

საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტი

ნინო ნაკვეთაური

„კარკასულ-ბმულ სისტემაში არმატურის წინასწარდამაბვის ცვლილება, ბეტონის
ცოცვადობის დეფორმაციების გავლენით“

დოქტორის აკადემიური ხარისხის მოსაპოვებლად წარდგენილი დისერტაცია

თბილისი 2017 წ.

სამუშაო შესრულებულია საქართველოს ტექნიკურ უნივერსიტეტში, სამშენებლო ფაკულტეტზე, ა. სოხაძის სახელობის სამოქალაქო და სამრეწველო მშენებლობის დეპარტამენტში.

სამეცნიერო ხელმძღვანელი: პროფესორი ლია ბალანჩივაძე

რეცენზენტები: ასოც. პროფესორი მაია ჭანტურია ტ.მ.კ. ნელი ერემაძე

დაცვა შედგება 2017 წლის ----- საათზე, საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტის სამშენებლო ფაკულტეტის სადისერტაციო საბჭოს კოლეგიის სხდომაზე, კორპუსი I, აუდიტორია 508

მისამართი:

თბილისი 0175, კოსტავას 72. დისერტაციის გაცნობა შეიძლება სტუ-ს ბიბლიოთეკაში, ხოლო ავტორეფერატისა - სტუ-ს ვებ-გვერდზე. სადისერტაციო საბჭოს სწავლული

შესავალი

თანამედროვე საიმედო მრავალსართულიანი შენობა-ნაგებობათა ასაგებად საჭიროა მათი გაანგარიშების სქემებისა და წინაპირობების მკაცრი დაცვით დაპროექტება, რომელიც ზუსტად აღწერს როგორც მის რეალურ მუშაობას, ასევე ცალკეული ელემენტების დამაბულ-დეფორმირებულ მდგომარეობას.

ბეტონისა და რკინაბეტონის კონსტრუქციების ხანმოკლე და ხანგრძლივი დატვირთვებით დაპროექტებისას, აუცილებელია მასალის მექანიკური მახასიათებლების თავისებურებების გათვალისწინება, განსაკუთრებით შეკლების, ჯდენის, რელაქსაციისა და ცოცვადობის დეფორმაციების, რაც განსაკუთრებით აქტუალური და აუცილებელია წინასწარდამაბული რკინაბეტონის კონსტრუქციების დაპროექტებისას. კარკასულ შენობებში წინასწარდამაბვის გამოყენება პროგრესული მეთოდია. იგი საშუალებას გვაძლევს მაღალი სიმტკიცის ფოლადის გამოყენებით შევამციროთ მისი ხარჯი. ამავე დროს წინასწარდამაბული რკინაბეტონი ჩვეულებრივი რკინაბეტონისაგან განსხვავებით უზარადაა, რაც უზრუნველყოფს მის ხანგამძლეობასა და სიხისტეს.

თემის აქტუალურობა: როგორც ცნობილია, გასული საუკუნის მიწურულს, საქართველოში და სეისმურად აქტიურ რეგიონებში, წარმატებით იყო დანერგილი ეფექტური 16 სართულიანი კარკასულ-პანელოვანი საცხოვრებელი შენობები, არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში ე.წ. „ჟეჟელის“ სისტემა. ამგვარი სისტემით ქ. თბილისში აგებულია ათობით საცხოვრებელი სახლი. კარკასულ-პანელოვანი შენობა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში წარმოადგენს უსაფრთხო საცხოვრისს მილიონობით ადამიანისათვის. შენობა იგებოდა ქარხნული წესით დამზადებული ასაწყობი ელემენტებისაგან.

1990 წლის ცნობილი მოვლენების შემდეგ, როდესაც ეკონომიკა დაინგრა და განადგურდა რკინაბეტონის ნაკეთობათა დამამზადებელი ყველა ქარხანა, ბევრი კარკასული შენობა „ჟეჟელის“ ტიპის დარჩა დაუმთავრებელი. ა.სოხაძის სახელობის სამოქალაქო და სამრეწველო მშენებლობის დეპარტამენტმა მიზნად დაისახა ასეთი დაუსრულებელი შენობების ექსპერიმენტული შესწავლა და საექსპლუატაციო ვარგისიანობის დადგენა ანუ ათობით შენობისათვის

„სიცოცხლის „ მინიჭება. ასეთი შენობები ქ. თბილისში რამდენიმე ათეულია, მათი სართულიანობა შეწყვეტილია სხვადასხვა სართულებზე, ზოგიერთი მათგანი დაშლილია (წერეთლის გამზირზე), ზოგი საძირკველშივე დარჩა (დიდი დილომი), ხოლო ორი კორპუსი გურამიშვილის 64-ში ნომერში დღესაც ელოდება მშენებელს. ამდენად, შესაძლებელია მშენებლობის გაგრძელება და ათასობით ოჯახის დაკმაყოფილება საცხოვრებელი ფართით.

დისერტაციის მიზანს დაუმთავრებელი კარკასულ-ბმული შენობების შესწავლა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში ე.წ. „ჟეჟელის“ სისტემა, რომელიც წარმოადგენს ურიგელო ჩარჩო-კავშირებიან კონსტრუქციულ უჯრედს წინასწარდაძაბული გადახურვის ელემენტებით. გადახურვის ფილას ოთხივე მხარეს იჭერს სვეტების სიბრტყეში დაჭიმული მაღალი სიმტკიცის ბაგროვანი არმატურა, რომელიც სვეტებში არსებული ხვრელებით გადის ფილებს შორის ორივე მიმართულებით.

ელსპერიმენტული კვლევის ამოცანა:

- შეწყვეტილი მშენებლობის ობიექტების შესწავლა;
- არსებული დაძაბული ბაგირების საიმედოობის გამოკვლევა;
- ძაბვების სიდიდეების დადგენა ბეტონსა და არმატურაში;
- სვეტებისა და ფილების ამტანუნარიანობის, ანუ სიმტკიცის დადგენით სისტემის საიმედოობის შეფასება.
- ბეტონის ხანგრძლივი დეფორმაციების გავლენით წინასწარდაძაბული ძალების ცვლილების შესწავლა და მათი გავლენა კონსტრუქციის ზიდვის უნარზე.
- მიღებული კვლევების შედეგად წარმოდგენილი იქნება დასკვნები-რეკომენდაციები, რომლის მიხედვითაც უნდა მოხდეს ასეთი ტიპის მშენებლობის დასრულება.

მეცნიერული სიახლე: შესრულებული სამუშაოს პრაქტიკული გამოყენება მნიშვნელოვანია. ნახევრად აგებული შენობების დასრულება მნიშვნელოვან საცხოვრებელ ფართობს შექმნის ქალაქს, დაკმაყოფილდება ფართის მოლოდინში მყოფი ათასობით ადამიანი, კერძოდ, ლტოლვილები, რომლებიც გაუსაძლის პირობებში იმყოფებიან.

ნაშრომის აპრობაცია და გამოქვეყნებული პუბლიკაციები: სადისერტაციო ნაშრომის, ძირითადი შედეგები მოხსენებული იქნასადოქტორო პროგრამით გათვალისწინებულ სამ სემინარზე, საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტის სტუდენტთა 83-ე საერთაშორისო სამეცნიერო კონფერენციაზე. სადისერტაციო ნაშრომის მასალების მიხედვით გამოქვეყნებულია 4 სამეცნიერო შრომა.

ნაშრომის სტრუქტურა და მოცულობა: დისერტაცია შედგება შესავლის, ოთხი თავის, ძირითადი დასკვნებისა და გამოყენებული ლიტერატურისაგან. სადისერტაციო ნაშრომი შედგება 120 გვერდისაგან, გამოყენებულია 30 დასახელების ლიტერატურა.

თავი I ლიტერატურული მიმოხილვა

1.1. რკინაბეტონის კონსტრუქციების გაანგარიშება ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციის გათვალისწინებით

ცოცვადობის დეფორმაცია წარმოადგენს პლასტიკური დეფორმაციის ერთ-ერთ სახეს. ის ვითარდება დატვირთვის ხანგრძლივი მოქმედებისას. ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციის განვითარება განსაკუთრებით მნიშვნელოვანია კომბინირებულ კონსტრუქციებში, კონსტრუქციებში, რომლებიც მონტაჟის

მომენტში მუშაობენ სხვა სტატიკური სქემით, ხოლო ექსპლუატაციის მომენტში – სხვა სტატიკური სქემით.

რკინაბეტონის სტატიკურად ურკვევ კონსტრუქციებში, განსაკუთრებით უნივერსალური ტექნოლოგიით აგებულ კონსტრუქციებში და წინასწარდაძაბულ კონსტრუქციებში, მნიშვნელოვანია ცოცვადობის დეფორმაციის განვითარების შედეგად აღძრული ძალები და ძაბვები. ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციის მახასიათებელი სიდიდე წარმოადგენს ექსპერიმენტულად დადგენილ სიდიდეს, რომელსაც გააჩნია შესაძლო გადახრები. გადახრები შესაძლოა იმდენად დიდი იყოს, რომ გამოიწვიოს კონსტრუქციის მდგრადობის დაკარგვა.

რკინაბეტონის კონსტრუქციების გაანგარიშების მეთოდების დამუშავებაში, ბეტონის ცოცვადობის გათვალისწინებით, ცნობილ მეცნიერთა [2,3,4,9,10,20] ნაშრომების ანალიზმა განაპირობა სათანადო მეთოდის შექმნა, სადაც გათვალისწინებულია ცოცვადობის დეფორმაციის სავარაუდო ბუნება და კონსტრუქციაში ამ დეფორმაციებით წარმოქმნილი დაძაბული მდგომარეობები. ქვემოთ განხილულია ძირითადი შრომები.

რკინაბეტონის სტატიკურად ურკვევი კონსტრუქციების გაანგარიშება ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციების გათვალისწინებით გაშუქებულია ი.დ. ლივშიცის მრავალრიცხოვან ნაშრომებში.

ი.დ. ლივშიცის [13] მიხედვით, ბეტონის ცოცვადობის გავლენა საყურადღებოა ასაწყობ-მონოლითური კონსტრუქციებისთვის. მისი აზრით მონოლითური ბეტონის დაძაბული მდგომარეობა, ბზარების გაჩენის ხასიათი, შეიძლება გამოვლინდეს მოქმედი ხანგრძლივი დატვირთვის ზემოქმედებისაგან. გაანგარიშება ეყრდნობა კონსტრუქციების მუშაობას სხვადასხვა სტადიაში. ავტორი გვთავაზობს მეთოდურად, რომელიც ეყრდნობა ცოცვადობის დაძველების მოდიფიცირებული თეორიის გამოყენებას.

დადგენილია, რომ ასეთ სისტემებში ბეტონის ცოცვადობითდროის გარკვეულ მომენტში ხდება დაძაბულობის გადანაწილება კვეთებს შორის.

სტატიაში [5] განხილულია ხიდების გაანგარიშებისას ბეტონის ცოცვადობის და ჯდენის დეფორმაციების გათვალისწინება. რადგან ხიდის

სტატიკური სქემა მონტაჟის პროცესში და ექსპლუატაციის დროს იცვლება. მოცემულია გაანგარიშების გამარტივებული და დაზუსტებული მეთოდები.

ა.ბ. გოლიშევის [4] მიერ დამუშავებულია სტატიკურად ურკვევი სისტემების გაანგარიშების სხვადასხვა მეთოდები ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციის გათვალისწინებით.

სტატიაში მოცემულია ძაბვების განსაზღვრა რკინაბეტონის სტატიკურად ურკვევ ღეროვან სისტემებში მუშაობის I სტადიაში. ხანგრძლივი დეფორმაციებისაგან აღძრული ძალები გამოთვლილია ბეტონის დაძველების მოდიფიცირებული თეორიით, მათემატიკური მოდელის გამოყენებით.

განხილული მეთოდი საშუალებას იძლევა გაანგარიშებებში გათვალისწინებულ იქნას ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციების ცვლილება სტატიკურად ურკვევ რკინაბეტონის კონსტრუქციებში.

ნაშრომში აღწერილია წინასწარ დაძაბული ასაწყობ-მონოლითური კონსტრუქციების დაძაბული მდგომარეობის განსაზღვრის მეთოდი მუშაობის I სტადიაში (ბზარების გარეშე გაჭიმულ ზონაში), ხანგრძლივი, ცვალებადი საექსპლუატაციო დატვირთვიდან ბეტონის ცოცვადობის გათვალისწინებით, მისი ჯდენის და დრეკადობის მოდულის ცვლილებით, რომ კავშირი ბეტონის დაძაბულობებს შორის და ჩაქრობის კოეფიციენტის შორის გამოიხატება რელაქსაციური მრუდებით. ასეთი მიახლოების დახმარებით დეფორმაციას და დაძაბულობას შორის კავშირის ინტეგრალური განტოლებები შეიძლება ალგებრულ განტოლებებად გადავაქციოთ.

ნაშრომში [6] განსაზღვრულია დაჭიმვის განსაზღვრის მეთოდი თხელკედლიან სისტემებში. დამუშავებულია დაჭიმვის განსაზღვრის მეთოდი ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციის გათვალისწინებით. დაზუსტებულია ურთიერთქმედების ძალები კონსტრუქციებსა და ფუძეებს შორის ბეტონისა და გრუნტის ცოცვადობის გათვალისწინებით. მიღებულია ცოცვადობის დაყვანილი მახასიათებლები დაძველების მოდიფიცირებული თეორიით არაერთგვაროვანი კვეთის კონსტრუქციების გაანგარიშებისას.

სტატიკურად ურკვევი რკინაბეტონის კონსტრუქციების გაანგარიშების მეთოდი, სადაც გათვალისწინებულია ბეტონის ცოცვადობა, აღწერილია /10/ ნაშრომში. ავტორმა გამოიყენა მიახლოებითი დამოკიდებულებები, რომლებიც საშუალებას იძლევიან გამოვთვალოთ ღეროვანი კონსტრუქციები დახშული სახით.

ნაშრომში ასევე განხილულია ხიდების სტატიკურად ურკვევ სისტემებში ძირითადი უცნობების განსაზღვრის მიახლოებითი მეთოდი ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციის გათვალისწინებით და დრეკად-მცოცავი ტანის მოდიფიცირებული თეორიის საფუძვლებით, ცოცვადობის დეფორმაციის სეზონური ცვლილება განვითარების ინტენსივობაზე დამოკიდებულებით.

ვანტურ კონსტრუქციებში დაჭიმვის შეფასების მიახლოებითი მეთოდი, რომელიც გამოყენებულია დაძველების მოდიფიცირებულ თეორიებში აღწერეს გ.ი. გვინჩიძემ და დ.ა. დოლიძემ.

ი.დ. ლივშიცი ნაშრომში [13] განსაზღვრავს ხანგრძლივ დეფორმაციებს სტატიკურად რკვევად რკინაბეტონის კონსტრუქციებში თავისუფლად არმირებული ელემენტებით. ბეტონის დამაბუღ-დეფორმირებული მდგომარეობა დაკავშირებულია ვოლტერის მეორე რიგის ინტეგრალურ განტოლებებთან, ხოლო არმატურის – ჰუკის კანონთან. ამოცანა ამოიხსნება საერთო სახით.

ვ.ა. ზედგენიძემ ჩაატარა ექსპერიმენტი ღუნვადი რკინაბეტონის კოჭებზე, წინასწარ დამაბუღი არმატურებით, ხანგრძლივი დატვირთვის შემოქმედებისას. სტატიკურად ურკვევ რკინაბეტონის სისტემებში გაანგარიშების ამოცანა ა.ა. ზევინის ნაშრომში [7] ამოხსნილია ინტეგრალურ-ოპერატორული მიდგომით. ძალის მეთოდის ინტეგრალური განტოლების სისტემის შედგენა ხდება ზოგიერთი ხაზობრივი სისტემის ალგებრული განტოლების შესაბამისად, რომლის კოეფიციენტები დამოკიდებული არიან სხვადასხვა პარამეტრებზე. დამტკიცებულია, რომ პრინციპული გადაწყვეტილება ცოცვადობის დეფორმაციის გათვალისწინებით შეიძლება მივიღოთ პარამეტრის მემკვიდრეობითი ოპერატორის შეცვლით ალგებრულ განტოლებში. განვითარებულია ვოლტერის ოპერატორის ფუნქციის აპროქსიმაციის მეთოდი, რომლებიც მოხერხებულია

კომპიუტერების რეალიზაციისათვის. მეთოდის სიზუსტე ილუსტრირდება მაგალითით.

ა.ს. სააკიანს სტატიაში [6] მოჰყავს რკინაბეტონის მრავალსართულიანი ნაგებობების მოდელი ჰორიზონტალური დატვირთვების ზემოქმედებისას ექსპერიმენტის და თეორიული კვლევების შედეგები ცოცვადობაზე. ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციის ექსპერიმენტული მრუდები საკმაოდ კარგად აპროქსიმირდებიან დრეკად-მცოცავი ტანის თეორიებით. დადგენილია, რომ ბეტონის ცოცვადობა დიდ გავლენას ახდებს დამაბულ-დეფორმირებულ მდგომარეობაზე, ჩაღუნვებზე, ბზარების ჩამოყალიბებაზე და გახსნის სიდიდეზე, ასევე შესაერთებელი ელემენტების დაბოლოებათა ურთიერთ განლაგებაზე.

ასაწყობი რკინაბეტონის სტატიკურად ურკვევ სისტემებში ბეტონის ცოცვადობის გათვალისწინებით დამაბულობის განსაზღვრისათვის ვ.ვ. სიზონოვმა საფუძვლად მიიღო ერთგვაროვანი დრეკად-ცოცვადი სისტემების ხაზობრივი ერთგვაროვნების გაანგარიშების თეორია.

ამავე თემებს მიუძღვნეს თავიანთი შრომები ცნობილმა ბულგარელმა მეცნიერებმა დ.ნ. პატროვმა და ვ.გ. ჩერნიგოროვმა.

გამოიყენეს რა ბლანტ-დრეკადი ტანის თეორია ცოცვადი ბეტონებისათვის, ავტორებმა გამოიყვანეს ვოლტერის ინტეგრალური განტოლების მეორე რიგი. განხილულია რიცხობრივი მეთოდი, რომელიც რეალიზირებულია გამომთვლელი მანქანის გამოყენებით პროგრამა ფორტმან IV. დამუშავებული მეთოდის უტყუარობა შემოწმებულია პრაქტიკული მაგალითის ამოხსნით.

მასლოვ-არუთინიანის ნაშრომში განხილულია ამოცანა სტატიკურად რკვევად ხიდზე /2/ ხაზობრივი თეორიის გამოყენებით დაყვანილია ვოლტერის მეორე რიგის ინტეგრალურ განტოლებამდე. ეს განტოლებები ამოხსნილია კვადრატულ განტოლებათა სისტემის ჩანაცვლებით.

ასეთ ცვლილებებს საფუძვლად უდევს ინტეგრალური ოპერატორების ჩართვა კვადრატულ განტოლებებში.

დამუშავებულია პრაქტიკული მეთოდი სტატიკურად რკვევად კომბინირებული ერთიანი კოჭების დამაბული მდგომარეობის დროში

გასაზღვრისათვის, სადაც გამოყენებულია ბლანტ-დრეკადი ტანის მასლოვ-არუთინიან-ტროსტის თეორია ბეტონის ცოცვადობაზე და ასევე ვოლტერის ინტეგრალური განტოლებები თეორიაც.

დრეკად-მცოცავი ტანის თეორიაზე დაყრდნობით, რომელიც მიღებულია ბეტონის ქცევის აღსაწერად დროში, ვ. კრიუგერმა [12] შემოგვთავაზა დეფორმაციის და წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონის ელემენტებში დეფორმაციის გამოთვლის მეთოდი, მხოლოდ დაჭიმული არმატურის მოქმედებისას, ასევე მუდმივად მოქმედი მღუნავი მომენტის გათვალისწინებით.

დ. დჟევტიჩი და ზ. პრასკევიჩი აღწერენ წინასწარდაძაბულ რკინაბეტონის კოჭების ცოცვადობის გათვლის ორ მეთოდს, ზუსტს და მიახლოებითს, რომელიც გამოიყენება ჩალუნვების, დეფორმაციების და დაძაბულობის გადანაწილებისათვის კონსტრუქციის კვეთებში. ორივე მეთოდი დაფუძნებულია დაძველების თეორიაზე, რომელიც მოდიფიცირებულია ბეტონის შესახებ ევროპული კომიტეტის რეკომენდაციების შესაბამისად. შედარებით მარტივია მეთოდი, რომელშიც ავტორს გამოყენებული აქვს დეფორმაციისა და დაძაბულობას შორის ალგებრული დამოკიდებულება. ამ მეთოდის გამოყენებით ნაპოვნი იქნა ჩალუნვები და დაძაბულობის რელაქსაცია ბლოკების დიდ რაოდენობაში. კერძოდ, ჩატარებულია გაანგარიშება და ექსპერიმენტი კოჭების სამი სერიისთვის არმირების სხვადასხვა კოეფიციენტებით. ორივე მეთოდმა მოგვცა შედეგი, რომელიც ახლოსაა ექსპერიმენტალურთან.

გ.ლ. ერგლანდის სტატიაში მოყვანილია ექსპერიმენტალური და თეორიული გამოკვლევების მონაცემები რკინაბეტონის კონსტრუქციების დეფორმაციების გამოკვლევებზე. ცოცვადობა ჩვეულებრივი ტემპერატურის პირობებში თეორიული აღწერის დროს წარმოდგენილია ორი კომპონენტით: ბლანტი დენადობის ტიპის შეუქცევადი დეფორმაციით და შექცევადი დეფორმაციით, რომელიც წარმოდგენილია შეყოვნებული დრეკადი კომპონენტით და რომელიც შედგება ჩვეულებრივი დრეკადი დეფორმაციის 20+30%, მაღალი ტემპერატურის პირობებში ცოცვადობა მოითხოვს დამატებით აღრიცხვას დეფორმაციის დამოკიდებულებაზე ტემპერატურასთან, მაშინ, როცა დეფორმაციის შექცევადი

ნაწილი ტემპერატურაზე დამოკიდებული არ არის. ამ თეორიის შესამოწმებლად მისი შედეგების შედარება ხდებოდა ექსპერიმენტულ მონაცემებთან საყრდენი კოჭისათვის, შეკუმშულ-ჩალუნული სვეტის ტანის, ორი და სამმალიანი უჭრი კოჭებით ატომური რეაქტორის დამცავ გარსსაცმზე, ცილინდრულ ჭურჭელზე, რომელიც ცივი წყლით და ცხელი ზეთით იყო სავსე და სხვა კონსტრუქციებზე.

როგორც გამოკვლევათა შედეგებმა აჩვენეს, ცოცვადობა და ტემპერატურა ახდენენ მნიშვნელოვან გავლენას ძალის გადაწინააღმდეგობაზე სტატიკურად ურკვევ კონსტრუქციებში, რომელიც აუცილებლად გათვალისწინებული უნდა იყოს გაანგარიშებებში. ტემპერატურის ციკლური ცვლადობა იწვევს დამაბულობის და გადაადგილების მოკლევადიან ცვლილებას, რომელიც ემატება გრძელვადიან ცვლილებებს. კონსტრუქციული ელემენტების მოქნილობის გადიდებათან ერთად ცოცვადობა დომინირებული როლის შესრულებას იწყებს. თეორიის თანხვედრა ექსპერიმენტულთან დამაკმაყოფილებელია, თუ დატვირთვა და ტემპერატურები ციკლური გზით უცვლელია. მრავალ შემთხვევაში ცოცვადობის დეფორმაციის გამოთვლა შეიძლება ერთნაბიჯიანი გზით დრეკადი სტადიების ანალოგიებზე დაყრდნობით.

ს.დ. დიგლერი გვათავაზობს წინასწარდამაბული რკინაბეტონის ცოცვადობის ანგარიშის გამარტივებულ მეთოდს “დამველების კოეფიციენტის” გამოყენებით, რომელიც კვაზიდრეკადი ანალიზის ჩარჩოებში დამაბულობის და დეფორმაციების გამოთვლის საშუალებას იძლევა.

მეთოდის მთავარი ღირსება ისაა, რომ მისი დახმარებით შეიძლება გათვალისწინებულ იქნას წინასწარდამაბული არმატურის ადგილმდებარეობა რამდენიმე შრეში, ასევე გამოვთვალოთ კომბინირებული ასაწყობ-მონოლითური კონსტრუქციები, დეტალურად განხილულია რამდენიმე საანგარიშო მაგალითი, რომლებიც რკინაბეტონის კოჭების დაპროექტებისას, სადაც უჭრადობა მიიღწევა მონოლითურობის შექმნით. განხილულია აღწერილი პროცედურის შემდგომი შესაძლო განზოგადების პირობები უფრო რთული კონსტრუქციების ან დატვირთვებისათვის.

ვ. ფიორემ და პუნგ ზენ ტაომ შრომაში ექსპერიმენტულად გამოიკვლიეს ბეტონის ცოცვადობის გამო დაძაბულობის გადანაწილების პირობები სტატიკურად ურკვევ წინასწარდაჭიმულ კოჭებში. აღწერილია სამმალიანი კოჭების მეთოდის განიკვეთის დატვირთვის სხვადასხვა ვარიანტისთვის და საყრდენი მოწყობილობის სიმაღლით სხვადასხვა დონეზე განლაგების პირობებში. ბეტონის გაზომილი დაძაბულობების გადაადგილებების და ლოკალური დეფორმაციებით გამოვლენილია, რომ კოჭის საყრდენი პირველადი განსხვავების ეფექტი სიმაღლის მიხედვით სწრაფად მცირდება პირდაპირი განივი დატვირთვების დროის ხანგრძლივობასთან ერთად. მიღებული ექსპერიმენტული მონაცემები შედარებული ნორმატიული საანგარიშო პროცედურების გამოყენების შედეგებთან. მოცემულია დატვირთვების შეფასებები ბეტონის ცოცვადობის დროს მუდმივი დატვირთვის და ცვლადი ცოცვადობის პირობებში.

ვ. ლომკემ დაამუშავა რკინაბეტონის ფერმების დაპროექტების მეთოდის, სადაც გათვალისწინებულია კონსტრუქციის ელემენტების ცოცვადობა და ჯდება, რომელშიც გათვალისწინებულია დატვირთვის და მომენტების განსაზღვრა სვეტის ტანში დროის სხვადასხვა მონაკვეთში. ცოცვადობაზე გათვლები იწარმოება დაძველების თეორიის საფუძველზე. გადაწყვეტილია ცოცვადობის დიფერენციალური განტოლება. გაანგარიშების საფუძველზე დაპროექტებულია კონსტრუქციები ბეტონის და ფოლადის ელემენტებით.

ესპანელი მეცნიერის ლ. მურკიას გამოკვლევებში აღწერილია შეკუმშულ ღეროებში ცოცვადობის გაანგარიშების მეთოდები, განხილულია შიდა ძალოვანი ფაქტორების სასაზღვრო პირობების განსაზღვრის მეთოდები, რომლებიც მოქმედებენ ჩარჩოდან გამოყოფილი შეკუმშულ-მოხრილი სვეტის ტანის ელემენტებზე, დადგენილია შეკუმშული თხელ ღეროზე ზღვრული დატვირთვის პირობები ეფექტური მეორე რიგის გათვალისწინებით.

შრომაში აღწერილია ბეტონის ღეროს არაცენტრული შეკუმშვის პირობებში ცოცვადობის გავლენის პროცედურა მითითებულია მიახლოებითი საანგარიშო ფორმულის გამოყენების შეზღუდვებზე. წარმოდგენილია ახალი საანგარიშო ფორმულა, რომელიც აირეკლავს ექსცენტრისიტეტის დაგვიანება კუმშვადი

დატვირთვის ხანგრძლივობასთან დამოკიდებულებაში და ბეტონის ცოცვადობის ცვლილებებთან.

მ. სპეცინსკი ძირითად ყურადღებას აქცევს გაღუნული რკინაბეტონის კოჭების ხანგრძლივი დატვირთვის პირობებში ცოცვადობის გაანგარიშების საკითხებს. ამისთვის გამოყენებულია როგორც წრფივი, ისე არაპირდაპირი განსაზღვრული ინტეგრალური ტიპის განტოლებები.

ვ.მ. ბონდარენკო და ა.კ. შაგინი სწავლობდნენ მრავალაკომპონეტურ კონსტრუქციების ცოცვადობას. მრავალაკომპონენტურობაში იგულისხმება კონსტრუქციები, რომლებშიც ერთდროულად სამუშაოსათვის რაციონალურადაა შეერთებული 3 და მეტი ელემენტი, რომლებიც იმ მასალითაა დამზადებული, რომლებსაც სხვადასხვა ფიზიკო-მექანიკური, ან დეფორმაციულ-სიმტკიცეთა მახასიათებლები გააჩნიათ.

განხილულია ფუნქციები, რომლებიც მისაღებია ბეტონის ცოცვადობისთვის, მყიფე საარმატურე ფოლადი და მრავალაკომპონენტურ კონსტრუქციაში გამოყენებული სტეკლოპლასტიკატების ტიპები.

ბ.პ. მიხლინი, ვ.ე. პოპოვი და ვ.მ. ბონდარენკო გვთავაზობენ რკინაბეტონის ღეროებში დამაბულ-დეფორმირებული მდგომარეობის გაანგარიშების მეთოდიკას, რომელსაც სუფთა ნაკეცისადმი მიდრეკილება აქვს, ფიზიკური არაწრფივობის გათვალისწინებით და ბეტონის რეოლოგიური თვისებებით.

ს.ვ. ბონდარენკოს და ო.ბ. თუთბერიძის ნაშრომში განიხილება სამშენებლო კონსტრუქციების წინააღმდეგობის ამოცანები ცოცვადობის პირობებში. მოცემული ამოცანის მიზანია სამშენებლო კონსტრუქციების გაანგარიშების შესახებ ცვლადი სტატიკური სქემის პირობებში. წამოდგენილია გაანგარიშების ზუსტი და გამოყენებითი მეთოდები წრფივი და არაპირდაპირი დეფორმირების გათვალისწინებით.

დაჭიმული ფურცლოვანი სარტყელებით შედგენილი მდგენ ელემენტების მდგრადობა გამოკვლეულია ა.ს. ამახინის მიერ ხანგრძლივი დატვირთვის დროს მაღალი დატვირთვის პირობებში. როგორც კერძო შემთხვევა განიხილება წრფივი ცოცვადობის პირობებში შემადგენელი ელემენტის მდგრადობის ამოცანა.

დაძაბულობის და ბეტონის შეკუმშულ ზონაში დეფორმაციებს შორის დამოკიდებულება მიღებულია არაწრფივი ცოცვადობის განტოლების საფუძველზე.

ზხარებიანი რკინაბეტონის დეფორმაციის თეორიის ჩარჩოებში ა.ფ. იარომენკომ და ა.ი. მელნიკმა დაამუშავეს ისეთი მეთოდოლოგია, რომლითაც ისეთი კონსტრუქციები, როგორცაა კოჭი-კედელი ამოცანები ამოიხსნება ცოცვადობის თეორიით. ამ გათვლების დროს გათვალისწინებულია ბეტონის ცოცვადობის განსაკუთრებულობა ორღერძა დატვირთვის დროს, ცოცვადობის დეფორმაციის არაპირდაპირობა, ბეტონის სიმტკიცის გადიდება დროში და რკინაბეტონის სხვა განსაკუთრებული თავისებურებები სხვადასხვა სტადიაში, რომელიც ნგრევასთან ახლოსაა.

ე.ნ. შერბაკოვმა /20,21/ და ვ.ლ. ხასინმა დაამუშავეს რკინაბეტონის ელემენტების გათვლის მათემატიკურად მკაცრი და ზუსტი მეთოდები, ბეტონის წრფივი ცოცვადობის გათვალისწინებით მიღებული ანალიტიკური გამოსახულებები საშუალებას იძლევა ამოცანის გადაწყვეტა დავიყვანოთ რკინაბეტონის ელემენტში ერთობლივი არმატურით (დამოუკიდებლად ცოცვადობის თეორიის წინაპირობიდან და ინტეგრალური განტოლების ბირთვის სახეობისა) დაძაბულობის ჩაქრობის კოეფიციენტის აღრიცხვამდე.

მათივე სტატიაში მოცემულია რკინაბეტონის კონსტრუქციების გაანგარიშების მეთოდოლოგია ხანგრძლივი დატვირთვისათვის დაძაბულობის და დეფორმაციების არაპირდაპირი კავშირის გათვალისწინებით, რაც საშუალებას იძლევა რთული საინჟინრო საკითხები გადაიჭრას შედარებით მარტივი ალგებრული ოპერაციებით დახშული სახით (ფორმით). წარმოდგენილი მეთოდი ახდენს ადრე მიღებული მკაცრი მათემატიკური გადაწყვეტილებების განზოგადებას, რაც პასუხობს რკინაბეტონის კონსტრუქციების მუშაობის ფაქტიურ პირობებს.

ახლა გადავიდეთ იმ ნაშრომებზე, რომლებშიაც გათვალისწინებულია ცოცვადობის სავარაუდო ბუნება რკინაბეტონის კონსტრუქციების გაანგარიშების პირობებში (დროს).

ა.პ. შეიკინი და ბ.ი. პარაგაში გვთავაზობენ მასიურ დასახლებებში მსხვილპანელიანი კორპუსების სავარაუდო გაანგარიშებათა შედეგებს არათანაბარი დეფორმაციის დროს, ხანგრძლივი პროცესების გათვალისწინებით, რომლებიც მიმდინარეობენ გრუნტში (საძირკველში) და რკინაბეტონის კონსტრუქციებში. თავის ნაშრონში ა.პ. პშენინკინმა დაამუშავა კოჭის და ფილების გათვლის ინჟინრული მეთოდი სტოხასტიკურ საფუძველზე.

საძირკველის დეფორმაციის სავარაუდო ზედაპირი განისაზღვრება მისი სხვადასხვა მოდელის გათვალისწინებით. კოჭის და ფილების სავარაუდო გათვლა წარმოებს გეოლოგიური პროცესების გათვალისწინებით, რომლებიც მიმდინარეობენ რკინაბეტონის კონსტრუქციებში გათვალისწინებულია, ბეტონის ცოცვადობაც.

რკინაბეტონის კონსტრუქციების (კერძოდ, რკინაბეტონის ხიდების) გაანგარიშების სავარაუდო მიდგომას (ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციის გათვალისწინებით) ეძღვნება ა.კ. ცეიტლინის შრომებში. ერთობლივ ნაშრომში (ა.ვ. კრილოვი) საწყისი მონაცემები, რომლებზედაც დამოკიდებულია კონსტრუქციების გათვლის საბოლოო შედეგები. განხილულია ალბათობის თვალსაზრისით, იმდენად, რამდენადაც მათზე მოქმედებს მთელი რიგი შემთხვევითი ფაქტორებისა. მოყვანილია ამ ტიპის ორი ამოცანის გადაწყვეტის მაგალითი. საწყისი მონაცემები აღებულია შემთხვევითი სიდიდეების სახით, რომლებიც განაწილების შესაბამისი კანონებითაა მოცემული, ხოლო გაანგარიშებათა შედეგები განისაზღვრება საიმედოობის მოთხოვნილი ხარისხით, ამოცანა მონტე-კარლოს მეთოდით ამოიხსნება.

პირველ ამოცანაში განისაზღვრება რკინაბეტონის კონსტრუქციის კვეთის დამაბულ-დეფორმირებული მდგომარეობა, ბეტონის ცოცვადობის გათვალისწინებით. შედგენილია პროგრამა, რომლის ალგორითმი დამუშავებულია ნაშრომში. ძირითადი პროგრამისათვის საწყისი მონაცემი აღებულია, როგორც შემთხვევითი სიდიდეები, რომლებიც განისაზღვრებიან როგორც თანაბარზომიერები ან გადანაწილების ნორმალური კანონებით. გაანგარიშების შედეგად დგინდება ნორმალური ძაბვები, მოსახვევთა

შედარებითი კუთხეები და კვეთის სიმძიმის ცენტრის შედარებითი გადაადგილებები. თითოეული ამ მახასიათებელიდან იანგარიშება საშუალო მაჩვენებელი, სტანდარტი, ასიმეტრია და ექსცესი. გაანგარიშების მონაცემთა შესაბამისად, ნაპოვნ მახასიათებლებს როგორც წესი გააჩნიათ ნორმალური გადანაწილება.

მეორე ამოცანაში განისაზღვრება წინასწარ დამაბული კოჭოვანი კონსტრუქციების ჩალუნვები, შემდგარია პროგრამა ППБ, რომლის აგების საერთო სქემა ანალოგიურია CYC პროგრამისა. გაანგარიშების შედეგად განისაზღვრება კონსტრუქციების ჩალუნვები და კვეთის გრძივი გადაადგილება ზედა და ქვედა ფიბრის სიმძიმის ცენტრის დონეზე. ყოველი ამ პარამეტრისათვის განისაზღვრება საშუალო მაჩვენებელი და სტანდარტი.

რკინაბეტონის კვეთის დამაბულ-დეფორმირებულ მდგომარეობაზე სხვადასხვა ფაქტორების გავლენის გამოკვლევისათვის ა.ვ. კრილოვმა ჩაატარა სამუშაოები სტატისტიკური გამოცდის მეთოდის გამოყენებით, რომლის ალგორითმში ჩართულია დეტერმინირებული ალგორითმიშეკუმშული კვეთის ანგარიშები. ამ დროს მიღებულია, რომ გაანგარიშების ძირითადი საწყისი პარამეტრები იცვლებიან ნორმალურად (მასალის დეფორმატიული მახასიათებლები, წინასწარი დამაბვის ძალები, მუდმივი დატვირთვები), “წაკვეთილი” ნორმალურად (დროებითი დატვირთვა) და თანაბრად (დაჯდომის და ცოცვადობის სიჩქარეები, დროებითი მახასიათებლები) განაწილების კანონებით. გაანგარიშების შედეგად განისაზღვრება დეფორმაციის და დამაბულობის სტატისტიკური პარამეტრები: საშუალო მაჩვენებლები საშუალო კვადრატული გადახრები, ასიმეტრიის და ექსცესის კოეფიციენტები. აიგება განაწილების პიროგრამები, რომლებიც შეფარებულია თეორიულთან.

სტატისტიკური მოდელების გამოყენებითაა გამოკვლეული ტიპიური უნიფიცირებული კვეთური კოჭები და ჩარჩო-საკიდი კონსტრუქცია, რომელიც აგებულია გადახურვითი აკრეფით. ამ დროს გამოიყენება რეალური ნაგებობისთვის უფრო მეტად სავარაუდო საწყისი პარამეტრები: ცოცვადობის

საბოლოო მახასიათებლები, არმატურაში დამაბულობის მოდული, ვერტიკალური მუდმივი და დროებითი დატვირთვების ჩაღუნვის მომენტები და ა.შ.

მიღებულია, რომ ბეტონის ცოცვალობის დეფორმაციული მახასიათებლების გაზნევა გადახურვითი აწყობის დროს გავლენას არ ახდენს კუთხური დეფორმაციების საბოლოო მნიშვნელობებზე, ხოლო სტაციონალური ხიდურების მონტაჟის დროს პირიქით, ეს გავლენა არსებითია.

ი.ფარკაშის ნაშრომში გამოკვლეულია რეალური კონსტრუქციების საიმედოება ნაპრალიანობის მიხედვით, კონსტრუქციულ-ტექნოლოგიურ ცვალებადობაზე დამოკიდებულებით, ისეთი, როგორცაა: ცოცვალობა და ბეტონის ჯდომა, არმატურის ხახუნით არხებში და სხვა. გაანგარიშების მეთოდიკაში ცოცვალობა და ჯდენა განხილულია როგორც ნორმალური შემთხვევითი პროცესები. მაგალითებზე მიღებული შედეგების შემოწმება ხორციელდება მონტეკარლოს მეთოდით.

გ.ო. მადსენი და ვ.რ. ბაზანტის ნაშრომებში გამოიყვანება უბრალო სავარაუდო მოდელები ცოცვალობაზე და ჯდომაზე ანგარიშებისათვის, რაც დაფუძნებულია შემთხვევითი პარამეტრების შემოღებაზე. მითითებული პარამეტრების იდენტიფიკაცია წარმოებს ცდების მონაცემების დამუშავების ბაზაზე; ამ დროს კონსტრუქციის ანგარიში შეიძლება ჩვეულებრივი დეტერმინისტული მეთოდებით. გაიანგარიშება უბრალო კოჭის გამონოლითურობის ეფექტი, მის ერთ გაუჭრელ კოჭად გადაქცევით, მოყვანილია რკინაბეტონის კოჭის წინასწარდამაბვის დანაკარგების ანგარიში, ასევე კოლონის გამობერვის დეფორმაციის ანალიზი ცოცვალობის პირობებში.

ცდების შედეგების ანალიზის შესაბამისად ჩაწერის მოხერხებული მატრიკული ფორმა საშუალებას იძლევა საკმაოდ იოლად მივიღოთ კონსტრუქციებში ამა თუ იმ შინაგანი დამაბულობის და გადაადგილების მომენტების ზუსტი შეფასება. ზოგიერთი შინაგანი დამაბულობა, რომლებიც დეტერმინირებულ კონსტრუქციულ მოდელებში თითქმის ნულს უტოლდებიან, შემთხვევითი პარამეტრების გაფანტვის ხარჯზე შეიძლება მიაღწიონ მნიშვნელოვან სიდიდეს და დიდი გავლენა მოახდინონ

კონსტრუქციების მუშაობაზე. მთელ რიგ სხვა შემთხვევებში საწყისი მონაცემების განუსაზღვრელობას არ მივყავართ ანგარიშის შედეგების მნიშვნელოვან გაფანტვამდე. ამას გარდა, მასალის და კონსტრუქციების თვისებების ცვალებადობა დამოკიდებულია დაკვირვების დროზე, ხოლო ვარიაციის კოეფიციენტი წარმოადგენს დროის ფუნქციას.

ა.გ. მალხასიანმა და ლ.ტ. მანანდიანმა დაამუშავეს კოჭინ ნალუნის ამოცანის გადაწყვეტის სტატისტიკური მეთოდი. ამ კოჭის მასალას წრფივი ცოცვადობა გააჩნია. ითვლება, რომ კოჭის მასალის თვისებები დროში ინვარიანტულები არიან, ხოლო ცოცვადობის გული – გაუსური კვაზისტაციონალური დროის შემთხვევითი ფუნქციაა. მიღებულია კოჭის ჩალუნვის მოცდის და დისპერსიის მათემატიკური გამოსახულება.

ზემოთმოყვანილი ნაშრომების ანალიზი აჩვენებს, რომ მიუხედავად იმისა, რომ ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციის მოვლენა რკინაბეტონის კონსტრუქციების ანგარიშებში განიხილება სხვადასხვა ასპექტში, ხოლო მრავალი სავარაუდოდ მათში არაა ამ ანგარიშებისათვის მნიშვნელოვანი ძალების შესაძლო გაზნვის საზღვრების განსაზღვრა, სტატისტიკურად ურკვევი რკინაბეტონის კონსტრუქციებში გაფანტვისაგან ბეტონის ცოცვადობის ზღვრული მახასიათებლებით.

1.2. ბეტონის ცოცვადობის თეორიები

ბეტონი წარმოადგენს დრეკად-პლასტიკურ-ბლანტ მასალას. ხანგრძლივი დატვირთვის ზემოქმედების შედეგად აღიძვრება პლასტიკური დეფორმაციები, რომლებიც განპირობებულია მისი ცოცვადობით. იგი არსებით გავლენას ახდენს მის სიმტკიცეზე და კონსტრუქციის და ნაგებობის მდგრადობაზე. ამ მოვლენის ფიზიკური არსის შესწავლას ეძღვნება შრომები მეცნიერების, როგორებიც არიან: ფრეისინე, ა.ე. შეიკინი, ი.ი ულიცკი, რ. ლორმანი, გ.დ. ვიშნევსკი, გ. რიუში, ს.ვ. ალექსანდროვსკი, კ.ს. კარაპეტიანი, ვ.ვ. მიხაილოვი, ზ.ნ. წილოსანი, რ. დევისი, ვიტმანი, ა. ნევილი და სხვები. ამ შრომებში განხილულია ცოცვადობის

დამახასიათებელი თვისებები, მაგრამ ისინი მთლიანად ვერ ხსნიან ამ მოვლენის არსს.

ცოცვადობის თეორია წარმოადგენს კონსტრუქციათა გაანგარიშების რეალური მუშაობის პირობებთან მიახლოების ერთ-ერთ ასპექტს და ადგენს დამოკიდებულებას დეფორმაციასა და დამაბულობას შორის დროის ფაქტორის გათვალისწინებით.

დ. მაქსველმა პირველად წარმოადგინა დეფორმაციის სიდიდის განსაზღვრას დროში დიფერენციალური განტოლების სახით, რომელიც შეიძლება საინჟინრო პრაქტიკაში იყოს გამოყენებული.

ბეტონის ცოცვადობის გავლენის გათვალისწინება ბეტონის და რკინაბეტონის დამაბულ-დეფორმირებულ მდგომარეობაზე შემდეგი წრფივი თეორიების საშუალებით მიმდინარეობს: დრეკადობის მემკვიდრეობის თეორია (ბლანტი-დრეკადი სხეულის თეორია), დამველების თეორიის მოდიფიცირებული ვარიანტი (ბლანტი-დრეკადი ტანის გამარტივებული თეორია) და დამველების მემკვიდრეობითობის თეორია (ბლანტი-დრეკადი ტანის თეორია).

დრეკადობის-მემკვიდრეობით თეორიას [2] საფუძვლად უდევს შემდეგი ძირითადი წინაპირობები:

1. ბეტონი განიხილება როგორც ერთგვაროვანი იზოტროპული მასალა;
2. მყისიერ დეფორმაციას და დამაბულობას შორის არსებობს წრფივი დამოკიდებულება;
3. ცოცვადობის დეფორმაციას და დამაბულობას შორის არსებობს წრფივი დამოკიდებულება;

4. დასაშვებია, რომ ცოცვადობის დეფორმაციის დასადგენად მოქმედებს დამატების პრინციპი: ჯამური დეფორმაცია ცვლადი დატვირთვის დროს შეიძლება წარმოვიდგინოთ როგორც ცოცვადობის დეფორმაციების ჯამი, რომელიც მიიღება დამაბულობის გაზრდისას.

ამ დროს თვლიან, რომ ცოცვადობის დეფორმაცია, რომელიც გამოწვეულია დამაბულობის გაზრდისას, დამოკიდებულია ამ უკანასკნელის სიდიდეზე და ხანგრძლივობაზე.

დრეკადი მემკვიდრეობითობის თეორიის ძირითადი განტოლება შეიძლება ასე ჩაიწეროს:

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma(t)}{E} - \frac{1}{E} \int_0^1 K(t-\tau) \sigma(\tau) d\tau \quad (1.1)$$

სადაც t – დროის მომენტი, რომლისთვისაც განისაზღვრება დეფორმაცია;

τ – დატვირთვის მოდების მომენტი;

$K(t-\tau)$ – თავისუფალი ფუნქციაა, რომელიც დამოკიდებულია ორი არგუმენტის

τ – t -ს სხვაობაზე.

მემკვიდრეობის პრინციპი პირველად აღწერა ბოლცმანმა, ხოლო დრეკადი მემკვიდრეობითობის თეორია შექმნა და განავითარა ფოლტერმა.

დრეკადი მემკვიდრეობითობის თეორიამ შემდგომი განვითარება ჰპოვა ა.რ. რჟაცინის, ბ.ბ. ოგორკოვის, ი.ი. რაბოტნოვის, ა.კ. მალკისტერის, ს. გაუხარის და სხვათა შრომებში.

იუტნიმ და ფ. დიშინგერმა ბეტონის ცოცვადობაზე ექსპერიმენტულ მონაცემებზე დაყრდნობით შექმნეს ბეტონის ცოცვადობის დაძველების გათვალისწინების თეორია, რომელსაც საფუძვლად უდევს ბეტონის ნიმუშების ცოცვადობის დეფორმაციათა მრუდები, რომლებიც აგებული არის სხვადასხვა დროს, სხვადასხვა დატვირთვებით, გარკვეული დროის და დატვირთვის შემდეგ მრუდების თითქმის პარალელურიები ხდებიან. ამიტომ დიშინგერმა მიიღო დამატებითი ჰიპოთეზა ცოცვადობის დეფორმაციათა მრუდების პარალელურობის შესახებ. ამის გათვალისწინებით ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციის სიდიდე ნებისმიერი t დროის მომენტში, შეიძლება მივიღოთ ბეტონის ნიმუშის ცოცვადობის დეფორმაციის სიდიდიდან, რომელიც დატვირთულია $t=0$ დროის მომენტში, ამ მონაკვეთის მრუდის იმ ადგილის ამოჭრით, რომელიც შეესაბამება $0 \leq \tau \leq t$ დროის ინტერვალს, ანუ

$$c(t, \tau) = c(t) - c(\tau) \quad (1.2)$$

დაძველების თეორიის თანახმად /9,10,11/ დამოკიდებულება დაძველობებსა და დეფორმაციებს შორის, როცა $E=const$, შემდეგი ძირითადი ფორმულით გამოიხატება:

$$\epsilon_n(t) = \frac{\sigma_0}{1 + \varphi_1} + \int_0^1 \frac{\partial \sigma}{\partial \tau} \delta(1, \tau) d\tau \quad (1.3)$$

სადაც $\varphi = \frac{\epsilon_n(t)}{\epsilon_0}$ - დახასიათებაა, ხოლო $\epsilon_n(t)$ - ცოცვადობის დეფორმაცია;

ϵ_0 - დრეკად-მომენტალური დეფორმაციის მნიშვნელობა დატვირთვის დაწყების მომენტისთვის

$$\delta(t, \tau) = \frac{1}{E} + \frac{1}{E} (\varphi_1 - \varphi_\tau) \quad (1.4)$$

დიშინგერის მიხედვით φ_1 - სიდიდისათვის მიიღება დროის ცვალებადობის ექსპერიმენტალური კანონი

$$\varphi_1 = \varphi_k (1 - e^{-\beta}) \quad (1.5)$$

სადაც φ_k - ცვალებადობის უკანასკნელი (ბოლო) მახასიათებელია, ანუ სიდიდე $t \rightarrow \infty$ - ის დროის;

β - კოეფიციენტი, რომელიც ახასიათებს მცოცავი დეფორმაციის მიმდინარეობის სიჩქარეს.

დაძველების თეორია დამუშავებულია და განვითარებულია მრავალი მეცნიერის შრომებში (ს.ვ. ალექსანდროვსკი, ი.ი. რიულდე, ვ. დილგერი, ვ. ბაზოტი და დ. ჩერნი, ო.ი. ბერგი და ე.ნ. ერზაკოვი, კარაპეტიანი და სხვა მრავალი).

გ.ვ. კიზირიას ნაშრომებში [8,9] ბეტონის ცოცვადობის გამოთვლა რეალიზდება დაძველების თეორიის გამოყენებით, რომლის მიხედვითაც ცოცვადობის დეფორმაცია გამოიხატება დამოკიდებულებით:

$$\alpha \epsilon_1 + \epsilon_1 \alpha \varphi_1 \quad (1.6)$$

სადაც ϵ_1 - დრეკადი დეფორმაციაა;

φ_1 - ცოცვადობის ფუნქცია.

გადაადგილების ერთდროულობის პირობები ბეტონის ცოცვადობის გათვალისწინება, ავტორს უფლებას აძლევს მიიღოს წრფივი დიფერენციალური განტოლებების სისტემა.

დაძველების მოდიფიცირებული თეორია [4], ანუ დრეკად-მცოცავი სხეულის გამარტივებული თეორია გარკვეული ხარისხით (სიდიდით) გამორიცხავს შეცდომებს, რომლებიც დაკავშირებული არიან ცოცვადობის მრუდეების პარალელურობის ჰიპოთეზის მიღებასთან, და ამასთან შენარჩუნებულია გამოთვლების სიმარტივე, რომელიც დამახასიათებელია დაძველების (სიბერის) კლასიკურ თეორიასთან.

ეს თეორია განვითარებულია ე.ა. გოლიშევას და ა.ი. ბარაშიკოვის, ი.დ. ლივშიცის, დ. დჟევტიჩის და ვ. პრასკოვოჩის და სხვათა შრომებში [6,7,10].

შემოთავაზებულ მეთოდს საფუძვლად უდევს დაძველების მოდიფიცირებული თეორია, რომლის ბირთვი ასეთ სახეს ღებულობს:

$$1+E(t,\tau) = 1 + \varphi(t) - \varphi(\tau) + \theta_0 - m\varphi(t) \quad (1.7)$$

სადაც θ – ბეტონის მყისიერად მიმდინარე ცოცვადობის დეფორმაციის საბოლოო დახასიათებაა.

ეს ფორმულა (1.7) გარკვეული მიახლოებით გამოხატავს მასალის, როგორც “დაძველებას”, ასევე ცოცვადობის დეფორმაციის “მემკვიდრეობით” თვისებებს და დატვირთვის საწყის პერიოდში მათი განვითარების სწრაფად მიმდინარეობის ხასიათს.

მემკვიდრეობითი დაძველების თეორიაში გათვალისწინებულია როგორც დაძველების მოვლენა, ასევე დრეკადი მემკვიდრეობაც. ეს თეორია წარმოადგინეს და დაამუშავეს გ.ნ. მასლოვმა, ნ.ხ. არუთინიანმა და ა.ა. გვოზდევმა [2;5] და შემგომში განავითარეს ი.ე. პროკოპოვიჩმა, ს.ვ. ალექსანდროვსკიმ, პ.ი. ვისილიევმა, ნ.ი. პანარინმა, ვ.მ. ბონდარენკომ, ა.პ. კუდზისმა, ა.ა. ზევიჩმა, ა.ი. ფილიპოვმა და სხვა მეცნიერებმა, რომელთა კვლევების მიხედვით დეფორმაციებს და დამაბულობებს შორის ძირითადი დამოკიდებულება ასე ჩაიწერება:

$$\varepsilon(t) = \sigma(\tau_1)\delta(t, \tau) + \int_{\tau_1}^1 \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} \delta(t, \tau) d\tau \quad (1.8)$$

ან ცალკეულ ნაწილებად ინტეგრირების შემთხვევაში

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} - \int_0^1 \sigma(\tau) \frac{\partial \sigma(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau \quad (1.9)$$

ა.ა. გვოზდევის მიხედვით

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} - \int_{\tau_1}^1 \frac{\sigma(t)}{ER(\tau)} L(t, \tau) d\tau \quad (1.10)$$

სადაც $L(t, \tau)$ – ადრე არსებული (მოქმედი) დამაბულობის გავლენის ფუნქციაა $\varepsilon(\tau)$ დეფორმაციაზე.

ცოცვადობის საზომად ნ.ა. არუთინიანი ღებულობს[2]:

$$c(t, \tau) = \theta(\tau)g(t - \tau) = \left(c_0 + \frac{A_1}{\tau}\right) [1 - e^{-y(t-\tau)}] \quad (1.11)$$

ხოლო ს.ნ. ალექსანდროვსკის [1] მიხედვით სათანადო დამოკიდებულება ასეთ სახეს ღებულობს:

$$c(t, \tau) = \varphi(\tau) - F(t)(e^{yr} - A_c) - \Delta(\tau)e^{-a(r-\tau)} \quad (1.12)$$

რომელიც უკეთესად აღწერს ექსპერიმენტალური მონაცემების შედეგებს.

ა.ბ. კვიადარასი და ა.ნ. კუდზისი ცოცვადობის საზომად გვთავაზობენ გამოსახულებას:

$$c^-(t, \tau) = c(r, \tau) + \frac{1}{E(\tau)} - \frac{1}{E(E, \tau)} \quad (1.13)$$

რომელიც უკეთესად გამოსახავს დრეკადობის მოდულის გავლენას დროში.

რკინაბეტონის კონსტრუქციების პროექტირებისათვის და მშენებლობისათვის საჭიროა ბეტონის ხანგრძლივი დეფორმაციების მნიშვნელობათა ნორმირება მრავალრიცხოვანი ექსპერიმენტულ მონაცემთა სტატისტიკური დამუშავების შესაბამისად.

ე.ნ. შერბაკოვის, [12] შრომაში მათემატიკური სტატისტიკის მეთოდით უფრო საიმედოდაა დასაბუთებული აუცილებელი საანგარიშო მახასიათებლები და მოცემულია მათგან სავარაუდო გადახრათა მაქსიმუმები.

ცოცვადობის დეფორმაციებთან ალბათური მიდგომები მოცემულია ასევე ზ. ბაზონტის, უ. ჯორდანის, რ. ვესტლუნდის, ე. ცინლერის, ე.ბ. შერბაკოვის, ლ.ნ. მაკარენკოს და ნ.მ. ბიტკოს, მ. ჭანტურიას /17,18,19/ და სხვათა შრომებში.

ე.ნ. შერბაკოვის [12] შრომაში მოცემულია ბეტონის მექანიკური მახასიათებლების პროგნოზირების მეთოდები, მათ შორის მისი ცოცვადობის, (მრავალრიცხოვანი ექსპერიმენტალური მონაცემების სტატისტიკური გადამუშავების საფუძველზე).

ცოცვადობის ძირითადი პარამეტრების პროგნოზირებას ეძღვნება ი.პ. სამორინის, ი. ერიომინის, ო. ბლოხის, მ.მ. ზასტავის და სხვათა გამოკვლევებიც.

თავი II ИМС– სისტემა და თანამედროვე მშენებლობა.

2.1. კარკასული–პანელოვანი შენობების ეფექტური კონსტრუქციული სისტემა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში

გასული საუკუნის 60–იან წლებში ადგილობრივი და უცხოეთის ქვეყნების მეცნიერულ–კვლევითი მუშაობის შედეგად ჩამოყალიბდა კარკასულ–პანელოვანი

შენობების ახალი ტექნოლოგია, რომელიც როგორც პროგრესული ასევე ძალიან ეფექტური იყო.

1956 წელს სერბეთის ქ. ბელგრადში სამშენებლო მასალების კვლევით ინსტიტუტში შემუშავდა ეფექტური, კარკასულ-პანელოვანი კონსტრუქციული სისტემა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში. დანერგვიდან ერთი წლის შემდეგ, მალევე დაიწყო მშენებლობა ახალ ბელგრადში, შემდეგ იუგოსლავიის ბევრ სხვა ქალაქშიც: ბანია-ლუკე, ტუზლე, ნიშე, ოსიეკე, ნივასადე, პანჩევო, სარაევო და სხვა.

თავდაპირველად იუგოსლავიასა და სერბეთში, სამშენებლო პირობებში კარკასულ-პანელოვანი სისტემა წინასწარ დამატული არმატურით ჩაფიქრებული იყო ძირითადად საცხოვრებელი სახლებისათვის. თუმცა, ახალმა სისტემამ სწრაფი განვითარება ჰპოვა სხვა სახელმწიფოებში, როგორცაა კუბა, იტალია, უნგრეთი, ავსტრია და ყველაზე დიდი მასშტაბით ყოფილ საბჭოთა კავშირში.

უნგრეთში ყველაზე მძლავრი კარკასულ-პანელოვანი შენობა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში, გასული საუკუნის 60-იანი წლებისათვის იყო 26 სართულიანი საცხოვრებელი სახლი, კონსტრუქციაში მთავარი იყო სისტემის სრულყოფა, მონტაჟის გაადვილება, რაც უზრუნველყოფდა მის სერიულ გამოშვებას. ИМС-ის კარკასულ-პანელოვანი სისტემა განვითარდა სხვა მიმართულებით, აღნიშნულმა სისტემამ ბევრად შეამცირა ტიპური ელემენტების სახეები და ის მინიმალურ რიცხვამდე დაიყვანა, თუმცა არ შეზღუდულა შენობაში სივრცის განაწილება, პირიქით სისტემამ არქიტექტორებს მისცა სივრცის განაწილების საოცარი შესაძლებლობები: შენობების საძირკვლები, სართულების რაოდენობა, საცხოვრისის თავისუფლად განაწილების შეუზღუდაობა. კარკასული სისტემა, რომელმაც სტატიკის თვალსაზრისით საერთოდ არ უარყო რკინაბეტონის კონსტრუქციებით ასეთი ტიპის შენობების მშენებლობის მთავარი პრინციპები.

ИМС-ის კონსტრუქციული სისტემა ესაა კვადრატული ან სწორკუთხა ფორმის უჯრედი 3,0X3,0 მ-დან 7,2X7,2მ. ასეთ უჯრედს ქმნის ოთხი ასაწყობი სვეტი და ერთი ღრუტანიანი გადახურვის ფილა. ეს ერთი მხრივ არის შენობის

კარკასის ძირითადი ელემენტები, რომელიც თავის თავზე იღებს ვერტიკალურ და ჰორიზონტალურ დატვირთვებს ნახ.1.

სვეტისა და გადახურვის პანელის გაერთიანება ხდება არმატურის წინასწარ დამაბვით, რომელიც სვეტის კვეთებსა და გადახურვის ფილის ორივე მიმართულებით გადის. არმატურის დაჭიმვის შემდეგ გადახურვის ფილებს შორის მოთავსებული გაჭიმული არმატურა იფარება მონოლითური ბეტონით, რომელიც იცავს მას კოროზიისაგან, ასე იქმნება წინასწარდამაბული რკინაბეტონის დამალული რიგელი (კოჭი). არმატურის დაჭიმვა თავდაპირველად ხდებოდა მხოლოდ სწორხაზოვნად, შემდგომში შენობის მალეების გაზრდის გამო მოხდა არმატურის დაჭიმვა გადაღუნვით ანუ მოქმედი ძალების ეპიურის შესაბამისად.

ქარის ჰორიზონტალურ დატვირთვასა და სეისმურ დატვირთვას თავისთავზე კარკასი იღებს, თუმცა დატვირთვების დიდი ნაწილი სიხისტის დიაფრაგმაზე მოდის, დიაფრაგმები განლაგებულია სვეტებს შორის და გადახურვის დონეზე დაკავშირებულია მასთან წინასწარ დამაბული არმატურით.

კარკასულ-პანელოვანი სისტემას არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში გააჩნია შემდეგი ძირითადი კონსტრუქციული ელემენტები:

- _ სვეტები
- _ გადახურვის ფილები (ნორმალური და კონსოლური)
- _ ბეტონის სიხისტის დიაფრაგმები.
- _ კიბის უჯრედი
- _ გადახურვის ფილის განაპირა ელემენტები;
- _ ტიხრები,
- _ სანიტარული კვანძები და სხვა.

სვეტების მთავარი ფუნქცია ვერტიკალური ჰორიზონტალური დატვირთვები გამოწვეული ძალებისათვის წინააღმდეგობის გაწევა განსაკუთრებით დაბეტონის შემდეგ, როდესაც სიხისტის დიაფრაგმა და სვეტები ერთიანდებიან. ასაწყობი რკინაბეტონის სვეტების სიგრძე სამ სართულს შეესაბამება, მათი განივი კვეთები

იცვლება: 30X30 სმ, 34X34 სმ და 38X38 სმ-ია, შესაძლებელია მართკუთხა მოხაზულობის.

სვეტებში ორივე მიმართულებით გამავალი წინასწარდაძაბული არმატურის დაჭიმვა მიმდინარეობს ორ ეტაპად: თავდაპირველად არმატურის დაჭიმვის ძალა 30%-ს შეადგენს, მეორე ეტაპზე კი 70%-ს.

შემოთავაზებულ კარკასულ შენობაში ორი ტიპის გადახურვის ფილებია: უჯრედის ზომის და კონსოლური - აივნის ფილები. გადახურვის სართულთშორისი ფილები არმატურის დაჭიმვამდე, სვეტებზე დროებით დამაგრებულ საყრდენებზე თავსდება, ისინი ოთხ წერტილში ეყრდნობიან საყრდენზე და ვერტიკალურ დატვირთვებს გადაცემენ სვეტებს, ხოლო აივნის ფილები ორ წერტილში ეყრდნობიან და სტატიკის თვალსაზრისით მუშაობენ როგორც კონსოლური ფილები. უჯრედზე განთავსებული ფილა შეიძლება იყოს მთლიანი კვეთის ან ღრუტანიანი.

გადახურვის ფილა მაგრდება სვეტებზე სპეციალურად განთავსებულ დროებით საყრდენებზე მაგრდება ისე, რომ სვეტის ღერძი ემთხვევა მონოლითური რიგელისას, რომელშიც წინასწარდაძაბული არმატურაა, ხოლო მისი სიმაღლე ემთხვევა გადახურვის ფილის სისქეს. მხოლოდ რიგელის სიგანე შეიძლება შეიცვალოს სვეტის სიმძიმის ღერძის შესაბამისად. გადახურვის ფილა შესაძლებელია იყოს ერთიანი მთელ უჯრედზე ან შედგებოდეს ორი ნაწილისაგან, ეს დამოკიდებულია მის მაღზე და დატვირთვებზე, თუ დატვირთვები და მაღიც დიდია ორნაწილიანი ფილის სიმტკიცე უზრუნველყოფილია დაძაბული ძალის მეშვეობით ნახ. 1(3).

ყველაზე ხშირად გამოიყენება 4,2 მ; 3,6 მ და 4,8 მ ძალისა და $h=0,2$ სმ სისქის ფილები, ასეთ ძალებში გამოიყენება $5\div 6$ მმ დიამეტრის ბაგირები, რომელშიც ძაბვები 40 მპა-ია.

კონსოლური ფილები გამოიყენება აივნებისათვის. სიხისტის დიაფრაგმები სვეტებთან ერთად, ასრულებენ ვერტიკალურ დატვირთვებისა და კარკასის საერთო დეფორაციების შემცირების ფუნქციას.

კარკასულ-პანელოვანი სისტემა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში კონსტრუქციული საფუძველი ცალკეული მზიდი კონსტრუქციების ერთმანეთთან გაერთიანების მკაცრი უზრუნველყოფის განხორციელებაზეა დაფუძნებული. კვანძების საკმაო სიმტკიცე განსაზღვრავს მთლიანი სიტემის საიმედოობას.

კარკასული სისტემის მონოლითურობა მიღწეულია წინასწარი დაძაბულობით. სვეტსა და გადახურვის ფილის გაერთიანება ხორციელდება არმატურის წინასწარი დაძაბვით და შეხების ზედაპირებზე დიდი ხახუნის ძალების წარმოქმნით.

წინასწარი ძაბვების სიდიდე დამოკიდებულია შენობის მალის, ვერტიკალური დატვირთვების და არმატურის სწორხაზოვნებაზე. სწორხაზოვანად გაჭიმული არმატურა დასაშვებია 5მ მალის მქონე რიგელებისათვის. დაძაბული არმატურის რაოდენობა ცვალებადობა $2\div 4$ ც ბაგირამდე.

როგორც ზემოთ იყო აღნიშნული ბაგირები შენობის მთლიან სიგრძეზე გადიან სვეტებში არსებულ ხვრელებში გადახურვის ფილებს შორის და შემდეგ ვიბრირებით ჩაბეტონდებიან მონოლითური ბეტონით, რის შედეგადაც ბოლომდეა დაცული არმატურა კოროზიისაგან და მექანიკური დაზიანებისაგან. გარდა ამისა, არმატურის ასეთი დაცვა, იძლევა მასში წინასწარი ძაბვების ნაკლებ დანაკარგებს და კარკასული სისტემა შემდგომაც წინასწარდაძაბულია.

კარკასულ-პანელოვანი სისტემის კონსტრუქციული ელემენტები მზადდება ქარხნული წესით, მაღალი კლასის B30 წვრილმარცვლოვანი ბეტონისაგან.

მრავალსართულიანი შენობების მშენებლობისას ელემენტების მონტაჟი ხდება ამწეების საშუალებით, სხვადასხვა დამხმარე მექანიზმების გამოყენებით.

კონსტრუქციული ელემენტების განლაგება როგორც არქიტექტურულად, ასევე ფუნქციონალურად, იძლევა ძალიან მცირე შეზღუდვების დაშვებას, თვით სისტემის როგორც სტატიკურად, ასევე ტექნოლოგიური თვალსაზრისითაც.

სასურველია, კონსტრუქციული მოსაზრებით დაცული იქნას ნაგებობის სიმეტრიულობა ორივე მიმართულებით.

კიბის უჯრედის და არასიმეტრიული ტიხრების განლაგება შესაძლებელია სეისმური ნორმების მოთხოვნის შესაბამისად.

შემოთავაზებული ნაგებობა წამოადგენს წინასწარდაძაბულ სივრცით კონსტრუქციას სვეტების და რიგელების, რომელთა სიხისტეს სეისმომედეგობაზე უზრუნველყოფს ბეტონის დიაფრაგმები.

სისტემის ანგარიში მიმდინარეობს შემდეგ დატვირთვებზე: ვერტიკალური და გრავიტაციული, ქარის და სეისმური ძალები, ჩვეულებრივ 4,8 მ მაღის გადახურვის ფილაზე მოსული მთლიანი დატვირთვა შეადგენს 600 კგ/მ².

როგორც ავლიშნეთ, კარკასულ-პანელოვანი კონსტრუქციული სისტემა სამშენებლო პირობებში არმატურის დაჭიმვით დაინერგა ყოფილ საბჭოთა კავშირის სხვადასხვა რესპუბლიკაში, კერძოდ საქართველოშიც.

1980 წელს ქ. თბილისის ზონალურ სამეცნიერო-კვლევით ინსტიტუტში ЗНИЭП_ში შემუშავდა ახალი ეფექტურ ასაწყობი კარკასულ-პანელოვანი კონსტრუქციული სისტემა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში, რომელმაც საშუალება მოგვცა ინდუსტრიალური მეთოდებით, ძალიან მოკლე ხანში აგვეგო, საცხოვრებელი და საზოგადოებრივი დანიშნულების მრავალსართულიანი (1–17 სართულამდე) შენობები.

ახალი კონსტრუქციული სისტემა გამოირჩევა ტექნიკურ-ეკონომიკური მაღალი მაჩვენებლებით. მცირდება ფოლადის ხარჯი 25÷40%-მდე, შრომატევადობა, ლითონის ხარჯი 20÷41,6%-ით და მშენებლობის ღირებულება 40%-ით.

16 სართულიანი საცხოვრებელი შენობების, რომლებიც სეისმურ რეგიონებში შენდებოდა ახალი ეფექტური კარკასულ-პანელოვანი კონსტრუქციული სისტემის არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში, მისი ტექნიკურ-ეკონომიკური მაჩვენებლები შედარებული იქნა იმ პერიოდისათვის ეტალონად მიღებულ უნივერსალურ კარკასულ-პანელოვან ИИС–04 სისტემის შენობასთან, გაირკვა რომ პირველში არმატურის ხარჯი 41%-ით ნაკლებია ვიდრე ИИС–04 სისტემის.

ძირითადი ტექნიკურ-ეკონომიკური მაჩვენებლები 16-სართულიანი 64 ბინიანი საცხოვრებელი შენობის, რომლის სვეტების ბიჯია 4,2X4,2მ, შედარებული ახალი ევექტური სისტემის მაჩვენებელთან მოცემულია ცხრ.1-ში.

ცხრილი 2.1

მასალებისა და შრომის დანახარჯი	განზომილება	კარკასულ-პანელოვანი შენობების ტიპები			
		ИМС ЗНИЭП-ში 16 სართ.	ЦНИИПромзданий	ИИС-04	მონოლითური 16 სართ.
ლითონის ხარჯი	მ ³	38,38	31,0	35,6	35,4
ბეტონის ხარჯი	მ ³	0,48	0,84	–	0,9
ცემენტის ხარჯი	კგ	210	280	293	305
შრომატევადობა	კაც/დღე	3,31	–	–	2,21
შორის სამშენებლო პირობებში	კაც/დღე	2,1	2,85	2,96	2,2

ახალ ასაწყობ კონსტრუქციულ სისტემას საფუძვლად უდევს ურიგელო ჩარჩო-კავშირებიანი კარკასული სისტემა, რომელთა მზიდი ელემენტები გაერთიანებულია შედუღების გარეშე, ხახუნის ძალებით, არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო მოედანზე. ასაწყობი კარკასი შედგება გადახურვის ფილისგან და ოთხი სვეტისგან, რომელთა სიგრძე შეადგენს 4 სართულის სიგრძეს, და რომელსაც არ გააჩნია, კონსოლი და ჩასატანებელი დეტალი.

სვეტების და გადახურვის ფილის გაერთიანება ერთ სივრცით ელემენტად ორივე მიმართულებით ხდება მაღალი სიმტკიცის K-7 კლასის არმატურების დაჭიმვით, რომლებიც გადის სვეტებში არსებულ ხვრელებში და თავსდება გადახურვის ფილებს შორის. არმატურის მოჭიმვის შემდეგ, ხდება მათი მონოლითური ბეტონით დაბეტონება. არმატურის დაჭიმვამდე, ნაკერი სვეტებსა და გადახურვის ფილის ბოლოებს შორის 40 მმ-ზე ივსება ბეტონით, რომელთა

გამყარების შემდეგ ხდება არმატურის მოჭიმვა. მონოლითური ბეტონი იცავს K-7 კლასის ბაგროვან არმატურას კოროზიისაგან, დაბეტონების შემდეგ იქმნება, ახალი კონსტრუქციული ელემენტები, ასაწყობ-მონოლითური ურიგელო გადახურვა ფილებს შორის ჩაფლული წინასწარდაძაბული რიგელით. არმატურის რაოდენობა და დიამეტრი ინიშნება გაანგარიშებით.

დამოკიდებულება ხახუნის ძალებსა და ვერტიკალური საანგარიშო დატვირთვებს შორის უზრუნველყოფს ძვრის კოეფიციენტის მნიშვნელოვან მარაგს და ეს გვადლევს ასევე უარი ვთქვათ ტრადიციულ კონსტრუქციულ გადაწყვეტებზე; გადახურვის ფილის რიგელზე დაყრდნობისა და რიგელის სვეტზე ლითონის ან კონსოლზე დაყრდნობის ტრადიციაზე, ბოლოს კი მათ შედუღებაზე.

განაპირა სვეტის გაგრძელებაზე თავსდება აივნის ფილები ან კიდევ გვერდითი ღეროვანი ელემენტები, რომლებიც თავის თავსზე იღებენ დაძაბული არმატურისაგან გადაცემულ დაჭიმვის ძალებს (ნახ. 1).

იმ შემთხვევებში, როცა კარკასის კონსტრუქციული უჯრედის უმცირესი ზომა მეტია 4,2მ-ზე, გადახურვის ფილა შესაძლებელია წარმოდგენილი იყოს როგორც ორი ელემენტით (ნახ.2), რომლებიც შედუღებით არიან შეერთებული, რომლის დამუშავება სწორედ თბილისის ზონალურ ინსტიტუტში მოხდა.

გადახურვის პანელის კონსტრუქცია შესაძლებელია იყოს მრავალნაირი, მაგრამ უნდა აიტანოს მოკუმშვის ძალები რომ არ მოხდეს რღვევა. გადახურვის ფილები შესაძლებელია იყოს შემსუბუქებული, სიცარიელებიანი, მთლიანკედლიანი და წიბოვანი ზედა ან ქვედა ზონაში. ვერტიკალური დიაფრაგმები წარმოადგენენ ბრტყელ ასაწყობ პანელის, რომელთა ერთმანეთთან შეერთება ხდება შედუღების გარეშე, სოგმანების საშუალებით.

სვეტების ამოყვანა ხდება თბილისის კვლევით ინსტიტუტში დამუშავებული სქემის მიხედვით; არმატურის ელემენტების გამონაშვრები თავსდება მეორე სვეტის გვერდით ელემენტში (ნახ. 4) გამოდის, რომ კონსტრუქციული ელემენტების ასეთი გაერთიანება მთლიანად უარს ამბობს ლითონის ელემენტებსა და არმატურის შედუღებაზე, როგორც სვეტებსა და გადახურვის

ელემენტებს შორის, ასევე გადახურვის ფილებს შორის. ვერტიკალური ელემენტების შევსება დამონოლითება ხდება ცემენტის ან პოლიმერ ცემენტის ხსნარით.

სვეტისა და გადახურვის კვანძის შეერთება ნაჩვენებია ნახ. 5.

ახალ უნივერსალურ კარკასულ-პანელოვან კონსტრუქციულ სისტემაზე გადასვლა საგრძნობლად ზრდის მის მწარმოებლურობას.

გადახურვის პანელის გამსხვილებით (ზომების გაზრდით) შემცირდა მოდულირების რიცხვი, როგორც გრძივი ასევე განივი მიმართულებით, უკონსოლო სვეტების შემოღება მშენებლობაში, რომელსაც არ ჭირდება არც ჩასატანებელი დეტალები და არც შემდგომში მათი შედუღება და კიდევ სხვა უპირატესობები, რომელიც დამახასიათებელია ახალი სისტემისთვის. სეისმურ რეგიონებში გამოყენებული კონსტრუქციული სისტემა ИИС-04–თან შედარებით გამოყენებული კონსტრუქციული ელემენტები 4-ჯერ მეტია, ვიდრე ИМС-ის კონსტრუქციულ სისტემაში.

შედუღებაზე უარის თქმით საგრძნობლად მცირდება სამონტაჟო სამუშაოები. ახალი წარმოების ორგანიზაციისათვის არ არის საჭირო დიდი კაპიტალის ჩადება და შესაძლებელია მოქმედი საწარმოების რეკონსტრუქცია. ახალი კონსტრუქციული სისტემის დანერგვამ საშუალება მისცა მშენებლებს, გამოეყენებინათ მაღალი სიმტკიცის არმატურა და ბეტონი.

როგორც ზემოთ იყო აღნიშნული ახალი ეფექტური კარკასულ-პანელოვანი სისტემა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში გამოირჩევა მაღალი სეისმომდეგობით, რაც დადასტურდა ჩატარებული თეორიული და ექსპერიმენტალური გამოკვლევებით, როგორც უშუალოდ მშენებლობის პროცესში და ასევე ნატურალური ფრაგმენტების გამოცდისას.

ბ. პეტროვიჩის (იუგოსლავია) მიერ ჩატარებულმა გამოკვლევებმა აჩვენა, რომ გადახურვის ფილასა და სვეტების წინასწარდამაბული არმატურის მოჭიმვის შედეგად ასრულებს თავის ფუნქციას მაშინაც კი, როცა დატვირთვების ზემოქმედების გავლენა აღემატება 9 ბალიან სეისმურ დატვირთვების ინტენსივობას.

სისტემის ეფექტურობა დადასტურდა ბანია-ლუკში მშენებლობისას მომხდარ 8 ბალიან მიწისძვრისას, შენობა 13 სართულიანი იყო.

ეფექტური კარკასულ-პანელოვანი კონსტრუქციული სისტემა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში სწრაფად გავრცელდა ყოფილ საბჭოთა კავშირის ბევრ რესპუბლიკაში, კერძოდ თბილისში 16 სართულიანი 75-ბინიანი საცხოვრებელი სახლების მშენებლობა განხორციელდა ერთდროულად ქალაქის ბევრ უბანში. ობიექტების გეომეტრიული ზომები იყო: სვეტების ბიჯი შეადგენს 6,0X6,6მ, სართულის სიმაღლე – 3,0მ, პირველი სართულის სიმაღლე–5,7მ. აივნის ელემენტებისა და გვერდითი ელემენტების სვეტებთან შეერთება ისე უნდა შესრულდეს, რომ ყოველ განაპირა სვეტსა და ამ ელემენტებს შორის ნაკერის სიგრძე 16 სმ შეადგენდეს, რათა სწორედ ამ ნაკერში უნდა განთავსდეს 6 ცალი წინასწარდაძაბული არმატურა, ეს გამონაშვერი შეადგენს 1,2მ. (ნახ.8). ნაკერის ბეტონით შევსების შემდეგ არმატურა დაცულია კოროზიისაგან, დამონოლითება ხდება მაღალი კლასის წვრილმარცვლოვანი ბეტონით.

ახალი კარკასულ-პანელოვანი კონსტრუქციული სისტემა მთლიანად უზრუნველყოფს შენობის ფართობის არქიტექტურული მოცულობითი დაგეგმარების თავისუფალ გადაწყვეტას. რიგელების გამონაშვერების არ არსებობა აუმჯობესებს შენობის სივრცეს.

ასეთი შენობები გამოიყენება საცხოვრებელი, საზოგადოებრივი, სამკურნალო-პროფილაქტიკური ტიპის ნაგებობების მშენებლობისათვის განსაკუთრებით სეისმურ რეგიონებში.

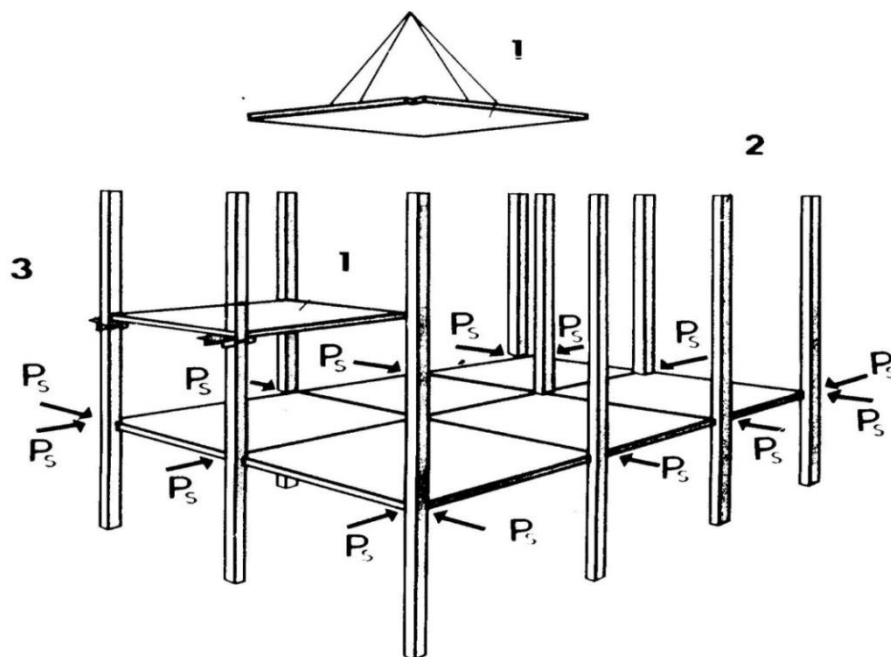
შემოთავაზებული სისტემის კარკასი გამოიყენება სამრეწველო შენობების გამო შესაძლებელია ფილებში წიბოების დაშვებით (ნახ.11), რაც საშუალებას უარი ეთქვას რიგელის ელემენტებზე. გადახურვის ფილის ამ²-ზე მოსული დატვირთვა მისი წონის გათვალისწინებით შეადგენს 3000კგ/მ².

2.1. ИМС– სისტემის მშენებლობის პრაქტიკა

თანამედროვე მშენებლობის ერთ-ერთ ეფექტურ სისტემას წარმოადგენს კარკასულ-პანელოვანი სისტემა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში.

მისი უპირატესობა პირველ რიგში სამშენებლო მოედანზე, როგორც შრომატევადობის, ასევე სამონტაჟო, ბეტონისა და არმატურის სამუშაოების შემცირებაა, ამასთან ერთად მასალების ხარჯის შემცირება. შედეგად ვიღებთ ურიგელო გადახურვებს, რომელიც გვაძლევს სივრცის თავისუფლი დაგეგმვის, დიდი ბიჯისა და მრავალფეროვან არქიტექტურულ-გამომსახველობის მიღების საშუალებას.

კონსტრუქციული სისტემის უჯრედს შეადგენს 4 ასაწყობი სვეტი, გადახურვის ფილა, გვერდითი ელემენტები, სიხისტის დიაფრაგმები და წინასწარდაძაბული ბაგროვანი არმატურა. სვეტი და გადახურვის ფილა ერთიანდება მთლიან დისკად წინასწარდაძაბული არმატურების მოჭიმვით სამშენებლო პირობებში, რომელიც მოთავსებულია გადახურვის პანელებს შორის ორივე მიმართულებით და გადის სვეტებში განთავსებულ ხვრელებში. არმატურის მოჭიმვის შედეგად გადახურვის ფილებსა და სვეტებს შორის წარმოიშობა ხახუნის ძალები, რომლებიც ექსპლუატაციის პერიოდში უზრუნველყოფს სისტემის ერთობლივ მუშაობას (ნახ.1). ამასთან შესაძლებელია უარის თქმა ჩასატანებელ დეტალებზე და მათ შედუღებაზე, ასევე კოჭებზე ფილების ტრადიციული დაყრდნობაზე.



ნახ. 1. – გადახურვის ფილა; 2– სვეტები; 3– სამონტაჟო მაგიდები;

Ps -მოჭიმვის ძალები.

პირველი გამოკვლევები, აღნიშნულ სისტემაზე, ჩატარდა 1956 წელს იუგოსლავიაში ქ. სერბეთში პროფესორ ბრანკო ჟეჟელის ხელმძღვანელობით (11–24) მასალების გამოცდის ინსტიტუტში. ამიტომაც მიიღო სისტემამ მისი სახელწოდება **ИМС–(Ипытание материалов Сербий)**.

1957 წ. ბრ.ჟეჟელმა მიიღო პატენტი და ქ.ბელგრადში დაიწყო ამ სისტემის მიხედვით პირველი ობიექტის მშენებლობა, რაც სწრაფად გავრცელდა შემდგომ სხვა ქვეყნებში კუბა, ჩინეთი, რუმინეთი, იტალია, უნგრეთი, ავსტრია და სხვა).

აღნიშნული სისტემის უცხოეთის ქვეყნებში მშენებლობისა და ექსპლუატაციის გამოცდილებამ /16,25,26/ აჩვენა მისი საიმედოობა და 7,8,9 ბალის სეისმურ ზემოქმედებაზე მაღალი მაჩვენებლები. ამიტომ გასული საუკუნის 80–იან წლების მიწურულს ყოფილ სსრკ–ში დაიწყო მისი მშენებლობა და კონსტრუქციული დახვეწა სწორედ სეისმური რეგიონებისათვის /11,12.13.27/.

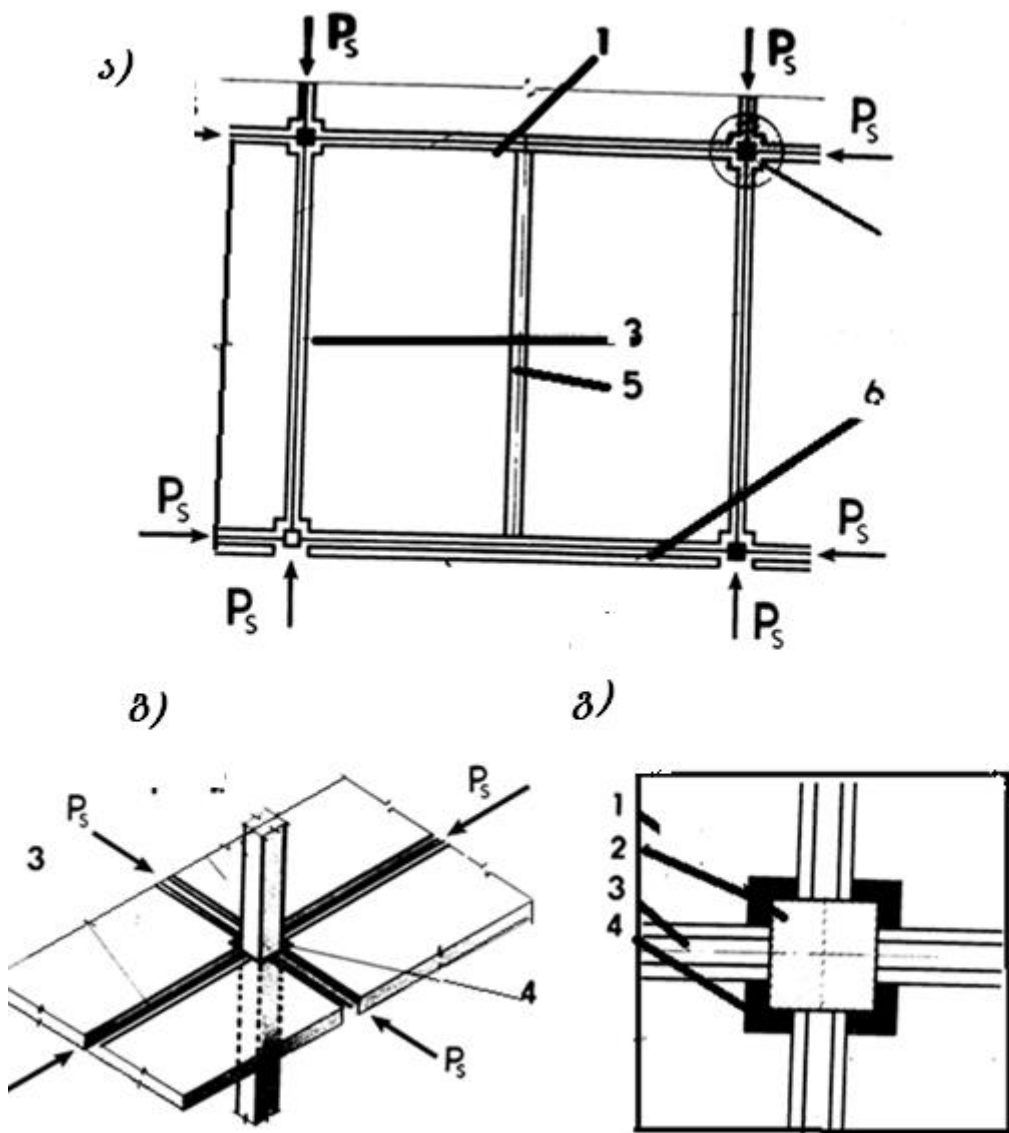
ТбилЗНИИЭП–ში 1982–86 წლებში ტ.მ.დ. ა.მ. კიმბერგის ხელმძღვანელობით ჩატარდა აღნიშნულ შენობებზე მთელი რიგი ექსპერიმენტული კვლევები. მიღებული შედეგების საფუძველზე შემუშავდა „დროებითი რეკომენდაცია კარკასულ–პანელოვანი შენობების დაპროექტებისათვის“ [27].

1984 წლიდან ტ.მ.დ. ნ.ა.მარქაროვის ხელმძღვანელობით ტ.მ.კანდიდატების, მ. ფილარეტოვის, ლ.ბალანჩივადის, ჟ.კაზაკბაევის, ნ.სალდატოვის და სხვათა მიერ ჩატარდა კომპლექსური კვლევები აღნიშნული სისტემის დახვეწისა და შემდგომი გაუმჯობესებისათვის [16,17,18, 20,21/.

მ. ფილარეტოვი იკვლევდა ასაწყობ–მონოლითური გადახურვის მუშაობას კარკასულ–პანელოვან სახლებში არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში. მისი კვლევის ამოცანებს შეადგენდა: ასაწყობ–მონოლითური გადახურვის დამაბულ–დეფორმირებული მდგომარეობის დადგენა არმატურის სხვადასხვა ძალით წინასწარდამაბვისას, ორი მიმართულებით მოჭიმული ფილების

ჩალუნების დადგენა, წინასწარდაძაბული გადახურვის გაანგარიშების მეთოდის შემუშავება.

ჩატარებული ექსპერიმენტული გამოკვლევების შედეგად დადგინდა რომ მაქსიმალური მკუმშავი ძაბვები თავს იყრიან კვანძებში და შენარჩუნებულია მათ ნგრევამდე, შემუშავდა ჩალუნების დასადგენი გამოსახულებებისათვის კოეფიციენტები, დამუშავდა წინასწარდაძაბული არმატურის განთავსების ფორმები და მათი გავლენა გადახურვის ფილის მუშაობაზე ვერტიკალური დატვირთვებისას. შემუშავდა რეკომენდაცია, რომელიც იძლეოდა მოქმედ პროექტებთან შედარებით მასალების საგრძნობ ეკონომიას და სხვა.



$$P_s = \sigma_{SP} \cdot A_{SP}$$

**ნახ.2. კარკასულ-პანელოვანი სისტემა არმატურის დაჭიმვით
სამშენებლო პირობებში; ა) საერთო ხედი; ბ) სვეტისა და
გადახურვის
ფილების შეერთება; გ) შეერთების კვანძი: 1-გადახურვის ფილა;
2-სვეტები; 3-მონოლითური უბანი წინასწარდაბული არმატურა
;
4-შეერთების ნაკერი; 5-ცენტრალური ნაკერი გადახურვის ფილებს
შორის; 6- გვერდითი ელემენტი.**

ლ. ბალანჩივაძე იკვლევდა აღნიშულ სისტემაში მონოლითურ უბნებსა და ნაკერებში ბეტონის საანგარიშო და კონსტრუქციულ პარამეტრებს, მოცემული უბნების ბზრმედგობას, არმატურის დაანკერების მეთოდებსა და ხერხებს, ასევე ბეტონის მახასიათებლებს უარყოფითი ტემპერატურის დროს. კვლევების შედეგად მიღწეული იქნა ბეტონზე გადასაცემი სიმტკიცე მაქსიმალურ მოკლე დროში (2 დღეში 12მგკ), რამაც უფრო დააჩქარა მონტაჟისა და არმატურის დაჭიმვის პროცესები, რის შედეგად კიდევ უფრო შეცირდა მშენებლობის ვადები; დაბული არმატურისათვის ახალი ტიპის მუდმივი ანკერის „დაპრესილი გილზის“ შემშავებითა და ძვირადღირებულ მრავალჯერადი ანკერის (Анкер НИИЖБ) ჩანაცვლებით, შემცირდა ლითონის ხარჯები 25-50%-ით და შენარჩუნდა არმატურაში ძაბვების სიდიდეები, შემუშავდა წვრილმარცვლოვანი ბეტონის სიმტკიცის მახასიათებლები, როგორც დადებით, ასევე უარყოფითი ტემპერატურისათვის მისი თბოდაუმუშავებითა და ქიმიური დანამატის C-3 გამოყენებით 0,9%-მდე.

ჩატარებული კვლევების ანალიზით ირკვეოდა რომ ძირითად სამშენებლო მასალად გამოყენებული იყო მაღალი სიმტკიცის B25, B30 კლასის ბეტონები და K-7 კლასის Ø15მმ ბაგროვანი არმატურა. ყველა არსებულ ტექნიკურ გადაწყვეტებში არ იყო დასაბუთებული ასეთი კლასის ბეტონებისა და ამ ზომის ელემენტებისა და ასეთი ტიპის კონსტრუქციების გამოყენებისა და გაანგარიშების მეთოდები, რაც ქმნიდა დიდ პრობლემას გადახურვის სისტემის კონსტრუქციებისას. არსებული ნორმატიული მასალები არ იძლეოდა კონკრეტული სისტემის გაანგარიშების საშუალებას, რაც კიდევ უფრო აფერხებდა

სისტემის დანერგვას. კონსტრუქციული სისტემისა და მისი კვანძების განაგარიშების ერთიანი მეთოდის არ არსებობის გამო, რომელიც სისტემის რეალური მუშაობის აღმწერი უნდა ყოფილიყო ექსპლუატაციისას, არ იძლეოდა საშენი მასალების სიმტკიცის ბოლომდე გამოყენების საშუალებას, რასაც ბოლოს მივყავდით კონსტრუქციის ზიდვის უნარის მაღალ მაჩვენებლებზე.

სწორედ ამიტომ ა. სალდატოვის სამეცნიერო კვლევები სისტემაში მსუბუქი ბეტონებისა და გაზბეტონების გამოყენებისათვის ჩატარდა, რამაც კიდევ ერთხელ დაადასტურა სისტემის ვარგისიანობა და შესაძლებელი გახადა უკვე მსუბუქი ბეტონების გამოყენება.

ჩატარებული კვლევების შედეგების ანალიზმა აჩვენა სისტემის დიდი საიმედოობა და ტექნიკურ-ეკონომიური მახასიათებლების კიდევ უფრო გუმჯობესების შესაძლებლობები /27,28/.

მიღებული შედეგების მიხედვით ქ. თბილისში აშენდა ათობით 16-სართულიანი საცხოვრებელი სახლი, სკოლა, 8 სართულიანი სახლები კრასნოდარში, სასადილო და ATC-ის შენობა ად ა.შ. ამ სისტემით მშენებლობა გრძელდება დღესაც ქ. მოსკოვში და ბაქოში, ბელორუსიასა და რუსეთის 40 რაიონში და CHГ ქვეყნებში.

ექსპერიმენტული კვლევების შედეგად დამუშავდა გადახურვის ფილის კონსტრუქციული გადაწყვეტები, რაც აისახა კიდევ სხვადასხვა კვლევითი ინსტიტუტების მიერ შემუშავებულ რეკომენდაციებში, ზოგიერთი მათგანი მოცემულია ცხრილ 2.2-ში.

ცხრილი 2.2.

№	ორგანიზაციის დასახელება	ფილის მალეები,მ	დატვირთვა ფილაზე კგ/მ ²	ფილის სისქე, მმ	ფილის კონსტრუქცია	ბეტონის კლასი
1.	ТбилЗНИИЭП	3÷6	800	31,0	ღრუტანიანი, მთლიანი	B20

	Моспроект-I	3,6÷4,2		0,84	მთლიანი	B25
	Курортпроект	1,8÷6,6		280	სწორკუთხა	B20
	ЦНИИПромздани	6,0÷9,0		–	წიბოვანი, ღრუტანიანი	B30
	КиевЗНИИЭП	3,3÷5,7		2,85	წიბოვანი, მთლიანი	B25

მთავარი რაც განასხვავებდა რეკომენდაციებსა და ტექნიკურ გადაწყვეტილებებს გაანაგრიშების მეთოდში იყო, კერძოდ, ТбилЗНИИЭП, Курортпроект და Моспроект-I – მიხედვით გადახურვის ფილა იანგარიშებოდა ზღვრული წონასწორობის მეთოდის მიხედვით სამონტაჟო და საექსპლუატაციო დატვირთვებზე წინასწარდამაბვის გარეშე, როგორც 4 წერტილში ან 3 წერტილში ჩამაგრებული ფილა. მომენტები საანგარიშო კვთებში იყო 2–ჯერ და მეტად გაზრდილი, ვიდრე ჩვეულებრივ გამოთვლებში ცხრილების მიხედვით.

კვლევები, რომელიც ჟ.კაზაკბაევმა ჩაატარა ეხებოდა შემდეგ საკითხებს: ბეტონის კლასის გავლენა გადახურვის ფილის ზიდვის უნარზე და სიხისტეზე, ბაგროვანი არმატურის ფართობის გავლენა გადახურვის ფილის ზიდვის უნარზე და სიხისტეზე, სხვადასხვა ტიპის გადახურვის ფილის დამაბულ–დეფორმირებული მდგომარეობის დადგენა.

თავი III ცოცვადობის დეფორმაციების გამოთვლა ევროკოდით

3.1. მასალები – ბეტონი. სიმტკიცე.

ბეტონის კლასი კუმშვის სიმტკიცის მიხედვით მიიღება ცილინდრის ნორმატიული სიმტკიცის f_{CK} ან კუბის სიმტკიცის $f_{cub\alpha}$ 5%-ით შემცირების შედეგად.

სიმტკიცის მიხედვით კლასები ნორმებში ეფუძნება ცილინდრის f_{CK} –ს მახასიათებელ სიმტკიცეს (ნორმატიულს), რომელიც განსაზღვრულია 28 დღის მაქსიმალური მნიშვნელობის $C_{max} = \frac{C_{90}}{105}$ –ის მიხედვით. გაანგარიშებისათვის საჭირო ნორმატიული წინაღობა f_{CK} , რომელიც შეესაბამება მექანიკურ მახასიათებლებს, მოცემულია ცხ.3.1–ში.

განსაკუთრებული შემთხვევის დროს (მათ შორის წინასწარდამაბვისას), სპეციალური ცდების მონაცემების მიხედვით, აუცილებელია დადგინდეს ბეტონის სიმტკიცე კუმშვისას 28 დღეზე ნაკლები პერიოდისათვის.

თუ ბეტონის სიმტკიცე დადგენილია $t > 28$ დღეზე, აუცილებელია იგი გაიზარდოს კოეფიციენტი $K_1 = 0.85$ –ის გამოყენებით.

თუ აუცილებელია ბეტონის სიმტკიცის დადგენა $f_{CK(t)}$ დროისათვის (მაგალითად: განყალიბების დროს, წინასწარდამაბვის დროს).

$f_{CK(t)} = f_{cm(t)} - 8$ (მგპ) როცა $3 < t < 28$ დღეზე;

$f_{ck(t)} = f_{ck} \geq 28$ დღეზე.

უფრო ზუსტი მნიშვნელობა $t \leq 3$ დღეზე საჭიროა დადგინდეს სპეციალური ცდების შედეგად.

ბეტონის სიმტკიცე დამოკიდებულია ცემენტის ტიპზე, ტემპერატურასა და ტენიანობის პირობებზე. თუ ტემპერატურა 20^0 –ია და ტენიანობა

შეესაბამება EN12390 –ის პირობებს, ბეტონის სიმტკიცე კუმშვაზე სხვადასხვა ასაკის დროს შეიძლება გამოითვალოს ფორმულით:

$$f_{cm(t)} = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (3.1)$$

$$\text{როცა}(t) = \exp \left\{ S \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad (3.2)$$

სადაც $f_m(t)$ არის ბეტონის სიმტკიცის საშუალო სიდიდე კუმშვაზე t დღის ასაკისას.

f_{cm} – ბეტონის სიმტკიცის საშუალო სიდიდე კუმშვაზე 28 დღის ასაკში;

$\beta_{cc}(t)$ – კოეფიციენტი, რომელიც დამოკიდებულია ბეტონის ასაკზე;

t – ბეტონის ასაკი დღეებში;

S –კოეფიციენტი, რომელიც დამოკიდებულია ცემენტის ტიპზე; $S=0,2$ ცემენტისათვის, რომლის სიმტკიცის კლასი CEM 24.5R, CEM 53.5N და CEM 53.5R(Clacc R); $S=0.35$ ცემენტისათვის სიმტკიცის კლასი CEM32.5R, CEM 42.5N (Clacc N) ; $S=0.38$ ცემენტის სიმტკიცის კლასი CEM 32.5N (Clacc S).

ცხრილი 3.1.

ბეტონის სიმტკიცისა და დეფორმაციულობის მახასიათებლები

სიმტკიცის მიხედვით ბეტონის კლასები															ანალიტიკური გამოსახულებები, განმარტებები
f_{cK}	1	1	2	2	3	35	4	4	50	55	60	70	80	90	
	2	6	0	5	0		0	5							
$f_{cK,CUBE}$	1	2	2	3	3	45	5	5	60	67	75	85	95	10	
	5	0	5	0	7		0	5						5	
$f_{cm,}$	2	2	2	3	3	43	4	5	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{cK} + 8$ (მგპ)
	0	4	8	3	8		8	3							

f_{ctm}	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm}=0,3x$ $f_{ctm} = 0,30x f_{ck}^{2/3} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm} / 10)) \succ C50/60$
$f_{ctk0,05}$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,3	3,5	$f_{ctk0,05}=0.7x f_{ctm}5\%-ით$ $უზრუნველყოფა.$
$f_{ctk0,95}$	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk0,95}=1.3x f_{ctm}95\% -$ $ით უზრუნველყოფა.$
E_{cm}	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm}=22[(f_{cm})/10]^{-0.3}$
$\epsilon_{cl}(\%)$	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,2	2,3	2,4	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	$\epsilon_{cl}(\%) = 0,7 f_{cm}^{0.3} < 2,8$ $ობ.ნახ.3.2$
$\epsilon_{cul}(\%)$	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	$ობ.ნახ.3.2 f_{ck} \geq 50$ მგპ; $\epsilon_{cul}(\%)=2,8+27[(98-f_{cm})/100]^4$
$\epsilon_{c2}(\%)$	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	$ობ.ნახ.3.3 f_{ck} \geq 50$ $მგპ;$ $\epsilon_{c2}(\%)=2,0+0,085(f_{c3}-50)^{0.53}$ $\epsilon_{c2}(\%)=2,8+27[(98-f_{cm})/100]^4$
$\epsilon_{cu2}(\%)$	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	$ობ.ნახ.3.3 f_{ck} \geq 50$ მგპ; $\epsilon_{cu2}(\%)=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,7	1,6	1,4	1,4	1,4	$f_{ck} \geq 50$ მგპ; $n=1.4+23.4[(90-f_{ck})/100]^4$

$\varepsilon_{c3}(\%)$	1,75	1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	იხ.ნახ.3.4 $f_{ck} \geq 50$ მგპ; $\varepsilon_{c3}(\%) = 1.75 + 0.55[(f_{ck} - 50)/40]$
$\varepsilon_{cu3}(\%)$	3,5	3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	იხ.ნახ.3.4 $f_{ck} \geq 50$ მგპ; $\varepsilon_{cu3}(\%) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

ფორმულა (3.1) და (3.2)–ით სარგებლობა არ შეიძლება, თუ ბეტონის სიმტკიცე კუმშვაზე არ შეესაბამება 28 დღის სიმტკიცეს.

თუ გაანგარიშებაში გასათვალისწინებელია ტემპერატურის მომატება ელემენტში, მაშინ უნდა ვისარგებლოთ სხვა რეკომენდაციებით.

ბეტონის წინაღობა გაჭიმვაზე შეესაბამება ყველაზე დიდ ძაბვას, რომელიც აღიძვრება ცენტრალური გაჭიმვისას.

თუ სიმტკიცე გაჭიმვისას $f_{ct,sp}$ დადგენილია გახურების მეთოდით, მიახლოებული ბეტონის სიმტკიცის სიდიდე ღერძულ გაჭიმვაზე შეიძლება გამოითვალოს ფორმულით:

$$f_{ct} = 0.9 f_{ct,sp} \quad (3.3)$$

გაჭიმვაზე სიმტკიცის ცვლილება დროში დამოკიდებულია ტენიან არესა და ელემენტის ზომაზე:

$$f_{ctm} = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} * f_{ctm} \quad (3.4)$$

სადაც $\alpha=1$, როცა $t \leq 28$ დღეზე, $\alpha=2/3$ როცა $t \geq 28$ დღეზე

f_{ctm} -ის მნიშვნელობა მოცემულია ცხრილ 3.1-ში.

3.2. დრეკადი დეფორმაცია

ბეტონის დრეკადი დეფორმაცია დამოკიდებულია მის სტრუქტურაზე (ძირითადად შემავსებელზე). სიდიდეები, რომელიც მოცემულია ნორმებში გასათვალისწინებელია საერთო შემთხვევების დროს. ამასთან, ისინი საჭიროა

დაზუსტდეს, იმ შემთხვევაში, თუ კონსტრუქცია მგრძობიარეა ზოგადი შემთხვევის სიდიდეებისაგან გადახრების მიმართ.

ბეტონის დრეკადობის მოდული დამოკიდებულია შემავსებლის დრეკადობის მოდულზე. E_{cm} დრეკადობის მოდულის მიახლოებითი მნიშვნელობა (რომელიც მდებარეობს 0 და $0,4f_{cm}$)*, კვარციტის შემავსებელზე მოცემულია ცხრილ 3.1-ში. თუ შემავსებელია ქვიშა ან დანალექი ქანები, დრეკადობის მოდული უნდა შემცირდეს $10 \div 30\%$ -მდე. თუ შემავსებელი არის ბაზალტი, ამ შემთხვევაში დრეკადობის მოდული იზრდება 20% -ით.

დრეკადობის მოდულის ცვლილება დროში შეიძლება გათვალისწინებული იყოს შემდეგნაირად:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t)/f_{cm})^{0.3} E_{cm} \quad (3.5)$$

სადაც $E_{cm}(t)$ და $f_{cm}(t)$ არის დრეკადობის მოდული და ბეტონის კუმშვაზე წინაღობა

მოცემულ t -დროში.

E_{cm} და f_{cm} – დრეკადობის მოდული და ბეტონის კუმშვაზე სიმტკიცე 28 დღის ასაკში.

თანაფარდობა $f_{cm}(t)/f_{cm}$ გამოითვლება ფორმულა 3.1–დან. პუასონის კოეფიციენტი მიიღება ტოლი 0,2–ის ბეტონისათვის, რომელსაც არ აქვს ბზარები, და ტოლია 0-ის როდესაც აქვს ბზარები.

თუ არ არის დიდი სიზუსტე საჭირო, ტემპერატურული გაფართოების კოეფიციენტი შეიძლება მივიღოთ ტოლი $10 \cdot 10^{-6} * K^{-1}$.

3.3. ცოცვადობა და ჯდენა

ბეტონის ცოცვადობა და ჯდენა დამოკიდებულია გარემოს ტენიანობაზე, ელემენტის ზომასა და ბეტონის სტრუქტურაზე. ცოცვადობაზე ასევე გავლენას ახდენს ბეტონის ასაკი, როდესაც მასზე პირველად მოსდეს დატვირთვა, მისი ხანგრძლივობა და დატვირთვის მოდების სიჩქარე. ცოცვადობის კოეფიციენტი $\varphi(t, t_0)$ დამოკიდებულია მხებ დრეკადობის მოდულზე E_c , რომელიც აიღება $1,05E_{cm}$ –ის ტოლი. თუ არ არის საჭირო დიდი სიზუსტე, შეიძლება ვისარგებლოთ

ცოცვადობის კოეფიციენტის მიხედვით, რომელიც მოცემულია ცხრილ 3.1-ში, იმ პირობით, რომ მკუმშავი ძაბვა ბეტონში არ აღემატება $0,45 f_{ck}(t)$, პირველი დატვირთვის t_0 -ასაკის შემთხვევაში).

როცა დრო $t=\infty$ ბეტონის ცოცვადობის კოეფიციენტი $\epsilon_{cc}(\infty; t)$ მუდმივი მკუმშავი ძაბვისას $\bar{\epsilon}_c$, რომელიც t_0 ასაკის ბეტონზეა მოდებული, ტოლია:

$$\epsilon_{cc}(\infty; t) = \varphi(\infty; t)_0 \cdot (\bar{\epsilon}_c / E_c) \quad (3.6)$$

თუ მკუმშავი ძაბვა ბეტონში t_0 ასაკისას აჭარბებს $0,45 f_{ck}(t_0)$ -ს, მაშინ ცოცვადობა არის არაწრფივი. ასეთი მაღალი ძაბვა შეიძლება იყოს გადატვირთვის შედეგი, მაგალითად, რკინაბეტონის წინასწარდამაბულ ელემენტებში. ასეთ შემთხვევაში ცოცვადობის არაწრფივობის კოეფიციენტი უნდა გამოითვალოს ფორმულით.

$$\varphi_k(\infty; t_0) = \varphi(\infty; t_0) \exp(1.5(K_0 - 0.45)) \quad (3.7)$$

სადაც $\varphi_k(\infty; t_0)$ არის ცოცვადობის არაწრფივი კოეფიციენტი, რომელიც ცვლის $\varphi(\infty; t_0)$ -ს.

k_0 – ძაბვების ფარდობა $\sigma_c / f_{cm}(t_0)$,

σ_c – მკუმშავი ძაბვა;

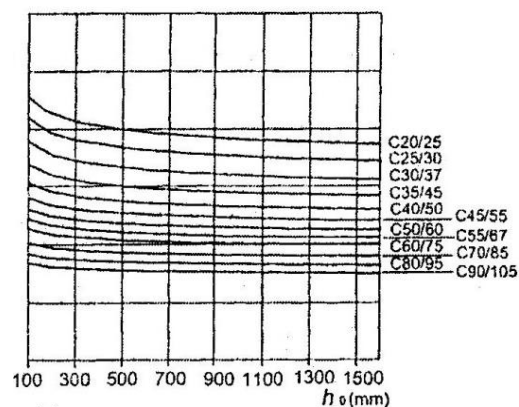
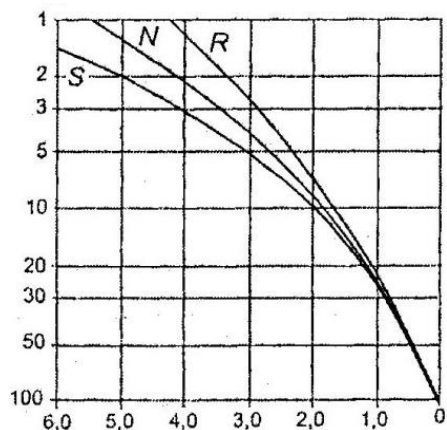
$f_{cm}(t_0)$ – სიმტკიცის საშუალო მნიშვნელობა დატვირთვის დროს.

ნახ.3.1-ზე მოყვანილი პარამეტრები შეესაბამება ტემპერატურას -40°C და $+40^\circ\text{C}$ საშუალო ფარდობით ტენიანობას $W\%=40\%$ და $W\%=100\%$.

აქ $\varphi(\infty; t_0)$ ცოცვადობის საბოლოო კოეფიციენტია.

$\bar{\epsilon}_c / f_{cm}(t_0)$ – ფარდობითი ძაბვა;

$\bar{\epsilon}_c$ – მკუმშავი ძაბვა.



**ნახ.3.1. ბეტონის ნორმალური ექსპლუატაციის პირობები.
ცოცვადობის კოეფიციენტის გამოთვლის მეთოდი.**

$f_{cm}(t_0)$ – დატვირთვის დროს საშუალო სიმტკიცე კუმშვაზე;

t_0 – ბეტონის ასაკი პირველი დატვირთვის დროს;

h_0 – პირობითი ზომა – $2A_c/u$, სადაც A_c -განივი კვეთის ფართობი;

u – კვეთის პერიმეტრი, რომელიც გასამყარებლად არის განკუთვნილი.

S, N და R– ცემენტის კლასი.

ჯდენის მთლიანი დეფორმაცია შედგება ორი კომპონენტისაგან; გამყარების დეფორმაცია და დეფორმაცია, გამოწვეული ცემენტის ჰიდრატაციით. გამყარების დეფორმაცია ვითარდება ნელა, სანამ ხორციელდება წყლის მიგრაცია გამყარებულ ბეტონში. ამასთან, მისი ძირითადი ნაწილი ვლინდება ადრეულ ასაკში ბეტონის არევის შემდეგ. ქიმიური ჯდენა შეიძლება აღიწეროს როგორც ბეტონის სიმტკიცის წრფივი ფუნქცია.

ცხრილი 3.2

ბეტონის გამყარების ნომინალური თავისუფალი ჯდენა ϵ_{cd} %-ში

	ფარდობითი ტენიანობა %-ში					
f_{ck} / $f_{ck,kyba}$	20	40	60	80	90	100
20/25	0.64	0.6	0.5	0.31	0.17	0
40/50	0.51	0.48	0.4	0.25	0.14	0
60/75	0.41	0.38	0.32	0.2	0.11	0
80/95	0.33	0.31	0.26	0.16	0.09	0
90/105	0.30	0.28	0.23	0.15	0.05	0

ამით აიხსნება ახალგაზრდა ბეტონის ქცევა, შედარებით ძველ ბეტონთან. ჯდენის მთლიანი დეფორმაცია ϵ_{cy} გამოითვლება შემდეგნაირად :

$$\epsilon_{cy} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \quad (3.8)$$

სადაც ϵ_{cd} არის გამყარების დეფორმაცია.

ϵ_{ca} – ქიმიური ჯდენის დეფორმაცია.

საბოლოო გამოშრობის დეფორმაციის სიდიდე ϵ_{cd} ტოლია $K_h \epsilon_{cd,0}$.

სიდიდე $\epsilon_{cd,0}$ – აიღება ცხრილი 3.2-დან (აიღება საშუალო მნიშვნელობა ვარიაციის კოეფიციენტის 30%).

გამოშრობის ჯდენის დეფორმაციის განვითარება დროში

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta(t, t_s) * K_h * \epsilon_{cd,0} \quad (3.9)$$

სადაც K_h არის კოეფიციენტი, რომელიც დამოკიდებულია კვეტის ზომაზე h_0 , შესაბამისად ცხრილ 3.3- ის მიხედვით.

$$\beta(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0.04\sqrt{h_0^3}} \quad (3.10)$$

სადაც t არის ბეტონის ასაკი დღეებში გამოკვლევის დროს.

t_s – ბეტონის ასაკი დღეებში გამყარების ჯდენის დაწყებისას.

h_0 – პირობითი ზომა $= 2 \frac{A_c}{u}$ მმ, სადაც A_c – განიკვეტის ფართობი;

u – გამყარების პერიმეტრი.

$$\epsilon_{cd} = -0.85 \left[(220 + 110 a_{ds1}) * cxt \left(-a_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right) \right] * 10^{-6} * 1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$$

სადაც f_{cm} არის კუმშვის საშუალოსიმტკიცე მგპ.

$f_{cmo} = 10$ მგპ; $a_{ds1} = 4$ N კლასის ცემენტისათვის;

$a_{ds2} = 0,12$ N კლასის ცემენტისათვის;

RH – ფარდობითი ტენიანობა %;

RH_0 – 100% ტენიანობა.

ქიმიური ჯდენის დეფორმაცია განისაზღვრება შემდეგი ფორმულებით:

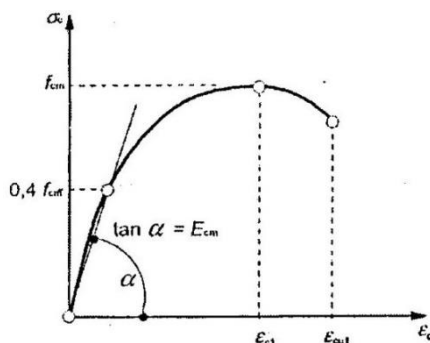
$$\epsilon_{cu}(t) = \beta_{uv}(t) * \epsilon_{cu}(\infty), \quad (3.11)$$

$$\epsilon_{cu}(\infty) = 2.5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} \quad (3.12)$$

$$\beta_{ct}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.3}) \quad (3.13)$$

სადაც t არის დრო, დღე-ღამის რაოდენობა.

კონსტრუქციის არაწრფივი გაანგარიშებისას “ძაბვა-დეფორმაციას” შორის დამოკიდებულება ნაჩვენებია ნახ.3.2-ზე.



ნახ.3.2. კონსტრუქციების გაანგარიშებისას სქემატური თანაფარდობა ძაბვასა და დეფორმაციას შორის

ხანმოკლე დატვირთვისას ეს დამოკიდებულება აღიწერება გამოსახულებით:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm1}} = \frac{K\eta - \eta^2}{1 + (K+2)\eta} \quad (3.14)$$

$$\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1}$$

სადაც ϵ_{c1} არის დეფორმაცია მაქსიმალური დატვირთვისას 3.1 ცხრილის შესაბამისად.

$$K = 1.05 E_{cm} |\epsilon| / f_{cm}, \quad (f_{cm} - \text{შესაბამისად ცხრ. 3.1})$$

გამოსახულება (3.14) მართებულია თუ $0 < |\epsilon_c| < |\epsilon_{c1}|$ ნომინალური ზღვრული დეფორმაციისას.

კვებებისა და სისტემების გაანგარიშებისას შეიძლება გამოყენებული იყოს ნებისმიერი დამოკიდებულება ძაბვასა და დეფორმაციას შორის, თუ ისინი პასუხობს ბეტონის ქცევას.

K_h -ის მნიშვნელობა (3.9)-ის მიხედვით

h_0	K_h
100	1
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,7

საანგარიშო წინალობის სიდიდე კუმშვისას განისაზღვრება ფორმულით:

$$f_{cd} = a_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.15)$$

სადაც γ_c არის ბეტონის საიმედოობის კოეფიციენტი;

a_{cc} – კოეფიციენტი, რომელიც დამოკიდებულია შეკუმშულ ბეტონში ხანგრძლივ პროცესებზე, არასასურველ ეფექტებზე, ასევე დატვირთვის მოდების ხასიათზე,

$$a_{cc} = 1,0.$$

საანგარიშო წინალობის სიდიდე გაჭიმვისას განისაზღვრება ფორმულით:

$$f_{ced} = a_{ce} f_{ctk,0.05} / \gamma_c \quad (3.16)$$

სადაც γ_c არის საიმედოობის კერძო კოეფიციენტი ბეტონისათვის.

a_{ce} – კოეფიციენტი, რომელიც დამოკიდებულია შეკუმშულ ბეტონში ხანგრძლივ პროცესებზე, არასასურველ ეფექტებზე, ასევე დამოკიდებულია დატვირთვის მოდების ხასიათზე.

ა) განივ ძალაზე გაანგარიშებისას, დამოკიდებულება ძაბვა-დეფორმაციას შორის.

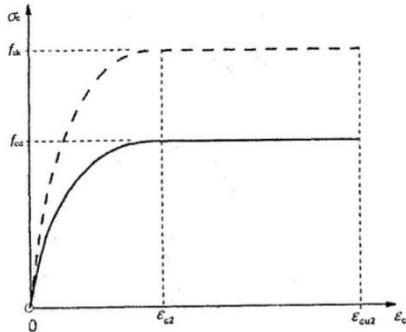
ზემოთ მოყვანილი დამოკიდებულება „ძაბვა–დეფორმაციას“ შორის გამართლებულია კარკასების, კოჭების, ფილებისა და თალების დაპროექტებისას, ძაბვების გადანაწილების გათვალისწინებით. განივ ძალაზე ელემენტის გაანგარიშებისას საკმარისია გამოვიყენოთ უფრო მარტივი დამოკიდებულება „ძაბვა–დეფორმაციას“ შორის (ნახ.3.3) (შეკლების დეფორმაცია ნაჩვენებია დადებითად).

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{როცა } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2}, \quad (3.17)$$

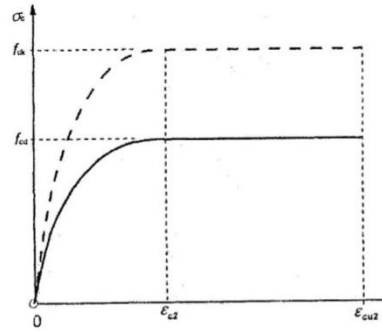
$$\sigma_c = f_{cd} \text{ როცა } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (3.18)$$

სადაც n არის ხარისხის მაჩვენებელი ცხრილი 3.1-ის შესაბამისად.

ε_{c2} – დეფორმაცია უმაღლეს წერტილში 3.1-ის შესაბამისი ძაბვისას.



ნახ.3.3 შეკუმშული ბეტონის პარაბოლური სწორკუთხა დიაგრამა.



ნახ.3.4. "ნ-ε" ორმაგწრფივი დიაგრამა

შეიძლება ვისარგებლოთ „ნ-ε“ სხვა გამარტივებული დამოკიდებულებით, კერძოდ, ორმაგწრფივი დიაგრამით (ნახ.3.4.) (მკუმშავი ძალა და ხანმოკლე დეფორმაცია წარმოდგენილია დადებითად) დეფორმაციის სიდიდების ε_{c3} , ε_{cu3} , შესაბამისად ცხრილი 3.1-ის მიხედვით.

ასევე შეგვიძლია გამოვიყენოთ სწორკუთხა ეპიურის მიხედვით ძაბვის განაწილება (ნახ.3.5) შეკუმშულ ზონაში შეკუმშული ზონის სიმაღლისა და შეკუმშული ბეტონის ეფექტური სიმტკიცის დასადგენი კოეფიციენტი, რომელიც გამოითვლება ფორმულით:

$$\lambda = 0,8 \text{ როცა } f_{ck} \leq 50 \text{ მგპ.} \quad (3.19)$$

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \text{ როცა } 50 < f_{ck} \text{ მგპ.} \quad (3.20)$$

$$\eta = 1,0 \text{ როცა } f_{ck} \leq 50 \text{ მგპ.} \quad (3.21)$$

$$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50)/200 \text{ როცა } 50 < f_{ck} \text{ მგპ.} \quad (3.22)$$

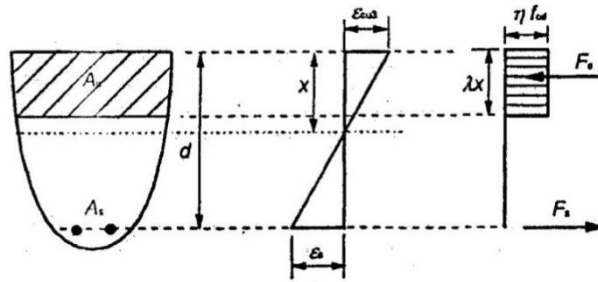
თუ შეკუმშული ზონის სიგანე იზრდება მაშინ $\eta \cdot f_{cd}$ უნდა შემცირდეს 10%-ით.

ბ) სიმტკიცე გაჭიმვაზე ღუნვისას: რკინაბეტონის ელემენტებისათვის საშუალო სიმტკიცე გაჭიმვაზე ღუნვისას დამოკიდებულია საშუალო ღერძულ გაჭიმვასა და კვეთის სიმაღლეზე. მის გამოსათვლელად შეიძლება გამოვიყენოთ გამოსახულება:

$$f_{cmt,f1} = \max \left\{ \left(1.6 - \frac{h}{1000} \right) \cdot f_{ctm}; f_{ctm} \right\} \quad (3.23)$$

სადაც h არის ელემენტის მთლიანი სიმაღლე მმ-ში.

f_{ctm} – საშუალო ღერძული სიმტკიცე გაჭიმვაზე ცხრ.3.1-ის მიხედვით.



ნახ 3.5.ძაბვების მართკუთხა ეპიურა

თანაფარდობა, რომელიც (3.23)-შია მოცემული, ასევე გამოიყენება გაჭიმვაზე სიმტკიცის მახასიათებლად.

გ) ბეტონის წინაღობა მრავალღერძულ კუმშვაზე.

დეფორმაციის შეზღუდვის გამო იცვლება დეფორმაცია და ძაბვის თანაფარდობა; იზრდება სიმტკიცე და ზღვრული დეფორმაციის სიდიდე. დეფორმაციის შეზღუდვა შეიძლება წარმოიქმნას კავშირების მოქმედების შედეგად, ან განივი მჭიმებისას, რომლებიც იწვევს პლასტიკურ მდგომარეობას ბეტონის მუდმივი დატვირთვის მოქმედებისას.

თუ „ $n-ε$ “ თანაფარდობის ზუსტი მონაცემები არ არის, შეიძლება ვისარგებლოდ სიმტკიცისა და დეფორმაციების მახასიათებლებით:

$$f_{ck,c} = f_{ck}(1.000 + 5.0n_2/f_{ck}) \text{ როცა } n_2 \leq 0,05f_{ck} \quad (3.24)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck}(1.125 + 2,5n_2/f_{ck}) \text{ როცა } n_2 > 0,05f_{ck} \quad (3.25)$$

$$\epsilon_{c2,c} = \epsilon_{c2} \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2 \quad (3.26)$$

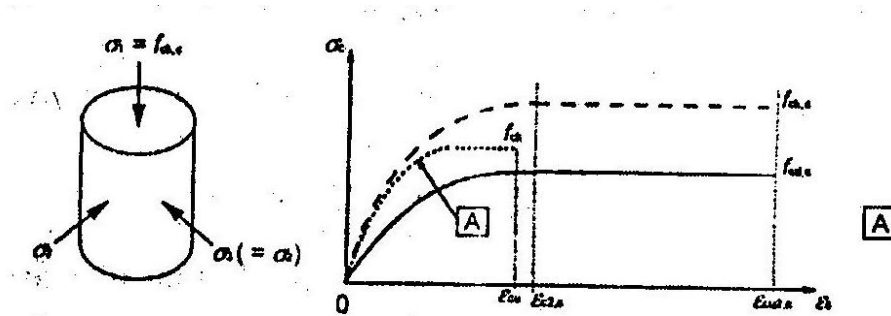
$$\epsilon_{cu2,c} = \epsilon_{cu2} + 0.2n_2/f_{ck} \quad (3.27)$$

სადაც n_2 არის ეფექტური მუდმივი მკუმშავი ძაბვა ზღვრული მდგომარეობისას ზიდვის უნარის მიხედვით ULS;

ϵ_{c2} და ϵ_{cu2} – აიღება 3.1. ცხრილიდან.

სხვა მასალის ძირითადი მახასიათებლები გაანგარიშებაში მიიღება უცვლელად.

რეკომენდირებული თანაფარდობა „ σ “–ის ნაჩვენებია ნახ.3.6–ზე. (მკუმშავი ძაბვა მიღებულია დადებითად).



ნახ.3.6. დამოკიდებულება ”ძაბვა–დეფორმაციას” შორის
შეზღუდული ბეტონისათვის [A]– შეუზღუდავი

3.4. საარმატურე ფოლადი.

აქ მოცემულია მოთხოვნები და წესები არმატურისათვის ღეროს ფორმის, მათი დამზადების და კარკასის სახეობის მიხედვით.

ისინი არ მიეკუთვნება ღეროებს, რომელიც დაფარულია სპეციალური დაფარვით.

მოთხოვნები კარკასის არმატურისათვის მიიღება მხოლოდ პერიოდული პროფილის ღეროებისათვის.

საარმატურე ფოლადის ქცევა განისაზღვრება შემდეგი თვისებებით:

- დენადობის ზღვარი (f_{yk} ან $f_{0.2k}$);
- ფაქტობრივი დენადობის ზღვარის მაქსიმუმი ($f_{c,max}$);
- სიმტკიცე გაჭიმვაზე (f_t);
- დეფორმაცია (ϵ_{uk} და $f \sqrt{f_{yk}}$);
- გადაღუნვა;
- შეერთების მახასიათებელი (f_R)
- კვეთის ზომები და დაშვება
- ამტანობა
- შედუღების თვისება

– წინაღობა ჭრაზე, სიმტკიცე, შედუღებაზე დაწული და შედუღებული ბადეებისათვის.

შედუღებისათვის რეკომენდირებული მეთოდები მოცემულია ცხრილ 3.7-ში. გაანგარიშებისათვის და კონსტრუირებისათვის ევროკოდში შესაბამის დონედ მიღებულია დენადობის ზღვარი $f_{yk} = 400 \div 600$ მგპ.

ღეროების ზედაპირის მახასიათებელი, პერიოდული პროფილი, უნდა აკმაყოფილებდეს ბეტონის შეჭიდულობას.

არმატურა უნდა აკმაყოფილებდეს გადაღუნვის წინააღობის მოთხოვნას, მინიმალური ღეროს დიამეტრი გადაღუნვისას მოცემულია ცხრილ 8.1-ში. ცხრილ 3.4-ში მოცემულია არმატურის თვისებები, რომლებიც გამოიყენება ევროკოდში.

თვისებები პასუხობს საექსპლუატაციო პირობებს ტემპერატურის ინტერვალში $40-100^{\circ}$, მზა კონსტრუქციებისათვის.

რეკომენდებული სიდიდეები βf_{yk} მოყვანილია ცხრილ 3.5-ში. β -ს რეკომენდებული სიდიდე მიღებულია $\beta = 0,6$.

ამტანობა: ნაციონალურ სტანდარტებში შეიძლება იყოს განსაკუთრებული მოთხოვნა ამტანობაზე. რეკომენდებული თავისებურებები ემყარება შემთხვევებს, როცა არსებობს სტატიკური საწყისი დატვირთვა, ან ამტანობის მაღალი მნიშვნელობა, ან ციკლების რაოდენობა, როგორც ექსპერიმენტების დროს გვხვდება.

შეჭიდულობა: შეჭიდულობის წინააღობა აღნიშნულია f_R , ნაკლებია ვიდრე ზემოთ მოყვანილი, მისი მნიშვნელობა შეიძლება შემცირდეს. რეკომენდებული შეჭიდულობა უნდა აკმაყოფილებდეს ფორმულებს (3.28) და (3.29), რომელიც დაზუსტებულია ცდების მიხედვით კოჭების გამოცდისას.

$$\tau_m \geq 0.098(80 - 1.2\phi) \quad (3.28)$$

$$\tau_z \geq 0.098(130 - 1.9\phi) \quad (3.29)$$

სადაც ϕ ღეროს ნომინალური დიამეტრი მმ;

τ_m – შეჭიდულობის ძაბვის საშუალო მნიშვნელობა, მგპ-ში, როცა გასრიალება არ

აღმეტება 0,01; 0,1 და 1მმ-ს;

τ_z – შეჭიდულობის ძაბვის საშუალო მნიშვნელობა, როცა შეჭიდულობა დარღვეულია.

თუ ცალკეული ცდის შედეგები აღმეტება ნორმატიულ მნიშვნელობას (ან სიდიდე ნაკლებია მახასიათებელ მნიშვნელობაზე f_{yk} და k მაქსიმალურ მნიშვნელობებზე), ასეთ შემთხვევაში ცდის შედეგად მიღებული სიდიდე შეიძლება მივიღოთ შესწორების გარეშე.

დატვირთვის ხანგრძლივი მოქმედებისას ცხრ.3.4-ში მოცემული სიდიდეების სრული მნიშვნელობების მისაღებად დაწესებულია ცდის შედეგის შეზღუდვა.

ცხრილი 3.4.

არმატურის თვისებები

პროდუქციის დახასიათება		ღეროები და ბაგირები კონაში			მავთული			მოთხოვნა ხარისხზე %
კლასი		A	B	C	A	B	C	-
დამახასიათებელი სიმტკიცე (დენადობის ზღვარის მიხედვით)		400-დან 600-მდე						5,0
მინიმალური მნიშვნელობა		≥ 1.05	≥ 1.08	≥ 1.15 <1.35	≥ 1.05	≥ 1.08	≥ 1.15 <1.35	1,0
დამახასიათებელი დეფორმაცია მაქსიმალური ძალისას,		≥ 2.5	≥ 5.0	≥ 7.6	≥ 2.5	≥ 5.0	≥ 7.5	1,0
გადაღუნვის თვისება		გამოცდა ღუნვაზე, ღუნვა – გასწორება						
სიმტკიცე ჭრაზე					0,3A f_{yk} (A-მავთულის ფართობი)			მინიმუმი
მაქსიმალური გადახრა მინიმალური მასისაგან (ცალკეული	ღეროს ნორმალური ზომა ≤ 8 >8				$\pm 6,0$	$\pm 4,5$		5,0

დეროებით ან ბაგირებით)			
---------------------------	--	--	--

ცხრილი 3.5

არმატურის თვისებები

პროდუქტის დახასიათება		დეროები და კონები			მავთულები			მოთხოვნები ხარისხზე %
კლასი		A	B	C	A	B	C	-
ღუნვა	დეროს ნომინალური ზომა	≥ 150			≥ 100			10,0
მინიმალური ფარდობა წიბოს ფარდობასთან $f_{k,min}$	5-6 6,5-12 >12	0.035 0.040 0.056						5,0

რეკომენდებული მნიშვნელობები $f_{yk} = 10\text{მგპ}$, როცა K და ϵ_{uk} ტოლია 0-ის, რეკომენდებული მნიშვნელობები f_{yk} , K, ϵ_{uk} მოცემულია ცხრილ 3.6-ში. ცდების შედეგად მიღებული დენადობის სიდიდე f_{yk} , k, და ϵ_{uk} უნდა იყოს მეტი, ვიდრე მინიმალური მნიშვნელობა და ნაკლები მაქსიმალურ სიდიდეზე. საშუალო სიდიდე M ცალკეული ცდის შედეგის მიხედვით უნდა აკმაყოფილებდეს პირობას:

$$M \leq C_y + a \quad (3.30)$$

სადაც C არის დენადობის სიდიდის ხანგრძლივი მნიშვნელობა;

a- კოეფიციენტი, რომელიც დამოკიდებულია პარამეტრების შეთანხმებაზე.

სიმტკიცე: დენადობის ზღვარი f_{yk} - (ან 0,2% კონტროლირებადი ძაბვის) და წინალობა გაჭიმვაზე f_{tk} განისაზღვრება დენადობის ზღვრის ნორმატიული სიდიდით და დენადობის ზღვრის ნორმატიული სიდიდის მიხედვით ღერძული გაჭიმვისას, რომელიც აღიძვრება განივკვეთში.

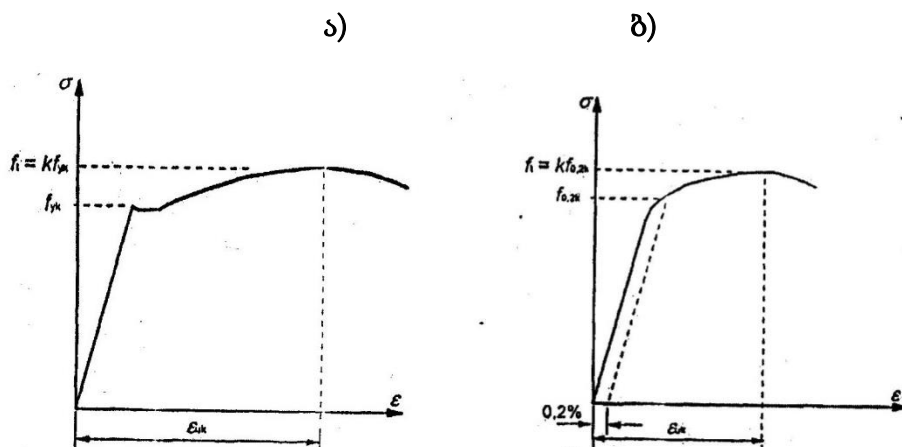
დენადობის ზღვრის მაქსიმალური მნიშვნელობა $f_{y,max}$ -არ უნდა აღემატებოდეს $1,3f_{yk}$ -ს.

ცხრილი 3.6

ცდების შედეგების აბსოლუტური შეზღუდვა

მახასიათებელი	მინიმალური მნიშვნელობა	მაქსიმალური მნიშვნელობა
დრეკადობის ზღვარი	0.97*მინიმუმ C_y	1.03*მაქსიმუმ C_y
K	0.98*მინიმუმ C_y	102*მაქსიმუმ C_y
ϵ_{uk}	0.8*მინიმუმ C_y	არ აღინიშნება

დეფორმაციების მახასიათებლები: არმატურას უნდა ჰქონდეს შესაბამისი დეფორმატულობა, რომელიც გამოითვლება როგორც თანაფარდობა გაჭიმვის სიმტკიცისა დენადობის ზღვართან $(f_t/f_y)_k$ და მაქსიმალური ძალის დროს ϵ_{uk} სიდიდის წაგრძელება. ნახ.3.7-ზე მოცემულია „ნ-ε“-ის მრუდები ცხლადნაგლინი და ცივად დეფორმირებული ფოლადისათვის.



ნახ.3.7. „ნ-ε“ დიაგრამა ტიპური საარმატურე ფოლადისათვის.

(მოყვანილია გამჭიმი ძალის დეფორმაციის აბსოლუტური მნიშვნელობები): ა)ცხლადნაგლინი ფოლადი;

ბ) ცივად დეფორმირებული ფოლადი.

3.5. წინასწარდაძაბული არმატურა

EC2 ევროკოდის მოთხოვნები ვრცელდება მავთულოვანი, ღეროვანი, ბაგროვანი არმატურისათვის. რომელიც გამოყენებულია დაძაბულ არმატურად რკინაბეტონის ელემენტებში.

წინასწარდაძაბულ ელემენტებს უნდა ჰქონდეთ წინალობის მაღალი დონე კოროზიის მიმართ.

მოთხოვნები დაძაბული ელემენტების თვისებებისადმი წაყენება მასალას, რომელიც განთავსებულია კონსტრუქციაში, მათზე ყველა ტექნოლოგიური პროცესის ჩატარების შემდეგ.

წინამდებარე ევროკოდის მიხედვით დაიშვება საწარმოო ოპერაციები, გამოცდები და ატესტაცია, რომელიც მისაღებია წინასწარდაძაბული კონსტრუქციებისათვის.

ევროკოდის მიერ რეკომენდებული ფოლადისათვის გაჭიმვის წინალობა, მაქსიმალური დატვირთვისას 0,1%-იანი გარანტირებული ძაბვა და წაგრძელება აღნიშნულია როგორც ნორმატიული სიდიდეები: f_{pk} , f_{p0} და ϵ_{uk} .

თითოეულ დებულებას უნდა ახლდეს სერტიფიკატი, რომელიც შეიცავს აუცილებელ ინფორმაციას.

არ დაიშვება მავთულისა და ბაგირის შედუღება.

თვისებები: წინასწარდაძაბული ელემენტების (მავთულები, ბაგირები, ღეროები) კლასიფიკაცია არის შემდეგნაირი:

I – 0,1%-იანი ნარჩენი დეფორმაციით ($f_{p0.1\%k}$) განსაზღვრული წინალობა მიიღება გაჭიმვის წინალობის ფარდობით საცდელ წინალობასთან ($f_{pk}/f_{p0.1\%k}$) და ϵ_{uk} წაგრძელებით მაქსიმალური დატვირთვისას;

II–კლასი, რომელიც განსაზღვრულია რელაქსაციის უნარით;

III –ზომა;

IV – ზედაპირის მახასიათებელი;

ევროკოდში განსაზღვრულია რელაქსაციის მიხედვით შემდეგი კლასები:

კლასი 1– მავთული ან ბაგირი-ჩვეულებრივი რელაქსაცია;

კლასი 2– მავთული ან ბაგირი-დაბალი რელაქსაცია;

კლასი 3– ცხლადნაგლინი და ცივადდეფორმირებული ფოლადები.

გაანგარიშება დაბალი რელაქსაციის სიდიდის წინასწარდამაბულ ფოლადზე უნდა ეფუძნებოდეს სიდიდეს P_{1000} –რელაქსაცია გაჭიმვის მომენტიდან 1000 საათის შემდეგ. რელაქსაცია %-ში 1000 საათზე ნაკლებ დროში $20^{\circ}C$ ტემპერატურის დროს, განისაზღვრება ცდების საშუალებით იზოთერმულ პირობებში.

სიდიდე P_{1000} საწყისი ძაბვის პროცენტული თანაფარდობა და გამოითვლება $0,7f_p$ – ის ტოლი ძაბვისას, სადაც f_p არის ნიმუშის ნამდვილი სიმტკიცე გაჭიმვაზე. გაანგარიშებისას გამოყენებულია მახასიათებელი წინაღობა (f_{pk}).

P_{1000} -ის წინასწარი სიდიდე შეიძლება მიღებული იყოს 8% I კლასისათვის, II კლასისათვის 2.5% და III კლასისათვის 4% ან მიიღება სერტიფიკატის მიხედვით.

რელაქსაციით გამოწვეული დანაკარგები შეიძლება მივიღოთ ლითონის სერტიფიკატის მიხედვით, ან განსაზღვრული პროცენტული თანაფარდობით, როგორც წინასწარი დამაბვის ვარიაციის თანაფარდობა საწყის ძაბვასთან, იგი შეიძლება განისაზღვროს ქვემოთ მოცემული ერთ-ერთი გამოსახულებიდან .

გამოსახულებას (3.31) და (3.32) იყენებენ მავთულოვანი და ბაგიროვანი არმატურისათვის, ჩვეულებრივ, წინასწარი დამაბვისას, დეფორმაციის დაბალი დონის დროს. გამოსახულება

(3.33)-ს იყენებენ ცხლადნაგლინი და ცივადდეფორმირებული ფოლადისათვის:

$$\text{კლასი 1: } \frac{\Delta \bar{\epsilon}_{pr}}{\bar{\epsilon}_{pl}} = 5,39 P_{1000} l^{6,7\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (3.31)$$

$$\text{კლასი 2: } \frac{\Delta \bar{\epsilon}_{pi}}{\bar{\epsilon}_{pi}} = 0,66 P_{1000} l^{9,1\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (3.32)$$

$$\text{კლასი 3: } \frac{\Delta \bar{\epsilon}_{pr}}{\bar{\epsilon}_{pi}} = 1,98 P_{1000} l^{H\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (3.33)$$

სადაც $\Delta \bar{\epsilon}_{pi}$ არის რელაქსაციით გამოწვეული წინასწარი დამაბვის აბსოლუტური სიდიდე;

R_{pl} – ბეტონზე წინასწარი დაძაბვის დანაკარგი;

R_{pi} – საწყისი ძაბვის აბსოლუტური სიდიდე.

საბრჯენებზე წინასწარი დაძაბვისას აბსოლუტური სიდიდე ტოლია მოდებულ ძაბვას გამოკლებული მყისიერი დანაკარგები, რომლებიც აღიძვრება დაძაბვის პროცესში.

t – დაძაბვის შემდგომი დრო (საათებში).

$$\mu = R_{pl} / f_{pl}$$

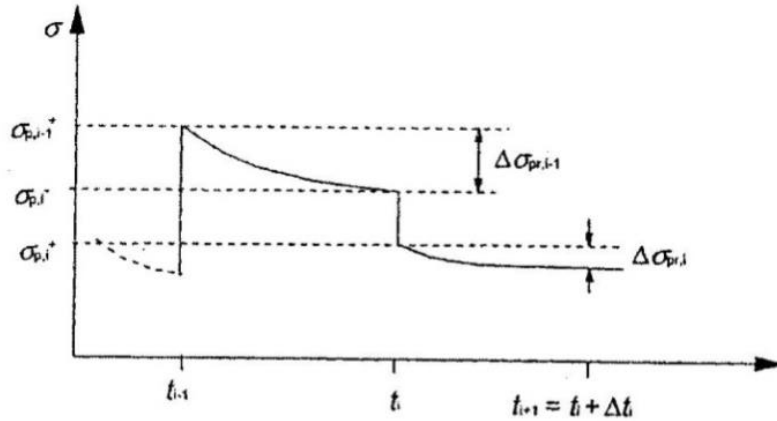
სადაც R_{pl} არის გამჭიმი ძალის მახასიათებელი სიდიდე დაძაბულ ფოლადში.

P_{1000} – რელაქსაციით გამოწვეული დანაკარგი %-ში გაჭიმვიდან 1000 საათის შემდეგ $20^{\circ}C$ საშუალო ტემპერატურისას.

რელაქსაციისგან გამოწვეული ხანგრძლივი, (საბოლოო) დანაკარგების სიდიდე შეიძლება განისაზღვროს $t=500000$ საათის შემდეგ (57 წელი).

რელაქსაციით გამოწვეული დანაკარგი ტემპერატურაზე ძალიან მგრძობიარეა, ფოლადისათვის, თუ აღიძვრება მაღალი ტემპერატურა (გაორთქვლის დროს), საჭიროა გამოვიყენოთ მონაცემები 10 თვიდან. ყოველ შემთხვევაში, აუცილებელია რელაქსაციის დანაკარგების შემოწმება, თუ ტემპერატურა აღემატება $50^{\circ}C$ – ს.

თუ რელაქსაციის დანაკარგების შემოწმება საჭიროა სხვადასხვა დროს, როცა ძაბვის სიდიდე დაძაბულ ელემენტებში არ არის მუდმივი, მაგალითად, ბეტონის დრეკადი შეკლების გამოთვლისას, უნდა გამოვიყენოთ ეკვივალენტური დროის მეთოდი. კონცეფცია - ეკვივალენტური დროის მეთოდი მოცემულია ნახ.3.9-ში, სადაც t -დროის განმავლობაში აღინიშნება არამუდმივი დეფორმაციები, დაძაბულ ელემენტში. ამასთან, R_{pl} გამჭიმი ძაბვა დაძაბულ ელემენტებში t - დროის დადგომამდე.



ნახ.3.8. ექვივალენტური დროის მეთოდი.

სადაც $\sigma_{p,\ell}^+$ არის გამჭიმის ძაბვა გაჭიმულ ელემენტებში t_i დროის შემდეგ.

$\Delta \bar{n}_{p,i-1}$ – გამჭიმის ძაბვა გაჭიმულ ელემენტებში წინამდებარე სტადიაში.

$\Delta \bar{n}_{p,1}$ – რელაქსაციის დანაკარგების აბსოლუტური სიდიდე განსახილველი სტადიის

დროს.

$\sum_{t=1}^{i-1} \Delta \bar{n}_{p,z,j}$ – რელაქსაციით გამოწვეული ყველა დანაკარგების ჯამი წინამდებარე სტადიაში.

t_e – ექვივალენტური დრო (საათებში), რომელიც საჭიროა დანაკარგების ჯამის მისაღებად. იგი არის საწყის ძაბვიანი რელაქსაციური (ექვივალენტური) დროის ფუნქცია, რომელიც ტოლია:

$$\sigma_{p,i}^+ + \sum_t \Delta \sigma_{p,z,j} \quad \text{და} \quad \mu = \frac{\sigma_{p,\ell}^+ \sum_{j=1}^{i-1} \Delta \sigma_{p,z,j}}{f_{pk}},$$

მაგალითად, მე-2 კლასის დაძაბული ელემენტისათვის ექვივალენტური t_e – დროს შემთხვევაში (3.32) ფორმულის გამოყენებისას მივიღებთ:

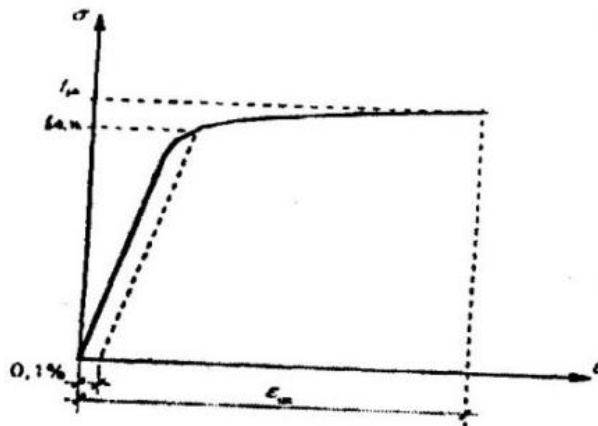
$$\sum_{i=1}^{i-1} \Delta \bar{n}_{p,z,j} = 0.66 P_{1000} \left(\frac{1}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} \{ \sigma_{p,1}^+ + \sum_{i=1}^{i-1} \Delta \bar{n}_{p,z,i} \} 10^{-5} \quad (3.34)$$

წინამდებარე განტოლებიდან t_e -ს ამოხსნის შემდეგ, იგივე ფორმულა შეიძლება გამოვიყენოთ რელაქსაციის დანაკარგის გამოსათვლელად შეთანხმებულ სტადიაში $\Delta \bar{n}_{p,z,i}$, სადაც შეთანხმებულ დროის ინტერვალს დაემატება t_e -დრო.

$$\Delta \bar{n}_{p,z,j} = 0.66 P_{1000} e^{9.09\mu} \left(\frac{t_e + \Delta t_i}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} \{ \sigma_{p,1}^+ + \sum_{i=1}^{i-1} \Delta \bar{n}_{p,z,i} \} 10^{-5} - \sum_{i=1}^{i-1} \Delta \bar{n}_{p,z} \quad (3.35)$$

ასეთი პრინციპი გამოიყენება სამივე კლასის დაძაბული ელემენტისათვის.

წინააღმდეგობა, რომელიც განისაზღვრება 0,1%-იანი ნარჩენი დეფორმაციის გათვალისწინებით ($f_{p0.1\%k}$) და f_{pk} გაჭიმვის წინააღმდეგობით, გამოითვლება როგორც საცდელი დატვირთვის 0,1%-ის მახასიათებელი სიდიდე. მაქსიმალური დატვირთვა ღერძული გაჭიმვისას გამოითვლება ისე, როგორც ნაჩვენებია 3.10 ნახაზზე, განივი კვეთის ფართობის ნორმალური სიდიდის დროს.



ნახ.3.9. წინასწარდაძაბული ფოლადის ტიპური „ნ-ε“ დიაგრამა.
(აბსოლუტური მნიშვნელობები ნაჩვენებია გამჭიმვი
ძაბვისა და დეფორმაციისათვის).

წინასწარდაძაბული ელემენტისათვის „ნ-ε“ დიაგრამა, რომელიც დაფუძნებულია საწარმოო მონაცემებზე, უნდა დამზადდეს მწარმოებლის მიერ სერტიფიკატის დანართის შესაბამისად. შესაბამისი წაგრძელება გაჭიმვისას შეიძლება მივიღოთ დაძაბული ღეროსათვის, თუ $\frac{f_{pk}}{f_{p0.1\%k}} \geq K = 1.1$.

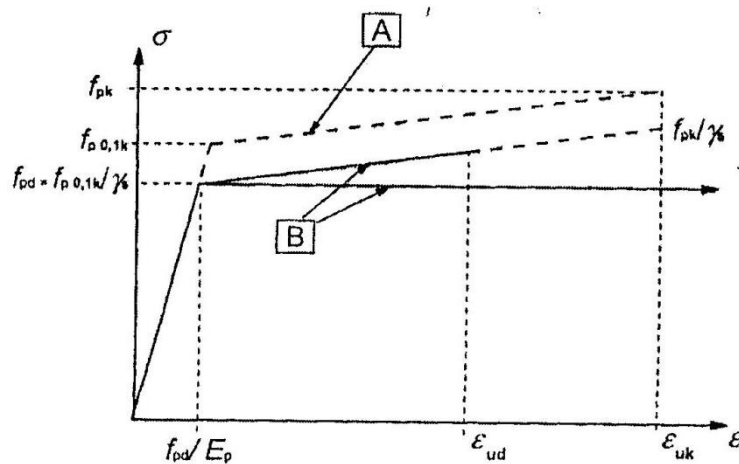
3.5. დეფორმაციის მახასიათებლები

გამძლეობა: წინასწარდაძაბული ელემენტები უნდა იყოს შესაბამისი გამძლეობის.

საანგარიშო დაშვებები: კონსტრუქციების გაანგარიშება მიმდინარეობს დაძაბული არმატურის ნომინალური ფართობისა და დამახასიათებელი სიდიდეების f_{pk} , $f_{p0.1\%k}$ და ϵ_{uk} -ს მიხედვით.

დრეკადობის მოდულის E_p საანგარიშო მნიშვნელობა შეიძლება ავიღოთ 205მგპ–ს ტოლი, მავთულებისა და ღეროებისათვის. ნამდვილი მნიშვნელობა მოთავსებულია 195 და 210 მგპს შორის და დამოკიდებულია საწარმოო პროცესების თავისებურებაზე. თანმხლებ სერტიფიკატში უნდა იყოს შესაბამისი მოდული მითითებული .

დრეკადობის მოდულის E_p საანგარიშო სიდიდე მავთულების, ბაგირებისა და ღეროებისათვის შეიძლება მივიღოთ 205 მგპ. ნამდვილი მნიშვნელობა მოთავსებულია 185 და 205მგპ-ს შორის და დამოკიდებულია საწარმოო პროცესების თავისებურებაზე. სერტიფიკატში მოცემული უნდა იყოს შესაბამისი სიდიდეები. არმატურის საშუალო სიმკვრივე – 7850კგ/სმ³-ის ტოლია.



ნახ.3.11. იდეალიზებული და საანგარიშო „ნ-ε“ დიაგრამა წინასწარდამაბული არმატურისათვის (ნაჩვენებია ძაბვისა და დეფორმაციის აბსოლუტური მნიშვნელობა). ა) იდეალიზირებული; ბ) საანგარიშო.

წინასწარდამაბული ღეროებისათვის დასრულებულ კონსტრუქციებში მოყვანილი მახასიათებლების სიდიდე ნამდვილია, თუ ტემპერატურა –40⁰ და +100⁰ C-მდეა.

საანგარიშო სიდიდე f_{pd} დამაბული არმატურისათვის მიიღება $\frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}$ (იხ.ნახ.3.11).

არმატურის განივი კვეთის გასაანგარიშებლად შეიძლება გამოვიყენოთ ორი მიდგომა:

- დიაგრამა დახრილი ტოტით, შეზღუდვით $\varepsilon_{ud} = -0,9\varepsilon_{uk}$. თუ უფრო ზუსტი მნიშვნელობა ცნობილი არ არის, რეკომენდებულია მნიშვნელობა:

$$\varepsilon_{ud} = 0.02 \text{ და } f_{p,0,1\%k}/f_{pk} = 0,9.$$

გაანგარიშებები შეიძლება დაეყრდნოს „ნ - ε“-ის ნამდვილ თანაფარდობას თუ ცნობილია, რომ ძაბვა მეტია, ვიდრე შეზღუდვების მქონე დენადობის ზღვარი, როგორც ნაჩვენებია 3.11 ნახაზზე.

- დიაგრამა ჰორიზონტალური ტოტით, ზღვრული დეფორმაციის შეზღუდვის გარეშე.

წინასწარდაძაბული ღეროები გარსებში (მაგ. კონები მილებში, ელემენტები შეჭიდულობის გარეშე და სხვა) უნდა იყოს მუდმივად და საიმედოდ დაცული კოროზიისაგან, ცეცხლისაგან.

მოწყობილობები წინასწარი დაძაბვისათვის:

ანკერები და ქუროები (მუფთები) ეს მოთხოვნები მიეკუთვნება საანკერე შემაერთებელ მოწყობილობას, როცა წინასწარი დაძაბვა ხორციელდება უკვე გამყარებულ ბეტონზე, მაშინ როცა:

- ანკერი გამოიყენება წინასწარი დაძაბვის ძალის გადასაცემად ბეტონზე ჩაანკერების არის საზღვრებში.
- ქურო (მუფთა) გამოიყენება ცალკეული დაძაბული ღეროების შესაერთებლად.

დანადგარები დაძაბული არმატურის ჩასაანკერებლად და დანადგარები ღეროების შესაერთებლად უნდა აკმაყოფილებდეს გაანგარიშების მახასიათებლებს, სიმტკიცეს, დეფორმაციულობას და ამტანობას (გამძლეობაზე).

ამრიგად, შეგვიძლია დავაკმაყოფილოთ შემდეგი:

- გეომეტრიული მახასიათებლები და მასალის თვისებები უნდა უზრუნველყოფდეს რომ დროზე ადრე არ მოხდეს ანკერების და მუფთების რღვევა.
- ღეროს, ბაგირის და სხვათა რღვევა არ მოხდეს ანკერებთან ან ქუროსთან შეერთების ადგილას;

- წაგრძელება ელემენტის რღვევისას ანკერებთან ან ქუროებთან შეერთებაში უნდა იყოს არა უმეტესი 2,5%.

- სისტემა „ანკერი - დამაბული ელემენტი“ არ უნდა მოხდეს სხვადასხვა ზემოქმედებით

გამოწვეული მაღალი დონის დამაბვის არეში.

საანკერე მოწყობილობისა და ბეტონის შემომზღუდავი არის სიმტკიცე უნდა უზრუნველყოფდეს ძაბვის გადაცემას დამაბული არმატურიდან ბეტონზე, ხოლო ბზარების გაჩენამ არ უნდა დაარღვიოს ჩაანკერების ფუნქცია.

თავი IV

ექსპერიმენტული კვლევები ხანგრძლივი დეფორმაციების გავლენით კარკასულ-პანელოვანი შენობების საიმედოობის დასადგენად

ასაწყობი რკინაბეტონის მრავალსართულიანი კარკასული შენობის თავისებურებას წარმოადგენდა: შეერთებების კვანძების მრავალფეროვნება; მათი რაოდენობა, რომელიც შეესაბამება შენობის დაყოფას ელემენტების მიხედვით სადაც, როგორც წესი, ყველაზე მეტი დამაბულობაა. ამასთან რკინაბეტონის ასაწყობი ელემენტების კვანძებისათვის, ბეტონის მოჭყლეტის გამო, ზედაპირებს შორის, დამახასიათებელია დიდი დეფორმაციები. ჩასატანებელი დეტალების დამყოლობის გამო, ბზარების წარმოშობით, არმატურის შედუღების კვანძებსა და სხვა უბნებში, ყველაზე მეტად თავს იჩენს კონსტრუქციული ელემენტების ფიზიკური და არაწრფივი დეფორმაციები. სწორედ მათი გავლენის გამო, ხშირად იცვლება შენობის დამაბულ-დეფორმირებული მდგომარეობა.

არსებულ გაანგარიშების მეთოდებში ჯერ კიდევ არ აისახება კვანძებისა და სხვა ელემენტების დამაბულობისას მათი ერთობლივი მუშაობის რეალური სურათი და მისი გავლენა მთელს სისტემაზე, ჩარჩოს გრძივი და განივი მიმართულებით. ძირითადად ეს აიხსნება იმით, რომ თეორიულ-ექსპერიმენტული კვლევებით არ არის სრულად შესწავლილი ასაწყობი ელემენტების როგორც დრეკადი, ასევე პლასტიკურ სტადიაზე სივრცითი მუშაობა. ამიტომ ასეთი კარკასული სქემების გაანგარიშება ხდება ამ ელემენტების

შეერთებით სახსრული ან ხისტი კვანძებით, რაც გაზრდილი თანამედროვე მოთხოვნებით ყოველთვის არ არის ადეკვატური კონსტრუქციული გადაწყვეტებისა და ეკონომიური ეფექტის. ყოველივე კი კონსტრუქტორ-დამპროექტებლებს მიუთითებს საანგარიშო სქემების კიდევ უფრო დახვეწისაკენ.

კომპიუტერისა და სხვადასხვა საინჟინრო პროგრამული უზრუნველყოფის სისტემების (ლირა, რობოტი, და ა.შ.) ასეთი ტემპებით ზრდამ, საშუალება მისცა კონსტრუქტორებს გაანგარიშების, ისეთი რიცხვითი მეთოდების შექმნისა (ძირითადად სასრულ ელემენტთა მეთოდით ანგარიში), რომელიც საშუალებას იძლევა მოდელირება გაუკეთდეს რთულ ურთიერთმომქმედებ პროცესებს და ჩატარდეს მისი სივრცითი გაანგარიშება რეალური სქემით. მაგრამ კონსტრუქციის სხვადასხვაგვარად მუშაობისას მისი ადეკვატური დამაბულ-დეფორმირებული მდგომარეობის აღწერისათვის აუცილებელია დავეყრდნოთ დამაბულობის ფიზიკური კანონზომიერებს, რაც რეალურად შეუძლებელია ან არ ხერხდება.

საბაზრო ეკონომიკის პირობებში ექსპერიმენტალური კვლევები ერთადერთი საშუალებაა დასმული ამოცანის სწორი და სანდომიანი გადაწყვეტისათვის.

ბეტონის ხანგრძლივი დატვირთვისას წარმოშობილი ცოცვადობის დეფორმაციები ამცირებს მზიდი კონსტრუქციების სიმტკიცესა და მდგრადობას. განსაკუთრებით საშიში ხდება ეს დეფორმაციები წინასწარდამაბულ კონსტრუქციებში, რადგან მცირდება არმატურაში ბეტონის მომკუმშავი ძაბვები. მიუხედავად სისტემის ირგვლივ ჩატარებული მრავალი კვლევებისა, ხანგრძლივი დეფორმაციების გავლენის შესწავლა ისევ კვლევის ობიექტად დარჩა. სწორედ ამიტომ ჯერ, კიდევ მშენებლობის დასაწყისშივე ამ საკითხის შესწავლას სათავეში ჩაუდგა პროფესორი გ.კიზირია, რომელიც სწავლობდა სისტემას არამარტო ამ კუთხით არამედ საიმედოობის კუთხითაც.

ჩვენი კვლევის ამოცანებს შეადგენს:

- ძაბვების სიდიდეების დადგენა სისტემის მზიდ კონსტრუქციებში არსებობიდან 30–35 წლის შემდეგ;

- ხანგრძლივი დეფორმაციების გავლენით წინასწარდაძაბული ძალების ცვლილების შესწავლა და მათი გავლენა კონსტრუქციის ზიდვის უნარზე.

ამ ამოცანების გადაწყვეტა შესაძლებელი გახდა 4 დასრულებული 16 სართულიანი შენობისა და 2 დაუმთავრებელი კორპუსის მონიტორინგით (სურათების ჩვენება).

შესწავლილი იქნა შენობის მზიდ ელემენტებში სვეტებში, გადახურვის ფილებში და მონოლითურ ნაკერებში ბეტონის მექანიკური მახასიათებლები არამრღვევი მეთოდის გამოყენებით: შმიდტის ჩაქუჩითა დახმარებით. ლიტერატურული წყაროებისა და აღებული მონაცემების გადაანგარიშებით და კომპიუტერული გამოთვლებით მივედით შემდეგ დასკვნამდე:

შიში იმისა, რომ კარკასულ-პანელოვანი სისტემა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში საიმედოობის თვალსაზრისით არასაიმედოა უსაფუძვლოა, რასაც ამტკიცებს შენობების 35 წლიანი ექსპლუატაცია.

ხანგრძლივი დეფორმაციების შედეგად არმატურებში ძაბვების ვარდნა ექსპერიმენტული კვლევებით არ დაფიქსირდა, 10 16 სართულიანი კორპუსის დათვალეირება-კვლევისას აღმოჩნდა რომ კორპუსებს არ გააჩნიათ არავითარი დეფექტი, მაშინ როცა ქ.თბილისში 90-იან წლებში მომხდარი მიწისძვრების შედეგად მრავალი ახალი კორპუსი მე-2 და მე-3 კატეგორიის დაზიანების სიაშია და მოითხოვს აღდგენა-გადლიერებას.

საინტერესო შედეგები აჩვენა დაუმთავრებელმა ორმა კორპუსმა გურამიშვილის ქუჩაზე, იქ , სადაც დღესაც ღია ცის ქვეშ დგას მე-7 სართულამდე აშენებული კორპუსი, რომლის მზიდი ელემენტები თავისი სიმტკიცის მახასიათებლებით შეეფერება და აკმაყოფილებს პროექტით გათვალისწინებულს.

დაუმთავრებელი კორპუსების მზიდი ელემენტები შემოწმებული იქნა პირველი სართულიდან მე-6 სართულის ჩათვლით, როგორც ასაწყობი ისე მონოლითური უბნების. შემოწმდა განაპირა და შუა კვანძები, აღებული მაჩვენებლები მოყვანილია ცხრილში.

დაუმთავრებელი კორპუსის გამოკვლევის შედეგად ასაწყობ და მონოლითურ ელემენტებში მიღებული ბეტონის სიმტკიცის მახასიათებლების

გათვალისწინებით და საინჟინრო კომპიუტერული პროგრამა LIRA-10 შეშვებით შეიქმნა აღნიშნული სისტემის მოდელი და გამოიცადა მუდმივმოქმედ დატვირთვებსა და წინასწარი ძაბვების ზემოქმედებაზე, რომლის შედეგები წარმოდგენილია სქემებსა და სურათებზე. მოდელში გამოყენებული ბეტონის მახასიათებლები შეესაბამებოდა B25 კლასის მახასიათებლებს (ასევე ობიექტზე აღებულ მაჩვენებლებსაც).

ცხრილი 4.1.

ბეტონის სიმტკიცე ასაწყობ დამონოლითურ ნაკერებში, მპა					
ელემენტების დასახელება	I სართული				
სვეტები	სვ-1 42(52)	სვ-2 53(48)	სვ-3 24(30)	სვ-4 38(32)	სვ-5 42(50)
გადახურვის ფილები	ფ-1 53(34)	ფ-2 32(34)	ფ-3 35(42)	ფ-4 32(34)	ფ-5 22(32)
მონოლითური ნაკერები	ნ-1 42(32)	ნ-2 34(38)	ნ-3 34(36)	ნ-4 33(32)	ნ-5 32(34)
	II სართული				
სვეტები	სვ-1 32(52)	სვ-2 43(48)	სვ-3 34(30)	სვ-4 28(32)	სვ-5 52(40)
გადახურვის ფილები	ფ-1 43(44)	ფ-2 42(44)	ფ-3 35(32)	ფ-4 32(43)	ფ-5 28(29)
მონოლითური ნაკერები	ნ-1 32(42)	ნ-2 44(38)	ნ-3 41(36)	ნ-4 43(42)	ნ-5 52(44)
	VI სართული				
სვეტები	სვ-1 38(40)	სვ-2 43(42)	სვ-3 42(40)	სვ-4 35(38)	სვ-5 32(33)
გადახურვის ფილები	ფ-1 20(24)	ფ-2 28(30)	ფ-3 28(20)	ფ-4 22(24)	ფ-5 18(22)
მონოლითური ნაკერები	ნ-1 25(29)	ნ-2 22(38)	ნ-3 32(36)	ნ-4 32(32)	ნ-5 26(34)
დიაფრაგმა მე-2 სართ.	38	42			
დიაფრაგმა მე-3 სართ.	41	42			
დიაფრაგმა მე-6 სართ.	39	40			

შენიშვნა: ფრჩხილებში მოთავსებული მაჩვენებლები მეორე ხელსაწყოთი აღებული მაჩვენებლებია.

დისერტაციის კვლევის ამოცანას შეადგენდა ასევე კარკასულ-პანელოვან სახლებში არმატურის დაჭიმვის სამშენებლო პირობებში სიხისტის დიაფრაგმების გავლენისა და სისტემის საიმედოობის დადგენა ხანგრძლივი დეფორმაციების ზემოქმედებისას.

პირველი ამოცანის გადასაწყვეტად გამოყენებული იქნა ქ.თბილისში დ.გურამიშვილის გამზირზე მიტოვებული დაუმთავრებელი 6 სართულიანი და მიმდებარე 3 სართულიანი ИМС ტიპის საცხოვრებელი სახლები ნახ.1; ნახ.2; ნახ3. , ჩატარდა დეტალური მრავალმხრივი მონიტორინგი კონსტრუქციული ელემენტების, დადგინდა მათი სიმტკიცის მახასიათებლები, რომელთა მიხედვით შეიქმნა ახალი საანგარიშო კომპიუტერული მოდელი და შესრულდა მისი გაანგარიშება საინჟინრო პროგრამა ლირაში სასრულ ელემენტთა მეთოდის გამოყენებით.

ИМС-ის სისტემას საფუძვლად უდევს სტატიკურად ურკვევი ჩარჩო-კავშირებიანი სისტემა, სადაც წინასწარი მომკუმშავი ძალებით შესაძლებელია გადახურვის ფილებისა და მოქნილი სვეტების ერთიან სივრცულ უჯრედად გაერთიანება.

თუ არმატურის დაჭიმვის დროს ჩარჩო-კავშირებიანი სისტემაში, სადაც დიაფრაგმები დაყენებულია განაპირა ძალებში, სწორედ მათი მაღალი სიხისტის გამო წინასწარი დამაბულობის ძალები მაღალია, ხოლო შუა ძალის ფილებში კი შედარებით დაბალი. ამ მოვლენის თავიდან აცილების მიზნით. დაჭიმვის დროს დიაფრაგმებს აყენებენ ერთმანეთისგან დაშორებით ისე, რომ ისინი ხელს არ უშლიან სვეტების გადაადგილებას. არმატურის დაჭიმვის შემდეგ დიაფრაგმის ჩასაყოლებელ ნაწილებს ადუღებენ სვეტების ჩასაყოლებელ ნაწილებთან, ხოლო მათ შორის დარჩენილ სივრცეებს ამონოლითებენ. აღწერილი ტექნოლოგიის მიხედვით არმატურის დაჭიმვის სამუშაოების წარმოების სუსტი მხარის დანახვა არც თუ ისე ძნელია: კონსტრუქციის დამზადების და მონტაჟის დროს მცირე უზუსტობამ, შემთხვევითმა ქვებმა და უცხო საგნებმა შეიძლება ხელი შეუშალოს

სვეტების თავისუფალ გადაადგილებას, რაც გამოიწვევს ფილების გვერდებზე წინასწარი დაძაბვის დაჭიმულობის ძალების საგრძნობ შესუსტებას. ამ მდგომარეობამ შეიძლება მიგვიყვანოს კატასტროფამდე, მოხდეს გადახურვის ფილების ჩამოვარდნა და მის შედეგად შენობის დანგრევა. მხედველობაში უნდა მივიღოთ, რომ ჩვეულებრივ წინასწარდაძაბულ კონსტრუქციებში წინასწარი დაჭიმულობის ძალების შემცირება იწვევს მხოლოდ ჩაღუნვის გაზრდას და არა კონსტრუქციების ჩამოვარდნას, მაგრამ ასეთი კონსტრუქციული გადაწყვეტებისას, როდესაც დიაფრაგმები დაყენებულია შენობის მზიდი ჩარჩოს განაპირა ძალებში, მიღებული ნაწილების შედუღებისა და შუალედი ნაკერების შევსების შემდეგ, ბეტონის ხანგრძლივი დეფორმაცია გრძელდება უკვე სრულიად სხვა ჩარჩო-ფილოვან-კავშირების სისტემაში, ვიდრე იმ სისტემაში (ჩარჩო-ფილოვანი), როდესაც ხდებოდა არმატურის დაჭიმვა.

თუ ჩარჩო-ფილოვან სისტემაში ბეტონის ხანგრძლივი დეფორმაციით სვეტები გადაადგილდებიან და არ უშლიან ხელს გადახურვის ფილების გვერდებში ხანგრძლივი დეფორმაციის განვითარებას, ჩარჩო-კავშირებიან სისტემაში, განაპირა ძალები, რომელთაც გააჩნიათ საგრძნობი სიხისტე, უკვე ეწინააღმდეგება მისი გვერდების ხანგრძლივ დეფორმაციას. ამის შედეგად ხდება წინასწარი დაჭიმვის ძალების მკვეთრი დაცემა, ადგილი აქვს გაჭიმული არმატურის რელაქსაციას.

განხილულ ტექნოლოგიას მივყევართ იქამდე, რომ მუდმივმოქმედი დატვირთვებით. განხილულ შემთხვევაში, წინასწარი დაჭიმულობის ძალა მოდებულ ერთი სტატიკური სქემის (ჩარჩო-ფილოვანი) დროს, ხოლო ხანგრძლივი დეფორმაციები ხდება სხვა (ჩარჩო –ფილოვანი-კავშირების) სქემის მიხედვით. (ეს შემთხვევა დაძველების თეორიის გამოყენების საფუძველზე დამუშავებული იყო გ.ბ. კიზირიას მიერ [3].

[3]-ში მოყვანილ მეთოდს საფუძვლად უდევს ბოლცმანის ძირითად ფორმულაში, დაჭიმულობასა და ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციებს შორის კავშირის დამყარება. ძირითად ფორმულას აქვს შემდეგი სახე:

$$\varepsilon_n(t\tau) = \sigma_0 \left[\frac{1}{E(\tau_1)} + C(t\tau_1) \right] + \int_{\tau_1}^t \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} \left[\frac{1}{E(\tau)} + C(t_1\tau) \right] \quad (4.1)$$

$C(t\tau)$ – ის აღებულია დაძველების მოდიფიცირებული თეორია, dt მიღებულია ადრინდელ ნამუშევრებში.

$$\varepsilon(t\tau_n) = \frac{\sigma(\tau_n)}{E_0} [1 + (\varphi(t) - \varphi(\tau_n))(1 + \omega(\tau_n)) + \theta_0 - m\varphi(\tau_n)] + \frac{1}{E_0} \int_{\tau_n}^t \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} [1 + (\varphi(t) - \varphi(\tau))(1 + \omega(\tau)) + \theta_0 - m\varphi(\tau)] d\varepsilon \quad (4.2)$$

დამუშავებული მეთოდის თანახმად, როცა გამოიყენება ძალების და დაჭიმულობის განსაზღვრის მეთოდი, გაანგარიშება ხდება შემდეგი თანამიმდევრობით:

1. განისაზღვრება ძირითადი უცნობები კონსტრუქციების მოქნილ სტადიაში მუშაობის დროს. ძირითადი უცნობები განისაზღვრება იმავე კვეთებში და სტატიკურ სქემებში, რომელშიც მუშაობენ კონსტრუქციები ხანგრძლივად მოქმედი დატვირთვის მოდების მომენტში ან საძირკვლის დაჯდომის დროს.

თუ კონსტრუქციებს მუშაობის საწყის სტადიაში აქვს n -ჯერ სტატიკური ურკვევი სქემა, ძირითადი უცნობების მაჩვენებლები განისაზღვრება კანონიკური განტოლებიდან.

$$\sum_{i=1}^n x_{i0} \delta_{ij} + x_i \delta_i = \Delta_i \quad (i=1,2,\dots,n) \quad (4.3.)$$

δ_{ij} და Δ_i -დრეკადი გადაადგილებებია მიღებული ძირითად სისტემაში ერთეულ

ძალისა და გარე დატვირთვისაგან თანაფარდობით ზედმეტი უცნობების

მიმართულებით.

δ_i - სვეტების დრეკადი გადაადგილებაა ერთეული ძალებისაგან.

2. განისაზღვრება ძირითადი უცნობების ცვალებადობა, გამოწვეული ბეტონის სწრაფდენადი ცოცვალობის განვითარების შედეგად. ძირითადი უცნობების ცვალებადობა განისაზღვრება ალგებრული განტოლებათა სისტემით, რომელთა სახე ანალოგიურია კანონიკური განტოლებისა, როცა კონსტრუქციული მასალის დრეკად სტადიაში მუშაობის შემთხვევაში.

$$x_j = x_{j0} + x_j(\tau p) + x_j(tq)$$

$$\sum_{n=1}^n x_j(\tau_p) \delta_{ij} [(1 + \theta_0 - m\varphi(\tau_p))] + x_i(\tau_p) \delta_i [1 + \theta_0^{0n} - m^{0n} \varphi^{0n}(\tau_p)] = [\nabla i - \sum_{j=1}^n x_{0n} \delta_{0j}] [\theta_0 - m\varphi(\tau_p)]$$

(4.4)

სადაც $X_i(\tau_n)$ - j -იანი ძირითადი უცნობების სიდიდეების ცვალებადობაა, გამოწვეული ბეტონის ცოცვადობის სწრაფდენადი დეფორმაციების ხანგრძლივმოქმედი ძალებისაგან, რომლებიც მოდებულია τ_p დროის მომენტში.

$$\sum_{n=1}^n x_j(\tau_q) \delta_{ij} \zeta [\varphi(tq), \varphi(\tau_p)] + x_i(tq) \delta_i \zeta [\varphi(t, q)] = \sum_{n=1}^n [1 + \theta_0^{0n} - m^{0n} \varphi^{0n}(\tau_p)] = [\nabla i - \sum_{j=1}^n x_{0n} \delta_{0j}] [\theta_0 - m\varphi(\tau_p)]$$

(4.5)

სადაც $x_j(tq)$ j -იანი ძირითადი უცნობის ცვალებადობის სიდიდეა გამოწვეული ბეტონის ცოცვადობის ხანგრძლივად მიმდინარე დეფორმაციებისათვის $t_q - \tau_p$ დროში.

$S[\varphi(tq) \cdot \varphi(\tau_p)]$ კოეფიციენტებია, განსაზღვრული შემდეგი ფორმულებით:

$$\varphi(tq) = \varphi_k [1 - l^{-Btq}]$$

$$\varphi(\tau_p) = \varphi_k [1 - l^{-B\tau_p}]$$

საყრდენის ხანგრძლივად მიმდინარე დეფორმაციების მახასიათებელი კოეფიციენტებია.

4. ზედმეტი უცნობების სიდიდეები დროის მომენტისთვის განისაზღვრებიან ფორმულით:

$$x_j = x_{j0} + x_j(\tau_p) + x_j(tq) \quad (4.6)$$

შენიშვნა: თუ მუდმივად მოქმედი დატვირთვა მოდებულია ეტაპობრივად დროის შუალედით $(\tau_1 - \tau_0), (\tau_2 - \tau_1), \dots$ მაშინ განტოლებები (4.3),(4.4),(4.5) შედგენილი იქნება აღნიშნული დროის შუალედებისათვის და მიღებული ცვილილებები შესაბამის ძირითადი უცნობებისათვის შეიკრიბებიან. ძირითადი უცნობების სიდიდეების ცვალებადობა ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციის დამთავრებისას განისაზღვრება ფორმულით (4.6), მხოლოდ ამ შემთხვევაში

$$\varphi(t_2) = \varphi_k.$$

5. დაჭიმულობა მუდმივმოქმედი ძალებისაგან და საძირკველი დაჯდომა კვეთებში მიიღება დატვირთვების ჯამიდან, გამოთვლილი ძირითად სისტემაში ამ დატვირთვებისა და მათი ცვლილებებისაგან. გადაადგილება მუდმივმოქმედი დატვირთვებისგან, გამოთვლილია, როგორც ჯამი გადაადგილებებისა დატვირთვის ყველა ეტაპზე, გამოწვეული დრეკადი ძალებისაგან.

6. მუდმივმოქმედი დატვირთვებისგან გადაადგილება გამოითვლება, როგორც ჯამი გადაადგილებების დატვირთვის ყოველივე ეტაპზე, გამოწვეული დრეკადი ძალებით სწრაფდენადი და ნელა დენადი ცოცვადობის დეფორმაციებით. დრეკადი დეფორმაციების შესაბამისი გადაადგილებები განისაზღვრებიან სამშენებლო მექანიკის მეთოდებით (მაგ. მოქნილი ტვირთის ხერხით).

ცოცვადობის სწრაფდენადი დეფორმაციებიდან გადაადგილებები მიიღება შესაბამისი დრეკადი გადაადგილებების გადამრავლებით l_0 -ზე ცოცვადობის ნელა დენადი დეფორმაციებიდან გადაადგილებები დამოკიდებულია ძალების მოქმედების ხასიათზე, საიდანაც ისინი ვითარდებიან. თუ გადაადგილებები გამოწვეულია დროის ინტერვალში (ნაგებობის) საკუთარი წონისაგან ან წინასწარი დაჭიმულობის ძალების მოდებით, წინასწარი დაჭიმულობის ძალების საწყისი სიდიდე, აგრეთვე მათი ცვალებადობა ცოცვადობის ძალების სწრაფდენადი დეფორმაციების განვითარების შედეგად, მაშინ შესაბამისი დრეკადი გადაადგილება გადამრავლდება $[\varphi(tq - \varphi(\tau p))]$, სადაც $(tq - \tau p)$ დატვირთვის მოქმედების დროა.

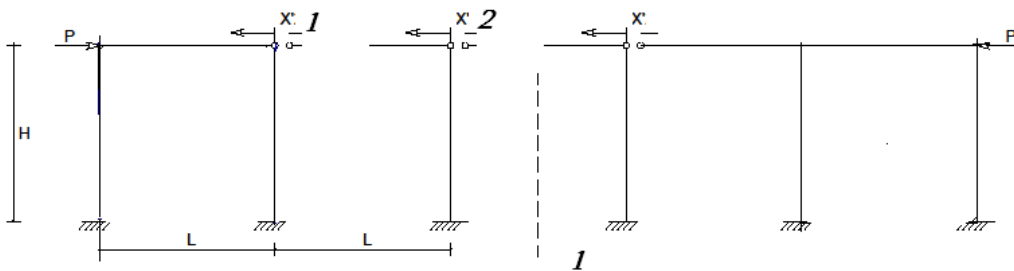
თუკი გადაადგილება გამოწვეულია დროში ცვალებადი ძალებით (ზედმეტი უცნობების სიდიდეების ცვალებადობა, გამოწვეული ცოცვადობის ნელად დენადი დეფორმაციების განვითარების შედეგად) შესაბამისი დრეკადი გადაადგილებები გადამრავლდებიან S_1 კოეფიციენტზე, რომლისთვისაც არსებობს ცხრილი.

მამასადამე, წინასწარდამაბულობის ძალების ცვლილებების კვლევისას IIMC სისტემაში ასაწყობი ელემენტების მონტაჟის დროს არმატურის დაჭიმვისას ხანგრძლივი დეფორმაციების გამოთვლა მიდინარეობს დამველების კლასიკური

თეორიის საფუძველზე, სადაც ცოცვადობის კოეფიციენტი განისაზღვრება ფორმულით:

$$S = \frac{\varphi_k}{1 - l - \varphi_k} \quad (4.8)$$

აღნიშნული ვარაუდის საფუძველზე დამუშავდა რიცხვითი მაგალითი, სადაც ხანგრძლივი დეფორმაციების გავლენა გათვალისწინებული იყო ეტაპობრივად სართულების მონტაჟისას, იმდენად, რამდენადაც შენობის აგების დროს არმატურის შემდგომი დაჭიმვით მომკუმშავი ძალები კონსტრუქციას გადაეცემიან ეტაპობრივად ე.ი. ყოველი სართულის აშენების შემდეგ. ნახ.4.1-ზე ნაჩვენებია კონსტრუქციის საანგარიშო სქემა პირველ ეტაპზე: აგებულია ერთი სართული, დიაფრაგმა ჯერ არ არის დამონოლითებული სვეტთან, ე.ი. გვაქვს ჩარჩო-ფილოვანი სისტემა. მიმდინარეობს არმატურის დაჭიმვა.



ნახ. 4.1 საანგარიშო სქემა პირველ ეტაპზე

კანონიკური განტოლებები, რომლითაც განსაზღვრულია ძირითადი უცნობები, მუშაობის დრეკად სტადიაში და უცნობები ბეტონის ცოცვადობის შედეგად, ამ დროის შუალედისათვის (ერთი სართულის აშენების დრო) მიღებული ცვილილებებით ჯამდებიან.

იმდენად, რამდენადაც საანგარიშო სქემა სიმეტრიულია ღერძ 1-1-ის მიმართ, რიგელებში წინასწარი დაძაბულობის შედეგად წრმოიქმნება სიმეტრიული დაძაბულობა $x_1 = x_1^I; x_2 = x_2^I; x_3$ ძალთა მეთოდის კანონიკური განტოლება მიიღებს სახეს:

(4.9)

$$\begin{cases} \delta_{11}x_1 - \delta_{12}x_2 - \Delta_{1p} = 0 \\ \delta_{21}x_1 + \delta_{22}x_2 - \delta_{23}x_3 = 0 \\ -2\delta_{32}x_2 + \delta_{33}x_3 = 0 \end{cases}$$

სადაც კოეფიციენტი- $\Delta_{1p} = \frac{ph^3}{3E_k I_{k1}}$

დრეკად სტადიაში მოდებული P

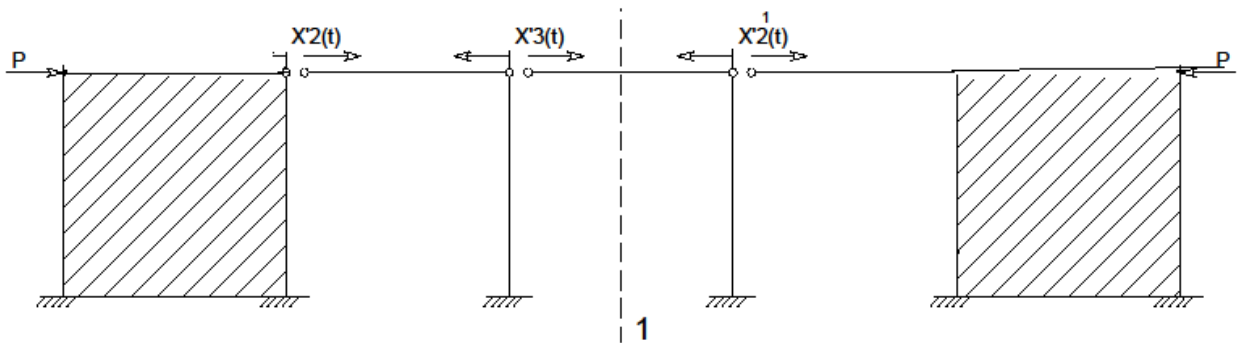
წინასწარდამებული

ძალების $x_1 x_2 x_3$ წერტილების გადაადგილებებია ამ ძალების ერთეული მაჩვენებლებისაგან;

E_k და I_k – სვეტის ინერციის მომენტი და დრეკადობის მოდულია.

ამ გადაადგილებების განსაზღვრის დროს გაითვალისწინება საყრდენების დეფორმაცია და რიგელების შეკუმშულობის დეფორმაცია იმდენად, რამდენადაც ისინი განსაზღვრავენ დამაბულობის ცვალებადობას წინასწარი დამაბულობის ძალებისაგან.

დიაფრაგმის სვეტებთან დამონოლითების შემდეგ გვაქვს ახალი ჩარჩო-კავშირებიანი სისტემა. ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციები მიმდინარეობს ნახ.4.2.-ზე ნაჩვენები სქემით.



ნახ. 4.2. საანგარიშო სქემა მეორე ეტაპზე

$x_2(t) = x_2^I(t)$ და $x_3(t)$ უცნობების ცვალებადობაა გამოწვეული ბეტონის ცოცვადობით პირველ ეტაპზე, ე.ი. მეორე სართულის აგებამდე.

განტოლების სისტემა მიიღებს ასეთ სახეს:

$$\begin{cases} \delta_{22} S x_2 - \delta_{12} x(t) + \delta_{22} \varphi_{k1} x_2 - \Delta_{1p} = 0 \\ -2\delta_{32} x_2 + \delta_{33} x_3 = 0 \end{cases} \quad (4.10)$$

დიაფრაგმის დამონოლითების შემდეგ x_2 ძალით მოდებული წერტილის დრეკადი გადაადგილება განისაზღვრება შემდეგი ფორმულით:

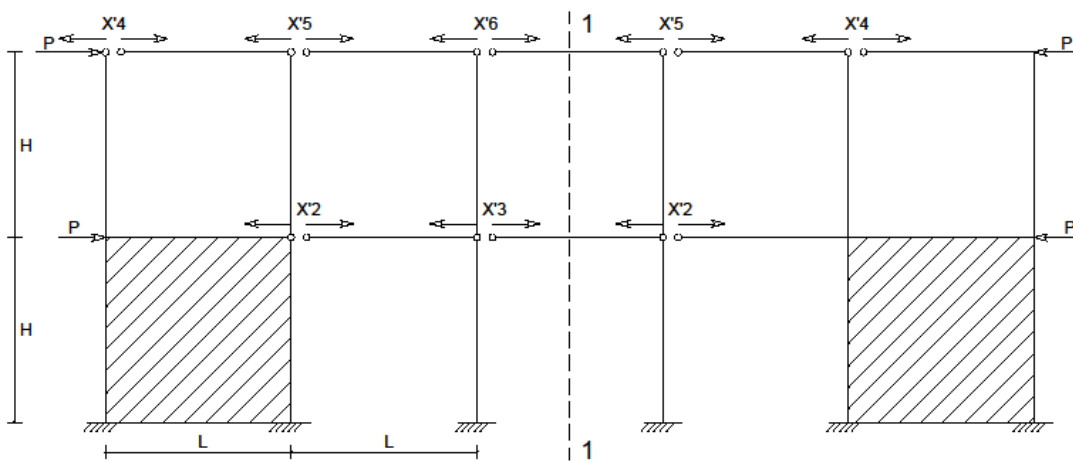
$$\delta_{22}^g = \frac{h^3}{3E_\tau I_\tau} + \frac{h}{KGF_\tau} + \frac{h^3}{3E_k I_k} + \frac{\ell}{E_p I_p} \quad (4.11)$$

სადაც E_τ და G შესაბამისად დრეკადობისა და ძვრის მოდული, I_τ ინერციის მომენტი დამონოლითებული სვეტისა და დიაფრაგმის კვეთის საერთო ფართობის (ნახ.4.3).

ამ ეტაპზე დრეკადი გადაადგილება, გამოწვეული მუდმივი x_2 და x_3 დატვირთვებით გადამრავლება φ_{k1} -ზე, ხოლო გადაადგილება $x_2(t)$ და $x_3(t)$ ცვლადი ძალებით გადამრავლება S_1 , კოეფიციენტებზე, სადაც φ_{k1} – გაანგარიშების პირველ ეტაპზე ხანგრძლივად დენადი ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციის მახასიათებელია.

φ_{k1} სიდიდის განსაზღვრა ყოველი ეტაპისთვის უნდა მოხდეს ცოცვადობის დეფორმაციის მატებითი მრუდის მიხედვით რომელიც აგებულია გარემო პირობების ცალკეადობის გათვალისწინებით.

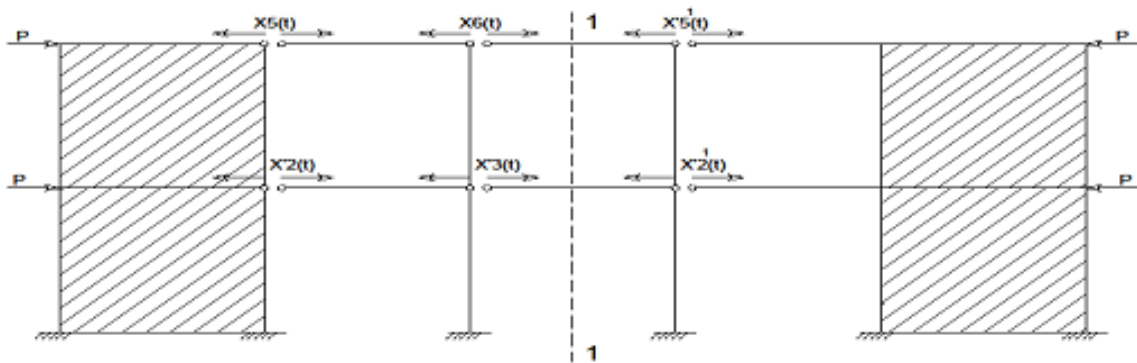
მესამე ეტაპზე დაშენდება მეორე სართული. არმატურის წინასწარი დაჭიმვის დროს მეორე სართულის დონეზე ამ სართულის რიგელებში წარმოიშობა დაძაბულობა x_4^1, x_5^1, x_6^1 , ხოლო პირველი სართულის რიგელებში მეორე სართულზე დაჭიმვის ძალებისაგან x_2^1 და x_3^1 მოხდება დაძაბულობის ცვალებადობა. საანგარიშო სქემა ხუთი (კონსტრუქციების სიმეტრიულობის გამო) უცნობით მოყვანილია 4.3 ნახაზზე.



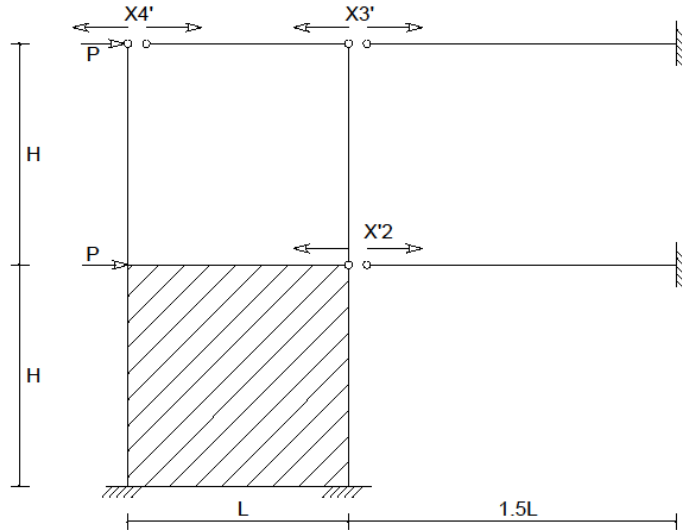
ნახ. 4.3. საანგარიშო სქემა მესამე ეტაპზე

მეორე სართულზე დიაფრაგმის დამონოლითების შემდეგ ბეტონის ცოცვადობის შედეგად მოხდება პირველ და მეორე სართულზე ფილის გვერდებზე დაძაბულობის ცვლილება. დაძაბულობის მატება მეოთხე ეტაპზე გამოისახება ცვალებადი უცნობებით $x_2^1(t)$, $x_3^1(t)$, $x_5^1(t)$ და $x_4^1(t)$ საანგარიშო სქემა მოცემულია 4.4 ნახაზზე.

ასე გაგრძელდება შენობის ნებისმიერი სართულის შემთხვევაში. უცნობების რიცხვი თანდათანობით იზრდება. იმდენად, რამდენადაც შუა სვეტები ოდნავ ცვლის დაძაბულობის სიდიდეს რიგელებში, გაანგარიშებებში შეიძლება მათი უგულებელყოფა და უცნობების რაოდენობის რიცხვის შემცირების მიზნით საანგარიშო სქემა შეიძლება შევცვალოთ მიახლოებითი სქემით, რომლის მიხედვითაც გაანგარიშების შედეგი საკმაო სიზუსტით ემთხვევა ძირითადი სქემის მიხედვით მიღებულ შედეგს, მესამე ეტაპზე მიახლოებით სქემას ექნება სახე, რომელიც მოყვანილია 4.4 ნახაზზე. ამ ეტაპზე სისტემა ხუთი უცნობით შეიცვლება სამი უცნობით.



ნახ. 4.4. საანგარიშო სქემა მეოთხე ეტაპზე



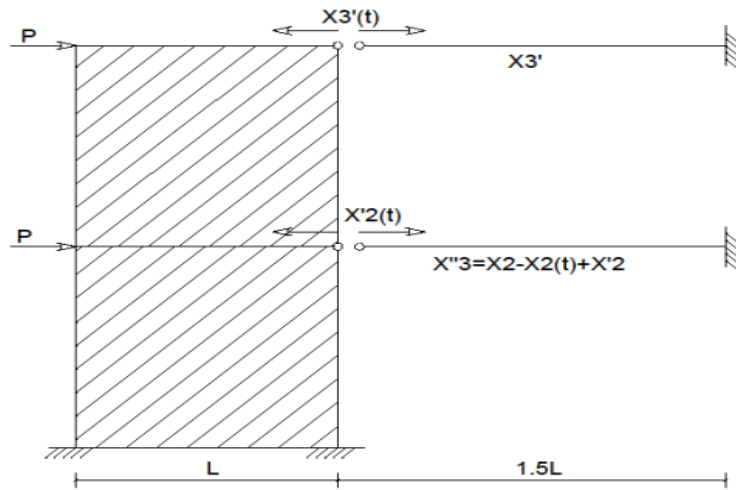
ნახ. 4.5. მესამე ეტაპის მიახლოებული საანგარიშო სქემა

$$\begin{cases} \delta_{22}x_2 - \delta_{25}x_5 - \Delta_{2p} - \Delta_{2p^1} - \Delta_{2p^2} = 0 \\ \delta_{44}x_4 + \delta_{45}x_5 - \Delta_{4p} = 0 \\ \delta_{52}x_2 - \delta_{54}x_4 - \Delta_{5p} - \Delta_{5p^2} = 0 \end{cases} \quad (4.12)$$

აქ გადაადგილებები $\delta_{su}^1, \delta_{us}^1, \delta_{su}^1$, აგრეთვე გადაადგილებები წინასწარი დამაბულობულობის ძალებისაგან იქნება ისეთივე, როგორც ძირითადი სქემის დროს, ხოლო $\delta_{ss}^1, \delta_{22}^1, \delta_{25}^1 = \delta_{52}^1$ გადაადგილებას და ფორმულას მიეცემა ასეთი სახე:

$$\begin{aligned} \delta_{55}^1 &= \frac{7h^3}{3E_\tau I_\tau} + \frac{2h}{KGF_\tau} + \frac{1.5\ell}{E_p F_p} + \frac{\ell}{3E_k I_k} \\ \delta_{22}^g &= \frac{h^3}{3E_\tau I_\tau} + \frac{h}{KGF_\tau} + \frac{1.5\ell}{E_p I_p} \\ \delta_{25}^1 &= \delta_{52}^1 = \frac{5h^3}{3E_\tau I_\tau} + \frac{h}{KGF_\tau} \end{aligned} \quad (4.13)$$

პირველი ეტაპის მიახლოებით საანგარიშო სქემას ექნება 4.5. ნახაზზე მოცემული სახე.



ნახ. 4.6. მეოთხე ეტაპის მიახლოებული საანგარიშო სქემა

საბოლოოდ მიიღება კანონიკური განტოლებების სისტემა ორი უცნობით.

$$\delta_{22}^g = \frac{8h^3}{3E_t I_t} + \frac{2h}{KGF_t} + \frac{1.5l}{E_p I_p}$$

$$\Delta_{5p}^{II} = P \left(\frac{8h^3}{3E_t I_t} + \frac{2h}{KGF_t} \right) \quad (4.14)$$

აქ დეფორმაციები გარდა δ_{55}^1 და Δ_{5p}^{II} იგივე, რაც წინა ეტაპზე. მითითებული ორი გადაადგილება იცვლება მეორე სართულის დიაფრაგმის გავლენის შედეგად.

განვიხილოთ რიცხვობრივითი მაგალითი: სართულის სიმაღლეა $h=3\text{მ}$, ძალის სიგრძე $l=3.9\text{მ}$, სვეტის კვეთის ზომებია $0.4 \times 0.4\text{მ}$, რიგელის კვეთი $0.22 \times 0.22\text{მ}$, დიაფრაგმები $3.6 \times 0.3\text{მ}$ ბეტონის დრეკადობის მოდული ყველა ელემენტებისთვის $E=280000 \times 10^3\text{პა}$, გადახრის მოდული $G=200000 \times 10^3\text{პა}$. წინასწარი დაჭიმულობის ძალის საწყისი სიდიდე $P=320190\text{ნ}$; კოეფიციენტების გამოთვლის შემდეგ განტოლებების სისტემა პირველ ეტაპზე მიიღებს ასეთ სახეს:

$$\begin{cases} 0,000233077x_1 - 0,000145447x_2 - 4,65303 = 0 \\ 0,00014547x_1 - 0,000298077x_2 - 0,00014547x_3 = 0 \\ -0,00014547x_2 + 0,000147602x_3 = 0 \end{cases}$$

საიდანაც $X_1=307001$ $X_2=298306$ ნ, $X_3=293975\text{ნ}$ და ასე პირველ ეტაპზე, როცა ჯერ კიდევ არ არის დამონოლითებული დიაფრაგმები და ადგილი აქვს ჩარჩო-ფილოვან სქემას, დაჭიმვის ძალები რიგელების სიხისტის ხარჯზე შემცირდება პირველ რიგელში სულ რაღაც 4.12 %-ით, მეორეში – 33%-ით, მესამეში 8.12%-ით.

პირველ ეტაპზე, ე.ი. პირველ სართულზე დიაფრაგმის დამონოლითების შემდეგ ვიღებთ $\varphi_{k1}=0.6$; $\varphi_k=0.6 \times 3=1.8$

შესაბამისად $S_1=1.8/(1-e^{(-1,8)})=2.156$

განტოლების სისტემა მიიღებს სახეს:

$$0,000318739x_2(t)-0,00031422 x_3(t) +0,2123866=0$$

$$0,000314224x_2(t)+0,000317646 x_3(t)- 0,239681=0,$$

აქედან $x_2(t)=-217845$; $x_3(t)=-227737$.

მაშასადამე, დიაფრაგმის დამონოლითების შედეგად წინასწარი დაჭიმულობის ძალა მცირდება პირველ რიგელში მთელი 68.34 %-ით, მეორეში 71.12%-ით. ანგარიშს

მესამე ეტაპზე ვაწარმოებთ მიახლოებითი სქემის მიხედვით. განტოლებათა სისტემა მიიღებს ასეთ სახეს $0,000318739x_2(t)-0,00031422 x_5(t) -0.012989=0$

$$0,000314224x_2(t)+0,000317646 x_3(t)- 0,239681=0,$$

საიდანაც $x_2^1=1950$; $x_4^1=309150$ ნ, $x_5^1=302625$ ნ

მეოთხე ეტაპზე , ე.ი. მეორე სართულზე დიაფრაგმის დამონალითების შემდეგ $\varphi_{k2}=0.4$ $\varphi_k=0.4 \times 3=1.2$; $S_1=1.2/(1-e^{(-1,8)})=1.717$

$$\begin{cases} 0,000003077x_2^1(t) + 0,0000006483x_5^1(t) + 0,0247518 = 0 \\ 0,00000119194x_2^1(t) + 0,000013512x_5^1(t) + 0,24751347 = 0 \end{cases}$$

საიდანაც $x_5^1(t)=181216$ ნ , $x_2^1(t)=222665$.

მიახლოებითი სქემით ანგარიშისას მეორე სართულის დიაფრაგმის დამონოლითების შემდეგ წინასწარი დაჭიმულობის ძალა მეორე სართულის რიგელში შემცირდა 56.54%-ით, ხოლო პირველი სართულის რიგელში კიდევ 6.96%-ით.

დაჯამდება რა ეს დანაკარგები, ორ სართულზე რიგელების დამონოლითების შემდეგ პირველი სართულის რიგელში წინასწარი დაჭიმული სიდიდე ტოლია:

$298306-217845+1950-22266=60145$ ნ, რაც წინასწარი დამაბულობის ძალის 18.11%-ს შეადგენს.

არმატურის დაჭიმვის შემდეგ დიაფრაგმის დაყენების დროს ბეტონის ცოცვადობის შედეგად ჩარჩო-ფილოვან კონსტრუქციებში წინასწარი

დაჭიმულობის ძალების ცვალებადობის ანალოგიური კვლევა გვიჩვენებს, რომ მოცემულ შემთხვევაში ხანგრძლივად მოქმედი დატვირთვები მოდებულია ერთი სტატიკური სქემით (ჩარჩო-ფილოვანი), ხოლო ცოცვადობის დეფორმაციები ვითარდებიან სხვა (ჩარჩო-ფილურ-კავშირებიანი) სქემით. რის შედეგად ხდება წინასწარდაჭიმულობის ძალების საგრძნობი (82%-მდე) დაცემა დიაფრაგმებს შორის. ამიტომ დიაფრაგმები განთავსებული უნდა იქნეს ჩარჩოს შუა ძალებში.

შემდგომი კვლევები ეხებოდა სისტემის საიმედოობას, რომელიც ექვს ბადებდა მისი შემოდებისთანავე ბევრ სპეციალისტს შორის. როგორც ზემოთ იყო აღნიშნული ჟეჟელის სისტემამ უარი თქვა დამკვიდრებულ პრინციპზე გადახურვის ფილის კოჭზე დაყრდნობაზე, საშიშროება იმისა რომ ფილა ექსპლუატაციის პირობებში ჩამოცურდებოდა წინასწარი ძაბვების ვარდნის გამო, იყო და დღესაც რჩება სპეციალისტებისათვის საეჭვო, სწორედ ამ მიზნით ჩატარდა კომპიუტერული კვლევა სისტემის საიმედოობის დასადგენად. შერჩეული სიმტკიცის მახასიათებლები აღებული იქნა ქ. თბილისში გურამიშვილის გამზირზე არსებულ ორი დაუმთავრებელი საცხოვრებელი კორპუსის, ერთი 7 სართულამდე და მეორე სამ სართულამდე. შეიქმნა კომპიუტერული მოდელი, სადაც განიხილებოდა ორი ვარიანტი:

დასახული ამოცანების გადაწყვეტა შესაძლებელი გახდა ქ. თბილისის სხვადასხვა უბნებში მდებარე 10 დასრულებული და 2 დაუმთავრებელი 16 სართულიანი კორპუსების მონიტორინგით ნახ.4.7., ნახ.4.8.





ნახ. 4.7. ქვეყლის სისტემის შენობები დასრულებული ქ.თბილისში

10 16-სართულიანი კორპუსის დათვალიერება-კვლევისას აღმოჩნდა რომ კორპუსებს არ გააჩნიათ ისეთი დეფექტები, რაც ნორმებით არ არის დასაშვები. დასრულებულ და ექსპლუატაციაში მყოფი საცხოვრებელი სახლების მზიდ ელემენტები: სვეტები, გადახურვის ფილები და მონოლითური ნაკერები, სადაც განთავსებულია წინასწარდამაბული არმატურა, მთლიანად ვარგისია ნორმალური ექსპლუატაციისათვის.



ნახ.4.8. დაუსრულებული შეყვლის სისტემის შენობები ქ.თბილისში (3 და 6 სართული).

მზიდ ელემენტებში არამრღვევი მეთოდით: ხელსაწყო შმიდტის ჩაქუჩით. კონსტრუქციული ელემენტების სხვადასხვა წერტილებში შემოწმდა ბეტონის სიმტკიცე, რომელიც შეადგენდა 30–40%–ით მეტს, ვიდრე პროექტშია მითითებული, რაც მოსალოდნელიც იყო და უნდა მივაწეროთ მოკუმშული ბეტონის არაერთგვაროვნებას.



ნახ. 4.9. შმიდტის ჩაქუჩი.



ნახ.4.10. ძაბვების გაზომვის პროცესი.

კორპუსებში სხვადასხვა სიდიდის წინასწარი მომკუმშავი ძალებისა და განსხვავებული ზომის გადახურვის ფილებში სიმტკიცისა და მომკუმშავი ძალების კვლევით მიღებული შედეგები მოცემულია 1 ცხრილში.

ასაწყობი და მონოლითური რკინაბეტონის ელემენტების ვიზუალური დათვარიელებით კორპუსებში რაიმე დაზიანებები არ დაფიქსირებულა, მაშინ როცა ქ.თბილისში 90-იანი წლიდან დღემდე მომხდარი მიწისძვრების შედეგად მრავალი ახალი კორპუსი მე-2 და მე-3 კატეგორიის დაზიანების სიაშია და მოითხოვს აღდგენა-გადლიერებას.

საინტერესო შედეგები აჩვენა დაუმთავრებელმა ორმა კორპუსმა (ნახ.4.9, ნახ.4.10). იქ, სადაც დღესაც ღია ცის ქვეშ დგას ერთი მე-7 და მის გვერდით მე-3 სართულამდე შეწყვეტილი კორპუსი, რომელსაც არ გააჩნია არცერთი საინჟინრო კომუნიკაცია, კვანძების ზოგიერთი ნაწილები დაუმონოლითებელია და გაჭიმული არმატურა დაუცველია კოროზიისაგან (ნახ.4.11)



ნახ. 4.11. მონიტორინგი დაუსრულებულშენობებზე ქ.თბილისში

ცხრილი 4.2.

№	გადახურვის ფილა		ასაწყ. ბეტონის სიმტკიცე, კუმშვაზე, მპა	მონოლთ. ბეტონის სიმტკიცე, კუმშვაზე, მპა	წინასწარ დაჭიმული ძალები, კნ
	h, სმ	ზომები, მ			
1	h =22	4,4X5,8	39,0	17,0	240...450
2	h =22	6,0X6,0	30...35	19,0	266...528
3	h =22	6,0X6,0	35,0	32,0	250...480
4	h =22	4,2X4,2	24,5	19,0	254...493
5	h =16	4,2X4,2	31,5	19,9	143...284
6	h =16	4,2X4,2	25,1	25,5	350...380
7	h =22	6,0X6,0	30...35	19,0	266...528

მიმდებარე სამსართულიანი კორპუსიც იგივე მდგომარეობით ასევე დაკავებულია. შენობები ეკონომიკისა და მდგრადი განვითარების სამინისტროს ბალანსზეა.



ნახ. 4.12. მზიდი ელემენტების შემოწმების პროცესი

დაუმთავრებელი კორპუსების მზიდი ელემენტები შემოწმებული იქნა პირველი სართულიდან მე-6 სართულის ჩათვლით, როგორც ასაწყობი ისე მონოლითური უბნები, შემოწმდა ასევე განაპირა და შუა კვანძები, სიხისტის დიაფრაგმები. აღებული მაჩვენებლები მოყვანილია 2 ცხრილში. როგორც მე-2 ცხრილიდან ჩანს, მონიტორინგის შედეგად მზიდი ელემენტების სიმტკიცის მახასიათებლები შეესაბამება და აკმაყოფილებს პროექტით გათვალისწინებულს.

ცხრილი 4.3.

ბეტონის სიმტკიცე ასაწყობ დამონოლითურ ნაკერებში, მპა					
ელემენტების დასახელება	I სართული				
სვეტები	სვ-1 42(52)	სვ-2 53(48)	სვ-3 24(30)	სვ-4 38(32)	სვ-5 42(50)
გადახურვის ფილები	ფ-1 53(34)	ფ-2 32(34)	ფ-3 35(42)	ფ-4 32(34)	ფ-5 22(32)
მონოლითური ნაკერები	ნ-1 42(32)	ნ-2 34(38)	ნ-3 34(36)	ნ-4 33(32)	ნ-5 32(34)
	II სართული				
სვეტები	სვ-1 32(52)	სვ-2 43(48)	სვ-3 34(30)	სვ-4 28(32)	სვ-5 52(40)
გადახურვის ფილები	ფ-1 43(44)	ფ-2 42(44)	ფ-3 35(32)	ფ-4 32(43)	ფ-5 28(29)
მონოლითური ნაკერები	ნ-1 32(42)	ნ-2 44(38)	ნ-3 41(36)	ნ-4 43(42)	ნ-5 52(44)
	VI სართული				
სვეტები	სვ-1 38(40)	სვ-2 43(42)	სვ-3 42(40)	სვ-4 35(38)	სვ-5 32(33)
გადახურვის ფილები	ფ-1 20(24)	ფ-2 28(30)	ფ-3 28(20)	ფ-4 22(24)	ფ-5 18(22)
მონოლითური ნაკერები	ნ-1 25(29)	ნ-2 22(38)	ნ-3 32(36)	ნ-4 32(32)	ნ-5 26(34)
დიაფრაგმა მე-2 სართ.	38	42			
დიაფრაგმა მე-3 სართ.	41	42			
დიაფრაგმა მე-6 სართ.	39	40			

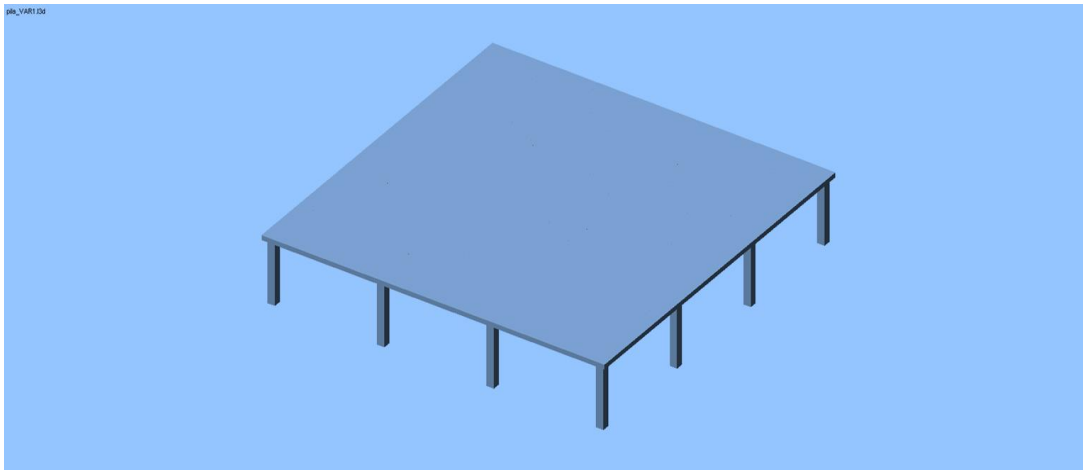
შენიშვნა: ფრჩხილებში მოთავსებული მაჩვენებლები აღებულია სხვადასხვა ხელსაწყოთი.

სისტემის საიმედოობის დასადგენად დაუმთავრებელი კორპუსის მონიტორინგის შედეგად ასაწყობ და მონოლითურ ელემენტებში მიღებული ბეტონის სიმტკიცის მახასიათებლების გათვალისწინებით და საინჟინრო კომპიუტერული პროგრამა LIRA-10 შეშვებით შეიქმნა საანგარიშო მოდელის ორი ვარიანტი და გამოიცადა მუდმივმოქმედ დატვირთვებსა და წინასწარი ძაბვების ზემოქმედებაზე, რომლის შედეგები წარმოდგენილია სქემებსა და სურათებზე.

მოდელში გამოყენებული იყო ობიექტზე აღებული გასაშუალებული მაჩვენებლები) და მაღალი კლასის ბაგროვანი არმატურის K-7 -ის მექანიკური მახასიათებლები (როგორც პროექტით არის მიღებული).

I ვარიანტი. გადახურვის ფილა $h_f = 22$ სმ; B25 კლასის ბეტონი; $R_b = 14.5$ მპა; $V_{ser} = 8 \div 12$ კნ/მ²; ფილა არმირებული იყო $\varnothing 8$ A – I კლასის არმატურით (ორმაგი ბადე 150x150 მმ ბიჯით); ფილაში: $E_b = 30,0 \cdot 10^3$ მპა;

სვეტი 40x40 სმ; B25 კლასის $R_b = 14.5$ მპა; $E_b = 30,0 \cdot 10^3$ მპა; მონოლითური ნაკერი 4x22სმ B25; $R_b = 14.5$ მპა $E_b = 30,0 \cdot 10^3$ მპა; (ნახ.10).



ნახ.4.13. გადახურვის ფილის მოდელი

II ვარიანტი

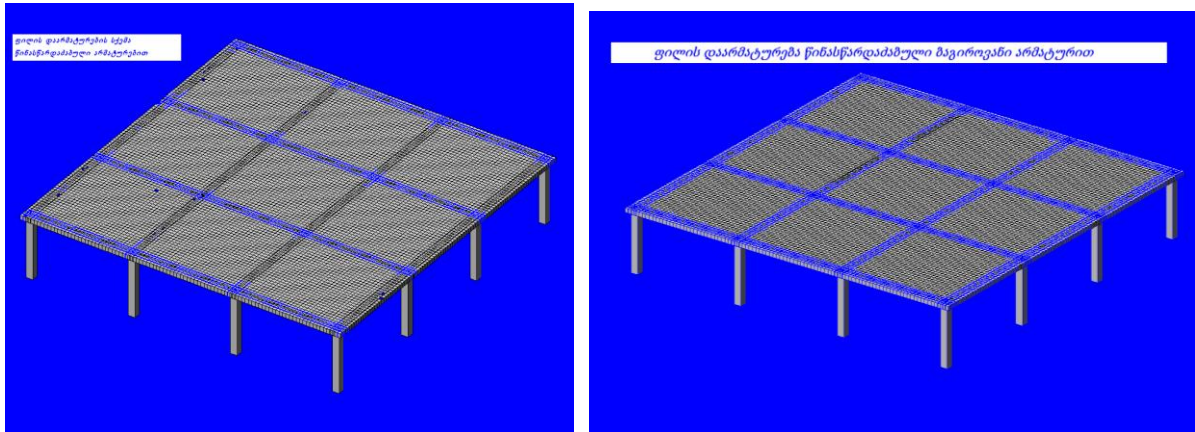
გადახურვის ფილა $h_f = 22$ სმ; B30 კლასის ბეტონი; $R_b = 17$ მპა; $V_{ser} = 8 \div 12$ კნ/მ²; ფილა არმირებული იყო $\varnothing 8$ A – I კლასის არმატურით (ორმაგი ბადე 150x150 მმ ბიჯით); ფილაში: $E_b = 32,5 \cdot 10^3$ მპა; ასაწყობი სვეტები: 40x40 სმ; B35

კლასის ბეტონისაგან $R_b = 19,5\text{მპა}$; $E_b = 34,5 \cdot 10^3$ მპა; მონოლითური ნაკერი (40x220მმ) ბეტონი კლსით B30; $R_b = 14.5$ მპა $E_b = 30,0 \cdot 10^3$ მპა.

ორივე ვარიანტის საანგარიშო სქემა მოცემულია ნახ.11-ზე.

ა)

ბ)

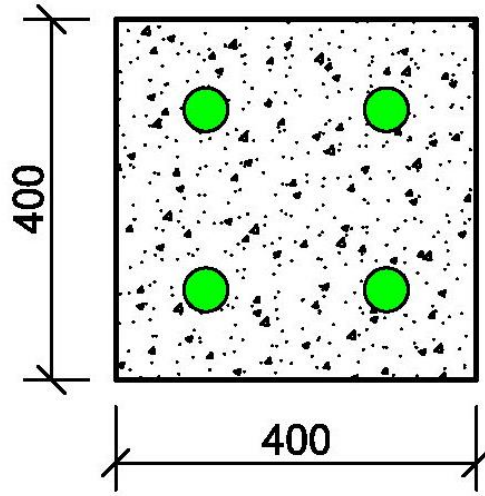


ნახ. 4.14. მოდელის საანგარიშო სქემები:

ა) I ვარიანტი; ბ) II ვარიანტი.

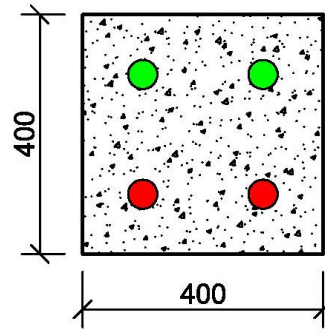
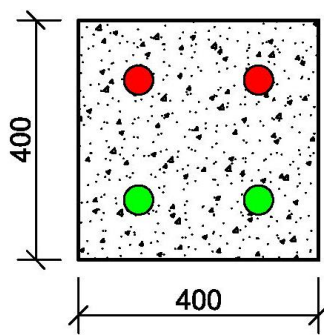
სისტემის საიმედოობის დასადგენად, განვიხილეთ რღვევის იმიტაციის 4 ვარიანტი (ნახ.12), რომელიც შევადარეთ პირველ ეტალონურ ვარიანტს. არმატურის სხვადასხვა მიმართულებით ჩაჭრით გამოწვეული რღვევის შემთხვევები და მათი შედეგები, წარმოდგენილია როგორც ნახაზებზე ასევე ცხრილის სახით, კერძოდ, როდესაც არმატურის ჩაჭრა მოხდა მხოლოდ ერთი მიმართულებით (ნახ.12 ა), დეფორმაციის მაქსიმალური მაჩვენებელი X და Y ღერძების მიმართ შეადგენდა მასშ. 3,9მმ და მინ.0,0017მმ, ნორმებით დასაშვები ჩაღუნვა შეადგენს 4 სმ. ამრიგად, დაჭიმული ბაგირის ასეთ ჩაჭრას ტრაგიკულ შედეგამდე არ მივყავართ, (იხ.ნახ.14) რკინაბეტონის ელემენტი სიხისტის შესაბამისად ახდენს ძაბვების გადანაწილებას მეზობელ ელემენტებზე, რაც შეეხება ფილის დეფორმაციას არმატურის ჩაჭრის შემთხვევაში, მატულობს, მაგრამ აკმაყოფილებს დასაშვები ჩაღუნვის პირობას. რაც შეეხება მესამე ვარიანტს, აქ არმატურის ჩაჭრა განხორციელდა ოთხივე მხრიდან მხოლოდ შუა მალში, შედეგები მოცემულია ნახაზებზე(12,13,14,15), მაქსიმალური გადაადგილება ღერძის მიმართ ემთხვევა ეტალონური ვარიანტის გადაადგილებას, რაც ადასტურებს ვარაუდს იმის შესახებ

ეტალონური ნიმუში



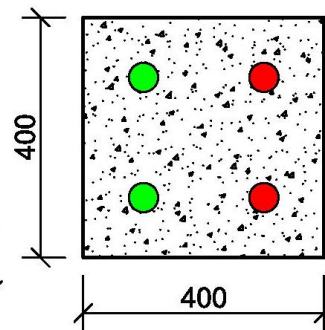
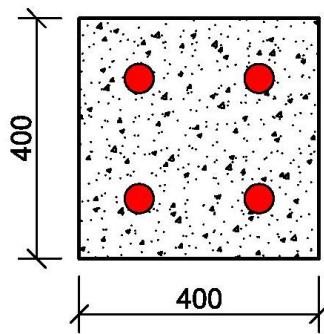
II-ჩაჭრა

IV-ჩაჭრა



III- ჩაჭრა

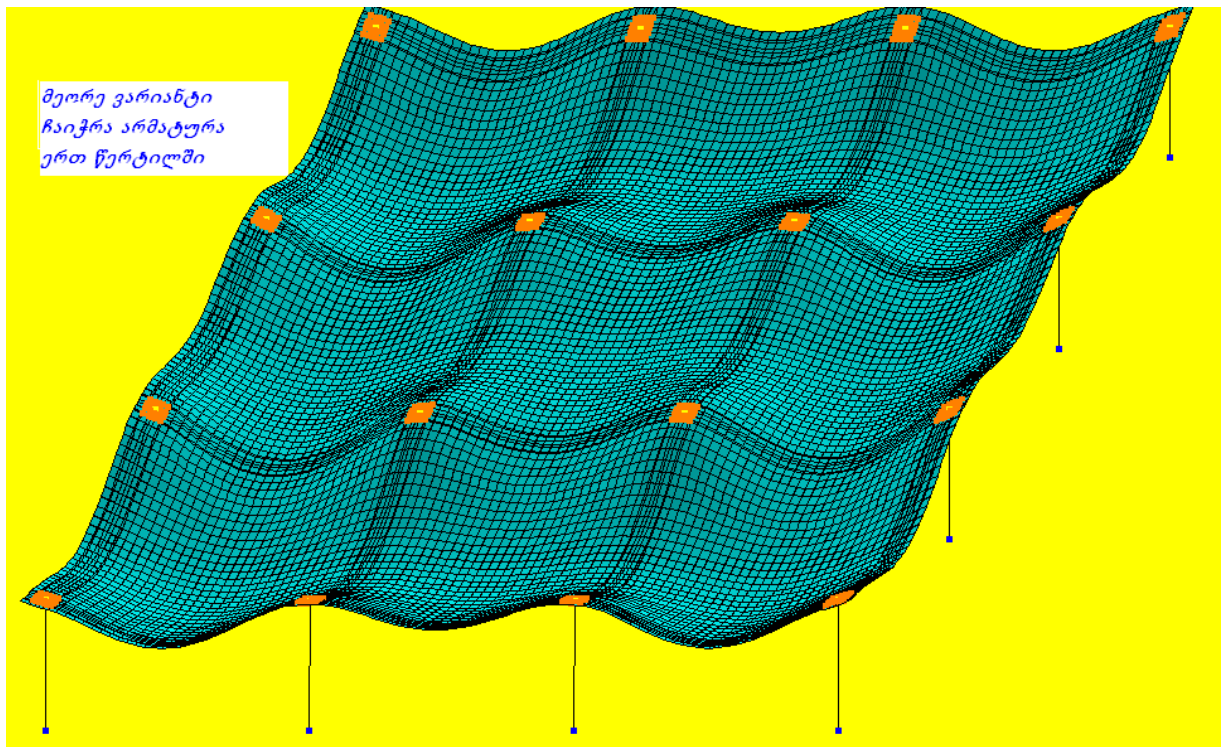
V- ჩაჭრა



- ნატრილი ბაზირი
- ნაუტრილი (არსებულ) ბაზირი

ნახ.4.15 . არმატურის ჩაჭრის სქემები

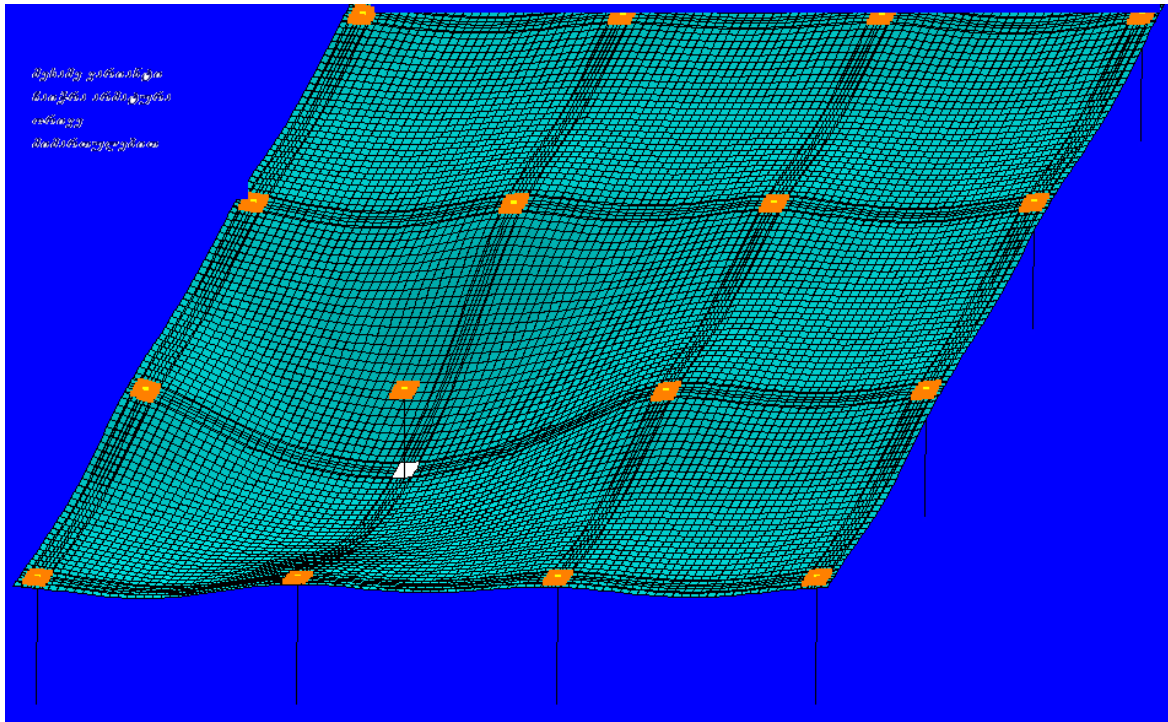
შიში იმისა, რომ კარკასულ-პანელოვანი სისტემა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში საიმედოობის თვალსაზრისით არასაიმედოა, უსაფუძვლოა, რასაც ამტკიცებს მათი 35 წლიანი ექსპლუატაციის პრაქტიკა.



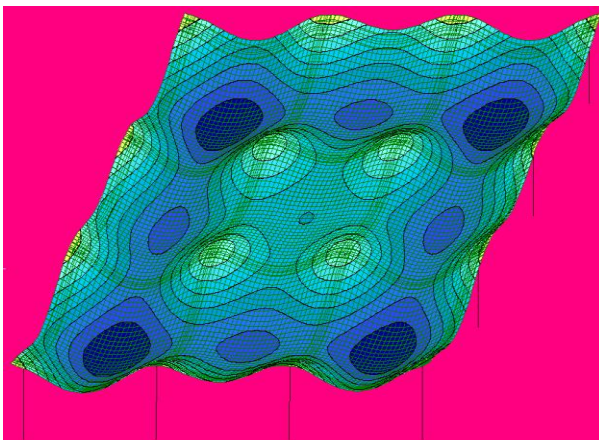
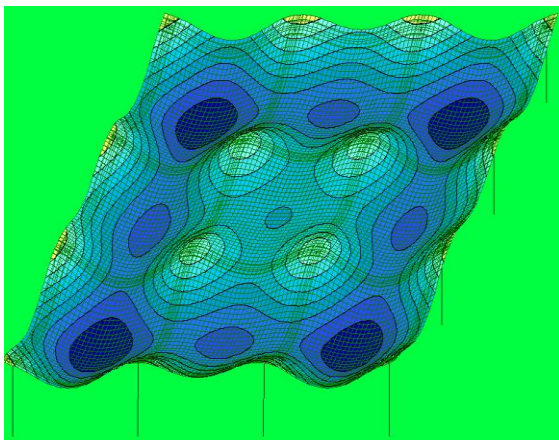
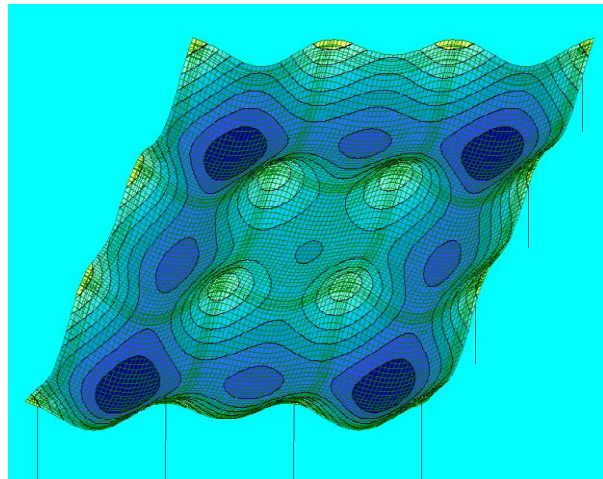
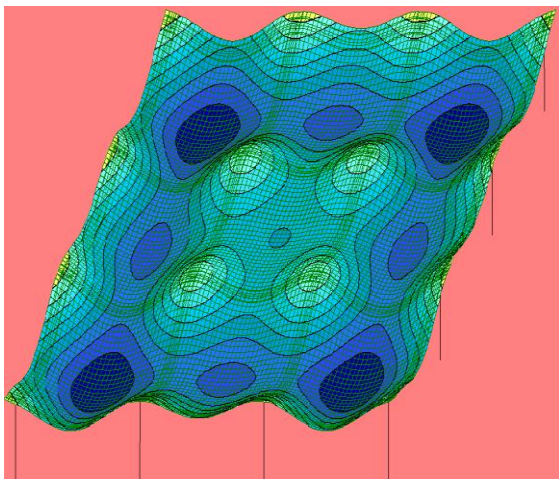
ნახ.4.16. ფილის დეფორმაციის სქემა მეორე ვარიანტი (მაქს. ჩაღუნვა 3,88მმ).

რომ სისტემის მწყობრიდან გამოყვანა არ შეუძლია ერთი სვეტის ირგვლივ არმატურების ჩაჭრას, გინდ იყოს ეს შემთხვევა განაპირა ან შუა მალში. სხვადასხვა მხრიდან არმატურის ჩაჭრისას მხოლოდ განაპირა მალის გარდა ჩაანკერების სიგრძე სავსებით საკმარისია იმისათვის, რომ არ მოხდეს გადახურვის ფილის დასაშვებზე მეტად ჩაღუნვა ან სვეტიდან ჩაცურება.

ძაბვების მნიშვნელობები ასაწყობ და მონოლითურ უბნებში არმატურის ჩაჭრის შემდეგ მაქსიმალური შეადგენს



ნახ.4.17. არმატურის ჩაჭრით მიღებული ჩალუნვა (მაქს.15,1მ)



ნახ.4.18. ფილის დაძაბულ–დეფორმირებული სქემები არმატურის ჩაჭრისას

როგორც სადისერტაციო ნაშრომშია აღწერილი „ჟეჟელის“ სისტემის კარკასული 16 სართულიანი საცხოვრებელი სახლები, რომლებიც განკუთვნილი იყო სეისმური რეგიონებისათვის, როგორც ზემოთ ავლნიშნეთ ქ.თბილისშიც იყო აგებული და რამდენიმე ათეული დაუმთავრებელი დარჩა. მათზე გამოკვლევების ჩატარებისა და მიღებული მონაცემების ანალიზის შედეგად შეგვიძლია დავასკვნათ:

ძირითადი დასკვნები

1. ქ. თბილისში „ჟეჟელის“ სქემით აგებული და ექსპლუატაციაში მყოფი შენობების მონიტორინგმა გვიჩვენა, რომ ცვლილებები დაჭიმულ ბაგირებსა და დამონოლითებულ ბეტონში სიმტკიცის თვალსაზრისით არ შემცირებულა, პირიქით 30–35 წლის შემდეგ რკინაბეტონის ელემენტებში სიმტკიცის მახასიათებლები გაზრდილია 25–30%–ით, რაც დადასტურებულია მრავალი კვლევების ანალიზით ლიტერატურაში.

2. დაჭიმული ბაგირების კვლევებმა გვიჩვენა, რომ მიუხედავად ხანგრძლივი დროის განმავლობაში უმეტესადაა დარჩენილი, ინარჩუნებენ საპროექტო სიმტკიცეს, დაცულია კოროზიისაგან, საიმედოდ არის ჩაანკერებული.

3. ძაბვები ბეტონში და არმატურაში ასაწყობ გადახურვის ფილებსა და სვეტებში საპროექტო სიდიდის ტოლია და ცვლილებები გაუარესებული არ არის, იგი მომავალი ექსპლუატაციისათვის საიმედოა.

4. გამოკვლეულია ბეტონის ცოცვალობის დეფორმაციით გამოწვეული ძაბვების შემცირება წინასწარდაჭიმულ ბაგირში. კვლევებმა აჩვენა რომ ბეტონის ცოცვალობას არავითარი გავლენა დაჭიმვის სიდიდეზე ბაგირში არ გამოუწვევია, კონსტრუქციის ზიდვის უნარზე გავლენა არ მოუხდენია.

5. ჩატარებული კომპიუტერული ექსპერიმენტის შედეგად დადსტურდა, რომ დაუსრულებული „ჟეჟელის“ სისტემის 16 სართულიანი სახლების მშენებლობის

დასრულება შესაძლებელია მონოლითური კარკასული შენობების მსგავსად, გარკვეული რეკომენდაციების გათვალისწინებით.

6. თეორიული და ექსპერიმენტული კვლევები, რომელიც ასაწყობ და მონოლითურ ელემენტებში მიღებული ბეტონის სიმტკიცის მახასიათებლებითა და საინჟინრო კომპიუტერული პროგრამა LIRA-10-ის დახმარებით, მოდელზე შესრულდა, კარკასულ-ბმული სისტემის საიმედოობის დასადგენად, აკმაყოფილებს მასზე წაყენებულ მოთხოვნებს და ადასტურებს მის უპირატესობებს სეისმური რაიონებისათვის.

დაუმთავრებელ კორპუსებზე ჩატარებული მონიტორინგის შედეგების საფუძველზე ვიძლევიტ შემდეგ რეკომენდაციებს მისი საბოლოო დასრულებისათვის.

1. შემოწმდეს და დადგინდეს დაუმთავრებელი კორპუსების ქვეშ განთავსებული გრუნტების ფიზიკურ-მექანიკური მახასიათებლები და მოხდეს არსებული საძირკვლების მდგომარეობის დეტალური შესწავლა, რომლის მიხედვით განისაზღვრება დასაშენებელი სართულების რაოდენობა.

2. სისტემის როგორც თეორიულ, ასევე კომპიუტერულ გაანგარიშებას თავის-თავზე აიღებს ტექნიკური უნივერსიტეტის, სამშენებლო ფაკ-ტის, სამოქალაქო და სამრეწველო მშენებლობის დეპარტამენტი და ზედამხედველობას გაუწევს ასევე მშენებლობის პროცესს.

3. დაუმთავრებელი კორპუსების მშენებლობა უნდა დასრულდეს მონოლითური კარკასული სისტემით, რომელიც უზრუნველყოფს შენობების შემდგომ საიმედო ექსპლუატაციას.

გამოყენებული ლიტერატურა

1. Александровский С. В. Багрий В.Я. Ползучесть бетона при ступе чатых

- знакопеременных периодических нагрузках. Бетон и железобетон. 1987. №12. С.30-33
2. Арутюнян Н. Х. Некоторые вопросы теории ползучести. - М. - Л. Гостехиздат. 1952. 324 с.
 3. Берг О. Я., Щербаков Е. Н., Писанко Г. Н. Высокопрочный бетона. – М. Стройиздат. 1971. 208 с.
 4. Гвинчидзе Г. И., Кизирия Г. В. Некоторые вопросы расчета конструкций с учетом деформаций ползучести бетона/Стат. И динам. Задачи строительных конструкций. Тбилиси 1981. С. 93-121.
 5. Гвоздев А. А. Ползучесть бетона и пути ее исследования/Исследование прочности, пластичности и ползучести строительных материалов. – М. Госстройиздат. 1955 С 98-91.
 6. Саакян А.С.. Экспериментальное исследование ползучести бетона. Автореф. дисс. на соис. учен. степени д-ра техн. наук. Л. 1967. 52 с.
 7. Зевин А.А. К расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом ползучести бетона// Прикладная механика. - 1974. - 10, № 7. - с.93-98.
 8. Кизирия Г. В. Методика приближенного определения усилий в многократно статически неопределенных комбинированных конструкциях//сообщения АН ГССР.-1984. XXXV. №2. С.317-323.
 9. Кизирия Г. В., Гвинчидзе Г. И. О новой модификации наследственной теории старения//сообщения АН ГССР.-1981. Т. 104. №1. С.117-120.
 10. Лишиц Я. Д., Толокнов Ю. Н. К расчету железобетонных статически неопределимых конструкций с учетом влияния усадки и ползучести бетона / Теория сооружений. Минск. Высшая школа. 1971. С. 153-163.
 11. Чантурия М. Л. Анализ исследования величины изгибающего момента, как функции случайного аргумента при ползучести бетона / Качество и надежность строительных материалов и конструкций в сейсмическом строительстве. Тбилиси. 1990. С.77-77.
 12. Щербаков Е. Н. О прогноз величин деформации ползучести и усадки тяжелого бетона в стадии проектирования конструкций//Труды ЦНИИС. 1969. Вып. 70. С.39-

13. Казакбаев Ж.К. Эффективная конструктивная система//Строитель.1989.-№5.- с.
14. Казакбаев Ж. К. Сборные железобетонные плиты каркасно панельных– общественных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях: Дис. . канд. техн. наук. М., 1990. - 144 с.
15. Кимберг А.М. Эффективная конструктивная система каркасно-панельных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях: Методические рекомендации./ ТбилЗНИИЭП. Тбилиси, 1985. - 32 с.
16. Корнилов В.Г. Расчет усилий в перекрытиях каркасных зданий с напрягаемой в процессе монтажа арматурой // Бетон и железобетон. -1988. №7. - с.34-36.
17. Конструкции каркасно-панельных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях: Техническое решение // КиевЗНИИЭП. Киев, 1987.
18. Конструкции многоэтажных производственных зданий с предварительно напряженными перекрытиями в построечных условиях. Технические решения с технико-экономическим обоснованием //ЦНИИЭПромзданий. М., 1986.
19. Куклис И.И., Райла А.К. Опыт точного натяжения арматурных канатов // Бетон и железобетон.-1990.-№4.- с.43.
20. Кутовой А.Ф. Работа ригелей в составе дисков перекрытий связевого каркаса: Дис. . канд. техн. наук. М., 1985.-245 с.
21. Маркаров Н.А., Филаретов М.Н. Конструктивно-технологические особенности каркасно-панельных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях в СССР.// Бетон и железобетон.- 1990.- №4. С.17-19.
22. Махвиладзе Л.С. Крупнопанельные здания с напрягаемой арматурой. В кн: Особенности конструирования и расчета. Вып.1. Ярославль: ОНТИ ПТИОМЭС Минстроя СССР, 1984.
23. Номенклатура изделий каркасно-панельных жилых и общественных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях./ ТбилЗНИИЭП. Тбилиси, 1985.
24. Система унифицированных каркасно-панельных конструкций с натяжением арматуры в построечных условиях: Технические решения./ ЦНИИЭПторгово-бытовых зданий и туристских комплексов. М., 1986.
25. Солдатов А.Е. Перекрытия каркасно-панельных зданий из бетона низкой прочности с арматурой, напрягаемой в построечных условиях: Дис. . канд.

техн. наук. М., 1991. - 176 с.

26. Филаретов М.Н., Баланчивадзе И.А. Расчет перекрытий каркасно-панельных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях.// Бетон и железобетон.

1990. - №6. - с. 39-41.

27. Бранко Жежел. Югославская система строительства объектов общественного стандарта с эксплуатационно-техническими характеристиками и обзором с Югославии и за рубежом.

28. Система унифицированных каркасно-панельных конструкций с натяжением арматуры в построечных условиях: Техническое решение. /ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов.-М.,1986.

29. Конструкций с натяжением арматуры в построечных условиях: Техническое решение. /КиевЗНИИЭП- киев, 1987г. /

30. Миткин Г.С. Деформация предварительно напряженных железобетонных плит от внецентренного обжатия напряженной арматурой. Бетон и железобетон. №11,1986, с.5-7.