიცებში იყენებენ შენადუღ ბადეებს და კარკასებს ჩვეულებრივ მავთულოვანი არმატურისაგან და ცხრად წაგრძნი პერიოდული არმატურისაგან (ნახ. 8. 7). დაძაბული არმატურისათვის იყენებენ A -IV, A -V, A_t -V კლასების ღეროებს, მაღალი სიმტკიცის მავთულებსა და ბაგირებს (ნახ. 8. 8).

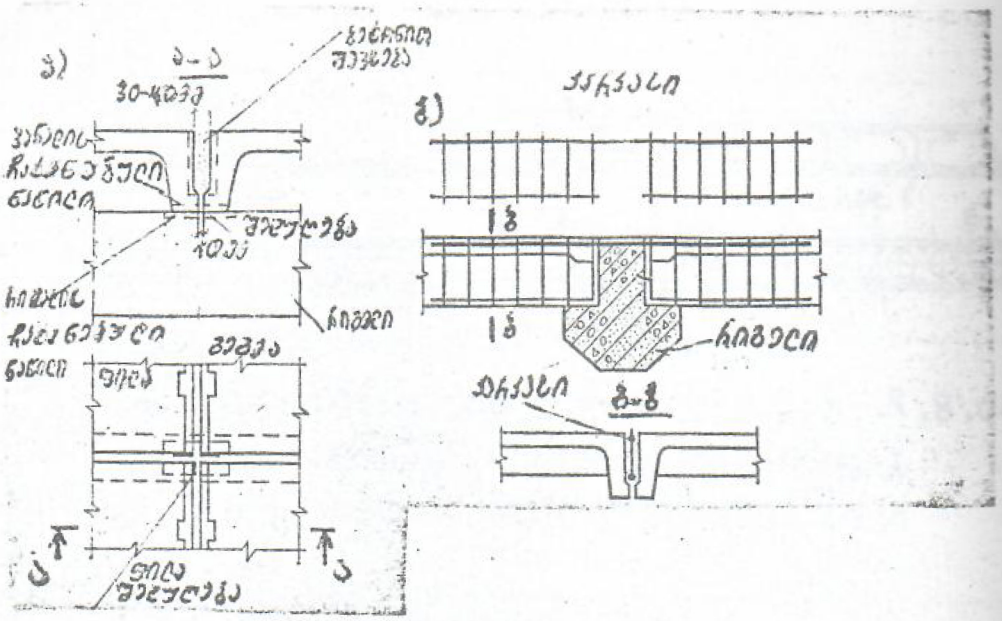


ნახ. 8.7. გადახურვის ფილების დაარმატურება:
1-დაძაბული არმატურა; 2-ვიწრო ბადეები
ზედა ზონაში; 3-ასაწევი მარყუჟები.



ნახ. 8.8. წიბოვანი ფილების გადახურვის
დაარმატურება.

ასეთი პანელის მინიმალური სიგანე მიიღება 1,5 მ; აგრეთვე გამოიყენება 3 მეტრის სიგანის პანელები. ყველა ტიპის პანელის სამონტაჟო შეერთებას აწარმოებენ ჩატანებული ნაწილებით ფილებს შორის და ნაკერების შევსებით (ნახ. 8.9,ა). თუ დროებითი დატვირთვა $(p \geq 10$ ნ/მ$)$, მაშინ წიბოვანი პანელი დამონოლითებული ნაკერების შევსებით მიზანშეწონილია გარდავქმნათ უწრად, ამ მოსაზრებით ფილებს შორის ნაკერებს საყრდენებზე დაარმატურებენ შემაერთებელი შენადუღი კარკასებით, რომლებიც ქვეთ რიგელს (ნახ. 8.9,ბ). ასეთ ფილებს გაიანგარიშებენ როგორც უწრს.



ნახ. 8. 9. ფილების სამონტაჟო შეერთება.

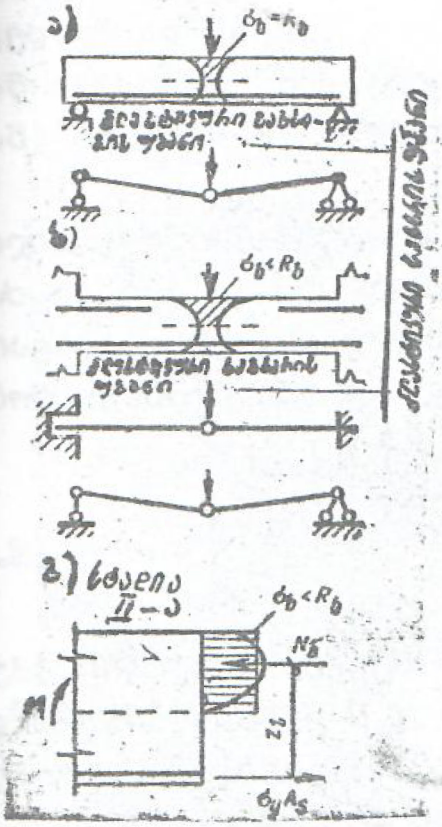
სამშენებლო პორტალი
MSHENEBLOBA.INFO

8.3. რიგელის დაპროექტება

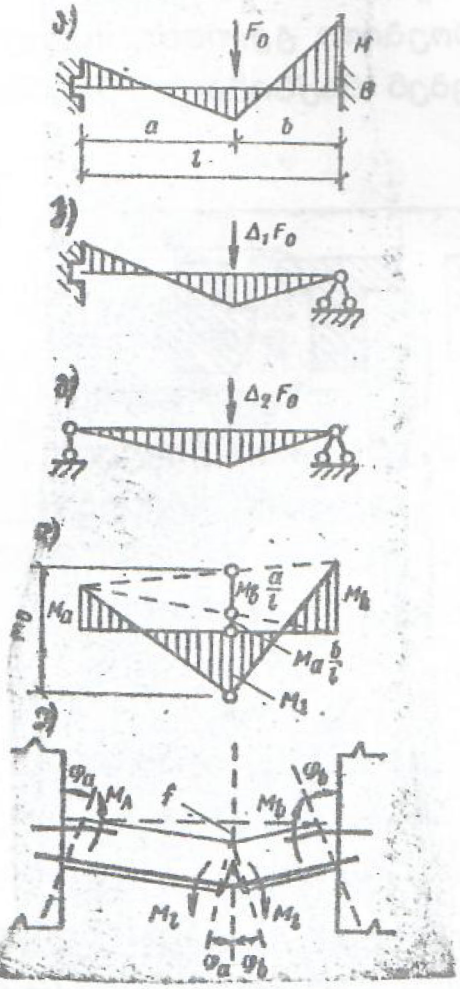
უჭრი რიგელის გაანგარიშება. გადახურვის მრავალმალიანი რიგელი წარმოადგენს ჩარჩოს კონსტრუქციის ელემენტს. ივი გარე კედელზე თავისუფლად არის დაყრდნობილი და აქვს ერთი და იგივე მალა, მას ანგარიშობენ, როგორც უჭრ კოჭს. სტატიკურად რკვევად კონსტრუქციებში, მაგალითად, თავისუფლად მდებარე კოჭში (ნახ. 8. 10, ა) პლასტიკური სახსრების გაჩენისას შეკუმშული ზონის სიმაღლე მცირდება, რის გამოც შეკუმშულ ზონაში ძაბვა აღწევს $\sigma_b = R_b$, იწყება რღვევა.

სხვანაირად მუშაობს სტატიკურად ურკვევი კონსტრუქცია (ნახ. 8. 10, ბ). აქ პლასტიკური სახსრის გაჩენისას წარმოიშობა II სტადია, რომლის მიხედვით $\sigma_s = \sigma_y$; მაგრამ $\sigma_b < R_b$; შიგა ძალის მხარი z_b, პლასტიკური სახსრის წარმოშობის შემდეგ, დატვირთვის შემდგომი ზრდისას იზრდება უმნიშვნელოდ და მიიღება მუდმივი (ნახ. 8. 10, გ). 8. 11 ნახაზზე გამოსახულია მღუნავი მომენტების გადანაწილება სტატიკურად ურკვევ კოჭზე. უჭრი რიგელის გაანგარიშება (როგორც დრეკადი სისტემის) არის შემდგომი მღუნავი მომენტების გადანაწილების საფუძველი.

რიგელის საანგარიშო მალი სვეტების ღერძებს შორის მანძილის ტოლია. პირველ მალში კედელზე დაყრდნობისას საანგარიშო მალად ითვლება მანძილი კედელზე დაყრდნობის ღერძიდან სვეტის ღერძამდე. რიგელის ზონის წინასწარი განსაზღვრისას მისი კვეთის ზომებს სარიენტაციოდ იღებენ $h = (1/10 \ldots 1/15)\,\ell$, $b = (0,3 \ldots 0,4)\,h$.



ნახ. 8. 10. პლასტიკური სახსრის წარმოშობის სქემა რკინაბეტონის კოჭებში.



ნახ. 8. 11. მღუნავი მომენტების გადანაწილების ეპიურები სტატიკურად ურკვევ კოჭში.

მღუნავ მომენტებს და განივ ძალებს თანაბრად განაწილებული დატვირთვის შემთხვევისას გაიგებენ ცხრილების საშუალებით, რომლებიც მოყვანილია [1], 1 დანართში.

ძალები გამოითვლება შემდეგი ფორმულებით:

$$M = (\alpha g + \beta \vartheta)\ell^2; \quad Q = (\gamma g + \delta \vartheta)\ell \qquad (8.1)$$

მუყაოსული დატვირთვისას

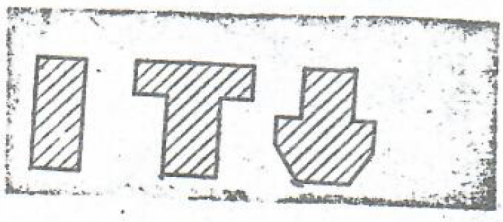
$$M = (\alpha G + \beta \vartheta)\ell; \quad Q = \gamma G + \delta \vartheta, \qquad (8.2)$$

სადაც α, β არის ცხრილიდან აღებული კოეფიციენტები M-ის განსაზღვრისათვის; შესაბამისად მუდმივი და დროებითი ტვირთით დატვირთვისას.

γ, δ –იმავე ცხრილიდან აღებული კოეფიციენტი Q–ს გასაანგარიშებლად მუდმივი და დროებითი ტვირთით დატვირთვისას.

დროებითი ტვირთით თითოეული მალის გამოტოვებით დატვირთვისას იღებენ მაქსიმალურ მღუნავ მომენტებს დატვირთულ მალებში.

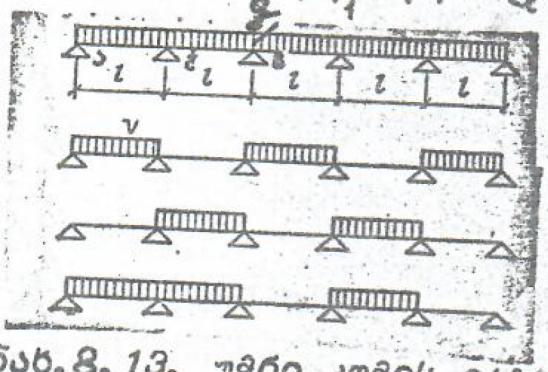
თუ დავტვირთავთ დროებითი ტვირთით მოსაზღვრე მალებს და შემდეგ ერთის გამოტოვებით, მივიღებთ მაქსიმალურ მომენტს საყრდენზე (ნახ. 8.13).



ნახ. 8.12. ასაწყობი რიგელის განივი კვეთების ფორმები.

8.14 ნახაზზე წარმოდგენილია მღუნავი მომენტები და განივი ძალები. საყრდენებზე რიგელის საანგარიშო მომენტები იქნება სვეტის ღერძებთან. ამ კვეთში მღუნავი მომენტი გამოითვლება ფორმულით

$$M_1 = M - Q(h/2). \qquad (8.3)$$



ნახ. 8.13. უჭრი კოჭის დატვირთვის სქემები.

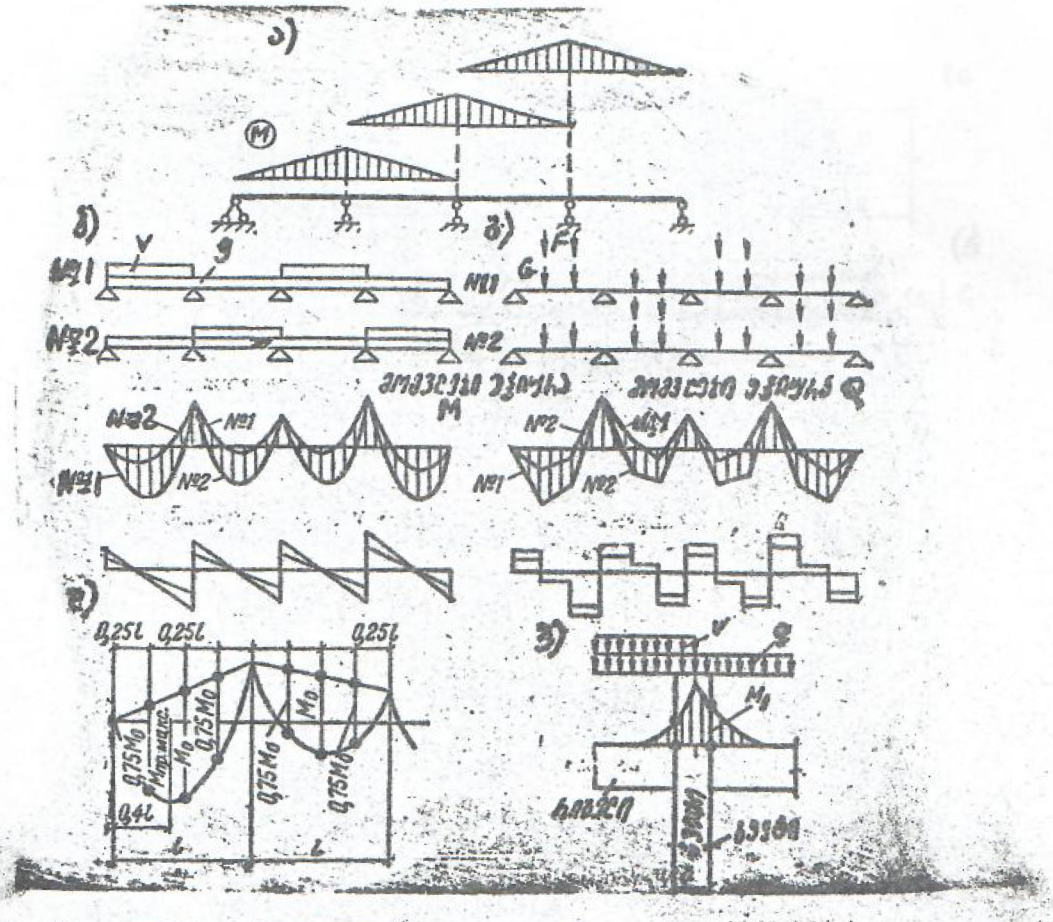
M_1 მომენტის მიხედვით ავუსტატებენ რიგელის კვეთის მომებს და $\xi \approx 0,35$, ცხრილიდან იღებენ α_0,

$$h_0 = \sqrt{M_1/R_b b \alpha_0}. \qquad (8.4)$$

უჭრი რიგელის კონსტრუირება

რიგელის განივი კვეთი შეიძლება იყოს სწორკუთხა, ტესებრი თაროებით ზევით, ტესებრი თაროებით ქვევით (ნახ. 8.12).

რიგელების პირაპირებს ათავსებენ სვეტების ნაპირა წახნაგთან (ნახ. 8.15, ა). პირაპირებით შეერთებისას რიგელი შეიძლება დაეყრდნოს სვეტების რკინაბეტონის კონსოლს ან საყრდენ მავიდას, გაკეთებულს კუთხოვანებისაგან გამოშვერილი სვეტებით (ნახ. 8.15, ბ). ღია პირაპირი კონსოლებზე არ ხდება კონსტრუირებას (ნახ. 8.15, გ).



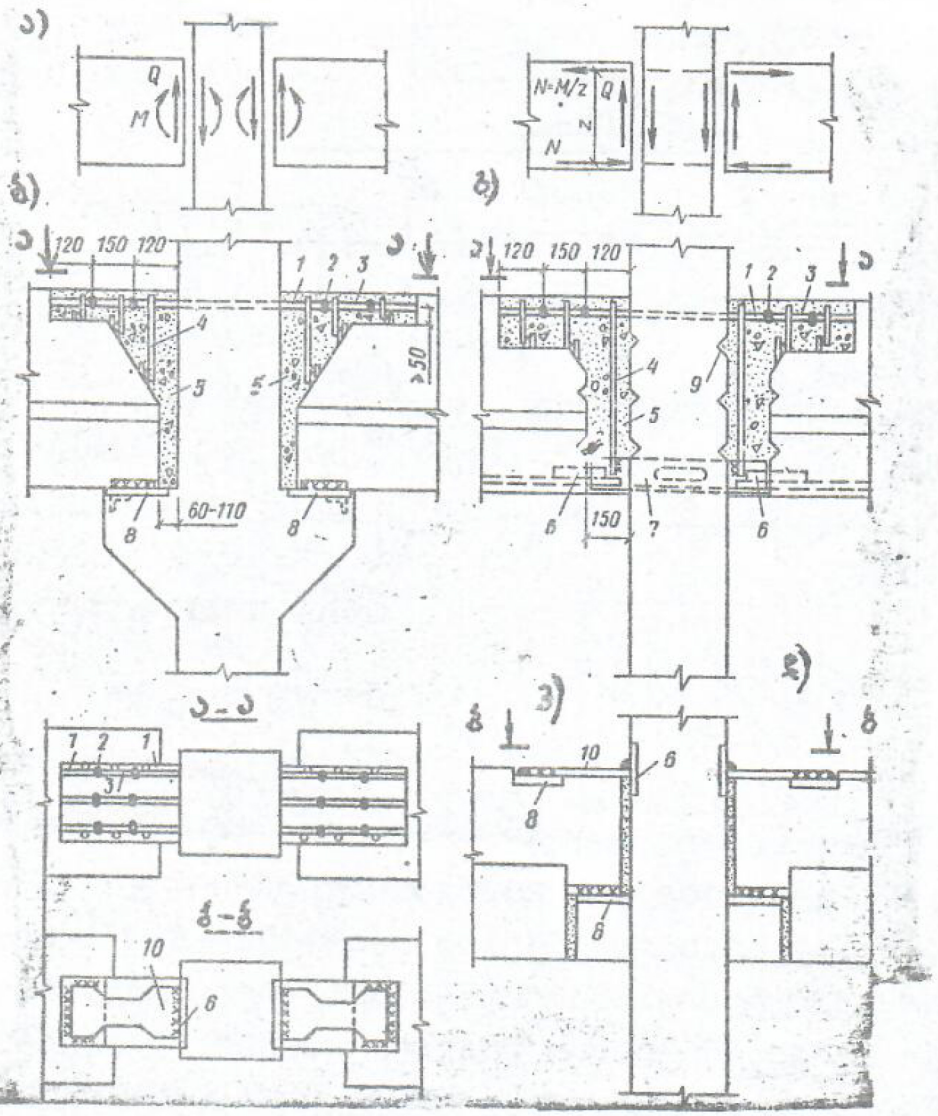
ნახ.8.14. უწვრი რიგელის გაანგარიშება:
ა-დამატებითი მომენტების ეპიურები; ბ- M-ის განსაზღვრის ეპიურები თანაბრად განაწილებული დატვირთვისაგან; გ- იგივე, შეყურსული დატვირთვისაგან; დ-თანაბრად განაწილებული დატვირთვისას მომენტების ეპიურის აგება; ვ-რიგელის წიბოზე რიგელის საანგარიშო მომენტის აგება.

საყრდენი კონსოლის ჭრილებს. (ნახ.8.20) საზღვრავენ რიგელის საყრდენზე Q-ს დაწოლის მიხედვით; ამასთან ითვლება, რომ რიგელი დაყრდნობილია კონსოლის თავისუფალ ნაპირზე მოედნის სიგრძით:

$$\ell = Q / b_{bw} R_b ,$$

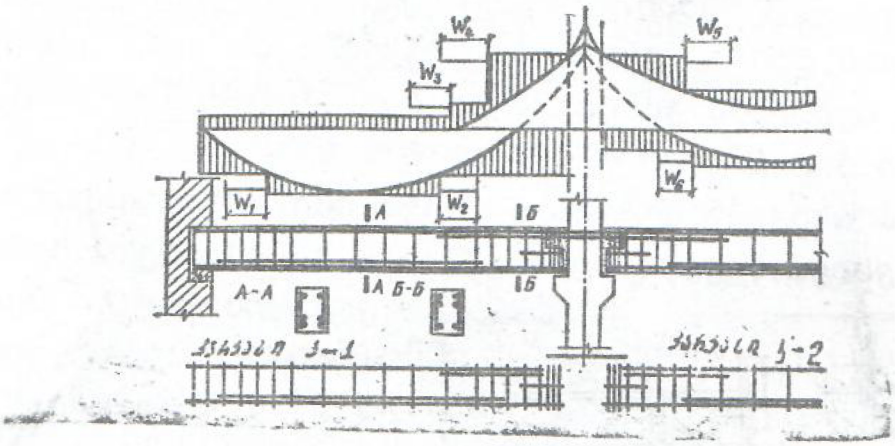
სადაც b_{bw} -რიგელის სიგანე.

რიგელებს ჩვეულებრივ დააარმატურებენ ორი ბრტყელი შუნდული ჩარჩასით (ნახ.8.16). არმატურის ეკონომიის მიზნით გრძივი ღეროების ნაწილს შეწყვეტენ მომვლები მღუნავი მომენტების ცვალებადობის მიხედვით და აგებენ მასალის ეპიურას (მასალათა ეპიურა). ეპიურის



ნახ. 8.15. რიგელისა და სვეტის შეერთების კონსტრუქცია: ა-ძალვა; ბ-ხისტი პირაპირი კონსოლებზე; გ-უკონსოლო ხისტი პირაპირი; დ-ღია პირაპირი კონსოლებზე; 1-არმატურის ნაშვერები რიგელიდან და სვეტიდან; 2-ანაბანური შედუღება; 3-არმატურის ჩადგმა; 4-განივი ღეროები, მიდუღებული მონტაჟისას; 5-დამონოლითებული ბეტონი; 6-გაძლიერებული არმატურის ნაშვერი რიგელიდან; 7-საყრდენი მაგიდა-კუთხელებისაგან, ხვრელებიანი — დაბეტონების მოხერხებულობისათვის; 8-ფოლადის ჩატანებული ნაწილები; 9-პრიზმული ჩაღრმავება ბეტონის ნაგლეჯების წარმოშობისათვის; 10-ფიგურული ნაწილი "თევზურა" შედუღებული მონტაჟისას.

ორდინატებს გამოთვლიან რიგელის განსახილველ კვეთებში (როგორც მი გაჭ ძალების მომენტს).



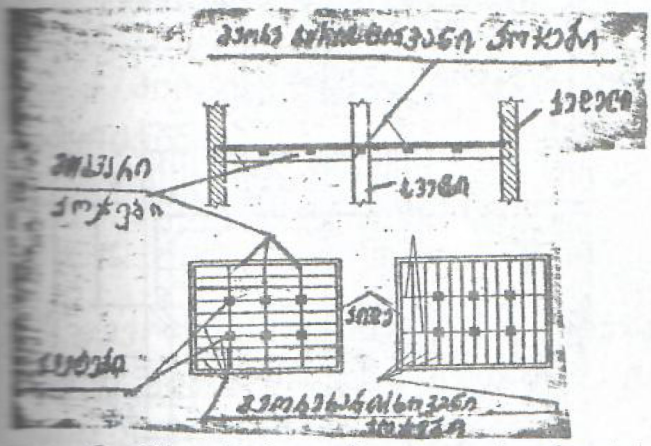
ნახ. 8.16. რიგელის დაარმატურება და არმატურის ეპიურა.

8.4. წიბოვან-მონოლითური გადახურვა კოჭური ფილებით

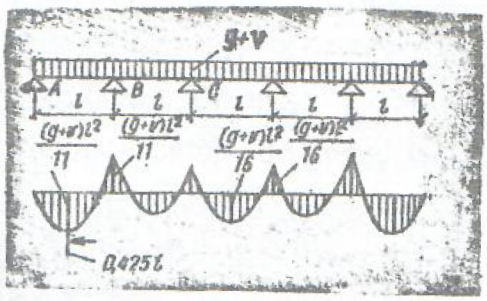
1. გადახურვის კონსტრუქციული სქემის გამოყენება

ასეთი გადახურვა შედგება ფილისაგან, რომელიც მუშაობს ორკიდ გვერდის მიმართულებით, მეორეხარისხოვანი და მთავარი კოჭებისაგან (ნახ. 8.17). გადახურვის ყველა ელემენტი მონოლითურადაა დაკავშირებული.

მონოლითური წიბოვანი გადახურვის კონსტრუქციის ძირითადი არსი შემდეგია: ბეტონის ეკონომიის მიზნით კვეთის გაჭიმულ ზონაში არ არის ბეტონი; ივი შენარჩუნებულია მხოლოდ წიბოებში, სადაც კონცენტრირებულია გაჭიმული არმატურა. წიბოს თარო (ფილა) მუშაობს



ნახ. 8.17. წიბოვანი გადახურვის კონსტრუქციული სქემები.

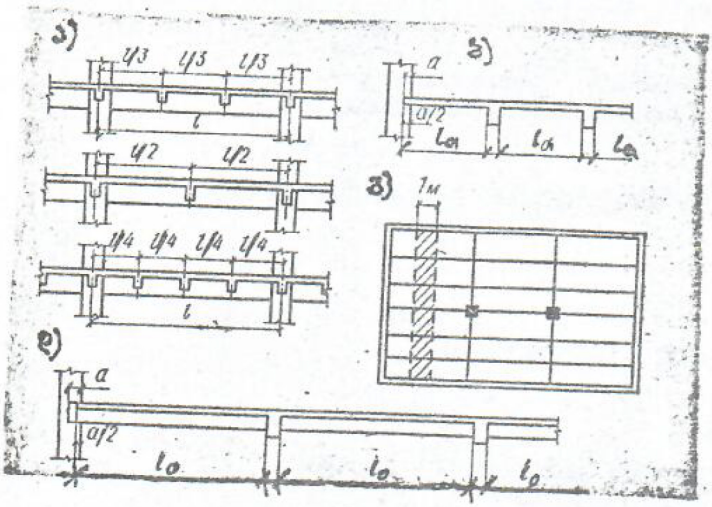


ნახ. 8.18. უჭრი ფილების და მეორეხარისხოვანი კოჭების გაანგარიშება.

ადგილობრივ ღუნვაზე. მისი მაღი მეორეხარისხოვან კოჭებს შორის მანძილის ტოლია. მეორეხარისხოვანი კოჭი ეყრდნობა მთავარ კოჭებს, რომლებიც თავის მხრივ ეყრდნობა სვეტებსა და გარე კედლებს. მთავარი კოჭები შეიძლება განლაგებული იყოს შენობის როგორც გრძივი, ასევე განივი მიმართულებით, მაღით 6–8 მ.

მეორეხარისხოვან კოჭებს აწყობენ ისე, რომ ერთ-ერთი კოჭის ღერძი შეუთავსდეს სვეტის ღერძს (ნახ. 8.19 ა). მეორეხარისხოვანი კოჭების მაღები შეიძლება იყოს 5... 7 მ და ფილების – 1,7...2,7 მ. სამრეწველო სართულშუა გადახურვისათვის ფილის სისქე მიიღება 6 სმ. სამოქალაქო და საცხოვრებელი შენობებისათვის – 5 სმ.

მნიშვნელოვანი დროებითი დატვირთვისას შეიძლება იყოს უფრო დიდი სისქის ფილა 8–10 სმ. მეორეხარისხოვანი კოჭებისათვის კვეთის სიმაღლე



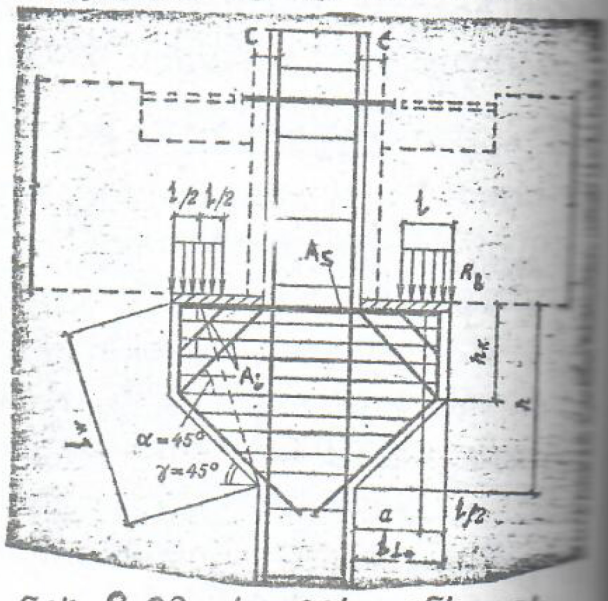
ნახ. 8.19. წიბოვანი გადახურვის კოჭების და ფილების სქემები.

ჩვეულებრივ მიიღება $h = (1/12...1/20)\,\ell$, მთავარი კოჭებისათვის – $(1/8...1/15)\,\ell$; კვეთის სიგანე – $b = (0,4...0,5)\,h_o$.

2. ფილის, მეორეხარისხოვანი და მთავარი კოჭების გაანგარიშება

ფილის საანგარიშო მაღად (ℓ_o) მიღებულია მეორეხარისხოვან კოჭებს შორის მანძილი (სინათლეში), ხოლო გარე კედელზე დაყრდნობისას – მანძილი კედელზე დაყრდნობის ღერძიდან წიბოს წახნაგამდე.

მეორეხარისხოვანი კოჭების მაღს (ℓ_o) იღებენ (სინათლეში) მთავარ კოჭებს შორის მანძილის ტოლს და გარე კედელზე დაყრდნობისას – მანძილს კედელზე დაყრდნობის ცენტრიდან მთავარი კოჭების წახნაგამდე. (ნახ. 8.19, დ). უჭრ კოჭურ ფილებ-



ნახ. 8.20. სვეტის კონსოლის დაარმატურება.

ში და მეორეხარისხოვან კოჭებში (ნახ. 8.18) მღუნავ მომენტებს საზღვრავენ:

შუაღედ საყრდენებში და შუაღედ მაღებში თანაბრად განაწილებული დატვირთვისას საყრდენი მომენტები ერთმანეთის ტოლია $M_{OR} = M_{SHP}$

$$M = M_{\ell} = M_{SHP} = (g+v)\ell^2/16. \qquad (8.5)$$

პირველ შუაღედ საყრდენზე

$$M_B = (g+v)\ell^2/14; \qquad (8.6)$$

პირველ მაღში

$$M_{\ell} = (g+v)\ell^2/11. \qquad (8.7)$$

ფილებისათვის, რომლებიც მთელი კონტურით ჩამაგრებულია და მონოლითურად დაკავშირებულია კოჭებთან, მღუნავი მომენტები შუაღედ მაღებში და შუაღედ საყრდენებზე უნდა შემცირდეს 20%-ით იმ პირობით, თუ $h/\ell \geqslant 1/30$.

მეორეხარისხოვანი კოჭებისათვის განივ ძალებს განაპირა თავისუფალ საყრდენზე გამოთვლიან ფორმულით

$$Q = 0,4\,q\ell; \qquad (8.8)$$

პირველ შუაღედ საყრდენზე მარცხნივ

$$Q = 0,6\,q\ell; \qquad (8.9)$$

პირველ შუაღედ საყრდენზე მარჯვნივ და ყველა დანარჩენ საყრდენზე

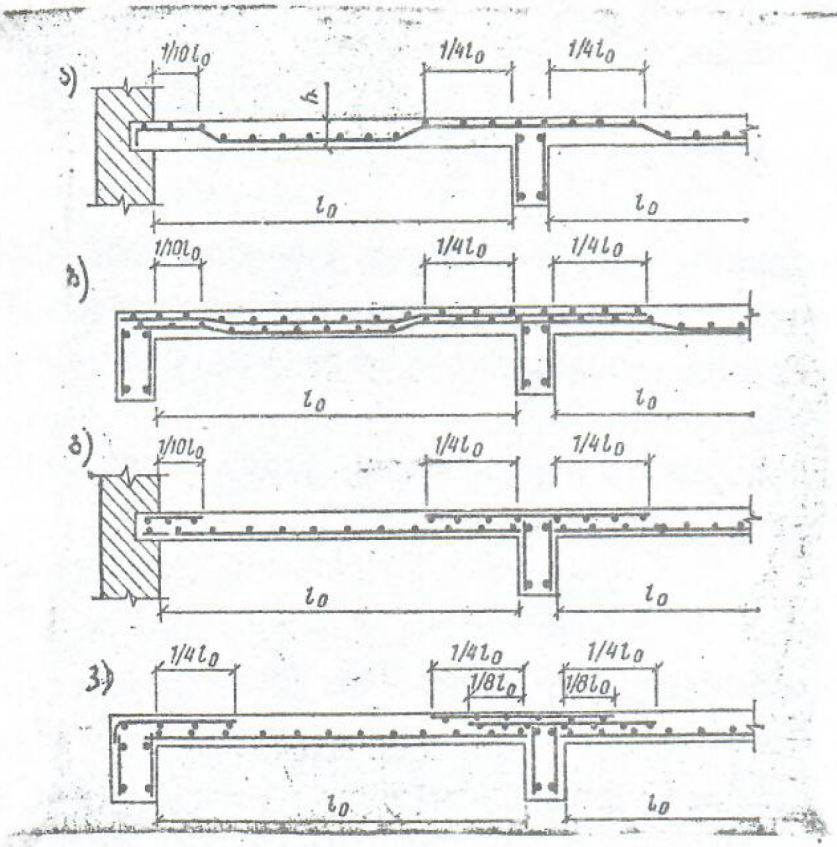
$$Q = 0,5\,q\ell. \qquad (8.10)$$

ყველა გემოაღნიშნული მოვლენა რიგელის გაანგარიშებისათვის ასაწყობკოჭურ გადახურვებზე ეკუთვნის მონოლითურ წიბოვან გადახურვებში მთავარი კოჭის გაანგარიშებას.

ფიქის მეორეხარისხოვანი და მთავარი კოჭების კონსტრუირება

მონოლითურ კოჭურ ფიქებს მღუნავი მომენტების მიხედვით რუ-ლონური ბადეებით დააარმატურებენ; მუშა არმატურას განაღგებენ გრძივი მიმართულებით; რულონს გააგორებენ ყალიბებზე მეორეხარისხოვანი კოჭების განივად (ნახ.8.21.ა).

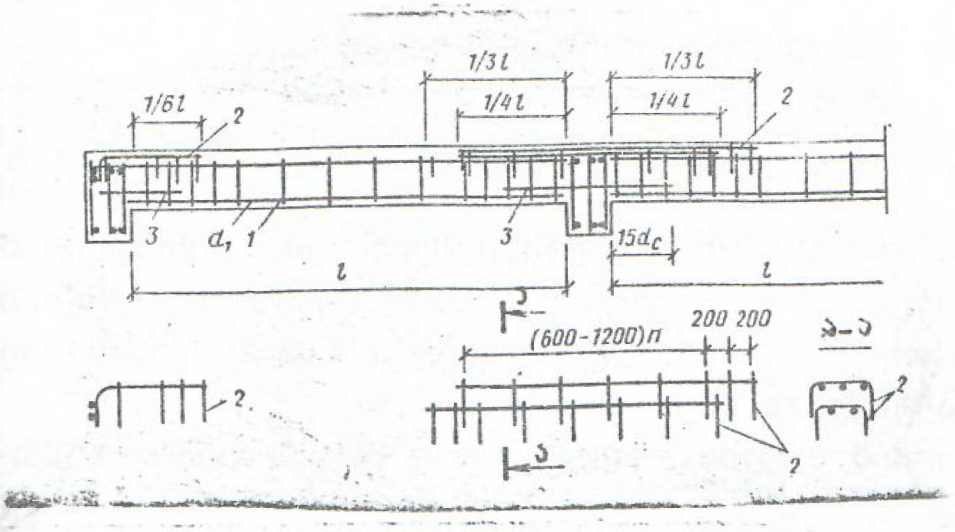
ბადეებს აღუნავენ 0,25 ℓ მანძილით საყრდენი ღერძიდან და აღაგებენ მეორეხარისხოვანი კოჭების კარკასების არმატურის ზემოთ. პირველ მალში ფიქის ძირითად ბადეზე აწყობენ დამატებით ბადეს, რომელიც შეჰყავთ საყრდენიდან 0,25 ℓ მანძილით (ნახ.8.21



ნახ.8.21. კოჭური ფიქების დაარმატურება.

თუ საჭიროა მძლავრი მუშა არმატურა, დიამეტრით 6 მმ და მეტი, ფიქებს მალში და საყრდენებზე დაარმატურებენ ცალ-ცალკე რულონური ბადეებით, მუშა არმატურის განივად განაგებით (ნახ.8.21,გ,ვ). მეორეხარისხოვან კოჭებს მალში დაარმატურებენ გრტყელი კარკასებით (ჩვეულებრივ ორით), რომლებიც ყალიბების დაყენებამდე ქმნიან სივრცით კარკასს განივი ღეროების მიდულებით. ამ კარკასებს მიიყვანენ მთავარი კოჭების წახნაგამდე (ნახ.8.22).

მეორეხარისხოვანი კოჭების საყრდენებს დაარმატურებენ ორი აღუნული ბადით, მუშა არმატურის გრძივი მიმართულებით.

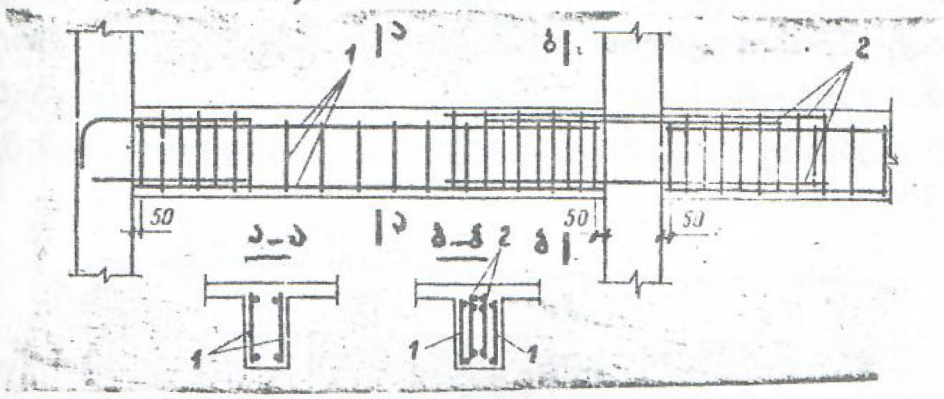


ნახ. 8.22. მეორეხარისხოვანი კოჭის დაარმატურება:
1–მაღის არმატურა; 2–საყრდენი ზედა არმატურა–მაღე;
3–პირაპირის ღეროები, $\alpha \geq \alpha_1/2$ და არანაკლები 10 მმ.

საყრდენებზე მაღეების შეწყვეტის ადგილებს ადგენენ უარყოფითი მღუნავი მომენტების შესაგამისად. როცა დროებითი დატვირთვის ფარდობა მუდმივთან $\vartheta/g \leq 3$, ერთ მაღეს შეწყვეტენ 1/4 ℓ მანძილზე საყრდენი წახნაგიდან და მეორეს 1/3 ℓ მანძილზე.

უარყოფით მომენტს მაღში (მაღის შეწყვეტისას) კოჭის კარკასის ზედა მუშა არმატურა მიიღებს. მაღში მთავარ კოჭს დაარმატურებენ ორი ან სამი ბრტყელი კარკასით. ორი ბრტყელი კარკასი მიჰყავთ შეწყვეტის წახნაგამდე და მესამეს შეწყვეტენ მომენტების ეპიურის შესაგამისად.

საყრდენზე მთავარ კოჭს დაარმატურებენ ცალკეული (თავისუფალი) კარკასებით (ნახ. 8.23).



ნახ. 8.23. მთავარი კოჭის დაარმატურება:
1–გრძივი კარკასი; 2–საყრდენი კარკასი.

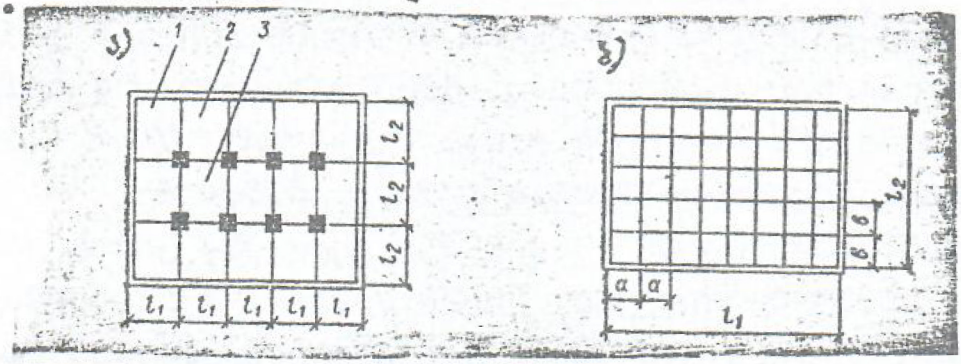
8.5. წიგნივან-მონოლითური გადახურვა კონტურზე დაყრდნობილი ფილებით

1. გადახურვის კონსტრუქციული სქემა

გადახურვის კონსტრუქციულ სქემაში შედის ფილა, რომელიც მუშაობს ლუნვაზე ორივე მიმართულებით, მას იკავებს 1 კოჭები. ფილის ზომები თითოეული მიმართულებით აღწევს 4...6 მ; ფილის გვერდების ფარდობა პრაქტიკულად არის $l_2/l_1 = 1 \ldots 1{,}5$.

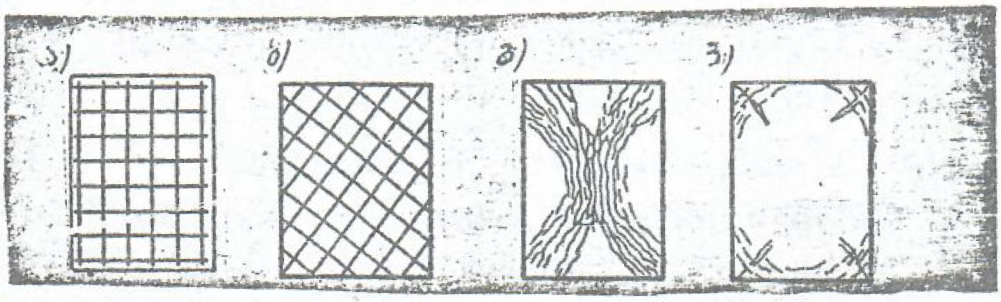
კოჭებს აწყობენ სვეტის ღერძებზე ორი მიმართულებით (ნახ. 8.24,ა).

გადახურვას, რომელსაც არა აქვს შუალედი სვეტები და ფილები არის მცირეზომებიანი (2მ ნაკლები), მას კესონური გადახურვა წოდება (ნახ. 8.24,ბ). ფილის სისქე შეიძლება იყოს 5...14 სმ, მაგრამ არანაკლებ 1/50 l_1.



ნახ. 8.24. წიგნივანი გადახურვის კონსტრუქციული გეგმა კონტურზე დაყრდნობილი ფილების შემთხვევაში:
1–3–შესაგამისად კუთხის, პირველი და შუალედი პანელები.

მღვრული მრღვევი დატვირთვა სწორკუთხა დიაგონალური არმატურის განლაგებისას ერთი და იგივეა (ნახ. 8.25,ა,ბ). მაგრამ სწორკუთხა ბადეები დასამზადებლად უფრო ადვილია, ამიტომ მათ იყენებენ ფილების დასაარმატურებლად. ფილების რღვევის შემთხვევები მოცემულია 8,25,გ,ე ნახაზებზე.



ნახ. 8.25. ფილების დაარმატურების სქემები და რღვევის შემთხვევები კონტურზე დაყრდნობილი ფილების გამოცდისას

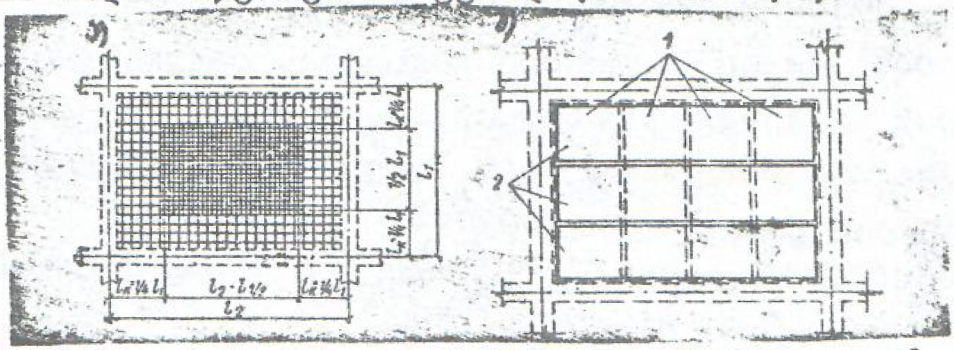
2. კონტურზე დაყრდნობილი ფილების გაანგარიშება და კონსტრუირება

ასეთ ფილებს დააარმატურებენ ბრტყელი შენადული ბადეებით მუშა არმატურით ორივე მიმართულებით.

რადგანაც მღუნავი მომენტები საყრდენთან მიახლოებისას მცირდება, ღეროების რაოდენობასაც ამცირებენ. ამ მოსაზრებით ფილის მალის ქვევით აწყობენ ორ ბადეს (სხვადასხვა ზომის), ჩვეულებრივად ფილია იგივე არმატურის ფართობით. მცირე ზომის ბადე არ მიჰყავთ საყრდენებამდე (ნახ. 8.26,ა).

უჭრ და საყრდენებზე დამაგრებულ ფილებში იღებენ $t_к = l_1/4$, ხოლო საშუალად დაყრდნობისას $t_к = l_1/8$, სადაც l_1 არის საყრდენი კონტურის უმცირესი მხარე. ფილის მალის არმატურის კონსტრუირება ხდება ადრეთვე უნიფიცირებული გრძივი მუშა არმატურით.

ბადეებს მალში აწყობენ ორ ფენად (ნახ. 8.26,ბ).



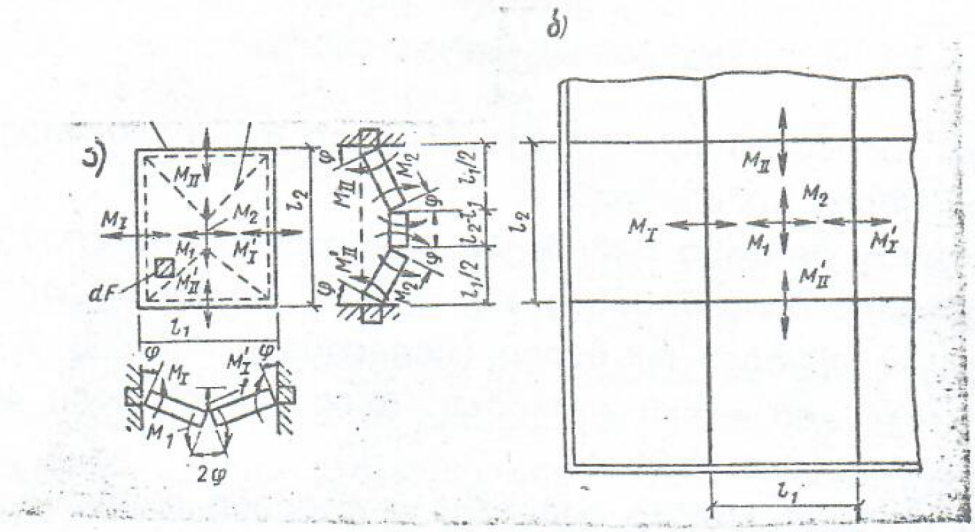
ნახ. 8.26. კონტურზე დაყრდნობილი ფილების დაარმატურება: ა–შენადული ბადეებით; ბ–ვიწრო შენადული ბადეებით; 1–ქვედა ფენის მალის ბადეები; 2–მალის ბადეები განლაგებული პირველ ბაიეზე.

8.27 ა ნახაზზე ნაჩვენებია კონტურზე დაყრდნობილი ფილების დასტიკური სახსრები. მღუნავი მომენტები განისაზღვრება ფილის 1 მ სიგანეზე – ფორმულით

$$M = R_s A_s Z_b . \qquad (8.11)$$

ზოგად შემთხვევაში პანელის ფილა იღებს მალისა და საყრდენ მომენტებს – $M_1, M_1', M_{11}, M_{11}'$ (ნახ. 8.27,ბ).

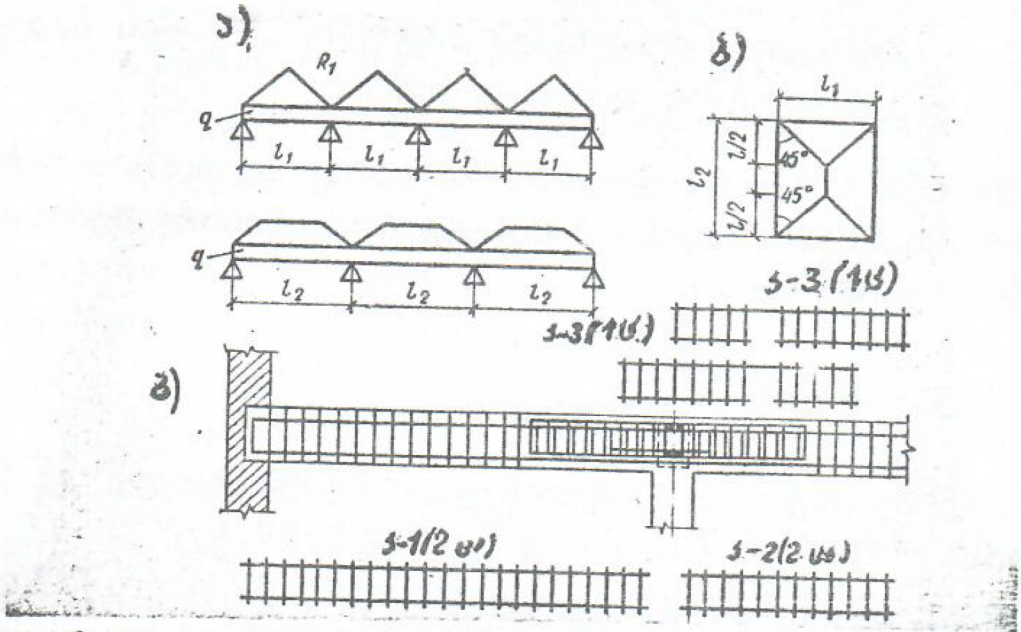
კონტურზე დაყრდნობილი ფილის გასაანგარიშებელი ფორმულები მოცემულია ([2], გვ. 323)-ში.



ნახ.8.27. კონტურზე დაყრდნობილი ფილების გაანგარიშება ზღვრული წონასწორობის მეთოდით.

კოჭების გაანგარიშება და კონსტრუირება

ფილებიდან კოჭებს დატვირთვა გადაეცემა დატვირთვის მოედნიდან სამკუთხედის ან ტრაპეციის სახით (ნახ.8.28,ა). ამ დატვირთვის გასაგებად გავყავთ პანელის კუთხის ბისექტრისა (ნახ.8.28,ბ); $(g+v)$ — 1 $მ^2$ შესაგების დატვირთვის ფართობზე გამრავლება მოგვცემს მთლიან დატვირთვას კოჭის მაღზე. პანელის ორივე მხრიდან დატვირთვისას:



ნახ.8.28. საანგარიშო სქემები და კოჭების დაარმატურება წიბოვანი გადახურვისას (კონტურზე დაყრდნობილი ფილებით).

კოჭისათვის ℓ_1 მაღით

$$R_1 = (g+v)\ell_1^2/2 ; \qquad (8.12)$$

კოჭისათვის ℓ_2 მაღით

$$R_2 = \frac{(g+v)\ell_1(2\ell_2-\ell_1)}{2}; \qquad (8.13)$$

თავისუფლად მდებარე კოჭისათვის მღუნავი მომენტი ასეთი დატვირთვისაგან შესაბამისად იქნება:

$$M_1 = \frac{(g+v)\ell_1^3}{12} ; \qquad (8.14)$$

$$M_2 = \frac{(g+v)\ell_1(3\ell_2^2-\ell_1^2)}{24} . \qquad (8.15)$$

მღუნავი მომენტი გადანაწილებისას შეადგენს:
პირველ მაღში და პირველ შუაღედ საყრდენზე

$$M = 0,7M_0 + \frac{q\ell^2}{11} ; \qquad (8.16)$$

შუაღედ მაღებში და შუათანა საყრდენებზე

$$M = 0,5M_0 + \frac{q\ell^2}{16} ,$$

სადაც M_0 განისაზღვრება (8.14) და (8.15) ფორმულებით:
(სამმაღიან კოჭში მღუნავი მომენტი შუა მაღში უნდა იქნეს მიღებული არანაკლები ხისტად ჩამაგრებულ კოჭის მომენტისა $M = 0,4M_0 + \frac{q\ell^2}{24}$).

კოჭის კვეთის შერჩევა და დაარმატურების პრინციპი იგივეა, რაც წიბოვანი გადახურვის მთავარი კოჭისა. კოჭური ფილებით. კოჭებს საყრდენებზე დაარმატურებენ შემაერთებელი კარკასებით (ნახ.8.28,გ).

8.6. ასაწყობ-მონოლითური კოჭური გადახურვები

1. ასაწყობ-მონოლითური კონსტრუქციის არსი

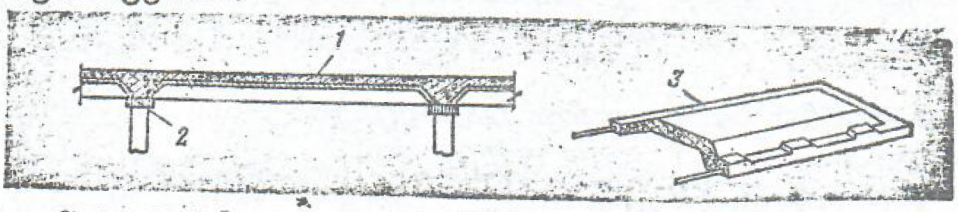
ასეთი გადახურვის კონსტრუქციები შედგება ასაწყობი ელემენ-

ტებისაგან და მონოლითური ნაწილებისაგან, რომლებიც ბეტონდება უშუალოდ მოედანზე.

გადახურვის ასაწყობი ელემენტები არის ჩონჩხი მონოლითური ბეტონისათვის. მათში განლაგებულია დაძაბული არმატურა. ასაწყობი ელემენტები მზადდება მაღალი სიმტკიცის ბეტონის კლასებისაგან. მონოლითური ბეტონის უბნებისათვის შეიძლება გამოვიყენოთ B 15 კლასის. ასაწყობ-მონოლითური კონსტრუქციის მუშაობა ხასიათდება იმით, რომ მონოლითური ბეტონის დეფორმაცია მიჰყვება ასაწყობი ელემენტების დეფორმაციას და მონოლითურ ბეტონში ბზარები არ გავითარდება მანამ, სანამ ისინი არ წარმოიშობა ასაწყობი ელემენტების წინასწარ დაძაბულ ბეტონში.

2. ასაწყობ-მონოლითური გადახურვის კონსტრუქციები

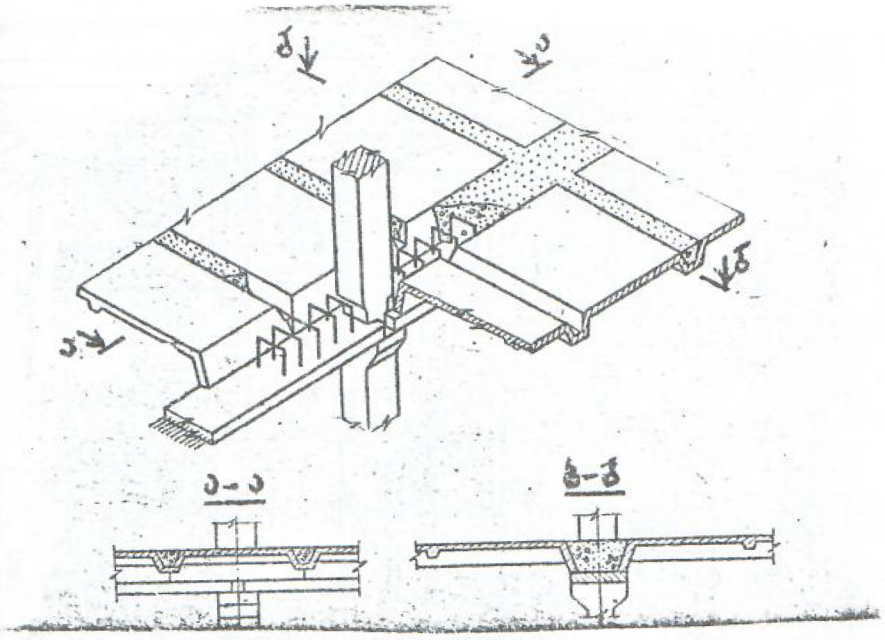
როცა მალი 9 მ-მდეა, შესაძლებელია გადახურვის ელემენტები იყოს წინასწარ დაძაბული, რომლებსაც აქვთ რკინაბეტონის ფიცრის სახე და არის ჩონჩხი ბეტონის გასქმული მონისათვის არმატურის მოთავსებით (ნახ. 8.29). ამ ელემენტზე ათავსებენ დაარმატურებულ ელემენტს და მასზე, როგორც ყალიბების ფორმის მსვავსზე, აწყობენ მონოლითურ ბეტონს.



ნახ. 8.29. ასაწყობ-მონოლითური გადახურვა:
1-მონოლითური ბეტონი; 2-წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონის ფიცარი; 3-ასაწყობი ელემენტი.

ასაწყობ-მონოლითური გადახურვის კონსტრუქცია, რომელშიც მონოლითური ბეტონი შეადგენს გადახურვის საერთო ბეტონის 30%-ს (ნახ. 8.30), შექმნილია ასაწყობი წინასწარ დაძაბული ბეტონის ფიცრისა და პანელებისაგან.

ასაწყობ-მონოლითურ წიბოვან გადახურვას ანგარიშობენ მონტაჟის გადანაწილების გათვალისწინებით.



ნახ. 8.30. ასაწყობ-მონოლითური წიბოვანი გადახურვა; შედგენილი რკინაბეტონის პანელებისაგან.

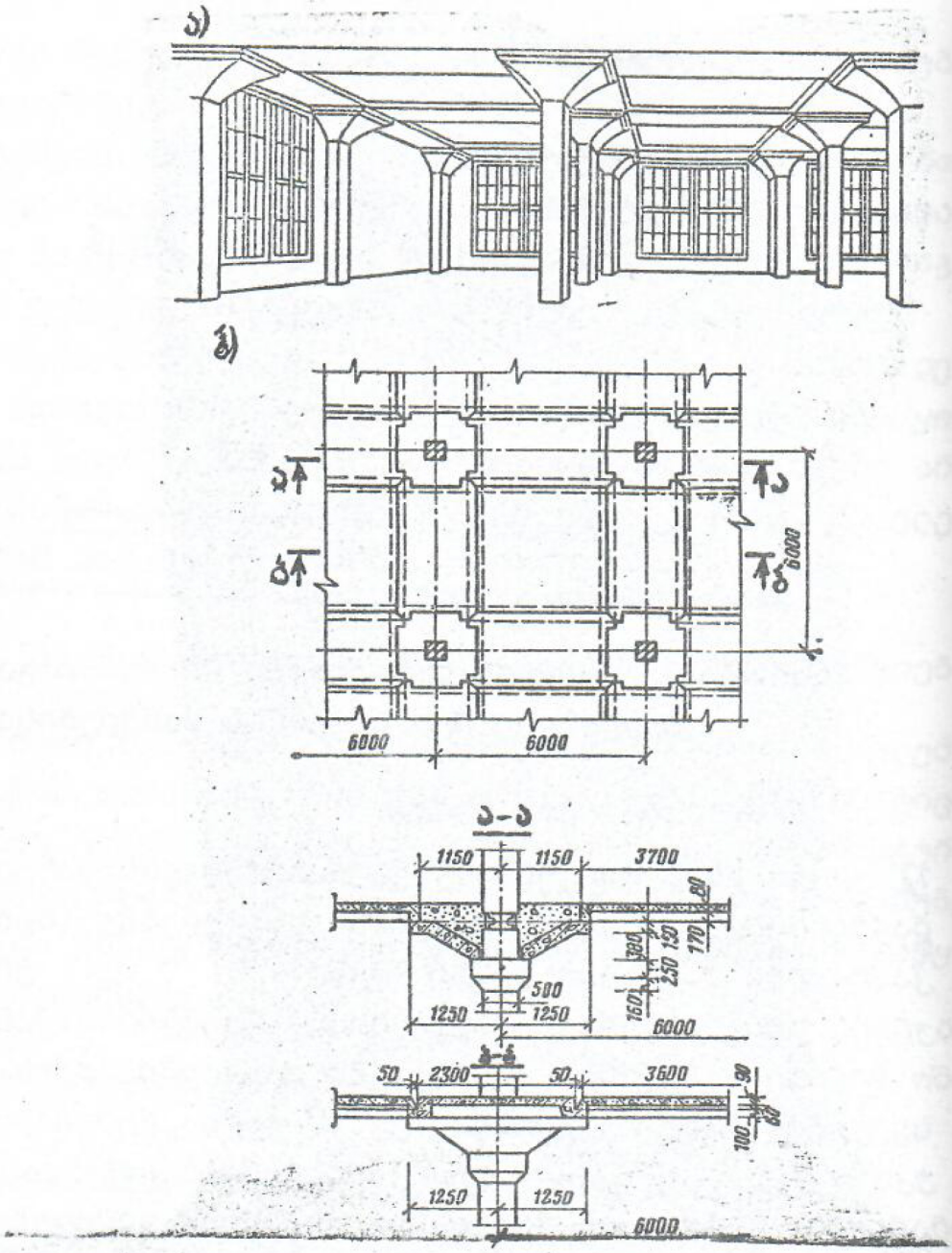
8.7. უკოჭო გადახურვა.

1) უკოჭო ასაწყობი გადახურვა წარმოადგენს პანელების სისტემას, დაყრდნობილს უშუალოდ სვეტების კაპიტელებზე (ნახ. 8.31).

კაპიტელის ძირითადი დანიშნულებაა უზრუნველჰყოს გადახურვის ხისტი შეერთება სვეტებთან, შეამციროს პანელის საანგარიშო სიგრძე - შექმნას საყრდენები პანელებისათვის.

სვეტების გადე ჩვეულებრივ კვადრატულია, ზომებით 6X6 მ.

2) უკოჭო პანელური გადახურვის უპირატესობა კოჭურთან შედარებით მდგომარეობს - სართავსის მოცულობის უკეთესად გამოყენებაში გამოშვებული წიბოების არარსებობის გამო, სხვადასხვა საწარმოო გაყვანილობისა და კომუნიკაციის მოწყობის გაადვილებაში, უკოჭო გადახურვის კონსტრუქციული მცირე სიმაღლის გამო, მცირდება მრავალსართულიანი შენობის საერთო სიმაღლე და კედლის მასალების ხარჯი. ასაწყობი უკოჭო გადახურვა შედგება სამი ძირითადი ელემენტისაგან: კაპიტელი, სვეტისგედა პანელი და მალის პანელი. უკოჭო ასაწყობი გადახურვა მუშაობს წიბოვანი გადახურვის მსგავსად (კონტურზე დაყრდნობილი ფილებისას), სადაც სვეტსგედა პანელები ასრულებენ განივი კოჭების როლს. გადახურვის პანელები შეიძლება იყოს წიბოვანი (ნახ. 8.31) ან ღრუებიანი (ნახ. 8.32).

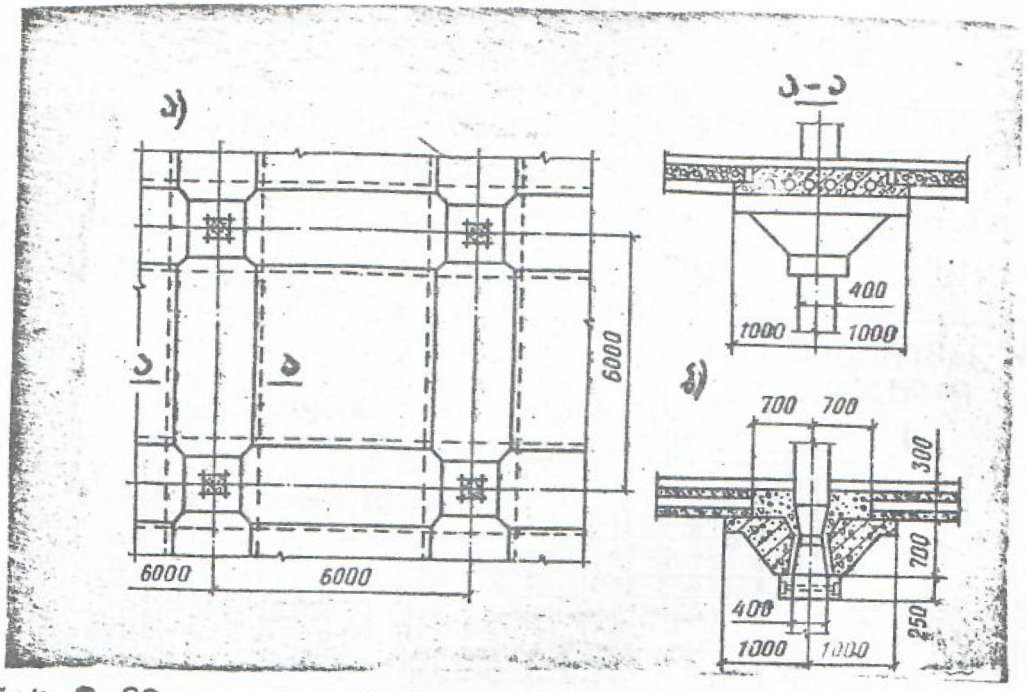


ნახ. 8.31. უკოჭო ასაწყობი გადახურვის კონსტრუქცია წიბოვანი პანელებით: ა-საერთო ხედი; ბ-კონსტრუქციული გეგმა და ჭრილები.

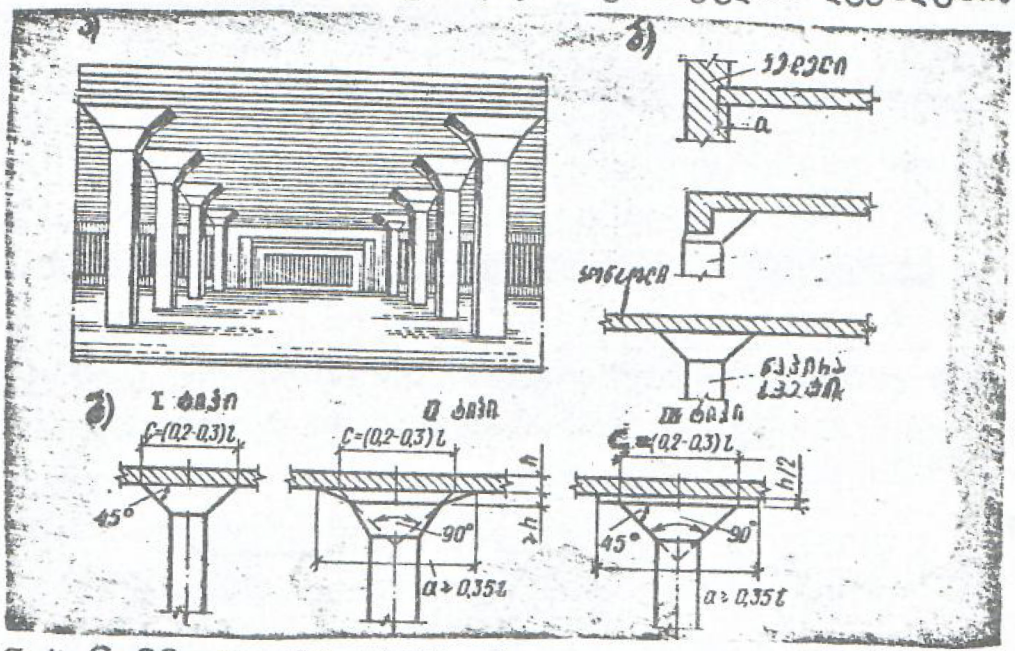
2. უკოჭო მონოლითური გადახურვა

უკოჭო მონოლითური გადახურვა წარმოადგენს მთლიან ფილას უშუალოდ დაყრდნობილს სვეტების კაპიტელებზე (ნახ. 8.33,ა), რიგის დიდი გვერდის ფარდობა პატარასთან სწორკუთხა ბადისას ტოლია $\ell_2/\ell_1 = 1,5$ (სვეტების ბადე 6X6 მ, ბადე რაციონალურია).

შენობის კონტურზე ფილა ეყრდნობა მბრიდ კედლებს, კონტურის შემკრავები გამოშვერილია ნაპირა სვეტების კაპიტელიდან (ნახ. 8.33,ბ). უკოჭო ფილის სვეტებზე დასაყრდენად (სამრეწველო შენობებში) იყენებენ სამი ტიპის კაპიტელს (ნახ. 8.33; 8.34).

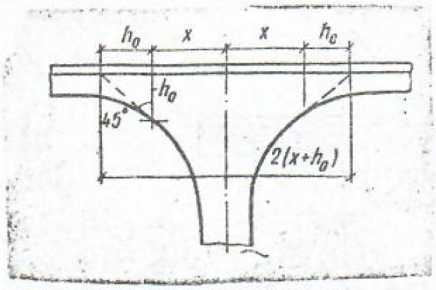


ნახ. 8.32. უკოჭო ასაწყობი გადახურვა ლრუებიანი პანელებით (კონსტრუქცია): ა-კონსტრუქციული გეგმა და ჭრილი; ბ-კაპიტელის დეტალები.



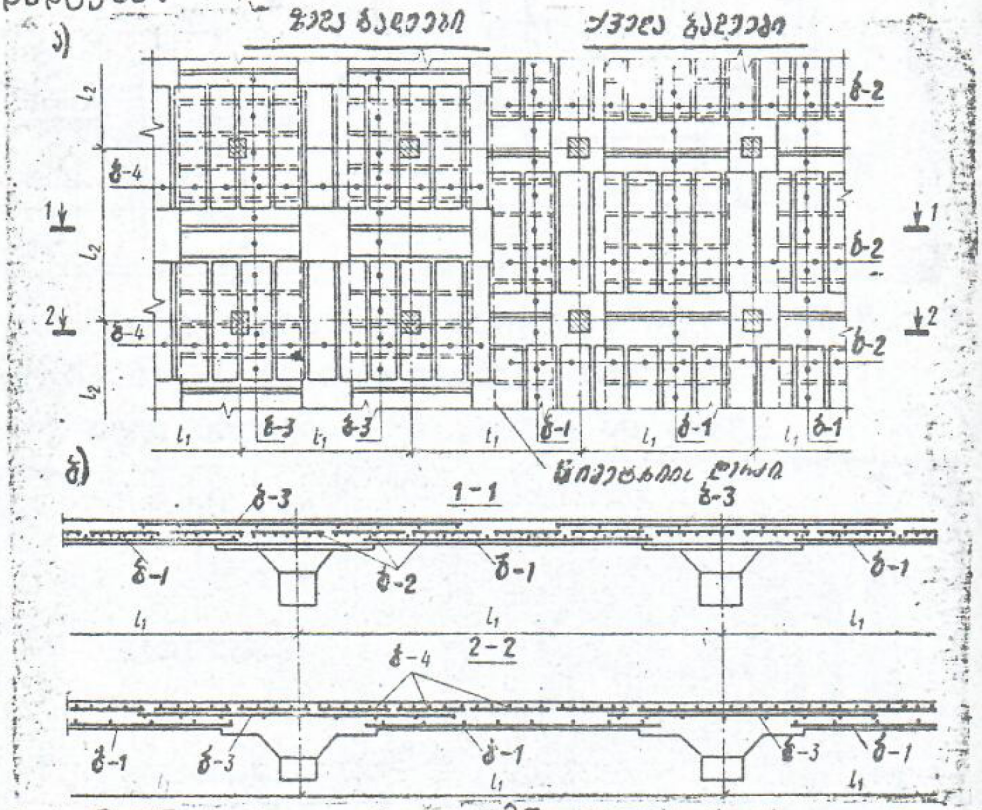
ნახ. 8.33. უკოჭო ასაწყობი გადახურვის კონსტრუქცია: ა-საერთო ხედი; ბ-შენობის გარე კონტურზე ფილის დაყრდნობის დეტალი; გ-იგივე სვეტის კაპიტელზე.

უკოჭო ფილის დაარმატურებისას გრძივი მუშა არმატურით ვიწრო ბადის გამოყენების შემთხვევაში, სადაც გამჭიმი ძალები წარმოშობა ორივე მიმართულებით, განაბავებენ ბადის ორ ფენას ერთმეორის პერპენდიკულარული მიმართულებით (ნახ. 8.35).

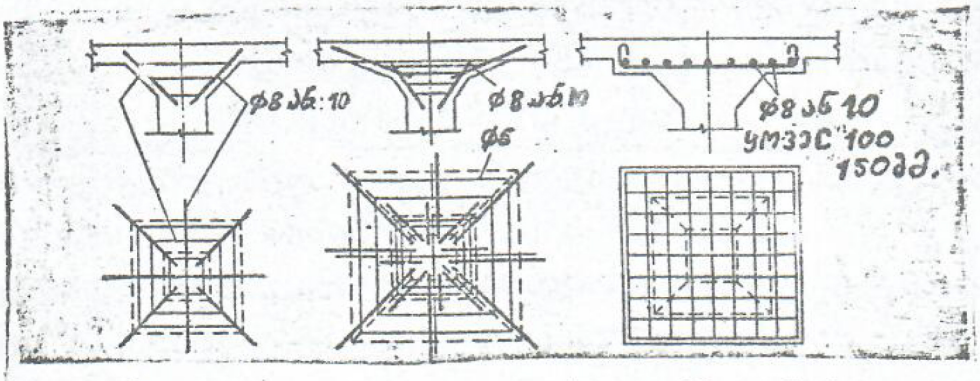


ნახ. 8. 34. კაპიტელის მოწყობის დაგეგმა.

სვეტის კაპიტელებს დაარმატურებენ კონსტრუქციული მოსაზრებით, უმთავრესად ჯდენისა და ტემპერატურული ძაღვების მისაღებად (ნახ. 8. 36)



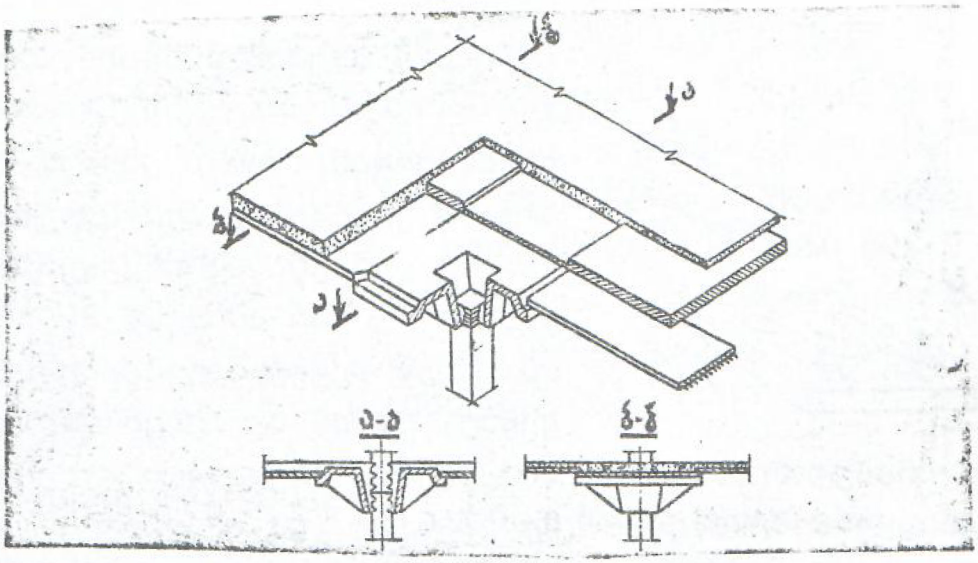
ნახ. 8. 35. მონოლითური უკოჭო გადახურვის დაარმატურება ვიწრო შენადნობი გადებით.



ნახ. 8. 36. სვეტის კაპიტელის დაარმატურება.

3. უკოჭო ასაწყობ-მონოლითური გადახურვა

ასეთ გადახურვაში ჩონჩხი მონოლითური გადახურვისათვის არის სვეტის ზედა და მალის პანელების ელემენტები (ნახ. 8. 37). მონტაჟისას კაპიტელებს დროებით ამაგრებენ სვეტებთან მოსახსნელი საკიდებით.



ნახ. 8.37. უკოჭო ასაწყობ-მონოლითური გადახურვის კონსტრუქცია.

სვეტისა და კაპიტელის ურთიერთდაკავშირება ხდება გადახურვის დამონოლითების შემდეგ და ბეტონის სოგმანების წარმოშობისას სვეტების გედაპირზე. სვეტების კაპიტელებზე ორივე საწინააღმდეგო მიმართულებით განლაგებულია კოლონის გედა ფიცები, სისქით 5...6 სმ; ცენტრში - მაღის ფიცა ასეთივე სისქისა, დაყრდნობილია კონტურზე.

ასაწყობი გადახურვის ჩონჩხის დამონოლითება ხდება 4...6 სმ სისქის ბეტონის ფენით მაღის ფიცაზე და 9...10 სმ-ის სისქის ბეტონის ფენით სვეტის გედა ფიცებში.

ბეტონისა და არმატურის საერთო ხარჯი ასაწყობ-მონოლითურისა და მონოლითურ-უკოჭო გადახურვებისა მეტია, ვიდრე შესაბამისი ხარჯი ასაწყობი უკოჭო გადახურვების (დამზადებული წიბოვანი ან ღრუებიანი პანელებისაგან) შემთხვევაში.

უკოჭო გადახურვების გაანგარიშება მოცემულია ([2], 336 გვ.)-ში.

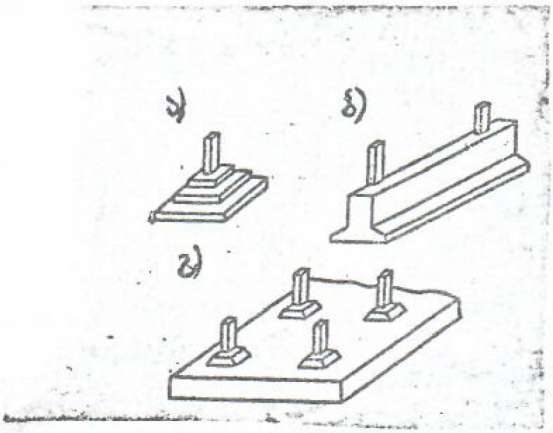
თავი 9. რკინაბეტონის საძირკვლები

9.1. საერთო ცნობები

საძირკვლები არის სამი ტიპის (ნახ. 9.1): ცალკეული (თითოეული სვეტისათვის), ლენტური, მთლიანი. საძირკვლებს ატარებენ უფრო ხშირად ბუნებრივ ფუძეზე, შეიძლება იყოს ხიმინჯებზეც.

ცალკეულ საძირკვლებს აწყობენ შედარებით მცირე დატვირთვისას და სვეტების იშვიათად განლაგების დროს.

ლენტურ საძირკვლებს სვეტების ქვეშ (სვეტების რიგთა განლა-



ნახ. 9. 1. რკინაბეტონის საძირკვლების ტიპები: ა-ცალკეული; ბ-ლენტური; გ-მთლიანი.

გებისას) აკეთებენ მაშინ, როცა ცალკეული საძირკვლების ფუძეები ახლოს მიდის ერთმანეთთან. მათ იყენებენ არაერთგვაროვანი გრუნტების შემთხვევაში.

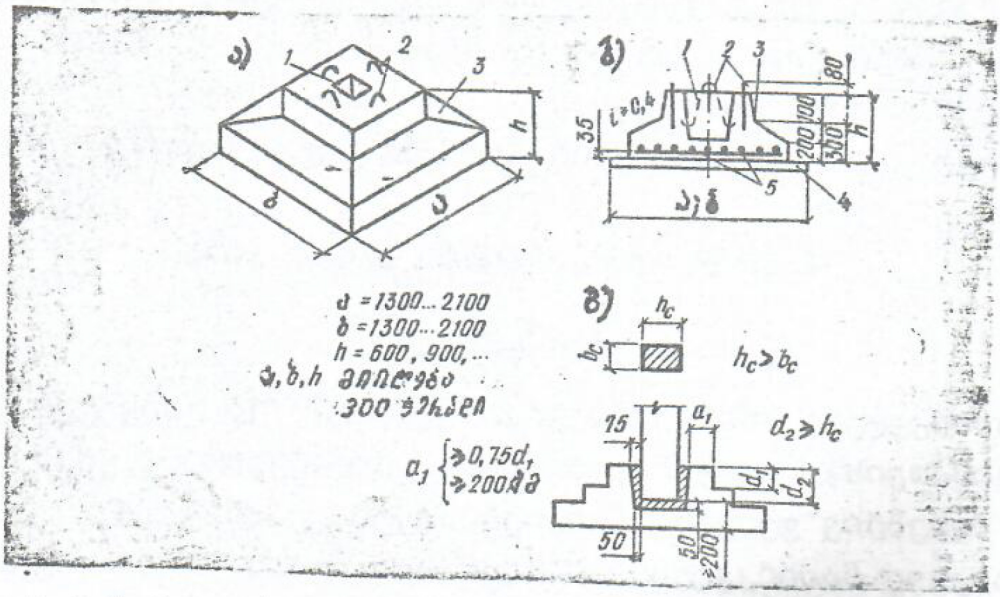
თუ ლენტური საძირკვლების გიდვის უნარი არ არის საკმარისი, ან მათ ქვეშ დეფორმაციები მეტია დასაშვებზე, მაშინ აკეთებენ მთლიან საძირკვლებს. ასეთ საძირკვლებს იყენებენ სუსტ და არაერთგვაროვან გრუნტებში და ავრეთვე მნიშვნელოვან და არათანაბრად განაწილებული დატვირთვებისას. დამზადების მხრივ საძირკვლები შეიძლება იყოს ასაწყობი და მონოლითური.

ქარხნებში მეცნიერებმა გააახორციელეს ასაწყობ-მონოლითური საძირკვლის დამზადება წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონისაგან (აკად. გ. კიზირია).

9.2. სვეტების ცალკეული საძირკვლები

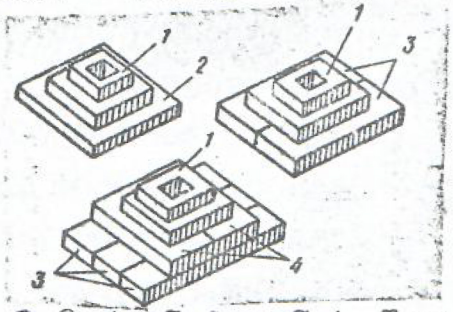
1. ასაწყობი საძირკვლების კონსტრუქციები

ასაწყობ საძირკვლებს აკეთებენ მთლიანს და შედგენილს. მათი ზომები დიდი არ არის (ნახ. 9.2). საძირკველში აწყობენ არმატურას,



ნახ. 9.2. სვეტის ასაწყობი რკინაბეტონის საძირკვლები (მთლიანი): ა-საერთო ხედი; ბ-კვეთი; გ-ასაწყობი სვეტის შეერთება საძირკველთან; 1-სვეტის ბუდე; 2-მარყუჟები; 3-საძირკველი; 4-მომზადება; 5-შენა-

რომელიც განლაგებულია მის ძირში შედუღებული ბადის სახით (ნახ. 9.2,ბ). ასაწყობ სვეტებს ჩამაგრებენ სპეციალურ ბადეში (საძირკვლის ფიქა). ჩამაგრების სიღრმეს d_2 იღებენ 1...1,5 სვეტის განივი კვეთის უდიდესი ზომისა (ნახ.9.2,ვ). ბუდის ქვედა ფილის სისქე უნდა იყოს არანაკლები 200 მმ.



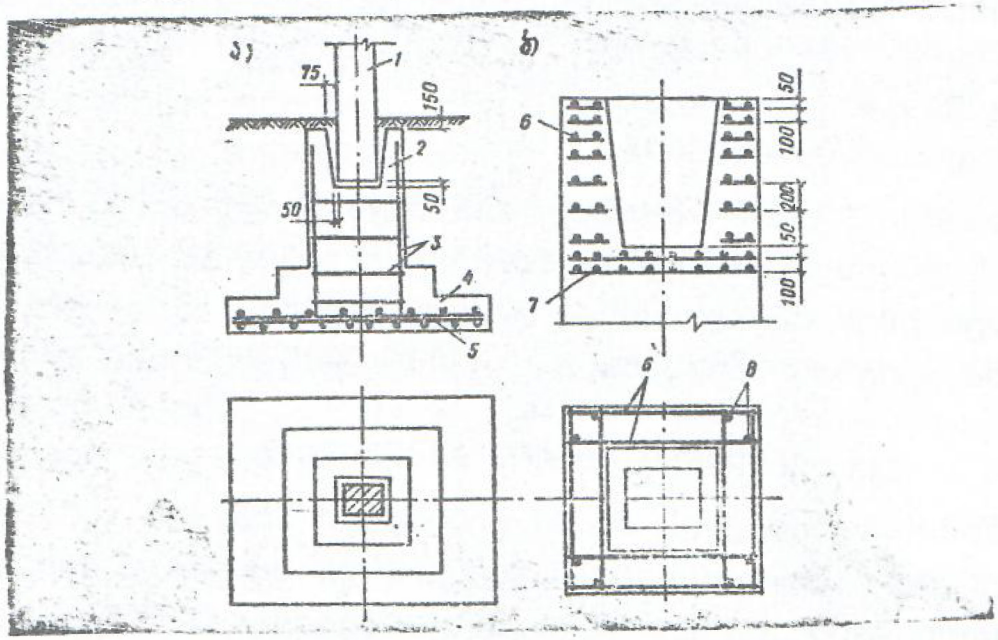
ნახ. 9.3. რკინაბეტონის შედგენილი საძირკველი: 1-საძირკვლის ძირი; 2-მთლიანი საძირკვლის ფილა; 3-ივიქვე ბლოკური; 4-საძირკვლის ქვედა ბლოკი.

დიდი ზომის ასაწყობი საძირკვლები შეიძლება იყოს შედგენილი რამდენიმე სამონტაჟო ბლოკისაგან (ნახ. 9.3.).

2. მონოლითური საძირკვლების კონსტრუქცია

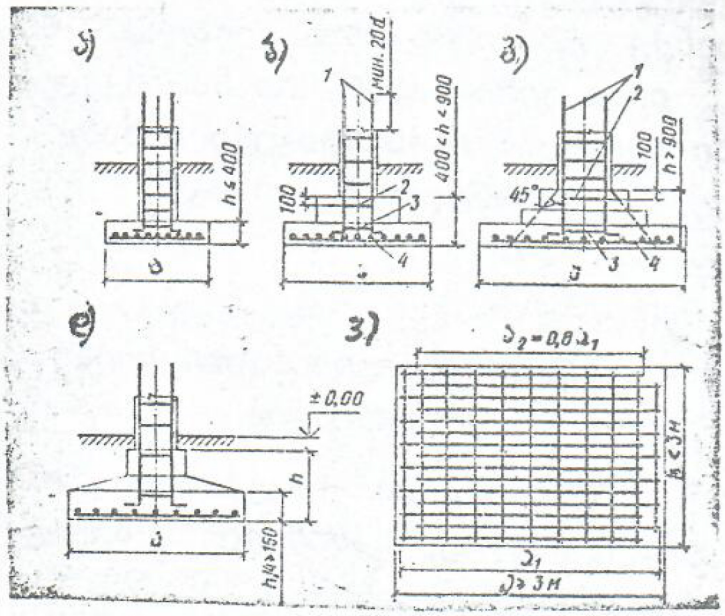
შენობათა და ნაგებობათა მონოლითურ ცალკეულ საძირკვლებს აკეთებენ ასაწყობი და მონოლითური კარკასებისაგან.

მონოლითური საძირკვლების უნიფიცირებული ზომებია (300 მმ ჯერადობით): საძირკვლის ძირისათვის 1,5X1,5, 6X5,4 მ-მდე და საძირკვლის სიმაღლე 1.5; 1.8; 2.4; 3; 36 და 4,2 მ (ნახ. 9.4).



ნახ. 9.4. ცალკეული მონოლითური საძირკვლის კონსტრუქცია, შეერთებული ასაწყობ სვეტთან; ა-საერთო ხედი და დაარმატურების სქემა; საძირკვლის ძირის დაარმატურება; 1-ასაწყობი სვეტი; 2-სვეტის ძირი; 3-სვეტის ძირის კარკასი; 4-საძირკვლის ფილა; 5-საძირკვლის ფილის არმატურის ბადეები; ნ-ფიქის შენადუღი ბადეები; 7-საძირკვლის ფიქის დაარმატურება; 8-სვეტის ძირის ვერტიკალური ღეროები.

მონოლითური საძირკვლის ტიპები, მონოლითური სვეტებით, რომლებიც პრაქტიკაში გვხვდება, მოყვანილია 9.5 ნახაზზე.



ნახ. 9.5. ცალკეული მონოლითური რკინაბეტონის საძირკვლები: ა-ერთსაფეხურიანი; ბ-ორსაფეხურიანი; გ-სამსაფეხურიანი; დ-პირამიდული; ვ-საძირკვლის ძირის დაარმატურება არასტანდარტული შენადუღი ბადეებით; 1-კარკასის შვერილები; 2-კარკასის მე-2 საკიდი; 3-კარკასის პირველი საკიდი; 4-შენადუღი ბადეები.

სვეტებიდან საძირკველზე დატვირთვების გადაცემა ხდება ვერტიკალიდან 45° დახრით. ამით ხელმძღვანელობენ საძირკვლის ბეჭდა საფეხურების ზომების დანიშვნისას (ნახ. 9.5, გ).

როგორც მონოლითური, ისე ასაწყობი საძირკვლების ძირის დაარმატურება წარმოებს შენადუღი ბადეებით. როცა საძირკვლის ძირის ზომები აჭარბებს 3 მ-ს, ფოლადის ეკონომიის მიზნით შეიძლება გამოვიყენოთ არასტანდარტული შენადუღი ბადეები, საიდანაც ღეროების ნახევარი არ მიჰყავთ ბოლომდე მისი 1/10 სიგრძით (ნახ. 9.5, ვ).

ასაწყობი სვეტის საძირკველთან დაკავშირების მიზნით საძირკვლიდან გამოუშვებენ არმატურას მისი ბეჭდა დონიდან. არმატურის ნაშვერებს აერთებენ საკიდებით და დგამენ ბეტონის ან ავტოს შუასადებზე. ნაშვერების პირაპირს აკეთებენ იატაკის დონის ზემოთ.

3. საძირკვლების გაანგარიშება

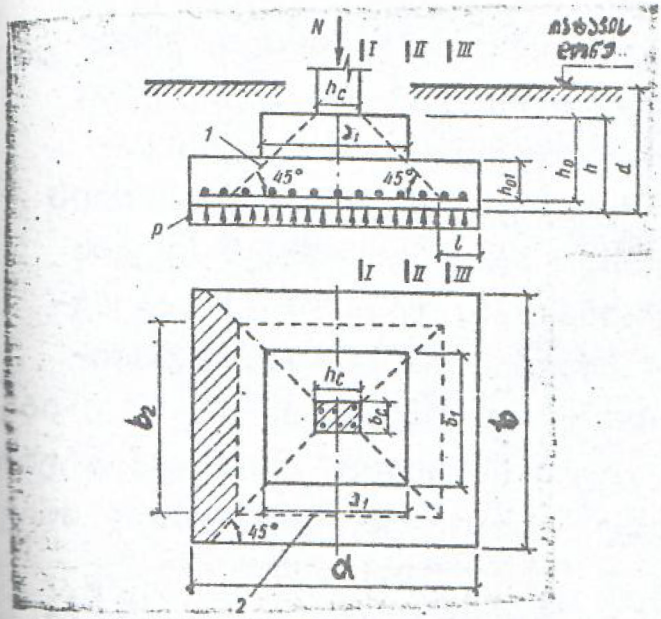
შენობის საძირკვლის ძირის წინასწარი ზომების განსაზღვრა ხდება შემთხვევაში დაიშვება ვაწარმოოთ იმ პირობით, რომ საშუალო დაწოლა საძირკვლის ძირზე არ უნდა აჭარბებდეს იმ დაწოლას, რომელიც გამოთვლილია R_o პირობითი დატვირთვიდან და ფიქსირებულია 1 მეტრის სიგანისა და 2 მ სიღრმის საძირკვლისათვის.

გაანგარიშებისას პირობით იღებენ, რომ საძირკვლის ძირზე დაწოლა განაწილებულია თანაბრად, რასაც ცალკეული საძირკვლებისათვის არა აქვს არსებითი მნიშვნელობა. დაწოლა გრუნტზე საძირკვლის ნაპირა მხარეს, ექსცენტრულად დატვირთული ერთი მიმართულებით, არ უნდა აჭარბებდეს $1.2\ R_{sez}$ და კუთხეში ორღერძიანი ექსცენტრული

დატვირთვისას – $1,5R_{ser}$. საძირკვლის კვეთის ზომებს და მისი არმატურის ფართობს საზღვრავენ ისე, როგორც რკინაბეტონის კონსტრუქციებში სიმტკიცეზე გაანგარიშებისას პირველი ჯგუფის ზღვრული მდგომარეობის მიხედვით. ცენტრალურად დატვირთული საძირკვლებისათვის ძირის ფართობი (ნახ. 9.6) წინასწარი გაანგარიშებისას

$$A = ab = N_{ser}/(R_{ser} - \gamma_m d), \qquad (9.1)$$

სადაც N_{ser} არის საანგარიშო ძალვა, რომელიც გადაეცემა საძირკველს; d –საძირკვლის ჩაღრმავება; $\gamma_m = 20$ კნ/მ^3 – გასაშუალებული დატვირთვა საძირკვლისა და იმ გრუნტის ერთეულ მოცულობაზე, რომელიც მდებარეობს მის საფეხურებზე.



ნახ. 9.6. ცენტრალურად დატვირთული საძირკვლის გაანგარიშება: 1–წნევის პირამიდა; 2–წნევის პირამიდის ფუძე.

თუ რაიმე განსაკუთრებული მოთხოვნა არ არის, ცენტრალურად დატვირთულ საძირკვლებს აკეთებენ კვადრატულს გეგმაში ან ახლოს ამ ფორმასთან. საძირკვლის მინიმალურ სიმაღლეს კვადრატული ძირით განსაზღვრავენ პირობითი გაანგარიშებით სიმტკიცეზე ჩაჭყლეტის წინააღმდეგ იმ დაშვებით, რომ ჩაჭყლეტა შეიძლება წარმოებდეს პირამიდის გედაპირზე, გვერდით მხარეს, რომელიც იწყება სვეტთან და დახრილია 45°-იანი კუთხით. ეს პირობა გამოიხატება ფორმულით (მძიმე ბეტონისათვის).

$$P \le R_{bt} h_0 u_m, \qquad (9.2)$$

სადაც R_{bt} არის ბეტონის საანგარიშო წინაღობა გაჭიმვაზე.
$u_m = 2(h_k + b_k + 2h_0)$ – საშუალო არითმეტიკული სიდიდე ჩაჭყლეტის პირამიდის გედა და ქვედა ფუძეების პერიმეტრებს შორის, საძირკვლის სასარგებლო სიმაღლის ზღვრებში.

ჩაჭყლეტი ძალა

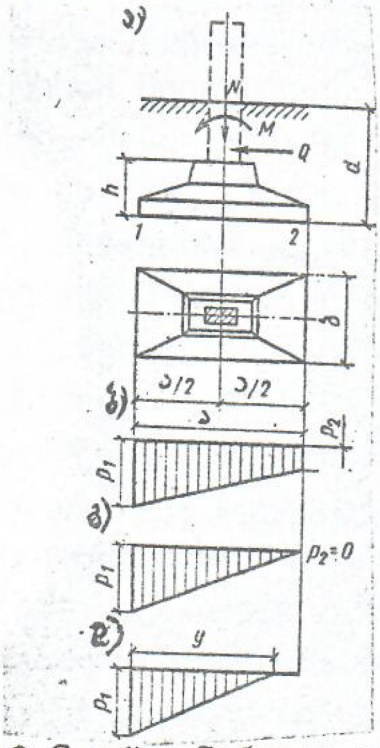
$$P = N - A_1 p, \qquad (9.3)$$

სადაც $p = \frac{N}{A}$; $A_1 = (h_c + 2h_0)(b_c + 2h_0)$.

(9.3) ფორმულაში საძირკვლისა და მასზე მდებარე გრუნტის მასა არ მიიღება მხედველობაში. საძირკვლის მუშა სიმაღლე გამოითვლება ფორმულით

$$h_0 = 0,25(h_c + b_c) + 0,5\sqrt{N/(R_{bt} + P)}. \qquad (9.4).$$

საძირკვლის მთლიან სიმაღლეს და ზედა საფეხურის ზომებს ნიშნავენ კონსტრუქციულ მოთხოვნათა გათვალისწინებით.



ნახ. 9.7. ექსცენტრულად დატვირთული საძირკვლის გაანგარიშება: ა-საანგარიშო სქემა; ბ,გ,დ-დაწოლის ეპიურები გრუნტზე დაწოლა საძირკვლის ნაპირთან ექსცენტრულად დატვირთვის შემთხვევაში ერთი მიმართულებისას არ უნდა აღემატებოდეს $1,2\,R_{ser}$ და კუთხეში, როცა ორი ღერძის მიმართულებით დატვირთული საძირკველი-$1,5\,R_{ser}$. საძირკვლის კვეთს და მის დაარმატურებას საზღვრავენ, როგორც რკინაბეტონის სწორკუთხა კვეთისათვის.

საძირკვლის გარე ნაწილი, გრუნტის რეაქციული დაწოლის მოქმედებით ქვევიდან, მუშაობს საძირკვლის მასაში ჩამავრებული ღუნვადი კონსოლის მსგავსად. მათ ანგარიშობენ სვეტის *I-I* წახნაგთან, ზედა *II-II* საფეხურის წახნაგთან და *III-III* პირამიდის ჩაჭყლეტის ზღვართან.

ქვედა საფეხურის საჭირო სიმაღლე გამოითვლება ფორმულით

$$P\ell = 2h_0\sqrt{\varphi_{b2} R_{bt} P}. \qquad (9.5).$$

სწორკუთხა ფუძიან საძირკვლებს ანგარიშობენ ჩაჭყლეტაზე (9.2) პირობით, თუ მივიღებთ

$$P = A_2 P;$$
$$U_m = 0,5(b_1 + b_2), \qquad (9.6),$$

სადაც A_2 არის ფუძის დაშტრიხული ნაწილის ფართობი, ნაჩვენებია 9.6 ნახაზზე; b_1 და b_2 - შესაბამისად ზედა და ქვედა მხარე პირამიდის ჩაჭყლეტის ერთი წახნაგისა. 9.6 ნახაზის მიხედვით, (9.5) ფორმულაში

$$\ell = 0,5(a - h_c - 2h_0).$$

გარდა ამისა, ქვედა საფენურის სიმაღლე უნდა იყოს შემოწმებული სიმტკიცეზე ჩაჭყლეტის წინააღმდეგ (9.2) პირობით.

საძირკვლის ფუძის დაარმატურებას განსაზღვრავენ ღუნვაზე გაანგარიშებით I–I და II–II ნორმალურ კვეთებში. მღუნავი მომენტები ამ კვეთებში

$$\left.\begin{aligned} M_I &= 0,125P(a-h_c)^2 b \\ M_{II} &= 0,125P(a-a_1)^2 b \end{aligned}\right\}. \qquad (9.6)$$

მუშა არმატურის კვეთის ფართობი საძირკვლის სიგანეზე გამოითვლება შემდეგი ფორმულებით;

$$\left.\begin{aligned} A_{SI} &= M_I / 0,9 h_0 R_s ; \\ A_{SII} &= M_{II} / 0,9 h_{01} R_s . \end{aligned}\right\} \qquad (9.7)$$

საანგარიშო კვეთებში არმატურის შეცულობა არ უნდა იყოს ნაკლები ღუნვადი ელემენტების დასაშვები მინიმალური დაარმატურების პროცენტზე. სწორკუთხა ფუძის შემთხვევაში საძირკვლის არმატურის კვეთს ანგარიშობენ ორივე მიმართულებით.

ექსცენტრულად დატვირთული საძირკვლები მიგანშეწონილია გაანგარიშოთ სწორკუთხა ფუძით, რომელიც უდიდესი ზომით განლაგდება მომენტის მოქმედების სიბრტყეში.

წინასწარ ნაპირა დაწოლას საძირკვლის ფუძეზე (ნახ. 2.7) ერთდერძიანი ექსცენტრული დატვირთვისას საგზრავენ გრუნტის დაწოლის ხაზობრივი განაწილების დაშვებით მღუნავი მომენტის მოქმედების მიმართულებით. ექსცენტრულად დატვირთული საძირკვლების გაანგარიშება იხილეთ ([2], გვ. 350)-ში.

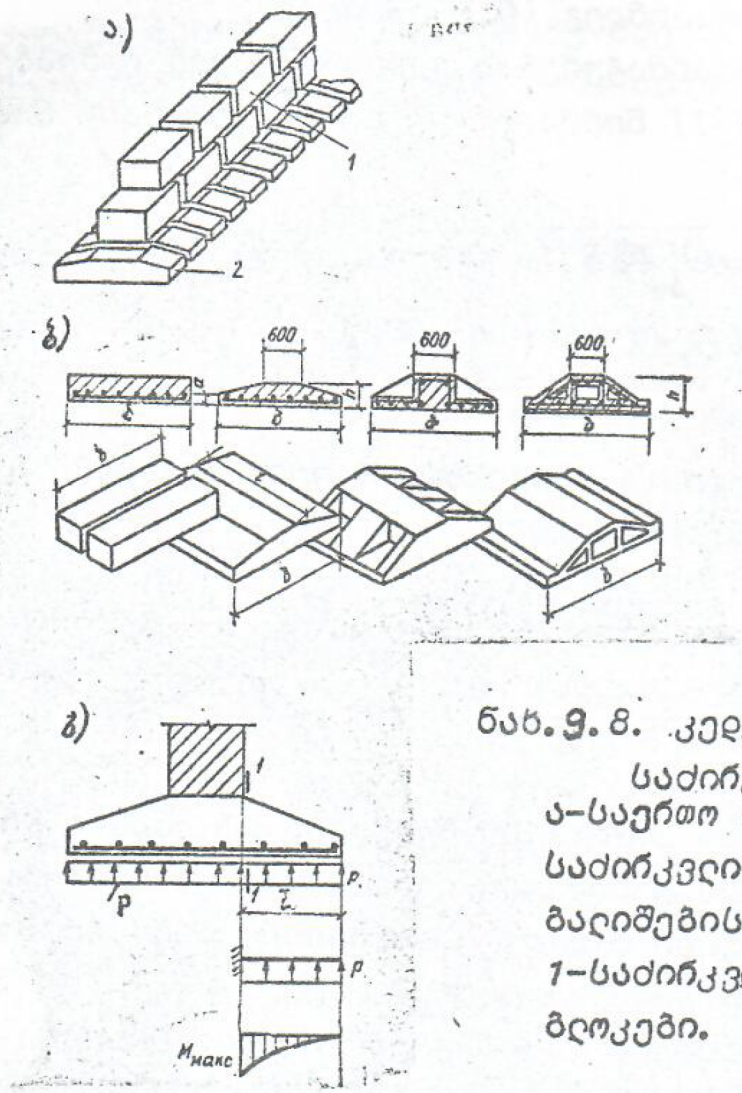
9.3. ღენტური საძირკვლები

1. ღენტური საძირკვლები მცირე კედლების ქვეშ

ასეთ საძირკვლებს აკეთებენ უმთავრესად ასაწყობს, ისინი შედგება ბალიშისა და საძირკვლის ბლოკებისაგან (ნახ. 9.8, ა).

ბალიშის ბლოკები შეიძლება იყოს მუდმივი და ცვლადი სისქის, ბალიანი, წიბოვანი, ღრუებიანი (ნახ. 9.8, ბ).

ანგარიშობენ მხოლოდ ბალიშს, მისი ნაშვერები მუშაობენ, როგორც კონსოლები, დატვირთული გრუნტის p რეაქტიული დაწოლით.



ნახ. 9.8. კედლის ასაწყობი ღენტური საძირკველი:
ა–საერთო ხედი; ბ–ბლოკ–ბაღიშის საძირკვლის ტიპები; გ–საძირკვლის ბაღიშების გაანგარიშება;
1–საძირკვლის ბლოკები; 2–ბაღიშის ბლოკები.

(ბაღიშისა და მასზე მდებარე გრუნტის მასის გათვალისწინების გარეშე).

ბაღიშის არმატურის ფართობს შეარჩევენ მომენტის მიხედვით:

$$M = 0,5\,P\ell^2,$$

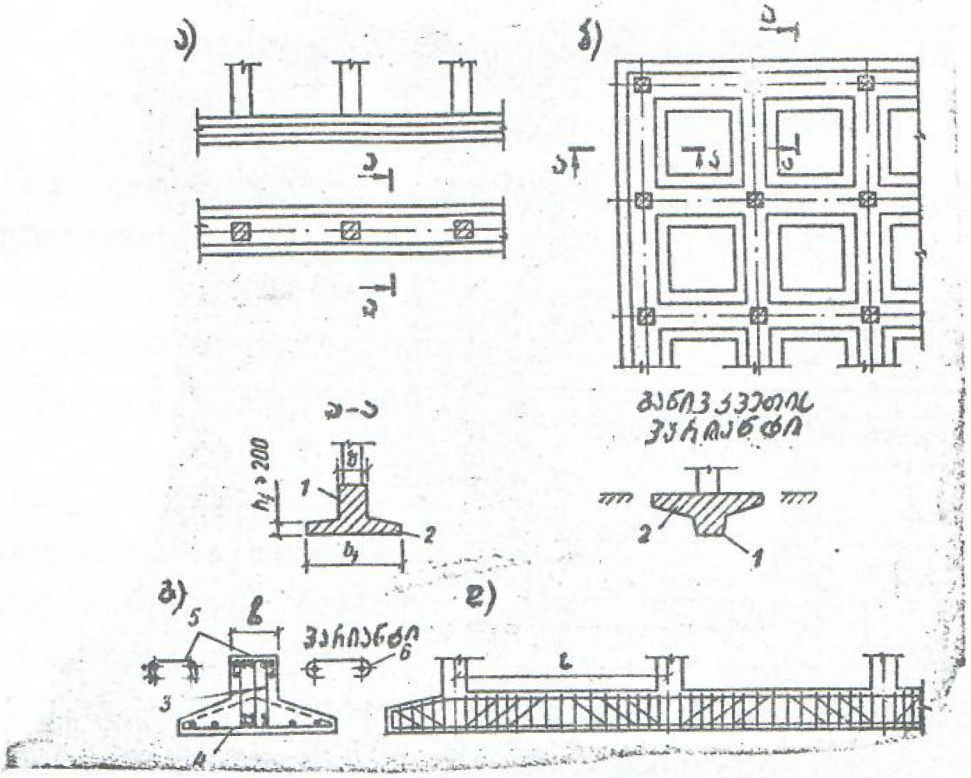
სადაც ℓ – კონსოლის ნაშვერია (ნახ. 9.8).

მთლიანი ბაღიშის სისქეს აღგენენ განივ ძალაზე გაანგარიშებით $Q = P\ell$ ისე, რომ არ დასჭირდეს განივი არმატურის დაყენება.

2. ღენტური საძირკვლები სვეტების რიგების ქვეშ

ასეთ საძირკვლებს აშენებენ როგორც ცალკეული ღენტის სახით განივი ან გრძივი მიმართულებით (ნახ. 9.9, ა), ასევე გადაკვეთილი ღენტების სახით (ნახ. 9.9, ბ).

ღენტური საძირკველი შეიძლება იყოს ასაწყობი და მონოლითური. ტესები კვეთის ნაშვერები მუშაობენ, როგორც კონსოლები, ჩამაგრებული



ნახ.9.9. ღენტური მონოლითური საძირკვლები სვეტებისათვის: ა-ცალკეული ღენტები; ბ-ჯვარედინა ღენტები; გ-ღენტური საძირკვლის დაარმატურება (განივკვეთის) დ-იგივე გრძივი მიმართულებით; 1-წიბო; 2-თარო; 3-შენადუღი კარკასები; 4-ქვედა შენადუღი ბადეები; 5-ზედა შენადუღი ბადეები; 6-იგივე, ბრტყელი.

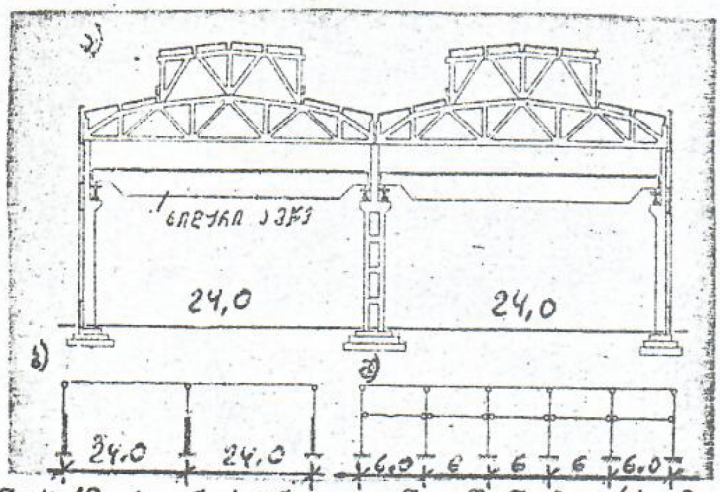
წიბოში. ცალკეული საძირკვლების ღენტები მუშაობენ გრძივი მიმართულებით როგორც კოჭები, რომლებიც არიან შეყურსული ძაღების მოქმედების გვგავლენის ქვეშ ზევიდან მდებარე სვეტებისაგან და გრუნტის რეაქციული დაწოლით ქვევიდან. წიბოებს დაარმატურებენ მრავალძალიანი კოჭების მსგავსად. წიბოებში აწყობენ უწყვეტ ზედა გრძივ და ქვედა არმატურას, დაარმატურების $\mu = 0,2 \ldots 0,4\%$ კოეფიციენტით თითოეულ მხარეს. ღენტებს დაარმატურებენ შენადუღი ან შეკრული კარკასებით (ნახ.9.9,გ,დ). ღენტური საძირკვლების გაანგარიშება იხილეთ [2. 356 გვ.])-ში.

თავი10. ერთსართულიანი სამრეწველო შენობათა კონსტრუქციები

10.1. შენობათა კონსტრუქციული სქემები

1. კონსტრუქციის ელემენტები

ერთსართულიანი სამრეწველო შენობათა კონსტრუქციულ და ტექნოლოგიურ თავისებურებებს განსაზღვრავს სატრანსპორტო საშუალებათა მოწყობილობა ხიდური და კიდული ამწეებით (ნახ.10.1,ა).



ნახ.10.1. ერთსართულიანი შენობა (სამრეწველო) ხიდური ამწეებით: ა-განივი კონსტრუქციული ჭრილი; ბ-განივი ჩარჩოს სქემა; გ-ვრძივი ჩარჩოს სქემა.

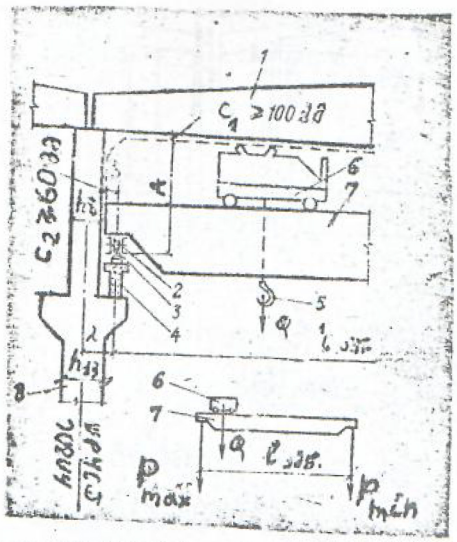
ერთსართულიან კარკასულ შენობათა კონსტრუქციულ ელემენტებს (კოჭურ გადახურვებში) მიეკუთვნება: გადახურვის რიგელები (კოჭები, ბამბეები, კამარები, რომლებიც ეყრდნობა სვეტებს), გადახურვის პანელები, ამწექვეშა კოჭები, შუქფარნები. კარკასის ძირითადი კონსტრუქცია არის განივი ჩარჩო, რომელიც შედგება სვეტებისა და რიგელებისაგან.

განივი მიმართულებით შენობის სივრცითი სიხისტე უზრუნველყოფილია განივი ჩარჩოებით, გრძივი მიმართულებით-გრძივი ჩარჩოებით, ამწექვეშა კოჭებით და ვერტიკალური კავშირებით (ნახ.10.10,ბ,გ). ერთსართულიანი სამრეწველო შენობები შეიძლება იყოს აგრეთვე ბრტყელი გადახურვით უფარნოდ. ტვირთის გადაადგილება ხიდზე მაღის განივად წარმოებს მარყუჟიანი ურიკით (ნახ.10.2):

ნორმატიული ვერტიკალური დატვირთვა ($F_{n,max}$) ბორბლის ამწის რელსის დაწოლის ტოლია; იგი ამწეების სხვადასხვა ტვირთამწეობისათვის განისაზღვრება ხიდური ამწეების სტანდარტის მიხედვით.

ნორმატიული ვერტიკალური დატვირთვა ამწისაგან $F_{n,min}$ განისაზღვრება, როგორც ორ საყრდენზე მდებარე კოჭი (ოთხი ბორბლისაგან):

$$F_{n,min} = \frac{Q + Q_g + G}{2} - F_{n,max}, \qquad (10.1)$$



ნახ.10.2. ხიდური ამწისა და ურიკის (კაუჭით) სქემა მოქნილი საკიდით: 1–რიგელი; 2–ამწის ბორბალი; 3–ამწქვეშა რელსი; 4–ამწქვეშა კოჭი; 5–კაუჭი; 6–ურიკა; 7–ხიდური ამწე; 8–სვეტი.

სადაც Q არის ამწის ტვირთამწეობა; Q_g –ხიდის მასა; G –ურიკის მასა. ჰორიზონტალური ნორმატიული დატვირთვა, მიმართული ამწის გზის განივად, გამოწვეული ურიკის დამუხრუჭებით, მიიღება:

$$H_n = 0,05(Q+G). \quad (10.2)$$

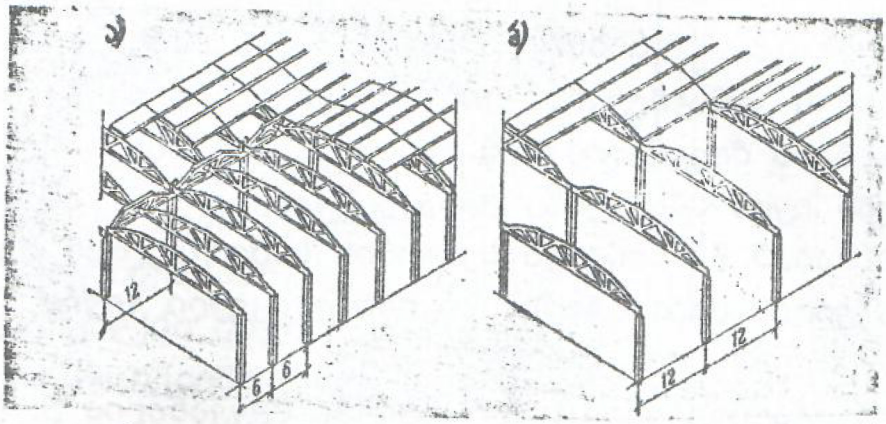
ამწეებისათვის ხისტად დაკიდებული ტვირთით –

$$H_n = 0,1(Q+G). \quad (10.3)$$

ჰორიზონტალური ნორმატიული დატვირთვა, მიმართული ამწის გზის გრძივი მიმართულებით და გამოწვეული ურიკის დამუხრუჭებით (ერთი სამუხრუჭო ბორბლის, ტვირთამწეობით 50 ტ):

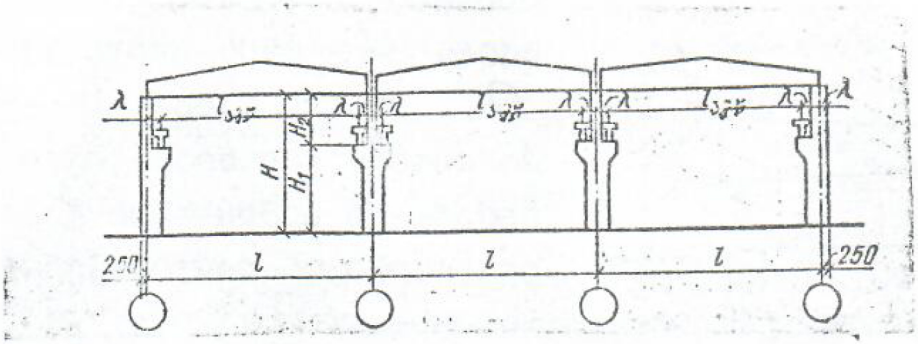
$$H_{n,min} = 0,1 F_{n,max}. \quad (10.4)$$

სვეტების ბადე შეიძლება იყოს 12X18, 12X24, 12X30 ან 6X18, 6X24, 6X30 მ. სვეტების ბიჯი უმეტესად მიიღება 12 მ. (ნახ.10.3). გადახურვის ნაპირა რიგის სვეტებს აღაგებენ ისე, რომ



ნახ.10.3. შენობის კონსტრუქციული სქემა ბიჯით: ა–ნ მ, ნივნივქვეშა ნამწეებით; ბ–ნივნივქვეშა ნამწეების გარეშე.

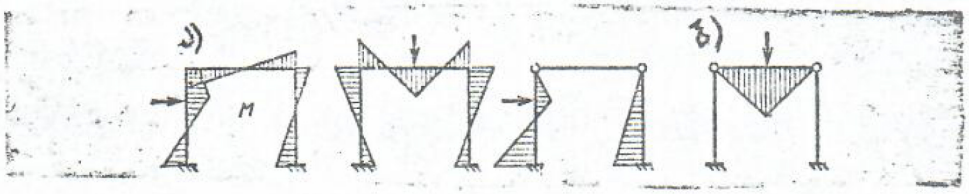
რიგის დაკვალვის ღერძი 250 მმ–ით იყოს დაცილებული გარე სვეტების წახნაგებიდან (ნახ.10.4). განივი ჩარჩოს რიგელები კონსტრუქციის



ნახ.10.4. კონსტრუქციების ელემენტების შეუღლება დაკვალვის ღერძებთან განივ ჭრილში.

მიხედვით შეიძლება იყოს მთლიანი ან გამჭოლი და მათი შეერთება სვეტებთან – ხისტი ან სახსრული. რიგელების ხისტი შეერთებისას ვერ ვაღწევთ ჩარჩოს რიგელის და სვეტების დამოუკიდებელ ტიპიზაციას, რადგანაც დატვირთვა, მოდებული სვეტზე იწვევს მღუნავ მომენტს (ნახ.10.5,ა) და პირიქით.

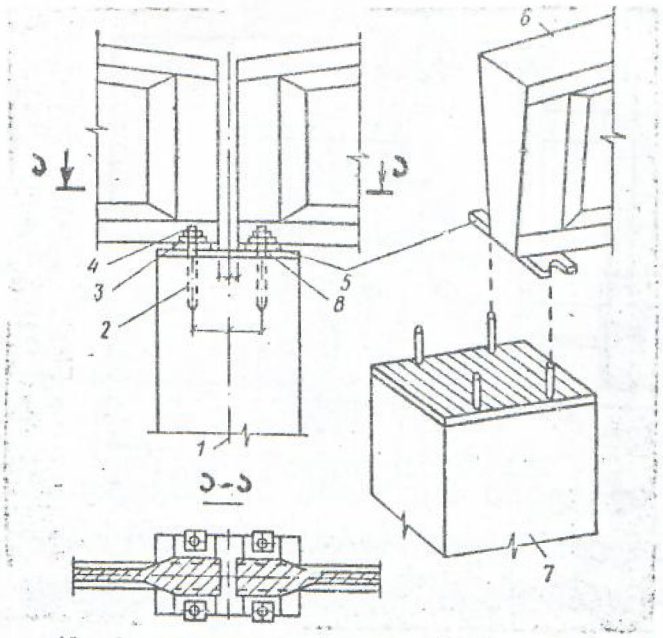
სახსრული შეერთებისას შესაძლებელია დამოუკიდებელი ტიპიზაცია რიგელებისა და სვეტებისა, რადგან ამ შემთხვევაში დატვირთვა, მოდებული ერთ რომელიმე ელემენტზე, არ იწვევს მღუნავ მომენტებს მეორეზე (ნახ.10.5,ბ).



ნახ.10.5. განივი ჩარჩოს რაციონალური კონსტრუქციის შერჩევა: ა-რიგელის სვეტთან ხისტად შეერთებისას; ბ-სახსრული შეერთებისას.

რიგელის სვეტთან სახსრული შეერთებისას მარტივდება მათი ფორმა და პირაპირის კონსტრუქცია. კონსტრუქციული შეერთება რიგელებისა და სვეტებისა მოცემულია 10.6 ნახაზზე. კარკასული შენობის სვეტები შეიძლება იყოს სწორკუთხა მთლიანკვეთიანი ან ორტოტა გამჭოლი (ნახ.10.7). ორტოტა სვეტების საძირკველთან შეერთება ხორციელდება ერთი საერთო ჭიქით ან ორი ცალკეული ჭიქით (ნახ.10.8).

მთლიანი ორტოტა სვეტების დაარმატურება მოყვანილია 3.9 ნახაზზე. ფარნების კონსტრუქცია შედგება განივი ფარნებიანი ბამბეებისა და დვარებისაგან, რომლებიც ეყრდნობა განივი ჩარჩოს რიგელებს. კონსტრუქციული ელემენტების ტიპიზაციის მიზნით ფარნის სიგანეს იღებენ 6 მ, 18 მ. მალის შემთხვევაში • 24 მ და 30 მ 12 მ მალის შემთხვევაში– (ნახ.10.10).



ნახ.10. 6. რიგელის სვეტთან საანკერო ჭანჭიკებით შეერთების კონსტრუქცია და აგრეთვე სამონტაჟო შედუღება; 1-რიგთა ღერძი; 2-ანკერები; 3-საყელური; 4-ქანჩი; 5-ფოლადის ფირფიტა, $\delta = 12$ მმ; 6-რიგელი; 7-სვეტი; 8-ტორსის ფოლადის ფილა.

კავშირების სისტემა

ვერტიკალური და ჰორიზონტალური კავშირების სისტემის დანიშნულებაა:

1) უზრუნველჰყოს დახურვის სიხისტე მთლიანად;

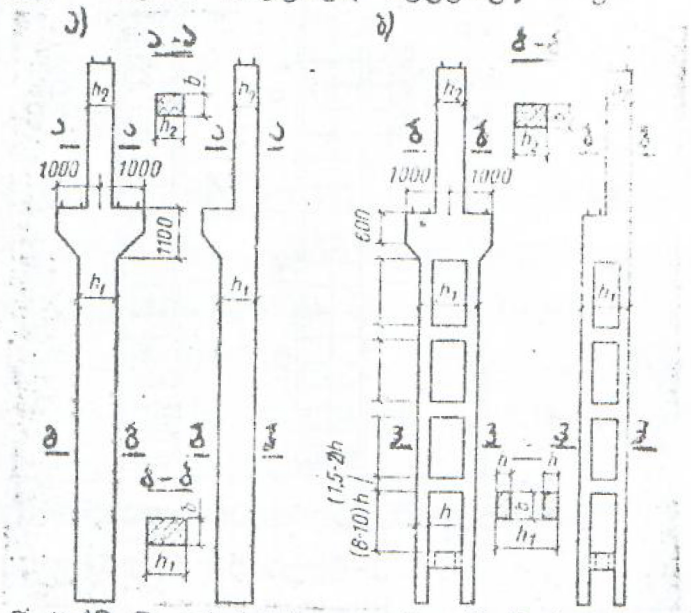
2) მისცეს მდგრადობა განივი ჩარჩოების შეკუმშული რიგელების სარტყელებს;

3) მიიღოს ქარის დატვირთვები;

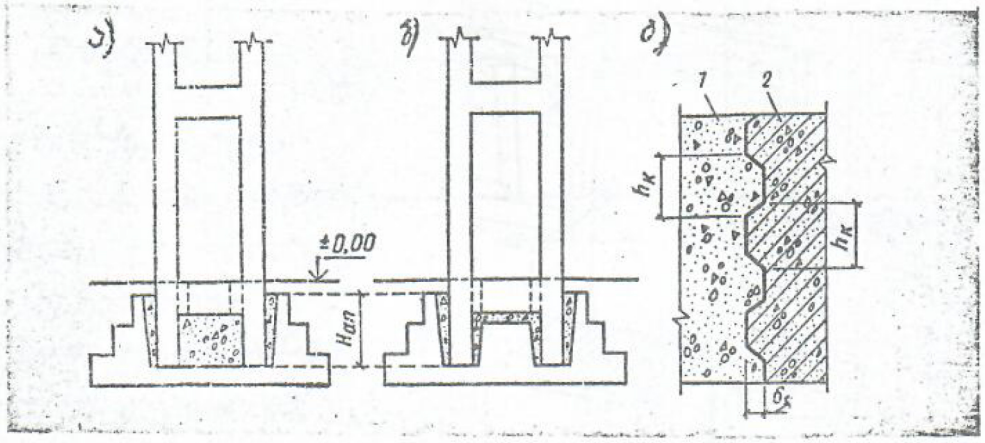
4) მიიღოს სამუხრუჭო ძალები ხიდური ამწეებიდან.

კავშირების გარეშე შეიძლება მნიშვნელოვანი დეფორმაცია მიიღოს რიგელებმა. მათი სიბრტყის გარეთ და ერთ რომელიმე სვეტზე მოდებულმა ძალამ შეიძლება გამოიწვიოს მნიშვნელოვანი დეფორმაცია მოცემულ სვეტზე, სხვა სვეტებზე დატვირთვის გადაცემის გარეშე (ნახ.10. 11,ბ).

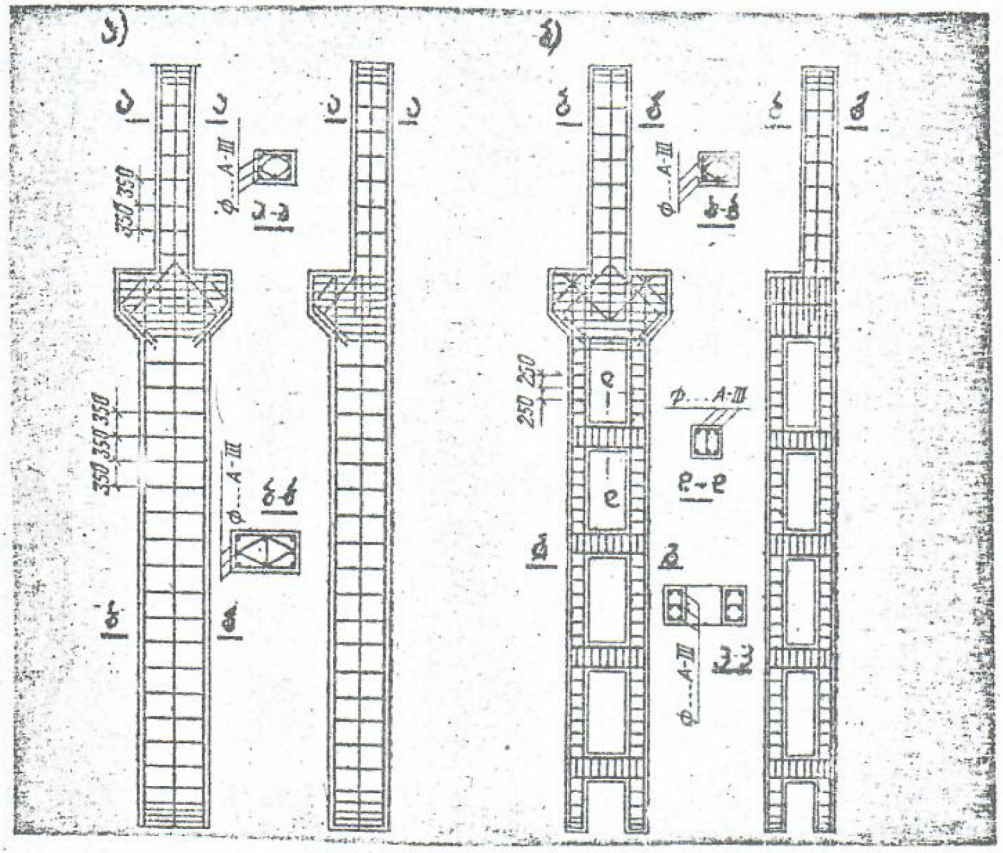
ვერტიკალურ კავშირებიან ნამწეებს, შედგენილს ფოლადის კუთხედებისაგან, აყენებენ სვეტებს შორის ბეტონის შუა მაღებში და აკავშირებენ რკინაბეტონის განმგჯენით, ან ფოლადის კუთხედების განმგჯენით; სვეტის გვერდით (ნახ. 10, 12,ა). კავშირებიანი ნამწეების ვერტიკალური რიკულები კეთდება ჯვარედინა სისტემით. როცა რიგელს საყრდენზე დიდი სიმაღლე არა აქვს (800 მმ-მდე) და არსებობს საყრდენი წიბო, რომელსაც შეუძლია მიიღოს ჰორიზონტალური ძალა, გრძივ კავშირებს სვეტების გვერდით აკეთებენ მხოლოდ განმგჯენი სახით; ამ შემთხვევაში რიგელის საყრდენი ფურცლები დაკავშირებული უნდა იყოს შედუღებით სვეტის ჩატანებულ ფურცელთან (ნახ.10. 11,გ).



ნახ.10. 7. ერთსართულიანი შენობის სვეტები: ა-მთლიანი სწორკუთხა კვეთები; ბ-გამჭოლი ორშტოიანი.

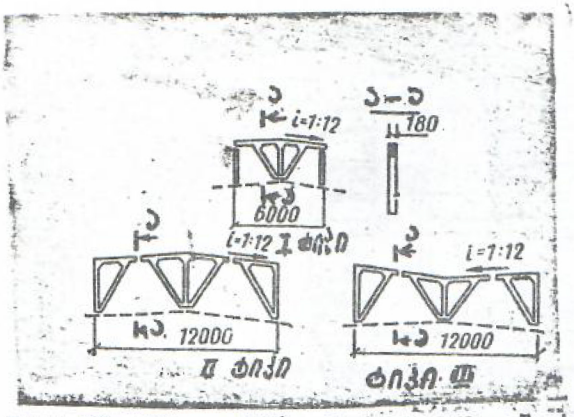


ნახ.10. 8. ორშტოიანი სვეტების შეერთება საძირკველთან (კონსტრუქცია):ა-ერთი საერთო ჭიქით; ბ-ორი ცალკეული ჭიქით; გ-სოგმანების მოწყობით; 1-დამონოლითებური ბეტონი; 2-სვეტი.



ნახ.10. 9. ერთსართულიანი შენობის სვეტის დაარმატურება: ა-მთლიანი სწორკუთხა კვეთების; ბ- ორშტოიანი გამჭოლის.

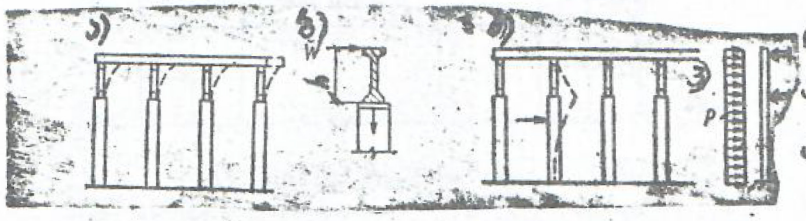
შენობის ტორსებზე მოქმედებს ქარის დატვირთვა, რომელიც იწვევს ტორსის კედლებთან სვეტების ღუნვას. ამ სვეტების საანგარიშო მაღების შესამცირებლად იყენებენ დახურვას, როგორც ჰორიზონტალურ საყრდენს (ნახ.10. 11,ვ). შენობის დიდი სიმაღლისას და მნიშვნელოვანი მაღის შემთხვევაში. რაციონალურია შევქმნათ ტორსის კედლისათვის



ნახ.10. 10. ფარნიანი ნამწეების კონსტრუქციული სქემები.

ჰორიზონტალური საყრდენი რიგელის, ქვედა სარტყლის დონეზე–ნამწის, ჰორიზონტალური კავშირები (ნახ.10. 12,ბ).

განივი ჩარჩოს რიგელის შეკუმშული სარტყლის მდგრადობა მისი სიბრტყის გარეთ უზრუნველყოფილია დახურვის ფილებით. რიგელის შეკუმშული სარტყლის მაღის შესამცირებლად, /ფარნის ღერძთან აყენებენ გაწმენდელს (ნახ. 10. 12,ბ). ფარნის ნამწეებს შეაერთებენ ხისტ სივრცით ბლოკად, ფოლადის კავშირების სისტემის მოწყობით: ვერტიკალურს – შემინვის სიბრტყეში და ჰორიზონტალურს – ფარნის დახურვის სიბრტყეში (ნახ.10. 12,ვ).



დახურვა ჰორიზონტალური კავშირებიანი ნამწე.

ნახ.10. 11. ჰორიზონტალური დატვირთვებისაგან ჩამონგრეული შენობის კარკასის დეფორმაციის საანგარიშო სქემები.

10.2. ამწყვეშა კოჭები

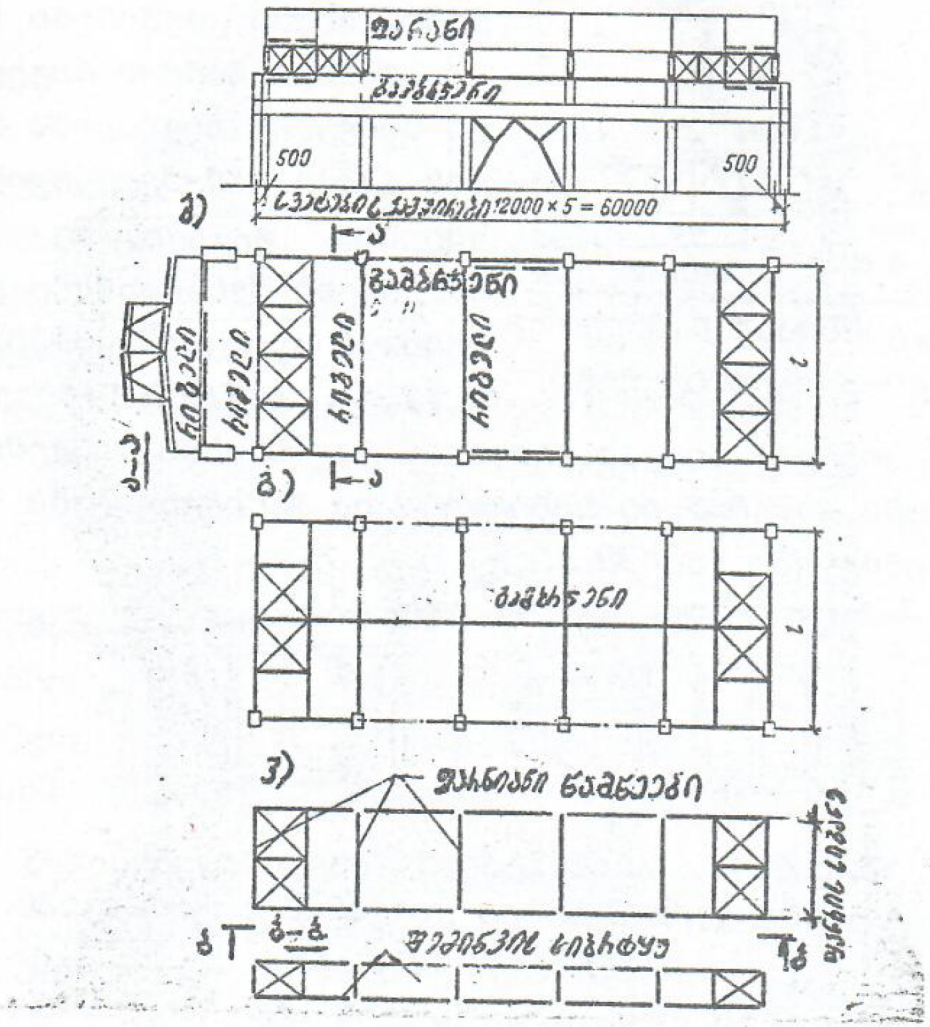
ამწყვეშა კოჭების გამოყენება რაციონალურია ამწის მუშაობის საშუალო რეჟიმისას 30 ტ/ტვირთამწეობით; უფრო მეტად ხელსაყრელია ამწყვეშა კოჭის ორტესებრი განივკვეთის ფორმა (ნახ. 3. 13).

ამწყვეშა კოჭის კვეთის სიმაღლეს იღებენ $h = (1/8 \ldots 1/10)\,\ell$ მღვრებში, მედა თაროს სისქეს – $h'_f = (1/7\text{-}1/8)h$, მედა თაროს სიგანეს – $b'_f = (1/10 \ldots 1/20)\,\ell$.

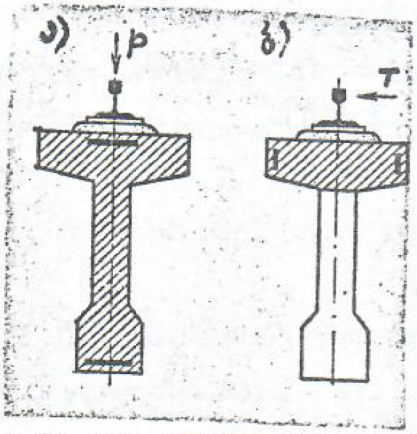
ამწის გზის დამაგრების მიხედვით თაროს სიგანეს იღებენ 500...650 მმ.

ტიპური ამწყვეშა კოჭების კვეთის სიმაღლე $h = 1000$ მმ, ხოლო 6 მ და მეტი მაღის შემთხვევაში $h = 1400$ მმ. (ნახ.10. 14). საანგარიშო ვერტიკალური დატვირთვა

$$F_{max} = \gamma_f \gamma_n F_{h,max} \qquad (10.5)$$



ნახ.10. 12. დარტყმის კავშირების სქემები: ა-ვერტიკალური კავშირები; ბ-ქვედა სარტყლის ჰორიზონტალური კავშირები; გ-იგივე ზედა სარტყლის; დ-ფანრის კავშირები.



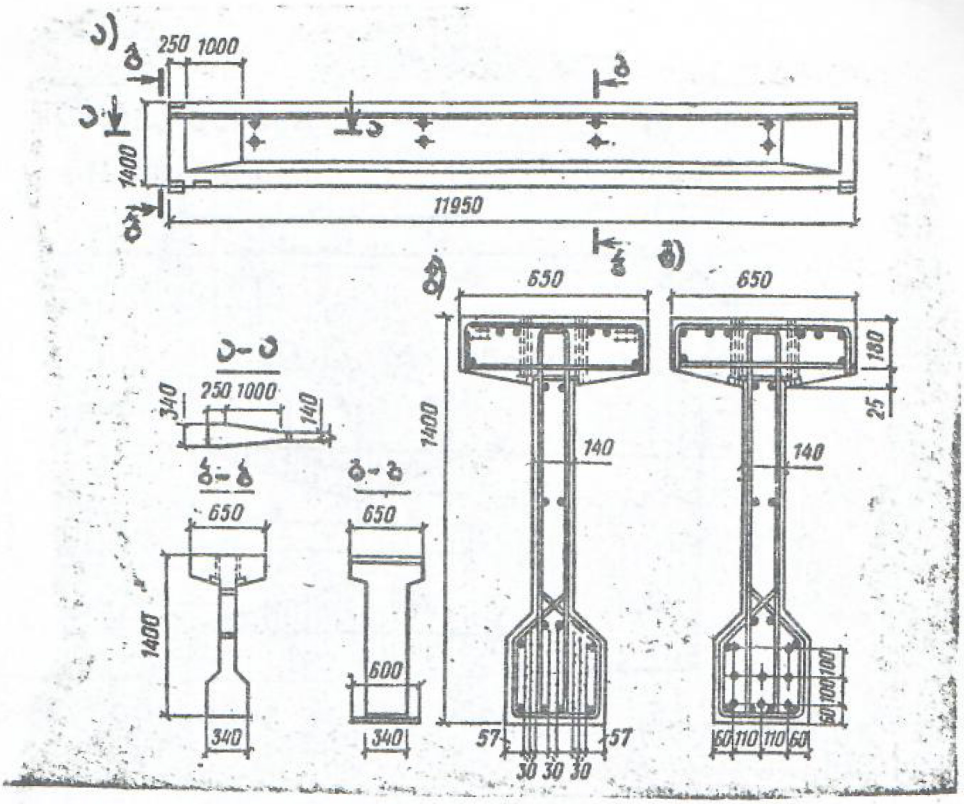
ნახ.10. 13. ამწეშვეშა კოჭის საანგარიშო კვეთი: ა-ვერტიკალურ დატვირთვაზე; ბ-ჰორიზონტალურ დატვირთვაზე.

საანგარიშო ჰორიზონტალური დატვირთვა (ხიდის ერთ ბორბალზე)

$$H_{max} = \frac{1}{2}\gamma_f H_{n,max} \qquad (10.6)$$

ჰორიზონტალურ H ძალას გულისხმობენ მოდებულს ტესებრი კვეთის თაროს შუაში. (γ_f -საიმედოობის კოეფიციენტი, ტოლია 1,1).

სიმტკიცეზე გაანგარიშებას აწარმოებენ საანგარიშო დატვირთვაზე, როცა ორი ხიდური ამწე ერთნაირი ტვირთამწეობით მიახლოებულია ერთმანეთთან და ამის მიხედვით მიღებულია



ნახ.10.14. წინასწარ დაძაბული ამწე ქანის კონსტრუქცია, მაღიო 12 მ:
ა-საერთო ხედი; ბ-დაარმატურება დაძაბული მავთულოვანი არმატურით; გ-ღეროვანი არმატურით.

ძალები M, Q (ნახ.10.15,ა).

მაქსიმალურ ძალებს გამოთვლიან ფორმულით

$$M = F_1 y_1 + F_2 y_2 + \ldots = \sum F_i y_i \cdot \quad (10.7)$$

ამწე ქანის სვეტთან შეერთება წარმოებს ფოლადის ჩატანებული ნაწილების შედუღებით (ნახ.10.16,ა,ბ).

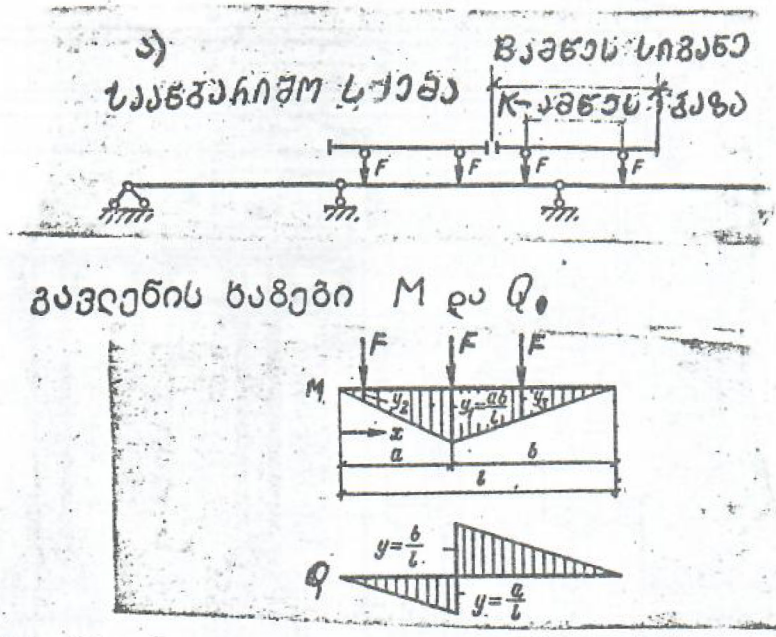
საანგარიშო სქემა და დატვირთვა ნაჩვენებია 10.17 ნახაზზე. სვეტების საანგარიშო სიგრძე ხიდური ამწეებისას დადგენილია მე-3 თავში მოცემული ცხრილის მიხედვით.

მოკლე კონსოლები ნაჩვენებია 10.18, ა,ბ ნახაზზე.
მოკლე კონსოლებად ითვლება ისეთები, რომლებშიც ნაშვერი $\ell_s \leq 0.9 h_0$.
მოკლე კონსოლის გაანგარიშება იხილეთ ([2], 406 გვ.)-ში.

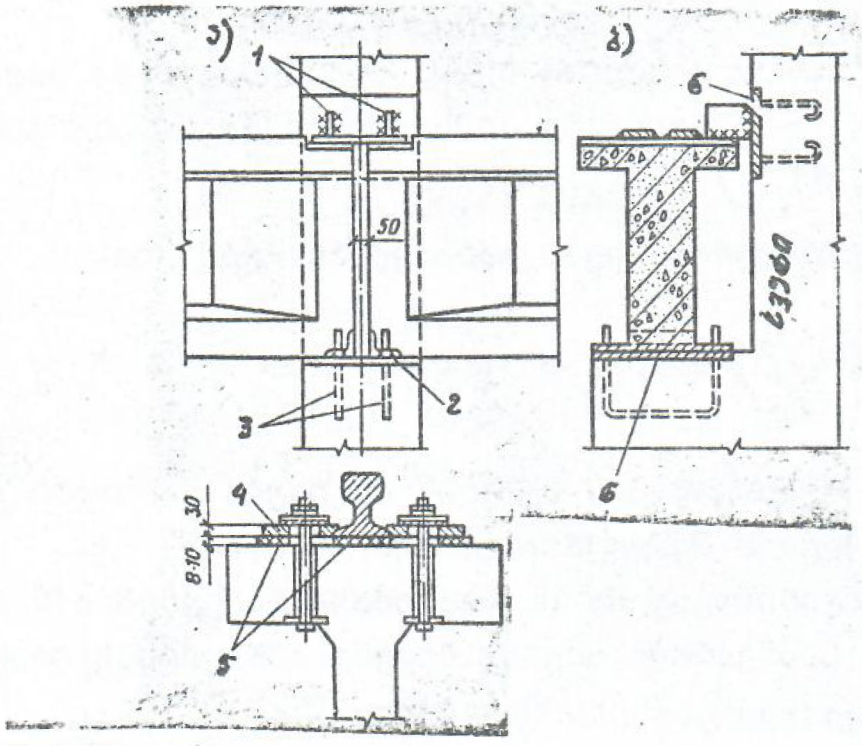
10.3. დახურვის კონსტრუქციები

1. დახურვის ფილები

დახურვის ფილები წარმოადგენს 3X12 და 3X6 მ ზომის ცხაურიან წინასწარ დაძაბულ პანელებს, რომლებიც ეყრდნობა განივი ჩარჩოს რიგელებს;

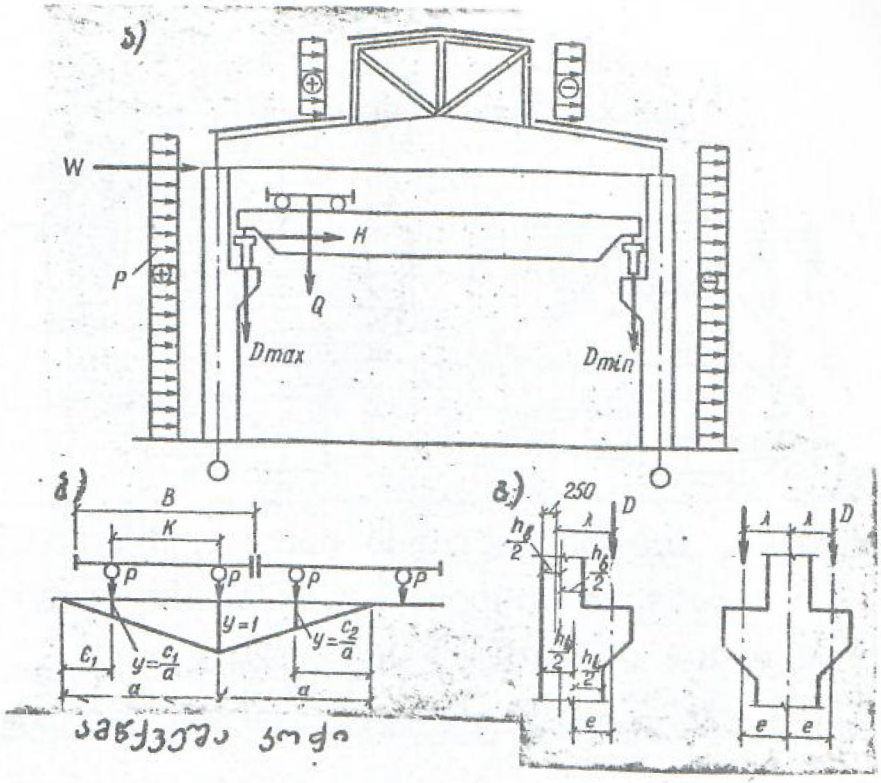


ნახ.10. 15. ამწყვეშა კოჭის გაანგარიშება.



ნახ.10. 16. დამაგრების დეტალები:

ა–ამწყვეშა კოჭისა სვეტთან; ბ–რელსისა ამწყვეშა კოჭთან; 1–წიბოვანი სადებით 100X12; 2–ამწყვეშა კოჭის ჩატანებული დეტალი; 3– სვეტებიდან გამოშვერილი ბრტყელები; 4–მოშტერი; 5–დრეკადი ბეჭდები; 6–სვეტის ჩატანებული დეტალები, δ = 8 მმ.

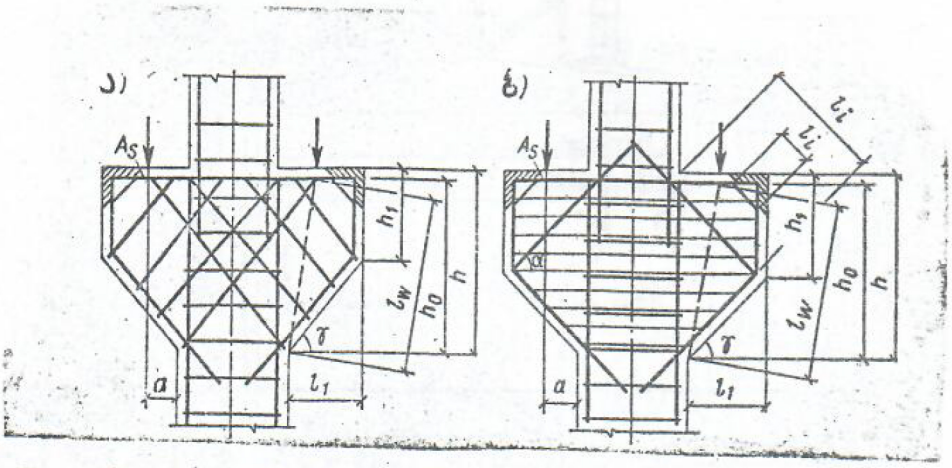


ნახ.10. 17. განივი ჩარჩოს საანგარიშო კონსტრუქციული სქემა ამწეების დატვირთვისას.

ცხრილი 10. 1

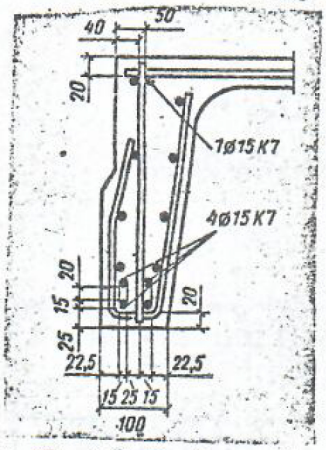
ასაწყობი რკინაბეტონის შენობის სვეტების საანგარიშო სიგრძე (l_0) ხიდური ამწეების შემთხვევაში

სვეტების დატვირთვის მახასიათებლები	სვეტის საანგარიშო ნაწილი	განივი ჩარჩოს სიბრტყეში	განივი ჩარჩოს სიბრტყის გარეთ	
			ვერტიკალური კავშირების სისტემისას	ვერტიკალური კავშირების გარეშე
ამწეების დატვირთვისას	ამწეშეშა	$1,5\,H_1$	$0,8\,H_1$	$1,2\,H_1$
	ამწეზედა	$2\,H_2$	$1,5\,H_2$	$2\,H_2$
ამწეების დატვირთვის გარეშე	ამწეშეშა შენობებში:			
	ერთმალიანისათვის	$1,5\,H$	$0,8\,H_1$	$1,2\,H$
	მრავალმალიანისათვის	$1,2\,H$	$0,8\,H_1$	$1,2\,H$
	ამწეზედასათვის	$2,5\,H_2$	$1,5\,H_2$	$2\,H_2$



ნახ.10.18. სვეტის კონსოლის დაარმატურების სქემა: ა-დახრილი საკიდებით; ბ-ჰორიზონტალური საკიდებით და ალუნული არმატურით.

ბოლო 1,5X12 და 1,5X6 ფიცებს იყენებენ, როგორც შემავსებელ ელემენტებს ფარნებთან გადიდებული დატვირთვისას (თოვლით). წიბოვანი ფიცები 3X12 მ მიღებულია, როგორც ტიპური (ნახ.10.19). 3X12 და 3X6 მ) გომის ორკონსოლიან ფიცებს (2T) აქვთ გრძივი წიბოები 1,5 მ მანძილით დაშორებული და თარო კონსოლური ნაშვერებით (ნახ.10.20, ა, ბ).

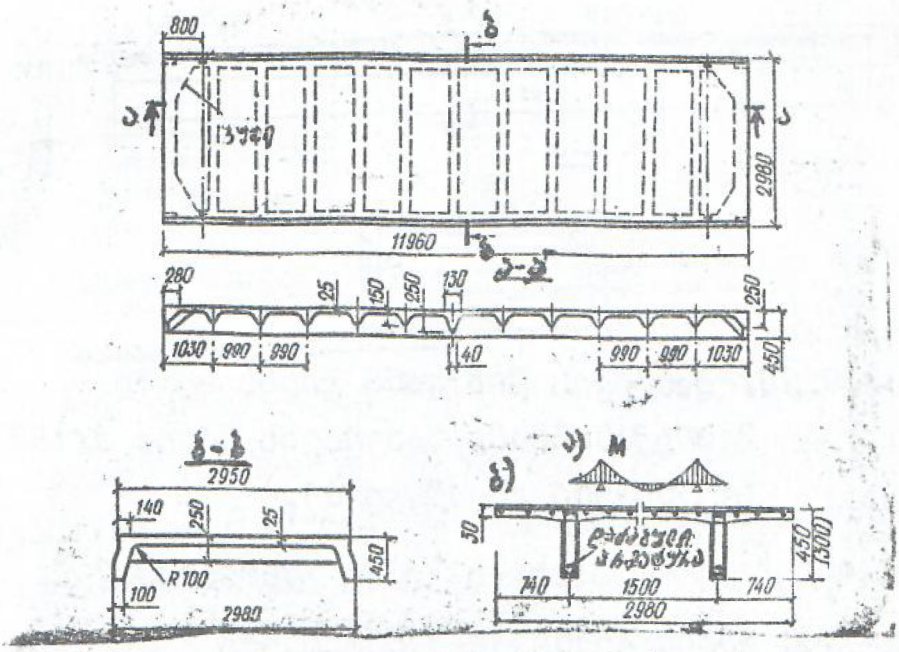


ნახ.10.19. წიბოვანი ფიცა დახურვისათვის, გომით 3X12მ.

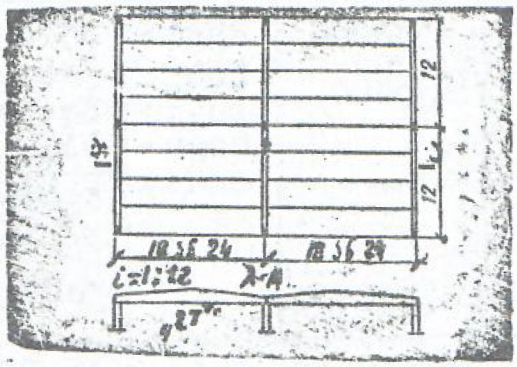
განივი მიმართულებით მღუნავი მომენტების შემცირების გამო წიბოებს არ აკეთებენ, ფიცის ფორმა მარტივდება; ძირითადი ცნობები წიბოვანი პანელების ძაანგარიშების შესახებ მოყვანილია ([2], თავი XI, ცხრ. XI, 1)-ში.

მსხვილპანელოვანი ფიცების (3X18 და 3X24 მ) ტექნიკური გადაწყვეტა (როცა ისინი ეყრდნობა ნ ან 12 მ კოჭებს), ნახეთ 10.21. ნახაზზე 10.22 ნახაზზე მოყვანილია მსხვილგომიანი რკინაბეტონის თაღოვანი ფიცები УЖС, რომელთაც აქვთ მრუდხაზოვანი გრძივი წიბოები გაგანიერებული გედა და ქვედა ნაწილებით (ნახ.10.22). მცირეშანობიან წიბოვან ფიცებს აქვთ ტრაპეციული გრძივი წიბოები-1:20, 1:30, გედა სარტყლის ქანობით და განივი წიბოები, ბიჯით 1000 მმ (თარო 25 მმ სისქისაა, ნახ.10.23; ნახეთ დახურვის ფიცების ტექნიკურ-ეკონომიკური მახასიათებელი, იხ. ცხრ.10.2).

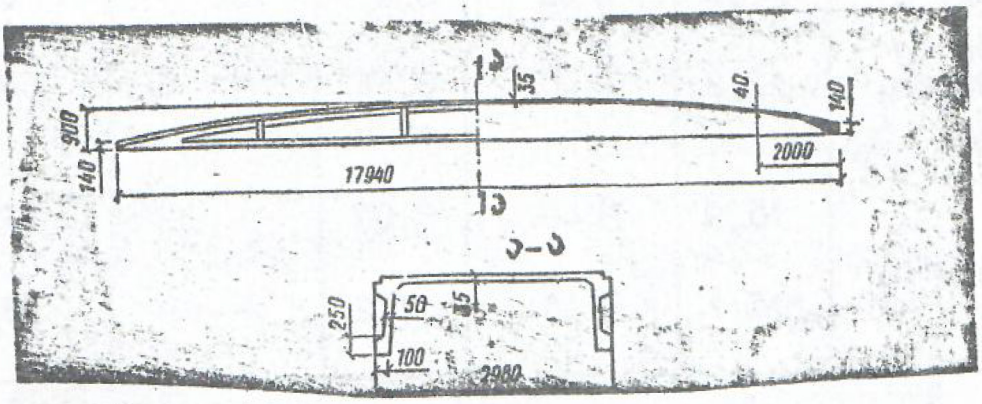
სამოქალაქო შენობებში სართულთშორის გადახურვებში ფართოდ გამოიყენება ლუტანიანი ფიცები. ისინი უფრო ნაკლებეკონომიურია, ვიდრე წიბოვანი, სამაგიეროდ მათი ორივე გედაპირი დამუშავებულია.



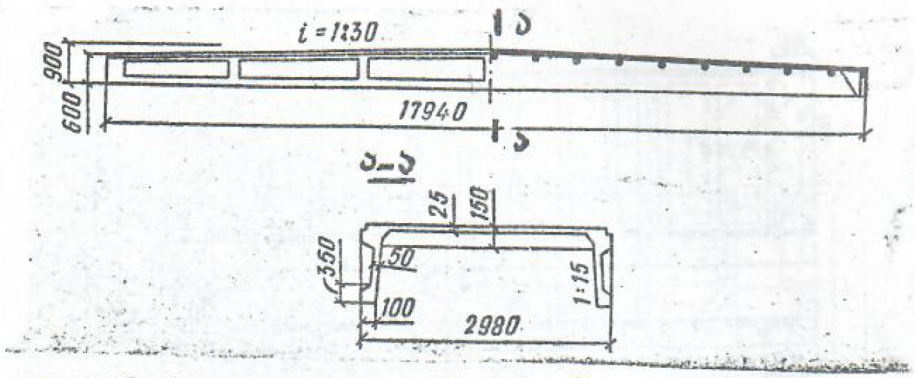
ნახ.10.20. 2 T ტიპის დახურვის ფილა



ნახ.10.21. დახურვის ტექნიკური სქემის გადაწყვეტა 3X18 მ.ზომის 2 T ტიპის ორქანობიანი ფილებით.



ნახ.10.22. ორღობანი მსხვილზომიანი რკინაბეტონის ფილის სქემა (КЖС), ზომით 3X18 (ტექნიკური გადაწყვეტა).



ნახ.10.23. დახურვის წიბოვანი ფილის სქემა მცირექანობიანი სახურავის, ზომით 3X18მ (ტექნიკური გადაწყვეტა).

ცხრილი 10.2

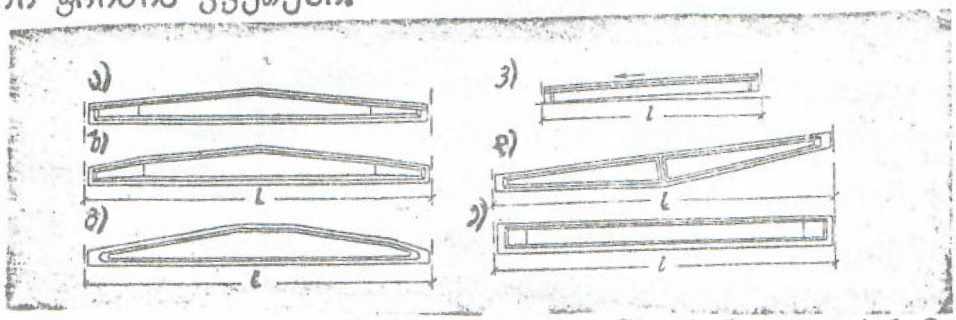
დახურვის ფილის ტექნიკურ-ეკონომიკური მაჩვენებლები

ფილის ტიპი	ფილის მასა	ბეტონის კლასი	ბეტონის დაყვანილი სისქე	არმატურის ხარჯი ფილაში (კგ) გრძივი წიბოების დაარმატურებისას	
				ღეროების შემთხვევაში	მაღალი სიმტკიცის მავთულის ან ბაგირის შემთხვევაში
წიბოვანი, 3X12 მ	6,8	B 30, B40	7,65	265-391	205-288
იგივე, 3X6მ	2,38	B 25, B 30	5,3	70-101	56-70
2Т3 X12 მ	6,8	B 40	7,65	330	237
იგივე, 3X6 მ	2,38	B 25	5,3	85	63
წიბოვანი მცირექანობიანი, 3X18 მ	12,2	B 40	8,98	-	581
თალოვანი КЖС, 3X18 მ	10,9	B 40	8,03	-	431
ორქანობიანი, 3X18 მ	15,1	B 40	11,2	-	382

2. დახურვის კოჭები

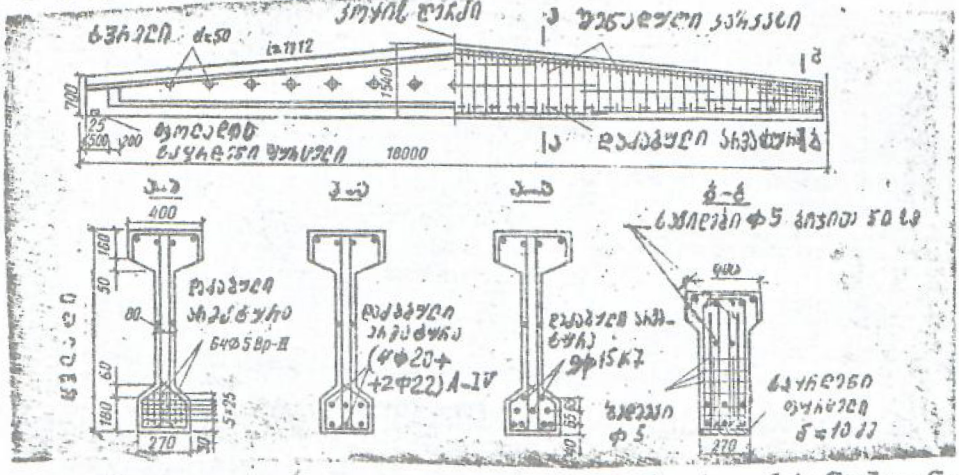
დახურვის კოჭები შეიძლება იყოს 12 და 18 მ მაღით და ცალკეულ კონსტრუქციებში - 24 მ მაღით (ნახ.10.24 ა,ბ). ერთქანობიანი დახურვით აკეთებენ პარალელურსარტყლებიან კოჭებს ან ტეხილს ქვედა

სარტყლით (ნახ.10.24 დ,ვ). ყველაზე ეკონომიკურია კოჭის ორ-
ტესებრი ფორმის კვეთები.



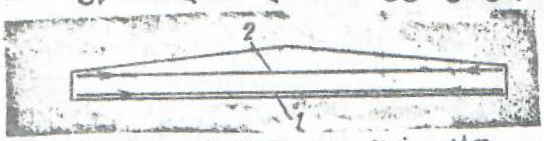
ნახ.10.24. დახურვის კოჭის კონსტრუქციული სქემა.

კვეთის სიმაღლეს კოჭის შუაში იღებენ (1/10-1/15) l . ორქა-
ნობიან კოჭებს B25— B40 ბეტონის კლასებით დააარმატურებენ დაძა-
ბული მავთულებით, ღეროვანი ან მავირივანი არმატურებით; ორქანო-

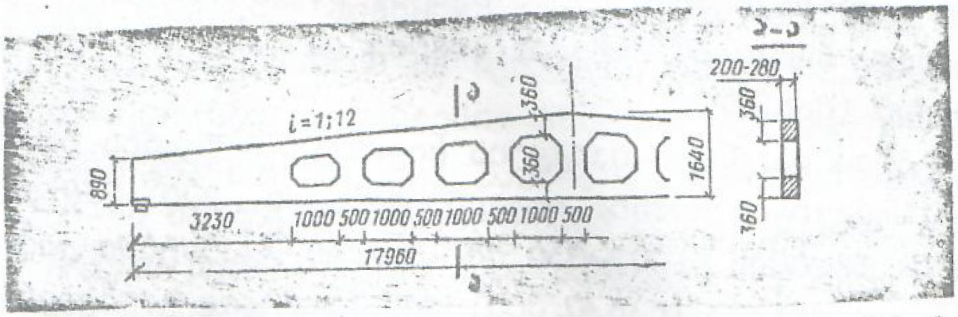


ნახ.10.25. ორწესებრი კვეთის დახურვის ორქანობიანი კოჭი 18 მ მალით

ბიანი ორტესებრი კვეთების კოჭები მიზანშეწონილია დაარმატურებული იქნეს ავრეთვე კონსტრუქციული ზედა დაძაბული არმატურით (ნახ. 3.26). სწორკუთხა კვეთიან ორქანობიან კოჭებს, თუ მალში ხშირად არის მოწყობილი ღიობები, პირობით .უნ-
დებენ გისოსებიან კოჭებს (ნახ. 10.27).



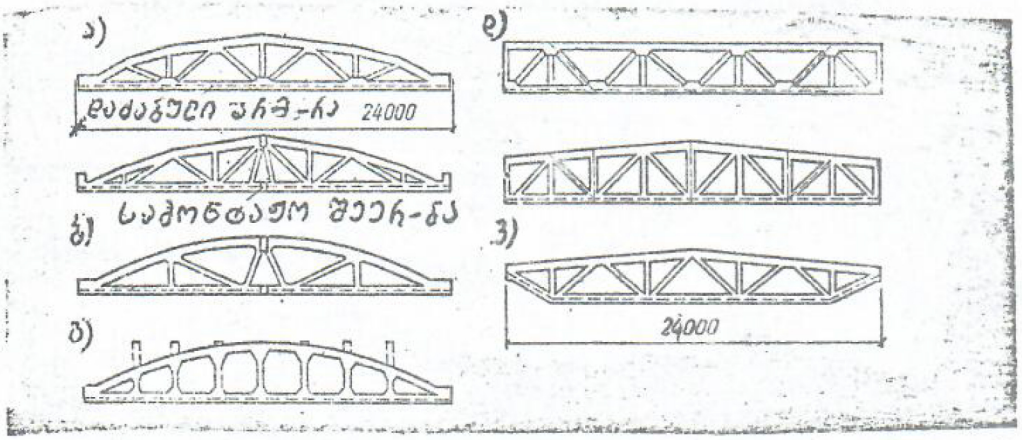
ნახ.10.26. ორქანობიან კოჭში დაძაბული არმატურის განლაგების სქემა:
1-ქვედა არმატურა;
2-ზედა არმატურა.



ნახ.10.27. ორქანობიანი კოჭი (სწორკუთხა კვეთის), მალით 18 მ.

3. ნამწეები

რკინაბეტონის ნამწეებს იყენებენ, როცა მალები არის 18, 24 და 30 მ, ბიჯით 6 ან 12 მ. არჩევენ შემდეგი ტიპის ნამწეებს: სეგმენტურს ბედა სარტყლის ტეხილი მოხაზულობით და კვანძებს შორის სწორხაზოვანი უბნით (ნახ.10.28 ა); კამაროვანს ირიბანიანი ტიპებით და ბედა სარტყლის მრუდხაზოვანი მოხაზულობით (ნახ.10.28,ბ), პოლიგონურს ან ტრაპეციული მოხაზულობის ბედა სარტყლის მცირე ქანობით (ნახ.10.28,დ); პოლიგონურს ტეხილი ქვედა სარტყლით (ნახ. 10.28,ე).



ნახ.10.28. რკინაბეტონის კონსტრუქციული სქემები.

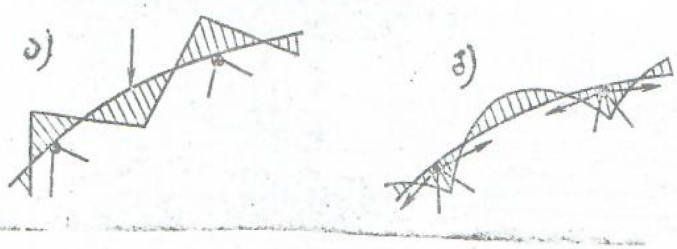
ყველა ტიპის ნამწის სიმაღლეს შუაში ჩვეულებრივ იღებენ მალის 1/7...1/9.

ბედა სარტყლის პანელის სიგრძეს (კამაროვანის და ირიბანიანის გარეშე) იღებენ 3 მ.

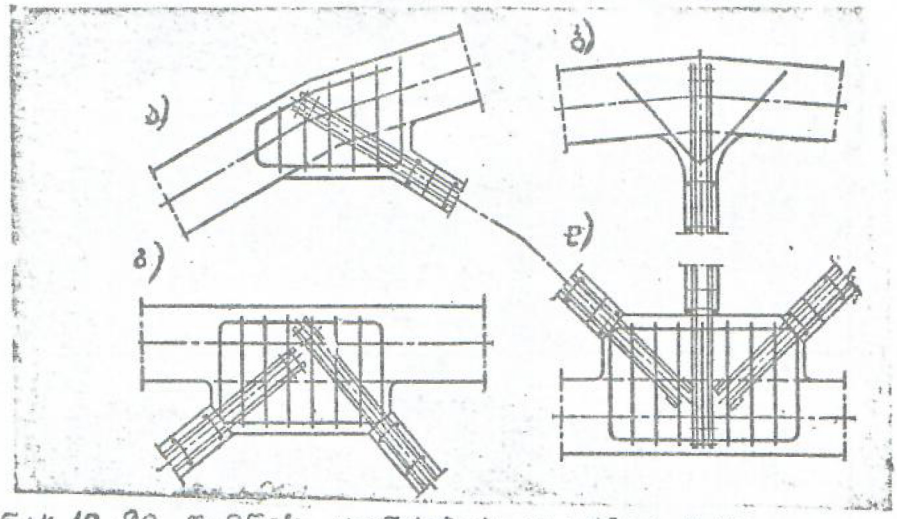
სტატიკური მუშაობის მხრივ უკეთესია სეგმენტური და კამაროვანი ნამწეები, რადგანაც ბედა სარტყლის მოხაზულობა უახლოვდება წნევის მრუდს. ასეთი ნამწეების ვისოსები ვანიცდიან უმნიშვნელო ძალვებს.

კამაროვან ირიბანიან ნამწეებში მღუნავი მომენტები ბედა სარტყლის არაკვანძური დატვირთვისას კლებულობს გრძივი ძალის ექსცენტრისიტეტის გამო, რომელიც ქმნის შებრუნებულ მომენტს, რაც საშუალებას იძლევა გავმარდოთ ბედა სარტყლის პანელის სიგრძე და დავაყენოთ ვისოსი უფრო იშვიათად (ნახ.10.29).

ნამწის ბედა და ქვედა სარტყლის სიგანეს, 6 მეტრის ბიჯისას, დამზადების სიმტკიცის მიხედვით იღებენ ერთნაირს – 200...250 მმ, ხოლო ნამწის 12 მ. ბიჯისას – 300...350 მმ. ნამწის კვანძებში ქმნიან გაგანიერებას – ვუტებს (ნახ.10.30), რომ საიმედოდ გადაეცეს ძალვები ერთი ელემენტებიდან მეორეს.



ნახ.10.29. თაღის მოხაზულობის ბამბის გედა სარტყლის მომენტების ეპიურები.



ნახ.10.30. ბამბის კვანძების დაარმატურება: ა-გ-გედა სარტყლის ; დ-ქვედა სარტყლის.

ბამბის საყრდენ კვანძებს დაარმატურებენ დამატებით გრძივი დაძაბული არმატურით და განივი არმატურით (ნახ.10.31).

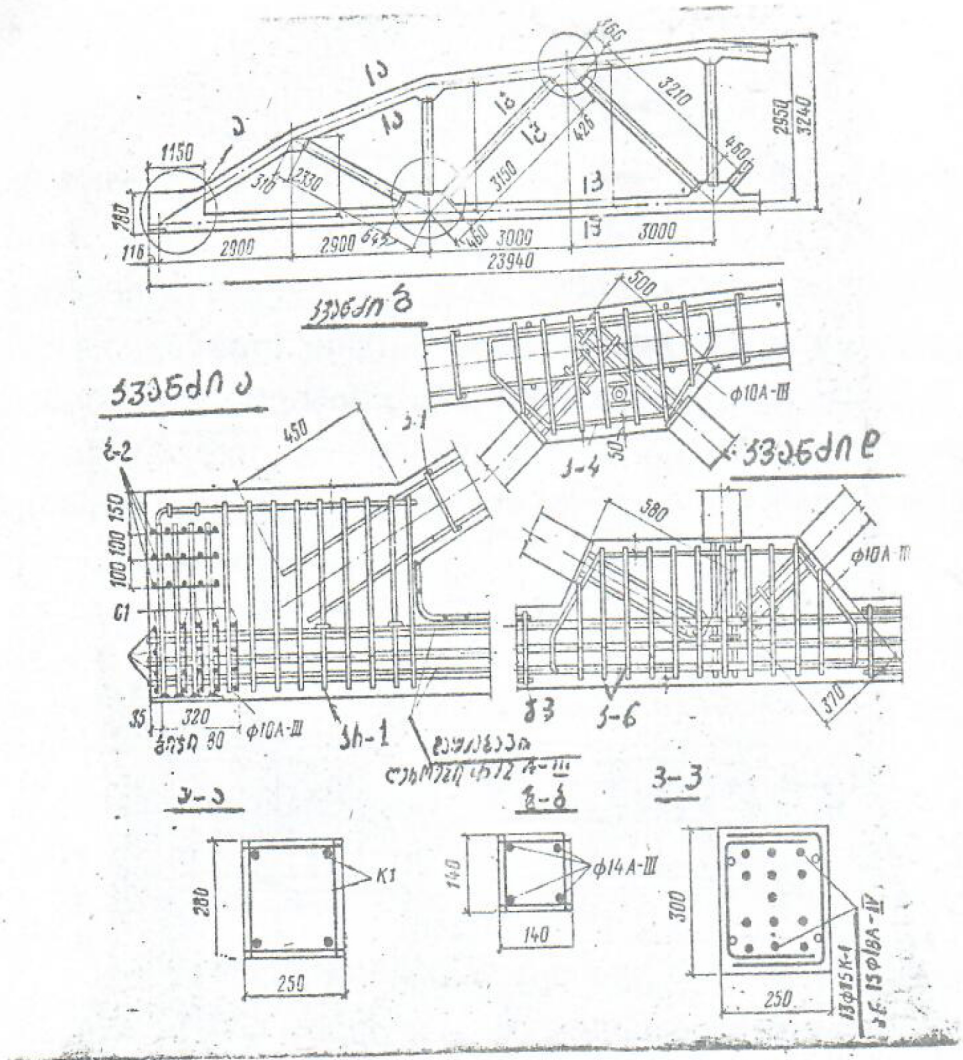
ბამბის ქვედა სარტყელი შეიძლება დაარმატურებული იქნეს: К-7, К-10, კლასის ბგვირისაგან, ღეროვანი А-IV კლასის არმატურისაგან, B_p-II მაღალი სიმტკიცის მავთულისაგან.

სხვადასხვა ტიპის ბამბეების ტექნიკურ-ეკონომიკური მაჩვენებლები მოყვანილია მე-3 თავში მოცემულ ცხრილში.

ბამბის გაანგარიშებას აწარმოებენ მუდმივი და დროებითი დატვირთვის მოქმედებაზე (დახურვის, ბამბის მასის, შეკიდული ტრანსპორტისაგან), ეს უკანასკნელი მოდებული იქნება ქვედა კვანძებზე.

გაანგარიშებაში ითვალისწინებენ თოვლის დატვირთვის არათანაბარ განაწილებას ფარნით და შენობის დახურვიდან. ავრეთვე ითვალისწინებენ ვისოსის ელემენტების არახელსაყრელ დატვირთვას თოვლისა და შეკიდული ტრანსპორტისაგან ბამბის ერთი ნახევრისათვის.

მღუნავი მომენტის განსაზღვრისას გედა სარტყლის არაკვანძური დატვირთვის შემთხვევაში. გედა სარტყელი განიხილება, როგორც უწრი კოჭი, რომლის საყრდენებად მიიღება ბამბის კვანძები. შეკუმშუ-



ნახ.10.31. რკინაბეტონის სეგმენტური ბამბე, მაღით $\ell = 24$ მ.

ღი ელემენტების საანგარიშო სიგრძე მოყვანილია 10.4 ცხრილში.

სარტყლებისა და გისოსების კვეთების გაანგარიშებას აწარმოებენ გაწიმული და შეკუმშული ელემენტების საანგარიშო ფორმულებით.

10.4. მონოლითური რკინაბეტონის ერთსართულიანი სამოქალაქო კარკასული შენობის კონსტრუქციების თავისებურებანი

ასეთი შენობებისათვის ძირითად მჭიდ კონსტრუქციად ითვლება განივი ჩარჩო. დატვირთვა შენობის დახურვისაგან – კოჭური ან თხელკედლიანი სივრცითი – გადაეცემა განივ ჩარჩოებს.

სწორკუთხა კვეთის რიგელები შეიძლება იყოს (როცა მაღი ტოლია) 12÷15 მ, ხოლო ტესებრი – 15÷18 მ; მრუდხაზოვანი რიგელები (შემკრავის გარეშე)– 18 მეტრამდე, შემკრავით–24 მ და მეტი; ჩარჩოებს მრუდხაზოვანი რიგელებით იყენებენ უმთავრესად მოკლე გარსის დიაფრაგმებად. შემკრავი, ეწინააღმდეგება რა სვეტების გედა ნაწილისგა-

ცხრილი 10.3.

ნამწნეების ტექნიკურ-ეკონომიკური მაჩვენებლები, როცა საანგარიშო დატვირთვაა 3,5...5,5 კნ/მ^2

ნამწნის ტიპი	ნამწნის მასა, მ	ბეტონის კლასი	ბეტონის მოცულობა, მ^3	ლითონის ხარჯი ნამწნეზე (კგ) გაჭიმული არმატურის დაარმატურებისას,		
				ღეროების შემთხვევაში	ბეგირის შემთხვევაში	მაღალი სიმტკიცის მავთულის შემთხვევაში
სეგმენტური ირიბანიანი, მაღით 18 მ, ბიჯით						
6 მ	4,5–6	B30, B40	1,8–2,42	289–468	238–391	223–372
12 მ	7,8–9,4	B30, B40	3,11–3,75	550–736	439–591	408–547
სეგმენტური უირიბანო, მაღით 18მ, ბიჯით 6 მ	6,5	B30, B40	2,7	390–436	330–450	319–436
12 მ	9,2–10,5	B30, B40	3,7–4,2	570–720	463–586	450–562
სეგმენტური ირიბანიანი, მაღით 24 მ, ბიჯით 6 მ	9,2	B30, B40	3,68	690–768	557–625	510–595
" 12 მ	14,9–18,6	B30, B40	5,94–7,42	1096–1539	853–1204	787–1128
სეგმენტური უირიბანო, მაღით 24მ, ბიჯით 6 მ	9,2–10,5	B30, B40	3,7–4,2	759–862	654–715	623–697
" 12 მ	14,2–18,2	B30, B40	5,7–7,8	1281–1489	1020–1201	988–1128

სეგმენტური ირიბანიანი ნამწნეები ეკონომიურია სეგმენტური უირიბანო-დაახლოებით 10%-ით არმატურის ხარჯით და 12%-ით ბეტონის ხარჯით. შეკიდული ამწნეებისას ლითონის ხარჯი იზრდება 20–30%-ი

ცხრილი 10.4

წამწის შეკუმშული ელემენტების საანგარიშო სიგრძე - l_0

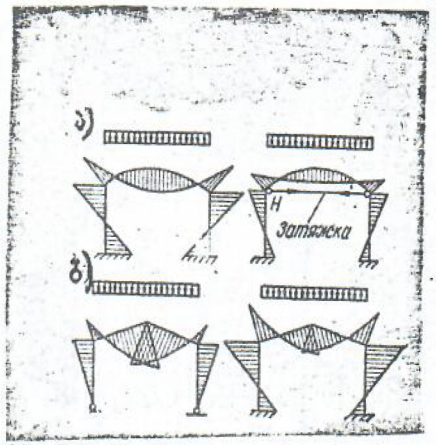
ელემენტი	საანგარიშო სიგრძე
შეკუმშული ზედა სარტყელი წამწის სიბრტყეში	
როცა $l_0 < 1/18\,h$	$0,9\,l$
" $l_0 \geq 1/18\,h$	$0,8\,l$
შეკუმშული ზედა სარტყელი წამწის სიბრტყის გარეთ: ფარხის უბანზე	
მომით 12 მ და მეტი	$0,8\,l$
სხვა შემთხვევაში	$0,9\,l$
შეკუმშული ირიბანები და დგარები წამწის სიბრტყეში და მისი სიბრტყის გარეთ	
როცა $b/b_d < 1,5$	$0,9\,l$
" $b/b_d \geq 1,5$	$0,8\,l$

შენიშვნა: l -მანძილი მოსაზღვრე კვანძების დამაგრების ცენტრებს შორის; l_0 -გრძივი ძალის ექვივალენტური სიგრძე; h -ზედა სარტყლის კვეთის სიმაღლე; b, b_d -ზედა სარტყლის და დგარის კვეთის სიგანე.

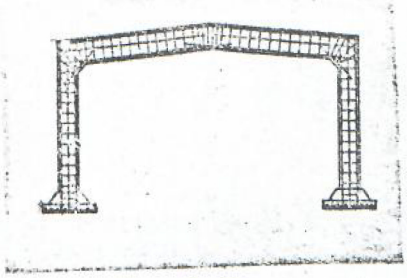
დაადგილებას, ამცირებს მღუნავ მომენტებს და განივ ძალებს რიგელებში და სვეტებში (ნახ.10.32,ა).

მონოლითური ჩარჩოს სვეტების საძირკველთან შეერთება ნაჩვენებია 10.34 ნახაზზე. რიგელს დაარმატურებენ, როგორც კოჭს ჩამავრებულ საყრდენზე; სვეტებს დაარმატურებენ ისე, როგორც შეკუმშულ ელემენტებს (ნახ. 10.33). რიგელისა და სვეტის შეუღლებისას (კვანძში) გაჭიმულ არმატურას მოამრგვალებენ (ნახ. 10.34,ა).

კეხის კვანძს დაარმატურებენ ქვედა გაჭიმული არმატურის

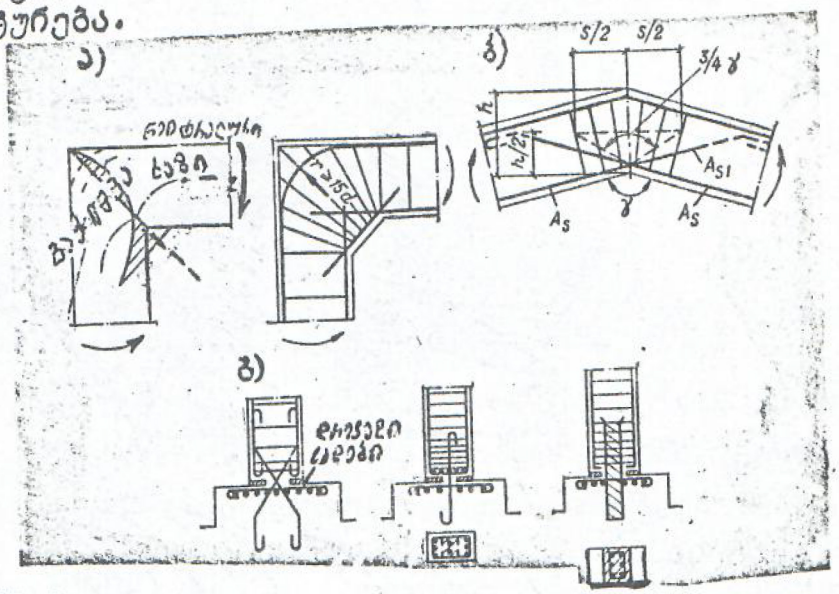


ნახ.10.32. მონოლითური ჩარჩოს რაციონალური კონსტრუქციის შერჩევა:
ა) მომენტების ეპიურები მრუდხაზოვანი რიგელისათვის შემკრავით და შემკრავის გარეშე; ბ-იგივე ტეხილი მოხაზულობის რიგელისათვის და სვეტისა საძირკველთან სახსრუ-



გადაყვანით მევით და აძღიერებენ დამატებით განივი ღეროებით (ნახ.10.34,ბ).

ნახ.10.33. მონოლითური ჩარჩოს დაარმატურება.



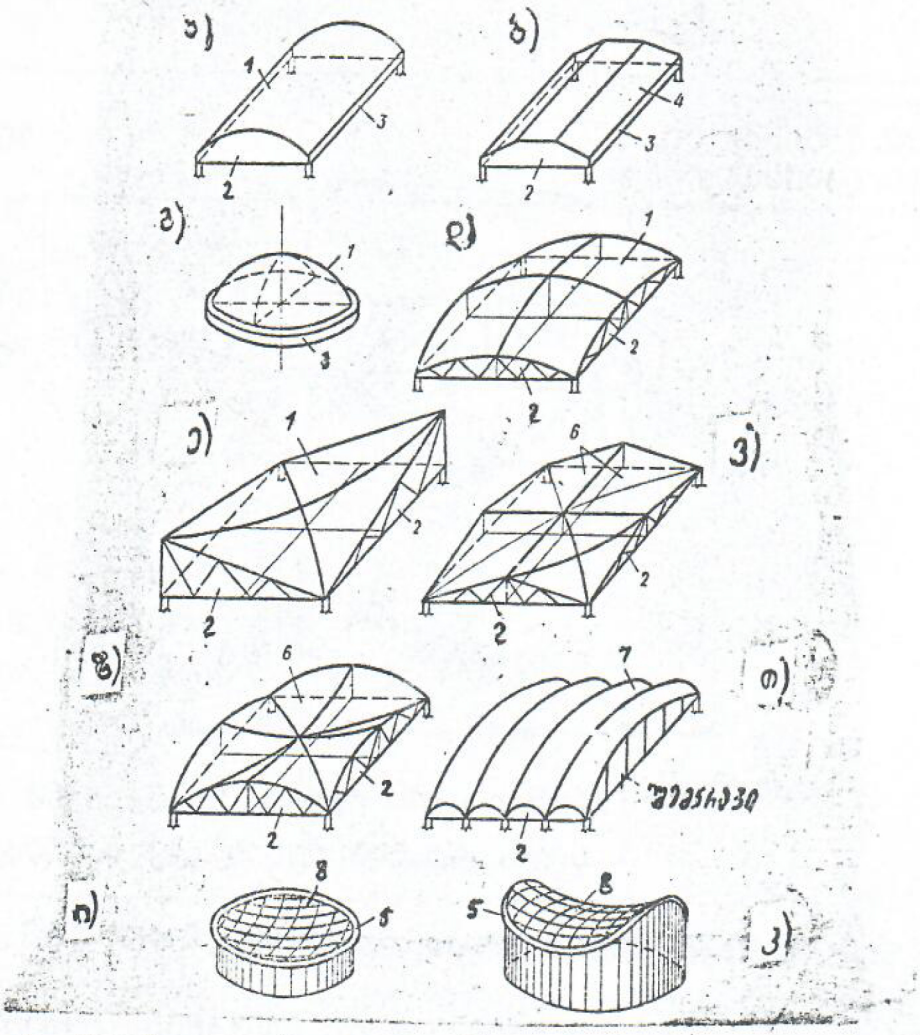
ნახ.10.34. მონოლითური ჩარჩოს კვანძებისა (ა,ბ) და საყრდენი სახსრების (გ) დაარმატურება.

თავი 11. თხელკედლიანი სივრცითი დახურვები

სივრცითი დახურვა წარმოადგენს სისტემას, რომელიც იქმნება თხელკედლიანი გარსებისაგან (თხელი ფილებისაგან) და საკონტურო კონსტრუქციისაგან (დაყრდნობილი საყრდენ რგოლებზე, კოჭის მსგავს დიაფრაგმებზე, ბამბეებზე, კამარებზე და სხვ.). დახურვაში იყენებენ ციცინდრულ გარსებსა და კრიზმულ ნაკეცებს; მბრუნავ გარსებს ვერტიკალური ღერძით (გუმბათები); ორმაგი სიმრუდის დადებითი და უარყოფითი გაუსის სიმრუდის გარსებს (უმთავრესად გეგმაში სწორკუთხა); გარსებს, შედგენილს რამოდენიმე ელემენტებისაგან – გარსებს აძლევენ მრავალკუთხა ან მრუდხაზოვანი გეგმაპირის მოხაზულობას.

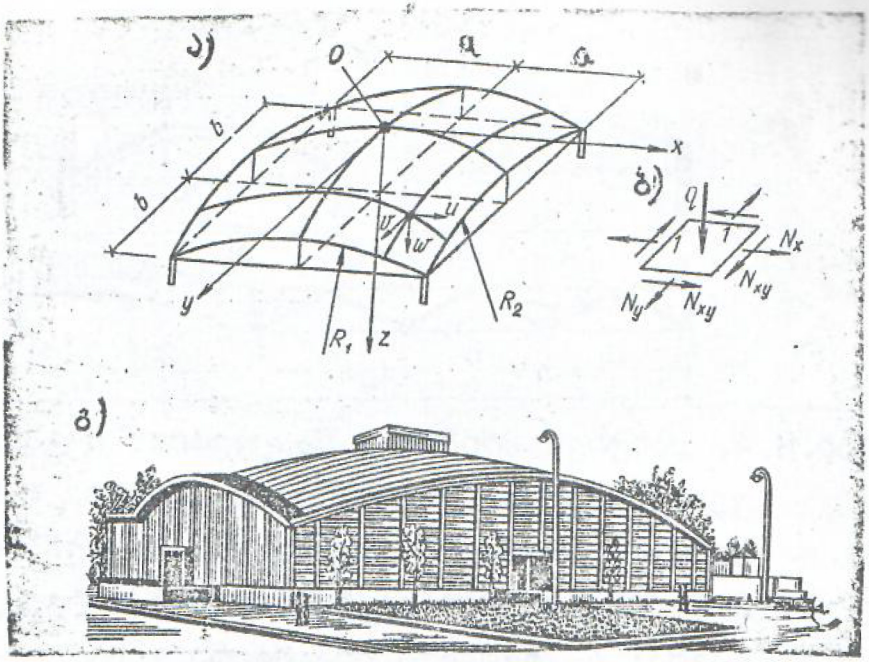
განსაკუთრებული ადგილი უჭირავს: ტაღლისებრ თაღებს ან მრავალმაღიან თაღის მსგავს დახურვებს (ნახ.11.1თ); კიდულ დახურვებს (ვანტებზე). სხვადასხვა ფორმის, როგორც სივრცეში, ისე გეგმაში, ორივეს სქემა წარმოდგენილია 11.1,ი,კ ნახაზებზე.

მიზანშეწონილია თხელკედლიანი გარსებით გადავხუროთ დიდი ზომის შენობები (30X30 მ და მეტი) შუაღელი საყრდენების გარეშე. დადე-



ნახ.11.1. სივრცითი თხელკედლიანი დახურვები,რომლებშიც უმეტეს შემთხვევაში გამოიყენება (დამახასიათებელი სქემები): ა-ცილინდრული გარსები; ბ-პრიზმატული ნაკეცები; გ-გარსები მბრუნავი ვერტიკალური ღერძის მიმართ; დ-ორმაგი უარყოფითი სიმრუდის გარსები; ე-გაუსის მოხაზულობის ორმაგი უარყოფითი სიმრუდის ჭარსები; ვ-შედგენილი გარსები, ვევმაში სწორკუთხა; ; ზ-იგივე სამკუთხა ელემენტებისაგან; თ-ტალღისმაგვარი თაღები; ი-კიდული ტიპის ერთნიშნა სიმრუდის ზედაპირით; კ-იგივე სხვადასხვა ნიშნიანი სიმრუდით; 1-გარსი; 2-დიაფრაგმა; 3-გრძივი ნაპირა ელემენტი; 4-ნაკეცი ელემენტი; 5-საყრდენი რგოლი; 6-გარსის ელემენტი; 7-თაღის ტალღა; 8-კიდული გარსი.

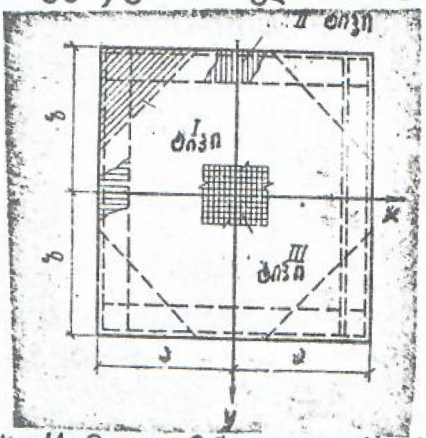
ბითი გაუსის სიმრუდის გარსით დახურვა შედგება თხელკედლიანი ფილებისაგან, გაღუნული ორი მიმართულებით; დიაფრაგმებისაგან, განლაგებული კონტურზე და მონოლითურად შეერთებული მასთან (ნახ.11.1 და ნახ.11.2, ა).



ნახ.11.2. დახურვა გაუსის დადებითი სიმრუდის გარსით (გეგმაში სწორკუთხა): ა-საანგარიშო სქემა; ბ-გარსიდან გამოყოფილი ერთეული ელემენტი; გ-ბაგირის გადახურვა მოსკოვში (ასაწყობი კონსტრუქციით).

ორმაგი სიმრუდის გარსებს აკეთებენ დამრეცს, ე.ი. გედაპირის აწევით ფუძის გომის არა უმეტესი 1/5-1/6 .

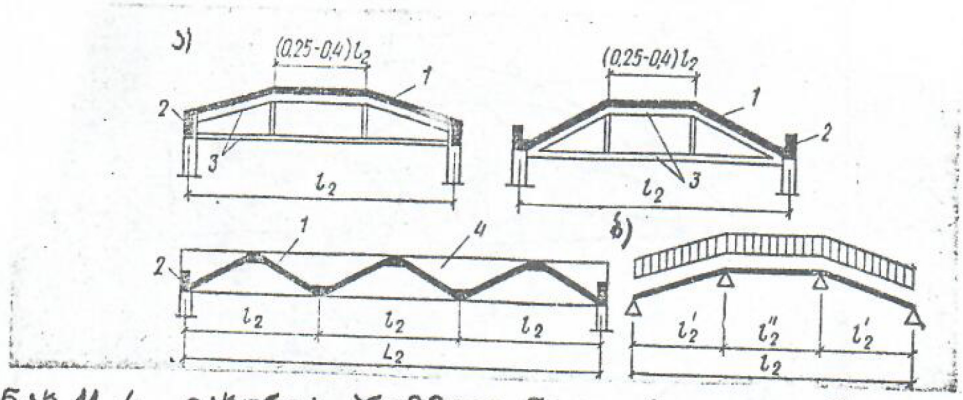
გაუსის დადებითი სიმრუდის დახურვის თხელკედლიან გარსებს ანგარიშობენ მხოლოდ N_x , N_y , N_{xy} ძაბვებზე მომენტის გარეშე, რადგანაც მათ მცირე სიხისტე აქვთ ღუნვისას (ნახ.11.2, ბ). 4.3 ნახაზზე მოცემულია დამრეცი გარსის დაარმატურება.



ნახ.11.3. დამრეცი გარსის გაუსის დადებითი სიმრუდის დაარმატურების სქემა.

11.1. პრიზმული ნაკეცები

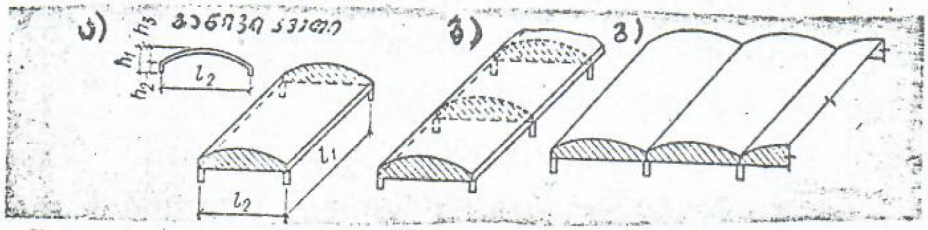
დახურვა პრიზმული ნაკეცებით შედგება ბრტყელი ფიცრებისაგან, საბორტო ელემენტებისაგან (ნახ.11.4,ა). არჩევენ ერთ ან მრავალმალიან და მრავალტალღოვან ნაკეცებს; l_2 ტალღის მიმართულებით ნაკეცი დახურვა მუშაობს, როგორც მრავალმალიანი კოჭური ფიცრები. ტეხილი ღერძით (წიბოები მიღებულია საყრდენებად (ნახ.11.4,ბ). სამწახნაგოვან ნაკეცებში ტალღის სიგრძე $l_2 = 9...12$ მ. ნაკეცის სიმაღლეს



ნახ.11.4. დახურვა პრიზმული ნაკეცებით: ა-განივი კვეთებისა და დიაფრაგმების ტიპები; ბ-ნაკეცების საანგარიშო სქემა ტაღლის მიმართულებით; 1-ნაკეცი; 2-ნაპირა ვრძივი ელემენტი; 3-შპრენგელური დიაფრაგმა; 4-კოჭოვანი დიაფრაგმა.

იღებენ 1/7...1/10 l_1 ; ნაკეცების წახნაგებს ტაღლის გრძივად დაარმატურებენ მრავალმალიანი ფილების მსგავსად, მღუნავი მომენტების მიხედვით.

ცილინდრული გარსებით დახურვა იქმნება თხელი ფილებისაგან (ნახ.11.5) გაღუნულ ცილინდრულ ბედაპირზე, საბორტო ელემენტებისაგან და ტორსების დიაფრაგმებისაგან.

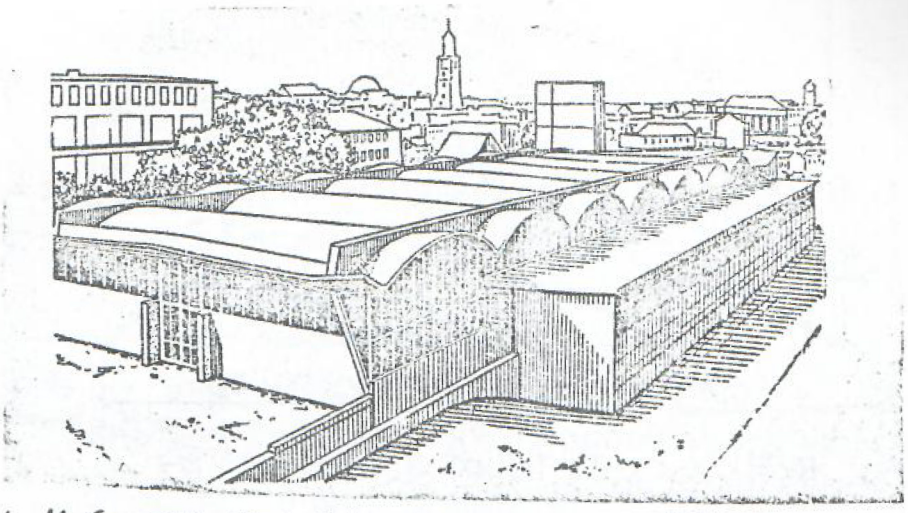


ნახ.11.5. ცილინდრული გარსების ტიპები: ა-ერთმალიანი; ბ-მრავალმალიანი; გ-მრავალტაღლიანი.

გარსის ძირითადი პარამეტრებია (ნახ.11.5,ა): l_1 -მალი; ტაღლის სიგრძე — l_2 ; აწევის ისარი - f . გარსები შეიძლება იყოს ერთმალიანი (ნახ.11.5,ბ), თუ გარსი გრძივად (სწორხაზოვნად) ეყრდნობა ორ დიაფრაგმას და მრავალმალიანი, თუ გარსს იკავებს ორზე მეტი დიაფრაგმა.

11.6 ნახაზზე (მავალითისათვის) ნაჩვენებია სივრცითი დახურვა, მრავალტაღლოვანი ცილინდრული გარსებით.

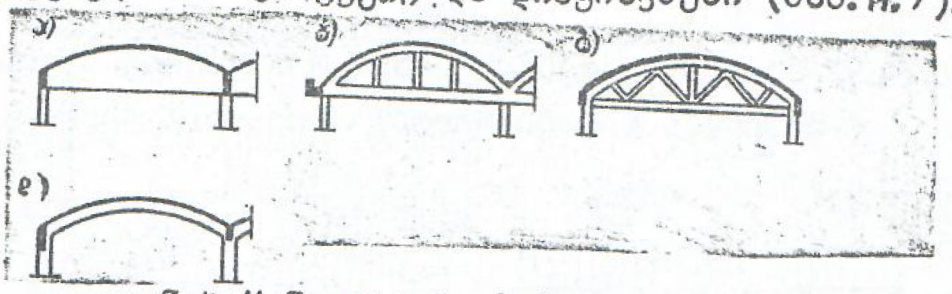
საქართველოში მეცნიერების მიერ შეშუშავებული იქნა ბეტონის წონასწორობის საფუძველზე გარსების მიღების უნარის განსაზღვრა (ავტ. ნ. ახვლედიანი და სხვ.)



ნახ.11.6. დახურვა მრავალტაღიანი ცილინდრული გარსებით (მოსკოვის წყალმომარაგების ინსტიტუტის კორპუსი-მონოლითური კონსტრუქცია).

11.2. გრძელი გარსები

გრძელი ცილინდრული გარსები დატვირთვის მოქმედებით განიცდიან დეფორმირებას კოჭის მსვავსად l_1 მაღით, რომელსაც აქვს h_1 სიმაღლის ფიგურული განივი კვეთი და დიაფრაგმები (ნახ.11.7).

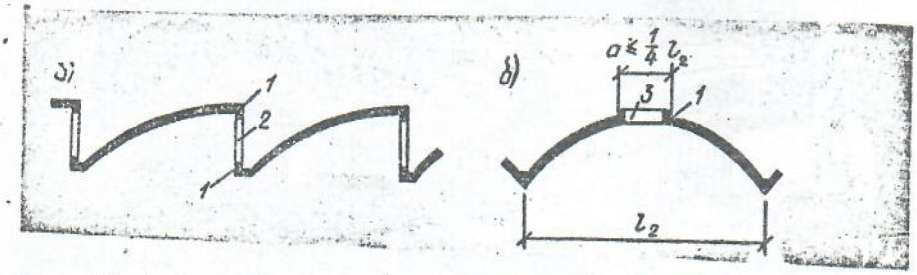


ნახ.11.7. დიაფრაგმების ტიპები:
ა-მთლიანკედლიანი კოჭი; ბ-ბაღი შემკრავით;
გ-ბამბე, დ-ჩარჩო.

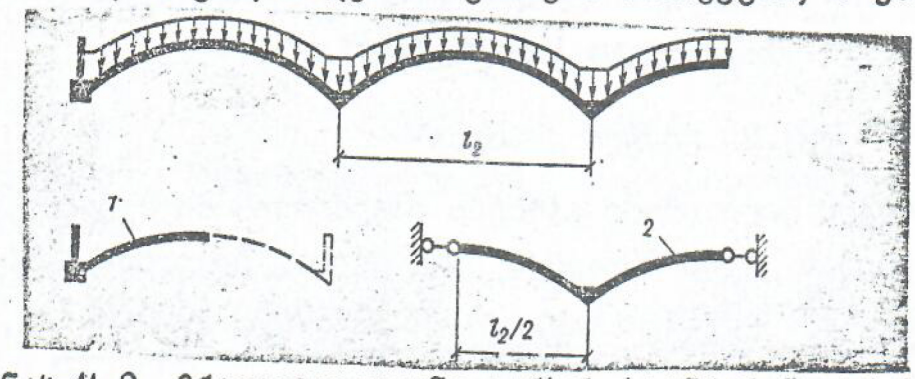
დიაფრაგმებად იყენებენ კოჭურ ბამბეებს.
ცილინდრული გარსები ნაჩვენებია 11.8 ნახაზზე.

11.9 ნახაზზე მოცემულია მრავალტაღიანი გარსის საანგარიშო სქემა. მრავალმალიანი გარსებისათვის (ნახ.11.10) საკმარისია გაანგარიშდეს ერთმალიანი სახსრულად დაყრდნობილი გარსი l_0 მაღით, რომელიც ტოლია მანძილისა ნაპირა დიაფრაგმიდან ნულოვან წერტილამდე, იგი ნაჩვენებია მღუნავი მომენტების ეპიურაზე შესაბამის მრავალმალიან კოჭზე.

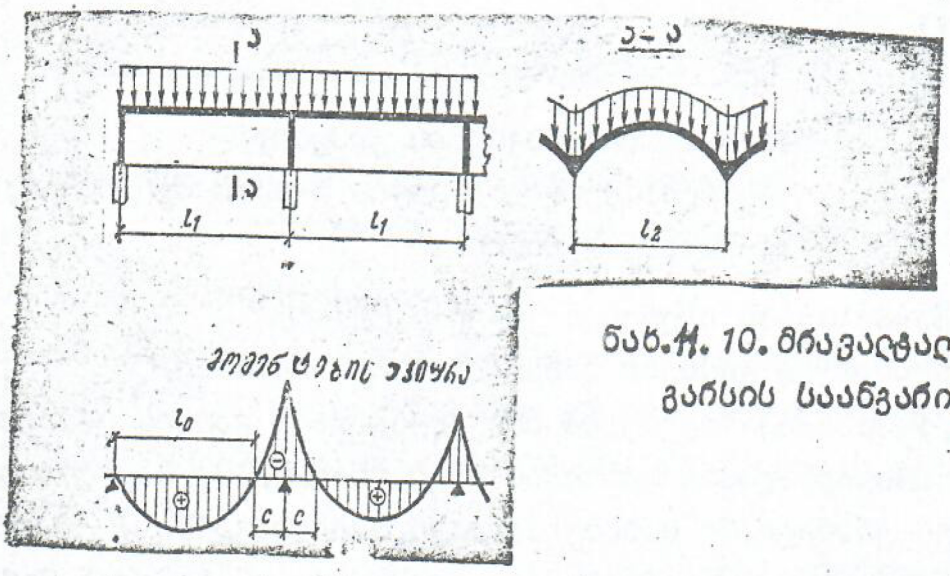
11.11 ნახაზზე ნაჩვენებია გარსის კვეთში დაძაბული მდგომარეობის საანგარიშო სქემა. 11.12 ა,ბ ნახაზებზე მოცანილია გარსზე მოქმედი ძალები და მღუნავი მომენტები; ხოლო 11.13 ნახაზზე - გრძელი გარსის დაარმატურება.



ნახ.11.8. გარსები სასინათლო ღიობებით:
ა-ნახევრად ცილინდრული; ბ-ცილინდრული; 1-გრძივი წიბოები; 2-დგარი შემინვის სიბრტყეში; 3-განმბჯენი.



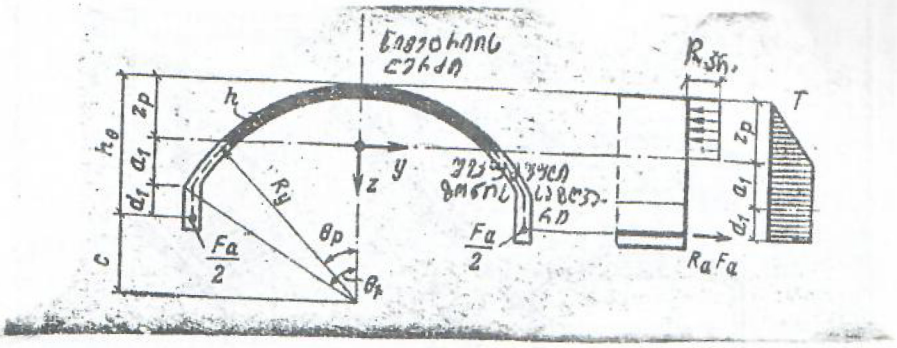
ნახ.11.9. მრავალტალღოვანი გარსის საანგარიშო სქემა:
1-ნაპირა ნახევარი ტალღა; 2-შუალედი ტალღა.



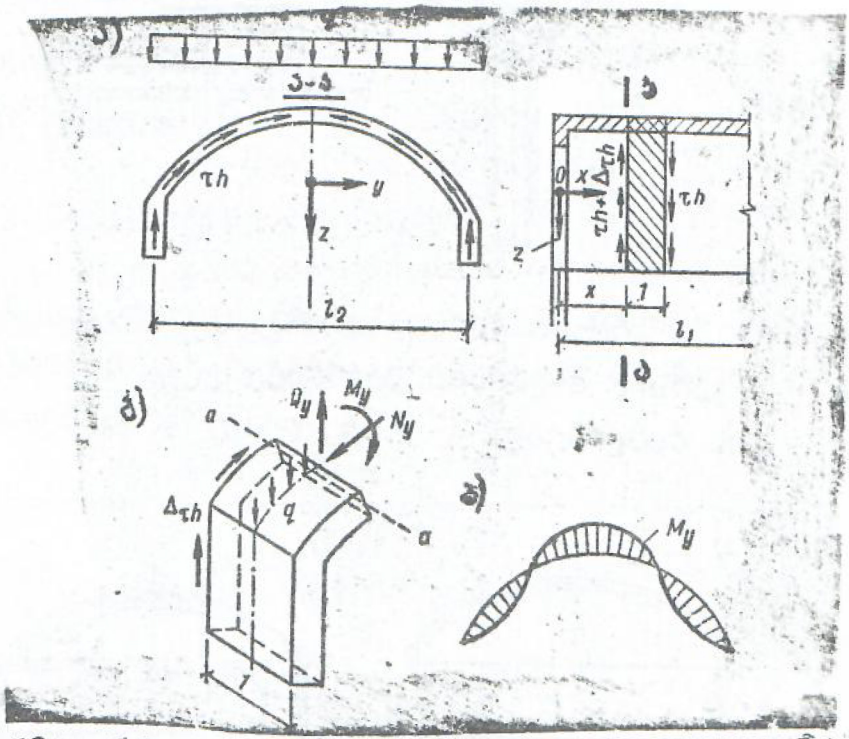
ნახ.11.10. მრავალტალღოვანი გარსის საანგარიშო სქემა.

ძაღვების გადაცემა გარსიდან დიაფრაგმაზე ნაჩვენებია 11.14 ნახაზზე.

გრძელი ცილინდრული გარსებით დახურვის კონსტრუქციული სქემა ნაჩვენებია 11.15 ნახაზზე.



ნახ.11.11. ცილინდრული გარსის გაანგარიშება მღვრული წონასწორობის სტადიის მიხედვით (როგორც რკინაბეტონის კოჭის).



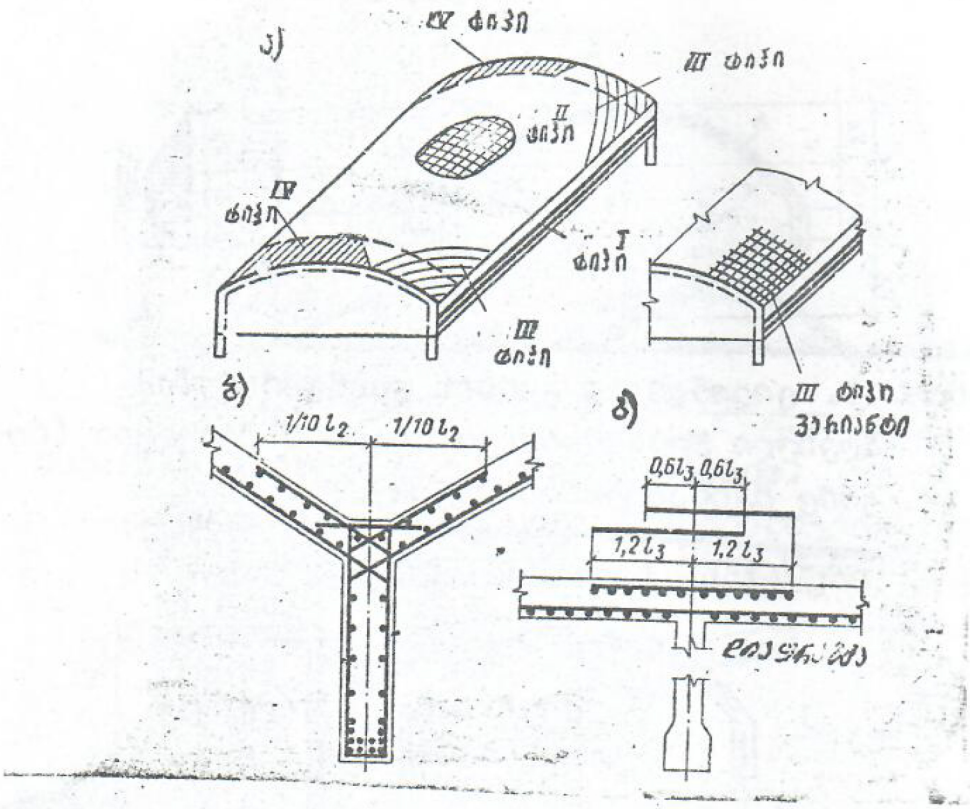
ნახ.11.12. გრძელი ცილინდრული გარსის გაანგარიშება ტალღის მიმართულებით:
ა–გარსის ერთეული სიგრძის განივი ბოლი მასზე მოქმედი ზღები ძალებით;ბ–გარსის განივი ბოლის ნაწილი მასზე მოქმედი ძალებით და მომენტებით;გ–მღუნავი მომენტების ეპიურები მოქმედი ტალღის მიმართულებით.

11.3. მოკლე გარსები

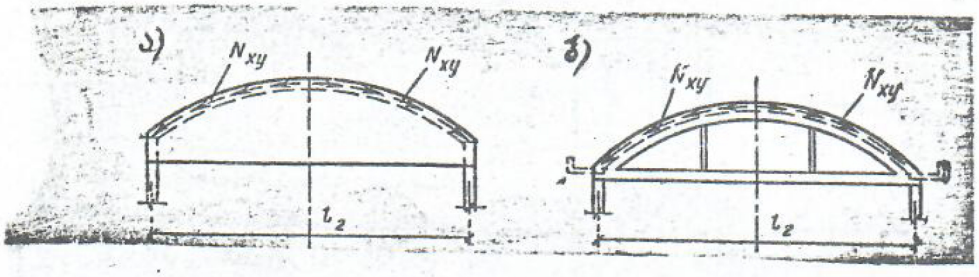
ცილინდრულ გარსებს უწოდებენ მოკლეს, თუ მათი ზომების ფარდობა გევმაში $\ell_1 / \ell_2 < 1$ (ნახ.11.16).

დადგენილია მოკლე გარსების კონსტრუირების შემდეგი რეკომენდაციები: როცა $\ell_2 = 12...30$ მ, $\ell_1 = 6...12$ მ და $f \geq 1/7\, \ell_2$.

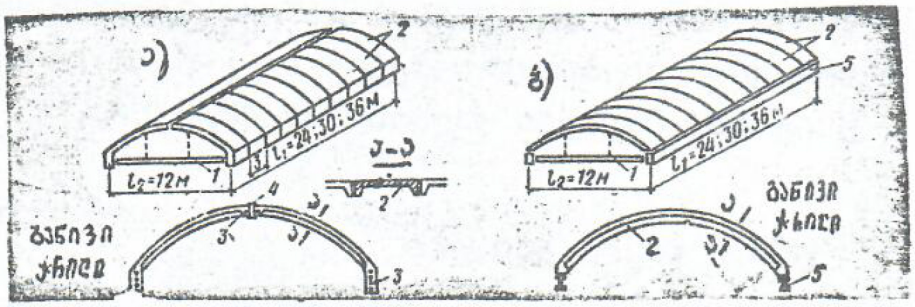
ფილის სისქეს იღებენ გაანგარიშების ტარეშე 5...6 სმ ტოლს, როცა



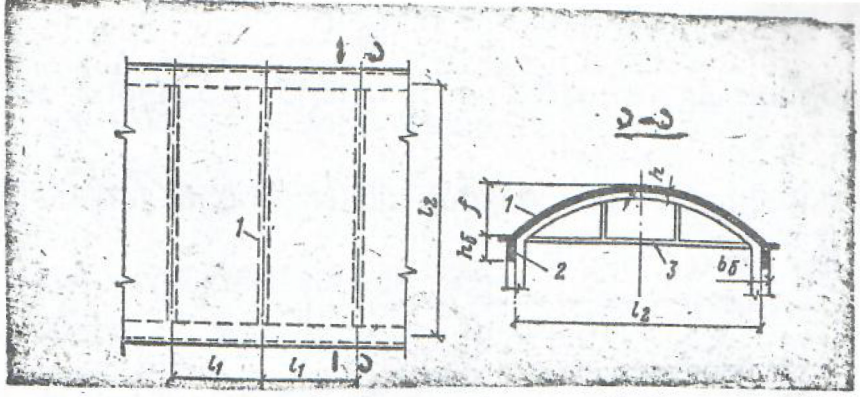
ნახ.11.13. გრძელი გარსის დაარმატურების სქემა: ა-გარსი; ბ-გარსის დაარმატურება საბორტო ელემენტის მახლობლად; გ-იგივე დიაფრაგმის ზევით.



ნახ.11.14. გარსიდან დიაფრაგმაზე ძაღვების გადაცემის სქემა.



ნახ.11.15. კონსტრუქციული სქემები გრძელი ციღინდრული გარსით დახურვისათვის (ასაწყობი კონსტრუქცია): ა-გარსი შეერთებულია საბორტო ელემენტთან მონოლითურად; ბ-გარსი გამოყოფილია საბორტო ელემენტიდან; 1-დიაფრაგმის შემკრავი; 2-ასაწყობი პანელი; 3-დაძაბული არმატურა; 4-პირაპირის ხედი; 5-საბორტო ელემენტი.



ნახ. 11. 16. მოკლე მონოლითური ცილინდრული გარსის კონსტრუქციული სქემა: 1-ცილინდრული ფილა; 2-საბორტო ელემენტი; 3-დიაფრაგმა.

l_1 = 6 მ და 7,,8 სმ, როცა l_1 = 9... 12 მ (B 20— B 30 ბეტონის კლასის გამოყენებისას). საბორტო ელემენტს იღებენ სიმაღლით h_s = 1/10... 1/15 l_1 და სიგანით $d = (0,2...0,4)\, h_2$. ფილებს დაარმატურებენ კონსტრუქციულად ბადეებით ϕ 5... ϕ 6 მმ, ღეროებით 10—20 სმ. ბიჯით. ასეთ გარსებს ანგარიშობენ გამარტივებული ხერხით. l_1 -ს მიმართულებით გარსებს ანგარიშობენ როგორც კოჭს.

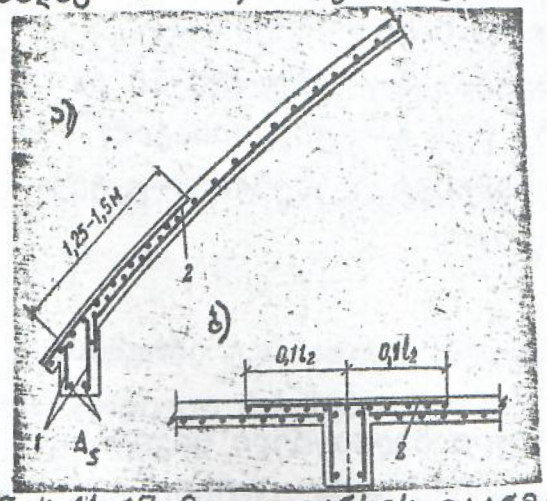
ერთმალიანი, ერთტალღიანი გარსის შუაში მღუნავი მომენტი

$$M = 0,125(q\, l_2)\, l_1^2 . \qquad (11.1)$$

გაჭიმული არმატურის კვეთის საჭირო ფართობი

$$A_s = M/R_s z = (q\, l_2)\, l_1^2/4,5 R_s (f + h_s), \qquad (11.2)$$

სადაც $z = 0,55(f + h_2)$.

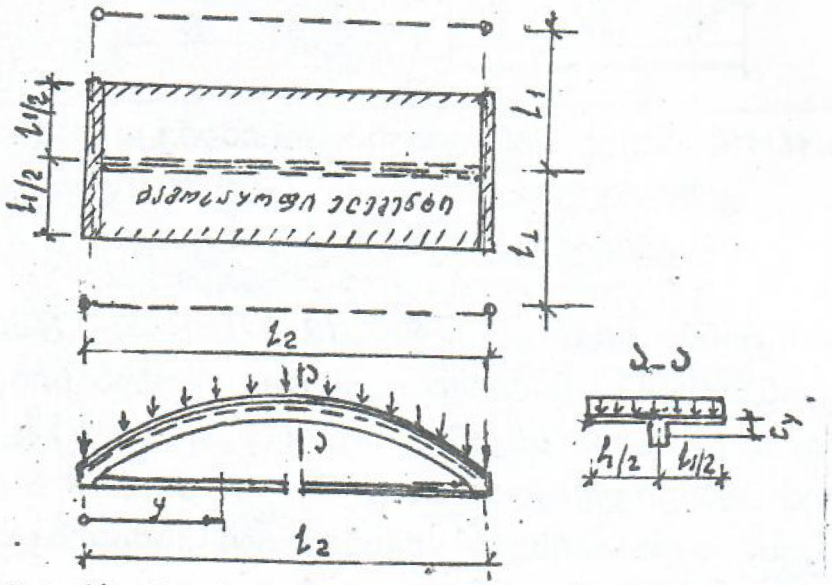


ნახ. 11. 17. მოკლე გარსის დაარმატურება: ა-საბორტო ელემენტთან; ბ-შუალედი დიაფრაგმის გემოთ; 1-შენადუღი კარკასები; 2-დამატებითი შენადუღი ბადეები.

ეს არმატურა უნდა განლაგდეს საბორტო ელემენტებში; როცა ერთმალიანი გარსი მრავალტალღიანია, და შუალედ საბორტო ელემენტებში არმატურის კვეთი არის A_s , ნაპირში უნდა იყოს $A_s/2$. მრავალმალიანი გარსების შუალედ მალებში არმატურის კვეთი მიიღება ორჯერ ნაკლები. საბორტო ელემენტთან ახლოს გარსებს დაარმატურებენ დამატებითი ბადეებით (ნახ. 11. 17, ა).

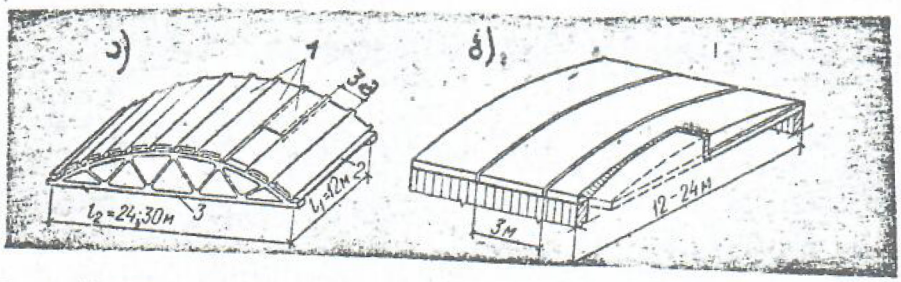
დიაფრაგმების მევით ავრეთვე აღაგებენ დამატებით არმატურას, (ნახ.11.17,ბ).

l_2 მიმართულებით დიაფრაგმას ანგარიშობენ გარსის ფიქასთან ერთად (ნახ.11.18).



ნახ.11.18. მოკლე გარსის დიაფრაგმის გაანგარიშების სქემა.

11.19 ნახაზზე მოცემულია მოკლე ცილინდრული გარსებით დახურვის კონსტრუქციული სქემა.



ნახ.11.19.ასაწყობი გადახურვის კონსტრუქციული სქემა მოკლე ცილინდრული გარსებით: ა-ბამბეებისგან და სახურავის ფილებისაგან; ბ-КЖС ფილებისაგან; 1-ასაწყობი პანელი; 2-საბოლტო ელემენტი; 3-ბამბე-დიაფრაგმა.

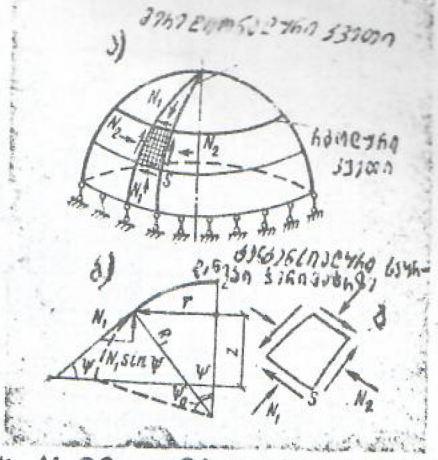
11.4. გუმბათები

გუმბათები გამოირჩევა/ განსაკუთრებული ხელსაყრელი სივრცითი მუშაობით. მასალების ხარჯის მიხედვით ისინი უფრო ეკონომიურია, ვიდრე სხვა სივრცითი გადახურვები. გუმბათოვანი გადახურვა შედგება ორი ძირითადი კონსტრუქციული ელემენტისაგან: გარსისა და საყრ-

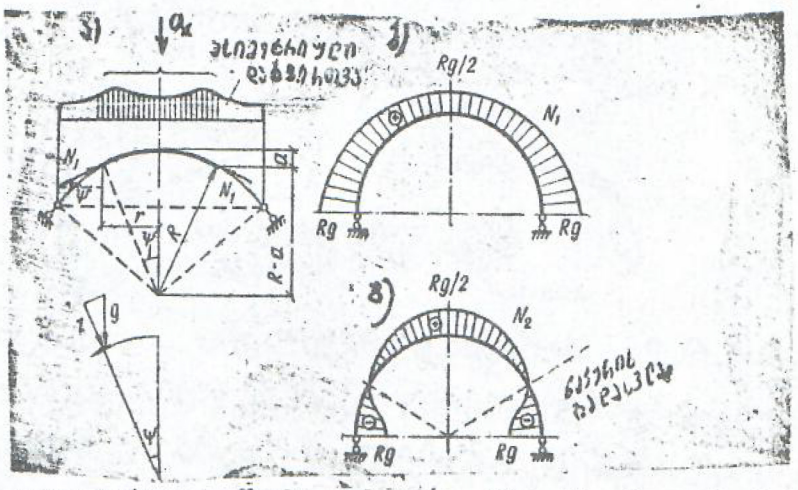
დენი რგოლისაგან (ნახ.11.1,გ; 11.20,ა).

თხელკედლიანი გუმბათები შეიძლება გაანგარიშებული იქნეს უმომენტო თეორიით.

გუმბათის ელემენტი, განსაზღვრული ორი მერიდიანული და ორი რგოლური კვეთებით, იმყოფება ძალვების მეგავლენის ქვეშ: მერიდიანული, რგოლური, მხები N_1, N_2, S (ნახ.11.20,გ), რომლებსაც საზღვრავენ გუმბათის ელემენტის წონასწორობის პირობიდან. ღერძის სიმეტრიული დატვირთვისას $S=0$ (ნახ.11.21, ა,ბ,გ). გუმბათის გაანგარიშება მოყვანილია ([2], § XIV.6); იხილეთ 11.22, 11.23, 11.24 ნახაზები.



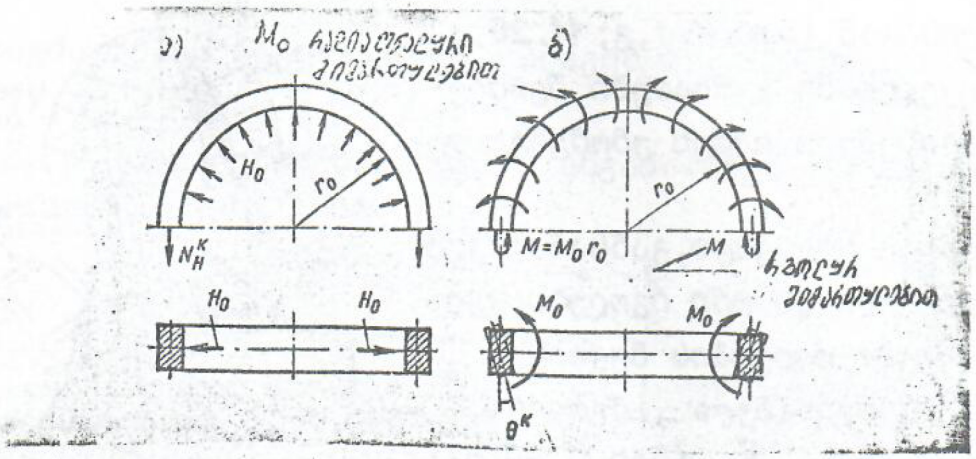
ნახ.11.20. გუმბათის გაანგარიშება: ა- მოძრავი სახსრით კონტურზე დაყრდნობილი გუმბათის სქემა; ბ- სიმეტრიით გამოყოფილი გუმბათის ნაწილი; გ-გუმბათის ელემენტი მასზე მოქმედი მიგა ძალვებით.



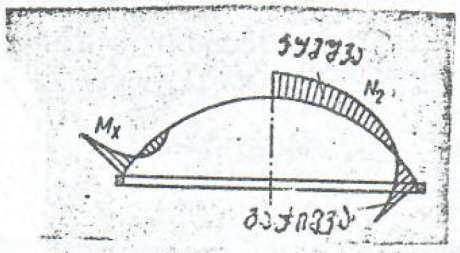
ნახაზე q_ψ დატვირთვის შემდგენია (გუმბათში, მედაპირის მართობული მიმართულებით).

ნახ.11.21. სტატიკურად რკვევადი სფერული გუმბათი: ა-საანგარიშო სქემა; ბ- N_1 და N_2 ძაბვების მასის ძალვების ეპიურები ნახევრად სფერულ გუმბათში.

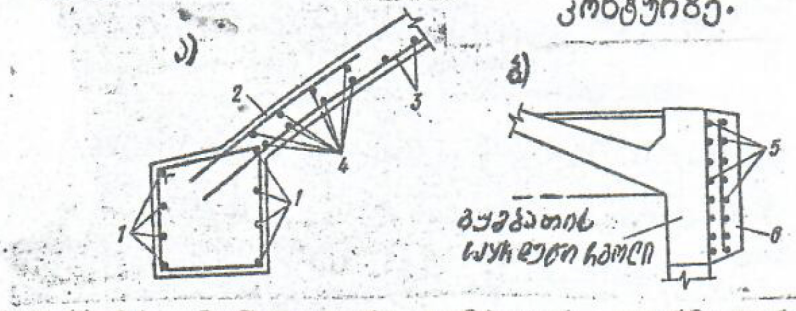
ასაწყობი გუმბათის ბრტყელი ან მრუდხაზოვანი ელემენტების კონსტრუქციული სქემები (გარსი ჭრილით) მოყვანილია 11.25 ნახაზზე.



ნახ.11.22. საყრდენი რგოლის საანგარიშო სქემები: ა-შემკრავის, ბ- მოუნავი მომენტების.



ნახ.11.23. მომენტებისა და რგოლური ძალვების ეპიურები გუმბათში დრეკადად ჩამაგრებულ კონტურზე.



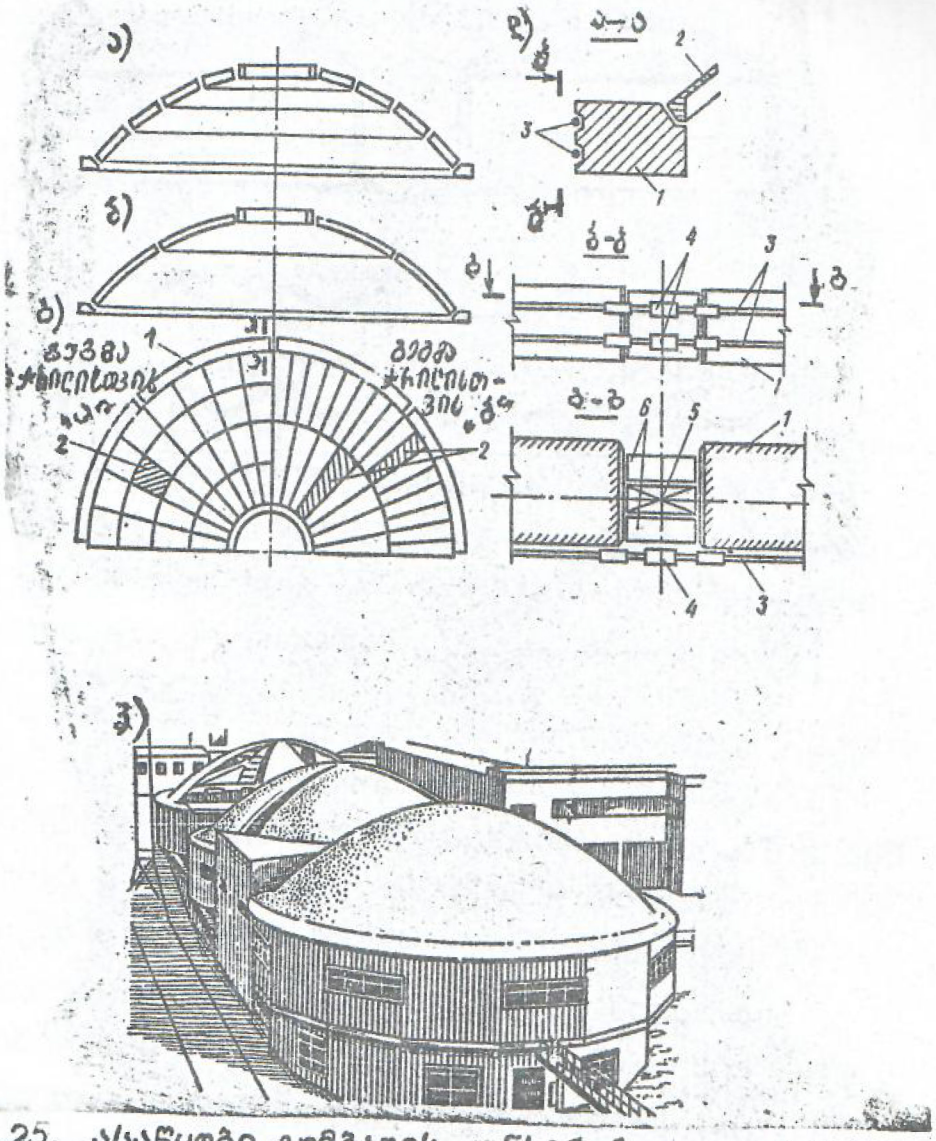
ნახ.11.24. მონოლითური გუმბათის დაარმატურების დეტალი: ა-ჩვეულებრივ დაარმატურებისას; ბ-რგოლური არმატურის დაძაბვით; 1-საყრდენი რგოლის მუშა არმატურა; 2-გაანგარიშებით მიღებული დამატებითი არმატურა M_x-ზე; 3-კონსტრუქციული ბადე გარსის ყველა უბანზე; 4-გაანგარიშებით მიღებული რგოლური არმატურა N_2-ზე; 5-დაძაბული არმატურა; 6-ტონკრეტით შეღესვა.

საქართველოში ქართველი მეცნიერების მიერ განხორციელებულ დიდმალიან გადახურვებში ყურადსაღებია სპორტის სასახლის გადახურვა (ავტ. დ. ქაჯაია).

11.5. ტაღისებრი თაღები

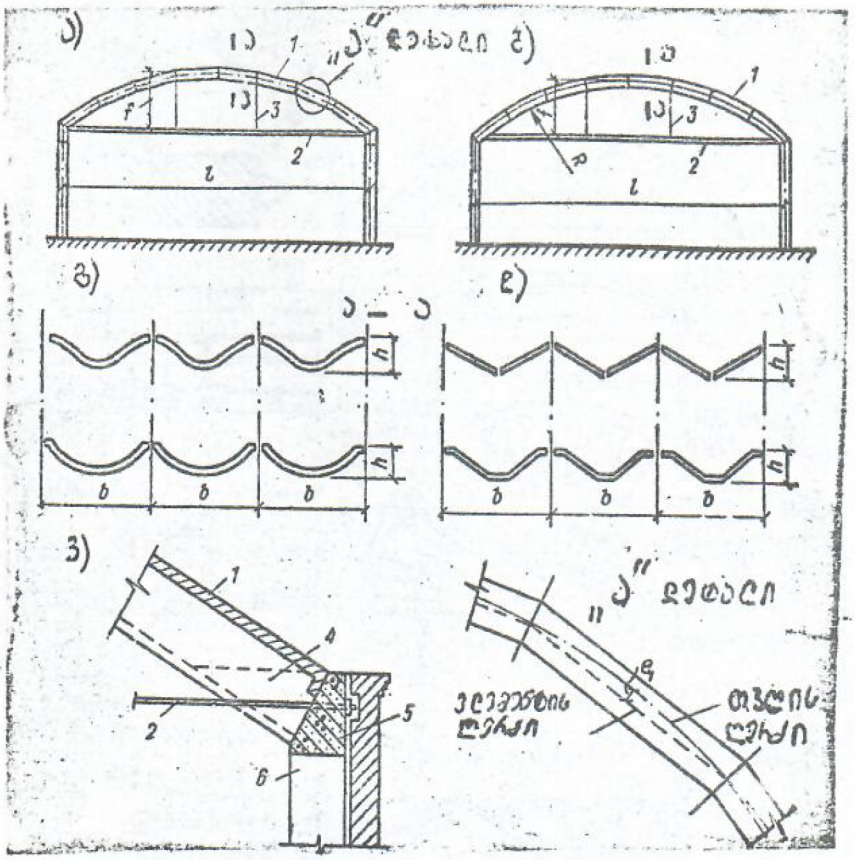
ტაღისებრ თაღებს ეკუთვნის მრავალტაღოვანი და მრავალნაკეციანი დახურვის მსგავსი თაღები, ტაღების მცირე ზომით, შედარებით დიდ მაღებთან.

თაღები ეყრდნობა კედლებზე ან სვეტებზე (ნახ.11.26), ან უშუალოდ საძირკველს. ტაღისებრ თაღებს იყენებენ სამრეწველო და



ნახ.11.25. ასაწყობი გუმბათის კონსტრუქციული სქემები: ა-გუმბათის ჭრილი ბრტყელი ტრაპეციული ელემენტებით; ბ-იგივე მრუდხაზოვანი ელემენტებით; გ-გუმბათის დაყოფა ასაწყობ ელემენტებად (ვეკმაში); დ-საყრდენი რგოლის დეტალი; ე-გუმბათით დაბურვის ესკიზი საწარმოო შენობაზე ყარაგანდაში (ასაწყობი კონსტრუქციით გარსის რადიონალური გაჭრით); 1-საყრდენი რგოლის ასაწყობი ელემენტი; 2-გარსის ასაწყობი ელემენტი; 3-წინასწარ დაძაბული არმატურა; 4-წინასწარ დაძაბული არმატურის მომჭერი; 5-არმატურის დასაჭიმი დომკრატი; 6-ბეტონის შუასადები (დაბეტონების შემდეგ).

სამოქალაქო შენობებისათვის 12...100 მ, მალების შემთხვევაში. აწევის ისარი მიიღება $f = (1/20-1/10)\,l$, სადაც l -თაღის მალია.

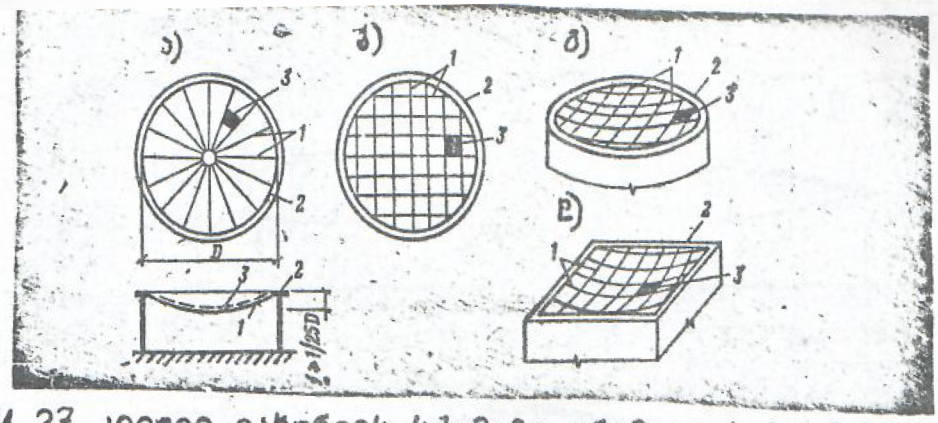


ნახ.11.26. ტაღოსებრი თაღებით დახურვის სქემები: ა-სწორხაზოვანი ასაწყობი ელემენტები; ბ-ივივე მრუდხაზოვანი; გ-თაღის მრუდხაზოვანი განივკვეთები; დ-თაღის ნაკეცი განივკვეთები; ე-ტაღოვანი თაღის საყრდენი კვანძი; 1-თავის ასაწყობი ელემენტი; 2-თაღის შემკრავი; 3-თაღის საკიდარი; 4-უბის ამოყორვა; 5-საყრდენი კოჭი; 6-სვეტი.

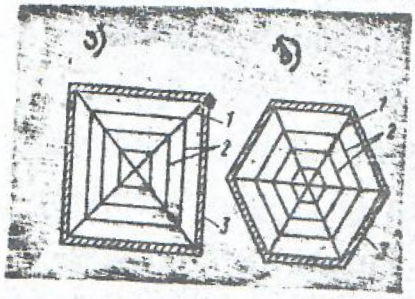
11.6. კიდული დახურვები

კიდული დახურვით შეიძლება დავხუროთ განსაკუთრებით დიდი ზომის შენობები (სტადიონები, სპორტული დარბაზები, საგამოფენო პავილიონები, ბაზრები, კინოთეატრები). ისინი იქმნება ვანტების სისტემით (მოქნილი გვარლებით), რომელსაც იკავებს ხისტი საყრდენი კონსტრუქცია (რგოლი, ჩარჩო, კამარა) და ასაწყობი ფილებით სახურავის შემოფარგვლით (რკინაბეტონის, არმირებული არმოცემენტის და სხვ. ფილებით). არჩევენ კიდულ გადახურვებს ერთმავი ვანტების სისტემით, რომლებსაც აქვთ ერთნიშნა ან სხვადასხვა ნიშნის სიმრუდე (ნახ.11.27...11.29), და ორმავი ვანტების სისტემით (ნახ.11.30).

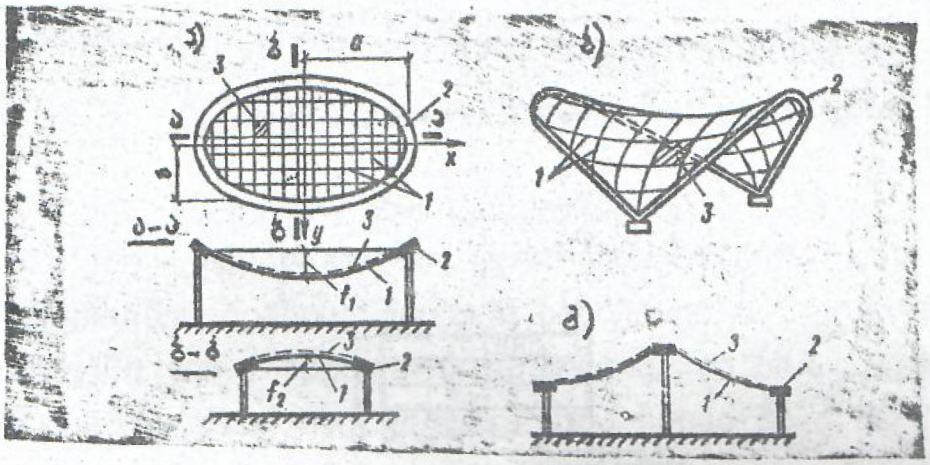
კიდული დახურვით შეიძლება დავხუროთ შენობა გეგმაში ნებისმიერი მოხაზულობით. კიდულ გადახურვებს აკუთებენ საკმარისად დამრეცს, მათი ჩაკიდულობის ისარი დახურვის ცენტრში მიიღება



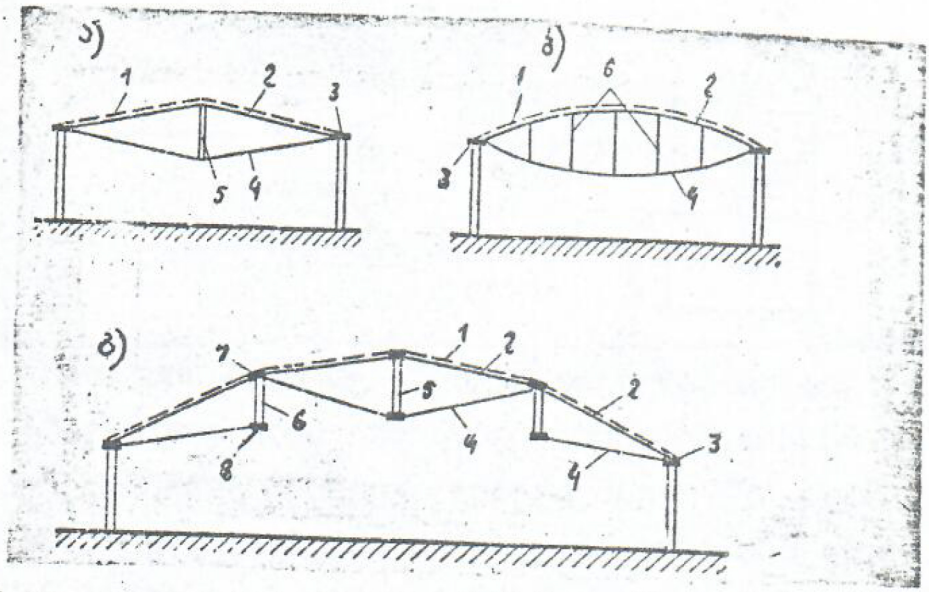
ნახ.11.27. კიდული დახურვის სქემები ერთმავი სისტემის ვანტებით, მედაპირის ერთნიშნა სიმრუდით: ა-ვანტების რადიალური განლაგებით (გეგმაში წრიული); ბ-იგივე, ვანტების ორთოგონალური განლაგებით; გ-გეგმაში ოვალისებრი; დ-გეგმაში სწორკუთხა; 1-ვანტები; 2-ხისტი საყრდენი (წრიული შეკრული ჩარჩო); 3-შემოსაფარგლავი სახურავის ფიცრები.



ნახ.11.28. ერთმავი პოლიგონური [illegible] ვანტური სისტემების კიდული დახურვის სქემები; მედაპირის ორმავი ერთნიშნა სიმრუდით: 1-მთავარი (კუთხური ვანტები); 2-დამხმარე ვანტები; 3-საკონტურო ჩარჩო.

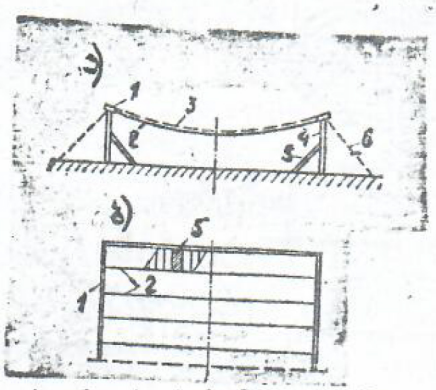


ნახ.11.29. კიდული დახურვის სქემები ორმავი ორნიშნა სიმრუდის მედაპირით ერთმავი ვანტის სისტემით: ა-კონტურის მიხედვით; ბ-ორ საძირკველზე; გ-კონტურზე და ღერძულ საყრდენზე; 1-ვანტები; 2-წრიული საყრდენი (ჯამარა); 3-სახურავის შემოსაფარგლავი ფიცრები.

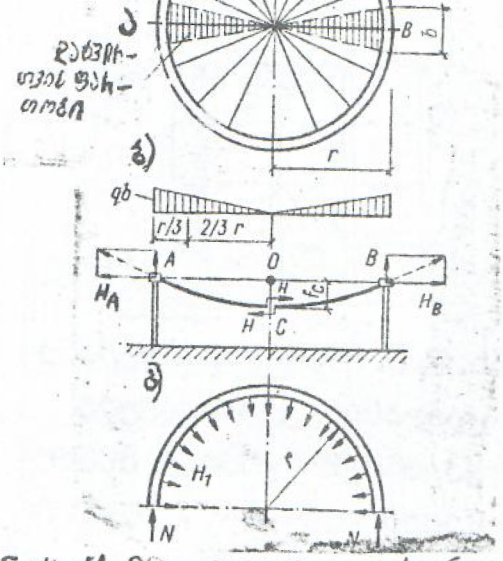


ნახ.11.30. კიდული სახურავის სქემები ორმაგი სისტემის ვანტებით: ა- ერთი წრიული საყრდენიანი და ერთი შემკრავი ელემენტით; ბ-იგივე, რამდენიმე შემკრავი ელემენტით; გ-მრავალწრიული შემკრავი ელემენტებით და ღერძულ-სიმეტრიული შემკრავი ელემენტებით; 1-დახურვის შემომფარგლავი ფილები; 2-დაძაბული ვანტები; 3-წრიული ხისტი საყრდენი (ჩაკეტილი ჩარჩო); 4-მბიდი ვანტები; 5-შემკრავი ბარაბანი; 6-დგარებიანი შემკრავი; 7-ბედა შუალედი წრედი; 8-იგივე ქვედა.

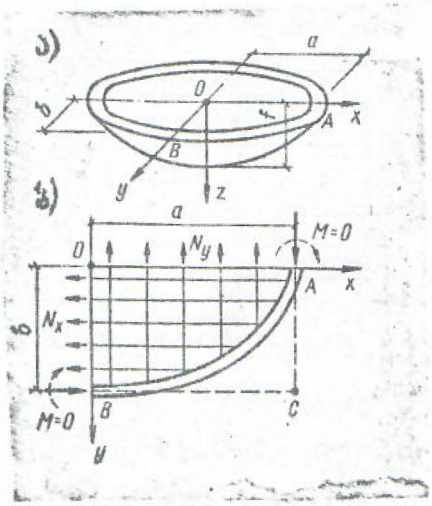
გეგმის ძირითადი ზომის 1/10÷1/25 ნაწილი (იხ. ნახ.11.31, 11.32, 11.33 ნახაზები).



ნახ.11.31. კიდული გადახურვის სქემა ერთმაგი სიმრუდის ბედა-, პირით (ციდინდრული) ვანტების ერთი მიმართულებით (გეგმაში): ა-შენობის განივი ჭრილი; ბ-გეგმა (შენობის ნაწილი); 1-რკინაბეტონის ძელი სწორხაზობრივი კონტურით; 2-ვანტები; 3-სახურავის ფილები; 4-სვეტები; 4-მისაბჯენი; 6-საფიმარი.



ნახ.11.32. კიდული გადახურვის გაანგარიშება გეგმაში მრგვალი ვანტების რადიანული განლაგებით: ა-გეგმა; ბ-ვანტების საანგარიშო სქემა; გ-ხისტი საყრდენი რგოლის საანგარიშო სქემა.



ნახ.11.33. კიდული გადახურვის გაანგარიშება გეგმაში ვანტების ორთოგონალური განლაგებით: ა-გეომეტრიული სქემა: ბ-გადახურვის საანგარიშო სქემა (გეგმაში).

თავი 12. მრავალსართულიანი კარკასული და პანელური შენობების კონსტრუქციები

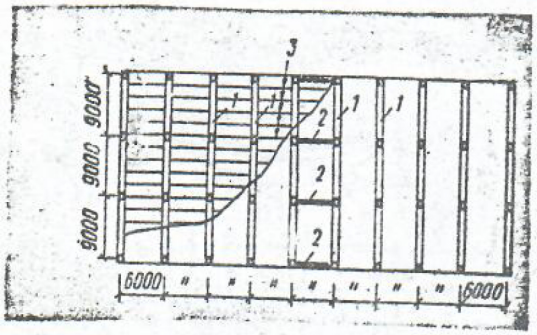
12.1. მრავალსართულიანი სამრეწველო შენობების კონსტრუქციები

1. შენობების კონსტრუქციული სქემები

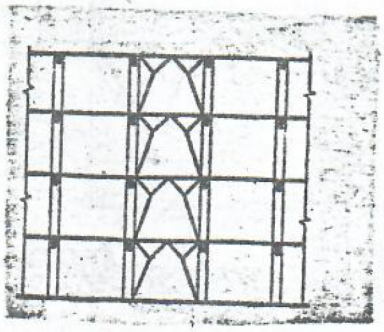
მრავალსართულიანი სამრეწველო შენობები იგება სხვადასხვა საწარმოების განსალაგებლად, კერძოდ მსუბუქი მანქანათმშენებლობის, ხელსაწყოთმშენებლობის, ქიმიური საამქროების, ელექტროტექნიკური, რადიოტექნიკური, მსუბუქი მრეწველობის და სხვ., აგრეთვე, მაგისური საამქროების, მაცივრების, გარაჟებისა და ა. შ.

მათ აპროექტებენ, როგორც წესი, შეკიდული კარკასული კედლების პანელებით.

სამრეწველო შენობის სიმაღლეს იღებენ ჩვეულებრივ ტექნოლოგიური პროცესის პირობების მიხედვით 3 ან 7 სართულამდე (საერთო სიმაღლით 40 მ-მდე). სამრეწველო შენობის სიგანე შეიძლება იყოს 18...36 მ ტოლი და მეტი; სართულის სიმაღლეს იღებენ 1,2 მ ჯერადობით—ე. ი. 3,6; 4,8; 6 მ და ქვედა სართულისათვის ზოგჯერ 7,2 მ. უფრო გავრცელებულია კარკასის სვეტების ბადე 6X6, 12X6 მ.



ნახ.12. 1. მრავალსართულიანი სამრეწველო კარკასული შენობის კონსტრუქციული გეგმა; 1-განივი ჩარჩოები; 2-გრძივი ვერტიკალური კავშირები; 3-გადახურვის გეგმა.

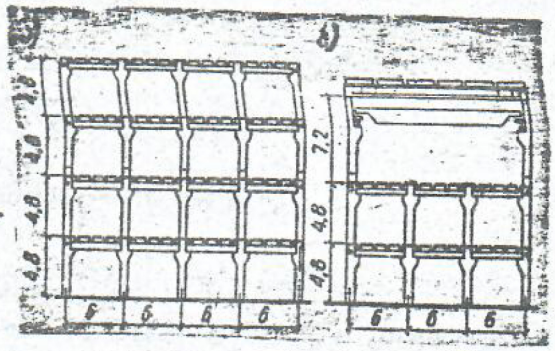


ნახ.12. 2. მრავალსართულიანი კარკასის ვერტიკალური კავშირები გრძივი მიმართულებით.

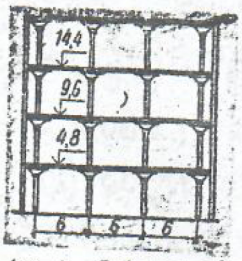
მრავალმალიანი კარკასული შენობის ძირითადი მზიდი ელემენტებია რკინაბეტონის ჩარჩო და მათი დამაკავშირებელი სართულთშორისი გადახურვა (ნახ.12. 1).

მრავალსართულიანი შენობის სივრცითი სიხისტე განივი მიმართულებით უზრუნველყოფილია ჩარჩოს ხისტი კვანძების მუშაობით ჩარჩოვან სისტემის დროს გრძივი ვერტიკალური კავშირებით ან ვერტიკალური რკინაბეტონის დიაფრაგმებით, რომლებიც განლაგებულია სვეტების რიგზე და გარეთა კედლების სიბრტყეში – კავშიროვანი სისტემის დროს (ნახ.12. 2).

შენობის კონსტრუქციის გადაწყვეტის მაგალითი კოჭოვანი გადახურვისას მოყვანილია 12. 3 ნახაზზე. ხიდური ამწეების შემთხვევაში შენობის გედა სართულს გაამთლიანებენ სვეტების, რიგელებისა და ამწექვეშა კოჭების მეშვეობით. სართულთშორისი გადახურვისათვის იყენებენ (1500 მმ ან 3000 მმ. წიბოვან ფილებს;



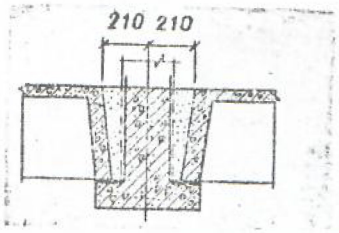
ნახ.12. 3. მრავალსართულიანი სამრეწველო შენობის კონსტრუქციები: ა-რიგგულარული; ბ-ხიდური ამწეებით გედა სართულზე.



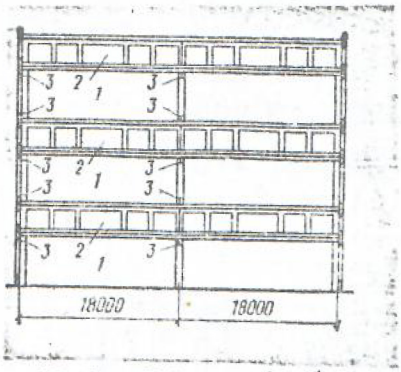
ნახ.12. 4. მრავალსართულიანი სამრეწველო შენობის კონსტრუქციები უკოჭო გადახურვისას

ფილები მუშაობენ, როგორც კავშირები – განმბჯენები, რომლებიც უზრუნველყოფენ კარკასის მდგრადობას მონტაჟის დროს.

შენობის კონსტრუქციის გადაწყვეტის მაგალითი უკოჭო გადახურვისას მოყვანილია 12. 4 ნახაზზე. შენობის დიდ მალებს გადახურავენ უირიბანო ნამწეებით. უნივერსალური სამრეწ-



ნახ.12.5. დახურვის დაყრდნობის დეტალი ურიბანო წამწეების ქვედა სარტყელზე.

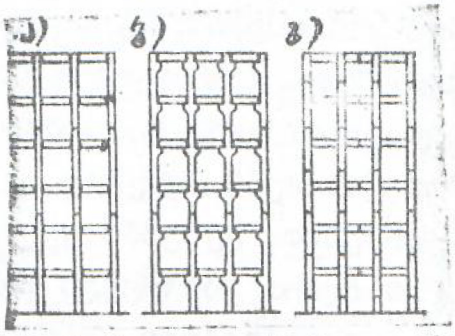


ნახ.12.6. მრავალსართულიანი სამრეწველო შენობის კონსტრუქციები (წამწეებსშორისი სართულებისა): 1-ძირითადი სართულები; 2-წამწეებსშორისი სართულები; 3-სვეტების შეერთება ურიბანო წამწეებთან.

ველო შენობის კონსტრუქციის გადაწყვეტა 18X6, 18X12, 24X6 მ სვეტების ბადით მოყვანილია 12.6 ნახაზზე; ურიბანო წამწეების ქვედა სარტყელზე გადახურვის დაყრდნობის დეტალი მოცემულია 12.5 ნახაზზე.

2. მრავალსართულიანი ჩარჩოს კონსტრუქციები

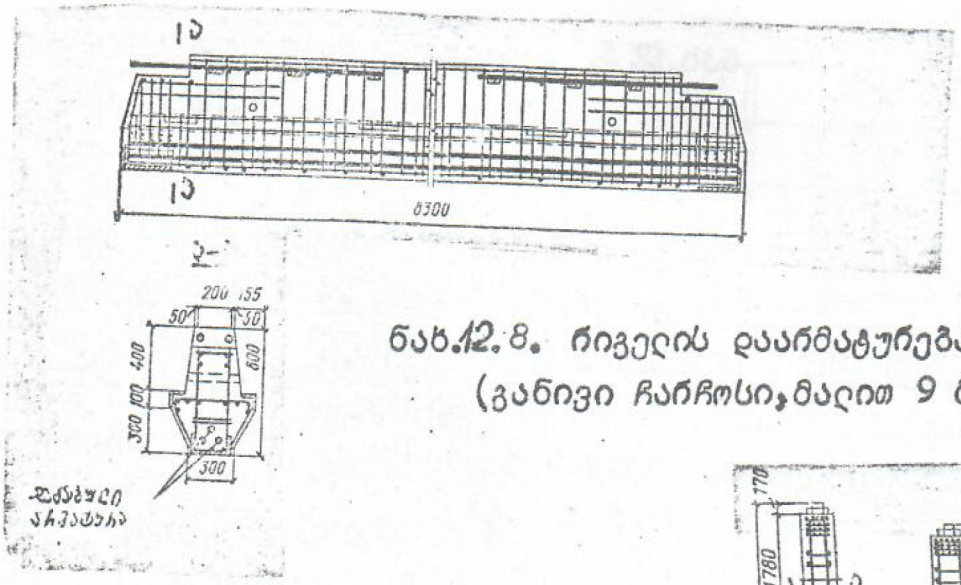
მრავალსართულიან ასაწყობ ჩარჩოს ჰყოფენ ცალკეულ ელემენტებად, ხოლო ჩარჩოს რიგელებს-ცალკეულ სწორხაზოვან ელემენტებად, სადაც კეთდება ღია ან კონსოლური პირაპირი სვეტების წახნაგთან (ნახ.12.7 ა,ბ). მრავალსართულიან ჩარჩოებს ზოგიერთ შემთხვევაში ჰყოფენ ცალკეულ ერთსართულიან ერთბაღიან ჩარჩოებად (ნახ.12.7 გ). 6 მ-ის ტიპურ რიგელებს დაარმატურებენ დაუძაბავი არმატურით, ხოლო 9 მ-ს-დაძაბული არმატურით (ნახ.12.8). სვეტებს ორი სართულის სიმაღლით დაარმატურებენ გრძივი და განივი არმატურით, როგორც არაცენტრალურად შეკუმშულ ელემენტებს (ნახ.12.9). მრავალსართულიანი ჩარჩოს სვეტების პირაპირები იღებენ M , N და Q ძალებს. ღეროვანი არმატურის წაშვერებს (დიამეტრით 40 მმ-მდე) ადუღებენ აბაზანური შედუღებით (ნახ.12.10).



ნახ.12.7. მრავალსართულიანი ჩარჩოების ასაწყობ ელემენტებად დაყოფა-დანაწილების კონსტრუქციული სქემები.

მრავალსართულიანი მონოლითური და ასაწყობ-მონოლითური ჩარჩოები

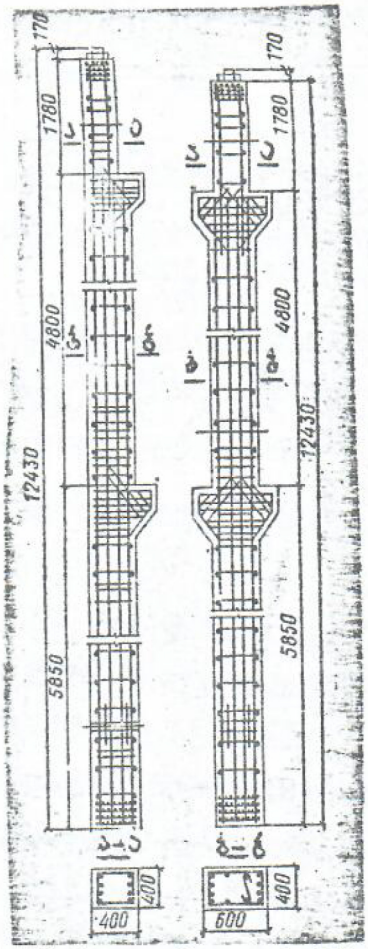
რიგელების დაარმატურება მონოლითური სართულთშორისი წიბოვანი გადახურვის მსგავსია, ნაპირა საყრდენის გამოკლებით (ნახ.12.11,ა);



ნახ.12.8. რიგელის დაარმატურება (განივი ჩარჩოსი, მაღით 9 მ).

ამ ადგილებში ქვედა სართულის სვეტიდან გამოუშვებენ არმატურის ბოლოებს ზედა სართულის სვეტის არმატურასთან შესაერთებლად (ნახ.12.11,ბ).

დიდი მაღების მონოლითური ჩარჩოები სართულების დიდი სიმაღლისას მიზანშეწონილია დავაარმატუროთ მბიდი არმატურის კარკასებით. 12.12 ნახაზზე მოყვანილია მრავალსართულიანი ჩარჩოს მზიდი არმატურის კარკასი. ასაწყობ-მონოლითურ ჩარჩოებს ავრეთვე აკეთებენ ბისტი კვანძებით. ტესებრი კვეთის რიგელებს აქვთ გემოთ გამოწეული საკიდები და ღიად განლაგებული საყრდენი არმატურა (ნახ.12.13,ა). რიგელის გემოთ განლაგებულია წიბოვანი პანელები (ნახ. 12.13,ბ). რიგელები მუშაობენ, როგორც ტესებრი კვეთები.



ნახ.12.9. განივი ჩარჩოს სვეტების დაარმატურება.

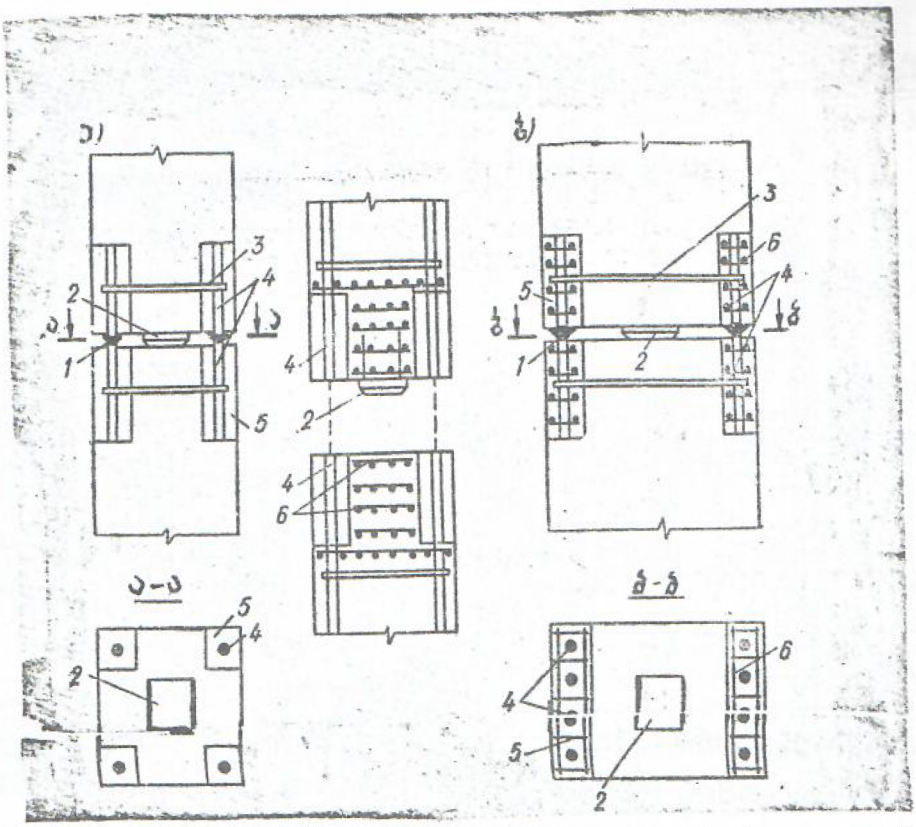
12.2. მრავალსართულიანი სამოქალაქო შენობების კონსტრუქციები

1. შენობის კონსტრუქციული სქემები

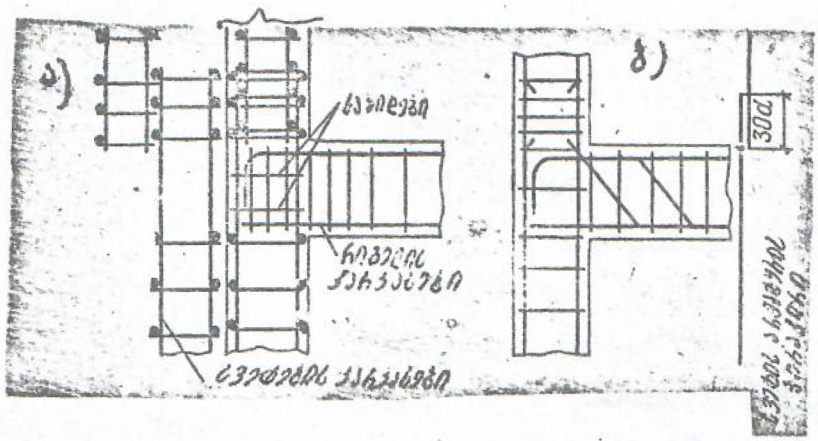
სამოქალაქო შენობები შეიძლება იყოს: მსხვილბლოკიანი და მსხვილპანელური.

მბიდი ჩონჩხის სახეების მიხედვით არის ორი ძირითადი კონსტრუქციული სქემა-მბიდკედლებიანი და კარკასული.

მრავალსართულიან სამოქალაქო კარკასულ და პანელურ (უკარკასო) შენობებს აპროექტებენ 12÷20 სართულის სიმაღლით. კარკასულ კონსტრუქციებს იყენებენ სხვადასხვა ადმინისტრაციული და საბოგადოებ-

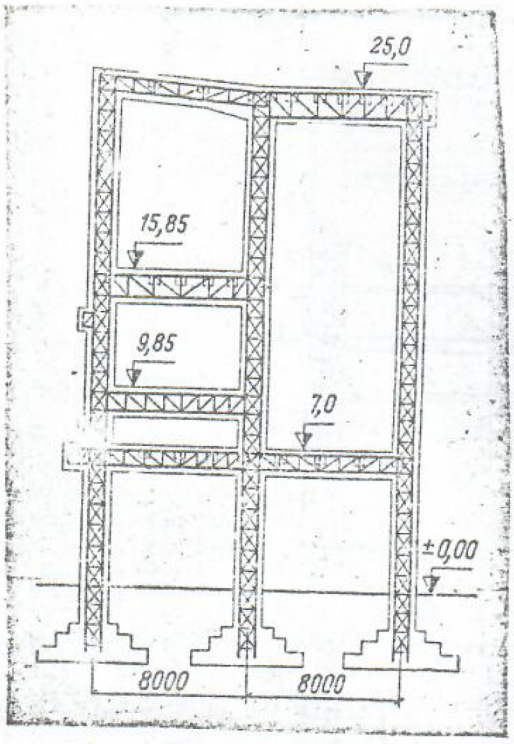


ნახ.12.10. სვეტის ბისტი პირაპირის კონსტრუქცია ამაგანური შედუღებით (არმატურის გამონაშვერებთან): ა-ოთხი კუთხური არმატურის ნაშვერებთან; ბ-არმატურის ნაშვერებთან სვეტის კვეთის მხრიდან; 1-ამაგანური შედუღება; 2-მაცენტრირებელი ფირფიტა; 3-საკიდები დაყენებული მონტაჟისათვის; 4-არმატურის ნაშვერები; 5-დამონოლითებური ბეტონი; 6-ბადეები.

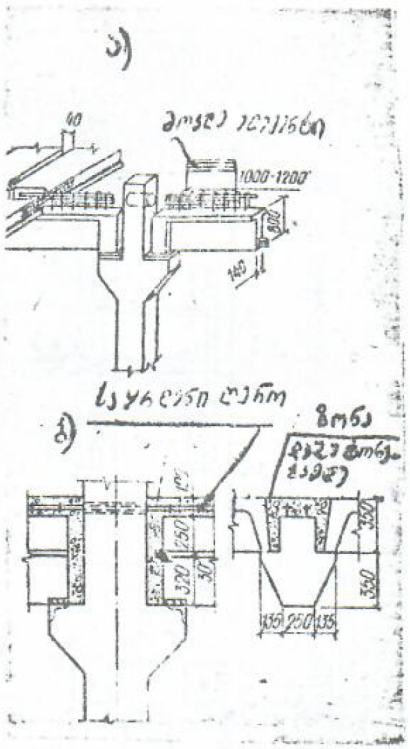


ნახ.12.11. მრავალსართულიანი მონოლითური ჩარჩოს კვანძების დაარმატურება.

რივი შენობებისათვის და საცხოვრებელი სახლებისათვის 25 სართულის სიმაღლით. ძირითად მგრძ კონსტრუქციებად ითვლება რკინაბეტონის ჩარჩოები, ვერტიკალურკავშირებიანი დიაფრაგმებით და მათი შემკრავი სართულშორისი ტალახურა. ასეთი შენობის საჭირო სივრცი-

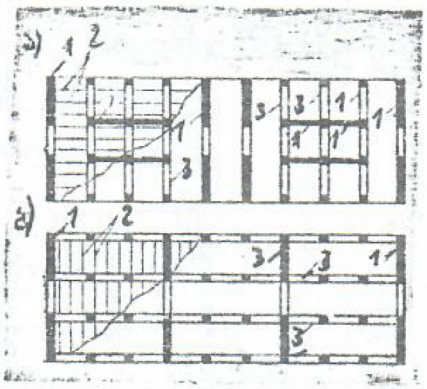


ნახ.12. 12. მრავალსართულიანი მონოლითური ჩარჩოს მჭიდი არმატურის კარკასის სქემა.



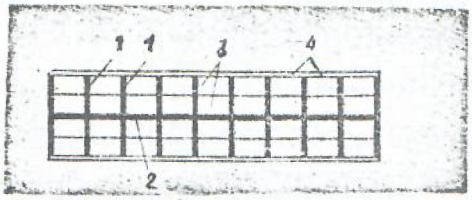
ნახ.12. 13. ასაწყობ-მონოლითური მრავალსართულიანი ჩარჩოს კვანძების კონსტრუქცია: ა-დაბეტონებამდე; ბ-დაბეტონების შემდეგ.

თი სიხისტე ხორციელდება შენობის გამთლიანებით სხვადასხვა ვარიანტის სქემებით, გაჭიმით, განივ მრავალსართულიან ჩარჩოებში და განივ ვერტიკალურ კავშირებიან დიაფრაგმებში თარაზულ დატვირთვებს იღებს ვერტიკალური კონსტრუქციები ერთობლივად და კარკასული შენობა განივი მიმართულებით მუშაობს, როგორც ჩარჩოვან-კარკასული სისტემა; ამასთან, გრძივი მიმართულებით, როცა არის მხოლოდ ვერტიკალურკავშირიანი დიაფრაგმები, შენობა მუშაობს, როგორც კავშირიანი სისტემა (ნახ.12. 14, ა). როცა განივი მიმართულებით განლაგებულია ვერტიკალურ კავშირებიანი დიაფრაგმები და გრძივად განლაგებული მრავალსართულიანი ჩარჩოები, შენობა განივი მიმართულებით მუშაობს – ჩარჩოს სისტემით (ნახ.12. 14, ბ). კარკასის კონსტრუქციული სქემა რიგების სვეტთან შეერთებისას იქნება კავშირიანი ორივე მიმართულებით.

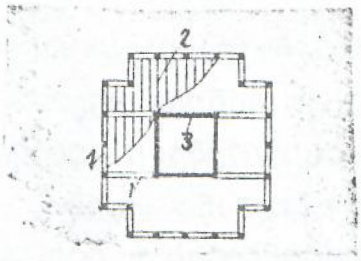


ნახ.12. 14. მრავალსართულიანი სამოქალაქო კარკასული შენობის კონსტრუქციული გეგმა: ა-განივი ჩარჩოები; ბ-გრძივი ჩარჩოები; 1-კავშირიანი დიაფრაგმები; 2-გადახურვის პანელები; 3-ჩარჩოს რიგელები.

მრავალსართულიანი შენობის კონსტრუქციული კარკასული სქემა, რომელიც იღებს ჰორიზონტალურ დატვირთვებს ჩარჩოვან, კავშირიანი სისტემით, განსაკუთრებით სეისმური რაიონებისათვის, ფართოდ გამოიყენება მშენებლობაში.



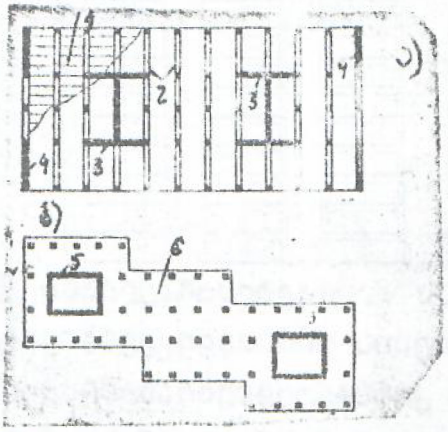
ნახ.12. 15. პანელური შენობის კონსტრუქციული გეგმა: 1-კედლის მზიდი პანელები; 2-კედლის გრძივი მზიდი პანელები; 3-გადახურვის ფილები; 4-შემომფარგლავი კედლის მზიდი პანელები.



ნახ.12. 16. მრავალსართულიანი კარკასული შენობის კონსტრუქციული გეგმა ცენტრალური ბისტი გულით; 1-ჩარჩოს რიგელები; 2-გადახურვის ფილები; 3-ბისტი გული.

პანელურ კონსტრუქციებს იყენებენ საცხოვრებელი სახლებისათვის, სასტუმროებისათვის, პანსიონატებისათვის და სხვ. პანელურ შენობებში ძირითად მზიდ კონსტრუქციად მიღებულია ვერტიკალური დიაფრაგმები.

მრავალსართულიანი პანელური შენობა, როგორც განივი, ისე გრძივი მიმართულებით იღებს ჰორიზონტალურ დატვირთვას კავშირიანი სისტემით (ნახ.12. 15). მრავალსართულიანი შენობისათვის შეიძლება სხვა კონსტრუქციული სქემაც იყოს, მაგალითად, კარკასული შენობა ცენტრალური კვეთის გულის სიხისტით, რომელიც გამოიყენება შიგა კედლებისათვის ბლოკირებულ საიფტო და სავენტილაციო შახტებში, კიბის უჯრედში (ნახ. 12. 16); შენობები ორი კვეთის გულის სიხისტით (ნახ.12. 17,ა), გეგმაში რთული კონფიგურაციით და სხვ. (ნახ.12. 17,ბ).



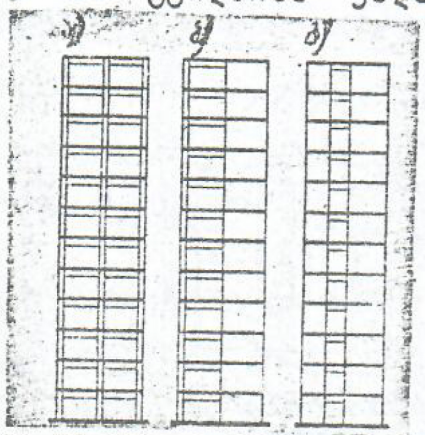
ნახ.12. 17. მრავალსართულიანი კარკასული შენობის კონსტრუქციული გეგმა: ა-ორმაგი ბისტი გულით; ბ-ორმაგი გულით რთული კონფიგურაციით; 1-გადახურვის ფილები; 2-ჩარჩოს რიგელები; 3-ორტესებრი პროფილის ბისტი კვეთის გული; 4-კავშირებიანი დიაფრაგმები; 5-ჩაკეტილი კვეთის გული; 6-მონოლითური უკოჭო გადახურვა.

შენობის აღწერილ კონსტრუქციულ სქემებში ჰორიზონტალურ დატვირთვას იღებს ჩარჩოვან-კავშირიანი ან კავშირიანი სისტემა.

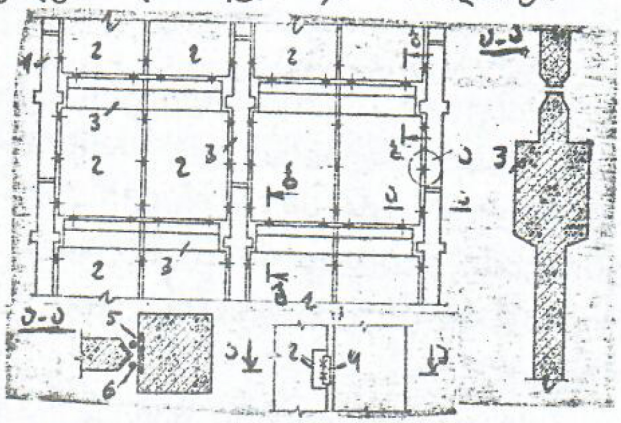
2. ძირითადი ვერტიკალური კონსტრუქციები

16 სართულამდე სიმაღლის მრავალმალიან ჩარჩოებს აქვთ სვეტები მუდმივი განივი კვეთით შენობის მთელ სიმაღლეზე (ნახ.12.18,ა).

კომბინირებული ვერტიკალური კავშირიანი დიაფრაგმები, შემდგარი მთლიანი ჩარჩოს და მისი წაწილისაგან, ინარჩუნებენ რეგულარულ სტრუქტურას - ელემენტების ზომებს, რიგელების მალებს შენობის მთელ სიმაღლეზე (ნახ.12.18,ბ). ვერტიკალური კავშირიანი დიაფრაგმები ხისტად არიან დაკავშირებული საყრდენებზე, ისინიც ასევე ინარჩუნებენ რეგულარულ სტრუქტურას შენობის მთელ სიმაღლეზე (ნახ.12.18,გ). ასაწყობი ვერტიკალური კავშირიანი დიაფრაგმების ელემენტები არის კარკასის სვეტები და პანელები თაროებით, რომლებზეც ეყრდნობა ვადახურვის ფილები (ნახ.12.19). მონოლითურ

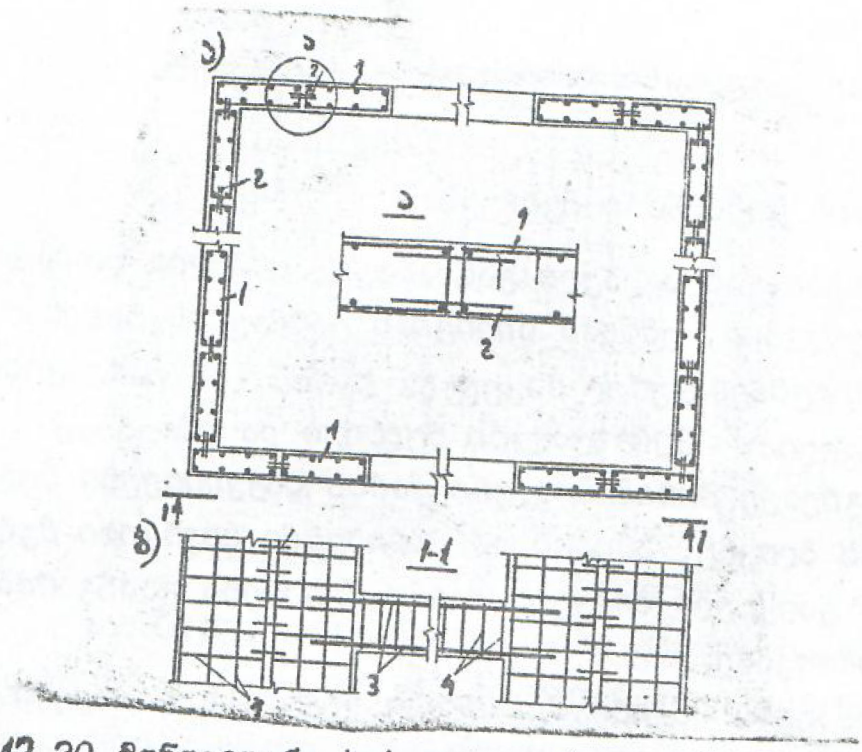


ნახ.12.18. მრავალსართულიანი შენობების ძირითადი ვერტიკალური კონსტრუქციები: ა-მრავალსართულიანი რეგულარული ჩარჩოები; ბ-კავშირიანი კომბინირებული დიაფრაგმები; გ-კავშირიანი დიაფრაგმები ღიობებით.

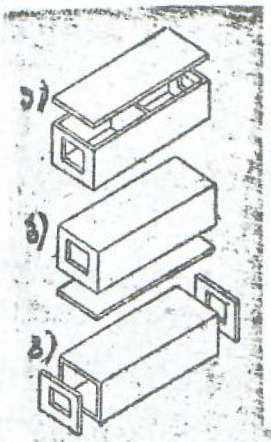


ნახ.12.19. ელემენტების შეერთება კავშირიანი დიაფრაგმებით: 1-შენობის სვეტების კარკასები; 2-დიაფრაგმების პანელები; 3-თაროები ვადახურვის პანელების დასაყრდენად; 4-სამონტაჟო შედუღება; 5-სვეტების ჩატანებული ნაწილები; 6-პირაპირის ღეროები; 7-დიაფრაგმის პანელების ჩატანებული ნაწილები.

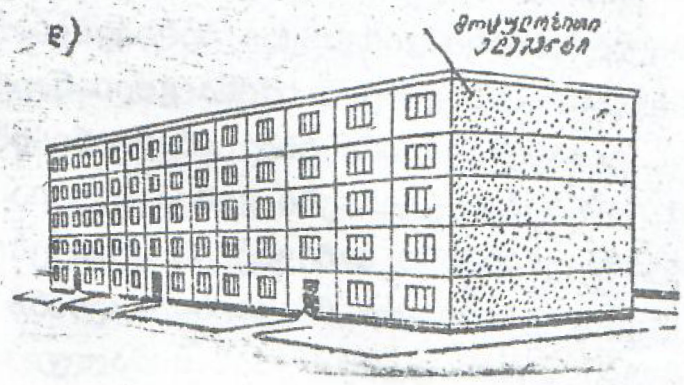
სიხისტის მიმთვებს დაარმატურებენ ვერტიკალური სივრცითი კარკასებით, რომლებიც მონტაჟისას მიედუღება შემაერთებელ ღეროებს (ნახ. 12.20). პანელური შენობის კონსტრუქციის შემდგომ სრულყოფად უნდა ჩაითვალოს კონსტრუქცია რკინაბეტონისაგან საობიექტო ბლოკებით ოთახზე ან ბინაზე (ნახ.12.21).



ნახ.12.20. მონოლითური ხისტი კვეთის ვულის არმატურის კონსტრუირების სქემა: ა-კვეთი გვემაში; ბ-ხედი გვერდიდან; 1-არმატურის სივრცითი კარკასი; 2-შემაერთებელი ღეროები; 3-ზღუდარის გრძივი არმატურა; 4-ზღუდარის განივი არმატურა.



ნახ.12.21. მრავალსართულიანი საცხოვრებელი სახლის კონსტრუქციები (მოცულობითი ბლოკებისაგან): ა-ბლოკ-ჭიქა; ბ-ბლოკ-ბუფი; გ-ბლოკ-მილი; დ-მრავალსართულიანი სახლი.



12.3. მრავალსართულიანი ჩარჩოების გაანგარიშება

1. კვეთის წინასწარი შერჩევა

ბრტყელი ჩარჩოები, განლაგებული განსაზღვრული ბიჯით და დაკავშირებული გადახურვებით, ქმნიან სივრცითი ჩარჩოების ბლოკს, რომლის ზომები გეგმაში ტემპერატურულ ნაკერებს შორის (ან გარე კედლებს შორის) წანაძილის ტოლია. ვერტიკალური მუდმივი და დროებითი დატვირთვები, აგრეთვე ჰორიზონტალური ქარის დატვირთვები მოდებულია ყველა ჩარჩოს ბლოკზე, ამიტომ ამ პირობებში სივრცითი მუშაობა არ ვლინდება და ცალკეული ბრტყელი ჩარჩო შეიძლება გაანგარიშდეს მასზე მოსულ დატვირთვებზე.

გაანგარიშებისათვის საჭიროა შევარჩიოთ რიგელისა და სვეტის კვეთები. ამ მოსაზრებით წინასწარ მიახლოებით შეარჩევენ კვეთებს; რიგელის სიმაღლეს განსაზღვრავენ - ფორმულით

$$h_0 = 1{,}8\sqrt{M/R_b b},$$

სადაც $M = 0{,}6 \ldots 0{,}7\, M_0$; აქ M_0 არის რიგელის მღუნავი მომენტი, განსაზღვრული, როგორც ერთმალიანი თავისუფლად მდებარე კოჭი. სვეტის კვეთის ფართობს ვამოთვლიან - მიახლოებითი ფორმულით:

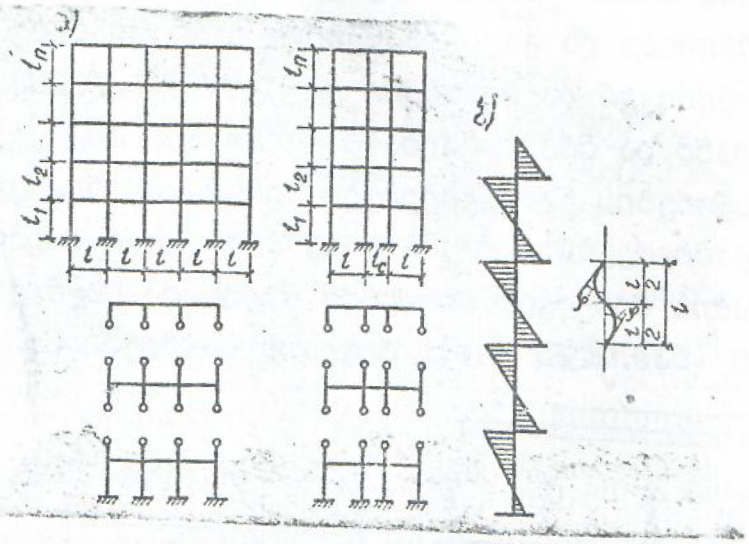
$$A = (1{,}2 \ldots 1{,}5)\, N / R_b$$

და შემდეგ რიგელისა და სვეტების ზომების მიხედვით დაამრგვალებენ მათ უნიფიცირებული ზომების მიხედვით.

რიგელების და სვეტების კვეთის ინერციის მომენტებს საზღვრავენ ისე, როგორც მთლიანი ბეტონის კვეთის

2. დატვირთვების ძალები

მრავალსართულიანი და მრავალმალიანი კარკასული შენობების ჩარჩოებს აქვთ უპირატესად ერთნაირი საანგარიშო სქემა ტოლი მალებით ან შუათანა მოკლე მალით, აგრეთვე იარუსებზე ერთნაირი დატვირთვით (ნახ.12.22,ა). ასეთი ჩარჩოების კვანძები განლაგებულია ერთ ვერტიკალზე, აქვთ დაახლოებით ერთნაირი მობრუნების კუთხეები (ნახ.12.22,ბ); ეს საფუძველს გვაძლევს დავყოთ მრავალსართულიანი ჩარჩო რიგ ერთსართულიან ჩარჩოებად, რომელთა სვეტების სიმაღლე



ნახ.12.22. მრავალსართულიანი ჩარჩოს საანგარიშო სქემა (ა) და მომენტების ეპიურა (ბ).

სართულის სიმაღლის ნახევრისტოლია და რომლის ბოლოები იქნება სახსრული, გარდა პირველი სართულისა. როცა მაღების რიცხვი სამზე მეტია, მათ ცვლიან სამმაღიანი ჩარჩოებით. ასეთი ჩარჩოების გაანგარიშება შეიძლება შევასრულოთ მე-2 დანართის ცხრილებით ([1], ცხრილი 2);

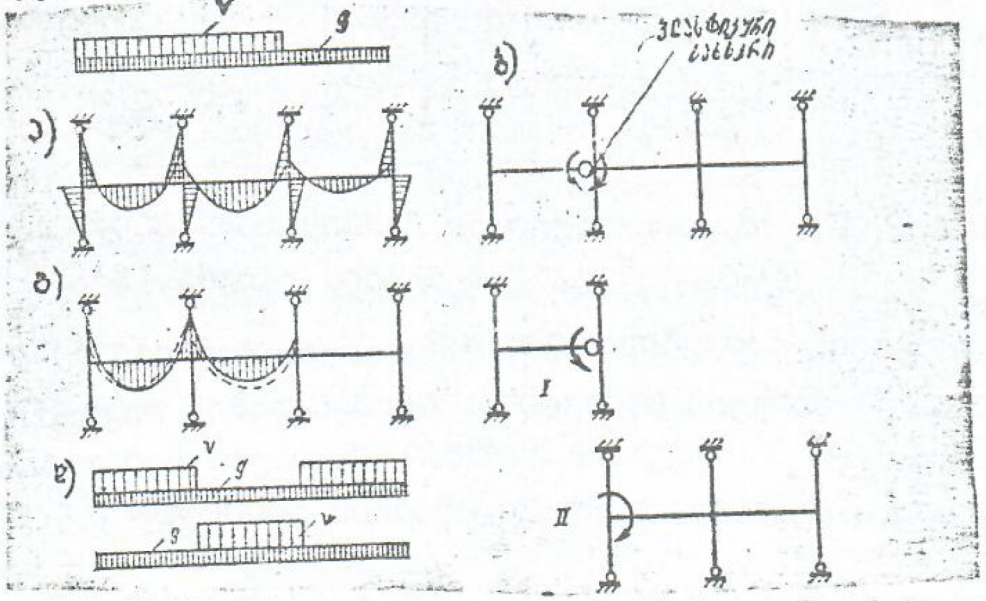
თუ ჩარჩოს რიგელი ტანაპირა საყრდენთან კედელს სახსრულად ეყრდნობა, ავრეთვე ვისარგებლებთ მე-2 დანართის I-ლი და მე-2 ცხრილებით, ჩარჩოს რიგელის საყრდენი მომენტები (რომლის სვეტებს აქვთ ერთნაირი განივი კვეთი), გამოითვლება შემდეგი ფორმულით:

$$M = (\alpha g + \beta \vartheta) \ell^2,$$

სადაც α, β არის ცხრილის კოეფიციენტები, რომლებიც დამოკიდებულია მუდმივი და დროებითი დატვირთვის სქემაზე, სვეტების გრძივი სიხისტეებისა (იგულისხმება კვანძში შემავალი ყველა სვეტის გრძივი სიხისტე) და რიგელის გრძივი სიხისტის ფარდობაზე; g, ϑ – მუდმივი და დროებითი დატვირთვა რიგელის 1 მეტრზე; ℓ – რიგელის მალი (სვეტების ღერძებს შორის). ჩარჩოს ყოველი დატვირთვის სქემისათვის სვეტებში მღუნავ მომენტებს საბღვრავენ კვანძში რიგელების საყრდენი მომენტების სხვაობით და ანაწილებენ მათ სვეტების სიხისტეების პროპორციულად.

მალის მღუნავ მომენტებს კვეთებში და ავრეთვე განივ ძალებს საბღვრავენ ჩვეულებრივი მეთოდებით, როგორც ერთმალიან კოშში, რომელიც დატვირთულია გარე ძალითა და ბოლოებზე საყრდენი მომენტებით. ჩარჩოს

გაანგარიშებისას მიზანშეწონილია გავითვალისწინოთ პლასტიკური სახსრების წარმოშობა და გავაწონასწოროთ მღუნავი მომენტები, რომ მივაღწიოთ ეკონომიკურ და საწარმოო ეფექტს (ნახ.12.23). მოგვყავს მრავალსართულიანი და მრავალმალიანი ჩარჩოების რიგელების მომენტების გაწონასწორების გამარტივებული ხერხი. აქ რიგელებს დატვირთავენ მალის გამოტოვებით დროებითი ტვირთით, ხოლო მუდმივი ტვირთით-ყველა მალს, ამის მიხედვით მიიღებენ მალის და საყრდენ მაქსიმალურ მომენტებს (ნახ.12.23 ა,დ). რიგელის საყრდენი მომენტები, როცა

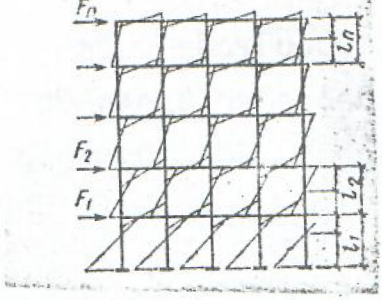


ნახ.12.23. მრავალსართულიანი ჩარჩოს გაანგარიშება ვერტიკალურ დატვირთვებზე.

$g/v \leq 5$, ჩვეულებრივ მაქსიმალური მომენტის 70%-ის ტოლია (დრეკადი სქემისას); ამასთან, აუცილებელია, რომ ჩარჩოს სვეტებში გრძივი ძალის მომენტი შეკუმშული ზონის სიმძიმის ცენტრის მიმართ იყოს შესაბამისი მომენტის არანაკლები 70%-ისა (დრეკად სქემაში) და ჩარჩოს სვეტების კვეთებში. მე-2 შემთხვევისას მთლიანად იქნეს მიღებული გრძივი ძალა და უკიდურეს შემთხვევაში მღუნავი მომენტის ნახევარი.

ჰორიზონტალურ დატვირთვაზე (ქარის) გაანგარიშებას აწარმოებენ მიახლებითი მეთოდით. თანაბრად განაწილებულ დატვირთვას ცვლიან შეყურსული ძალებით და მოსდებენ ჩარჩოს კვანძებს (ნახ.12.24);

ჩარჩოს ყველა სართულის (პირველი სართულის გარდა) მღუნავი მომენტების ეპიურების ნულოვანი წერტილი მოთავსებულია სართულის სიმაღლის შუაში, ხოლო პირველ სართულზე-სვეტების საძირკველში, ჩამაგრებიდან სიმაღლის 2/3 მანძილზე.



ნახ.12.24. მრავალსართულიანი ჩარჩოს გაანგარიშება ჰორიზონტალურ დატვირთვებზე.

$$Q_1 = F_1 + F_2 + \dots + F_n;$$
$$Q_2 = F_2 + F_3 + \dots + F_n$$

და ა. შ.

ისინი გადანაწილდება ცალკეულ სვეტებს შორის სიხისტეების პროპორციულად:

$$Q = Q_k \left(B / \sum_1^m B_i \right), \qquad (12.1),$$

აქ B არის სვეტის კვეთის სიხისტე; m -სვეტების რაოდენობა იარუსზე.

ჩარჩოს იარუსის განივი ძალა

ჩარჩოს ნაპირა სვეტებს აქვთ ნაკლები ჩამაგრების ხარისხი, ვიდრე შუაღედ სვეტებს (რადგანაც ნაპირა კვანძს უერთდება რიგელი მხოლოდ ერთი მხრიდან), ამიტომ ისინი იღებენ შესაბამისად იარუსის განივი ძალის ნაკლებ ნაწილს, რასაც ითვალისწინებენ გაანგარიშებისას ნაპირა სვეტების სიხისტის შემცირებით (კოეფიციენტის გამრავლებით), იხილეთ ცხრილი.

ნაპირა სვეტების სიხისტის შემცირების კოეფიციენტი β მრავალსართულიანი ჩარჩოს ჰორიზონტალურ დატვირთვებზე გასაანგარიშებლად

კოეფიციენტი	ყველა სართული, გარდა პირველისა, i/i_{inf} ფარდობისას						პირველი სართული
	0,25	0,5	1	2	3	4	
β	0,54	0,56	0,62	0,7	0,75	0,79	0,9

აღნიშვნა: $i = B/\ell$ -ნაპირა მაღის რიგელის გრძივი სიხისტე; i_{inf} -ნაპირა სვეტის გრძივი სიხისტე, რომელიც უერთდება კვანძს ქვევიდან.

განივი ძალის გამოთვლის შემდეგ ვსაზღვრავთ ყველა სვეტში მღუნავ მომენტებს, გარდა პირველი სართულისა:

$$M = Q\, b/2. \qquad (12.2)$$

პირველი სართულისათვის ზედა და ქვედა სვეტის კვეთებში —

$$M = Q\, \ell/3; \quad M = Q\, 2\ell/3. \qquad (12.3).$$

რიგელების საყრდენი მომენტების განსაზღვრისას ჯამური მომენტები ჩარჩოს კვანძებში ზევით და ქვევით განლაგებულ სვეტებში ნაწილდება რიგელებს შორის მათი გრძივი სიხისტეების პროპორციულად. ნაპირა კვანძში რიგელის მომენტი/სვეტების მომენტების ჯამის ტოლია.

3. საანგარიშო ძაღვები და კვეთების შერჩევა.

ჩარჩოს მომენტების ეპიურების და განივი ძალების მიხედვით სხვადასხვა დატვირთვისას აგებენ M -ის მომცველ ეპიურებს და საზღვრავენ მის შესაბამის N გრძივ ძალებს. ძირითადი და დამატებითი შეხამების დატვირთვებისას; საანგარიშო კვეთებში მოძებნიან M_{max} და M_{min}, მათ შესაბამის N და N_{max} და მათ შესაბამის M .

რიგელებისათვის საანგარიშო კვეთებად მიიღება მაღისა და ორივე საყრდენი კვეთი, სვეტებისათვის - კვეთები გედა და ქვედა, გარდა ამისა, მაღალი სვეტებისათვის - ერთი ან ორი შუალედი კვეთი, სიმაღლის მიხედვით. რიგელების და სვეტების კვეთებს შეარჩევენ, როგორც ღუნვადი, ისე შეკუმშული ელემენტებისათვის.

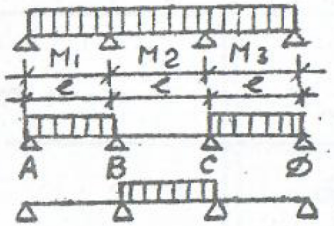
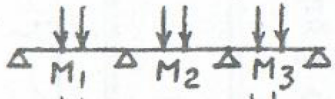
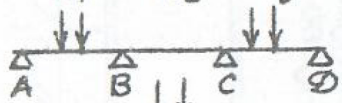
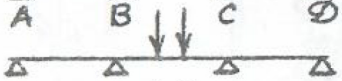
აღსანიშნავია, რომ მრავალსართულიანი ჩარჩოს ძაღვების გასაგებად დამუშავებულია ეგმ-ის პროგრამები.

დანართი 1

მღუნავი მომენტები და განივი ძალები სამმალიანი უჭრი კოჭისათვის (ტოლი მალებით) თანაბრად განაწილებული დატვირთვისას

$M = (\alpha g + \beta v)\ell^2$; $Q = (\vartheta g + \delta v)\ell$

მეყურსული ძალისას $M = \alpha G + \beta v$; $Q = \vartheta g + \delta v$

დატვირთვის სქემა	მალის მომენტები		საყრდენი მომენტები		განივი ძალები					
	M_1	M_2	M_B	M_C	Q_A	$Q_B^{\wedge}$	Q_B^{π}	$Q_C^{\wedge}$	Q_C^{π}	Q_D
	0,08	0,025	-0,1	-0,1	0,4	-0,6	0,5	-0,5	0,6	-0,4
	0,101	-0,05	-0,05	-0,05	0,45	-0,55	0	0	0,55	-0,45
	-0,025	0,075	-0,05	-0,05	-0,05	-0,05	0,5	-0,5	0,05	0,05
	-	-	-0,117	-0,033	-0,383	-0,617	0,583	-0,417	0,033	0,033
	-	-	-0,067	-0,017	0,433	-0,567	0,083	0,083	-0,017	-0,017
	0,244	0,067	-0,267	-0,267	0,733	-1,267	1	-1	1,267	-0,733
	-0,289	-0,133	-0,133	-0,133	0,866	-1,133	0	0	1,133	-0,866
	-0,044	0,2	-0,133	-0,133	-0,133	-0,133	1	-1	0,133	0,133
	-	-	-0,311	-0,089	-0,689	-1,311	1,222	-0,778	0,089	0,089
	-	-	-0,178	-0,044	0,822	-1,178	0,222	0,222	-0,044	-0,044

დანართი 2

ცხრილები მრავალსართულიანი მრავალმალიანი ჩარჩოების გასაანგარიშებლად

ჩარჩოს საანგარიშო სქემა რეგულარულად გამოიყენება ქარხნული წესით დამზადებული ასაწყობი რკინაბეტონის კონსტრუქციებისათვის.

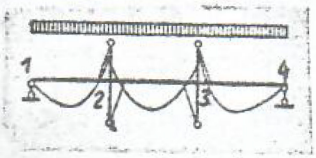
სართულის სიმაღლეები ტოლია, სვეტების განივკვეთები ყველა სართულის მუდმივია. ჩარჩოს რიგელები ნაპირა საყრდენებზე განიხილება 2 შემთხვევაში; 1) სახსრულად; 2) სვეტთან ხისტად შეერთებული.

რიგელების საყრდენი მომენტები $M=(dg+\beta\vartheta)e^2$; აქ α და β კოეფიციენტები დამოკიდებულია რიგელების დატვირთვის სქემებზე (g მუდმივზე და ϑ დროებითზე) და აგრეთვე რიგელისა და სვეტის გრძივი სიხისტეების შეფარდებაზე $K=Bl_{coe}/lB_{coe}$, სადაც B, l არის რიგელის სიხისტე და მალი; B_{coe}, l_{coe} - სვეტის სიხისტე და სიგრძე (სართულის სიმაღლე); რიგელის მალის მომენტები და განივი ძალები განისაზღვრება რიგელების საყრდენი მომენტებისა და შესაბამისი დატვირთვების მიხედვით.

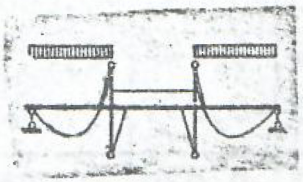
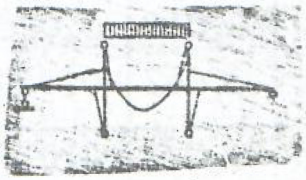
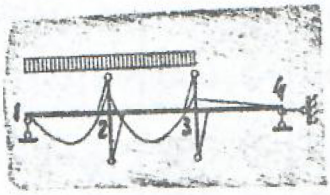
სვეტების მომენტებს საზღვრავენ რიგელების საყრდენი მომენტების აბსოლუტურ მნიშვნელობათა სხვაობით (ΔM), რომელიც ნაწილდება სვეტებს შორის (რომელიც უერთდება კვანძს ქვევიდან და ზევიდან, შუალედურ სართულებზე - ტოლია $M=1/2\Delta M$; პირველ სართულზე $M=0,4\Delta M$; ზედა სართულებზე $M=\Delta M$; ამასთან, სვეტის მომენტების გასაგებად გამოთვლიან რიგელის საყრდენ მომენტებს პირველი სართულისათვის (K -ს მნიშვნელობით), გამოთვლილს გაადიდებენ 1,2-ჯერ, ხოლო ზედა სართულებისათვის K -თი გამოთვლილს გაადიდებენ 2-ჯერ).

ცხრილი 1

ნაპირა საყრდენებზე სახსრულად დაყრდნობილ ჩარჩოს რიგელები

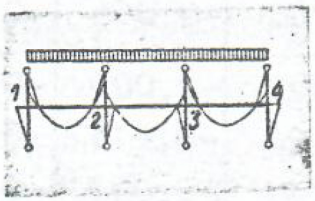
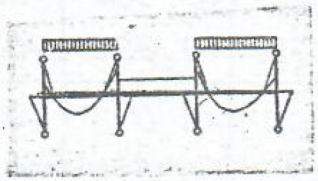
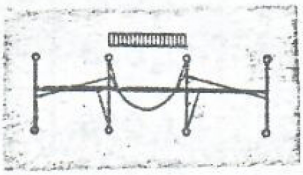
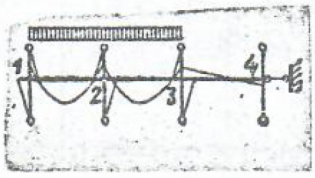
N რიგზე	დატვირთვების სქემები და მომენტების ეპიურები	K	საყრდენი მომენტები		
			M_{21}	M_{23}	M_{32}
1		0,5	-0,121	-0,087	-0,087
		1	-0,118	-0,089	-0,089
		2	-0,114	-0,091	-0,091
		3	-0,111	-0,093	-0,093
		4	-0,109	-0,094	-0,094

გაგრძელება

N რიგის	დატვირთვების სქემები და მომენტების ეპიურები	K	საყრდენი მომენტები		
			M_{21}	M_{23}	M_{32}
1		5	-0,108	-0,095	-0,095
		6	-0,108	-0,096	-0,096
2		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
3		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
4		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

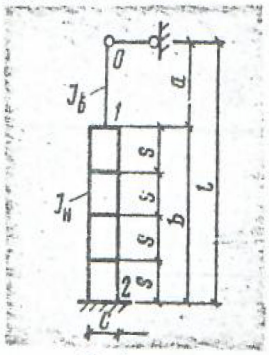
ცხრილი 2

ჩარჩოს რიგელები ნაპირა საყრდენებზე ხისტად არის შეერთებული სვეტებთან

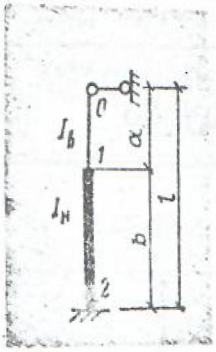
N რიგზე	დატვირთვის სქემები და საყრდენი მომენტები	K	საყრდენი მომენტები			
			M_{12}	M_{21}	M_{23}	M_{32}
1		0,5	-0,072	-0,090	-0,083	-0,083
		1	-0,063	-0,091	-0,085	-0,085
		2	-0,054	-0,053	-0,087	-0,087
		3	-0,046	-0,095	-0,088	-0,088
		4	-0,039	-0,097	-0,089	-0,089
		5	-0,033	-0,099	-0,090	-0,090
2		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
3		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
4		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

სამშენებლო პორტალი
MSHENEBLOBA.INFO

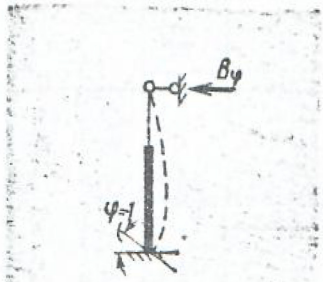
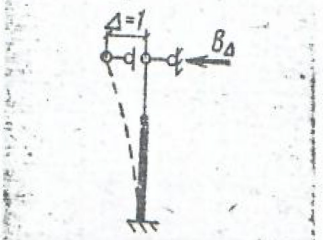
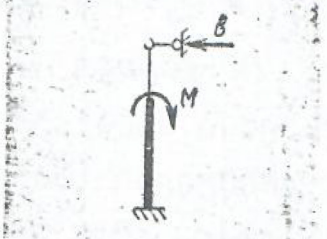
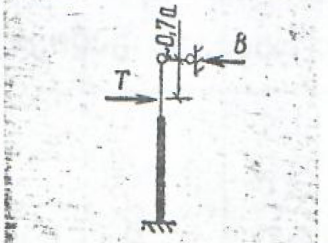
ა. ორტოტა სვეტების გასაანგარიშებელი ფორმულები (ნახ. ა)

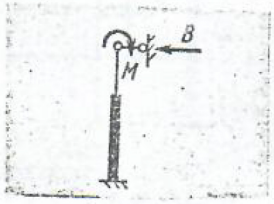
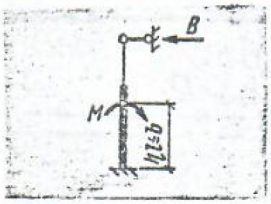
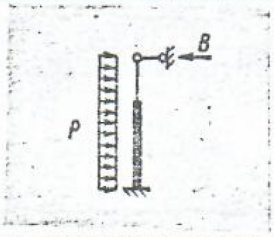
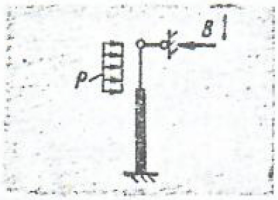


ნახ. ა



ნახ. ბ

დატვირთვის სქემები	საყრდენი რეაქცია R
	$R_\varphi = \frac{3E_б J_н}{l^2(1+k+k_1)}$
	$R_\Delta = \frac{3E_б J_н}{l^3(1+k+k_1)}$
	$R = \frac{3M(1-\alpha^2)}{2l(1+k+k_1)}$
	$R = \frac{T(1-\alpha+k_1)}{1+k+k_1}$

დატვირთვების სქემა 1	საყრდენი რეაქცია R 2
	$R=\frac{3M\left(1+\frac{k}{\alpha}\right)}{2l(1+k+k_1)}$
	$R=\frac{3M\eta(2-\eta)}{2l(1+k+k_1)}$
	$R=\frac{3vl[1+\alpha k+1{,}33(1+\alpha)k_1]}{8(1+k+k_1)}$
	$R=\frac{vl[3(1+\alpha k)-(3+\alpha)(1-\alpha)^3+k_1]}{8(1+k+k_1)}$

შენიშვნა: $\alpha=a/l$; $R=\alpha^3(\mathcal{J}_н/\mathcal{J}_в-1)$; $R_1=(1-\alpha)^3\mathcal{J}_н/8h^2\mathcal{J}$; $\mathcal{J}_н=Ac^2/2$; A – ტოტის კვეთის ფართობი; h – ორტოტა სვეტის პანელთა რიცხვი. დანარჩენი აღნიშვნები ნახეთ ა ნახაზზე.

ბ. მთლიანი სვეტის გასაანგარიშებელი ფორმულები (ნახ. ბ).

მთლიანი სვეტების R რეაქციის გასაგებად ზემოთ მოყვანილ ფორმულებში (ორტოტა სვეტებისათვის), მივიღოთ $R=0$ და ინერციის მომენტი $\mathcal{J}_н$ სვეტის ამწყვეტამდ ნაწილისათვის გამოვთვალოთ, როგორც მთლიანი კვეთისათვის.

დანართი 4

ბეტონის საანგარიშო წინაღობა პირველი ჯგუფის მღვრული მდგომარეობის მიხედვით R_b და R_{bt}, მპა

წინაღობის სახე	ბეტონი	ბეტონის კლასი სიმტკიცეზე კუმშვისას										
		B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
ღერძული კუმშვა (პრიზმული სიმტკიცე) R_b	მძიმე წვრილმარცვლოვანი	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,5	25,0	27,5	30,0	33,0
	მსუბუქი	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	–	–	–	–
ღერძული გაჭიმვა R_{bt}	მძიმე	0,66	0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4	1,45	1,55	1,6	1,65
	წვრილმარცვლოვანი:											
	A	0,66	0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4	–	–	–	–
	Б	0,565	0,635	0,765	0,90	1,0	–	–	–	–	–	–
	B	–	0,75	0,9	0,5	1,2	1,3	1,4	1,45	1,55	1,6	1,65
	მსუბუქი წვრილი შემავსებლით:											
	მკრივი	0,66	0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4	–	–	–	–
	ფორიანი	0,66	0,735	0,8	0,9	1,0	1,0	1,2	–	–	–	–

დანართი 5

ბეტონის ნორმატიული და ბეტონის საანგარიშო წინაღობა (R_{bn}), (R_{btn}) მეორე ჯგუფის ზღვრული მდგომარეობის მიხედვით $R_{bt,ser}$, $R_{b,ser}$, მპა

წინაღობის სახე	ბეტონი	ბეტონის კლასი სიმტკიცეზე კუმშვისას										
		B 12,5	B15	B20	B25	B 30	B35	B40	B45	B50	B55	B69
ღერძული კუმშვა (პრიზმული სიმტკიცე R_{bn}, $R_{b,ser}$	მძიმე და წვრიდმარცვლოვანი	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
	მსუბუქი	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	–	–	–	–
ღერძული გაჭიმვა R_{btn}, $R_{bt,ser}$	მძიმე	1,0	1,15	1,4	1,6	1,8	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
	წვრიდმარცვლოვანი:											
	A	1,0	1,15	1,4	1,6	1,8	1,95	2,1	–	–	–	–
	Б	0,85	0,95	1,15	1,35	1,5	–	–	–	–	–	–
	B	–	1,15	1,4	1,6	1,8	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
	მსუბუქი წვრილი შემავსებლით:											
	მკვრივი	1,0	1,15	1,4	1,6	1,8	1,95	2,1	–	–	–	–
	ფორიანი	1,0	1,1	1,2	1,35	1,5	1,65	1,8	–	–	–	–

ბაგირიანი არმატურის სორტამენტი

ბაგირის კლასი	დიამეტრი, მმ		განივი კვეთის საანგარიშო ფართობი, სმ²	ბაგირის თეორიული მასა, კგ	ბაგირის კლასი	დიამეტრი, მმ		განივი კვეთის საანგარიშო ფართობი, სმ²	ბაგირის თეორიული მასა, კგ
	ბაგირის	ცალკეული მავთულების				ბაგირის	ცალკეული მავთულების		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	6	2	0,227	0,173	K-19	14	2,8	1,287	1,020
	9	3	0,510	0,402	K2X7	18	3	1,019	0,801
						13	2	0,678	0,583
K-7	12	4	0,906	0,714	K3X7	20	3	1,527	1,209
						16,5	1,5	1,031	0,795
	15	5	1,416	1,116	K3X19	22	2	1,809	1,419

გაგრძელება

არმატურის ნორმატიული და საანგარიშო წინაღობები, დრეკადობის მოდული, მპა

არმატურის კლასები	დიამეტრი, მმ	ნორმატიული R_{sn} და საანგარიშო $R_{s,ser}$ წინაღობები გაჭიმვაზე მეორე ჯგუფის ზღვრული მდგომარეობის მიხედვით	საანგარიშო წინაღობები პირველი ჯგუფის ზღვრულ მდგომარეობისას			დრეკადობის მოდული
			გაჭიმვისას		კუმშვისას R_{sc}	E_s
			გრძივი და განივი დახრილი კვეთების გაანგარიშებაში M, R_s-ის ჯამედებაზე	განივი დახრილი კვეთების გაანგარიშება Q, R_{sw} განივი ძალების მოქმედებაზე		
1	2	3	4	5	6	7
		დ ე რ ო ვ ა ნ ი				
A- I	6...22	235	225	175	225	$2,1 \cdot 10^5$
A- II	10...32	295	280	225	280	$2,1 \cdot 10^5$
A - III	6...8	390	355	285*	355	$2 \cdot 10^5$
A -III	10...40	390	365	290*	365	$2 \cdot 10^5$
A - III_B კონტროლისას:						
წაგრძელებაზე	20...40	540	490	390	200	$1,8 \cdot 10^5$
ძაბვაზე და წაგრძელებაზე	20...40	540	450	360	200	$1,8 \cdot 10^5$
A -IV	10...32	590	510	405	400	$1,9 \cdot 10^5$
A -V	10...32	785	680	545	400	$1,9 \cdot 10^5$

გაგრძელება

1	2	3	4	5	6	7
A-VI	10...32	980	815	650	400	$1,9 \cdot 10^5$
			ბაზმული			
B_p-1	3	410	375	270(300**)	375	$1,7 \cdot 10^5$
	4	405	365	265(296**)	365	$1,6 \cdot 10^5$
	5	395	360	260(290**)	360	$1,7 \cdot 10^5$
B-II	3	1490	1240	990	400	$2 \cdot 10^5$
	4	1410	1180	940	400	$2 \cdot 10^5$
	5	1335	1110	890	400	$2 \cdot 10^5$
	6	1255	1050	835	400	$2 \cdot 10^5$
	7	1175	980	785	400	$2 \cdot 10^5$
	8	1100	915	730	400	$2 \cdot 10^5$
B_p-II	3	1460	1215	970	400	$2 \cdot 10^5$
	4	1370	1145	915	400	$2 \cdot 10^5$
	5	1250	1045	835	400	$2 \cdot 10^5$
	6	1175	980	785	400	$2 \cdot 10^5$
	7	1100	915	730	400	$2 \cdot 10^5$
	8	1020	850	680	400	$2 \cdot 10^5$

გაგრძელება

1	2	3	4	5	6	7
			გაგრძელება			
K-7	6	1450	1210	965	400	$1,8 \cdot 10^5$
	9	1370	1145	915	400	$1,5 \cdot 10^5$
	12	1335	1110	890	400	$1,5 \cdot 10^5$
	15	1295	1080	865	400	$1,5 \cdot 10^5$
K-19	14	1410	1175	940	400	$1,5 \cdot 10^5$

*თუშენადუღ კარკასებში A-III კლასის არმატურის საკიდების დიამეტრი ნაკლებია გრძივი არმატურის 1/3-ზე, მაშინ უნდა მივიღოთ $R_{sw} = 255$ მპა.

**მიიღება შეკრულ კარკასებში.

დანართი 7

ბეტონის საწყისი დეფორმაციის მოდული

ბეტონი	ბეტონის საწყისი დეფორმაციის მოდული კუმშვისას და გაჭიმვისას, ბეტონის სიმტკიცე კუმშვაზე, კლასებისათვის														
	B3,5	B 5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
მძიმე ბუნებრივი გამყარებისას	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
თბოდამუშავებით ატმოსფერული წნევისას	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
ავტოკლავური დამუშავებისას	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
წვრილმარცვლოვანი:															
A –ბუნებრივი გამყარებისას	7,0	10,0	13,5	15,5	17,5	19,5	22,0	24,0	26,0	27,5	28,5	–	–	–	–
თბოდამუშავებით ატმოსფერული წნევისას	6,5	9,0	12,5	14,0	15,5	17,0	20,0	21,5	23,0	24,0	24,5	–	–	–	–
Б –ბუნებრივი გამყარებისას	6,5	9,0	12,5	14,0	15,5	17,0	20,0	21,5	23,0	–	–	–	–	–	–
თბოდამუშავებით ატმოსფერული წნევისას	5,5	8,0	11,5	13,0	14,5	15,5	17,5	19,0	20,5	–	–	–	–	–	–
B –ავტოკლავური გამყარებისას	–	–	–	–	–	16,5	18,0	19,5	21,0	22,0	23,0	23,5	24,0	24,5	25,

დანართი 8

შენადნობი გადენების ღეროების განივკვეთების საანგარიშო ფართობები და სორტამენტი

გადის მარკა	განივკვეთების საანგარიშო ფართობი, $მმ^2$											
	გრძივი ღეროს სიგანე B, მმ											განივი ღეროების $მმ^2$, სიგრძის 1 მეტრზე
	900	1100	1300	1400	1500	1700	2300	2500	2700	2900	3500	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
200/250/3/3	43	50	–	57	64	71	92	99	107	114	–	28
150/259/3/3	50	57	–	71	78	85	114	128	135	142	–	28
200/250/4/3	76	88	–	101	113	126	164	176	189	202	–	28
150/250/4/3	88	101	–	126	130	151	202	227	239	252	–	28
200/250/5/4	118	137	–	157	176	196	255	274	294	314	–	50
150/250/6/4	198	226	–	–	311	–	453	509	538	566	–	50
100/250/6/4	283	34	–	–	453	–	679	736	792	849	–	50
250/200/3/4	36	43	43	–	–	57	78	–	–	99	114	63
250/150/3/4	36	43	43	–	–	57	78	–	–	99	114	84
250/150/4/5	63	76	76	–	–	101	139	–	–	176	202	131
250/200/4/8	63	76	76	–	–	101	139	–	–	176	202	252
200/200/3/3	–	5	57	57	64	71	92	99	107	114	135	36

გაგრძელება

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
150/150/3/3	–	57	71	71	78	85	114	128	135	142	170	47
100/100/3/3	–	85	99	107	114	128	17	185	199	213	256	71
200/200/5/5	–	137	157	157	176	196	255	274	294	314	372	98
100/100/5/5	–	235	274	294	314	353	47	510	549	588	706	96
200/200/8/8	–	–	–	–	–	–	654	704	–	–	–	252
100/100/8/8	–	–	–	–	–	–	1207	1308	–	–	–	503

დანართი 9

ღეროვანი და ბავთულოვანი ფოლადის არმატურის სორტამენტი

დიამეტრი, მმ	კვეთის საანგარიშო ფართობები (მმ²), ღეროების რიცხვისას									ერთეული სიგრძის მასა, კგ/მ	დიამეტრი (მმ), არმატურის კლასებისათვის										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		B_p-I	B_p-II, B_p-II	A-I	A-II	A-III	A_T-III	A-IV	A_T-IV	A-V A_T-V	A-VI	A_T-VI
2	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
3	7,07	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,055	3	3	–	–	–	–	–	–	–	–	–
4	12,6	25,1	37,7	50,3	62,8	75,4	87,9	101	113	0,099	4	4	–	–	–	–	–	–	–	–	–
5	19,6	39,3	58,9	78,9	98,2	118	187	157	177	0,153	5	5	–	–	–	–	–	–	–	–	–
6	28,3	56,6	84,9	113	141	170	198	226	254	0,222	–	6	6	–	6	–	–	–	–	–	–
7	38,5	77	115	154	192	231	269	308	346	0,302	–	7	–	–	–	–	–	–	–	–	–
8	50,3	101	151	201	252	302	352	402	453	0,395	–	8	8	–	8	–	–	–	–	–	–
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	–	–	10	10	10	10	10	10	10	10	10
12	113	226	339	452	565	679	792	905	1017	0,887	–	–	12	12	12	12	12	12	12	12	12
14	154	308	462	616	770	923	1077	1231	1386	1,208	–	–	14	14	14	14	14	14	14	14	14
16	201	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1809	1,578	–	–	16	16	16	16	16	16	16	16	16
18	254	509	763	1017	1272	1527	1781	2035	2290	1,998	–	–	18	18	18	18	18	18	18	18	18

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
20	314	628	942	1256	1570	1885	2199	2513	2827	2,466	–	–	–	20	20	–	20	20	20	20	20
22	380	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3420	2,984	–	–	22	22	22	–	22	22	22	22	22
25	491	982	1473	1964	2455	2945	3436	3927	4419	3,853	–	–	–	25	25	–	25	25	25	–	25
28	616	1232	1848	2563	3079	3965	4311	4926	5542	4,834	–	–	–	28	28	–	28	28	28	–	28
32	804	1609	2413	3217	4021	4825	5730	6434	7238	6,313	–	–	–	32	32	–	32	–	32	–	32
36	1018	2036	3054	4072	5090	6107	7126	8144	9162	7,991	–	–	–	–	36	–	–	–	–	–	–
40	1257	2513	3770	5027	6283	7538	8796	10048	11310	9,865	–	–	–	–	40	–	–	–	–	–	–

ლიტერატურა

1. ნ. ნინუა. რკინაბეტონის კონსტრუქციები. თბილისი, განათლება, — 1988.
2. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. М.: Стройиздат, 1985.
3. СНиП 2.03.01.-84. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. М.: Стройиздат, 1984.
4. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона. М.; 1986.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). М.: Стройиздат, 1986.
6. Маклакова Т.Г., Нанасова С.М. и др. Конструкции гражданских зданий. М.: Стройиздат, 1986.
7. Трепененков Р.И. Альбом чертежей конструкций и деталей промышленных зданий. М.: Стройиздат, 1986.
8. ა. სოხაძე, ნ. ლეონტი. რკინაბეტონის კონსტრუქციების ელემენტების გაანგარიშება. თბილისი: განათლება, 1989.
9. Г.В.Кизирия. Расчет конструкции с учетом деформации ползучести бетона, Тбилиси, Мецниереба, 1969.

შ ი ნ ა ა რ ს ი

შესავალი 3
რკინაბეტონის წინალობა და ელემენტები 5
თავი 1. ბეტონის, არმატურის და რკინაბეტონის ძირითადი ფიზიკურ-მექანიკური თვისებები 5
1.1. ბეტონი 5
1.2. არმატურა I5
1.3. რკინაბეტონი 20
თავი 2. წინასწარ დაძაბული კონსტრუქციების თავისებურებანი 2I
2.1. წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონის არსი 2I
2.2. არმატურის დაჭიმვის მეთოდები და ხერხები 22
2.3. წინასწარი ძაბვების დანაკარგები არმატურაში . . . 24
2.4. წინასწარი ძაბვების მნიშვნელობანი 25
2.5. ელემენტის დაძაბული მდგომარეობა ბეტონის მოკუმშვისას 26
თავი 3. ზღვრულ მდგომარეობათა მიხედვით გაანგარიშების მეთოდი 29
3.1. მეთოდის არსი 29
3.2. დაძაბულ-დეფორმირებული მდგომარეობის სტადიები . . 30
3.3. დატვირთვების კლასიფიკაცია, ნორმატიული და საანგარიშო დატვირთვები, ბეტონის და არმატურის ნორმატიული და საანგარიშო წინალობები, მგარმედეგობის სამი კატეგორია 32
თავი 4. ღუნვადი ელემენტები 37
4.1. კონსტრუქციული თავისებურებანი 37
4.2. ღუნვადი ელემენტების ნორმალური კვეთების გაანგარიშება სიმტკიცეზე (ნებისმიერი სიმეტრიული პროფილის ელემენტები). 40
4.3. მართკუთხა და ტესებრი კვეთიანი ელემენტების გაანგარიშება 44
4.4. ღუნვადი ელემენტების დახრილი კვეთების გაანგარიშება სიმტკიცეზე 55
თავი 5. შეკუმშული ელემენტები 57
5.1. შეკუმშული ელემენტების კონსტრუქციული თავისებურებანი 57
5.2. შეკუმშული ელემენტის გაანგარიშება შემთხვევითი ექსცენტრისიტეტის მიხედვით 6I

5.3. ექსცენტრულად შეკუმშული ნებისმიერი სიმეტრიულ კვეთიანი ელემენტების გაანგარიშება. 64

5.4. მართკუთხა კვეთის ექსცენტრულად შეკუმშული ელემენტების გაანგარიშება 68

5.5. სიმეტრიულად დაარმატურებული ექსცენტრულად შეკუმშული მართკუთხა კვეთის ელემენტების გაანგარიშება 70

თავი 6. გაჭიმული ელემენტები 7I

6.1. გაჭიმული ელემენტების გაანგარიშება სიმტკიცეზე . . 7I

6.2. სიმეტრიულად დაარმატურებული გაჭიმული ელემენტების გაანგარიშება სიმტკიცეზე . . 72

თავი 7. რკინაბეტონის ელემენტების გაანგარიშება მეორე ჯგუფის ზღვრული მდგომარეობის მიხედვით 75

7.1. ცენტრალურად გაჭიმული ელემენტების გაანგარიშება ნორმალური ბზარების წარმოშობაზე 75

7.2. ღუნვადი ელემენტების გაანგარიშება ბზარების წარმოშობაზე 75

7.3. ღუნვადი ელემენტების გრძივი ღერძისადმი დახრილი კვეთების გაანგარიშება ბზარების წარმოშობაზე . . 77

7.4. რკინაბეტონის ელემენტების გაანგარიშება ბზარების გახსნაზე 8I

7.5. რკინაბეტონის ელემენტების გაანგარიშება ბზარების დახურვაზე 85

7.6. რკინაბეტონის ელემენტების გაანგარიშება დეფორმაციათა მიხედვით 86

თავი 8. ბრტყელი გადახურვების კონსტრუქციები 94

8.1. ბრტყელი გადახურვების კლასიფიკაცია 94

8.2. ასაწყობი კოჭოვანი გადახურვა 95

8.3. რიგელის დაპროექტება I00

8.4. წიბოვან-მონოლითური გადახურვა კოჭური ფილებით . I05

8.5. წიბოვან მონოლითური გადახურვა კონტურზე დაყრდნობილი ფილებით II0

8.6. ასაწყობ-მონოლითური კოჭური გადახურვები II3

8.7. უკოჭო გადახურვა II5

თავი 9. რკინაბეტონის საძირკვლები II9

9.1. საერთო ცნობები II9

А.П.Сохадзе, Н.Н.Глонти, Л.И.Кавладзе,

Г.Г.Курдадзе

Строительные конструкции
(Железобетон)

Учебное пособие

(На грузинском языке)

Грузинский технический университет

Тбилиси – 1995

სამშენებლო პორტალი
MSHENEBLOBA.INFO

რედაქტორი მ.ძიძიგური

ტექნიკური რედაქტორი ნ.ცირეკიძე

გადაეცა წარმოებას 8.05.1995 წ. ხელმოწერილია დასაბეჭდად 20.05.1995 წ. ქაღალდის ზომა 60×84 1/16. პირობითი ნაბეჭდი თაბახი 12,25. სააღრიცხვო-საგამომცემლო თაბახი 11,5. ტირაჟი 300. შეკვეთა №

ფასი სახელშეკრულებო

გამომცემლობა "ტექნიკური უნივერსიტეტი", თბილისი, მ.კოსტავას, 77.

Издательство "Технический университет", Тбилиси, ул.М.Костава, 77