

საქართველოს სსრ მეცნიერებათა აკადემია
ბ. ჯავრიშვილის სახელობის სამშენებლო მექანიკისა და სეისმოგედეგობის
ინსტიტუტი

ბ. ჯავრიშვი, უ. ნაფიშვარიძე, გ. ქარცივაძე,
უ. ჯაბუა, ა. ჩუჩიანი

ნაგებობათა სეისმოგედეგობა



გამომცემლობა „მეცნიერება“
თბილისი
1980

წიგნში შეტანილია მეცნიერულ-კვლევით სამუშაოთა შედეგები საინჟინრო სეისმოლოგიაში, სეისმომედევობის თეორიაში, სეისმომედევ კონსტრუქციებში აგრეთვე სეისმური რაიონების გამოკვლევების და სეისმური მიკროდარაიონების საკითხები.

ეს არის პირველი კაპიტალური ნაშრომი, რომელიც შეადგინეს ქართველმა მშენებელმა სპეციალისტებმა მეცნიერული კვლევის შედეგად.

დიდი ყურადღება ეთმობა შენობების გეგმარებისა და ანგარიშის საკითხებს. განხილულია რეინაბეტონის კარკასული, მსხვილბლოკური, ქვის აგურის და სხვათა სეისმომედევობის საკითხები, შესწავლილია აგრეთვე ჰიდროტექნიკური და საინჟინრო ნაგებობების სეისმომედევობის საკითხები.

წიგნი გათვალისწინებულია მეცნიერ მუშაკთათვის და სეისმურ რაიონებში მომუშავე და დამპროექტებელი სპეციალისტებისათვის.

წილისიტყვაობა

ყოველწლიურად დედამიწის სხვადასხვა კუთხეში 300 ათასამდე მიწისძვრა ხდება. საბედნიეროდ მათი უმრავლესობა დაუსახლებელ ადგილებზე ვლინდება, მაგრამ ზოგჯერ ძლიერი მიწისძვრის კერა ახლოს აღმოჩნდება ხოლმე ქალაქებთან ან დასახლებულ პუნქტებთან. ასეთ შემთხვევაში ინგრევა არასეისმომედეგი შენობები, რასაც მოსდევს ადამიანთა მსხვერპლი.

საბჭოთა კავშირის დიდი ნაწილი — 11 მოკავშირე რესპუბლიკა, მათ შორის საქართველოს საბჭოთა სოციალისტური რესპუბლიკა, განლაგებულია სეისმურად აქტიურ ტერიტორიაზე. საქართველოს ისტორიაში აღრიცხულია მრავალი დამანგრეველი მიწისძვრა, რომელთაც დიდი ზიანი მიაყენეს ჩვენს ქვეყანას, ამიტომ მიწისძვრის ზემოქმედებასთან ბრძოლა მეცნიერების აქტუალურ ამოცანას წარმოადგენს.

უკანასკნელ წლებში სეისმომედეგი მშენებლობის თეორიასა და პრაქტიკაში დიდი მიღწევებია. დაზუსტდა სეისმოლოგიური მონაცემები მიწისძვრების შესახებ; დამუშავდა სეისმურ ძალებზე ანგარიშის ახალი მეთოდები და შეიქმნა შენობათა სეისმომედეგი კონსტრუქციები. ამ მიღწევებში დიდი როლი მიეკუთვნება ქართველ სპეციალისტებს. სწორედ საქართველოში ჩაეყარა საფუძველი სეისმომედეგობის დინამიკურ თეორიას, რომელმაც საყოველთაო აღიარება პოვა როგორც ჩვენში, ისე საზღვარგარეთ. ქართველი მეცნიერების ცალკეული მონოგრაფიები, სტატიები სპეციალურ ჟურნალებსა და სხვა პერიოდულ გამოცემებში ფართოდ არის ცნობილი საერთაშორისო ასპარეზზე.

მიუხედავად ამისა, ჯერ კიდევ არ გვაქვს ქართულ ენაზე რაიმე შემაჯამებელი ნაშრომი, რომელიც ყველა სახის ნაგებობათა სეისმომედეგობის საკითხებს მოიცავდეს.

წინამდებარე ნაშრომის მიზანია ერთგვარად შეავსოს ეს ხარვეზი. წიგნში განზოგადებულია თანამედროვე სეისმომედეგობის თეორიის მიღწევები და მოცემულია პრაქტიკული რეკომენდაციები.

იგი ძირითადად ეყრდნობა საქართველოში ჩატარებული კვლევების შედეგებს.

წიგნში განხილულია როგორც სამოქალაქო-სამრეწველო შენობების, ისე სპეციალური — ჰიდროტექნიკური და საგზაო ნაგებობათა სეისმომედეგობის საკითხები.

წიგნი განკუთვნილია სეისმომედეგობის დარგში მომუშავე მეცნიერ მუშაკთა და ინჟინერ მშენებლებისათვის. ვფიქრობთ, იგი დიდ დახმარებას გაუწევს სამშენებლო სპეციალობის სტუდენტებსაც.

საინჟინრო სწიწმულოების საფუძვლები

§ 1. საინჟინრო სწიწმულოების ძირითადი ამოცანები და

მისი ადგილი სწიწმულოების პრობლემაში

მზარეველი მიწისძვრა — ყველაზე მრისხანე სტიქიური მოვლენა — იწყება უცებ, გამაფრთხილებელი ნიშნების გარეშე და თავის მაქსიმალურ ძალას რამდენიმე წამში ავლენს.

ადამიანები ვერ ასწრებენ დასანგრევად განწირული შენობების დატოვებას. არა აქვთ შესაძლებლობა გადაარჩინონ არა თუ სხვისი, არამედ საკუთარი სიცოცხლეც კი, მრავალი თაობის შრომით დაგროვებული მატერიალური და კულტურული ფასეულობა.

ამ უკანასკნელში 25 წლის განმავლობაში მსოფლიო მასშტაბით მიწისძვრისაგან ყოველწლიურად იღუპებოდა საშუალოდ 14.000 კაცი. კაცობრიობის მესხიერებიდან ჯერ კიდევ არ ამოწლილა უკანასკნელი ათი წლის განმავლობაში მიწისძვრებით გამოწვეული კატასტროფული შედეგები მაროკოში, იუგოსლავიაში, მექსიკაში, ჩილეში, იაპონიაში, ალიასკაში, ინდოეთში, თურქეთში, ირანში, პერუში, იტალიასა და სხვ. საკმარისია აღინიშნოს, რომ მარტო საქართველოში ამ უკანასკნელი 50 წლის განმავლობაში დამანგრეველი მიწისძვრა მოხდა გორში (1920 წ.), ტაბაწყურში (1940 წ.), გუდამაყარში (1947 წ.), მთათუშეთში (1951 წ.), გარეკაბეთში (1950 წ.), გეგეჭკორში (1957 წ.), აჩიგვარში (1963 წ.), ბორჯომსა (1970 წ.) და დმანისში (1978 წ.).

საბედნიეროდ, მსგავსი მიწისძვრები ყოველთვის არ ხდება დასახლებულ ადგილებში, მაგრამ, როგორც ამას სეისმოსტატიკა გვიჩვენებს, იქ, სადაც უკვე არსებობს შესაბამისი ტექტონიკური პირობები, მზარეველი მიწისძვრა ერთხელ მაინც ხდება ადამიანთა ერთი თაობის სიცოცხლის განმავლობაში. ამით აიხსნება მზარეველი მიწისძვრის ადგილის და გამოვლინების ძალის, პროგნოზირებისა და ნაშენთა სეისმომდეგობის საინჟინრო საშუალებებით უზრუნველყოფის პრობლემების აქტუალობა. შემდგომ შევეხებით მხოლოდ ტექტონიკური წარმოშობის მიწისძვრებს, ვინაიდან

მხოლოდ ისინი არიან დამახასიათებელი ყველა სეისმური ზონისათვის. გარდა ამისა, უფრო ხშირი და ინტენსიური არიან, ვიდრე ევლკანური და ზეავური (ჩაქცევითი) მიწისძვრები.

ზემომოტანილი პრობლემებიდან პირველს სეისმოლოგები შეისწავლიან გეოლოგებთან ერთად, ხოლო მეორეს — ინჟინრები. მიუხედავად ამ პრობლემების დიდი სირთულისა, შეიძლება ითქვას, რომ უკანასკნელ წლებში ამ მიმართულებით უკვე მიღებულია მეცნიერული და პრაქტიკული მნიშვნელობის შედეგები.

ნაშენთა სეისმომედევობის უზრუნველყოფის პრობლემას წყვეტს სამი ძირითადი მიმართულება: საინჟინრო სეისმოლოგია, სეისმომედევობის თეორია და სეისმომედეგი მშენებლობის პრაქტიკა.

საინჟინრო სეისმოლოგიის ძირითადი ამოცანაა მნგრეველი მიწისძვრების დროს გრუნტების, შენობების და ნაგებობების სეისმური მოძრაობის ხასიათისა და ინტენსივობის შესახებ ემპირიული და ინსტრუმენტული მონაცემების დაგროვება, ანალიზი და განზოგადება.

სეისმომედევობის თეორიის ძირითადი ამოცანა არის ნაშენზე მოქმედი სეისმური დატვირთვისა და ნარჩენი დეფორმაციის განსაზღვრა.

სეისმომედეგი მშენებლობის პრაქტიკის ძირითად ამოცანას შეადგენს ნაშენთა ინჟინრული ანგარიშის და კონსტრუირების პრაქტიკული მეთოდების შემუშავება, სეისმომედეგი მშენებლობის გეგმარების არსებული ტექნიკური ნორმების სრულყოფა და ახალი ნორმების დამუშავება სეისმომედევობის პრობლემების სამივე მიმართულებით შესწავლის შედეგების განზოგადების საფუძველზე.

ნაშენთა სეისმომედევობის უზრუნველყოფის ამოცანა ისევე, როგორც ყოველი სხვა პრობლემა, წყდება ანალიზური, ექსპერიმენტული და ემპირიული მეთოდების გამოყენებით [1—14].

ანალიზური მეთოდი, სარგებლობს რა ელექტრონული გამოთვლითი ტექნიკის თანამედროვე შესაძლებლობებით, ახორციელებს ნაშენზე სეისმური ზემოქმედების მათემატიკურ მოდელირებას გრუნტის სეისმური აჩქარების ინსტრუმენტულად მიღებული ჩანაწერების — აქსელეროგრაფების გამოყენებით. სათანადო შედეგი — ნაშენის დაძაბული და დეფორმირებული მდგომარეობა — შეიძლება იმდენად ახლო აღმოჩნდეს სინამდვილესთან, რამდენადაც გა-

მოყენებული აქსელეროგრაფია თავისი მახასიათებლებით შესატყვისი აღმოჩნდება მოსალოდნელი მიწისძვრისა.

სეისმომედევგობის საკითხების კვლევის ექსპერიმენტული მეთოდი თავის მხრივ აერთიანებს ორ ხერხს: ნაშენთა საცდელი ნიმუშების ან მათი ფრაგმენტების გამოცდას მძლავრი ვიბროქანით ან გრუნტის ხელოვნური აფეთქებით გამოწვეული რხევებით; ნაშენის მექანიკური მოდელის გამოცდას ვიბრატორით ან სეისმური ბაქნის გამოყენებით. უკვე შექმნილია მძლავრი პროგრამული მართვის სეისმური ბაქანი, რომელიც დროის გარკვეულ მასშტაბში საკმაოდ ზუსტად იმეორებს მნგრეველი მიწისძვრის დროს წარმოშობილ ნიადაგის რხევებს.

ემპირიული მეთოდი სეისმომედევგობის საკითხებს წყვეტს მნგრეველი მიწისძვრების შედეგების ინჟინრული შესწავლის, ფაქტიური მასალის ანალიზისა და მათი განზოგადების საფუძველზე. სეისმომედევგობის პრობლემის კვლევის ადრეულ ეტაპზე წამყვანი იყო ემპირიული მეთოდი. მხოლოდ უკანასკნელ ათეული წლების განმავლობაში, ელექტრონული გამოთვლითი ტექნიკის ფართოდ დანერგვის შედეგად, საინჟინრო სეისმოლოგიასა და სეისმომედევგობის თეორიაში ძირითადი გახდა ანალიზური მეთოდი. მაგრამ ემპირიულ მეთოდს არ დაუკარგავს თავისი აქტუალობა. იგი ავსებს დანარჩენ მეთოდებს და, რაც მთავარია, ფაქტურად მხოლოდ მისი გამოყენებით ხდება სეისმომედევგობის პრობლემის ყველა ძირითადი მიმართულების მთავარი დებულებების ინტეგრალური შემოწმება ძველად და ახლად მომხდარი მიწისძვრების შედეგების შესწავლის საფუძველზე.

საბჭოთა კავშირის სეისმურ რაიონებს უჭირავს ევროპის დანარჩენი სახელმწიფოების თითქმის ტოლი ტერიტორია. მათ ფარგლებში ცხოვრობს 35 მილიონამდე ადამიანი. აქ განლაგებულია მოკავშირე რესპუბლიკების 9 დედაქალაქი, სხვა მრავალი ქალაქი და სოფელი თავისი საცხოვრებელი, საზოგადოებრივ-ადმინისტრაციული, სამრეწველო, სასოფლო-სამეურნეო, ენერგეტიკული, ირიგაციული, სატრანსპორტო და სხვა დანიშნულების შენობებითა და ნაგებობებით. ამით აიხსნება ის დიდი ყურადღება, რომელიც ექცევა ჩვენში სეისმომედევგ მშენებლობას. საკმარისია ითქვას, რომ მართო საქართველოში — სეისმურად საკმაოდ აქტიურ მხარეში ჩვენთვის საინტერესო პრობლემების გადაწყვეტას ემსახურება 5 სამეცნიერო-კვლევითი და სასწავლო ინსტიტუტი; საქართველოს მეცნიერებათა აკადემიის გეოფიზიკის ინსტიტუტი; ამავე აკადემიის

სამშენებლო მექანიკისა და სეისმომედევობის ინსტიტუტი; საქართველოს პოლიტექნიკური ინსტიტუტის რკინაბეტონის და ხილვების, აგრეთვე ჰიდროტექნიკური ნაგებობების კათედრები; საქართველოს ენერგეტიკისა და ჰიდროტექნიკური ნაგებობების სამეცნიერო-კვლევითი ინსტიტუტი და თბილისის ექსპერიმენტული გემმარების ზონალური ინსტიტუტი.

ამ დაწესებულებების სამეცნიერო-კვლევითი სამუშაოების კოორდინაციას სეისმომედევობის დარგში ეწევა საქართველოს მეცნიერებათა აკადემიის პრეზიდიუმთან არსებული სეისმოლოგიისა და სეისმომედევი მშენებლობის უწყებათაშორის საბჭო.

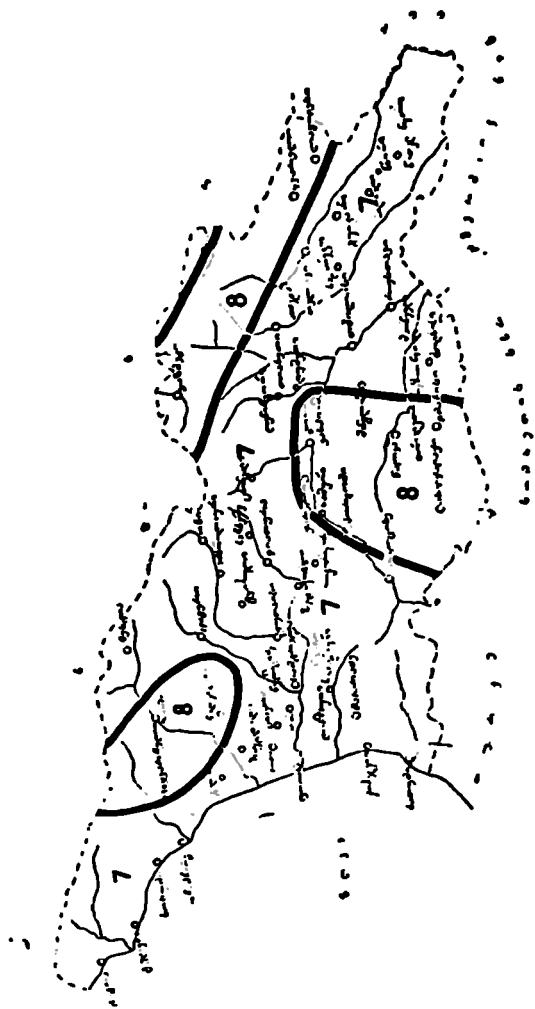
§ 2. საინჟინრო პრაქტიკისათვის საჭირო ძირითადი ცნობები სეისმოლოგიიდან

საინჟინრო სეისმოლოგია, როგორც თვით სახელწოდება გვიჩვენებს, სათავეს იღებს დედამიწის ფიზიკის მეცნიერების ერთ-ერთი წამყვანი მიმართულებიდან — სეისმოლოგიიდან. წინამდებარე წიგნში ამ დარგიდან მოტანილია ისეთი ცნობები, რომლებიც უშუალო კავშირშია საინჟინრო სეისმოლოგიასთან. უფრო დაწვრილებით მონაცემებს მკითხველი შეიძლება გაეცნოს ქართულ და რუსულ ენებზე გამოცემული წიგნებით [15—29].

სეისმოლოგიის ძირითადი ამოცანაა დედამიწის ბირთვის აღნაგობის შესწავლა სეისმომეტრული მონაცემების მიხედვით. სეისმომეტრია თავის მხრივ ძირითადად დაინტერესებულია მიწის ზედაპირის ისეთი რხევების რეგისტრაციით, რომლებიც წარმოიშობიან მიწისძვრების ან დიდი ძალის ხელოვნური აფეთქებების დროს. ამ მიზნით ყველა დაინტერესებულ სახელმწიფოში შექმნილია და მოქმედებს მუდმივი სეისმომეტრული სადგურების ქსელი.

მარტო საქართველოში ამჟამად 15 ასეთი სადგური არსებობს. ვინაიდან სეისმოლოგია უშუალოდ მიწისძვრებთან დაკავშირებულ მოვლენებს იკვლევს, ამიტომ ის არანაკლებად არის დაკავშირებული კაცობრიობისათვის მეტად მნიშვნელოვანი და გადაუდებელი პრობლემით — მიწისძვრების გეოგრაფიული გავრცელების, ინტენსივობის (ძალის) და წარმოშობის დროის მომენტის პროგნოზირებით (პროგნოზირების სამი ელემენტი).

ეს განსაკუთრებით რთული პრობლემა მთლიანად არ არის გადაწყვეტილი და სადღეისოდ საინჟინრო პრაქტიკისათვის საკმარისი სიზუსტით შეიძლება დადგინდეს პროგნოზირების მხოლოდ



ნახ. 1. საქართველოს სსრ სეიშური და რაიონების რუკა

პირველი ორი ელემენტი. ლაპარაკია ამა თუ იმ ქვეყნის ტერიტორიის სეისმური მაკროდარაიონების რუკაზე. იგი დგება სეისმომეტრული, სეისმოსტატიკური და სეისმოტექტონიკური მონაცემების კომპლექსურად გამოყენების საფუძველზე და გვიჩვენებს ნებისმიერი გეოგრაფიული პუნქტის სეისმურობას ბალებში. ნახ. 1-ზე მოტანილია საქართველოს ტერიტორიის სეისმური დარაიონების რუკა, რომელიც სხვა რესპუბლიკების ანალოგიურ რუკებთან ერთად თან ერთვის სეისმომედეგი მშენებლობის გეგმარების საკავშირო ტექნიკურ ნორმებს [30]. მსხვილი მასშტაბის გამო ასეთი რუკა დგება საინჟინრო-გეოლოგიური და სეისმურობაზე მოქმედი სხვა ადგილობრივი პირობების გათვალისწინებლად, ამიტომ ის საჭიროებს შემდგომ დაზუსტებას, რაც მნიშვნელოვანი სამშენებლო ობიექტებისთვის სრულდება სეისმური მიკროდარაიონების ჩატარებით.

სეისმოლოგიაში მიწისძვრის ეპიცენტრულ არეში გამოვლინების ინტენსივობის განსაზღვრა წარმოებს საკმაოდ ობიექტურად, ეგრეთწოდებული მაგნიტუდის საშუალებით, რომელიც გამოითვლება ფორმულით

$$M = \log A - E, \quad (11)$$

სადაც A — ზედაპირული სეისმური ტალღის მაქსიმალური ამპლიტუდაა მიკრონებში, ნიადაგის სეისმური რხევების მაქსიმალურ ფაზაში. იგი საბჭოთა კავშირში იზომება კირნოსის ან გოლიცინის სისტემის სეისმოგრაფებით სეისმოსადგურებში, რომლებიც დაშორებული არიან მიწისძვრის ეპიცენტრიდან არანაკლებ 200 და არა უმეტეს 20000 კილომეტრისა;

B — კოეფიციენტი, რომელიც იცვლება საკმაოდ ვიწრო შუალედში 3,5-დან 5,1-მდე, მასთან ქვედა ზღვარი შეესაბამება სეისმოსადგურის ეპიცენტრიდან 200-ით, ხოლო ზედა ზღვარი 10 000 კილომეტრით დაშორებას.

მაგნიტუდის განსაზღვრა ხდება 0,25 სიდიდის სიზუსტით. ყველაზე სუსტ მიწისძვრას, რომელსაც ადამიანი შეიგრძნობს ეპიცენტრულ ზონაში, შეესაბამება 1,5-ის ტოლი მაგნიტუდა. მიწისძვრა, რომლის მაგნიტუდა ხუთის ტოლია, იწვევს ლოკალურ და მცირე ნგრევებს, ხოლო მაგნიტუდა 6 შეესაბამება მნგრეველ მიწისძვრას. მიწისძვრებს, რომლებსაც თითქმის ყველა ქვეყნის სეისმოსადგურები იწერენ, შეესაბამება მაგნიტუდა 7 და უფრო მეტი. ასე მაგალითად, სან-ფრანცისკოს 1906 წ., მესინის 1908, ჩინეთის 1920

და ტოკიოს 1923 წლების კატასტროფულ მიწისძვრებს შეესაბამებოდა მაგნიტუდა 8-დან 8.25-მდე.

საბჭოთა კავშირის ტერიტორიის ფარგლებში, მაგალითად, ყირიმის 1927 და აშხაბადის 1948 წლების მიწისძვრებს შეესაბამებოდა მაგნიტუდა 6,5 და 7,25, ხოლო საქართველოს ზემოთ ჩამოთვლილ რაიონებში მიწისძვრების მაგნიტუდა არ აღემატება 6,25-ს.

დღემდე რეგისტრირებული მაქსიმალური მაგნიტუდა 8,8 ეკუთვნის კოლუმბიისა და ეკვადორის საზღვარზე 1906 წელს და იაპონიაში 1933 წელს მომხდარ მიწისძვრებს. თეორიული მოსაზრების საფუძველზე ფიქრობენ, რომ მიწისძვრის ინტენსივობის ზედა ზღვარი მაგნიტუდა 10-ს არ უნდა აღემატებოდეს.

არსებობს შემდეგი ემპირიული ფორმულა, რომელიც კავშირს ამყარებს მიწისძვრის დროს გამოყოფილ ენერგიასა (ერგებში) და მაგნიტუდას შორის

$$E = 10^{12+1,5M} \quad (1.1')$$

ეს ენერგია კოლოსალურია და შეფასებულია როგორც 10^{26} ერგი, ყველაზე ძლიერი რეგისტრირებული მიწისძვრისათვის (დაახლოებით ეკვივალენტურია 12 000 ისეთი ატომური ბომბის აფეთქებისა, რომელიც ჩამოაგდეს ხიროსიმაში).

მაგნიტუდის ნაზრდი ერთი ერთეულით ტოლფასია მიწისძვრის ენერგიის დაახლოებით 40-ჯერ გადიდებისა. გამოთვლილია, რომ გამოყოფილი ენერგიის 80% მოდის ისეთ ძლიერ მიწისძვრებზე, რომელთა მაგნიტუდა აღწევს ან მეტია 7,9-ზე.

საბჭოთა კავშირის სეისმური დარაიონების მეთოდикаში და სეისმოლოგიის სხვა საკითხების განხილვის დროს მაგნიტუდის გარდა გამოიყენება ე. წ. მიწისძვრის ენერგეტიკული კლასი, რომელიც ტოლია

$$K = \log E, \quad (1.1'')$$

სადაც მიწისძვრის ენერგია E გამოსახულია ჯოულებში.

არსებობს შემდეგი დამოკიდებულება:

$$K \approx 1,8M + 4,3. \quad (1.1''')$$

მიუხედავად ზემოთ მოყვანილი საკმაოდ ობიექტური კრიტერიუმების არსებობისა, საინჟინრო პრაქტიკისათვის ამა თუ იმ ადგილას მიწისძვრის ინტენსივობის შესაფასებლად მაინც უფრო მოხერხებული აღმოჩნდა ადრე ნახსენები სიდიდე — სეისმურობის ბალი.

ჩვენში და სხვა მრავალ სახელმწიფოში მიღებულია სეისმურობის თორმეტბალიანი სკალა. მხოლოდ იაპონიაში იხმარება შვიდბალიანი სკალა. მიწისძვრის ეპიცენტრული არესათვის არსებობს შემდეგი ემპირიული დამოკიდებულება სეისმურ ბალს I_0 -სა და მაგნიტუდას შორის, რომელიც სამართლიანია თორმეტბალიანი სკალისათვის

$$J_0 = 3 + 1,5M - 3,5 \log h; \quad (1.2)$$

აქ h მიწისძვრის კერის სიღრმეა კილომეტრებში და ის ითვლება ნორმალურ სიდიდედ 80 კილომეტრის ფარგლებში (დედამიწის ქერქის მაქსიმალური სისქე). საკმე იმაშია, რომ იშვიათად, მაგრამ მაინც რეგისტრირებულია მიწისძვრები, რომელთა კერების სიღრმე ასეული კილომეტრით განისაზღვრება (აღნიშნულია მაქსიმალური სიღრმე 700 კილომეტრამდე), ამიტომ მათთვის გამოიყენება განსხვავებული ფორმულა

$$J_0 = 5,4 + 1,5M - 3,4 \log h. \quad (1.2')$$

სეისმური ბალის ცნების ერთ-ერთი უპირატესობა იმაში მდგომარეობს, რომ მისი დადგენა ვიზუალურადაც შეიძლება ისეთი ემპირიული მონაცემების საფუძველზე, როგორიცაა: მხილველთა ზეპირი ან ანკეტური ცნობები მიწისძვრის სუბიექტური შეგრძნების შესახებ, მიწის ზედაპირის ნარჩენი დეფორმაციები: ნაშენთა დაზიანების სახეობა და სიდიდე. ამგვარი მონაცემები საკმაოდ დაწვრილებით არის დახასიათებული სეისმურობის სკალაში [29], რომლის მიხედვით პირველი 6 ბალი შეესაბამება არამნგრეველ, ხოლო 7, 8 და 9 ბალი — დამანგრეველ მიწისძვრებს. სეისმურობა 9 ბალის ზევით ითვლება იმდენად სახიფათოდ, რომ გეგმარების ტექნიკური ნორმები კრძალავენ ასეთ რაიონებში მშენებლობას.

მრავალი მიწისძვრის შესწავლის საფუძველზე დადგენილია, რომ ერთისა და იმავე მიწისძვრის დროს ეპიცენტრული მანძილის გაორკეცებას შეესაბამება სეისმურობის ვარდნა, საშუალოდ ერთი ბალით.

რაც შეეხება პროგნოზირების მესამე ელემენტს — მოცემული ადგილმდებარეობისათვის დამანგრეველი მიწისძვრის წარმოშობის დროის მომენტს, ეს ამოცანა მეტად რთული აღმოჩნდა. აქამდე ვერ მოხერხდა იმ საკმაოდ დამაჯერებელი ბუნებრივი მოვლენის დადგენა, რომელიც წინ უძღვის მიწისძვრის წარმოშობას.

საქმე იმაშია, რომ ტექტონიკური პროცესები, რომლებიც მიწისძვრის კერების მომზადებას განაპირობებენ (მათი ქანების ამო-

წევა და დაწევა, გვერდითი გადაადგილება), ძალზე ხანგრძლივად — ასეული და ათასეული წლების განმავლობაში მიმდინარეობენ, მათი გამომწვევი ქიმიური და ფიზიკური პროცესების (დედამიწის ქერქში და მის ქვევით) აგრეთვე ხანგრძლივად მოქმედების გამო.

მიწისძვრის კერის წარმოშობა — მთის ქანების ფენების მნიშვნელოვანი და სწრაფი ურთიერთგადაადგილებაა. ამის შედეგად დაგროვილი პოტენციალური ენერგიის კინეტიკურში სწრაფადვე გადასვლა ხდება შედარებით მოკლე დროში მოქმედი ძალოვანი ფაქტორების გავლენით. ფიქრობენ, რომ ასეთებს მიეკუთვნება დედამიწის ქერქის ცალკეული უბნების გადატვირფვა, რაც გამოწვეულია მთების ამოწვევის არათანაბარი პროცესებით; მდინარეების მიერ გადაადგილებული დაშლილი ქანების სიმძიმით; ხელოვნურ წყალსაცავებში დაგროვილი წყლის სიმძიმით (დაწნევით); ატმოსფერული წნევის მკვეთრი ცვალებადობით; ხანგრძლივი და დიდი წყალდიდობის შედეგად გრუნტებში ღრმად დამჯდარი წყლის სიმძიმით (დაწნევით). ეძებენ კორელაციას მთვარისა და მზის მიზიდულობის ძალებთან და ამ ძალებით აღძრულ დედამიწის ბირთვის საკუთარ რხევებთან.

ამეამად თითქმის ყველა დაინტერესებულ ქვეყანაში მიმდინარეობს ინტენსიური კვლევები მიწისძვრის წარმოშობის დროის მომენტის პროგნოზირების ამოცანის გადასაწყვეტად, რაც სეისმომეტრიის, გრავიმეტრიის, სხვა გეოფიზიკური მეთოდების და გაზომვის ტექნიკის უახლესი შესაძლებლობების გამოყენებით სრულდება.

დღესდღეობით სეისმოლოგიაში კმაყოფილებიან გარკვეულ დროში (მაგალითად, ერთი წლის განმავლობაში) და მიწის ზედაპირის გარკვეულ ფართზე (მაგალითად, 1000 კვადრატული კილომეტრის ფარგლებში) სხვადასხვა ინტენსივობის მიწისძვრების სიხშირის დადგენით მათემატიკური სტატისტიკის მეთოდების გამოყენებით.

თუ ორდინატთა ღერძზე გადავზომავთ ასეთი სიხშირის ლოგარითმს, ხოლო აბსცისთა ღერძზე მიწისძვრების მაგნიტუდებს, მივიღებთ თითქმის ერთი და იმავე კუთხით დახრილ სწორხაზოვან გრაფიკებს, დამოუკიდებლად იმისა, აგებულნი არიან ისინი ცალკეული სეისმური რეგიონებისათვის (მაგალითად, კავკასიისათვის) თუ მთელი დედამიწისათვის. განსხვავება შეიმჩნევა იმაში, რომ რაც უფრო მაღალია ამა თუ იმ რეგიონის სეისმურობა, მით ზევით გადის გრაფიკი და რაც მეტია მიწისძვრის ინტენსივობა, მით ნაკ-

ლებია მისი საშუალო სიხშირე. ასე მაგალითად, მთელი დედამიწის მასშტაბით მიწისძვრა წელიწადში საშუალოდ ხდება: 1—2-ჯერ 10 ბალის; 10—15-ჯერ 9 ბალის; 100—150-ჯერ 8 ბალის; 750—1000-ჯერ 7 ბალის და 5000—7000-ჯერ 6 ბალის.

საბედნიეროდ, მიწისძვრების კერების უმრავლესობა მოდის ზღეებისა და ოკეანეების ფსკერზე და, საერთოდ, როგორც აღვნიშნეთ, დასახლებული ადგილების ფარგლებს გარეთ, იმიტომ, რომ ამ უკანასკნელთა ჯამური ფართი ჯერჯერობით ხმელეთის ფართის მცირე პროცენტს შეადგენს.

მონაცემები მიწისძვრების საშუალო სიხშირის შესახებ ფართოდ გამოიყენება სეისმური დარაიონების მეთოდში. იგივე ცნობები გასაგებს ხდის იმ გარემოებას, რომ, რაც შეიძლება მეტი ინფორმაციის მოკლე დროში მიღების მიზნით, სეისმომეტრიაში იყენებენ ძალზე მგრძნობიარე ხელსაწყოებს — სეისმოგრაფებს, რომლებიც გამოიყენებიან მხოლოდ სუსტი მიწისძვრების სარეგისტრაციოდ და მყისვე გამოდიან წყობიდან ინჟინრული თვალსაზრისით არც თუ ისე ძლიერი (5—6-ბალის) მიწისძვრების დროსაც კი.

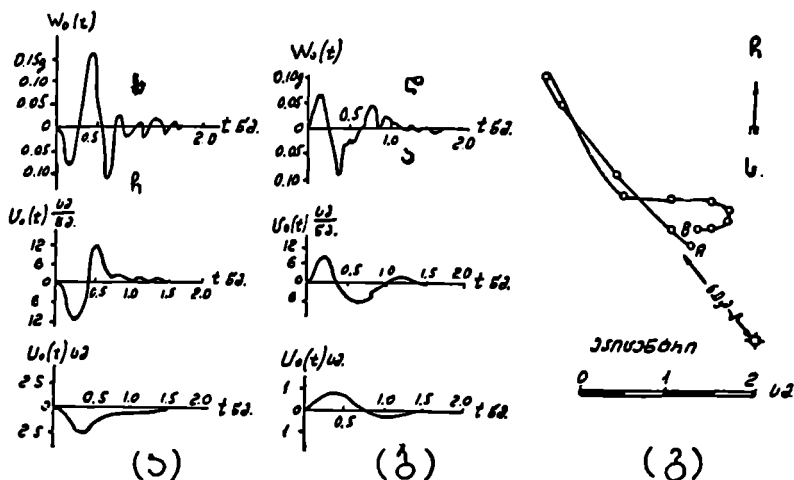
§ 3. დამანგრეველი მიწისძვრები ინსტრუმენტული ჩანაწერები და მათი სამატრალური ანალიზი

საინჟინრო სეისმოლოგია ძირითადად დაინტერესებულია 5—6 და მეტი ბალის მიწისძვრების დროს გრუნტებისა და ნაშენების რხევების ინსტრუმენტული ჩანაწერების მიღებით, რომლებიც ჯერ კიდევ არასაკმარისი რაოდენობით მოგვეპოვება. მაგრამ საინჟინრო სეისმომეტრული სამსახურის ქსელი დაინტერესებულ ქვეყნებში სწრაფად ფართოვდება, რაც იმის საწინდარია, რომ ახლო მომავალში მივიღებთ საჭირო ინფორმაციას. ამისათვის უკვე გაგვაჩნია საკმაოდ საიმედო ხელსაწყოები, რომლებსაც მნგრეველი მიწისძვრების დროსაც შეუძლიათ მოახდინონ გრუნტებისა და ნაშენების როგორც გადაადგილების, ისე აჩქარების რეგისტრირება.

ჩვეულებრივი სეისმომეტრული ხელსაწყოებისაგან განსხვავებით, საინჟინრო-სეისმომეტრული ხელსაწყოები არ საჭიროებენ მუდმივ ზედამხედველობას, რადგან ჩაირთვება ავტომატურად მხოლოდ შედარებით ძლიერი მიწისძვრების დროს და სეისმური რხევების ჩაწერას აწარმოებს 30—60 წამის განმავლობაში, რაც მეტია ადგილობრივი მიწისძვრის ხანგრძლივობაზე.

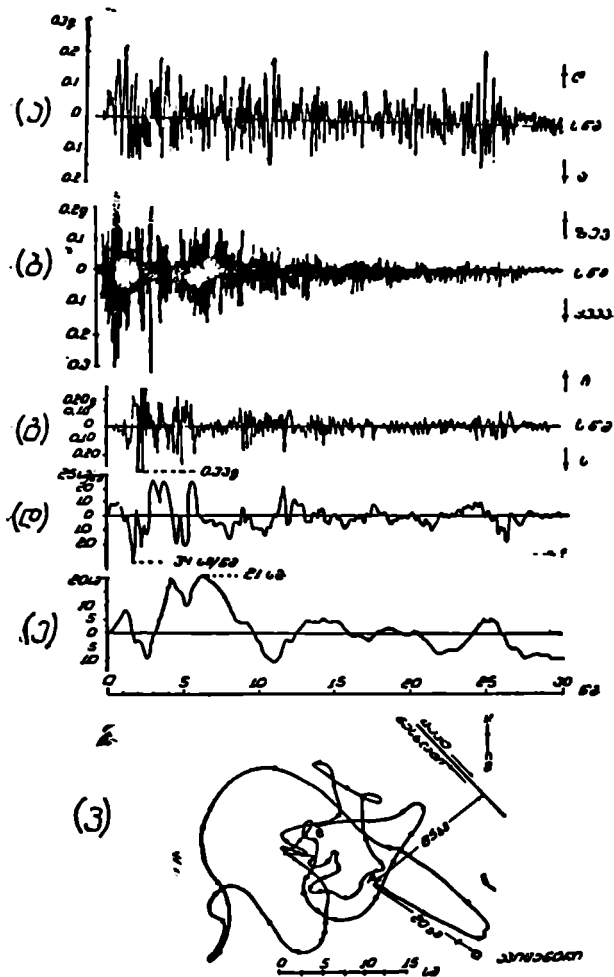
მე-2 ნახაზზე ნაჩვენებია პორტ-ჰიუმენში (კალიფორნია) 1957 წლის 8 მარტს მომხდარი 7 ბალის ინტენსივობის მიწისძვრის 2 თარაზული მდგენელის აქსელეროგრამები შედარებით სუსტი გრუნტისათვის. აქვე მოყვანილია მათი ერთჯერადი და ორჯერადი ინტეგრებით მიღებული ველოსიგრამები და სეისმოგრამები [31]. ეს იმპულსური ტიპის მიწისძვრა ხასიათდებოდა კერის მცირე სიღრმით (7 კმ), და მცირე ჰიპოცენტრული მანძილით (6 კმ), რის გამოც გამოვლინდა მინიმალური ხანგრძლივობით.

ამავე ნახაზზე მოყვანილია გრუნტის მოძრაობის ტრაექტორია თარაზულ სიბრტყეში აღნიშნული მიწისძვრის დროს.



ნახ. 2. პორტ-ჰიუმენში 1957 წლის 18 მარტის მწკრეველი მიწისძვრის დროს რხევების ინსტრუმენტული ჩანაწერები და მათი დამუშავების შედეგები:
 ა) ჩ-ს თარაზული მდგენელის აქსელეროგრამა, ველოსიგრამა და სეისმოგრამა.
 ბ) ა-დ თარაზული მდგენელის აქსელეროგრამა, ველოსიგრამა და სეისმოგრამა, გ) გრუნტის თარაზული მოძრაობის ტრაექტორია.

მე-3 ნახაზზე ნაჩვენებია თითქმის 9 ბალის ინტენსივობის მიწისძვრის დროს შედარებით სუსტ გრუნტზე (თიხნარზე) ჩაწერილი რხევების 2 თარაზული და ერთი ვერტიკალური მდგენელის აქსელეროგრამები. ეს მიწისძვრა მოხდა კალიფორნიაში ქ. ელცენტროში 1940 წლის 18 მაისს და ხასიათდება შედარებით დი-

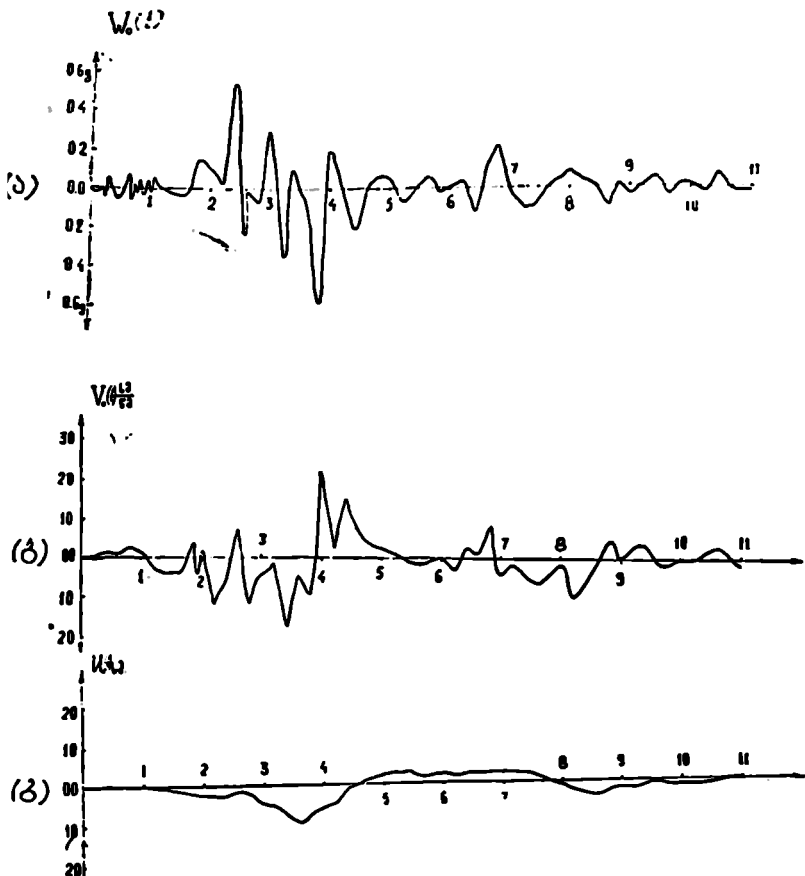


ნახ. 3. ელ-ცენტრში 1940 წლის 18 მარტს მწგრეველი მიწისძვრის დროს გრუნტის რხევების ინსტრუმენტული ჩანაწერები და მათი დამუშავების შედეგები;

- ა) ზღ თარაზული მღგენელის აქსელეროგრაფია;
- ბ) ვერტიკალური მღგენელის აქსელეროგრაფია;
- გ) ჩ-ს თარაზული მღგენელის აქსელეროგრაფია;
- დ) ჩ-ს თარაზული მღგენელის ველოსიტოგრაფია;
- ე) ჩ-ს თარაზული მღგენელის სეისმოგრაფია;
- გ) გრუნტის თარაზული მოძრაობის ტრაექტორია

დი — 30 სექუნდის ხანგრძლივობით და დაახლოებით 40 კილომეტრის ჰიპოცენტრული მანძილით.

ამ აქსელეროგრამებიდან ჩანს, რომ აჩქარების მაქსიმალური ამპლიტუდა დამანგრეველი მიწისძვრის დროს შეიძლება აღწევდეს



ნახ. 4. კონაში 1947 წლის 15 დეკემბრის დამანგრეველი მიწისძვრის დროს კლდოვანი გრუნტის რხევების ინსტრუმენტული ჩანაწერები და მათი დამუშავების შედეგები:

- ა) ერთ-ერთი თარაზული მდგენელის აქსელეროგრამა;
- ბ) იმავე მდგენელის ველოსიგრაფია.
- გ) იმავე მდგენელის სეისმოგრამა

სიმძიმის ძალის აჩქარების ათეულ პროცენტებს. სეისმური რხევების თარაზული მდგენელის აქსელეროგრამა, როგორც დამახასიათებელი, ხშირად არის მოცემული ლიტერატურაში და გამოყენებულია საინჟინრო სეისმოლოგიის და სეისმომედეგობის თეორიის სხვადასხვა საკითხის გარჩევის დროს.

ამავე ნახაზზე ნაჩვენებია სეისმური რხევების თარაზული მდგენელის აქსელეროგრამიდან მიღებული ველოსიგრამა და სეისმოგრამა, ნაჩვენებია თარაზულ სიბრტყეში გრუნტის მოძრაობის ტრაექტორია, რომელიც, როგორც ვხედავთ, ძალზე რთული ფორმისაა.

განხილული ნახაზებიდან ჩანს, რომ სეისმური სიჩქარის ამპლიტუდამ შეიძლება მიაღწიოს ათეულ სანტიმეტრებს წამში, ხოლო გადაადგილების ამპლიტუდამ — ათეულ სანტიმეტრებს.

მე-4 ნახაზზე ნაჩვენებია ადრე ნახსენები 1947 წლის კონიას (ინდოეთი) ცხრაბალიანი მიწისძვრის დროს კლდოვანი ყამირის რხევების თარაზული მდგენელის აქსელეროგრამა [32] და მისი ინტეგრებით მიღებული ველოსიგრამა და სეისმოგრამა საქართველოს მეცნიერებათა აკადემიის სამშენებლო მექანიკის და სეისმომედეგობის ინსტიტუტში. საყურადღებოა ის გარემოება, რომ კლდოვანი ყამირის სეისმური გადაადგილების მაქსიმალური ამპლიტუდაც ისევე დიდია, როგორც არაკლდოვანი ყამირების შემთხვევაში.

ძლიერი მიწისძვრის ინსტრუმენტული ჩანაწერები თავიანთი არარეგულარობითა და სირთულით მკვეთრად განსხვავდებიან სუსტი მიწისძვრების ანალოგიური ჩანაწერებისაგან. მაგრამ, მიუხედავად ამისა, მათი მიახლოებითი დახასიათებისათვის მისაღები აღმოჩნდა სტაციონარული რხევების ისეთი მახასიათებელი, როგორიცაა პერიოდი (სიხშირე). მართლაც, მიწისძვრის ყოველი სეისმოგრამა, ველოსიგრამა და აქსელეროგრამა დროის, როგორც პარამეტრის, მიხედვით შეიძლება დანაწილდეს ისეთ საკმაოდ მოკლე უბნებად, რომ მათ საზღვრებში პერიოდი თითქმის მუდმივ მნიშვნელობას ინარჩუნებდეს. პერიოდის ასე განსაზღვრულ იმ სიდიდეს, რომელიც ყველაზე ხშირად მეორდება ცალკეულ უბნებში, ეწოდება გაბატონებული (საშუალო) პერიოდი. ნახ. 3-დან პირდაპირ ჩანს, რომ გრუნტის სეისმური გადაადგილების პერიოდი გაცილებით მეტია, ვიდრე სიჩქარისა და ამ უკანასკნელის გაბატონებული პერიოდი მეტია, ვიდრე აჩქარების. მთელი რიგი მიწისძვრების ჩანაწერების მიხედვით დადგენილია, რომ გრუნტის აჩქარების

გაბატონებული პერიოდის სიდიდე შეიძლება იცვლებოდეს 0,1-დან 1 წამის საზღვრებში და დამოკიდებულია ისეთ ფაქტორებზე, როგორცაა: მიწისძვრის ინტენსიურობა და ჰიპოცენტრული მანძილი; გრუნტის სიხისტე — მასში სეისმური ტალღის გავრცელების სიჩქარე; გრუნტის ფენის, განსაკუთრებით ზედაპირულის, სისქე.

რაც მეტია მიწისძვრის ინტენსივობა, ჰიპოცენტრული მანძილი და გრუნტის ფენის სისქე, მით მეტია გაბატონებული პერიოდი და მიწისძვრის ხანგრძლივობაც. პირიქით, რაც მეტია გრუნტის სიხისტე, მით ნაკლებია ასეთი პერიოდი.

როგორც ეს შემდეგში იქნება ნაჩვენები, გრუნტის სეისმური რხევების გაბატონებული პერიოდისა და ნაშენის საკუთარი რხევების ძირითადი პერიოდის თანაფარდობაზე დიდად არის დამოკიდებული მისი სეისმური აჩქარებისა და, მაშასადამე, მასზე მოქმედი სეისმური ინერციული დატვირთვის სიდიდე.

გრუნტის სეისმური რხევების ყველაზე უფრო ობიექტურ დახასიათებას იძლევა მათი ამპლიტუდური — სინშირული სპექტრი. მხედველობაში გვაქვს რხევების ფურიეს მწკრივად დაშლის კოეფიციენტების სპექტრი, რომელიც ციფრული გამომთვლელზე მანქანების გამოყენებით შეიძლება გამოითვალოს შემდეგი ფორმულით:

$$A_j = \frac{2}{N} \sqrt{\left(\sum_{k=1}^N f_h \cos 2\pi \frac{k}{N} \right)^2 + \left(\sum_{k=1}^N f_h \sin 2\pi \frac{k}{N} \right)^2}, \quad (1.3)$$

სადაც j — რხევათა პარამონიკის რიცხვი ნომერია;

A_j — ასეთი პარამონიკის ამპლტუდა;

k და N — შესაბამისად წარმოდგენენ პარამეტრის — დროს მცირე თანაბარ შუალედებად დაყოფის, მიმდინარე და სასრულო რიცხვებს;

f_h — გრუნტის სეისმური რხევების აქსელეროგრამის ან ველოსიგრამის, ანდა სეისმოგრაფის მიმდინარე ორდინატა, რომელიც დაყოფის k -ურ შუალედს შეესაბამება

პრაქტიკულად დროის დაყოფის შუალედი $\frac{\tau}{N}$ აიღება არა უმეტეს

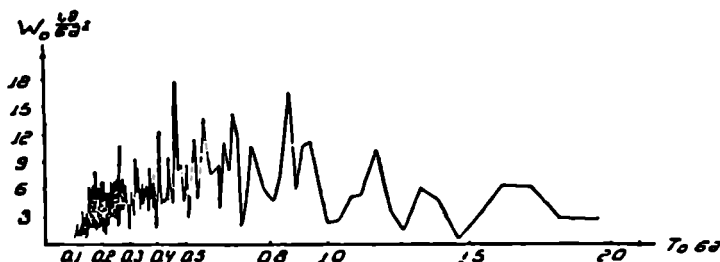
0,02—0,04 წამისა, გრუნტის რხევების ინსტრუმენტული ჩანაწერის აქსელეროგრამის მთავარი ფაზის ხანგრძლივობა τ აიღება არა უმეტეს 5—10 წამისა.

მე-5 ნახაზზე ნაჩვენებია გრუნტის აჩქარების სპექტრი, აგებული ნახ. 3-ზე მოყვანილი აქსელეროგრამის მიხედვით [33]. აქე-

დან ჩანს, რომ აჩქარების მაქსიმალური (გაბატონებული) ამპლიტუდა შეესაბამება პარმონიკას, რომლის პერიოდიც

$$T_{0,1} = \frac{N}{j} \quad (1.4)$$

თავის მხრივ შეესაბამება სეისმური აჩქარების გაბატონებულ პერიოდს.



ნახ. 5. რბილი გრუნტის სეისმური აჩქარების სპექტრი, აგებული სურ. 1.3 გ-ზე მოყვანილი აქსელეროგრამის მიხედვით.

მიწისძვრის მოცემული ინტენსივობისათვის გრუნტის სეისმური აჩქარების გაბატონებული (საშუალო) ამპლიტუდა, როგორც საშუალო კვადრატული სიდიდე, საკმარისი სიზუსტით და საკმაოდ მარტივად განისაზღვრება შემდეგი ფორმულით:

$$W_c = \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^N W_k^2}{N}}, \quad (1.5)$$

სადაც N აჩქარების ამპლიტუდების რიცხვია აქსელეროგრამის მთავარ ფაზაში, რომლის ხანგრძლივობა აიღება არა უმეტეს 10—15 წამისა;

k ამპლიტუდის რიგითი ნომერია.

როგორც ეს არც ისე დიდი ხნის წინ გამოიკვია [33, 34], ადგილი აქვს შემდეგ მიახლოებით ტოლობას:

$$k_c \approx \frac{W_c}{g}, \quad (1.6)$$

სადაც g სიმძიმის ძალის აჩქარებაა.

ეს ტოლობა ნიშნავს, რომ მრავალ სახელმწიფოში. მათ შორის ჩვენშიც, სეისმომედეგი მშენებლობის გეგმარების მოქმედ ტექნიკურ ნორმებში მიღებული k_z — სეისმურობის კოეფიციენტი გრუნტის სეისმური გაბატონებული აჩქარების პერიოდის პროპორციულია. მიუხედავად იმისა, რომ ეს კოეფიციენტი შემოიღეს გაცილებით ადრე, ვიდრე შესაძლებელი გახდა (1.5) ფორმულის გამოყენება აქსელეროგრაფების მიღების შემდეგ. საქმე იმაშია, რომ

სიდიდე $k_z = \frac{1}{10}$, რომელიც ნორმებშია შეტანილი 9-ბალიანი.

მიწისძვრისათვის [30], განსაზღვრული იყო ტოკიოს 1923 წლის მიწისძვრის სეისმოგრაფის საწყისი ფაზის ანალიზის საფუძველზე [36], ნაშენის უმარტივესი მოდელების — ცალკე მდგომი აგურის წყობის სვეტების სეისმურ ბაქანზე გამოცდით [1] და სეისმომედეგობის ე. წ. სტატიკური თეორიის მიხედვით მათი სიმტკიცეზე გაანგარიშების უკუამოცანის გადაწყვეტით.

ადრე ნათქვამი იყო, რომ დამანგრეველი მიწისძვრების აქსელეროგრაფების არსებობა საშუალებას იძლევა ვაწარმოოთ ნაგებობაზე სეისმური ზემოქმედების მათემატიკური მოდელირება. მაგრამ ეს მეთოდი ჯერ კიდევ არ არის განზოგადებული ტექნიკურ ნორმებში შესატანად და, გარდა ამისა, მოითხოვს ელექტრონული გამომთვლელი მანქანების გამოყენებას გეგმარების ყოველ კონკრეტულ შემთხვევაში. ამიტომ სეისმური ზემოქმედების მათემატიკურ მოდელირებას იყენებენ ანგარიშის როგორც დამატებით ეტაპს, ამასთან, განსაკუთრებულად საპასუხისმგებლო შენობებისა და ნაგებობების გეგმარების დროს, მაშინ, როცა საჭიროა გავითვალისწინოთ სამშენებლო მასალის პლასტიკური დეფორმირების შესაძლებლობა.

სხვა შემთხვევაში, ე. ი. მასობრივი მშენებლობის გეგმარებისა და მასთან ნაშენთა მუშაობის მხოლოდ დრეკადი სტადიის განხილვისას სეისმომედეგობის თეორიის ძირითადი ამოცანა წყდება სპექტრული მეთოდით — დინამიკურობის კოეფიციენტის სპექტრული სტანდარტული (ნორმატული) მრუდის გამოყენებით. ეს მრუდი ერთგვარ მასშტაბში წარმოადგენს წრფივი ოსცილატორის — ნაშენის უმარტივესი მექანიკური მოდელის (თავისუფლების ერთი ხარისხის მქონე დრეკადი სისტემის) სეისმური აჩქარების სპექტრულ მრუდს. ასეთი მრუდების აგება სხვადასხვა დამანგრეველი მიწისძვრებისათვის შეადგენს საინჟინრო-სეისმომეტრულ სადგურებში მიღებული ინსტრუმენტული ინფორმაციის დამუშავების

ერთ-ერთ ძირითად სახეობას და ამიტომ მოკლედ მაინც გავეცნობით შესაბამისი მეთოდის მთავარ საკითხებს.

წრფივი ოსცილატორის დინამიკური წონასწორობის პირობიდან გვაქვს [8]

$$M \frac{\delta}{\pi} \omega \dot{u}(t) + cu(t) = -M \left[\ddot{u}_0(t) + \ddot{u}(z) \right] \quad (1.7)$$

სადაც $U_0(t)$ და $U(t)$ წრფივი ოსცილატორის გადაადგილებებია იმ დაშვებით, რომ პირველ შემთხვევაში წარმოადგენენ აბსოლუტურად ხისტ და მეორე შემთხვევაში — დრეკად სხეულებს;

M — ოსცილატორის მასა;

t — დრო;

c — ოსცილატორის სიხისტის კოეფიციენტი, რომელიც ერთეულოვანი გადაადგილების შებრუნებულ სიდიდეს წარმოადგენს;

ω და δ — ოსცილატორის საკუთარი რხევების წრიული სიხშირე და ლოგარითმული დეკრემენტია.

(1.7) ტოლობის მარცხენა მხარე წარმოადგენს წინალობის ძალას, რომელიც თავის მხრივ შედგება ორი შესაყრებისაგან:

$M \frac{\delta}{\pi} \omega \dot{u}(t)$ — არადრეკადი წინალობის ძალა, რომელიც ითვლება

წრფივი ოსცილატორის ფარდობითი სიჩქარის $\dot{u}(t)$ -ს პროპორციულად და გამოწვეულია რხევების დროს ენერგიის გაფანტვით;

$cu(t)$ — დრეკადი წინალობის ძალა, რომელსაც საინჟინრო სეისმოლოგიაში უწოდებენ წრფივი ოსცილატორის ფარდობით რეაქციას მიწისძვრაზე.

ტოლობის (1.7)-ს მარჯვენა მხარე წარმოადგენს ინერციის ძალას, რომელიც, როგორც ვხედავთ, უდრის წრფივი ოსცილატორის მასისა და მისი აბსოლუტური აჩქარების ნამრავლს.

თუ ტოლობა (1.7)-ს ყველა წევრს გავყოფთ M მასაზე, მაშინ წრფივი ოსცილატორის მოძრაობის დიფერენციალური განტოლება შეიძლება ასე ჩაიწეროს:

$$\ddot{u}(t) + \frac{\delta}{\pi} \omega \dot{u}(t) + \omega^2 u(t) = -\ddot{u}_0(t), \quad (1.8)$$

საიდანაც ჩანს, რომ წრფივი ოსცილატორის საკუთარი რხევების კუთხური სიჩქარე ტოლია

$$\omega = \sqrt{\frac{c}{M}}. \quad (1.9)$$

განტოლება (1.8)-ის ამონახსნი მოძრაობის ნულოვანი (ბუნებრივი) საწყისი პირობები შესაბამისად არის

$$u(t) = -\frac{1}{\omega \sqrt{1 - \left(\frac{\delta}{2\pi}\right)^2}} \int_0^t \ddot{u}_0(\xi) e^{-\frac{\delta}{2\pi} \omega (t-\xi)} \times \\ \times \sin \omega \sqrt{1 - \left(\frac{\delta}{2\pi}\right)^2} (t-\xi) d\xi, \quad (1.10)$$

სადაც $0 < \xi < t$.

გარდა ამისა, $\delta \leq 1,5$ და ამიტომ საინჟინრო პრაქტიკაში დასაშვებია ჩავთვალოთ, რომ

$$\sqrt{1 - \left(\frac{\delta}{2\pi}\right)^2} \approx 1. \quad (1.10')$$

ფორმულა (1.10)-ის აზრი, (1.10')-ის გათვალისწინებით, მდგომარეობს შემდეგში (სურ. 1.6). საძიებელი გადაადგილება $u(t)$ წარმოადგენს ჯამს ელემენტარული გადაადგილებებისა

$$du(t-\xi) = -\frac{dJ(\xi)}{M\omega} e^{-\frac{\delta}{2\pi} \omega (t-\xi)} \cdot \sin \omega (t-\xi),$$

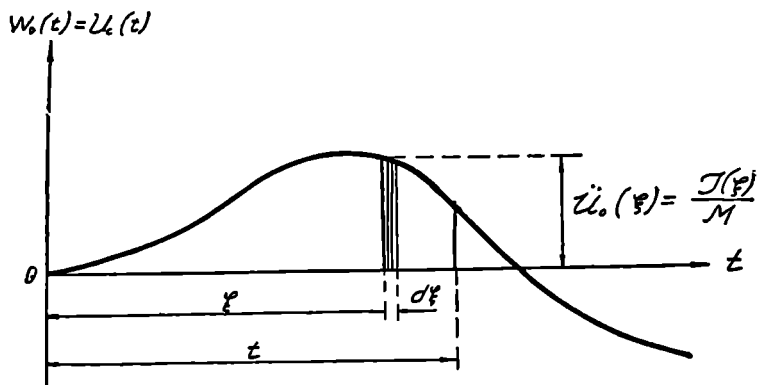
რომლებიც გამოწვეულია ძალის შემდეგი ელემენტარული იმპულსების მიერ.

$$dJ(\xi) = -M \ddot{u}_0(\xi) d\xi$$

აქ $\ddot{u}_0(\xi)$ გრაფიკულად წარმოადგენს ოსცილატორის, მაგალითად, კონსოლურა ძელის ჩამაგრების კვეთის—ფუძის გრუნტის სეისმური რხევების აქსელოგრამას.

პრაქტიკულად (1.10) ინტეგრალში ოსცილატორის საკუთარი რხევების სახშირის მაგვარად პერიოდის $T = \frac{2\pi}{\omega}$ მნიშვნელობა

შეაქვთ და ელექტრონული ციფრობრივი გამომთვლელი მანქანების გამოყენების მიზნით, როგორც ეს ზემოთ იყო ნაჩვენები, პარამეტრი დრო გამოისახება სასრულო მონაკვეთების სახით (ნახ. 6).



ნახ. 6. მიწისძვრის აქსელეროგრამის მიხედვით ძალის ელემენტარული იმპულსის გამოთვლის სქემა.

ამ მიზნით შემოგვაქვს აღნიშვნები

$$t = j\tau \quad (1.11)$$

და

$$\xi = k\tau, \quad (1.12)$$

სადაც $j = 1, 2, 3 \dots N$; $k = 1, 2, 3 \dots N$ და მასთან $0 < k < j$.

ყოველივე ამის შედეგად (1.10'), (1.11) და (1.12)-ის გათვალისწინებით. ტოლობა (1.10) ასე გადაიწერება:

$$u_j = -\frac{\tau}{2\pi} T \sum_{k=1}^j \ddot{u}_0(k) e^{-\frac{\tau}{T}(j-k)} \sin \frac{2\pi}{T} \tau(j-k). \quad (1.13)$$

აქსელეროგრამის მხოლოდ მთავარი ფაზის ხანგრძლივობის 5—10 სეკუნდით დაკმაყოფილების შემთხვევაში კი, რადგან დროის დანაყოფის სიდიდე არ აღემატება 0,02—0,04 წამს, ასეთი დანაყოფების რიცხვი გამოდის არანაკლებ 25—500-ისა, ხოლო საჭირო მათემატიკური ოპერაციების რიცხვი ათეული ათასობით განისაზღვრება. ამიტომ ფორმულა (1.13)-ის მიხედვით ხელით გამოთვლების წარმოება პრაქტიკულად მიუწვდომელი აღმოჩნდა. ამეა-

მად, სათანადო ოპერაციები სრულდება ელექტრონული ანალოგიური ან ციფრული მანქანების გამოყენებით.

როგორც ეს უშუალოდ დიფერენციალური განტოლება (1.8)-დან ჩანს, ხაზობრივი ოსცილატორის აბსოლუტური სეისმური აჩქარებაა

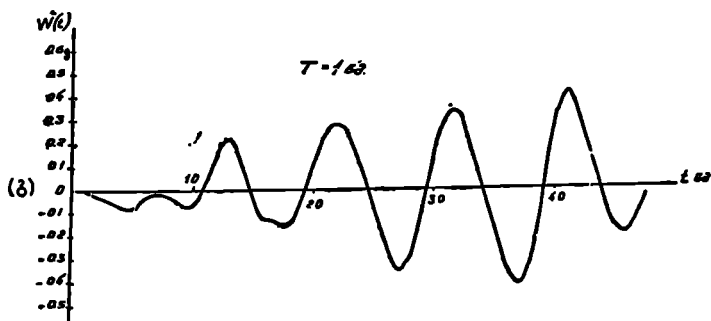
$$W^*(t) = \ddot{u}_0(t) + \ddot{u}(t) = - \left[\frac{4\pi^2}{T^2} u(t) + \frac{\delta}{\pi} \frac{2\pi}{T} \dot{u}(t) \right], \quad (1.15)$$

ხოლო პრაქტიკისათვის საკმარისი მიახლოებით

$$W^*(t) \approx - \frac{4\pi^2}{T^2} u(t), \quad (1.15')$$

სადაც $u(t)$ გამოითვლება (1.10) ფორმულით, ხოლო ფარდობითი სიჩქარე $V(t)$ — (1.10)-ის ერთჯერადი გაწარმოებით და შემდეგ სათანადო გამოთვლების შესრულებით.

წრფივი ოსცილატორის აბსოლუტური სეისმური სიჩქარე გამოითვლება (1.15)-ის მიხედვით აგებული აქსელეროგრაფის ერთჯერადი რიცხობრივი ინტეგრებით.



ნახ. 7. წრფივი ოსცილატორის აბსოლუტური სეისმური აჩქარების დიაგრამები (აქსელეროგრამები) აგებული სურ. 1.3 გ-ზე მოყვანილი მიწისძვრის აქსელეროგრაფის მიხედვით, როცა ოსცილატორის საკუთარი რხევების ლოგარითმული დეკრემენტი ტოლია 0,3-ის.

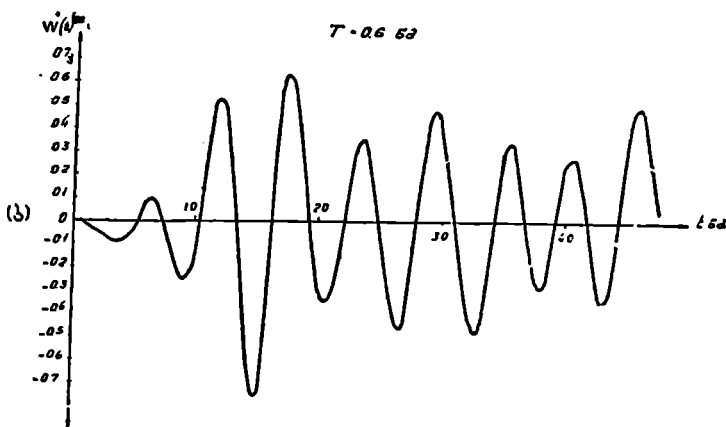
ა) ოსცილატორი საკუთარი რხევების პერიოდით $T=0,1$ წმ.;

ბ) ოსცილატორი საკუთარი რხევების პერიოდით $T=0,6$ წმ.

საილუსტრაციოდ ნახ. 7-ზე ნაჩვენებია წრფივი ოსცილატორის აბსოლუტური სეისმური აჩქარების დიაგრამები — აქსელეროგრამები, აგებული საქართველოს სსრ მეცნიერებათა აკადემიის სამ-

შენებლო მექანიკისა და სეისმომდეგობის ინსტიტუტში, ოსცილატორების საკუთარი რხევების 0,1; 0,6; 1,0 წამის პერიოდებისა და ლოგარითმული დეკრემენტის 0,3 მნიშვნელობისათვის (დიაგრამები ა, ბ და გ).

ეს სიდიდეები დამახასიათებელია ჩვეულებრივი კონსტრუქციის მცირე და საშუალო სიმაღლის საცხოვრებელი სახლებისა-



გ) ოსცილატორი საკუთარი რხევების პერიოდით $T=1,0$ წმ (იხ. გვ. 25)

თვის. სათანადო გამოთვლები შესრულდა საქართველოს მეცნიერებათა აკადემიის გამოთვლით ცენტრში (1.10) ფორმულის მიხედვით ნახ. 3-ზე მოყვანილი დამანგრეველი მიწისძვრის აქსელეროგრამის გამოყენებით.

განსაკუთრებით მნიშვნელოვანია წრფივი ოსცილატორების ფარდობითი-დრეკადი სეისმური გადაადგილების, სიჩქარისა და აბსოლუტური სეისმური აჩქარების ხსენებული დიაგრამების მაქსიმალური ორდინატების მნიშვნელობები. თუ მათ მნიშვნელობებს ავიღებთ იმ დიაგრამებიდან, რომლებიც აგებულია T პერიოდის სხვადასხვა მნიშვნელობისათვის, მაგრამ დეკრემენტის δ -ს რომელიმე ერთი სიდიდისათვის და მათ გადავზომავთ, როგორც ორდინატებს პერიოდის სათანადო მნიშვნელობისათვის, მივიღებთ წრფივი ოსცილატორის ფარდობითი სეისმური გადაადგილების $u(t)$, სიჩქარის $V(t)$ და აბსოლუტური სეისმური აჩქარების $W^*(T)$ სპექტრულ მრუდებს [37]. ასეთი მრუდები დეკრემენტის სამი სხვადასხვა

მნიშვნელობისათვის მაგალითის სახით ნაჩვენებია ნახ. 8-ზე. მათ საფუძვლად უდევთ დამანგრეველი მიწისძვრის h -ის მდგენელის ნახ. 3-ზე მოყვანილი აქსელეროგრამა.

ასეთი სპექტრული მრუდების შესაბამის ორდინატებს შორის არსებობენ შემდეგი მარტივი ფუნქციონალური დამოკიდებულებები:

$$u(T) = \frac{T}{2\pi} V(t),$$

$$W(T) = \frac{T^2}{4\pi^2} V(T),$$

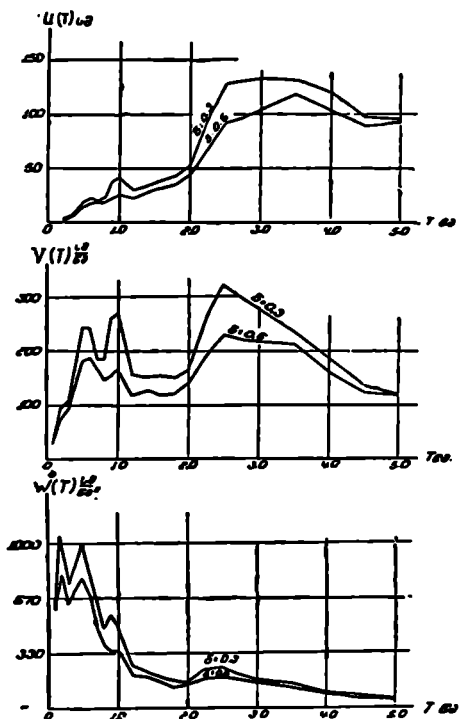
სადაც, თანახმად (1.10)-ისა, (1.10¹)-ის გათვალისწინებით, ოსცილატორის ფარდობითი სეისმური სიჩქარის მაქსიმალური მნიშვნელობაა:

$$V(T) = \left| \int_0^T \ddot{u}_0(\xi) e^{-\frac{\gamma}{2\pi} \omega (T-\xi)} \cdot \sin \omega (T-\xi) d\xi \right| \quad \text{მაქსიმუმი}$$

ამ სიდიდეების სპექტრული მრუდები აგებულია სხვა დამანგრეველი მიწისძვრისათვის და თავიანთი მოხაზულობით მსგავსი არიან ნახ. 8-ზე მოყვანილი ანალოგიური მრუდებისა. მაგრამ შეიმჩნევა, განსაკუთრებით აჩქარების სპექტრულ მრუდებში, ის განსხვავება, რომ მათი მაქსიმუმები შეესაბამება ოსცილატორის საკუთარი რხევების პერიოდის სხვადასხვა მნიშვნელობას, რაც ზედაპირული გრუნტის. ადგილმდებარეობის გეოლოგიურ კრილში ქანებისა და ფენების, ჰიპოცენტრული მანძილისა და მიწისძვრის კერის მექანიზმის თავისებურებების გავლენას მიეწერება. აღმოჩნდა, რომ წრფივი ოსცილატორის აბსოლუტური სეისმური აჩქარების სპექტრული მრუდის მაქსიმუმი დაახლოებით შეესაბამება იმ ზედაპირული გრუნტის ფენის სეისმური რხევების აჩქარების გაბატონებულ პერიოდს, რომელზედაც გამოყენებული აქსელეროგრამა იყო ჩაწერილი. ეს იმას ნიშნავს, რომ, მიუხედავად მნიშვნელოვანი არასტაციონარობისა და არარეგულარობისა, ასეთი რხევები იწვევენ ეფექტს, რომელიც რეზონანსის მოვლენას მოგვაგონებს.

როგორც ეს ადრე იყო აღნიშნული, წრფივი ოსცილატორის სეისმური რხევების კინემატიკური ელემენტების სპექტრული მრუ-

დები განსაკუთრებულ როლს ასრულებს სეისმოქმედგობის თეორიის ძირითადი ამოცანის გადაწყვეტაში.



ნახ. 8. წრფივი, ოსცალატორის სეისმური რხევების სპექტრები, აგებული სურ.

1.3 გ-ზე მოყვანილი აქსელეროგრამის მიხედვით;

ა) ფარდობითი (დრეკადი) გადაადგილების სპექტრი;

ბ) ფარდობითი (დრეკადი) სიჩქარის სპექტრი;

გ) აბსოლუტური აჩქარების სპექტრი.

§ 4. სეისმური მიკროდარაიონების მეთოდოლოგია

მიწისძვრის კერაში მთის ქანის ფენის ნაწილების ურთიერთ-გადაადგილება წარმოქმნის სიღრმე, სიგრძე და განივ სეისმურ ტალღებს, რომლებიც, ვრცელდებიან რა ყველა მიმართულებით, ქანების დაფენასთან დაკავშირებულ გამყოფ ზედაპირებთან მრავალჯერ გარდატეხის და ნაწილობრივი არეკვლის შემდეგ აღწევენ დედამიწის ზედაპირსაც.

მიწის ზედაპირის სეისმური მოძრაობა — მიწისძვრა არის ამ ზედაპირზე ქვევიდან ვარდნილი და მისგან არეკვლილი სილქმითი ტალღების შეჯამების შედეგი.

მიწისძვრის კერის სიღრმე ეპიცენტრული არეს რადიუსის თანაზომადია. ამიტომ საფუძველს მოკლებული არ არის ის დაშვება, რომ სიღრმითი ტალღების ფრონტიც აგრეთვე სიბრტყეს წარმოადგენს და რომ, საერთოდ, საქმე გვაქვს ბრტყელ სეისმურ ტალღებთან.

დადგენილია, რომ რაც უფრო ღრმად არის განლაგებული მთის ქანის ფენა, მით მეტია მისი სიხისტე — მასში სეისმური ტალღის გავრცელების სიჩქარე. ამის გამო, კერიდან უახლოესი ფენისადმი თუნდაც დახრილად ვარდნილი სიღრმითი ტალღა, თავისი სხივის აღმავალ ტრაექტორიაზე, განიცდის რა მრავალჯერად გარდატეხას შემხვედრ გამყოფ ზედაპირზე, მიწის თავისუფალ ზედაპირზე ვარდება თითქმის სწორი კუთხით — ნორმალურად და, აირეკლება რა აქედან იმავე სიდიდის კუთხით, განიცდის აგრეთვე მრავალჯერად გარდატეხას დაღმავალ ტრასაზე.

დედამიწის ზედაპირულ ზონაში წარმოაშვება და ვრცელდება სიგრძივი და განივი — რეილისა და ლიავას ზედაპირული სეისმური ტალღები. მათ მიერ გამოწვეული რხევების გაბატონებული (საშუალო) პერიოდები დიდად არის დამოკიდებული გრუნტის სიხისტესა და მისი ფენის სისქეზე. სახელობრ, რაც უფრო ნაკლებია გრუნტის სიხისტე და მეტია ფენის სისქე, მით მეტია რხევათა პერიოდი. ამიტომ, როცა კლდოვანი და ნახევრად კლდოვანი ქანები გამოდიან მიწის ზედაპირზე, მათი ფენის სისქე და, მაშასადამე, სეისმური რხევების პერიოდი იმდენად დიდია ნაშენთა საკუთარი რხევების პერიოდებთან შედარებით. რომ ასეთი რხევები არ არიან საშიში ნაშენთა მდგრადობისა და სიმტკიცისათვის. იმ შემთხვევაში, როცა ზედაპირული ფენა შედარებით სუსტი გრუნტისაგან შედგება და მისი სისქეც შედარებით მცირეა (არა უმეტეს 40—60 მეტრისა), მაშინ შესაძლებელია, რომ მიწის ზედაპირის სეისმური რხევების პერიოდი ზედაპირულ ტალღებში აღმოჩნდეს ნაშენთა საკუთარი რხევის პერიოდის თანაზომადი, რასაც უკვე მნიშვნელობა ექნება ასეთი ნაშენების სეისმომდგრადობისათვის. საინჟინრო პრაქტიკა ძირითადად დიანტერესებულია ეპიცენტრული არეთი, სადაც მიწისძვრა მაქსიმალური ინტენსივობით ვლინდება, და ასეთ არეში შესაძლებელია დასაგეგმარებელი ნაშენიც აღმოჩნდეს. აქ უკვე მეტი ინტენსივობის გამო გადამწყვეტი მნიშვნელობა აქვს სიღრმი-

თი სეისმური ტალღებით გამოწვეულ რხევებს. კერძოდ, მხედველობაში გვაქვს განივი (და თანაც მისი ერთ-ერთი სახეობა) SH ტალღა, რომელიც იწვევს ნაშენთა მდგრადობისა და სიმტკიცისათვის ყველაზე არახელსაყრელ თარაზულ სეისმურ რხევებს და განაპირობებს მიწისძვრის მაქსიმალურ — დამანგრეველ ფაზას. ასეთ განივ ტალღას ის თვისებაც გააჩნია, რომ არ იცვლის სახეობას — რჩება SH განივ ტალღად გარდატეხის შემდეგაც.

ეპიცენტრული არეს რადიუსი ნორმალური სიღრმის კერების მქონე მიწისძვრების დროს არ აღემატება 10—40 კილომეტრს, ამიტომ საინჟინრო პრაქტიკისათვის დასაშვებია, რომ მხედველობაში არ იქნეს მიღებული ზედაპირის და, მაშასადამე, მთის ქანების ნახსენები გამყოფი ზედაპირების სფერული სიმრუდე.

ის გარემოება, რომ დედამიწის ზედაპირის ახლო გარემოში სეისმური ტალღის სხივს თითქმის შვეული მიმართულება აქვს, ნებას გვაძლევს დავკმაყოფილოთ ტალღების თეორიის ერთგანზომილებიანი ამოცანის განხილვით, რომლის მიხედვითაც ქანის ნებისმიერი j -ური ფენის z კოორდინატის მქონე წერტილის თარაზული მოძრაობის დიფერენციალური განტოლება შეიძლება ასე ჩაიწეროს:

$$\frac{\partial^2 W_j(z, t)}{\partial t^2} - c_j^2 \frac{\partial^2 W_j(z, t)}{\partial z^2} = 0, \quad (1.16)$$

სადაც t — დრო;

$W_j(z, t)$ — მთის ქანის j -ურის ფენის z კოორდინატიანი წერტილის სეისმური აჩქარება;

c_j j -ური ფენის მთის ქანში განივი სიღრმივი ტალღის გავრცელების სიჩქარე.

განტოლება (1.16)-ის ამონახსნს აქვს შემდეგი სახე:

$$W_j(z, t) = W_j\left(i - \frac{z_j}{c_j}\right) + W_j^*\left(t + \frac{z_j}{c_j}\right). \quad (1.17)$$

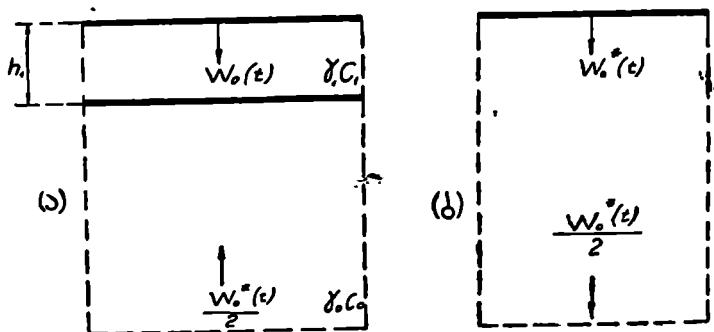
აქ მარჯვენა მხარეში პირველი შესაყრები შეესაბამება ტალღას, რომელიც z ღერძის დადებითი მიმართულებით ვრცელდება, ხოლო მეორე შესაყრები — ტალღას, რომელიც უკუმიმართულებით ვრცელდება.

გამოვიყენოთ ფორმულა (1.17) სეისმური მიკროდარაიონების, ე. წ. რიცხოვრივი მეთოდის პირდაპირი და შებრუნებული ამოცანების გადასაწყვეტად.

პირდაპირი ამოცანა მდგომარეობს დასარაიონებელი ადგილ-მდებარეობის კონკრეტული საინჟინრო-გეოლოგიური კრილის მიხედვით მიწის ზედაპირის სეისმური რხევების აქსელეროგრამის ანალიზურად აგებაში, თუ მოცემულია კლდოვანი ქანის ფენის როგორც საძირკვლის მოძრაობის აქსელეროგრამა.

ლაპარაკია აქსელეროგრამაზე, რადგან, როგორც ეს ადრე იყო ნაჩვენები, აქსელეროგრამის რიცხობრივი ინტეგრებით სეისმოგრამისა და ველოსიგრამის მიღება ამჟამად სიძნელეს არ წარმოადგენს. ამით შეიძლება გავითვალისწინოთ მიწისძვრის ინტენსივობასა და მის სპექტრულ მახასიათებლებზე გრუნტების თვისებების გავლენა. გარდა ამისა, სეისმური ზემოქმედების მათემატიკური მოდელირების ადრე აღნიშნული მეთოდის გამოყენებით, შესაძლებელი ხდება საკმაოდ საპასუხისმგებლო შენობის ან ნაგებობის გაანგარიშება.

შებრუნებული ამოცანა მდგომარეობს კლდოვანი ქანის ფენისათვის აქსელეროგრამის ანალიზურად აგებაში, თუ მოცემულია



ნახ. 9. სეისმური მიკროდარაიონების რიცხვობრივი მეთოდის პირდაპირი და უკუამოცანების შესაბამისი სქემები:

- ა) ერთფენოვანი გრუნტის გარემო პირდაპირი ამოცანის დროს;
- ბ) მიწის ზედაპირზე გამოსული კლდოვანი ქანის გარემო უკუამოცანის დროს

სეისმური რხევების ინსტრუმენტულად ჩაწერილი აქსელეროგრამა არაკლდოვანი ყამირისათვის [33, 38, 39]. საქმე იმაშია, რომ დამანგრეველი მიწისძვრების თითქმის ყველა არსებული აქსელეროგრამა ჩაწერილია შედარებით რბილი, არაკლდოვანი ყამირებისათვის. ჩვენთვის საინტერესო მეთოდის არსთან გაცნობის გამარტივების მიზნით განვიხილოთ შემთხვევა, როცა ადგილმდებარეობის საინ-

ჟინრო-გეოლოგიური მრავალფენიანი ჰრელი დაცივანება შედარებით რბილი ყამირის — h_1 სისქის ერთ ზედაპირულ ფენაზე, რომელიც ძვეს უსასრული სისქის კლდოვან ფენაზე (ნახ. 9 ა).

ზემოთ დახასიათებული პირდაპირი ამოცანის ამოხსნა შეიძლება ჩაიწეროს შემდეგი უსასრულო კრებადი მწკრივის სახით:

$$W_0(h_1, t) = 2k_{0,1} \sum_{j=1}^{\infty} \alpha_{1,0}^{(j-1)} W_0^* \left[t - (2j-1) \frac{h_1}{c_1} \right], \quad (1.18)$$

სადაც მარჯვენა მხარეში კოეფიციენტი 2 შეესაბამება სეისმური აჩქარების გაორკეცებას მიწის ზედაპირთან ვარდნილი და ანარეკლი ტალღების შეჯამების გამო; $k_{0,1}$ — ტალღის ქვედა და ზედა ფენების გამყოფ ზედაპირთან გარდატეხის კოეფიციენტი და გამოითვლება ფორმულით

$$k_{0,1} = \frac{2}{1 + \frac{\gamma_1 c_1}{\gamma_0 c_0}}, \quad (1.19)$$

ხოლო ქვედა გამყოფი ზედაპირიდან ტალღის არეკვლის კოეფიციენტი

$$\alpha_{1,0} = \frac{1 - \frac{\gamma_0 c_0}{\gamma_1 c_1}}{1 - \frac{\gamma_1 c_1}{\gamma_0 c_0}}. \quad (1.20)$$

ამ ფორმულებში γ_0 და c_0 აღნიშნავენ კლდოვანი ქანის მოცულობით წონას და მასში განივი ტალღის გავრცელების სიჩქარეს;

γ_1 და c_1 — იგივეს ზედა ფენისათვის.

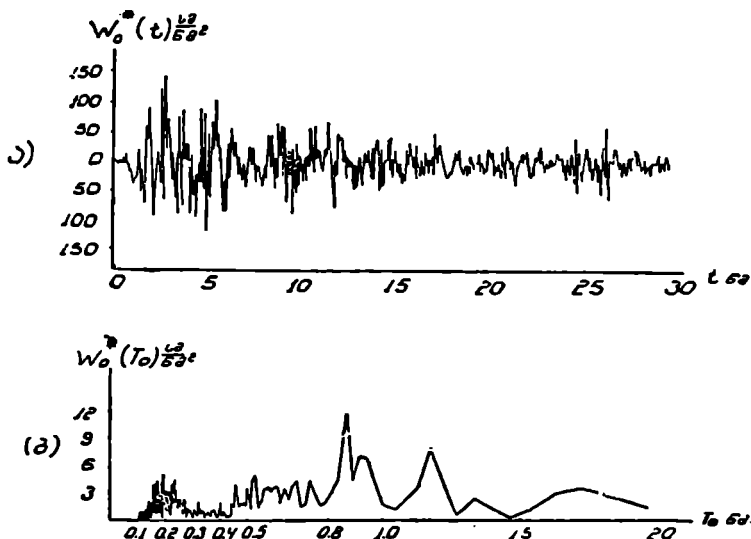
როგორც ეს ადრე იყო აღნიშნული, $\gamma_1 c_1 < \gamma_0 c_0$ და ამიტომ კოეფიციენტი $\alpha_{1,0}$ ერთზე ნაკლებია, რაც გასაგებს ხდის (1.18) მწკრივის სწრაფ კრებადობას. პირდაპირი ამოცანის ეს ამონახსნი მიღებულია იმ დაშვებით, რომ ტალღის ამპლიტუდის დაცხრომა იმდენად მცირეა, რომ ის შეგვიძლია უგულებელვყოთ, რაც სინამდვილესთან ახლოა იმდენად, რამდენადაც საქმე გვაქვს ტალღის გარბენის შედარებით მცირე მანძილებთან.

იმავე ამოცანის ამონახსნს რამდენიმე ფენისათვის იმდენად რთული სახე აქვს, რომ ის წინამდებარე წიგნში არ მოგვყავს და მისი საინჟინრო პრაქტიკაში გამოყენება შესაძლებელია მხოლოდ ელექტრონული ციფრობრივი გამოთვლელი მანქანის დახმარებით.

საინჟინრო სეისმოლოგიის უკუამოცანის ამონახსნი [33, 38] იმავე უმარტივესი საინჟინრო-გეოლოგიური კრილიათის (ნახ. 9 ბ) ჩაიწერება შემდეგნაირად:

$$W_0^*(t) = \frac{1}{k_{0,1}} \left[W_0 \left(h_1, t + \frac{h_1}{c_1} \right) - \alpha_{1,0} W_0 \left(h_1 t - \frac{h_1}{c_1} \right) \right]. \quad (1.21)$$

შედგენილია ალგორითმი და გამოთვლის პროგრამა მრავალ-ფენიანი გარემოსათვის იმავე უკუამოცანის ამონახსნელად [38]. ნახ. 10-ზე საილუსტრაციოდ ნახვენებია აქსელეროგრამა მიწის ზედაპირზე გამოსული კლდოვანი ფენისათვის, რომელიც აგებულია აღწერილი მეთოდით ნახ. 3 გ-ზე მოყვანილ ჩ-ს აქსელეროგრამის გადაანგარიშებით. იქვე ნაჩვენებია შესაბამისი სპექტრი.



ნახ. 10. კლდოვანი ფუძის აქსელეროგრამა, აგებული ანალიზურად სურ. 1—3 გ-ზე მოყვანილი აქსელეროგრამის მიხედვით, და მისი შესაბამისი სპექტრი.
ა) აქსელეროგრამა აგებული კლდოვანი ფუძისათვის.
ბ) აჩქარების სპექტრი.

ასეთი გზით მიღებული აქსელეროგრამები დამოკიდებული არ არის კონკრეტულ საინჟინრო-გეოლოგიურ პირობებზე, ამიტომ მათ განზოგადებული თვისებები გააჩნიათ. ეს გარემოება საშუალებას

იძლევა საინჟინრო პრაქტიკაში დავკმაყოფილდეთ მინიმალური რაოდენობით (4—5) ერთმანეთისაგან რაც შეიძლება მკვეთრად განსხვავებული დამახასიათებელი აქსელეროგრაშებით, რომლებიც ასახავენ მხოლოდ ისეთი ფაქტორების გავლენას, როგორიცაა მიწისძვრის კერის მექანიზმისა და დედამიწის ქერქის სიღრმითი აგებულების თავისებურებები. ისინი პირველ რიგში ვლინდებიან მიწისძვრის ხანგრძლივობაში — აქსელეროგრამის სიგრძეში.

იმ მიზნით, რომ გამოირიცხოს მიწისძვრის ინტენსივობის ფაქტორი, თითოეული დამახასიათებელი აქსელეროგრამის ორდინატებს ვყოფთ მაქსიმალურ ამპლიტუდაზე და ამით ვღებულობთ ნორმირებულ აქსელეროგრამას.

ნაშენზე სეისმური ზემოქმედების მათემატიკური მოდელირების ყოველ კონკრეტულ შემთხვევაში ნორმირებულ-დამახასიათებელი აქსელეროგრამების ორდინატებს ვამრავლებთ ნაშენის საანგარიშო სეისმურობის შესაბამის აჩქარებაზე, აღებულს სეისმური სკალიდან [29].

სეისმური მიკროდარაიონების ზემოთ დახასიათებული ანალიზურ-რიცხობრივი მეთოდი ჭერ კიდეც განვითარების საწყის ფაზაში იმყოფება და ავსებს დანარჩენ — ექსპერიმენტულ და ემპირიულ მეთოდებს, სეისმური მიკროდარაიონების შედარებით კარგად ათვისებულ ე. წ. ინსტრუმენტულ და საინჟინრო-გეოლოგიურ მეთოდებს [41—61]. განვიხილოთ მოკლედ მათი არსი.

ინსტრუმენტული მეთოდის ერთ-ერთი სახეობა ძირითადად მდგომარეობს სეისმური ძალის ნაზრდის განსაზღვრაში შემდეგი ფორმულით [40]:

$$\Delta I_0 = 1,67 \log \frac{Y_0 C_0}{Y_1 C_1} + e^{-0,04 h_0^2}, \quad (1.22)$$

სადაც Y_0 და C_0 — გრანიტის ქანის, როგორც ეტალონის, მოცულობითი წონა და მასში სეისმური ტალღის გავრცელების სიჩქარე;

Y_1 და C_1 — იგივე სიდიდეები, მხოლოდ იმ გრუნტისათვის, რომლისთვისაც სეისმური ბალის ნაზრდს ვეძებთ;

h_0 — გრუნტის დონე ათვლილი მიწის ზედაპირიდან. როცა ის ნულისკენ მიისწრაფვის, როგორც ეს (1.22) ფორმულიდან ჩანს, სეისმურობა ერთი ბალით იზრდება. ეს ფორმულა დამოკიდებული არ არის სეისმური ტალღის სახეობაზე.

ტალლის გავრცელების სიჩქარეს ზომავენ ინსტრუმენტულად, გრუნტის ხელოვნურად აღძრული რხევის დროს. ამას აღწევენ 3—5 მეტრის სიმაღლეზე აწეული 50—100 კილოგრამი ტვირთის გადასატანი სამფეხიდან მიწაზე ჩამოგდებით. იმავე მიზნით იყენებენ გრუნტში მოწყობილ ხელოვნურ აფეთქებასაც.

ინსტრუმენტული მეთოდის მეორე სახეობა მდგომარეობს გრუნტების ფარდობითი სეისმურობის ექსპერიმენტულად დადგენაში. ამ მიზნით გამოიყენება დროებით მოწყობილ სეისმომეტრულ სადგურებში მიღებული მიკროსეისმებისა და სუსტი ადგილობრივი მიწისძვრების ინსტრუმენტული ჩანაწერები.

ფარდობითი სეისმურობის დასადგენად საინჟინრო-გეოლოგიური მეთოდი კომპლექსურად იყენებს მოცემული ადგილმდებარეობის საინჟინრო-გეოლოგიურ, გეომორფოლოგიურ და ჰიდრო-გეოლოგიურ მონაცემებს, რომლებიც მიღებულია დამანგრეველი მიწისძვრების შედეგების ინჟინრული შესწავლით (ემპირიული მეთოდით). ამ გზით დადგენილია, რომ ერთი და იმავე მიწისძვრის დროს ერთნაირ ჰიპოცენტრულ მანძილზე მიწისძვრა სხვადასხვა ინტენსივობით ვლინდება. მაგალითად, ინტენსივობა ფხვიერ-რბილ გრუნტზე ორი ბალით მეტია, ვიდრე კლდოვან ქანზე. მოცემული ადგილმდებარეობის ინჟინრულ-გეოლოგიური პირობების გათვალისწინება მდგომარეობს სხვადასხვა სახის გრუნტებისათვის ანალოგიური ფარდობითი სეისმურობის დადგენაში.

ჰიდროგეოლოგიური პირობების გათვალისწინება გულისხმობს გრუნტის წყლის დონის გავლენის დადგენას ადგილმდებარეობის სეისმურობაზე. როგორც ზევით დავინახეთ, ეს გავლენა გამოიხატება ადგილმდებარეობის სეისმურობის გადიდებაში. მას ლიტერატურაში შემდეგნაირად ხსნიან: ფიქრობენ, რომ, რადგან წყლის შემცველობა გრუნტში იწვევს სეისმური ტალლის გავრცელების სიჩქარის გადიდებას, ეს მოვლენა ტოლფასია ახალი თვისების მქონე გრუნტის ფენის წარმოშობისა და, რამდენადაც ასეთი ფენა ახლო აღმოჩნდება მიწის ზედაპირთან, მით მეტი ინტენსივობით გამოვლინდება მიწისძვრა.

ჩვენ ვეთანხმებით ასეთ ახსნას, რადგან წყლის შემცველობას შეუძლია მნიშვნელოვნად გააღიძოს სიგრძივი და შეამციროს განივი სეისმური ტალღების გავრცელების სიჩქარე, რომელიც, როგორც ეს ზემოთ იყო აღნიშნული, განაპირობებს მიწისძვრის გამოვლინების მაქსიმალურ ინტენსივობას.

ჩვენი აზრით, მნიშვნელოვანია ისიც, რომ წყლის შემცველობა

იწვევს გრუნტის სიხისტის შემცირებას ძვრაზე და გრუნტის მასის მკვეთრად გაზრდას 30—50%-ით ფორიანობაზე დამოკიდებულებით, რაც თავის მხრივ აღიღებს ასეთი გრუნტის სეისმური რხევების ამპლიტუდას. გარდა ამისა წყლის შემცველობა იწვევს გრუნტში საკუთარი წონისაგან გამოწვეული ნორმალური მიტვირთვის — სეისმური მოძრაობის ამ მნიშვნელოვანი შემზღუდავი ფაქტორის — იმავე სიდიდით შემცირებას. ეს გამოწვეულია გრუნტის წყალში შეწონის გამო. ამას ემატება ისიც, რომ ფხვიერ გრუნტში მიწისძვრის დროს წარმოიშობა წყლის ფორული წნევა, რაც ამცირებს გრუნტის შიგა ხახუნის ძალებს და აღიღებს ასეთი გრუნტის რხევების ამპლიტუდას.

ცხადია, რომ რაც უფრო ზემოთ აღმოჩნდება გრუნტის წყლის დონე, მით მეტი იქნება წყლის შემცველი გრუნტის გარემოს გავლენა მიწის ზედაპირის რხევების ინტენსივობაზე.

გრუნტის წყლების უარყოფითი გავლენის შემცირების ერთ-ერთ ეფექტურ ღონისძიებას წარმოადგენს დრენაჟი, რომელიც, ცხადია, უნდა მოეწყოს სამშენებლო მოედნის ბევრად უფრო დიდ ფართობზე, ვიდრე ეს უშუალოდ ასაშენებელმა ობიექტმა უნდა დაიკავოს.

გეომორფოლოგიური პირობების გავლენა ადგილმდებარეობის სეისმურობაზე გამოიხატება შემდეგში: რაც მეტია მთის კალთის ქანობი, მით მეტად არის გამოფიტული ყაბირი ზედაპირულ ფენაში და მით მეტი შესაძლებლობა არსებობს იმისა, რომ აქ მიწისძვრის გავლენით წარმოიშვას მეწყერული ძვრები, რაც თავის მხრივ ზრდის ფერდობის სეისმური მოძრაობის ამპლიტუდას. გარდა ამისა, მასზე ვარდნილი სეისმური ტალღის სხივის მიმართ შესაძლოა ფერდობის ისეთი ორიენტაცია, რომ მიწისძვრა ფერდობზე მეტი ინტენსივობით გამოვლინდეს, ვიდრე ვაკეზე.

ზემოთ ნათქვამს ისიც ემატება, რომ მიწის საკმაოდ მაღალი ბორცვი და საკმაოდ ღრმა ხეობის ციცაბო ფერდის მასივი, ქმნიან რა თავისებურ ნაგებობებს, განიცდიან გაცილებით მეტი ამპლიტუდის თარაზულ სეისმურ რხევებს, ვიდრე წყნარი რელიეფის მქონე მიწის ზედაპირი.

ადგილმდებარეობის სეისმურობაზე დახასიათებული ფაქტორების გავლენის გათვალისწინების მეთოდოლოგია და პრაქტიკული რეკომენდაციები საკმაოდ დაწვრილებით არის განხილული ზემოთ მითითებულ სამეცნიერო შრომებში [10, 41—46], სეისმომედეგი

მშენებლობის გეგმარების ნორმებში [30] და სეისმური მიკროდარაიონების ინსტრუქციაში [40].

სეისმური მიკროდარაიონების მეთოდის დამუშავებისა და მისი შემდგომი სრულყოფის საქმეში დიდი დამსახურება მიუძღვის საქართველოს სპეციალისტებს, რომელთა ნაშრომების საფუძველზე ჩატარებულია მრავალი ქალაქის, მსხვილი საწარმოო ობიექტების, სამშენებლო მოედნებისა და ჰიდრომშენებლობების ტერიტორიების სეისმური მიკროდარაიონება საქართველოში და მის ფარგლებს გარეთ. ამ შრომებში გამოიყენება ის განსხვავებული პრინციპი, რომ სეისმური მიკროდარაიონების რუკაზე ნაჩვენები სეისმურობა (ბალებში) ბევრ შემთხვევაში მიეკუთვნება ადგილმდებარეობის ყველაზე არახელსაყრელ საინჟინრო-გეოლოგიურ პირობებს და არა ე. წ. საშუალო პირობებს, როგორც ეს სხვა სპეციალისტებს მიაჩნიათ. მართლაც, ექვს არ უნდა იქვეყდეს ის გარემოება, რომ მოცემული ადგილმდებარეობის სეისმურობა, თუ ის დადგენილია აქ მომხდარი მიწისძვრების შედეგების შესწავლით, შეესაბამება ამ ადგილმდებარეობის მხოლოდ უარეს საინჟინრო-გეოლოგიურ, ჰიდროგეოლოგიურ და გეომორფოლოგიურ პირობებს. ამ პრინციპს მარტო მეთოდური მნიშვნელობა როდი აქვს. საქმე იმაშია, რომ მას მიკროდარაიონების დროს მივყევართ სეისმური დარაიონების რუკაზე ნაჩვენები სეისმურობის შენარჩუნებამდე ან მის შემცირებამდე, როგორც წესი, ერთი ბალით, რაც ზოგიერთ შემთხვევაში მნიშვნელოვან ეკონომიურ ეფექტს იძლევა.

გრუნტების საინჟინრო-გეოლოგიური და სხვა პირობების გასაშუალოების პრინციპი სამართლიანია მხოლოდ ისეთი ადგილმდებარეობის მიმართ, რომლის სეისმურობა დანიშნულია მთელი სეისმური რეგიონის სეისმოსტატისტიკური მონაცემების გასაშუალოებით, რაც გამოწვეულია კონკრეტული ემპირიული მონაცემების უქონლობით.

§ 5. საინჟინრო-საინსტრუქციული სადგურები

საინჟინრო-სეისმომეტრული სამსახურის ქსელის დანიშნულებაა აწარმოოს ძირითადი სახეობის გრუნტების, ტიპური შენობებისა და ნაგებობების რხევების რეგისტრაცია ძლიერი მიწისძვრების დროს. ამ ქსელს ქმნიან სათანადო ხელსაწყოებით აღჭურვილი საინჟინრო-სეისმომეტრული სადგურები.

მოკლედ განვიხილოთ ასეთი ხელსაწყოების ნაირსახეობა, მათი ძირითადი მახასიათებლები და მიღებული ინფორმაციის დამუშავების საკითხები.

საინჟინრო-სეისმომეტრული სადგურის მოწყობა მოითხოვს მნიშვნელოვან მატერიალურ ხარჯებს, რომელთა უმეტესი ნაწილი საჭიროა შედარებით მცირე რაოდენობით წარმოებული და ამიტომ საკმაოდ ძვირი სეისმომომღებები (გამზომი) და მარეგისტრირებელი (ჩამწერი) აპარატურის შესაძენად.

ასე რომ, უნდა ვეცადოთ, რომ საინჟინრო სეისმომეტრულმა სადგურმა მოგვეცეს მაქსიმალური მოცულობის ინფორმაცია მინიმალური რაოდენობის ხელსაწყოების გამოყენებით.

ველოსიგრამა შეიძლება აიგოს სეისმოგრამის ერთჯერადი რიცხობრივი გაწარმოებით ან მისი ჩაწერის პროცესში სათანადო ელექტრონული გარდამქმნელის გამოყენებით. ასეთი გზით მიღებული ველოსიგრამა, მის ზოგიერთ უბანზე დაზუსტების მიზნით, შეიძლება შეუდარდეს აქსელეროგრამის ერთჯერადი ინტეგრებით მიღებულ ველოსიგრამას.

ძლიერი მიწისძვრების დროს გრუნტებისა და ნაშენების რხევების ველოსიგრამები საშუალებას იძლევიან დავაზუსტოთ ნაშენთა სეისმომედგობაზე ანგარიშის ენერგეტიკული მეთოდი და, როგორც ამას მეოთხე თავში დავინახავთ, გამოვითვალოთ გრუნტში და მიწისქვეშა ნაგებობების ელემენტებში აღძრული სეისმური ძაბვები.

ძლიერი მიწისძვრების დროს გრუნტების მოძრაობის რაც შეიძლება ზუსტი სეისმოგრამების უშუალოდ ინსტრუმენტულად ჩაწერის აქტუალობა განსაკუთრებით გაიზარდა მას შემდეგ, რაც გადაწყდა პროგრამული მართვის მძლავრი სეისმური ბაქნების შექმნის ამოცანა, რომელთა ძირითად პროგრამას სწორედ სეისმოგრამა წარმოადგენს.

საბჭოთა კავშირში მიღებული ტიპური საინჟინრო-სეისმომეტრული სადგურის კომპლექსში შედის შემდეგი ძირითადი სახეობის ხელსაწყოები და მოწყობილობა: გამზომი ელექტროდინამიკური და მექანიკური სეისმომომღებები — სეისმომეტრები, აქსელერომეტრები და სეისმოსკოპები; ჩამწერი (მარეგისტრირებელი) ხელსაწყოები — ოსცილოგრაფები გალვანომეტრული რეგისტრაციით; ოსცილოგრაფების ქსელში ავტომატურად ჩამრთველი მოწყობილობა; ჩაწერის გამადიდებლობის მარეგულირებელი ხელსაწყო; მუდმივი დენის აკუმულატორები და გამმართველები; ფოტოჩანაწერების გამამჟღავნებელი დანადგარები.

ოსცილოგრაფების ავტომატური ჩამრთველი ფიზიკურ ქანქარას წარმოადგენს, რომლის მოძრაობის ამპლიტუდა, მიაღწევს რა გარკვეულ სიდიდეს საგრძნობი მიწისძვრის დროს (არანაკლებ 3—4

ბალისა), აღძრავს დამატებით ძაბვას აკუმულატორებით შექმნილი მუდმივი დენის ქსელში. ამ მომენტიდან მუშაობაში ირთება საინჟინრო სეისმომეტრული სადგურის ოსცილოგრაფები, რომლებიც ავტომატურადვე გამოირთვებიან 30 ან 50 წამის შემდეგ. ჩართვა-გამორთვის ასეთი ციკლი შეიძლება განმეორდეს რამდენიმე მიწისძვრის დროს, ისე რომ არ გამოიცვალოს ოსცილოგრაფში მოთავსებული სარეგისტრაციო ფოტოფირი.

მუშაობის საიმედოობის უზრუნველსაყოფად ქსელში პარალელურად ირთება არანაკლებ 2 ავტომატური ჩამრთველისა.

სეისმური გადაადგილების გასაზომად — სეისმოგრამის მისაღებად გამოიყენებიან შემდეგი ხელსაწყოები: სეისმომეტრი ВЭГИК, რომლის საკუთარი რხევების პერიოდი ტოლია 1,1 წამის და გამოსადეგია სუსტი (3—4 ბალის) მიწისძვრის შესაბამისი რხევების სარეგისტრაციოდ; სეისმომეტრი С5С საკუთარი რხევების 5 წამის ტოლი პერიოდით, რომელიც გამოსადეგია როგორც სუსტი, ისე საშუალო ინტენსივობის (4—5 ბალის) მიწისძვრებისათვის; სეისმომეტრი ВБП—3 საკუთარი რხევების 1.65 წამის ტოლი პერიოდით, რომელიც გამოსადეგია როგორც საშუალო, ისე მნგრეველი ინტენსივობის (7—9 ბალის) მიწისძვრების სარეგისტრაციოდ.

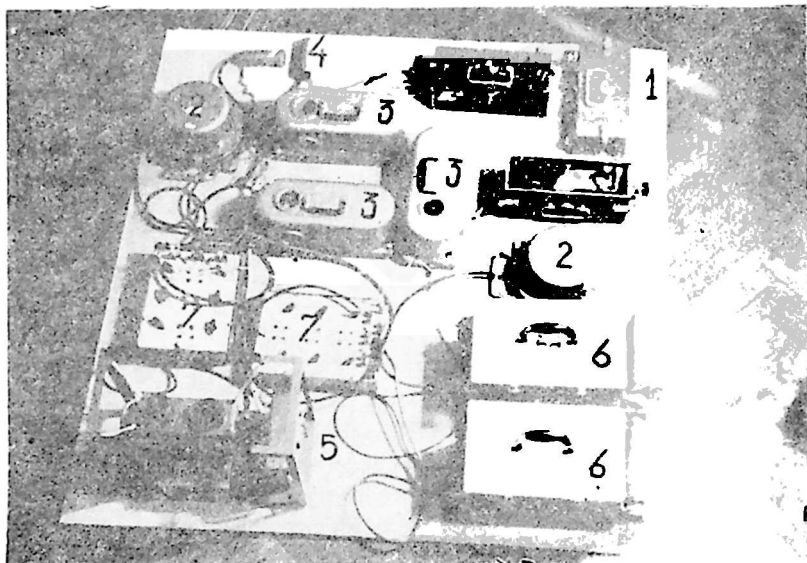
სეისმური რხევების აჩქარების დიაგრამის — აქსელეროგრამის მისაღებად გამოიყენება აქსელერომეტრი СПМ—15, საკუთარი რხევების 0,03 წამის ტოლი პერიოდით. იგი გამოსადეგია როგორც სუსტი, ისე საშუალო და მნგრეველი მიწისძვრების შესაბამისი რხევების სარეგისტრაციოდ.

გამოიყენება აგრეთვე დანადგარი УАР აქსელერომეტრით საკუთარი რხევების 0,045 წამის პერიოდით მნგრეველი მიწისძვრების სარეგისტრაციოდ.

გარდა ჩამოთვლილი ხელსაწყოებისა, ყველა ნახსენები ინტენსივობის სეისმური რხევის გამურულ მინაზე მექანიკურად ფიქსირებისათვის გამოიყენება ადვილი მოსაღებელი და იაფი ხელსაწყოები, ერთ- და მრავალქანქარიანი სეისმოსკოპები, მიუხედავად იმისა, რომ შესაბამისი ინსტრუმენტული ჩანაწერებიდან ამოვარდნილია დროის ფაქტორი, იგი მაინც ერთ-ერთ ობიექტურ მონაცემს წარმოადგენს მიწისძვრის ინტენსივობის განსასაზღვრავად, ზაზობრივი ოსცილატორის სეისმური აჩქარების სპექტრული მრუდის ასაგებად, ზოგჯერ კი სეისმური რხევების მთავარი მიმართულების დასადგენად.

საინჟინრო-სეისმომეტრულ სადგურებში ჩამწერ ხელსაწყო-
ბად გამოიყენება ჩვეულებრივი ოსცილოგრაფები ПОБ.—14М ანუ
Н—700. Н—004 ანდა М—0:0. გარდა ამისა, გამოიყენება შედა-
რებით იაფი და კომპლექსური ოსცილოგრაფი ИОС—2.

საინჟინრო პრაქტიკისათვის საინტერესო კონსტრუქციის შე-
ნობაში ან ყველა განსაკუთრებულად საპასუხისმგებლო ნაგებობა-



ნახ. 11. ტიპური საინჟინრო სეისმომეტრული სადგურის გ. მზომ- და ჩამწერი აპა-
რატურის საერთო ხედი.

1. სეისმომეტრი ВЭП11К;
2. სეისმომეტრი ВБП—3;
3. სეისმომეტრი С5С;
4. აქსელერომეტრი СРМ—16;
5. ოსცილოგრაფი НСО-2;
6. ოსცილოგრაფი Н 700;
7. ავტომატურად ჩამრთველი ხელსაწყო

ში, მაგალითად, კაშხალზე ზოწყობილ საინჟინრო-სეისმომეტრულ-
სადგურში განლაგებულმა ხელსაწყოებმა უნდა მოგვცეს შემდეგი
სახის ჩანაწერები: გრუნტის მოძრაობის სეისმოგრაფები ან აქსე-
ლეროგრაფები ნაშენის ფუძის ფ. რგლებში და მისგან საკმაოდ მო-

შორებით, იქ, სადაც ნაშენის გავლენა გრუნტის სეისმურ რხევებზე პრაქტიკულად გამოირიცხულია: ნაშენის სხვადასხვა ნიშნულზე განივი კვეთების მოძრაობის სეისმოგრამები და აქსელეროგრამები. ასეთი ინსტრუმენტული ჩანაწერები აუცილებელია სეისმური რხევების თარაზული მდგენელის განსაზღვრისათვის. სასურველია, რომ ჩანაწერები მიღებულ იქნეს ვერტიკალური და მეორე თარაზული მთავარი მიმართულების მდგენელებისთვისაც.

ნახ. 11-ზე ნაჩვენებია ტიპური საინჟინრო-სეისმომეტრულ სადგურში განლაგებული ხელსაწყოები.

უფრო მაღალი კლასის სადგურებში სასურველია დამატებით დაიდგას ტენზომეტრული გადამწოდები ნაშენის მზიდ ელემენტებში და გრუნტში ფარდობითი დეფორმაციების — ძაბვების გასაზომად.

საინჟინრო-სეისმომეტრულ სადგურებში მიღებული ინსტრუმენტული ჩანაწერები გარდა იმისა, რომ უშუალოდ გამოიყენებიან სეისმომედევგობია თეორიაში, მუშავდება მასობრივი ხასიათის ისეთი მონაცემების მისაღებად, როგორსაც წარმოადგენენ: გრუნტის სეისმური გადაადგილების, სიჩქარისა და აჩქარების ამპლიტუდური — სიხშირული სპექტრები; წრფივი ოსცილატორებს სეისმური გადაადგილების, სიჩქარისა და აჩქარების სპექტრები; ნაშენზე მოქმედი სეისმური ინერციული დატვირთვის ინტენსივობის ეპიურები; ნაშენთა საკუთარი რხევების პერიოდები და ფორმები; ნაშენთა მზიდ კონსტრუქციებში წარმოშობილი სეისმური ძაბვების ეპიურები.

უფრო დაწვრილებით მონაცემებს საინჟინრო-სეისმომეტრული სამსახურის შეაახებ მკითხველი შეიძლება გაეცნოს ლიტერატურით [10, 49—52].

ლიტერატურა — ЛИТЕРАТУРА

1. F. Omori, Seismic Experiments on the Fracturing and Overturing of Columus, Publ. Earthquake Invest. Comm. in Foreign Languages, № 4, Tokyo, 1900.
2. К. С. Завриев. Расчет инженерных сооружений на сейсмостойкость. Изд. Тифл. Политехн. ин-та, Тбилиси, 1928.
3. К., Сюэхино. Инженерная сейсмология. Изд-во. «Экономическая жизнь», М., 1935.
4. К. С. Завриев. Динамическая теория сейсмостойкости. Труды Закавказского института сооружений, вып. 29, Тбилиси, 1936.

5. Ц ш о х е р В. О. и В. А. Б ы х о в с к и й Антисейсмическое строительство. Изд-во Центральной строительной библиотеки, М., 1937.
6. Д ж а б у а Ш. А., Ч у р а я н А. Л., Л о р д к и п а н и д з е Р. С. Повреждения построек при Чаткальском землетрясении, Изд-во АН ГССР, Тбилиси, 1949.
7. Н а з а р о в А. Г. Метод инженерного анализа сейсмических сил. Изд-во АН Армянской ССР, Ереван, 1956.
8. Н а п е т в а р и д з е Ш. Г. Вопросы теории сейсмостойкости сооружений. Изд-во АН ГССР, Тбилиси, 1956.
9. К о р ч и н с к и й И. Л. Сейсмические нагрузки на здания и сооружения. Госстройиздат, М., 1959.
10. С. В. М е д в е д е в Инженерная сейсмология. Госстройиздат М. 1962.
11. Г. Н., К а р ц и в ა დ ზ ე, С. В. М е д ვ ე დ ე ვ, Ш. Г. ნ ა პ ე ტ ვ ა რ ი დ ზ ე. Сейсмостойкое строительство за рубежом. Госстройиздат, 1952.
12. С. В. П о л я к о в. Сейсмостойкие конструкции зданий. Изд-во „Высшая школа“, М., 1969.
13. С. В. М е д ვ ე დ ე ვ, Б. К. К ა რ ა პ ე ტ ი ა ნ, В. А. Б ы х о ვ ს კ ი ლ, Сейсмические воздействия на здания и сооружения. Госстройиздат, М., 1968.
14. Е. И. Б а к რ ა დ ზ ე. Экспериментальные исследования колебаний сооружений применительно к проблеме сейсмостойкости. Изд-во «Мецნიერება», Тбилиси, 1969.
15. მ. ნ ო დ ი ა. გეოფიზიკა, ნაწილი III (სეისმოლოგია). გამომცემლობა „ტექნიკა და შრომა“, თბილისი, 1941.
16. გ. თ ვ ა ლ თ ვ ა ძ ე, მიწისძვრები. საქ. სსრ მეცნიერებათა აკადემიის გამომცემლობა, თბილისი, 1950.
17. მ. ი ო ს ე ლ ი ა ნ ი მიწისძვრები საქ. სსრ პოლიტიკური ცოდნის გამავრცელებელი საზ. გამომცემლობა, თბილისი, 1960.
18. გ. პ ა პ ა ლ ა შ ვ ი ლ ი, მ. ი ო ს ე ლ ი ა ნ ი. მიწისძვრები და მათი გამოწვევები მიზეზები. საქ. სსრ მეცნიერებათა აკადემიის გამომცემლობა, თბილისი, 1961.
19. Е. Ф. С а в а р е н с к и й и Д. А. К и р н о с. Элементы сейсмологии и сейсмометрии. Изд-во механико-теоретической литературы, М. 1955.
20. Е. И. Б ю с. Сейсмические условия Закавказья. Часть I, изд-во АН ГССР, Тбилиси, 1930
21. Е. И. Б ю с. Сейсмические условия Закавказья. Часть II, изд-во АН ГССР, Тбилиси, 1952.
22. А. Д. Ц х ა კ ა ლ. Очерк развития сейсмологии в Грузии. 50 лет Тбилисской центральной сейсмической станции. Изд-во АН ГССР, Тбилиси, 1950.
23. Б. К. Б ა ლ ა ვ ა დ ზ ე. Гравитационное поле и строение земной коры в Грузии. Изд-во АН ГССР, Тбилиси, 1957.

24. Землетрясения в СССР. Изд-во АН СССР, М., 1961.
25. Атлас землетрясений в СССР. Изд-во АН СССР, М., 1962.
26. К. Е. Буллеп. Введение в теоретическую сейсмологию. Перевод с английского. Изд-во «Мир», М., 1966.
27. А. Д. Цхакая, Л. Н. Махатадзе, Л. Д. Табидзе, Чхалтское землетрясение. Изд-во «Мецниереба», Тбилиси, 1967.
28. Предсказание землетрясений. Сборник статей и материалов по разработке проблемы предсказания землетрясений. Перевод с английского. Изд-во «Мир», М., 1968.
29. Сейсмическое районирование СССР. Изд-во «Наука», М., 1968.
30. СНиП, часть II, раздел А. Строительство в сейсмических районах, нормы проектирования, СНиП П—А. 12—69, Госстройиздат, М., 1970.
31. Ambrose N. N. and Sarma S. K. The Response of Earth Dams to Strong Earthquakes, Publ. By the Institution of Civil ENG., London, 1967.
32. Mane P. M. and Gupta V. S. Koina Dam. Indian Journal of Power and River Valley, 1968.
33. Napetvaridze Sh. G. and Odisharia A. W. Evidence on the Seismic Motions of the Rocky Base for Designing Dams for Earthquake Resistance, Conference on Earthquake Resistance. London, 1970.
34. В. А. Быховский И. И., Гольденблат И. Л., Корчинский. О нормировании сейсмических нагрузок. М., 1960.
35. Ш. Г. Напетваридзе. Вопросы усовершенствования существующей методики определения сейсмической нагрузки. Сборник трудов. Изд-во «Мецниереба», Тбилиси, 1965.
36. Imamura A. Theoretical and Applied Seismology Maruzen and Co. Tokyo, 1937.
37. Housner G. W., Maktel R. R., Alford I. L. Spectrum Analysis of Strong-Motion Earthquakes, Bull. Seism. Soc. of Amer., v. 43, № 2, 1953.
38. Одিশария А. В. Построение численным методом акселерограммы сейсмического движения свободной поверхности скального основания. Сейсмостойкость сооружений. Сборник трудов. Изд-во «Мецниереба», Тбилиси, 1968.
39. Ш. Г. Напетваридзе. Обратная задача теории сейсмостойкости. Сейсмостойкость сооружений, сборник трудов. Изд-во «Мецниереба», Тбилиси, 1968.
40. С. В. Медведев, В. И. Бун, П. А. Гзелишвили, Г. А. Лямзина, А. С. Пирузян, Б. Н. Самков, С. А. Шагинян. Инструкция по сейсмическому микрорайонированию. Труды ИФЗ АН СССР, «Вопросы инженерной сейсмологии», вып. 7, изд-во АН СССР, М., 1962.

41. И. А. Гзелишвили. Сейсмическое микрорайонирование г. Тбилиси. Сообщения АН ГССР, т. VII, № 4, Тбилиси, 1946.
42. И. А. Гзелишвили и А. Н. Сафарян. Влияние микрогеологии на сейсмостойкость сооружений по данным Ашхабадского землетрясения 5—6 октября 1948. г. Труды Института строительного дела АН ГССР, т. 2, изд-во АН ГССР, Тбилиси, 1948.
43. С. С. Калмахелидзе и Б. Н. Самков. О влиянии местных условий территории на выбор метода сейсмического микрорайонирования. Сборник трудов «Сейсмостойкость сооружений». Изд-во АН ГССР, Тбилиси, 1965.
44. А. Н. Сафарян, Ш. Г. Напетваридзе и И. А. Гзелишвили. К вопросу сейсмического микрорайонирования гидротехнических сооружений. «Гидротехническое строительство», М., 1957, № 1.
45. А. Н. Сафарян. Проект инструкции по сейсмическому микрорайонированию участков промышленности и жилищного строительства в Грузии. Труды Института строительного дела АН ГССР, т. VI, изд-во АН ГССР, Тбилиси, 1957.
46. Медведев С. В. Оценка сейсмической бальности в зависимости от грунтовых условий. Труды Института геофизики АН СССР, № 14 (141), Изд-во АН СССР, М., 1952.
47. С. В. Пучков, А. Э. Кац. Опыт инструментального сейсмического микрорайонирования. Труды Института геофизики АН СССР, № 30 (157), 1956.
48. А. Г. Назаров. О сейсмическом районировании. Изв. АН Арм. ССР. Серия физико-математических, естественных и технических наук. Изд-во АН Арм. ССР, Ереван, 1954.
49. Е. И. Бакрадзе, А. А. Меликян, А. В. Одншария, О. А. Туркестанишвили, Построение спектральных кривых динамического коэффициента сейсмической силы по сейсмограммам землетрясений Кавказа. Сборник трудов «Сейсмостойкость сооружений». Изд-во «Мецниереба» Тбилиси, 1965.
50. Инструкция по организации станций инженерно-сейсмометрической службы для регистрации колебаний зданий и сооружений при землетрясениях. Издание МССС при президиуме АН СССР, Алма-Ата, 1970.
51. Напетваридзе Ш. Г. Задачи и методика натурных измерений собственных и сейсмических колебаний арочной плотины Ингурской ГЭС. Труды координационного совещания по гидротехнике. Изд-во «Энергия», М. 1961.
52. Ш. Г. Напетваридзе, П. А. Гутидзе, Г. К. Нинидзе, Вопросы натурных сейсмометрических наблюдений на арочной плотине Ингурской ГЭС Труды ТНИСГЭИ, т. 20, изд-во «Энергия», М., 1970.

ნ ა გ ა გ ო ბ ა თ ა ს ა ი ს მ ო მ ე დ ე გ ო ბ ი ს თ ე ო რ ი ი ს ს ა ფ უ ძ ვ ლ ე ა ბ ი

§ 1. ს ა ი ს მ ო მ ე დ ე გ ო ბ ი ს თ ე ო რ ი ი ს ს ა ზ ა ნ ი ლ ა მ თ ო ლ ე ა ბ ი

სეისმომედეგობის თეორია სამშენებლო მეცნიერებათა ერთ-ერთი დარგია. მის ამოცანებს შეადგენს მიწისძვრების დროს შენობათა ქცევის შესწავლა, მათი სეისმური რხევების კანონზომიერებათა გამოკვლევა, სეისმომედეგი შენობების დაპროექტების პრინციპებისა და გაანგარიშების მეთოდების დამუშავება.

სეისმომედეგობის თეორიას, როგორც სამეცნიერო დისციპლინას, შედარებით ხანმოკლე ისტორია აქვს. ცნობილია, რომ ადამიანი სეისმურ რაიონებში უძველესი დროიდან ითვალისწინებდა მიწისძვრების საშიშროებას შენობების აგების დროს. კერძოდ, საგანგებო ანტისეისმური ღონისძიებები აშკარად შეიმჩნევა ქართული არქიტექტურის ისტორიულ ძეგლებში. მაგრამ თითქმის XIX საუკუნის ბოლომდე სეისმომედეგი მშენებლობის პრინციპები ძირითადად მიწისძვრების გამოცდილებას ემყარებოდა და პრიმიტიულ, ემპირიულ ხასიათს ატარებდა. მხოლოდ XIX საუკუნის ბოლო წლებში, მინო-ოვარის (იაპონია, 1891 წ.) კატასტროფული მიწისძვრის შემდეგ, დაიწყო სეისმომედეგობის თეორიის მეცნიერული საფუძვლების ჩამოყალიბება.

თავისი განვითარების პროცესში სეისმომედეგობის თეორიამ რამოდენიმე ეტაპი განვლო. აღრინდელი პერიოდისათვის დამახასიათებელია სეისმურ ძალებზე გაანგარიშების ე. წ. „სტატიკური“ თეორია. იგი იაპონელმა მეცნიერებმა ომორიმ და სანომ შექმნეს ომორის მიერ 1900 წელს ჩატარებული საგანგებო ცდების საფუძველზე. XX საუკუნის დასაწყისის ძლიერმა მიწისძვრებმა (სან-ფრანცისკო, 1906 წ., მესინა, 1908 წ., იაპონია—კანტო, 1923 წ.) ცხადყოვეს სტატიკური თეორიის ძირითადი ნაკლი — სეისმური ზემოქმედების დინამიკური ხასიათის უგულვებელყოფა. ამიტომ ამავე პერიოდში ჩაისახა დინამიკური მიდგომა სეისმომედეგობის ამოცანის მიმართ. პირველი ასეთი ცდა მონონობეს ეკუთვნის (იაპონია, 1920 წ.). მაგრამ ფართო მიდგომით სეისმომედეგობის დინამიკური

თეორია ჩამოაყალიბა 1927 წელს საბჭოთა მეცნიერმა კ. ზავრიევი-მა. შემდგომი განვითარება მან მიიღო ა. ნაზაროვის შრომებში.

სეისმომედეგობის დინამიკური თეორიის განვითარების ახალი ეტაპი დაიწყო ჩვენი საუკუნის ორმოციანი წლებისთვის, როდესაც ინსტრუმენტულად იქნა მიღებული ძლიერი მიწისძვრების პირველი საინჟინრო მახასიათებლები. ამ მხრივ დიდი როლი ითამაშეს იაპონელი სეისმოლოგის კ. სიუეხიროს იდეებმა [1]. დინამიკური მეთოდის თანამედროვე — სპექტრული — ფორმა ორმოციან წლებში ჩამოაყალიბეს ამერიკელმა მეცნიერებმა (მ. ბიო, ჯ. ჰაუზნერი და სხვ.), დიდი მუშაობა ჩაატარეს ამ მიმართულებით საბჭოთა კავშირში ი. კორჩინსკიმ, ს. მეღველევა და ა. ნაზაროვმა.

განსაკუთრებით სწრაფად ვითარდება სეისმომედეგობის თეორია თანამედროვე ეტაპზე უკანასკნელი 15—20 წლის განმავლობაში. ამ პერიოდისათვის დამახასიათებელია სეისმომედეგობის ამოცანის დასმის ყოველმხრივი დაზუსტება, მისი გადაწყვეტის ახალი მეთოდების გამოყენება, თეორიის ახალი ასპექტების აღმოცენება.

თანამედროვე სეისმომედეგობის თეორიის წინაშე ურთულესი პრობლემები დგას. ძნელად მოიძებნება სამშენებლო მეცნიერებას სხვა დარგი, რომელსაც ასეთივე რთულ ამოცანასთან ჰქონდეს საქმე. სირთულის გამომწვევი ძირითადი მიზეზებია: გრუნტების რხევის მეტად რთული, ქაოსური ხასიათი მიწისძვრების დროს; ძლიერი მიწისძვრების უეცარი წარმოქმნა და მათი იშვიათობა, რაც აძნელებს ინფორმაციის დაგროვებას სეისმური ზეგავლენის მახასიათებლების შესახებ; შენობების, როგორც რხევითი სისტემების, უდიდესი სირთულე, მათი დინამიკური მახასიათებლების დადგენის სიძნელე და სხვ.

ადვილი გასაგებია, რომ ასეთ რთულ ვითარებაში სეისმომედეგობის ამოცანების გადაწყვეტა სხვადასხვა მეთოდების კომპლექსურ გამოყენებას მოითხოვს. დღესდღეობით სეისმომედეგობის თეორიის ძირითადი მეთოდები შემდეგია [2]:

1. ძლიერი მიწისძვრების შედეგების სავსელე გამოკვლევა და საინჟინრო ანალიზი. ამ მეთოდის დადებითი მხარეა მისი შედეგების უტყუარი და თვალსაჩინო ხასიათი. ეს შედეგები საშუალებას გვაძლევს შევაფასოთ სხვადასხვა სახის შენობების შედარებითი სეისმომედეგობა, დავადგინოთ მათი ტიპიური დაზიანებები, გავვაწვლინოთ კონსტრუქციის სუსტი კვანძები და ემპირიული გზით დავამუშაოთ დამცველი ანტისეისმური ღონისძიებები. მრავალი წლის განმავლობაში სავსელე გამოკვლევა სეისმომედეგობის თეო-

რიის ძირითადი მეთოდი იყო. მას ახლაც უდიდესი მნიშვნელობა აქვს შენობათა სეისმური ქცევის ხარისხობრივი სურათის დადგენისა და სხვა მეთოდებით მიღებული რაოდენობრივი შედეგების შემოწმების თვალსაზრისით.

2. ექსპერიმენტული კვლევის მეთოდი სეისმომედეგობის თეორიაში ორი სახით გამოიყენება. პირველ სახეს განხორციელებული ნაგებობების დინამიკური გამოცდა წარმოადგენს. ასეთი გამოცდილების მიზანი შეიძლება იყოს ნაგებობის დინამიკური მახასიათებლების დადგენა ან მისი სეისმური ქცევის ანალიზი. პირველ შემთხვევაში წარმოებს ნაგებობის საკუთარი რხევის ფორმების, პერიოდებისა და მიღევის კოეფიციენტების რეგისტრაცია. მეორე შემთხვევაში საჭიროა შენობაში მიწისძვრით გამოწვეული ძალებისა და დეფორმაციების აღრიცხვა. ამისათვის შენობაში იდგმება სათანადო ხელსაწყოები, რომლებიც მიწისძვრის დროს ავტომატურად ჩაირთვებიან და ახდენენ სათანადო ფაქტორების რეგისტრაციას. იხმარება აგრეთვე სეისმური ზეგავლენის ხელოვნური იმიტაცია აფეთქებების ან მძლავრი ვიბრომანქანების საშუალებით.

სეისმომედეგობის თეორიის ექსპერიმენტული მეთოდის მეორე სახეა ნაგებობათა მოდელების გამოცდა. კვლევის მიზანი აქ იგივეა, რაც შენობების ნატურული გამოცდის შემთხვევაში. ადვილი გასაგებია, რომ მოდელის გამოცდა ტექნიკურად უფრო მარტივი განსახორციელებელია, ვიდრე თვით შენობისა, მაგრამ სამაგიეროდ მოდელირების (დინამიკური მსგავსების) პირობების დაცვა დამატებით სიძნელეებს ქმნის და კვლევის შედეგების ინტერპრეტაცია აქ უფრო რთულია და ნაკლებად დამაჯერებელი. სეისმური ზეგავლენის შესაქმნელად გამოსაცდელი მოდელები იდგმება საგანგებო სეისმურ ბაქანზე, რომლის მოძრაობა ამა თუ იმ მიახლოებით გვიჩვენებს გრუნტის რხევას მიწისძვრის დროს.

3. ანალიზური მეთოდი მოიცავს ნაგებობათა სეისმური რხევების თეორიულ კვლევას, სეისმომედეგი კონსტრუქციების შედარებით გაანგარიშებას, ტექნიკურ-ეკონომიურ გამოთვლებს და სხვ.

სეისმური რხევების თეორიული ანალიზი ნაგებობათა დინამიკის მეთოდებს ემყარება. გაანგარიშებებში ფართოდ გამოიყენება ელემენტარული (ციფრული და ანალოგიური) გამოთვლითი მანქანები, რაც საშუალებას იძლევა პრაქტიკულად გადაწყდეს ნებისმიერი სირთულის ამოცანები. დიდ როლს თამაშობს თეორიული კვლევის დარგში სტატისტიკური (აღბათობრივი) ანალიზის მეთოდების გამოყენება.

ანალიზური მეთოდი სეისმომედევობის თეორიაში როგორც დამოუკიდებელი კვლევის, ისე სხვა მეთოდებით მიღებული შედეგების განზოგადების ძირითად საშუალებად გამოიყენება.

§ 2. სეისმური ზეგავლენის დაზიანება

მიწისძვრის დროს ყოველი ნაგებობა, გარდა ჩვეულებრივ პირობებში მოქმედი დატვირთვებისა, დამატებითი ძალების ზეგავლენას განიცდის. როგორც ქვევით დავინახავთ, ზოგიერთ შემთხვევაში ნაწილობრივ იცვლება მისი კონსტრუქციების (კერძოდ, საძირკვლის) მუშაობის პირობებიც. ამ მიზეზების გამო ნაგებობა ზიანდება ან სრულიად ინგრევა. ყველა იმ ფაქტორის ერთობლიობას, რომლებიც მიწისძვრის პროცესში ნაგებობის დაზიანებას იწვევს, სეისმური ზეგავლენა ეწოდება.

განვიხილოთ სეისმური ზეგავლენის ძირითადი ფაქტორები ანუ სეისმური დაზიანების გამომწვევეი ძირითადი მიზეზები. როგორც I თავში იყო აღნიშნული, გრუნტი, ე. ი. ნაგებობის ფუძე, მიწისძვრის დროს სწრაფ რხევით მოძრაობას განიცდის. ამის გამო თვით ნაგებობაც რხევით მდგომარეობაში მოდის და მისი ყოველი ნაწილის მასა დამატებით ინერციის ძალას წარმოშობს¹. ამ ძალებს სეისმური ძალები ეწოდება, მათ ერთობლიობას კი — სეისმური ინერციული დატვირთვა.

I თავში ნახსენები იყო, რომ გრუნტის რხევას მიწისძვრის დროს სივრცული ხასიათი აქვს. ამასთან დაკავშირებით ნაგებობების რხევები და სეისმური დატვირთვაც იგივე ხასიათისაა. ეს დატვირთვა შეიძლება წარმოვიდგინოთ სამი ურთიერთმართობული კომპონენტის (მდგენელის) სახით. დატვირთვის ყოველი კომპონენტი შენობის რხევის პროცესში მრავალჯერ იცვლის როგორც თავის სიდიდეს, ისე ნიშანს (მიმართულებას).

ადვილი გასაგებია, რომ ყველაზე მეტ საშიშროებას ნაგებობისათვის სეისმური ძალების თარაზული კომპონენტები წარმოადგენენ. ძირითადად ისინი ქმნიან კონსტრუქციებში სეისმურ ძალებსა და დეფორმაციებს. მაგრამ შვეული სეისმური ძალებიც თა-

¹ როგორც ცნობილია, ინერციის ძალა უდრის მასისა და მისი აჩქარების ნამრავლს აღებული უარყოფითი ნიშნით, ეს რეალური ძალაა, რომელიც მოძრავი მასიდან გადაეცემა მამოძრავებელ ბმას (ჩვენს შემთხვევაში ნაგებობას), იგი არ უნდა ავრიოთ დალაშქრის ფიქტიური ინერციის ძალასთან, რომელიც თვით მოძრავ მასზეა მოდებული.

მაშობენ გარკვეულ როლს: ზევიდან ქვევით მოქმედებისას ისინი ზრდიან შვეულ დატვირთვის კონსტრუქციებზე, ქვევადან ზევით მოქმედების დროს კი ამცირებენ ხახუნის ძალების სასარგებლო გავლენას, რაც ასუსტებს კონსტრუქციის წინაღობას თარაზული ძალებისადმი.

ინერციული დატვირთვა სეისმური ზეგავლენის ძირითადი ფაქტორია. მაგრამ არსებობს კიდევ რივი ფაქტორებისა, რომლებიც მიწისძვრების დროს დამოუკიდებლივ იწვევენ ნაგებობათა დაზიანებას ან აძლიერებენ ინერციული დატვირთვის მოქმედების ეფექტს. ასეთებია:

ა) გრუნტის თარაზული სეისმური. დაწოლა. მიწისძვრების დროს გრუნტის ნაწილაკების მასა წარმოქმნის თარაზული ინერციის ძალებს და ამავე დროს ნაწილაკებს შორის მცირდება შოგა ხახუნი. ამის გამო სეისმურ პირობებში მკვეთრად იზრდება გრუნტის თარაზული დაწოლა საყრდენ კონსტრუქციებზე.

ბ) წყლის სეისმური წნევა. რხევების გამო წყალი მიწისძვრის დროს ზღუდეზე ქმნის, გარდა ჰიდროსტატიკური წნევისა, დამატებით სეისმურ (ჰიდროდინამიკურ) წნევას.

გ) გრუნტების ზიდვის უნარის შემცირება. როგორც მიწისძვრების გამოცდილება გვიჩვენებს, სეისმური ზეგავლენით ფხვიერი გრუნტების წინაღობა დატვირთვებისადმი მკვეთრად მცირდება. ზოგიერთი სუსტი წყალნაჯერი გრუნტი სრულებით კარგავს ზიდვის უნარს და გადადის „დენად“ მდგომარეობაში. ეხადია, რომ ასეთ შემთხვევებში მკვეთრად უარესდება ნაგებობის საძირკვლის მუშაობის პირობები.

დ) სამთო წნევის ზრდა მიწისქვეშა ნაგებობებზე.

ე) გრუნტების ნარჩენი დეფორმაციები. ძლიერი მიწისძვრების დროს (9 და მეტი ბალი) გრუნტებში შეიძლება წარმოიშვას სხვადასხვა სახის ნარჩენი დეფორმაციები: ბზარები, ნაპრალები, მეწყრები, ტექტონიკური რღვევები და სხვა. აღვილი გასაგებია, რომ ასეთ მოვლენებს შეუძლიათ უშუალოდ გამოიწვიონ ნაგებობათა დაზიანება.

მოკლედ დავახასიათოთ სეისმური ძალების გამომწვევი მიზეზი — გრუნტის რხევა მიწისძვრის დროს. I თავში მოყვანილი მასალებიდან შეიძლება დავესკვნათ, რომ გრუნტის სეისმური რხევის ინტენსივობა და ხასიათი მრავალ ფაქტორზეა დამოკიდებული. მათგან ძირითადია რღვევის ხასიათი და მექანიზმი მიწისძვრის კერაში. კერის სიღრმე, ეპიცენტრული მანძილი, ადგილობრივი საინ-

ქინრო-გეოლოგიური პირობები. ეპიცენტრული მანძილის ზრდასთან ერთად მცირდება გრუნტის რხევის ინტენსივობა (მიწისძვრის ძალა); ამასთან იცვლება მისი ხასიათი (სიხშირული შედგენილობა) — რხევა უფრო რეგულარული, გრძელპერიოდიანი ხდება, თანდათან მცირდება რხევის შვეული კომპონენტის მნიშვნელობა. დიდ როლს თამაშობს გრუნტების ხასიათი: მაგარ კლდოვან გრუნტებში რხევები ნაკლებად ინტენსივური და უფრო მოკლეპერიოდიანია, ვიდრე სუსტ გრუნტებში (განსაკუთრებით მათი წყალნაჭერობის დროს). მნიშვნელოვნად შეიძლება გაიზარდოს სეისმური ეფექტის რთული რელიეფის გამო.

§ 3. ნაგებობათა სეისმური რისკების ამოცანა, დინამიური საანბარიშო სპეციფიკი და მათი მახასიათებლები

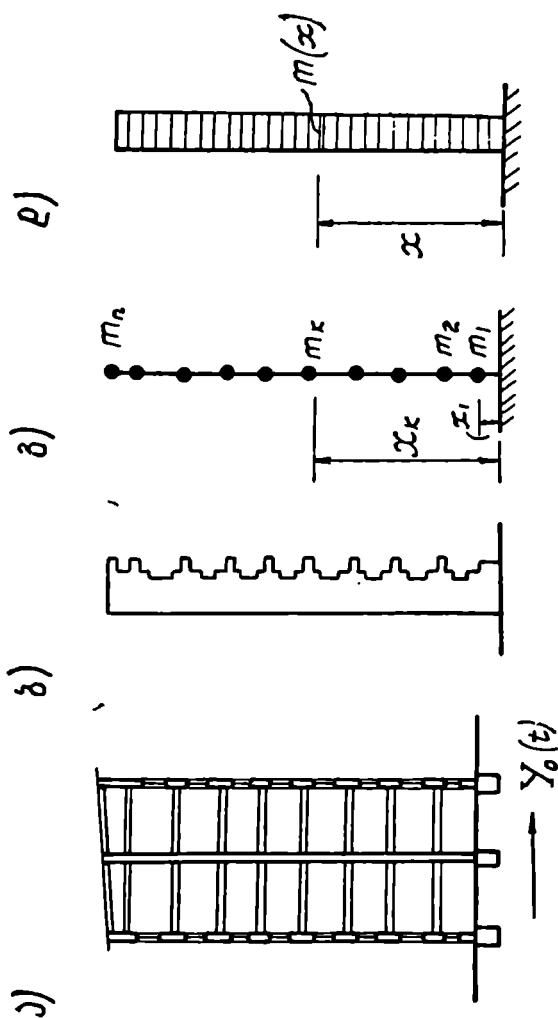
წინა პარაგრაფში აღნიშნული იყო, რომ სეისმური ზემოქმედების ძირითადი ფაქტორის — ინერციის (სეისმური) ძალების წარმოშობა ნაგებობის რხევების შედეგია. ამიტომ სეისმური ძალების გამოსათვლელად აუცილებელია ნაგებობათა სეისმური რხევების შესწავლა.

რეალური ნაგებობის სეისმური რხევა, გამოწვეული მისი ფუძის (გრუნტის) რხევით მიწისძვრის დროს, მეტად რთული პროცესია. ჩვენ აქ განვიხილავთ სეისმური რხევის ზოგად ამოცანას ერთგვარი გამარტივებებით.

განვიხილოთ რაიმე ნაგებობა — მაგალითად, მრავალსართულიანი შენობა (ნახ. 12 ა). დავუშვათ, რომ მისი ფუძე (გრუნტი) განიცდის გადაადგილებას თარაზული მიმართულებით ნახაზის სიბრტყეში, რის შედეგადაც წარმოიშობა შენობის სეისმური რხევები². აქ ჩვენ ვგულისხმობთ, რომ ამ რხევებს წარმოადგენს ხასიათი აქვით, ე. ი. შენობის დეფორმაციები არ სცდება დრეკადობის ფარგლებს; არადრეკადი (დრეკად-პლასტიკური) რხევები განხილულ იქნება მე-10 პარაგრაფში.

ზემოაღწერილ პირობებში სეისმური ზემოქმედების სრული დახასიათებისთვის საკმარისია მოცემული იყოს გრუნტის რხევის კანონი, ე. ი. ფუნქცია $Y_0 = Y_0(t)$, სადაც Y_0 გრუნტის გადაადგილებაა საწყისი მდგომარეობიდან, t — დრო (ნახ. 12 ა). შემდგომში ჩავთვალოთ რომ ეს ფუნქცია მოცემულია.

² ამგვარად ჩვენ აქ ვიხილავთ სეისმური ზეგავლენის მხოლოდ ერთ თარაზულ კომპონენტს.



ნახ. 12. წაგებობათა დინამიური საანგარიშო სქემები: ა) შენობის სქემა, ბ) მასობის ფაქტორი განაწილება სიმაღლის გასწვრივ. გ) დისკრეტული საანგარიშო სქემა. დ) სქემა განაწილებული პარამეტრებით

თვით ნაგებობის თვისებებიდან ჩვენთვის აქ საინტერესოა მისი ინერციული, დეფორმაციული და ენერგიის გაბნევის (შთანთქმის) თვისებები. სწორედ ეს დინამიკური თვისებები განაპირობებენ ნაგებობის, როგორც რხევითი სისტემის, რეაგირების მოცემულ სეისმურ ზემოქმედებას.

ნაგებობის ინერციული თვისებები მისი მასების (ტვირთების) სიდიდითა და განაწილების კანონით განისაზღვრება. რეალურ ნაგებობებში მასების განაწილების კანონი საკმარისად რთულია. ნახ. 12 ბ-ზე წარმოდგენილია მრავალსართულიანი შენობის მასების განაწილება მის სიმაღლეზე. ცხადია, რომ ასეთი განაწილების ზუსტი მათემატიკურა აღწერა დიდ სიძნელეებთანაა დაკავშირებული. ამიტომ რხევის ამოცანის მათემატიკური ფორმულირების მიზნით რეალური ნაგებობა მისი დინამიკური საანგარიშო სქემით უნდა შევცვალოთ.

საანგარიშო სქემების მისაღებად მასების ფაქტიური განაწილება გამარტივებული სახით უნდა წარმოვიდგინოთ. ამ გამარტივების ხასიათის მიხედვით დინამიკური საანგარიშო სქემები შეიძლება ორი სახის იყოს:

1. დისკრეტული სქემა (ანუ სქემა შეყურსული მასებით). მის მისაღებად ფაქტიური განაწილებული მასა უნდა დავაჯგუფოთ ცალკეულ უბნებზე და წარმოვადგინოთ წერტილოვანი (შეყურსული) მასების სახით. ყოველი მასა მოდებული უნდა იყოს სათანადო უბნის მასების ცენტრში. ამგვარად მივიღებთ სისტემას, რომელიც შეყურსული m_k მასების სასრულო n რიცხვს ხედავს ($k = 1, 2, \dots, n$).

მე-12 გ ნახაზზე მოცემულია შენობის დისკრეტული საანგარიშო სქემა. ცხადია, რომ ყველა მასის ადგილმდებარეობის დასახასიათებლად რხევის პროცესში მოცემული უნდა იყოს მათი გადაადგილებები y_k საწყისი მდგომარეობიდან ($k = 1, 2, \dots, n$). ამგვარად n წერტილოვანი მასის მქონე სისტემის თავისუფლების ხარისხი n -ს ტოლია³.

2. სქემა განაწილებული პარამეტრებით (ანუ განაწილებული მასით). ასეთ სქემაში მასები ისევ უწყვეტად განაწილებული რჩე-

³ თავისუფლების ხარისხი ნაგებობათა დინამიკაში ეწოდება იმ გომეტრიულ პარამეტრების რიცხვს, რომლებიც აღწერს სისტემის ყველა მასის მდებარეობას მის ნებისმიერ მდგომარეობაში.

ბა, მაგრამ ფაქტიური განაწილების კანონი უფრო მარტივი (გასა-
შუალებული) კანონით იცვლება (ნახ. 12 დ). იგი მოცემულია
 $m(x)$ ფუნქციით, რომელიც მასის ინტენსივობას ცვალებადობას
აღწერს. ცხადია, ამ სისტემის ყოველი მასის ადგილმდებარეობის
დასახასიათებლად მოცემული უნდა იყოს ფუნქცია $y=y(x)$. რო-
მელიც სისტემის ყოველი წერტილის გადაადგილებას აღწერს, ასე
რომ განაწილებულმასიანი სისტემის თავისუფლების ხარისხი უსას-
რულობის ტოლია ($n=\infty$).

ამგვარად, ნაგებობის, როგორც რხევითი სისტემის, ინერციუ-
ლი თვისებების დასახასიათებლად დისკრეტული სქემების შემთხ-
ვევაში მოცემული უნდა იყოს n შეყურსული m_k მასის სიდიდე
და მათი მოდების წერტილების x_k კოორდინატები, ხოლო განაწი-
ლებულპარამეტრებიანი სქემების შემთხვევაში — მასის ინტენსი-
ვობის ცვალებადობის ფუნქცია $m(x)$.

გადავიდეთ ახლა ნაგებობის დეფორმაციული თვისებების და-
ხასიათებაზე. ამ თვალსაზრისითაც ნაგებობა მეტად რთული თვისე-
ბით ხასიათდება, ამიტომ საანგარიშო სქემაში ის უნდა წარმოვად-
გინოთ გამარტივებული სახით. ნახ. 12-ზე მოცემული ტიპის შენო-
ბებისთვის საანგარიშო სქემა შეიძლება მივიღოთ უწონადი დრეკა-
დი ლეროს. სახით, რომელიც ჩამაგრებულია ფუძეში (ნახ. 12 გ, დ).
ცხადია, რომ ლეროს ფუძეში ჩამაგრების პირობები უნდა შეესაბა-
მებოდეს ნაგებობის. ფუძის თვისებებს (ხისტ., დრეკად.). ხოლო
თვით ლეროს დეფორმაციული თვისებები (სხვადასხვა უბნების სი-
ხისტე, მათი განაწილება და სხვა) — შენობის რეალურ თვისებებს.

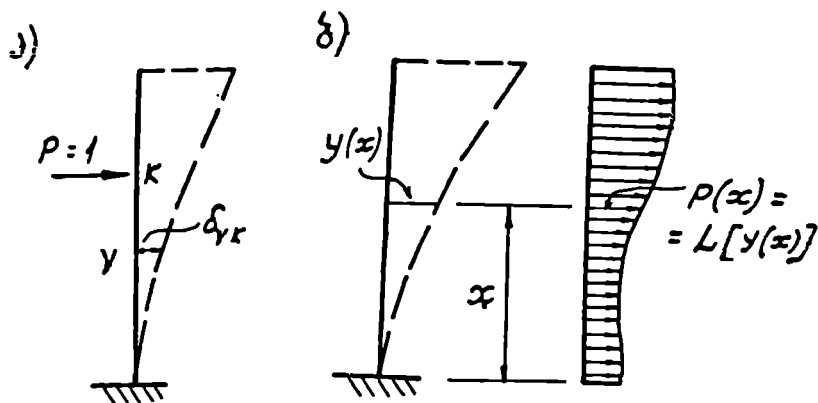
ნაგებობის დეფორმაციული თვისებების რაოდენობრივი აღ-
წერა ზემოთთქვეყნებში ორი სახის საანგარიშო სქემაში სხვადასხვა-
გვარად ხდება. როგორც შემდეგ პარაგრაფში დავინახავთ, რხევის
დიფერენციალური განტოლებების შესადგენად უნდა შეგვექმნოს
ყოველი მასის მოდების წერტილის გადაადგილების ჩაწერა ინერ-
ციის ძალების მოქმედების დროს. დისკრეტული სისტემის შემთხ-
ვევაში ინერციის ძალები წარმოადგენენ შეყურსულ ძალებს, მო-
დებულს მასების დამაგრების წერტილებში. ამიტომ დეფორმაციუ-
ლი თვისებების დასახასიათებლად საკმარისია ვიცოდეთ ერთეუ-
ლი გადაადგილებები δ_{vk} ამ წერტილებში⁴. როგორც ცნობილია,
 δ_{vk} წარმოადგენს v წერტილის გადაადგილებას k წერტილში მოქ-

⁴ გარდა ერთეული გადაადგილებებისა დეფორმაციული თვისებების დასა-
ხასიათებლად შეიძლება გამოვიყენოთ $r_{\nu k}$ ერთეული რეაქციები.

მედი ერთეული ძალისგან (ნახ. 13 ა). ერთეული გადაადგილებები აკმაყოფილებენ ურთიერთობის პირობას: $\delta_{\nu\kappa} = \delta_{\kappa\nu}$. მათი ერთობლივობა ყველა მასის მოდების წერტილებისთვის შეიძლება ჩაეწეროს შემდეგი კვადრატული სიმეტრიული მატრიცის სახით

$$[\delta_{\nu\kappa}]_1^n = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \dots & \delta_{1n} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \dots & \delta_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \delta_{n1} & \delta_{n2} & \dots & \delta_{nn} \end{bmatrix} \quad (\text{II.1})$$

განაწილებულპარამეტრებიანი სქემების შემთხვევაში ინერციის ძალები განაწილებულ დატვირთვას განიცდიან. ამიტომ უნდა



ნახ. 13. ნაგებობის დეფორმაციული მახასიათებლები

დადგინდეს განაწილებულ დატვირთვასა და მის შესაბამის დრეკადი მრუდის ფორმას შორის კავშირი. როგორც ცნობილია, ეს კავშირი გამოისახება დრეკადი მრუდის დიფერენციალური განტოლების სახით

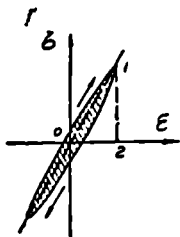
$$L[y(x)] = q(x).$$

აქ L — დიფერენციალური ოპერატორია, რომელიც ამყარებს შესაბამისობას $y(x)$ დეფორმაციასა და მის გამომწვევ სტატიკურ $q(x)$ დატვირთვას შორის (ნახ. 13 ბ). მისი კონკრეტული სახე დროს დეფორმაციის ხასიათზეა დამოკიდებული. მაგალითად, მუდმივკვეთიანი ლუნვადი ღეროს შემთხვევაში, როგორც ცნობილია, გვექნება $L = EI \, d^4/dx^4$ და ა. შ. დრეკადი დეფორმაციების შემთხ-

ვევაში (რა შემთხვევასაც ჩვენ ვიხილავთ) L ოპერატორი წრფივია. ცხადია, რომ დეფორმაციული თვისებების სრული დახასიათებისათვის L ოპერატორის გარდა მოცემული უნდა იყოს სასაზღვრო პირობები, რომლებიც ღეროს ფუძეში ჩამაგრებას და მისი ზედა ბოლოს თავისუფალ მდგომარეობას ახასიათებენ.

ამგვარად, ნაგებობის, როგორც რხევითი სისტემის, დეფორმაციული თვისებები ან ერთეულ გადაადგილებათა (II.1) მატრიცით (დისკრეტულ სისტემებისთვის) ხასიათდება, ან L ოპერატორითა და სათანადო სასაზღვრო პირობებით (განაწილებულპარამეტრებიანი სისტემებისთვის).

სიისმურ ეფექტზე დიდ გავლენას ახდენს რხევის ენერგიის შთანთქმა (გაბნევა) ნაგებობაში, რაც გამოწვეულია კონსტრუქციების არადრეკადი თვისებებით, სხვადასხვა ნაწილების ურთიერთახუნით, ენერგიის ნაწილის გრუნტში გადასვლით და სხვ. ნაგებობის ასეთი (დისიპატიური) თვისებების დახასიათება ძალიან რთული ამოცანაა. ჩვენს პრაქტიკაში ენერგიის გაბნევის მახასიათებლად (ორივე სახის სქემებისთვის) მიღებულია არადრეკადი წინააღობის კოეფიციენტი γ . ამ კოეფიციენტის განმარტებას საფუძ-



ნახ. 14. დამოკიდებულება ძაბვისა და დეფორმაციას შორის არასრულად დრეკადი ტანისათვის

ვლად უდევს არასრულად დრეკადი ტანის რხევის თეორია, სადაც მიღებულია, რომ დამოკიდებულება ძაბვისა და დეფორმაციას შორის ციკლური (პარმონიული) რხევის დროს გისტერეზისული მრუდით გამოისახება (ნახ. 14). არადრეკადი წინააღობის კოეფიციენტი მოცემულია ფორმულით

$$\gamma = 2\pi \frac{\Delta\Pi}{\Pi} . \quad (\text{II.2})$$

აქ $\Delta\Pi$ — ერთი ციკლის მანძილზე გაბნეული ენერგია (გისტერეზისული მრუდის დაშტრახული ფართობი);

Π — ციკლის მაქსიმალური დრეკადი ენერგია ($O12$ სამკუთხედის ფართობი).

რეალური ნაგებობებისათვის γ კოეფიციენტის რიცხვითი მნიშვნელობების დადგენა ემპირიული წესით (ნაგებობათა ნატურული დინამიკური გამოცდის საშუალებით) ხდება.

საანგარიშო სქემების ორივე შემოგანხილულ სახეობას თავისი დადებითი და უარყოფითი თვისებები ახასიათებს. სქემა განაწილებული პარამეტრებით საშუალებას იძლევა წარმოვიდგინოთ სეისმური რხევების ყველა საძიებელი ფაქტორები შეკრული ფორმულების სახით, რაც აადვილებს თეორიულ ანალიზს. მაგრამ ასეთი გადაწყვეტა მხოლოდ უმარტივეს შემთხვევებშია შესაძლებელი. დისკრეტული სქემა უფრო უნივერსალურია და საშუალებას გვაძლევს მივიღოთ პრაქტიკულად ნებისმიერი სირთულის ამოცანის რიცხვითი გადაწყვეტა. პრაქტიკულ გაანგარიშებებში ძირითადად დისკრეტულ სქემებს იყენებენ.

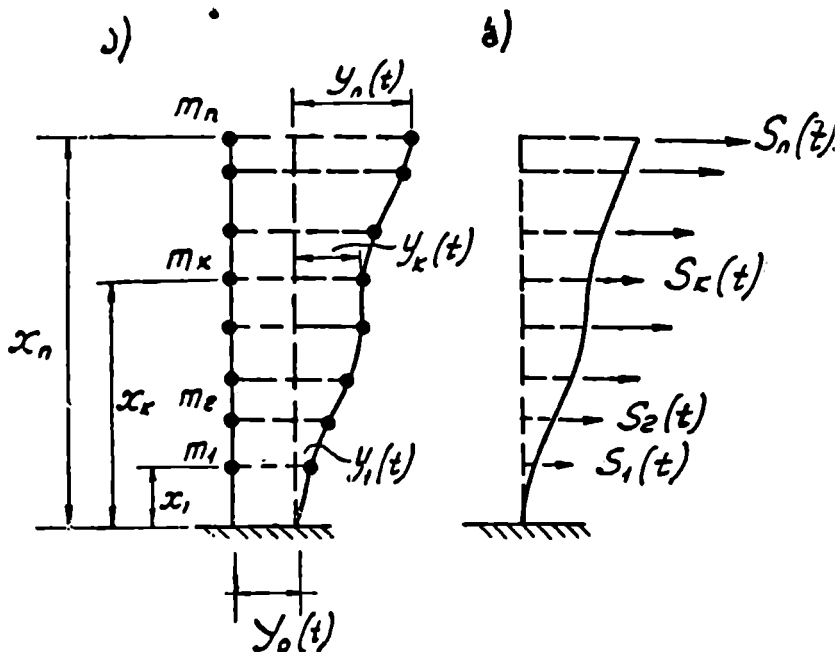
§ 4. ნაგებობათა სეისმური რხევის დიფერენციალური განტოლებები

განვიხილოთ ზოგადი სახის რხევითი სისტემები, წარმოდგენილი დისკრეტული და განაწილებულპარამეტრებიანი საანგარიშო სქემებით (ნახ. 15, 16) ორივე შემთხვევაში ვგულისხმობთ, რომ სისტემების ფუძე ირხევა ნახაზის სიბრტყეში თარაზული მიძრაულებით, მოცემული $Y_0 = Y_0(t)$ კანონით.

სისტემების დეფორმაციის გამო მათი ყოველი წერტილი რხევა პროცესში დამატებით ცვალებად გადაადგილებას განიცდის. დისკრეტულ სქემაში შეყურსული მასების მოდების წერტილების გადაადგილებები, გამოწვეული სისტემის დეფორმაციით, აღვნიშნოთ $y_k(t)$ სიდიდეებით ($k = 1, 2, \dots, n$, ნახ. 13ა). განაწილებულპარამეტრებიან სქემაში ასეთივე გადაადგილებები უნდა ჩავწეროთ ყველა წერტილისათვის, რისთვისაც შემოვიღოთ ფუნქცია $y(x, t)$ (ნახ. 16ა). ვგულისხმობთ, რომ y გადაადგილებები იზომება სისტემის საწყის (არადეფორმირებულ) მდგომარეობიდან, დრო t კი ითვლება მიწისძვრის საწყისი მომენტიდან.

აღვილი წარმოსადგენია, რომ $y_k(t)$ ან $y(x, t)$ ფუნქციების ცოდნა საკვებით საკმარისია სათანადო სისტემის სეისმური რხევის სრული აღწერისათვის. სწორედ ეს ფუნქციები წარმოადგენენ სეისმური რხევის ამოცანის საძიებელ ფაქტორებს.

ამოცანის გადასაწყვეტად მივმართოთ სეისმური რხევების დიფერენციალურ განტოლებებს. ჩვენ აქ ამ განტოლებებს ჯერ გამოვიყვანოთ ენერგიის გაბნევის გაუთვალისწინებლად (რაც უფრო თვალსაჩინოდ ქმნის ფიზიკურ არსს), შემდეგ კი სათანადოდ შევასწორობთ მათი ენერგიის გაბნევის მხედველობაში მიღებით.



ნახ. 15. დისკრეტული საანგარიშო სქემა

სეისმური რხევის პროცესში განსახილველ სისტემებზე მოქმედი ერთადერთი თარაზული დატვირთვა, რომელიც მათ დეფორმაციებს იწვევს, მოძრავი მასების ინერციის ძალებია. ვისარგებლოთ ამ გარემოებით რხევის დიფერენციალური განტოლებების ჩასაწერად. დისკრეტულ სისტემის შემთხვევაში მასებას მოდების წერტილების სრული გადაადგილება უძრავი გარემოს მიმართ იქნება $Y_0(t) + y_h(t)$ ხოლო ამ წერტილების აჩქარება -- $\ddot{Y}_0(t) + \ddot{y}_h(t)$ ⁵. ამიტომ შეყუარებული ინერციის ძალები, წარმოქმნილი m_h

⁵ წერტილები ფუნქციებზე აღნიშნავს მათ წარმოებულებს დროით

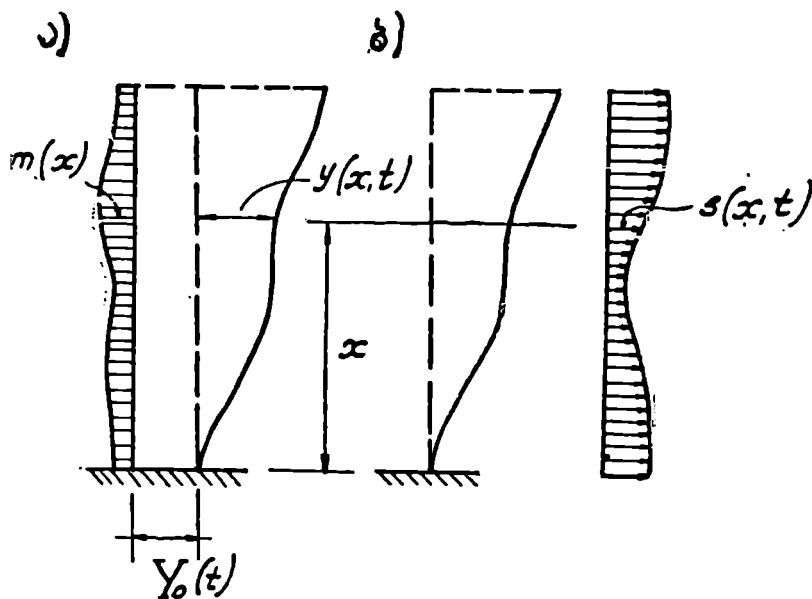
მასებით და მოდებული k წერტილებში (ნახ. 15), ასე გამოისახება

$$S_k(t) = -m_k [\ddot{Y}_0(t) + y_k(t)], \quad (II.3)$$

$$(k=1, 2, \dots, n).$$

ამ ძალებით გამოწვეული გადაადგილებები, შეიძლება წარმოვადგინოთ ერთეული δ_{vk} გადაადგილებების საშუალებით

$$y_k(t) = - \sum_{v=1}^n m_v \left[\ddot{Y}_0(t) + \ddot{y}_v(t) \right] \delta_{vk}.$$



ნახ. 16 განაწილებულპარამეტრებიანი სანგარიშო სქემა.

აქედან მივიღებთ

$$y_k(t) + \sum_{v=1}^n m_v \delta_{kv} \ddot{y}_v(t) = -\ddot{Y}_0(t) \sum_{v=1}^n m_v \delta_{kv} \quad (II.4)$$

$$(k=1, 2, \dots, n).$$

მივიღეთ დისკრეტული სისტემის სეისმური რხევის დიფერენციალური განტოლებები (ენერგიის გაბნევის გაუთვალისწინებლად).

განაწილებულპარამეტრებიანი სისტემისთვის ანალოგიურად მივიღებთ, რომ $m(x)$ მასის მიერ წარმოქმნილი განაწილებული ინერციის ძალების ინტენსივობა (ნახ. 16ბ) ტოლია

$$s(x, t) = -m(x) [\ddot{Y}_0(t) + y(x, t)].$$

დიფერენციალური L ოპერატორის განმარტების თანახმად ეს დატვირთვა დაკავშირებულია $y(x, t)$ დეფორმაციასთან შემდეგნაირად:

$$L[(x, t)] = -m(x) [\ddot{Y}_0(t) + \ddot{y}(x, t)].$$

აქედან მივიღებთ განაწილებულპარამეტრებიანი სისტემის სეისმური რხევის დიფერენციალურ განტოლებას

$$L[y(x, t)] + m(x) \ddot{y}(x, t) = -m(x) \ddot{Y}_0(t). \quad (II.5)$$

როგორც ვხედავთ, დისკრეტული სისტემის სეისმური რხევები აღიწერება მეორე რიგის არაერთგვაროვანი ჩვეულებრივ n განტოლებათა (II.4) სისტემით (n -თავისუფლების ხარისხია), ხოლო განაწილებულპარამეტრებიანი სისტემის რხევები — კერძოწარმოებულებიანი არაერთგვაროვანი (II.5) დიფერენციალური განტოლებით. ეს განტოლებები იძულებითი რხევის დიფერენციალური განტოლებებია, ხოლო რხევის გამომწვევი მიზეზი სისტემის ფუძის გადაადგილებაა (ე. წ. კინემატიკური აღგზნება).

ამოცანის გადასაწყვეტად დიფერენციალურ განტოლებებთან ერთად უნდა ჩამოვაყალიბოთ საწყისი პირობები. ბუნებრივია მივიღოთ, რომ მიწისძვრის დაწყების მომენტში ($t=0$) სისტემის ყველა წერტილის გადაადგილება და სიჩქარე ნულის ტოლია. ამიტომ დისკრეტული სისტემისათვის საწყისი პირობები ასე ჩაიწერება

$$y_k(0) = 0, \quad y'_k(0) = 0 \quad (k = 1, 2, \dots, n) \quad (II.6)$$

განაწილებულპარამეტრებიანი სისტემისათვის სათანადოდ გვექნება

$$y(0, t) = 0, \quad y'(0, t) = 0. \quad (II.7)$$

უკანასკნელ შემთხვევაში ამოცანის განსაზღვრისათვის კიდევ უნდა ჩაეწეროს $y(x, t)$ ფუნქციის სასაზღვრო პირობები, რაც სისტემის განაპირა წერტილების (ფუძის და ზედა ბოლოს) დამაგრე-

ბის ხასიათზეა დამოკიდებული⁶. მაგალითად, თუ 16 ნახაზზე ნაჩვენები სისტემა ლუნვად მუდმივკვეთიან ლეროს წარმოადგენს და ხისტადაა ჩამაგრებული ფუძეში, დროის ყოველ მომენტში ფუძეში გადაადგილება y და მობრუნების კუთხე იქნება ნული, ზედა (თავისუფალ) ბოლოში კი — მომენტი და განივი ძალა. ამიტომ სასაზღვრო პირობები ასეთ სახეს მიიღებს:

$$y(0, t) = 0, y'(0, t) = 0, y''(l, t) = 0, y'''(l, t) = 0;$$

აქ l — ლეროს სიგრძეა, შტრიხებით აღნიშნულია ფუნქციის წარმოებული x ცვლადით.

რთული არ არის სასაზღვრო პირობების ჩამოყალიბება სხვა შემთხვევებშიც.

განვიხილოთ ახლა რხევის ენერგიის შთანთქმის საკითხი. ამ მოვლენის მიზეზები წინა პარაგრაფში იყო აღნიშნული. ენერგიის აღსარიცხავად სხვადასხვა მეთოდები იხმარება. ერთ-ერთი ყველაზე გავრცელებული მეთოდია ე. წ. ფოიგტის თეორია. მის თანახმად ენერგიის გაბნევის მიზეზია დისიპატიური (წინააღმდეგობის) ძალები, რომლებიც რხევის სიჩქარის პროპორციულია. ენერგიის გაბნევის აღრიცხვა ამ დაშვების საფუძველზე შედარებით ადვილია, ამისათვის საკმარისია გავითვალისწინოთ რხევის დიფერენციალურ განტოლებებში გადაადგილებების პირველი წარმოებულების პროპორციული წევრები. მაგრამ, როგორც ცდები გვიჩვენებს, ფოიგტის თეორიის შედეგები კარგად არ პასუხობს სინამდვილეს [3].

უკანასკნელ პერიოდში ჩვენში ფართოდ გამოიყენება ე. სოროკინის თეორია⁷ (ენერგიის გაბნევის აღრიცხვის „კომპლექსური“ თეორია) [4]. იგი დაფუძნებულია არასრულად დრეკადი ტანის დეფორმადობის კანონზომიერებაზე და საშუალებას გვაძლევს ერთიანი სახით ჩაეწეროთ სხვადასხვა სისტემის რხევის დიფერენციალური განტოლებები. მისი შედეგებიც ახლოა სინამდვილესთან.

ჩვენ აქ არა გვაქვს საშუალება განვიხილოთ ე. სოროკინის თეორიის საფუძვლები. მოგვყავს მხოლოდ ამ თეორიაზე დაფუძნებული ენერგიის გაბნევის აღრიცხვის პრაქტიკული ხერხი. ამისათვის საკმარისია რხევის დიფერენციალურ განტოლებებში ყველა გადაადგილება წარმოვიდგინოთ კომპლექსური ფუნქციების (ცვლადე-

⁶ დისკრეტულ სისტემის შემთხვევაში სისტემის დამაგრების ხასიათი უკვე გათვალისწინებულია ზეპნით გადაადგილებებში.

⁷ ამ მეთოდის მეორე სახეობა მოცემული იყო ა. ნაზაროვის მიერ [5].

ბის) სახით და დრეკადი ძალების გამომსახველი წევრები მივიღოთ დამატებითი მამრავლით $1 + \gamma j$,
სადაც j — წარმოსახვითი ერთეულია,

γ — არადრეკადი წინალობის კოეფიციენტი (იხ. წინა პარაგრაფი).

ეს წესი გამოვიყენოთ ჩვენს შემთხვევაში. იმისათვის, რომ ჩაწეროთ დისკრეტული სისტემის რხევის დიფერენციალური განტოლებები ენერგიის გაბნევის გათვალისწინებით, შემოვიღოთ $y_k(t), Y_0(t)$ გადაადგილებების შესატყვისი კომპლექსური ფუნქციები $y_k^*(t), Y_0^*(t)$ ⁸. ცხადია, რომ სისტემის დრეკადი ძალები y_k გადაადგილებების პროპორციულია, ამიტომ (II. 4) განტოლებებში პირველი წევრები $1 + \gamma j$ მამრავლით უნდა მივიღოთ. ამგვარად, დისკრეტული სისტემის სეისმური რხევის დიფერენციალური განტოლებები ენერგიის გაბნევის აღრიცხვის შემთხვევაში ასეთ სახეს მიიღებს

$$(1 + \gamma j) y_k^*(t) + \sum_{v=1}^n m_v \delta_{kv} \ddot{y}_k^*(t) = - \ddot{Y}_0^*(t) \sum_{v=1}^n m_v \delta_{kv}. \quad (\text{II. 8})$$

$$(k = 1, 2, \dots, n).$$

ამის მსგავსად, განაწილებულპარამეტრებიანი სისტემის სეისმური რხევის დიფერენციალური განტოლება ენერგიის გაბნევის გათვალისწინებით (II. 5) გამოსახულების საფუძველზე ასე ჩაიწერება

$$(1 + \gamma j) L[y''(x, t)] + m(x) \ddot{y}^*(x, t) = - m(x) \ddot{Y}_0^*(t) \quad (\text{II. 9})$$

აქ $Y^*(x, t)$ გადაადგილების გამომსახველი კომპლექსური ფუნქციაა.

ამგვარად, საბოლოოდ სეისმური რხევები აღიწერება დისკრეტული საანგარიშო სქემის შემთხვევაში (II. 8) დიფერენციალური განტოლებების სისტემით, ხოლო განაწილებულპარამეტრებიანი სქემის შემთხვევაში — (II. 9) დიფერენციალური განტოლებით.

⁸ იგულისხმება, რომ ამ კომპლექსური ფუნქციების მისაღებად y_k, Y_0 ფუნქციები უნდა წარმოვიდგინოთ ფურცის მწკრივების სახით, მაშინ ეს მწკრივები და მათი შეუღლებული მწკრივები სათანადოდ გაგვეყვანოთ y_k^*, Y_0^* ფუნქციების ნამდვილ და წარმოსახვით ნაწილს. პრაქტიკულ გამოთვლებში ეს ოპერაციები, როგორც ქვევით დავინახავთ არ გვეჭირდება.

სეისმური რხევის ამოცანის გადაწყვეტამდე წინასწარ უნდა გავეცნოთ ნაგებობათა თავისუფალი (საკუთარი) რხევების კანონზომიერებებს. ეს იმით აიხსნება, რომ სეისმური რხევის ხასიათს სწორედ ნაგებობის საკუთარი რხევის პარამეტრები განაპირობებს.

როგორც ცნობილია, საკუთარი რხევები მაშინ ვითარდება, როდესაც საწყის მომენტში ნაგებობას გამოვიყვანთ უძრავობის მდგომარეობიდან, შემდეგ კი ის გარეზე ზეგავლენას აღარ განიცდის. ამგვარად, საკუთარი რხევის გამომწვევი მიზეზი ის ენერგიაა, რომელსაც ნაგებობა საწყის მომენტში იღებს. ეს ენერგია შეიძლება გადაეცეს სისტემას მისი წერტილებისადმი საწყისი გადაადგილებების ან საწყისი სიჩქარეების მინიჭებით.

განვიხილოთ წინა პარაგრაფში აღწერილი სისტემები. საკუთარი რხევების დიფერენციალური განტოლებების მისაღებად საკმარისია დავუშვათ, რომ გარეზე (სეისმურ) ზეგავლენას აღიილი არა აქვს, ე. ი. გრუნტის აჩქარება ყოველ მომენტში ნულის ტოლია ($\ddot{Y}^0(t)=0$), მაშინ (II. 8), (II. 9) გამოსახულებებიდან სათანადოდ მივიღებთ დისკრეტული და განაწილებულპარამეტრებიანი სისტემების საკუთარი რხევების დიფერენციალურ განტოლებებს

$$(1+\gamma_j) y_k^*(t) + \sum_{v=1}^n m_v \delta_{kv} \ddot{y}_v^*(t) = 0 \quad (\text{II.10})$$

$$(k=1, 2, \dots, n).$$

$$(1+\gamma_j) L[y^*(x, t)] + m(x) \ddot{y}^*(x, t) = 0. \quad (\text{II.11})$$

საწყისი პირობების ჩასაწერად დავუშვათ, რომ $t=0$ მომენტში აღიილი აქვს როგორც საწყის გადახრებს, ისე საწყის სიჩქარეებს.

მაშინ დისკრეტული სისტემისათვის საწყისი პირობები ასე ჩაიწერება

$$y_k(0) = y_k^0, \quad \dot{y}_k(0) = v_k^0, \quad (k=1, 2, \dots, n). \quad (\text{II.12})$$

განაწილებულპარამეტრებიანი სისტემისათვის სათანადოდ გვექნება

$$y(x, 0) = y^0(x), \quad \dot{y}(x, 0) = v^0(x). \quad (\text{II.13})$$

აქ $y_k, y^0(x)$ — სათანადო სისტემის წერტილების საწყისი გადაადგილებებია, $x_k, x^0(x)$ — მათი საწყისი სიჩქარეები.

ამგვარად, საკუთარი რხევების ამოცანის გადასაწყვეტად უნდა ამოვხსნათ (II.10) ან (II.11) დიფერენციალური განტოლებები, სათანადოდ (II.12) ან (II.13) საწყისი პირობების გათვალისწინებით⁹.

საძიებელი ამონახსნების მისაღებად შეიძლება გამოვიყენოთ ფურიეს ცნობილი მეთოდი. ჩვენ აქ არ მოვიყვანთ გადაწყვეტის მსვლელობას (რომელიც მოცემულია, მაგალითად, [2] ნაშრომში) და უშუალოდ ჩაწერთ ამონახსნის საბოლოო სახეს.

დისკრეტული სისტემის შემთხვევაში შეყურსული მასების დამაგრების წერტილების გადაადგილებები თავისუფალი რხევის პროცესში საბოლოოდ ასე გამოისახება

$$y_k(t) = \sum_{i=1}^n y_{ik}(t) = \sum_{i=1}^n X_i(x) e^{-\frac{\pi}{T_i}} \left(a_i \sin \frac{2\pi}{T_i} t + b_i \cos \frac{2\pi}{T_i} t \right) \quad (\text{II.14}),$$

($k = 1, 2, \dots, n$)

აქ T_i — საკუთარი რხევის პერიოდებია,

$X_i(x_k)$ — ე. წ. ამპლიტუდური კოეფიციენტები,

a_i, b_i — ინტეგრაციის მუდმივები, რომელთა სიდიდე საწყისი პირობებით განისაზღვრება.

როგორც ზემოთყვანილი გამოსახულებები გვიჩვენებს, სისტემის ყოველი წერტილის გადაადგილება თავისუფალი რხევის დროს n -შესაკრებიანი მწკრივის სახით გამოსახება, სადაც n სისტემის თავისუფლების ხარისხია. $y_{ik}(t)$ შესაკრებებს საკუთარი რხევის ნორმალური მდგენელები (ნორმალური ანუ საკუთარი რხევები) ეწოდებათ. ინდექსი i ნორმალური რხევის ნომერს გვიჩვენებს. ეს ნომრები ისე უნდა შეირჩეს, რომ დაცული იყოს პირობა $T_1 > T_2 > \dots > T_n$. პირველ ნორმალურ მდგენელს ძირითად საკუთარ რხევას ეწოდებენ.

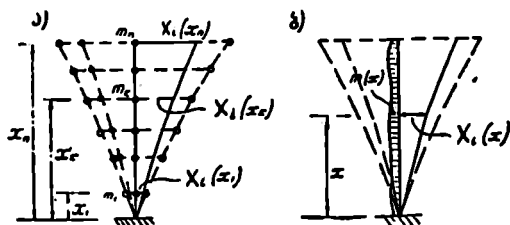
(II.14) ფორმულებიდან აგრეთვე ჩანს, რომ ყოველი ცალკეული ნორმალური რხევის დროს სისტემის ყველა წერტილის გადაადგილება სინქრონულად ხდება მიღევადი პარამონიული რხევის კანონით.

⁹ განაწილებულ პარამეტრებიან სისტემებთან უნდა გავითვალისწინოთ აგრეთვე სათანადო სასაზღვრო პირობები (§ II.4)

i -ური ნორმალური მდგენელს თავისი საკუთარი რხევის პერიო-
დი T_i ახასიათებს. რხევის დეკრემენტი ყველა ნორმალური მდგე-
ნელისათვის ერთნაირია¹⁰

$$\Phi_i = \ln \frac{y_{ih}(l)}{y_{ih}(t+T_i)} = \pi\gamma.$$

ცხადია აგრეთვე, რომ სისტემის გადახრის ფორმა ცალკეული
ნორმალური რხევისთვის უცვლელი რჩება დროის განმავლობა-
ში — პროპორციულად იცვლება მხოლოდ წერტილების გადაადგი-
ლებების სიდიდე, ამიტომ შეიძლება ვთქვათ, რომ ყოველ ნორმა-
ლურ მდგენელს თავისი საკუთარი რხევის ფორმა ახასიათებს.
 i -ური მდგენელის ფორმა სათანადო ამპლიტუდური $X_i(x_h)$ კოე-
ფიციენტების ერთობლიობით ხასიათდება (ნახ. 17). ეს კოეფიციენ-



ნახ. 17. რხევის საკუთარი ფორმები. ა) დისკრეტული სისტემა
განაწილებულ პარამეტრებიანი სისტემა.

ტები წარმოადგენენ სისტემის გადახრის მრუდის ორდინატებს მა-
სების დამაგრების წერტილებში.

განვიხილოთ განაწილებულ პარამეტრებიანი სისტემა. მისი
წერტილების გადაადგილება თავისუფალი რხევის პროცესში ასე
გამოისახება:

$$y(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} y_i(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} X_i(x) e^{-\frac{\gamma \pi}{T_i}} \left(a_i \sin \frac{2\pi}{T_i} t + b_i \cos \frac{2\pi}{T_i} t \right) \quad (\text{II.15})$$

აქ $X_i(x)$ — ე. წ. საკუთარი ფუნქციებია, დანარჩენ სიდიდეებს იგივე
მნიშვნელობა აქვს, რაც ზევით.

¹⁰ ეს სამართლიანია იმ შემთხვევაში, როდესაც ენერგიის გაბნევა აღრიცხუ-
ლია ე. სოროკინის მეთოდით.

ადვილი შესამჩნევია, რომ (II.15) ფორმულით მოცემული გადაწყვეტა ანალოგიურია (II.14) ამონახსნისა. განსხვავება იმაში მდგომარეობს, რომ განაწილებულპარამეტრებიანი სისტემისთვის ნორმალურ მდგენელთა რიცხვი უსასრულოა. ამ შემთხვევაში i -ური მდგენელის რხევის ფორმა სათანადო $X_i(x)$ საკუთარი ფუნქციით გამოისახება.

(II.14), (II.15) ფორმულები საესებით განსაზღვრავენ განსახილველი სისტემების თავისუფალი რხევის პროცესს. მოკლედ შევცხოთ მათში შემავალი სიდიდეების გამოთვლის პრინციპულ გზას.

ცნობილია, რომ დისკრეტული რხევითი სისტემის საკუთარი სიხშირეების და ფორმების განსასაზღვრელად საჭიროა ამოვხსნათ სისტემის მახასიათებელი (საუკუნოებრივი) განტოლება

$$\begin{vmatrix} m_1\delta_{11}-\lambda & m_1\delta_{12} & \dots & m_1\delta_{1n} \\ m_1\delta_{21} & m_2\delta_{22}-\lambda & & m_1\delta_{2n} \\ \vdots & & \ddots & \vdots \\ m_1\delta_{n1} & m_2\delta_{n2} & \dots & m_n\delta_{nn}-\lambda \end{vmatrix} = 0. \quad (\text{II.16})$$

გაშლილი სახით ეს გამოსახულება წარმოადგენს n -ური ხარისხის ალგებრულ განტოლებას λ სიდიდის მიმართ; ყველა მისი ფესვი ნამდვილი და დადებითია. ამგვარად, მახასიათებელი (II.16) განტოლების ამოხსნის შედეგად შეიძლება ვიპოვოთ n სიდიდე λ_i ($i=1, 2, \dots, n$); $\lambda_1 < \lambda_2 < \dots < \lambda_n$ მათ სისტემის საკუთარი მნიშვნელობები ეწოდებათ. ამის შემდეგ ადვილად განისაზღვრება სისტემის საკუთარი სიხშირეები ენერგიის გაბნევის გაუთვალისწინებლად¹¹

$$\varphi_i^0 = \frac{1}{\sqrt{\lambda_i}} \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (\text{II.17})$$

ენერგიის გაბნევა გარკვეულ გავლენას ახდენს საკუთარ სიხშირის სიდიდეზე. სოროკინის თეორიის მიხედვით, საკუთარ სიხშირეთა მნიშვნელობა ენერგიის გაბნევის გათვალისწინებით ასე გამოისახება:

$$\varphi_i = \frac{\varphi_i^0}{\sqrt{1 + \frac{\gamma^2}{4}}}; \quad (\text{II.18})$$

¹¹ ფ₀ აქ წრიული სიხშირეა, ე. ი. რხევათა რიცხვი 2π სეკუნდის განმავლობაში.

რეალური ნაგებობებისთვის არადრეკადი წინალობის კოეფიციენტი γ მცირე სიდიდეა (არ აღემატება 0.15-ს), ამიტომ განსხვავება φ_i^0 და φ_i სიდიდეებს შორის პრაქტიკულად უმნიშვნელოა და ისინი შეიძლება ერთმანეთს გავუტოლოთ. ამგვარად, საკუთარი რხევის პერიოდები ასე გამოისახება:

$$T_i = \frac{2\pi}{\varphi_i} \cong 2\pi \sqrt{\lambda_i} \quad (i = 1, 2, \dots, n). \quad (\text{II.19})$$

ამპლიტუდური კოეფიციენტების საპოვნელად უნდა ამოვხსნათ აღგებრულ ერთგვაროვან წრფივ განტოლებათა შემდეგი სისტემა:

$$\left. \begin{aligned} (m_1 \delta_{11} - \lambda_i) X_{i1} + m_2 \delta_{12} X_{i2} + \dots + m_n \delta_{1n} X_{in} &= 0 \\ m_1 \delta_{21} X_{i1} + (m_2 \delta_{22} - \lambda_i) X_{i2} + \dots + m_n \delta_{2n} X_{in} &= 0 \\ \vdots &\vdots \\ m_1 \delta_{n1} X_{i1} + m_2 \delta_{n2} X_{i2} + \dots + (m_n \delta_{nn} - \lambda_i) X_{in} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (\text{II.20})$$

აქ სიმარტივისთვის მიღებულია აღნიშვნები $X_{ik} = X_i(x_k)$.

(II.20) განტოლებები საშუალებას გვაძლევს ყოველი λ_i საკუთარი მნიშვნელობისთვის ვიპოვოთ ამპლიტუდური კოეფიციენტების სათანადო $X_{ik} = X_i(x_k)$ სიდიდეები ($k = 1, 2, \dots, n$). აღსანიშნავია, რომ ვინაიდან (II.20) განტოლებები ერთგვაროვანია, ეს სიდიდეები განისაზღვრება მხოლოდ ნებისმიერი მამრავლის სიზუსტით, ე. ი. თუ X_{ik} სიდიდეები აკმაყოფილებენ (II.20) სისტემას, CX_{ik} სიდიდეები აგრეთვე აკმაყოფილებენ მას; ($C \neq 0$) ადვილი შესამჩნევია, რომ ასეთი „განუზღვრელობა“ არ ახდენს გავლენას ამოცანის საბოლოო ამოხსნაზე¹².

განაწილებულპარამეტრებიანი სისტემის შემთხვევაში საკუთარი $X_i(x)$ ფუნქციები უნდა აკმაყოფილებდეს შემდეგი სახის ჩვეულებრივ დიფერენციალურ განტოლებას:

$$L[X(x)] - \varphi^2 m(x) X(x) = 0. \quad (\text{II.21})$$

ამავე დროს მათთვის ძალაშია სისტემის სასაზღვრო პირობები (§ II 4). ამ პირობების საფუძველზე დგება მახასიათებელი განტოლება, რისი ამოხსნა გვაძლევს φ_i^0 სიხშირეთა უსასრულო მიმდევ-

¹² საქმე იმაშია, რომ $X_i(x_k)$ კოეფიციენტებით განსაზღვრული i -ური საკუთარი რხევის ფორმა ხასიათდება გადახრის მრუდის ორდინატების ურთიერთშეფარდებით და არა მათი აბსოლუტური მნიშვნელობით.

რობას. ყოველი ამ სიდიდისათვის (II.21) განტოლება (სასაზღვრო პირობების გათვალისწინებით) გვაძლევს სათანადო საკუთარ $X_i(x)$ ფუნქციას. საკუთარი რხევის პერიოდები მოიძებნება ასევე (II.18) და (II.19) ფორმულებით. აღსანიშნავია, რომ საკუთარი ფუნქციები აქაც განსაზღვრულია მხოლოდ მუდმივი მამრავლის სიზუსტით.

ინტეგრების a_i, b_i მუდმივები (II.14), (II.15) ფორმულებში, როგორც უკვე იყო აღნიშნული, დამოკიდებულია საწყის პირობებზე. მათი გამოსათვლელი ფორმულები ჩვენ შემდგომში არ დაგვიჩირდება და აქ არ მოგვეყავს (ისინი შეიძლება ვნახოთ ნაგებობათა დინამიკის კურსებში).

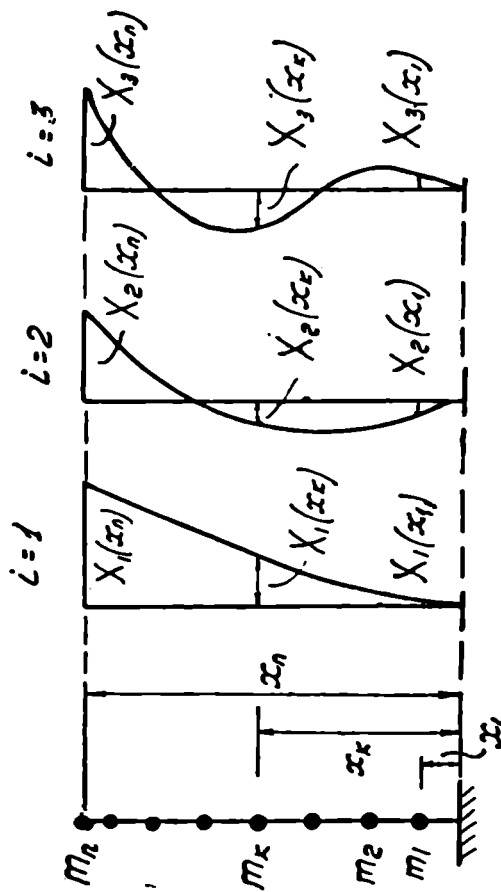
რაც შეეხება არადრეკადი წინალობის γ კოეფიციენტს § II.3-ში ნათქვამი იყო, რომ მისი სიდიდე ექსპერიმენტული მონაცემების საფუძველზე განისაზღვრება.

შემდეგ პარაგრაფში ჩვენ დავინახავთ, რომ რაიმე სისტემის (ნაგებობის) რეაგირება მოცემულ სეისმურ ზემოქმედებაზე სავსებით განისაზღვრება მისი საკუთარი პერიოდებით, ფორმებით და არადრეკადი წინალობის კოეფიციენტით. ამიტომ ჩვენებულ ფაქტორებს სისტემის დინამიკური პარამეტრები ეწოდება. საინტერესოა გავეცნოთ ამ პარამეტრების ზოგიერთ თვისებას.

ზევით გავარკვეთ, რომ საკუთარი რხევის ყოველ ნორმალურ i -ურ მდგენელს თავისი საკუთარი პერიოდი T_i და რხევის ფორმა ახასიათებს, განსაზღვრული $X_i(x_k)$ კოეფიციენტებით ან $X_i(x)$ საკუთარი ფუნქციით¹³. საკუთარი პერიოდების სიდიდე თანდათან კლებულობს i ნომრის ზრდასთან ერთად. თურმე რხევის ფორმაც დამოკიდებულია ნორმალური მდგენელის i ნომერზე. პირველი (ძირითადი) რხევის, ფორმა ყველაზე მარტივია — მას გადახრის მრუდის გადაღუნვის (ექსტრემუმების) მინიმალური რიცხვი ახასიათებს. i ნომრის ზრდასთან ერთად იზრდება გადახრის მრუდის გადაღუნვის (ექსტრემუმების) რიცხვი, ე. ი. რხევას ფორმა რთულდება. მაგალითისთვის ნახ. 18-ზე მოცემულია დისკრეტული სისტემის პირველი სამი საკუთარი ფორმის სახე.

საკუთარი რხევის ფორმები ე. წ. ორთოგონალობის პირობებს აკმაყოფილებენ. ეს პირობები, სამართლიანი ორი ნებისმიერი სხვა-

¹³ საკუთარი T_i პერიოდების (ან ω_i სიხშირეების) და სათანადო ფორმების ერთობლიობას სისტემის სპექტრს უწოდებენ. დისკრეტული სისტემის სპექტრი სასრულოა, განაწილებულ პარამეტრებიანი სისტემის კი უსასრულოა.



ნახ. 18. დისკრეტული კონსოლური სისტემის პირველი სამი საკუთარი ფორმა

დასხვა ფორმისთვის, დისკრეტული და განაწილებულპარამეტრებიანი სისტემებისთვის სათანადოდ ასე გამოისახება

$$\sum_{k=1}^n m_k X_1(x_k) X_2(x_k) = 0 \quad \int_0^l m(x) X_1(x) X_2(x) dx = 0. \quad (II.22)$$

($l \neq r$)

ორთოგონალობის პირობა საკუთარი რხევების დამოუკიდებლობისთვის გამოსახავს [6]. ეს პირობა შეიძლება გამოვიყენოთ ამპლიტუდური კოეფიციენტების (ან საკუთარი ფუნქციების) გამოთვლის სისწორის შესამოწმებლად.

ცხადია, რომ სისტემის დინამიკური პარამეტრები მის ძირითად (ინერციულ და დეფორმაციულ) თვისებებზე უნდა იყოს დამოკიდებული. საკუთარი პერიოდების მიმართ ეს დამოკიდებულება ასე გამოისახება: სისტემის მასის ზრდის შემთხვევაში მისი საკუთარი პერიოდები, როგორც წესი, იზრდება, მხოლოდ ზოგიერთი შემთხვევა უცვლელი დარჩეს. სისტემის სიხისტის ზრდის შემთხვევაში პერიოდები, პირიქით, როგორც წესი, მცირდება, მხოლოდ ზოგიერთი შემთხვევა უცვლელი დარჩეს. კერძოდ, ძირითადი საკუთარი პერიოდი T_1 ყოველთვის იზრდება სისტემის მასის ზრდასთან და მცირდება მისი სიხისტის შემცირებასთან ერთად. ამიტომ T_1 პერიოდს ხშირად იღებენ სისტემის დინამიკური სიხისტის საზომად.

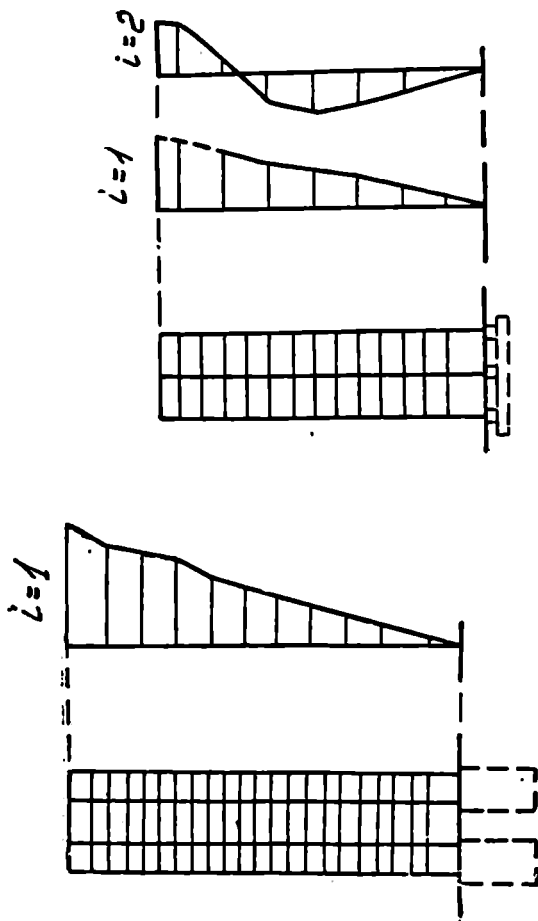
იმისათვის, რომ ზოგადი წარმოდგენა ვიქონიოთ რეალური შენობების დინამიკურ პარამეტრებზე. მოგვყავს ზოგიერთი ცნობა, რომელიც მიღებულია ნატურული გამოცდების შედეგად. საკუთარი რხევის პერიოდები მით მეტია, რაც მეტია შენობის სიმაღლე, ძირითადი პერიოდის სიდიდე (სეკუნდებში) გამოისახება მიახლოებითი ფორმულით

$$T_1 = \alpha N_1,$$

სადაც N_1 — სართულთა რიცხვია. α კოეფიციენტის სიდიდე შეიძლება მივიღოთ: მსხვილპანელური შენობებისთვის 0,065, კარკასული შენობებისთვის — 0,065—0,080 [7].

არადრეკადი წინალობის კოეფიციენტის საშუალო მნიშვნელობები სხვადასხვა სახის შენობებისთვის იცვლება $\gamma = 0,05—0,0125$ ფარგლებში.

ქ. თბილისის ზოგიერთი შენობების რხევის ფორმები, რომელიც მიღებულია ნატურული დინამიკური გამოცდის შედეგად, ნაჩვენებია ნახ. 19-ზე [8]. ამ ფორმების სახე ამტკიცებს ზემომოყვანილ ზოგად კანონზომიერებას.



ნახ. 19. კარკასული შენობების რხევის ფორმები მიღებულია ნატურული გამოსახულების შედეგად

დაეუბრუნდეთ სეისმური რეპროდუცირების ამოცანას. როგორც მე-4 პარაგრაფში დავინახეთ რეპროდუცირების კანონის დასადგენად უნდა ამოვსინათ სათანადო დიფერენციალური განტოლებები. დისკრეტული სისტემის შემთხვევაში უნდა ვიპოვოთ განტოლებათა (II.8) სისტემის ამონახსნი, რომლის ნამდვილი ნაწილი აკმაყოფილებს (II.6) საწყის პირობებს. განაწილებულპარამეტრებიანი სისტემის შემთხვევაში საძიებელია (II.9) განტოლების ამონახსნი, რომლის ნამდვილი ნაწილი აკმაყოფილებს (II.7) საწყის პირობებს და სასაზღვრო პირობებს.

ისევე როგორც თავისუფალი რეპროდუცირების შემთხვევაში, ჩვენ აქ არ შევეუდგებით გადაწყვეტის მსვლელობის აღწერას და უშუალოდ ჩავწერთ საბოლოო შედეგს, რაც ჩვენი მიზნებისათვის საკმარისია. გადაწყვეტის მოძებნის მეთოდი მოცემულია, მაგალითად [2] ნაშრომში.

დისკრეტული სისტემების შემთხვევაში სეისმური რეპროდუცირების გადამყვანება ასე გამოიხატება:

$$y_k(t) = \sum_{i=1}^n y_{ik}(t) =$$

$$= - \sum_{i=1}^n X_i(x) \frac{D_i}{2\pi} T_i \int_0^t \ddot{Y}_0(\tau) e^{-\frac{\gamma_i}{T_i}(t-\tau)} \sin \frac{2\pi}{T_i}(t-\tau) d\tau \quad (\text{II.23})$$

$$(k=1, 2, \dots, n)$$

აქ τ ინტეგრირების ცვლადია,

D_i — ე. წ. დაშლის კოეფიციენტები, რომლებიც გამოითვლება ფორმულით

$$D_i = \frac{\sum_{k=1}^n m_k X_i(x_k)}{\sum_{k=1}^n m_k X^2(x_k)} \quad (\text{II.24})$$

$$(i=1, 2, \dots, n)$$

დანარჩენი აღნიშვნები განმარტებული იყო წინა პარაგრაფში.

განაწილებულპარამეტრებიანი სისტემის სეისმური რხევის ამოცანის გადაწყვეტა შეიძლება ასეთი სახით ჩავწეროთ:

$$y(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} y_i(x, t) =$$

$$= - \sum_{i=1}^{\infty} X_i(x) \frac{D_i}{2\pi} T_i \int_0^t \ddot{Y}_0(\tau) e^{-\frac{\gamma_i}{T_i}(t-\tau)} \sin \frac{2\pi}{T_i}(t-\tau) d\tau. \quad (II.25)$$

ღაშლის კოეფიციენტებისთვის ამ შემთხვევაში სამართლიანია ფორმულა

$$D_i = \frac{\int_0^l m(x) X_i(x) dx}{\int_0^l m(x) X_i^2(x) dx}. \quad (II.26)$$

(II.23), (II.25) ფორმულები გამოსახავენ სათანადოდ დისკრეტული და განაწილებულპარამეტრებიანი სისტემების სეისმური რხევის კანონს, ე. ი. მათი წერტილების გადაადგილებების ცვალებადობას დროის განმავლობაში. როგორც ვხედავთ, ეს ფორმულები სავსებით ანალოგიურია: ორივე შემთხვევაში ყოველი წერტილის გადაადგილება გამოისახება ნორმალურ მდგენელთა მწკრივის სახით (მდგენელების სასრულო ან უსასრულო რაოდენობით). ისევე როგორც თავისუფალი რხევის დროს, ყოველი i -ური ნორმალური მდგენელისათვის რხევის ფორმა უცვლელია და $X_i(x_k)$ ამპლიტუდური კოეფიციენტებით ან $X_i(x)$ საკუთარი ფუნქციით გამოისახება, ე. ი. სათანადო საკუთარ (i -ური) ფორმას ემთხვევა. მაგრამ, თავისუფალ რხევისაგან განსხვავებით, გადაადგილებების ცვალებადობა დროში ყოველი ნორმალური მდგენელისათვის, რასაკვირველია, უკვე აღარ ხასიათდება ჰარმონიული კანონით: იგი სისტემის ფუძის (გრუნტის) აჩქარებაზე ($\ddot{Y}_0(t)$) ფუნქციაზე არის დამოკიდებული და გამოისახება ე. წ. დიუამელის ინტეგრალით, რომელიც დროის ფუნქციაა

$$J_i(t) = \int_0^t \ddot{Y}_0(\tau) e^{-\frac{\gamma\pi}{T_i}(t-\tau)} \sin \frac{2\pi}{T_i}(t-\tau) d\tau. \quad (II.27)$$

აღსანიშნავია, რომ ცალკეულ ნორმალურ მდგენელთა შეფარდებითი მნიშვნელობა (II.23), (II.25) მწყკრივებში დამოკიდებულია როგორც J_i ინტეგრალების სიდიდეზე, ისე $D_i T_i$ მამრავლებზე. ადვილი სანახავია, რომ ამ მამრავლების სიდიდე თანდათან მცირდება i ნომრის ზრდასთან ერთად, ამიტომ ძირითადი მნიშვნელობა (II.23), (II.25) ფორმულებში სათანადო მწყკრივის რამდენიმე პირველ წევრს აქვს.

(II.23), (II.24) ფორმულები იძლევა სეისმური რხევის ამოცანის სრულ გადაწყვეტას. მართლაც, ამ გამოსახულებების გაწარმოებით დროის მიხედვით შეიძლება ვიპოვოთ სისტემის წერტილების ფარდობითი სიჩქარეები და აჩქარებები. თუ ამ უკანასკნელებს გრუნტის აჩქარებას დავუმატებთ, მივიღებთ წერტილების სრულ (აბსოლუტურ) აჩქარებებს უძრავი გარემოს მიმართ. ეს საშუალებას მოგვცემს ვიპოვოთ ინერციის ძალები და შემდეგ მათ მიერ გამოწვეული სეისმური ძალები სისტემაში. ამგვარად, სეისმური რხევების ყველა საძიებელი ფაქტორი განსაზღვრული იქნება.

შემდგომში ჩვენთვის ძირითადად საინტერესოა სეისმური (ინერციის) ძალები. მოგვყავს მათი გამოსახულებები გამოყვანის გარეშე [2].

დისკრეტული სისტემის შემთხვევაში შეყურსული სეისმური ძალები, მოდებული მასების დამაგრების წერტილებში, გამოითვლება ფორმულებით

$$S_k(t) = \sum_{i=1}^n S_{ik}(t) = - \sum_{i=1}^n m_k X_i(x_k) \frac{2\pi D_i}{T_i} \int_0^t \ddot{Y}_0(\tau) e^{-\frac{\gamma\pi}{T_i}(t-\tau)} \sin \frac{2\pi}{T_i}(t-\tau) d\tau. \quad (II.28)$$

($k = 1, 2, \dots, n$).

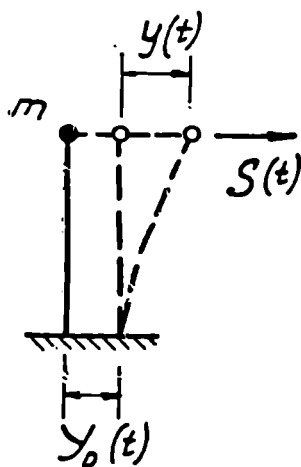
განაწილებულპარამეტრებიანი სისტემის შემთხვევაში განაწილებული სეისმური ძალების ინტენსივობა ტოლი იქნება

$$s(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} s_i(x, t) =$$

$$= - \sum_{i=1}^{\infty} m(x) X_i(x) \frac{2\pi D_i}{T_i} \int_0^t \ddot{Y}_0(\tau) e^{-\frac{\gamma\pi}{T_i}(t-\tau)} \sin \frac{2\pi}{T_i}(t-\tau) d\tau \quad (\text{II.29})$$

აქ $S_{ik}(t)$, $s_i(x, t)$ სეისმური ძალების ნორმალური მდგენელებია.

შემდგომში ჩვენთვის საინტერესოა დისკრეტული სისტემის ერთი კერძო სახე — სისტემა ერთი შეუყრსული (წერტილოვანი)



ნახ. 20. ოსცილატორის
საანგარიშო სქემა.

მასით. მისი საანგარიშო სქემა ნახ. 20-ზეა მოცემული. ასეთ უმარტივეს სისტემას წრფივი ოსცილატორი ეწოდება¹⁴. ინტერესი ამ სისტემის მიმართ გამოწვეულია ერთი მხრივ იმით, რომ ოსცილატორის სახით შეიძლება წარმოვადგინოთ ზოგიერთი მარტივი ნაგებობის (მაგალითად, წყალსაწნეო კოშკის) საანგარიშო სქემა; მეორე მხრივ, როგორც ქვევით დავინახავთ, ოსცილატორის ქცევის საშუალებით შეიძლება ერთგვარად დავახასიათოთ რთული სისტემების სეისმური რხევები.

ოსცილატორის სეისმური რხევების ფორმულები შეიძლება მივიღოთ დისკრეტული სისტემების ზოგად ფორმულებიდან; ცხადია, რომ ოსცილატორისათვის თავისუფლების ხარისხი $n=1$, ამიტომ ფორმულებში მწკრივის ნაცვლად მხოლოდ ერთი წევრი დაგვრჩება. გარდა ამისა, (II.24) ფორმულის თანახმად, ცხადია,

¹⁴ როგორც თავიდან შევთანხმდით, აქ ვგულისხმობთ, რომ სისტემის დეფორმაციები ღრეკალობით ზღვარს არ სცილდება.

რომ $X_1(x_1) \quad D=1$; ამიტომ (II.23) ფორმულიდან ოსცილაციის გადაადგილებისათვის მივიღებთ

$$y(t) = -\frac{T}{2\pi} \int_0^t \ddot{Y}_0(\tau) e^{-\frac{\gamma\pi}{T}(t-\tau)} \sin \frac{2\pi}{T}(t-\tau) d\tau. \quad (\text{II.30})$$

(II.28) ფორმულის მიხედვით ოსცილაციის სეისმური ძალა ტოლი იქნება

$$S(t) = -m \frac{2\pi}{T} \int_0^t \ddot{Y}_0(\tau) e^{-\frac{\gamma\pi}{T}(t-\tau)} \sin \frac{2\pi}{T}(t-\tau) d\tau, \quad (\text{II.31})$$

მაგრამ მეორე მხრივ ეს სიდიდე, როგორც ინერციის ძალა, ასე შეიძლება წარმოვიდგინოთ:

$$S(t) = -m W(t);$$

სადაც $W(t)$ — ოსცილაციის აჩქარებაა უძრავი გარემოს მიმართ. ამ ფორმულების შედარებით ოსცილოგრაფის აჩქარებისათვის მივიღებთ გამოსახულებას

$$W(t) = \frac{2\pi}{T} \int_0^t \ddot{Y}_0(\tau) e^{-\frac{\gamma\pi}{T}(t-\tau)} \sin \frac{2\pi}{T}(t-\tau) d\tau. \quad (\text{II.32})$$

§ 7. ნაგებობათა სისამომაღებობის გაანგარიშების მეთოდები
სტატიკური თეორია. დინამიკური თეორიის აღრიხველი ფორმები

ნაგებობის სეისმომდევნობის შესამოწმებლად საჭიროა განვსაზღვროთ სეისმური (ინერციული) დატვირთვა და მის მიერ გამოწვეული ძალები. ამ ამოცანის გადაწყვეტის თეორიულ საფუძველს წინა პარაგრაფში მოყვანილი ფორმულები წარმოადგენს. მაგრამ ადვილი გასაგებია, რომ გაანგარიშების შედეგი დიდად არის იმაზე დამოკიდებული, თუ რა სახითაა წარმოდგენილი ამ ფორმულებში სეისმური ზეგავლენა, ე. ი. ფუნქცია $Y_0(t)$ (გრუნტის აჩქარება). სწორედ ეს საკითხი ქმნის ძირითად სიძნელეებს სეისმომდევნობის ამოცანაში. აღნიშნული იყო, რომ გრუნტის რხევას მიწისძვრების დროს მეტად რთული, არარეგულარული და ქაოსური ხასიათი აქვს, თანაც ამ რხევების ხასიათი დღესდღეობით ძალიან

ნაკლებად არის შესწავლილი. ამიტომ Y_0 ფუნქციის მათემატიკური გამოსახვა ან მისი პარამეტრების დადგენა მეტად რთული საკითხია.

აღვილი წარმოსადგენია, რომ ამ საკითხის გადაწყვეტა განპირობებულია ინფორმაციის სისრულით გრუნტის რხევის შესახებ. ასეთი ინფორმაციის მოპოვება დიდ დროს მოითხოვს და მისი დაგროვების პროცესი დღესაც გრძელდება. ამიტომ სეისმომედევობის ამოცანის გადაწყვეტის ზერხებიც თანდათან ვითარდება და დღესდღეობით ამ დარგში რამდენიმე მეთოდი არსებობს.

I. პარაგრაფში უკვე აღვნიშნეთ, რომ ისტორიულად პირველი მეთოდი ე. წ. სტატიკური თეორია იყო. ეს თეორია გულისხმობს, რომ ნაგებობის დეფორმაციები სეისმური რხევას პროცესში მეტად მცირეა გრუნტის გადაადგილებასთან შედარებით. ეს საშუალებას გვაძლევს განვიხილოთ ნაგებობა როგორც აბსოლუტურად ხისტი სისტემა. მაშინ მისი ნებისმიერი წერტილის აჩქარება ყოველ მომენტში გრუნტის აჩქარების ტოლი იქნება. მაქსიმალური სეისმური ძალების მისაღებად საკმარისია სისტემის ყოველი მასა გავამრავლოთ გრუნტის მაქსიმალურ აჩქარებაზე; აქედან მივიღებთ:

$$S = mW_0 = \frac{Q}{g} W_0 = k_e Q, \quad (\text{II.33})$$

სადაც W_0 — გრუნტის მაქსიმალური აჩქარება;
 m — ნაგებობის რომელიმე ნაწილის მასა;
 Q — ამ ნაწილის წონა;
 g — სიმძიმის ძალის აჩქარება.

k_e სიდიდეს სეისმური კოეფიციენტი ეწოდება; როგორც ვხედავთ, იგი წარმოადგენს გრუნტის მაქსიმალური აჩქარების შეფარდებას სიმძიმის ძალის აჩქარებასთან

$$k_e = \frac{W_0}{g} \quad (\text{II.34})$$

სტატიკური თეორიის ძირითადი საანგარიშო ფორმულა (II.33) მეტად მარტივია. მაგრამ ცხადია, რომ იგი მიახლოებით სამართლიანია მხოლოდ ხისტი შენობებისთვის. გაანგარიშების შედეგის უტყუარობისთვის მთავარია გრუნტის მაქსიმალური აჩქარების სწორად შერჩევა. სტატიკური თეორიის შექმნის პერიოდში დამაჯერებელი ინსტრუმენტული მონაცემები გრუნტის აჩქარების შე-

სახეზე ჭერ კიდეც არ იყო. ამიტომ W_0 სიდიდეს ნიშნავდნენ მარტივი ხისტი ნაგებობების (ძეგლები, მასივები) დაზიანების ანალოზის შედეგად. მიღებული იყო, რომ k_c სიდიდე 7, 8, 9-ბალიან მიწის-ძვრებისთვის სათანადოდ ტოლია 0,025; 0,05 და 0,10¹⁵.

სტატიკური თეორია სრულიად უგულვებელყოფს ნაგებობის სეისმურ რხევას, რაც ცოტად თუ ბევრად მოქნილი ნაგებობებისთვის, ცხადია, დაუშვებელია. ამ ნაკლს მოკლებულია სეისმომდგომის დინამიკური თეორია. ფართო გაგებით, ეს ტერმინი გულისხმობს ყველა ისეთ თეორიას, რომელიც ნაგებობის რხევებს აღრიცხავს. მაგრამ თავისი განვითარების პროცესში დინამიკურმა თეორიამ რამდენიმე სახესხვაობა განიცადა. ადრინდელი პერიოდისათვის, რომელიც ჩვენი საუკუნის 20-იან წლებს მოიცავს, დამახასიათებელია გრუნტის რხევის წარმოდგენა გრძელპერიოდული მდორე რეგულარული პროცესის სახით (რხევის პერიოდით $T_0 = 0.8 - 1.2$ სეკ.). შენობები უმეტეს შემთხვევაში წარმოადგენდნენ როგორც თავისუფლების ერთი ხარისხის მქონე სისტემებს საკუთარი პერიოდით $T = 0.3 - 0.5$ სეკ. ასეთი დაშვებების საფუძველზე მონონობემ (იაპონია, 1921 წ.) განიხილა ნაგებობის ჩამდგარი (სტაციონარული) რხევა, გამოწვეული გრუნტის სინუსოიდური გადაადგილებით. მან მიიღო სეისმური ძალის გამოსათვლელი შემდეგი ფორმულა

$$S = k_c \beta Q, \quad (II.36)$$

სადაც β დინამიკური კოეფიციენტი, დამოკიდებული ნაგებობის და გრუნტის რხევის პერიოდების ფარდობაზე¹⁶.

$$\beta = \frac{1}{1 - \left(\frac{T}{T_0} \right)^2}.$$

იმავე დაშვებების ფარგლებში დინამიკური მიდგომის უფრო სრული სახე მოგვცა კ. ზაერისემა (თბილისი, 1927 წ.). მონონობე-

¹⁵ შემდგომში ინსტრუმენტულმა მასალებმა გვიჩვენეს, რომ გრუნტის ფაქტორი მაქსიმალური აჩქარებები მიწისძვრების დროს გაცილებით მეტია, ვიდრე K_c კოეფიციენტის ამ მნიშვნელობებით განსაზღვრული სიდიდეები [9]. ამიტომ დღევანდელი გაგებით k_c -ჯ უკვე აღარ გამოსახავს გრუნტის მაქსიმალურ აჩქარებას.

¹⁶ (II.35) ფორმულა არ ითვალისწინებს ენერგიის გაბნევას. შენობების და გრუნტის ზემომოყვანილი პერიოდების შემთხვევაში სტაციონალური რხევის პროცესი შორსაა რეზონანსული ზონიდან. ცნობილია, რომ ასეთ პირობებში ენერგიის გაბნევის გავლენა უმნიშვნელოა და მისი უგულვებელყოფა დასაშვებია.

საგან განსხვავებით, მან მიიღო გრუნტის რხევის კოსინუსოიდური კანონი და თან განიხილა ნაგებობის რხევის საწყისი, გარდამავალი პერიოდი. გამოიკვია, რომ ასეთ პირობებში დინამიკური კოეფიციენტი ორჯერ მეტია, ვიდრე ეს მონონობეს ჰქონდა მიღებული.

კ. ზავრიევი და მისი სკოლის (ა. ნაზაროვი და სხვ.) ნაშრომებმა საფუძველი ჩაუყარეს დინამიკური მეთოდის სრული სახის განვითარებას. მაგრამ იმ პერიოდში არ იყო საკმარისი მონაცემები გრუნტის სეისმური რხევის ზემოთ აღწერილი სქემატური სურათის დასაზუსტებლათ. ასეთი დაზუსტების აუცილებლობა საგრძნობი გახდა უკვე 20-იან წლებში. გამოიკვია, რომ გრუნტის სეისმურ რხევას გაცილებით უფრო რთული, მრავალსიხშირიანი ხასიათი აქვს, ამავე დროს მეტად მნიშვნელოვანია მოკლებერიოდიანი მდგენელების როლი. თანდათან ნათელი გახდა აგრეთვე ნაგებობების როგორც რხევითი სისტემების სირთულე. ამ ფაქტორების გათვალისწინება მოითხოვდა თეორიული ანალიზის მეთოდების სათანადო დაზუსტებას. ამის გამო, 30-იანი წლებიდან დაწყებული თანდათან ჩამოყალიბდა დინამიკური თეორიის თანამედროვე ფორმები. მათ მიეკუთვნება სპექტრული მრუდების მეთოდი და გაანგარიშება ფაქტიური აქსელეროგრაფების გამოყენებით.

დინამიკურ თეორიაზე აგრეთვე დამყარებული სეისმური რხევების ანალიზის ალბათობრივი (სტატისტიკური) მეთოდები.

სეისმომედეგობის თეორიის აღნიშნული თანამედროვე მეთოდები შემდეგ პარაგრაფებში უფრო დეტალურად განვიხილავთ.

§ 8. სპექტრული მრუდების მეთოდი

სპექტრული მრუდების მეთოდის იდეა მჭიდროთ არის დაკავშირებული მე-7 პარაგრაფში მოყვანილ ფორმულების სტრუქტურასთან. აღნიშნული იყო, რომ (II.23), (II.25) ფორმულები წარმოადგენენ ნაგებობათა წერტილების სეისმურ გადაადგილებებს ნორმალური მდგენელების მწყრივის სახით. ასეთივე სახითაა წარმოდგენილი სეისმური ძალები (II.28), (II.29) ფორმულებში.

როგორც ხსენებული ფორმულები გვიჩვენებს, გადაადგილებები და ინერციის ძალები დროის განმავლობაში მეტად რთული კანონით იცვლება, მაგრამ საინჟინრო თვალსაზრისით ეს კანონი დიდ ინტერესს არ წარმოადგენს: ძირითადი მნიშვნელობა აღნიშნული ფაქტორების მაქსიმალურ სიდიდეებს აქვს. სპექტრული

მრუდების მეთოდის ძირითადი აზრი სწორედ იმაში მდგომარეობს, რომ სეისმური რხევების დეტალური აღწერის ნაცვლად განვსაზღვროთ საძიებელი ფაქტორების (გადაადგილებები, ინერციის ძალები და სხვ.) ცალკეული ნორმალური მდგენელების მაქსიმალური მნიშვნელობები. სხვანაირად რომ ვთქვათ, საკითხი ისმის სათანადო მწკრივების ცალკეული წევრების მაქსიმუმების დადგენის შესახებ. როგორც ქვევით დავინახავთ, ეს საშუალებას მოგვცემს ერთგვარად შევაფასოთ ყველა ფაქტორის მაქსიმალური მნიშვნელობები სეისმური რხევის პროცესში (ნორმალურ მდგენელთა ერთობლიობის გათვალისწინებით).

წინასწარ განვიხილოთ წრფივი ოსცილატორის სეისმური რხევა (§ 6). ოსცილატორის გადაადგილება, მოცემული (II.30) ფორმულით, ასეთი სახით ჩავწეროთ:

$$y(t) = y(t, T, \gamma). \quad (\text{II.36})$$

ეს აღნიშვნა ცხადად გამოხატავს იმ გარემოებას, რომ გადაადგილება, როგორც დროის ფუნქცია, პარამეტრების სახით შეიცავს ოსცილატორის რხევის პერიოდს და არადრეკადი წინალობის კოეფიციენტს. იგი იმავე დროს, რასაკვირველია, სეისმურ ზეგავლენაზეც ($\tilde{Y}_0(t)$ ფუნქციაზე) არის დამოკიდებული.

წარმოვიდგინოთ, რომ მოცემული ზეგავლენის, ე. ი. მოცემული $\tilde{Y}_0$ ფუნქციისთვის ვიპოვეთ გადაადგილების მაქსიმალური აბსოლუტური მნიშვნელობა დროის განმავლობაში, γ -კოეფიციენტის ფიქსირებული სიდიდის პირობებში. ცხადია, რომ ეს მაქსიმალური გადაადგილება ოსცილატორის პერიოდის ფუნქცია იქნება; აღვნიშნოთ იგი შემდეგნაირად:

$$C_y(T) = \max_t |y(t, T, \gamma)|, \quad (\text{II.37})$$

ამ ფუნქციას წრფივი ოსცილატორის გადაადგილების სპექტრი ეწოდება, ხოლო მის გამომსახველ მრუდს — გადაადგილების სპექტრული მრუდი¹⁷.

ამის ანალოგიურად, ჩავწეროთ ოსცილატორის აჩქარება, გამოსახული (II. 32) ფორმულით, შემდეგი სახით

$$W(t) = W(t, T, \gamma), \quad (\text{II.38})$$

აჩქარების მაქსიმალურ აბსოლუტურ სიდიდეს მოცემული ზეგავლენის დროს, გამოსახულს როგორც პერიოდის ფუნქციას, ოს-

¹⁷ ს. მელვედევი C_y სპექტრს მოქმედების სპექტრს ეწოდებს [9]

ც ი ლ ა ტ ო რ ი ს ა ჩ ქ ა რ ე ბ ი ს ს პ ე ქ ტ რ ი ე წ ო დ ე ბ ა (ყ ფ ი ქ - ს ი რ ე ბ უ ლ ი ა)

$$C_w T - \max_t |W(t, T, \gamma)| \quad (II.39)$$

ამ ფუნქციის გამომხატველი მრუდი აჩქარების სპექტრული მრუდი იქნება.

ასეთნაირად შეიძლება განისაზღვროს ოსცილატორის ს ი ჩ - ქ ა რ ი ს ს პ ე ქ ტ რ ი

$$C_v((T) = \max_t |v| t, T, \gamma) | ; \quad (II.40)$$

აქ v არის ოსცილატორის ფარდობითი სიჩქარე აღწერილ სპექტრებს შორის მარტივი დამოკიდებულება არსებობს

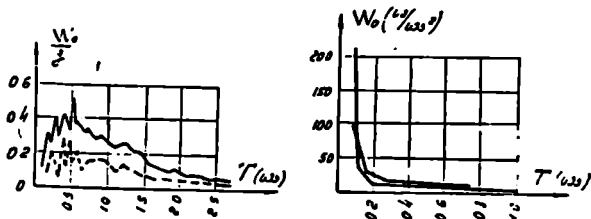
$$C_w(T) = \frac{2\pi}{T} C_v(T) = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 C_v T. \quad (II.41)$$

დამოკიდებულება O_w, C_v სპექტრებს შორის უშუალოდ გამომდინარეობს (II.30), (II.32) ფორმულებიდან, C_v -ს დამოკიდებულება სხვა სპექტრებთან მოგვეყავს დაუმტკიცებლად.

სპექტრების დასადგენად ორი ხერხი არსებობს — გამოთვლათი და ინსტრუმენტული. პირველ შემთხვევაში ეგულისხმობთ. რომ მიწისძვრის დროს საგანგებო ხელსაწყო — აქსელეროგრაფი ჩაწერს გრუნტის აჩქარების ცვალებადობას დროის განმავლობაში, ე. ი. $Y_0(t)$ ფუნქციას (იხ. თავი I). მაშინ სპექტრის გამოსათვლელად შეიძლება ვისარგებლოთ ზემომოყვანილი ფორმულებით. ამისათვის მივიღოთ არადრეკადი წინალობის ყ კოეფიციენტის რაიმე (უცვლელი) მნიშვნელობა და (II.32) ფორმულით გამოვთვალოთ ოსცილატორის W აჩქარება მისი T პერიოდის სხვადასხვა მნიშვნელობის დროს. ამის შემდეგ საკმარისია ვიპოვოთ $W(t)$ ფუნქციის მაქსიმუმი T პერიოდის ყოველი მნიშვნელობისათვის, რის შედეგად უშუალოდ მივიღებთ აჩქარების C_w სპექტრს. სხვა ფაქტორების სპექტრებზე გადასვლა შეიძლება (II.41) დამოკიდებულებების საფუძველზე. ცხადია, რომ შეიძლება ჯერ ვიპოვოთ იმავე წესით გადაადგილების ან სიჩქარის სპექტრი და შემდეგ გამოვთვალოთ დანარჩენი სპექტრები ისევ (II.41) ფორმულებით. გასაგებია აგრეთვე, რომ სრული სურათის მისაღებად სპექტრები უნდა გამოვთვალოთ ყ-კოეფიციენტის რამდენიმე მნიშვნელობისათვის.

სპექტრების დადგენის ინსტრუმენტული ხერხი შემდეგში მდგომარეობს [5]. იმ ადგილზე, სადაც საჭიროა სპექტრის მიღება,

იდგმება ხელსაწყო — მრავალქანქარიანი სეისმომეტრი. ყოველი ქანქარა, როგორც ცნობილია; ოსცილატორს წარმოადგენს. ხელსაწყოში ქანქარებს ერთნაირი γ -კოეფიციენტი და სხვადასხვა პერიოდები აქვთ. მიწისძვრის დროს სეისმომეტრი აღრიცხავს ყოველი ქანქარის მაქსიმალურ გადაადგილებას ან აჩქარებას. ეს საშუალებას გვაძლევს უშუალოდ მივიღოთ გადაადგილებების ან აჩქარებების სპექტრი. მე-20 ნახაზზე ნაჩვენებია აღწერილი ხერხებით [5,34] მიღებული ზოგიერთი ფაქტიური სპექტრი.



ნახ. 21. აჩქარების ფაქტიური სპექტრები:

ა) ამერიკის მიწისძვრები (7—8 ბალი). ბ) ერვენის და ღუშანბეს მიწისძვრები (4—5 ბალი, ჩაწერილია სეისმომეტრებით).

ადვილი გასაგებია, რომ ფაქტიური სპექტრი, რომელიც გარკვეულ ადგილზე რომელიმე მიწისძვრის დროს ჩაიწერა, ახასიათებს სეისმურ ზეგავლენას მხოლოდ ამ კონკრეტულ პირობებში. პირველ თავში მოყვანილი მასალებიდან ჩანს, რომ გრუნტის სეისმური რხევა (ე. ი. ფუნქცია $Y_0(t)$) დამოკიდებულია მიწისძვრის კერის ხასიათზე, ეპიცენტრულ მანძილზე, ადგილობრივ საინჟინრო-გეოლოგიურ პირობებსა და სხვ. ამის გამო სხვა მიწისძვრის დროს ან რომელიმე სხვა ადგილზე სპექტრიც სხვა იქნება. შენობების ყველა ცალკეულ სპექტრზე გაანგარიშება, ცხადია, არ შეიძლება. ამიტომ პრაქტიკული მიზნებისთვის უნდა დავადგინოთ ე. წ. საანგარიშო სპექტრი (სპექტრული მრუდი): ის მიიღება ფაქტიური სპექტრების განზოგადებით, ისე რომ უზრუნველყოფილი იყოს ნაგებობის უსაფრთხოების პირობები (საანგარიშო სპექტრებს დამატებით შეეუბნებათ მე-11 პარაგრაფში).

დავუშვათ, რომ საანგარიშო სპექტრული მრუდი უკვე დადგენილია. იგი საშუალებას გვაძლევს უშუალოდ გამოვთვალოთ მაქსიმალური სეისმური ძალები (ან გადაადგილებები, სიჩქარეები) თავისუფლების ერთი ხარისხის მქონე სისტემებისათვის. მართ-

ლაც, მაქსიმალური გადაადგილება უშუალოდ განისაზღვრება (II.37) ფორმულით. მაქსიმალური სეისმური ძალის აბსოლუტური სიდიდე ასე გამოისახება

$$S = m C_w (T), \quad (\text{II.42})$$

სადაც m სისტემის მასაა,

T — მისი საკუთარი რხევის პერიოდი.

C_w სპექტრი უნდა შეესაბამებოდეს სისტემის არადრეკადი წინააღობის γ -კოეფიციენტის სიდიდეს.

როგორ უნდა გამოვიყენოთ სპექტრები რთული (თავისუფლების მრავალი ხარისხის მქონე) სისტემებისთვის? ამისათვის ისევ მივმართოთ II.6 პარაგრაფში მიღებულ ფორმულებს. განვიხილოთ ჯერ დისკრეტული სისტემა. (II.23) ფორმულის მიხედვით ამოვიწეროთ სისტემის წერტილების გადაადგილებების i -ური ნორმალური მდგენელის გამოსახულება

$$y_{ik}(t) = -X_i(x_k) \frac{D_i}{2\pi} T_i \int_0^t \ddot{Y}_0(\tau) e^{-\frac{\gamma\pi}{T_i}(t-\tau)} \sin \frac{2\pi}{T_i}(t-\tau) d\tau.$$

შევადაროთ ეს ფორმულა (II.30) ფორმულას. როგორც ვხედავთ, გადაადგილებების ნორმალური მდგენელების ცვალებადობა დროის განმავლობაში სრულიად ანალოგიურია ოსცილატორის გადაადგილების ცვალებადობისა: ეს გადაადგილებები, როგორც დროის ფუნქციები, დიუამელის ერთნაირი ინტეგრალებით გამოისახება, განსხვავება მათ შორის მხოლოდ მუდმივ (დროისგან დამოუკიდებელ) მამრავლშია. ეს ანალოგია საშუალებას გვაძლევს გამოვსახოთ რთული სისტემის გადაადგილების ნორმალური მდგენელი იმავე პარამეტრების მქონე ოსცილატორის გადაადგილების საშუალებით (II.36) ფორმულის საფუძველზე შეიძლება ჩავწეროთ

$$y_{ik}(t) = X_i(x_k) D_i y(t, T_i, \gamma). \quad (\text{II.43})$$

ამის მსგავსად (II.28), (II.31), (II.38) ფორმულების გამოყენებით დისკრეტული სისტემის სეისმური ძალების ნორმალური მდგენელები შეიძლება ასე წარმოვადგინოთ:

$$S_{ik}(t) = -m_k X_i(x_k) D_i W(t, T_i, \gamma). \quad (\text{II.44})$$

ეს ფორმულები საშუალებას გვაძლევს გამოვსახოთ გადაადგილებების და სეისმური ძალების ნორმალური მდგენელების მაქსი-

მალური (აბსოლუტური) სიდიდეები სათანადო სპექტრების საშუალებით. მართლაც, სპექტრების განმარტების საფუძველზე ჩაწერით:

$$y_{ih} = \max |y_{ih}(t)| = X_i(x_h) D_i \max_t |y(t, T_i, \gamma)|$$

ანუ

$$y_{ih} = X_i(x_h) D_i C_y / T_i, \quad (II.45)$$

$$\max_t |S_{ih}(t)| = m_h X_i(x_h) D_i \max_t |W(t, T_i, \gamma)|$$

ანუ

$$S_{ih} = m_h X_i(x_h) D_i C_w(T_i). \quad (II.46)$$

იმავე მსჯელობით ადვილად მივიღებთ ანალოგიურ გამოსახულებებს განაწილებულპარამეტრებიანი სისტემის გადაადგილებების და ინერციის ძალების ნორმალური მდგენელების მაქსიმალური სიდიდეებისთვის

$$y_i(x) = \max |y_i(x, t)| = D_i X_i(x) C_y(T_i), \quad (II.47)$$

$$s_i(x) = \max |s_i(x, t)| m_x D_i X_i(x) C_w(T_i). \quad (II.48)$$

თუ სპექტრული მრუდები მოცემული გვაქვს, ყველა ზემოთ მოყვანილ სიდიდეს ადვილად ვიპოვნით. ამისთვის საკმარისია სათანადო ფორმულაში ჩავსვათ სპექტრული მრუდის იმ ორდინატის სიდიდე, რომელიც განსაზღვრული მდგენელის T_i პერიოდს შეესაბამება. ცხადია აგრეთვე, რომ არადრეკადი წინაღობის უკოეფიციენტი განსაზღვრული სისტემისთვის ისეთივე უნდა იყოს, როგორც ეს სპექტრის გამოთვლის დროს იყო მიღებული.

ამგვარად, სპექტრული მრუდები საშუალებას გვაძლევს გამოვთვალოთ ყველა საძიებელი ფაქტორის მაქსიმალური სიდიდეები რთული სისტემების რხევის ყველა ნორმალური მდგენელისათვის¹⁸. მაგრამ პრაქტიკული გაანგარიშების თვალსაზრისით ეს, რასაკვირველია, საკმარისი არ არის. ნაგებობის სეისმომდგომობის შესამოწმებლად უნდა ვიპოვოთ საძიებელი ფაქტორების მაქსიმალური მნიშვნელობა, გამოწვეული ყველა მდგენელის ერთობლივობით. სპექტრული მეთოდი ამ ამოცანის უშუალო გადაწყვეტის საშუალებას არ იძლევა. მართლაც, სპექტრული მრუდების საშუალებით განსაზღვრულია მხოლოდ ცალკეული მდგენელების მაქსიმუმები, მაგრამ როგორ არიან განაწილებული ისინი დროის გან-

¹⁸ სხვანაირად რომ ვთქვათ, სპექტრი საშუალებას გვაძლევს გამოვთვალოთ საძიებელი ფაქტორის გამომსახველი მწკრივის ყველა წევრის მაქსიმალური სიდიდე.

მავლობაში და რამდენად ემთხვევიან მათი წარმოქმნის მომენტები ერთმანეთს — ამაზე ცნობები არა გვაქვს. ეს სპექტრული მეთოდის ორგანული ნაკლია. ამიტომ სეისმური ფაქტორების კეშმარიტი მაქსიმუმების საპოვნელად დამატებით დაშვებებს უნდა მივმართოთ¹⁹.

საანგარიშო სიდიდედ შეიძლება მივიღოთ ფაქტორის რაიმე საშუალო მნიშვნელობა, მაგალითად, ნორმალური მდგენელების მაქსიმუმების საშუალო-კვადრატული სიდიდე. პრაქტიკაში უმეტესად ასეთ ხერხს მიმართავენ.

სპექტრული მრუდების მეთოდის პრაქტიკული გამოყენების საკითხები უფრო დაწვრილებით განხილულია მე-11 პარაგრაფში.

§ 9. სეისმური ძალების გაანგარიშება ფაქტორი ატმოსფეროგრაფიის გამოყენებით

ს ე ის მ უ რ ი რ ხ ე ე ბ ის ა ნ ა ლ ი ზ ის ა ლ ბ ა თ ო ბ რ ი ვ ი მ ე თ ო ლ ე ბ ი

სეისმური ძალების გაანგარიშებას აქსელეროგრაფების საშუალებით საფუძვლად უდევს § 6-ში მოყვანილი (II.28) ან (II.29) ფორმულა. ამ ხერხის არსი იმაში მდგომარეობს, რომ გრუნტის

სეისმური აჩქარების გამომსახველ $Y_0(t)$ ფუნქციას წარმოვადგენთ რომელიმე ძლიერი მიწისძვრის დროს ჩაწერილი ფაქტორი აქსელეროგრაფის საშუალებით. გამოთვლები რიცხვითი მეთოდებით წარმოებს. ამისათვის ინსტრუმენტულად მიღებული გრაფიკული აქსელეროგრაფა უნდა წარმოვადგინოთ ციფრებით. მაშინ სეისმური ძალები, გადაადგილებები და სხვა ფაქტორები დროის სხვადასხვა მომენტისათვის შეიძლება გამოვთვალოთ მე-6 პარაგრაფის ზოგადი ფორმულებით ან სათანადო დიფერენციალური განტოლებების რიცხვითი გადაწყვეტით.

ცხადია, რომ აღნიშნული ხერხით მიღებული შედეგები შეესაბამება მხოლოდ იმ მიწისძვრის კონკრეტულ პირობებს, რომლის აქსელეროგრაფა საფუძვლად დაედო გაანგარიშებას. როგორც ვიცით, გრუნტის რხევა ყოველი კონკრეტული მიწისძვრის დროს მე-

¹⁹ § 6-ში აღნიშნული იყო, რომ ნორმალური მდგენელების სიდიდე მცირდება ნორმის ზრდასთან ერთად. ამიტომ პრაქტიკულად საკმარისია მხედველობაში მივიღოთ არა უმეტესი, ვიდრე პირველი სამი — ხუთი მდგენელი.

ტად იხდივიდუალურ ხასიათს ატარებს. დღესდღეობით ძლიერი მიწისძვრების ინსტრუმენტულად ჩაწერილი აქსელეროგრაფების რაოდენობა ძალზე მცირეა²⁰. ამიტომ იშვიათად არის საშუალება გასაანგარიშებელი რეალური ნაგებობებისათვის შეირჩეს სათანადო პირობებში ჩაწერილი აქსელოგრაფა. აქვე უნდა აღვნიშნოთ, რომ ზემოთ მოყვანილი გაანგარიშებები მეტად შრომატევად გამოთვლებს მოითხოვს და შეიძლება შესრულდეს მხოლოდ ელექტრონული ციფრული (ან ანალოგიური) მანქანების გამოყენებით. ამ მიზეზების გამო ამჟამად გაანგარიშება ფაქტიური აქსელეროგრაფების საშუალებით ძირითადად იხმარება როგორც კვლევის საშუალება, სხვა მეთოდებით მიღებული შედეგების შესამოწმებლად ან დასაზუსტებლად. ზოგჯერ ამ ხერხს იყენებენ დიდად საპასუხისმგებლო ნაგებობების დაპროექტებისას.

უკანასკნელი 20—25 წლის განმავლობაში სეისმომედევობის თეორიაში (იხე როგორც ტექნიკის თითქმის ყველა დარგში) დიდი გავრცელება მოიპოვა ანალიზის ალბათობრივმა (სტატისტიკურმა) მეთოდებმა. ეს გარემოება თვით სეისმომედევობის ამოცანის ხასიათითაა განპირობებული. წინა პარაგრაფებში არაერთხელ იყო აღნიშნული სეისმური ზეგავლენის შემთხვევითი ხასიათი: ცხადია, რომ ნაგებობების სეისმურ რხევებსაც ასეთივე შემთხვევითი იერი ახასიათებთ და მათი ალბათობრივი აღწერა განსაკუთრებით შეესაბამება თვით ამოცანის ბუნებას.

სტატისტიკური მეთოდების გამოყენება სეისმომედევობის ამოცანაში ორი მიმართულებით ხდება. ერთი მხრივ, ამ მეთოდებს იყენებენ სხვადასხვა რაიონების (რეგიონების) სეისმური რეჟიმის საანალიზოდ და დასახასიათებლად. ეს საშუალებას იძლევა უფრო დასაბუთებულად წარმოვადგინოთ სეისმომედევობის ამოცანის საწყისი მონაცემები (რაიონის ბალიანობა და სხვ.). მეორე მხრივ, ალბათობრივი მეთოდები იხმარება უშუალოდ ნაგებობათა სეისმური რხევების აღსაწერად.

პირველი მიმართულება საინჟინრო სეისმოლოგიას მიეკუთვნება და ჩვენ მას აქ არ შევეხებით. სეისმური რხევების ალბათობრივი ანალიზი უშუალოდ სეისმომედევობის თეორიის საგანს შეადგენს; მაგრამ მისი მეთოდების დეტალური აღწერა შემთხვევითი რხევების სპეციალური მათემატიკური აპარატის ცოდნას მოითხოვს. ქვევით მოკლედ აღწერილია ამ მეთოდების არსი, კვლევის ძირი-

²⁰ ძლიერი მიწისძვრების ზოგერთი აქსელეროგრაფები მოყვანილია [9] ნაშრომში.

თადი მიმართულებები და შედეგები. საკითხის უფრო დეტალურად შესწავლა სპეციალური ლიტერატურით შეიძლება [2, 11, 12].

სეისმომედეგობის ამოცანის ალბათობრივი დასმა შემდეგში მდგომარეობს. იგულისხმება, რომ ფუნქცია $Y_0(t)$, როპელიც აღწერს გრუნტის რხევას კონკრეტული მიწისძვრის დროს, შემთხვევითი (სტოქასტური) პროცესის რეალიზაციას წარმოადგენს. ცხადია, რომ ასეთი მიდგომის დროის ნაგებობის გადაადგილებები $Y(t)$, სეისმური ძალები $S(t)$ და ყველა სხვა ფაქტორიც დროის შემთხვევითი ფუნქციებით გამოისახება. Y_0 ფუნქციის ალბათობრივი მახასიათებლები შეიძლება დავადგინოთ წარსული მიწისძვრების ინსტრუმენტული ჩანაწერების მიხედვით. მაშინ ამოცანის გადასაწყვეტად უნდა ვიპოვოთ ნაგებობის რხევის ფაქტორების (Y , S ფუნქციების) ალბათობრივი მახასიათებლები სეისმური ზეგავლენის (Y_0 ფუნქციის) მოცემული მახასიათებლების მიხედვით. მოცემულიდან საძიებელ მახასიათებლებზე გადასასვლელად შეიძლება გამოვიყენოთ 11.6 პარაგრაფში მოყვანილი ფორმულები ან უშუალოდ რხევის დიფერენციალური განტოლებები.

აღწერილი სახის ალბათობრივი ამოცანები ტიპიურია ტექნიკის ბევრი დარგისათვის (კიბერნეტიკა, ავტომატური რეგულირება, რადიოტექნიკა). მათი გადაწყვეტის ხერხები საკმაოდ კარგად არის დამუშავებული შემთხვევითი ფუნქციების გამოყენებით თეორიაში. მაგრამ სეისმომედეგობის ამოცანას თავისი სპეციფიკა ახასიათებს. ძირითადად ეს არის გრუნტის სეისმური რხევის სირთულე და მისი ალბათობრივი თვისებების დასახასიათებლად საჭირო ინფორმაციის უკმარისობა (რაც ინსტრუმენტული აქსელეროგრაფების სიმცირით აიხსნება).

აღნიშნულ პირობებში იძულებული ვართ მივმართოთ სეისმური ზეგავლენის ალბათობრივი აღწერის მიახლოებით ხერხებს. ამისდა მიხედვით შეიძლება განვასხვავოთ სტატისტიკური მიდგომის რამდენიმე მეთოდი.

ყველაზე უფრო გავრცელებულია გრუნტის სეისმური რხევის წარმოდგენა სტაციონარული შემთხვევითი ფუნქციის სახით²¹. ფაქტიური აქსელეროგრაფები გვიჩვენებს, რომ გრუნტის აჩქარებას მიწისძვრის პროცესში მკვეთრად გამოხატული არასტაციონარული, ცვალებადი ხასიათი აქვს. ამიტომ მისი სტაციონარული ფუნქ-

²¹ სტაციონარული ფუნქცია შეიძლება დავახასიათოთ როგორც შემთხვევითი ფუნქცია, რომლის ალბათობრივი მახასიათებლები არ იცვლება დროის განმავლობაში.

ციის სახით წარმოდგენა საკმარისად უხეში მიახლოებაა და გამართლებულია მხოლოდ ამოცანის მნიშვნელოვანი გამარტივებით.

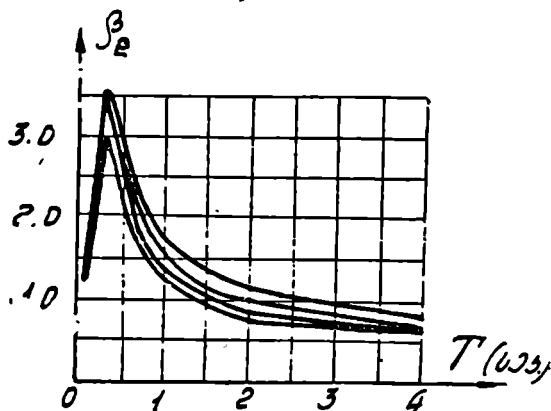
ცნობილია, რომ სტაციონარული შემთხვევითი ფუნქციის ალბათობრივი დახასიათება შეიძლება მისი კორელაციური ფუნქციით და სპექტრული სიმკვრივით (ენერგეტიული სპექტრით)²². ძლიერი მიწისძვრების რამდენიმე ფაქტიური აქსელეროგრაფის დამუშავების საშუალებით მ. ბარშტეინმა ააგო გრუნტის სეისმური აჩქარების კორელაციური ფუნქციები და სპექტრული სიმკვრივები [13]. გამოიკვია, რომ ისინი შეიძლება საკმარისად კარგად აღწეროს ცნობილი ტიპური გამოსახულებებით. უნდა აღინიშნოს შემდეგი: მიუხედავად იმისა, რომ სეისმური ზეგავლენა მიღებულია როგორც სტაციონარული პროცესი, თვით ოსცილატორის რხევა, საწყისი გარდამავალი ეტაპის გამო, არ იქნება სტაციონარული. გაანგარიშებები გარდამავალი პროცესის გათვალისწინებით მოახდინა მ. ბარშტეინმა. სეისმური ეფექტის დასახასიათებლად მან შემოიღო დინამიკური კოეფიციენტის ალბათობრივი გამოსახულება. დინამიკური კოეფიციენტი ამ გაგებით წარმოდგენს ოსცილატორის და გრუნტის აჩქარებათა საშუალოკვადრატულ მნიშვნელობების შეფარდებას. გარდამავალი პროცესის გამო, რხევის საწყისი პერიოდში იგი დროის ფუნქციაა, შემდეგ კი, სტაციონარულ რეჟიმში, მუდმივ მნიშვნელობებს იღებს. ეს უკანასკნელი მნიშვნელობები, გამოსახული როგორც ოსცილატორის საკუთარი რხევის პერიოდის ფუნქცია, წარმოდგენილია ნახ. 22-ზე. ყოველი მრუდი შეესაბამება გაანგარიშების საფუძვლად მიღებულ რომელიმე აქსელოგრაფს. როგორც ვხედავთ, დინამიკური კოეფიციენტის პერიოდისაგან დამოკიდებულების ხასიათი თვისობრივად 21-ე ნახ-ზე მოცემულ აჩქარებათა სპექტრული მრუდების ანალოგიურია.

აღწერილი ხერხით ბარშტეინმა განიხილა აგრეთვე რთული სისტემების რხევის ამოცანა. ოსცილატორის რხევა სტაციონარული ზეგავლენის პირობებში, მაგრამ გარდამავალი პროცესის გათვალისწინებლად, განიხილა ვ. ბალდავამემ [14].

ამოცანის გამარტივების მეორე გზა არის გრუნტის სეისმური აჩქარების წარმოდგენა ე. წ. დელტა-კორელირებული პროცესის

²² კორელაციური ფუნქცია ახასიათებს სტატისტიკურ დამოკიდებულებას შემთხვევითი ფუნქციის სხვადასხვა მნიშვნელობებს შორის. სპექტრული სიმკვრივე გამოხატავს შემთხვევითი პროცესის სიმძლავრის (ენერგიის) განაწილებას მდგენელების სიხშირის მიხედვით.

სახით. ამ პროცესის სპექტრული სიმკვრივე მუდმივია, ხოლო კორელაციური ფუნქცია განსხვავდება ნულისაგან მხოლოდ $l'=0$ წერტილში. ასეთი მიდგომა, რომელიც ამარტივებს საძიებელი ფუნქციების ალბათობრივ აღწერას, გამოყენებული იყო ნ. ნიკო-



ნახ. 22. ალბათობრივი დინამიკური კოეფიციენტის სპექტრული მრუდები (სტაციონარულ რეჟიმში).

ლაენკოს ნაშრომში [12]. მან ამ მეთოდით განიხილა როგორც ჩვეულებრივი სისტემების, ისე სიფხის შემცველი ნაგებობების (რეზერვუარების) სეისმური რხევები.

კიდევ უფრო მეტ გამარტივებას იძლევა სეისმური ზეგავლენის წარმოდგენა აჩქარებათა აბსოლუტურად შემთხვევითი (არაკორელირებული) იმპულსების მიმდევრობის სახით. ასეთი მიმართულება ძირითადად ვითარდებოდა ამერიკელ მეცნიერთა ნაშრომებში [2]. მანვე მოგვცა ნაგებობის საიმედოობის ანალიზის ხერხი. ამოცანის ზოგადი ალბათობრივი გადაწყვეტის სხვა ხერხები დაამუშავეს აგრეთვე ი. გოლდენბლატიმ და ა. ქაროვმა [2].

დიდი მნიშვნელობა აქვს ანტისეისმურ ღონისძიებათა ეკონომიური ეფექტურობის დასაბუთებას ალბათობრივი მეთოდების საშუალებით. ეს საკითხი გაშუქებულია [31] ნაშრომში.

წინა თავებში ჩვენ ყველგან ვგულისხმობდით, რომ სეისმური რხევების პროცესში ნაგებობათა დეფორმაციები არ სცილდება დრეკადობის ფარგლებს და ამიტომ თვით რხევებიც წრფივი ხასიათისაა. სინამდვილეში ეს მხოლოდ მიახლოებითი დაშვებაა. მიღებული ამოცანის გამარტივების მიზნით. მიწისძვრების შედეგების ანალიზი გვიჩვენებს, რომ ძლიერი სეისმური ზეგავლენის დროს ნაგებობათა მზიდ კონსტრუქციებში ვითარდება არადრეკადი (პლასტიკური, ნარჩენი) დეფორმაციები. სხვაგვარად წარმოუდგენელი იქნებოდა ნაგებობათა დაზიანება და ნგრევა ძლიერი მიწისძვრების დროს.

პლასტიკური დეფორმაციების განხილვის გარეშე შეუძლებელია ნაგებობათა სეისმური ნგრევის პროცესის გამოკვლევა და მათი ფაქტური ზიდვისუნარის დადგენა მიწისძვრის ზემოქმედების პირობებში. თეორიული და ექსპერიმენტული კვლევის შედეგები გვიჩვენებს, რომ პლასტიკური დეფორმაციები განაპირობებენ კონსტრუქციების დინამიკური სიმტკიცის მნიშვნელოვან რეზერვებს. რომელთა აღრიცხვა საშუალებას გვაძლევს დავაპროექტოთ უფრო ეკონომიური და ეფექტური სეისმომედეგი შენობები. აღსანიშნავია აგრეთვე, რომ, ჩვენი ნორმების თანახმად, საანგარიშო ძალის მიწისძვრის დროს დასაშვებია კონსტრუქციული ელემენტების ერთგვარი დაზიანება, თუკი ეს არ ქმნის ადამიანებისა და ძვირფასი მოწყობილობის დაღუპვის საფრთხეს [28]. ცხადია, ასეთი დაზიანების გათვალისწინებაც შეუძლებელია დრეკადი სეისმური რხევების ფარგლებში.

ზემოთქმული ცხადყოფს, თუ რამდენად მნიშვნელოვანია სეისმომედეგი შენობების დასაბუთებული დაპროექტებისათვის არადრეკადი დეფორმაციების აღრიცხვა და გათვალისწინება სეისმური რხევების ანალიზის დროს. ეს საკითხი თანამედროვე სეისმომედეგობის თეორიის ერთ-ერთ ცენტრალურ პრობლემას წარმოადგენს.

პლასტიკური დეფორმაციების გათვალისწინების შემთხვევაში ნაგებობათა სეისმური რხევის ამოცანა არაწრფივ დინამიკურ ამოცანათა რიცხვს მიეკუთვნება. მათი გადაწყვეტის ხერხები და სათანადო საანგარიშო აპარატი დიდი სირთულით ხასიათდება. ქვე-

ვით მოგვეყავს მოკლე ცნობები კვლევის ძირითადი მიმართულებებისა და შედეგების შესახებ²³.

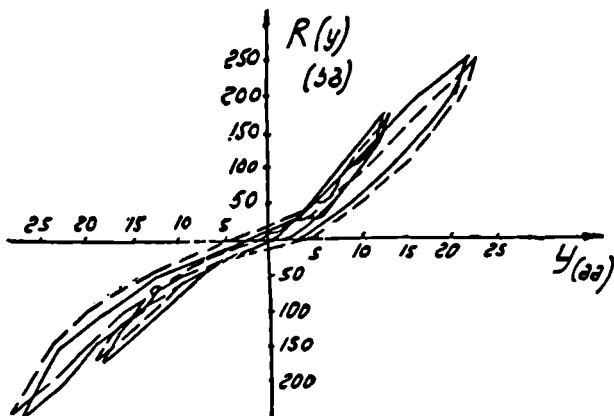
ამოცანის ერთ-ერთ ძირითად საკითხს შეადგენს მასალებისა და კონსტრუქციების ფაქტიური დეფორმადობის დიაგრამის (ე. ი. ძალასა და დეფორმაციას შორის დამოკიდებულების) დადგენა. ეს ხდება ექსპერიმენტული გზით, კონსტრუქციების ან მათი დიდზომიანი მოდელების სტატიკური გამოცდის საშუალებით. ასეთი კვლევები ახლა ფართო მასშტაბით ტარდება როგორც ჩვენში, ისე საზღვარგარეთ. კერძოდ, ჩვენს რესპუბლიკაში შესრულებულია რკინაბეტონის კონსტრუქციების დეფორმადობის გამოკვლევა [15, 17, 18].

ექსპერიმენტების შედეგები გვიჩვენებს, რომ დრეკადობის ფარგლებს გარეთ დამოკიდებულება ძალებსა და მათ მიერ გამოწვეულ დეფორმაციებს შორის თითქმის ყველა სამშენებლო კონსტრუქციებისთვის მეტად რთულ ხასიათს ატარებს. ფაქტიურ დეფორმადობის დიაგრამებს მრუდწირული, ხშირად გისტერეზისული მარყუჟების სახე აქვთ. მაგალითისათვის ნახ. 23-ზე მოცემულია ერთმალაიანი II-სებრი რკინაბეტონის ჩარჩოს დეფორმადობის დიაგრამა თარახული ძალის მოქმედების დროს, მიღებული სტატიკური დატვირთვისა და განტვირთვის რამდენიმე ციკლის შედეგად [17].

დრეკადი სეისმური რხევების თეორიას, რომელიც მე-3—6 პარაგრაფებში იყო მოცემული, საფუძვლად ედო წრფივი დამოკიდებულება ძალებსა და დეფორმაციებს შორის. არადრეკადი რხევების განხილვისას წრფივი კანონის მაგივრად უნდა მივიღოთ ფაქტიური დამოკიდებულება ძალებსა და დეფორმაციებს შორის, რომელიც გამოისახება დეფორმადობის დიაგრამებით. მაგრამ ექსპერიმენტული დიაგრამები (ნახ. 23-ზე მოცემული ტიპისა) ძალიან რთულია და მათი უშუალო გამოყენება მეტად აძნელებს ამოცანის გადაწყვეტას. ამიტომ თეორიულ გამოთვლებში იხმარება სქემატური სახის საანგარიშო დიაგრამები, რომლებიც ამა თუ იმ სიზუსტით აღწერენ რეალური დეფორმირების კანონზომიერებას. ყველაზე უფრო გავრცელებულია დეფორმადობის ტეხილი დიაგრამა (ნახ. 24ა). მისი საწყისი უბანი 0—1 აღწერს დრეკად დეფორმაციებს, დანარჩენი უბნები კი — არადრეკადს. უფრო მარტივი, მაგრამ მეტად სქემატურია ე. წ. იდეალურად-პლასტიკური დიაგრამა (ბრანდტლის დიაგრამა) (ნახ. 24ბ). აქ იგულისხმება, რომ 1 წერტი-

²³ დამატებითი მასალა ამ საკითხზე შეიძლება ვიპოვოთ [2, 19, 24] შრომებში.

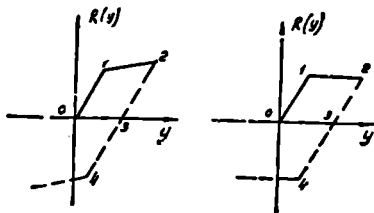
ლამდე დეფორმაციები დრეკადია, შემდეგ კი იწყება წმინდა პლასტიკური დეფორმირება (დენადობა). იგივე სურათი გვაქვს განტვირთვის დროს (დიაგრამის წყვეტილი ნაწილი). ზოგჯერ იხმარება მრუდწირული საანგარიშო დიაგრამები.



ნახ. 23. ერთმალანი Π -სებრი ჩარჩოს დეფორმადობის დიაგრამა. R —თარაზული ძალა, მოქმედი რიგელის ღერძის დონეზე, Y —რიგელის თარაზული გადაადგილება.

დრეკად-პლასტიკური სეისმური რხევების ანალიზი ზემოაღნიშნული დიაგრამების გამოყენებით შეიძლება ჩატარდეს სხვადასხვა მეთოდით. საანგარიშო მეთოდების ერთ ჯგუფს საფუძვლად

ნახ. 24. დეფორმადობის საანგარიშო (სქემატიზებული) დიაგრამები ა) ტეხილი, ბ) იდეალურ-პლასტიკური



უდევს დრეკად-პლასტიკური რხევების დიფერენციალური განტოლებები. ნახ. 24-ზე მოცემული დიაგრამების შემთხვევაში მათი ყოველი უბანი (0—1, 1—2 და ა. შ.) ხასიათდება ძალასა და დეფორმაციას შორის სწრაფი დამოკიდებულებით. ამიტომ რხევის დი-

ფერენციალური განტოლებების შედგენა ყოველი უბნის ფარგლებში ხდება § 4-ში მოცემული წესის ანალოგიურად. განტოლებების ამოხსნა წარმოებს თანმიმდევრობით. ჯერ 0—1, შემდეგ 1—2, 2—3 და ა. შ. უბნებისთვის. ყოველი მომდევნო უბნისთვის საწყის გადაადგილებად და სიჩქარედ უნდა მივიღოთ ამ სიდიდეების მნიშვნელობებზე, გამოთვლილი წინა უბნის ბოლო მომენტისათვის. ასეთი „საფეხუროვანი“ ანგარიში, ცხადია, რთულ გამოთვლებს მოითხოვს და ელექტრონულ-გამოთვლითი მანქანების საშუალებით სრულდება. მრუდწრიული დიაგრამების შემთხვევაში დიფერენციალურ განტოლებათა ამოხსნა რიცხვითი მეთოდებით ხდება.

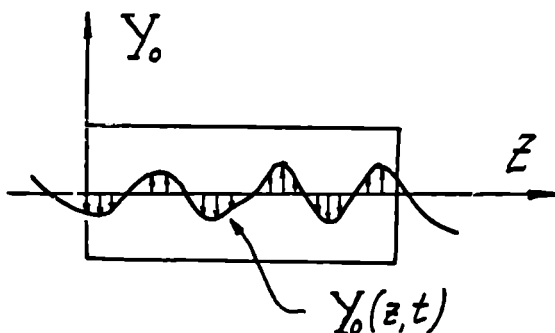
აღნიშნული მეთოდით 'გადაწყვეტილია დრეკად-პლასტიკური სეისმური რხევების ამოცანათა რიგი როგორც უმარტივესი ერთმასიანი სისტემისთვის (არაწრფივი, ოსცილატორი), ისე უფრო რთული დისკრეტული სქემებისთვის [2,19].

არადრეკადი სეისმური რხევების ანალიზის მეთოდების მეორე ჯგუფს ენერგეტიკული მეთოდები შეადგენს. ერთმასიანი სისტემების დრეკად-პლასტიკური რხევის ენერგეტიკული ბალანსის საფუძველზე შეიძლება მივიღოთ სეისმური დატვირთვის ერთგვარი შეფასება და სეისმომდევნობის გარკვეული კრიტერიუმი. ასეთი მიმართულება განვითარებულია ი. კორჩინსკის, თ. ჩაჩავას და სხვათა ნაშრომებში [20, 21, 22]. ენერგეტიკულ მეთოდთან დაკავშირებულია არადრეკადი სისტემების ე. წ. „ხისტ-პლასტიკური“ ანალიზი. იგი გულისხმობს, რომ დრეკადი დეფორმაციები ძალიან მცირეა პლასტიკურთან შედარებით და ისინი შეიძლება უგულვებელყოთ. ამიტომ სისტემა გარე დატვირთვის გარკვეულ სიდიდემდე არ განიცდის დეფორმაციებს — იგი ხისტია. როდესაც დატვირთვა მიაღწევს გარკვეულ კრიტიკულ სიდიდეს, სისტემაში წარმოიშობა პლასტიკური სახსრები, იგი იქცევა პლასტიკურ მექანიზმად და იწყება მისი მოძრაობა. დინამიკური დატვირთვის დროს ენერგეტიკული ბალანსის განტოლების საფუძველზე შეიძლება ვიპოვოთ სისტემის მაქსიმალური ნარჩენი (პლასტიკური) დეფორმაცია. ექსპერიმენტები გვიჩვენებს, რომ ბზარების განვითარების გამო რკინაბეტონის ელემენტების სიხისტე ინტენსიური (დინამიკური) ზეგავლენის პროცესში თანდათან მცირდება. ამ მოვლენის გასათვალისწინებლად იხილავენ დრეკად-პლასტიკურ სისტემებს ცვალებადი (არასტაციონარული) მახასიათებლებით [24]. კვლევის საგანია აგრეთვე ადგილობრივი (ლოკალური) დაზიანების გავლენა რკინაბეტონის კონსტრუქ-

ციების სეისმომედევობაზე და კონსტრუქციების შეგუება (ადაპტირება) სეისმური ზაგავლენის მიმართ [3].

სეისმომედევობის ამოცანის გარმავებული განხილვისათვის, გარდა არადრეკადი დეფორმაციების აღრიცხვისა, საჭიროა კიდევ რიგი საკითხების დაზუსტება. ერთ-ერთი მათგანია გრუნტისა და შენობის საძირკვლის ურთიერთმოქმედება მიწისძვრის დროს. მე-4 პარაგრაფში ჩვენ ვგულისხმობდით, რომ საძირკვლისა და მისი ფუძის (გრუნტის) სეისმური გადაადგილებები თანხვედნილია. სინამდვილეში ყოველი ნაგებობა გარკვეული წინააღობის მქონე სეისმური ტალღებისთვის და იწვევს მათ დიფრაქციას, ამიტომ გრუნტიდან საძირკველზე სეისმურ რხევათა გადაცემის მექანიზმი გაცილებით უფრო რთულია. ამ პრობლემის სხვადასხვა ასპექტს დახასიათებულია [24] ნაშრომში.

თავისებური საკითხი წამოიჭრება იმ შემთხვევაში, როდესაც შენობის სიგრძე სეისმური ტალღის გავრცელების მიმართულებით ჰაკმარისად დიდია. მაშინ შენობის საძირკვლის ცალკეული წერტილები, სეისმური ტალღის სასრულო სიჩქარის გამო, სხვადასხვაგვარ აჩქარებებს განიცდიან (ნახ. 25). ცხადია, რომ ასეთ შემთხვევებში



ნახ. 25. სეისმური ტალღის მოქმედება გრძელ შენობაზე.

მნიშვნელოვნად იცვლება სეისმური ზეგავლენის ხასიათი და საჭირო ხდება მსრბოლი სეისმური ტალღის განხილვა. დიდი სიგრძის ნაგებობების (კაშხლების, ხიდების) სეისმომედევობის ამოცანა ამ ფაქტორის გათვალისწინებით განხილულია ნაშრომებში [25, 26, 27].

სეისმომედევობის ამოცანის განხილვისას § 4-ში დაშვებული იყო კიდევ ერთი პირობა, რომ სეისმურ რხევებს ბრტყელი ხასიათი

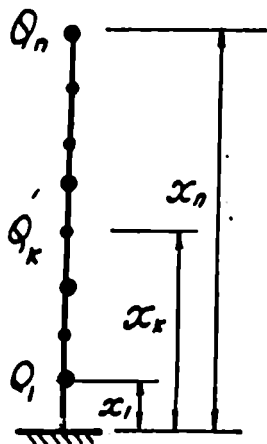
აქვს. სინამდვილეში მრავალ ნაგებობას ახასიათებს სივრცითი რხევები, გადახურვების ბრუნვა თავის სიბრტყეში ერთმანეთის მიმართ. (შენობის გრძევის დეფორმაცია) და სხვა ასეთი მოვლენები. სივრცითი სეისმური რხევების ანალიზი და გაანგარიშების სათანადო მეთოდები მოცემულია [7,28] ნაშრომებში.

§ 11. სეისმურ დატვირთვაზე ნაგებობათა გაანგარიშების პრაქტიკული მეთოდები

სეისმური ძალების გამოსათვლელად ჩვენს ქვეყანაში ნორმებით დაკანონებულია სპექტრული მრუდების მეთოდი [28,32]. მისი თეორიული საფუძვლები მოცემული იყო § 8-ში. აქ ჩვენი მიზანია გავეცნოთ გაანგარიშების პრაქტიკულ მეთოდიკას.

წინასწარ უნდა გავარკვიოთ, თუ რა ძალის მიწისძვრაზე ხდება შენობებისა და ნაგებობების გაანგარიშება. პირველი თავის მასალეზიდან ცნობილია, რომ ყოველ სეისმურ რაიონს გარკვეული ძალის მიწისძვრები ახასიათებს. ამა თუ იმ რაიონის მოსალოდნელი მიწისძვრის მაქსიმალურ ძალას, გამოსახულს ბალობით, რაიონის სეისმურობა ეწოდება. ჩვენი ქვეყნის რაიონების სეისმურობა მოცემულია სეისმოლოგიური რუკებზე. რომლებიც თან ერთვის ნორმებს [28]. რაიონის სეისმურობა უნდა დაზუსტდეს მშენებლობის ადგილის საინჟინრო-გეოლოგიური პირობების მიხედვით, როგორც ეს პირველ თავში იყო განმარტებული. ამგვარად ვიღებთ სამშენებლო მოედნის სეისმურობას, რომელიც გამოსახავს მიწისძვრის შესაძლო მაქსიმალურ ძალას მის ფარგლებში, კონკრეტული საინჟინრო-გეოლოგიური პირობების გათვალისწინებით. მაგრამ არასწორი იქნებოდა ყველა სახის ნაგებობა გვეანგარიშა ამ ძალაზე. მართლაც, ადვილი გასაგებია, რომ რაც უფრო მნიშვნელოვანი და პასუხისმგებელი ნაგებობა (რაც უფრო საშიშია მისი დანგრევის შედეგები); მით მეტი უნდა იყოს მისი სეისმომდებლობის გარანტიის ხარისხი. ამ გარემოების გასათვალისწინებლად ჩვენს ნორმებში შემოღებულია ნაგებობის ს ა ა ნ გ ა რ ი შ ო ს ე ი ს მ უ რ ო ბ ი ს ცნება. ჩვეულებრივი ნაგებობებისთვის ის ემთხვევა სამშენებლო მოედნის სეისმურობას, მეტად საპასუხისმგებლო ნაგებობებისთვის მიიღება მასზე ერთი ბალით მეტი, არასაპასუხისმგებლო ნაგებობებისთვის კი ერთი ბალით ნაკლები. სხვადასხვა სახის ნაგებობების საანგარიშო სეისმურობის დადგენა ხდება ნორმების მითითებების მიხედვით [28].

ამგვარად, საანგარიშო სეისმურობა განსაზღვრავს მიწისძვრის მაქსიმალურ ძალას, რომელზედაც ხდება ნაგებობის გაანგარიშება და დაპროექტება. ზოგად შემთხვევაში სეისმურ ძალებს სივრცეში შეიძლება ჰქონდეთ ნებისმიერი მიმართულება. მაგრამ ნაგებობისათვის უფრო საშიშია თარაზული სეისმური ძალები. ნორმები ნებას გვაძლევს ანგარიშში გავითვალისწინოთ თარაზული სეისმური ძალები მხოლოდ შენობის განივი და გრძივი მიმართულებით და გამოვთვალოთ ისინი ერთმანეთისაგან დამოუკიდებლად. შვეული სეისმური ძალების მხედველობაში მიღება საჭიროა მხოლოდ იშვიათ შემთხვევებში, სპეციალური დიდ-მალიანი კონსტრუქციებისათვის.



ნახ. 26. დისკრეტული საანგარიშო სქემა

განვიხილოთ თარაზული (გრძივი ან განივი მიმართულების) სეისმური ძალების გამოთვლის წესი. სამოქალაქო და სამრეწველო შენობების შემთხვევაში იხმარება დისკრეტული საანგარიშო სქემები. ზოგადი სახის დისკრეტული საანგარიშო სქემა, რომელსაც ჩვენ განვიხილავთ, მოყვანილია ნახ. 26-ზე. იგი ემთხვევა § 4-ში მოყვანილ სქემას (ნახ. 15), იმ განსხვავებით, რომ შეყურსული მასები m_k შეცვლილია შეყურსული ტვირთებით $Q_k = m_k g$ (g — სიმძიმის ძალის აჩქარება).

Q_k ტვირთები მიწისძვრის პროცესში წარმოქმნიან შეყურსულ სეისმურ ძალებს. ამ ძალების ნორმალური მდგენელების სიდიდე გამოითვლება (II.46) ფორმულით. წინასწარ წარმოვიდგინოთ ეს ფორმულა იმ სახით, როგორც ეს მოცემულია ჩვენს ნორმებ-

ში²⁴. ამისათვის შევიტანოთ მასში m_k მასების ნაცვლად $\frac{Q_k}{g}$ სიდიდეები და თან შემოვიღოთ შემდეგი აღნიშვნები:

²⁴ სპექტრული მეთოდის ფორმულის ეს სახე მიღებულია ი. კორჩინსკის მიერ [40].

$$\frac{C_{10} T(i)}{g} = k_e \beta_i. \quad (II.49)$$

$$X_i(x_k) D_i = \eta_{ik}. \quad (II.50)$$

ადელი სანახავია, რომ მაშინ (II.46) ფორმულა ასე გადაიწერება:

$$S_{ik} = k_e \beta_i \eta_{ik} Q_k \quad (II.51)$$

$$k = (1, 2, \dots, n).$$

ეს არის სეისმური ძალების გამოსათვლელი ძირითადი ფორმულა, მოცემული ჩვენს ნორმებში. აქ k_e — სეისმურობის კოეფიციენტი, β_i — დინამიკურობის კოეფიციენტი, η_{ik} — რხევის ფორმის კოეფიციენტი. მოგაგონებთ, რომ i რხევის ნორმალური მდგენელის (რხევის საკუთარი ფორმის) ნომერია, k — შეყურსული ტვირთის ნომერი საანგარიშო სქემაში.

განვიხილოთ ამ ფორმულაში შემავალი სიდიდეები. სეისმურობის კოეფიციენტი k_e დამოკიდებულია ნაგებობის საანგარიშო სეისმურობაზე. მისი სიდიდეები, დადგენილი ნორმებით, მოცემულია პირველ ცხრილში²⁵. როგორც (II.49) ფორმულა გვიჩვენებს, ნამრავლი $k_e \beta_i$ წარმოადგენს სეისმური აჩქარების სპექტრს, შეფარდებულს სიმძიმის ძალის აჩქარებასთან. ამ ნამრავლში k_e კოეფი-

ცხრილი 1

სეისმურობის კოეფიციენტის მნიშვნელობები

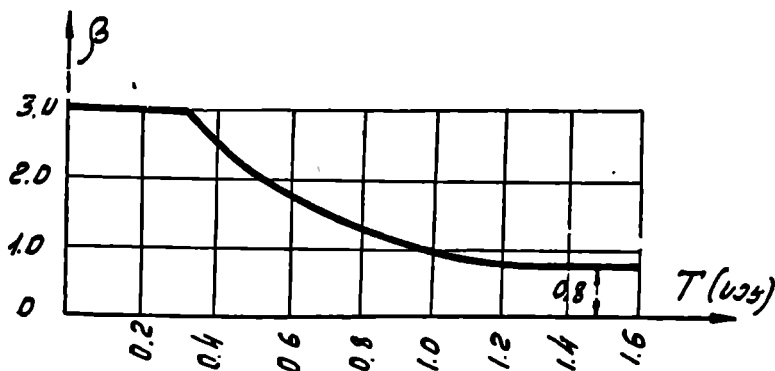
ნაგებობის საანგარიშო სეისმურობა (ბალობით)	7	8	9
სეისმურობის კოეფიციენტი k_0	0,025	0,05	0,1

ციენტი მხოლოდ „მასშტაბური მამრავლის“ როლს თამაშობს და საანგარიშო მიწისძვრის შეფარდებით ძალას გამოხატავს. სეისმუ-

²⁵ როგორც ვხედავთ, k_e კოეფიციენტის სიდიდეები აქ იგივეა, რაც წინათ იყო მიღებული სტატიკურ თეორიაში. ეს მხოლოდ ტექნიკური ტრადიციით აიხსნება და, რასაკვირველია, არ ნიშნავს, რომ მისი აზრით იგივე დარჩა. ცხადია, რომ k_e -ს ასეთი სიდიდეების მიღება სავსებით დასაშვებია: (II.49) ფორმულით სპექტრს განსაზღვრავს ორი თანამამრავლი, რომელიც შეიძლება ნებისმიერად შევცვალოთ, ოღონდ კი ნამრავლის სიდიდე უცვლელი დარჩეს.

რი ზეგავლენის სპექტრული თვისებები (აჩქარების დამოკიდებულება რხევის პერიოდისგან) გამოისახება დინამიური β , კოეფიციენტით, რომელიც უნდა ავიღოთ სპექტრული მრუდის მიხედვით, i -ური მდგენელის საკუთარი რხევის T_i პერიოდის შესაბამისად. დინამიური კოეფიციენტის სპექტრული მრუდი, მიღებული ჩვენს ნორმებში, მოცემულია ნახ. 27-ზე. ანალიზურად ეს მრუდი ასე გამოისახება

$$\beta_i = \frac{1}{T_i}, \quad (11.52)$$



ნახ. 27. დინამიური კოეფიციენტის საანგარიშო სპექტრული მრუდი, მიღებული ჩვენს ნორმებში.

აქ T_i პერიოდი მიიღება სეკუნდობით. β_i კოეფიციენტის სიდიდე შეზღუდულია $\beta_i \leq 3$, $\beta_i \geq 1,8$ პირობებით აღსანიშნავია, რომ ნახ. 27-ზე მოცემული მრუდი სამართლიანია ჩვეულებრივი ტიპის ნაგებობებისათვის, რომლებსაც ენერგიის შთანთქმის საკმარისად დიდი უნარი ახასიათებს. კოშკური ტიპის ნაგებობებში ენერგიის გაბნევა ნაკლებია და მათთვის მრუდის ორდინატები უნდა გაზრდეს 1,5-ზე. ზოგიერთი სხვა შემასწორებელი კოეფიციენტი სპექტრული მრუდის მიმართ მოცემულია ნორმებში [28].

ჩვენი ნორმების სპექტრული მრუდი მიღებულია როგორც ინსტრუმენტული მონაცემების, იაე ნაგებობათა სეისმური დაზიანებების ანალიზის შედეგების განზოგადებით. იგი შერჩეულია ისე, რომ სეისმომდევობის საკმარისი გარანტია სხვადასხვა რეგიონალურ და ადგილობრივ საინჟინრო-გეოლოგიურ პირობებში.

(II.50) ფორმულაში შევითანოთ D_i კოეფიციენტის მნიშვნელობა (II.24) ფორმულის მიხედვით და მასები შევცვალოთ პროპორციული Q_k ტვირთებით. მაშინ რხევის ფორმის კოეფიციენტისათვის საბოლოოდ მივიღებთ ასეთ ფორმულას:

$$\eta_{ik} = X_i(x_k) \frac{\sum_{j=1}^n Q_j X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j X_i^2(x_j)} . \quad (\text{II.53})$$

როგორც ვხედავთ, ფორმის კოეფიციენტის სიდიდე დამოკიდებულია სისტემის ტვირთებისა და საკუთარი რხევის ფორმების ორდინატების სიდიდეზე.

ამგვარად, ძირითად საანგარიშო (II.51) ფორმულაში ყველა სიდიდის არსი და გამოთვლის წესი გარკვეულია. განვიხილოთ გაანგარიშების მიმდევრობა. ვგულისხმობთ, რომ ნაგებობის საანგარიშო სეისმურობა უკვე დადგენილია.

გაანგარიშების პრაქტიკული მეთოდის პირველ და მეტად მნიშვნელოვან საკითხს წარმოადგენს ნაგებობის საანგარიშო სქემის დანიშვნა. გაანგარიშების შედეგების დამაჯერებლობა დიდადაა დამოკიდებული იმაზე, თუ რამდენად ზუსტად ასახავს საანგარიშო სქემა რეალური ნაგებობის თვისებებს (მისი მასების და სიხისტეების განაწილების თვალსაზრისით). ამავე დროს უნდა გვახსოვდეს, რომ გაანგარიშების სირთულე და შრომატევადობა მკვეთრად იზრდება საანგარიშო სქემის შეყურსული ტვირთების n რიცხვის (თავისუფლების ხარისხის) ზრდასთან ერთად. საპროექტო პრაქტიკაში გამომუშავებულია სხვადასხვა სახის ნაგებობების საანგარიშო სქემების დანიშვნის წესები. მაგალითად, მრავალსართულიან შენობებში შეყურსულ ტვირთებს ალაგებენ სართულთაშუა გადახურვების დონეზე. ასე რომ, სქემის თავისუფლების ხარისხი სართულების რიცხვის ტოლია. დამატებითი ცნობები ამ საკითხზე მოცემულია შემდეგ თავებში, აქ კი ჩვენ განვიხილავთ ზოგადი სახის საანგარიშო სქემას, წარმოდგენილს 26 ნახაზზე.

საანგარიშო სქემის დანიშვნის შემდეგ გამოითვლება შეყურსული Q_k ტვირთების სიდიდე. აქ მხედველობაში უნდა მივიღოთ შემდეგი: ყველა შვეული დატვირთვების და სეისმური ძალების

მაქსიმალური (საანგარიშო) სიდიდეების ერთდროული მოქმედების ალბათობა ძალიან მცირეა. ამიტომ ნორმების თანახმად Q_k ტვირთების გამოთვლის დროს ნაგებობის ელემენტების საკუთარი წონის და დროებით დატვირთვების საანგარიშო მნიშვნელობები მრავლდება შემამცირებელ კოეფიციენტებზე: მუდმივი დატვირთვებისთვის — 0,9, დროებით ხანგრძლივი დატვირთვებისთვის — 0,8, გადახურვების ხანმოკლე დატვირთვებისა და თოვლის დატვირთვებისთვის — 0,5. ზოგიერთი სხვა მითითება ამ საკითხში მოცემულია ნორმებში [28].

ტვირთების შემდეგ გამოითვლება ერთეული გადაადგილებები მათი მოდების წერტილებისთვის. მათი გაანგარიშება ხდება სამშენებლო მექანიკის ცნობილი წესების მიხედვით. სათანადო შემთხვევებში უნდა გავითვალისწინოთ ნაგებობის ფუძის ღრეკადობა. გავრცელებული სახის შენობებისთვის მიღებულია ერთეული გადაადგილებების გამოსათვლელი სამუშაო ფორმულები [32,7].

გაანგარიშების შემდეგ და თან ყველაზე რთული და შრომატევადი ეტაპია საკუთარი რხევის პერიოდებისა და ფორმების გამოთვლა. ნორმების თანახმად საკმარისია ვიპოვოთ პირველი სამი საკუთარი პერიოდი და ფორმა ($i = 1, 2, 3$). მხოლოდ მეტად მაღალი, კოშკისებური ნაგებობებისთვის შეიძლება საჭირო გახდეს მათი რიცხვის გაზრდა ხუთამდე. ხისტი შენობებისთვის, რომელთა ძირითადი (პირველი) საკუთარი პერიოდი აკმაყოფილებს პირობას $T_1 < 0,5$ სეკ., ხოლო მასა და სიხისტე მნიშვნელოვნად არ იცვლება სიმაღლის გასწვრივ, დასაშვებია მხოლოდ ერთი (პირველი) პერიოდის და ფორმის დადგენა [28].

საკუთარი პერიოდების და ფორმების გამოთვლის პრინციპული გზა განხილული იყო § 5-ში. მაგრამ თავისუფლების ხარისხის დიდი რიცხვის დროს იქ მოყვანილი (II.16), (II.20) ფორმულების უშუალო გამოყენება პრაქტიკულად ძალიან ძნელია. ამიტომ. თუ თავისუფლების ხარისხი $n > 2$, უნდა მივმართოთ ელემენტარულ ციფრულ გამოთვლით მანქანებს. ამისათვის წინასწარ Q_k ტვირთების მიხედვით უნდა გამოვთვალოთ შეყურსული მასები $m_k = \frac{Q_k}{g}$ და შევადგინოთ ასეთი სახის მატრიცა²⁶

²⁶ ადვილი სანახავია, რომ ეს მატრიცა ერთეულ გადაადგილებათა (II.1) მატრიცისა და m_k მასების დიაგონალური მატრიცის ნამრავლს წარმოადგენს.

$$\begin{bmatrix} m_1 \delta_{11} & m_2 \delta_{12} & \dots & m_n \delta_{1n} \\ m_1 \delta_{21} & m_2 \delta_{22} & \dots & m_n \delta_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ m_1 \delta_{n1} & m_2 \delta_{n2} & \dots & m_n \delta_{nn} \end{bmatrix} \quad (\text{II.54})$$

ამ კვადრატულა n რიგის მატრიცისათვის გამოთვლითი მანქანების საშუალებით უნდა ვიპოვოთ საკუთარი რიცხვები λ_i და საკუთარი ვექტორების $X_{i\lambda}$ კოორდინატები, რისთვისაც არსებობს სტანდარტული პროგრამები²⁷. $X_{i\lambda}$ კოორდინატები უშუალოდ გვაძლევს საკუთარი ფორმების ორდინატებს ($x_{i\lambda} = x_i(x_k)$). ხოლო საკუთარი λ_i რიცხვების მიხედვით (II.19) ფორმულებით გამოითვლება საკუთარი T_i პერიოდები.

თუ თავისუფლების ხარისხი $n \leq 2$, შეიძლება არ მივმართოთ ელექტრონულ მანქანებს. თავისუფლების ერთი ხარისხის დროს (უმარტივესი სისტემა — წრფივი ოსცილატორი) გვექნება $X(x) = 1$, ხოლო ორხევის პერიოდი გამოითვლება მარტივი ფორმულით:

$$T = 2\pi \sqrt{m\delta} = 2\pi \sqrt{\frac{Q}{g} \delta}, \quad (\text{II.55})$$

სადაც m სისტემის მასაა,

Q — მისი წონა,

δ — მისი მოდების წერტილის ერთეული გადაადგილება.

თავისუფლების ორი ხარისხის დროს ($n=2$) მახასიათებელი (II.16) განტოლება დაიყვანება კვადრატულ განტოლებამდე და გამოთვლები სირთულეს არ წარმოადგენს. გამარტივების მიზნით შეიძლება მივმართოთ დამხმარე გრაფიკებს [33].

ზოგ შემთხვევაში საჭიროა რთული (თავისუფლების მრავალ-ხარისხიანი) სისტემის ძირითადი (პირველი) პერიოდის და ფორმის წინასწარი გამოთვლა ელექტრონული მანქანების გარეშე. ამისათვის შეიძლება მივმართოთ თანდათანობით მიახლოების მეთოდს [6]. გამოთვლების წარმოება შეიძლება ლოგარითმულ სახაზავზე ან არითმომეტრის საშუალებით. მიახლოებითი შედეგი შეიძლება მივიღოთ ენერგეტიკული მეთოდის საშუალებით [6,32]. ამისათვის საჭიროა საანგარიშო სქემას მოვლით Q_k ტვირთები თარაზული მიმართულებით და გამოვთვალოთ k წერტილების გადაადგილებები ამ დატვირთვისგან

²⁷ უხადია, რომ აქ ლაპარაკია პირველ სამ (ან ხუთ) საკუთარ რიცხვზე და თანადო საკუთარ ვექტორებზე.

$$y_k = \sum_{j=1}^n Q_j \delta_{kj} \quad (k=1, 2, \dots, n).$$

ეს გადაადგილებები მიახლოებით შეიძლება მივიღოთ ძირითადი რხევის ფორმის ორდინატებად $(x_1/x_k) = (y_k)$. ძირითადი საკუთარი პერიოდი მიახლოებით გამოითვლება ენერგეტიკული მეთოდის ფორმულით:

$$T_1 = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n Q_k y_k^2}{\sum_{k=1}^n Q_k y_k}} \quad (\text{II.56})$$

შენობების ძირითადი პერიოდის საორიენტაციო სიდიდის დასადგენად შეიძლება ვისარგებლოთ ნატურული გამოცდების მონაცემებით, რომლებიც მოყვანილი იყო § II.5 ბოლოში.

პერიოდებისა და ფორმების შემდეგ უნდა გამოვთვალოთ სეისმური ძალების ნორმალური მდგენელები (როგორც წესი, პირველი სამი ფორმისთვის). ამისათვის სეისმური კოეფიციენტი k_e უნდა მივიღოთ პირველ ცხრილიდან: დინამიკურობის კოეფიციენტი მიიღება სპექტრული მრუდის მიხედვით (ნახ. 27) T_1 — საკუთარი პერიოდებისგან დამოკიდებულებით; ფორმის კოეფიციენტები გამოითვლება (II.53) ფორმულით. ამის შემდეგ თვით სეისმური ძალების სიდიდე პირველი სამი ფორმისთვის ($i=1, 2, 3$) გამოითვლება ძირითადი (II.51) ფორმულით.

ხისტი შენობებისთვის ($T_1 < 0,5$ სეკ.), თუ მათი მასების და სიხისტეების განაწილება დაახლოებით თანაბარია სიმაღლის გასწვრივ, ნორმები ნებას გვაძლევს, როგორც ზევით იყო აღნიშნული. სეისმური ძალები გამოვთვალოთ მხოლოდ ძირითადი ფორმისთვის ($i=1$). ასეთ პირობებში ანგარიშის გამარტივების მიზნით დავსაშვებია, პერიოდის გამოთვლელად მივიღოთ $\beta_1 = 3$ (მაქსიმალური მნიშვნელობა), ხოლო რხევის ფორმა წარმოვიდგინოთ სწორი ხაზის სახით; მაშინ ფორმის კოეფიციენტი გამოითვლება ასეთი ფორმულით [28]

$$\eta_{1k} = x_k \frac{\sum_{j=1}^n Q_j x_j}{\sum_{j=1}^n Q_j x_j^2} \quad (k=1, 2, \dots, n). \quad (\text{II.57})$$

აქ x_i, x_k შეყურსული ტვირთების მოდების წერტილების ორდინატებია ნაგებობის ფუძიდან (ნახ. 26).

გაანგარიშების შემდეგ ეტაპზე გამოითვლება ნორმალური მდგენელების შესაბამისი სეისმური ძალები ნაგებობაში. ამისათვის ყოველი i -ური მდგენელის სეისმური S_{ik} ძალებია ერთობლიობა ($k=1, 2, \dots, n$) უნდა განვიხილოთ როგორც სტატიკური დატვირთვა და ჩვეულებრივი წესით გამოვთვალოთ მისგან გამოწვეული ძალები (მლუნავი მომენტები, განივი ძალები) საანგარიშო კვეთებში. სეისმური ძალები რომელიმე საანგარიშო კვეთში აღვნიშნოთ N_i -თ (ჩვეულებრივ გვექნება $i=1, 2, 3$). გამოვთვალოთ საანგარიშო სეისმური ძალები გამოწვეული ანგარიშში მიღებული ყველა ნორმალური მდგენელის ერთობლივი მოქმედებით. ამისათვის ჩვენს ნორმებში მიღებულია შემდეგი წესი: განსახილველი კვეთის N_i ძალებიდან მაქსიმალური აღვნიშნოთ $N_{\Sigma k}$ -თ, მაშინ საანგარიშო სეისმური ძალა კვეთში გამოითვლება ფორმულით²⁸

$$N_{\Sigma} = \sqrt{N_{\Sigma k}^2 + 0,5 \sum_i N_i^2}. \quad (II.58)$$

აქ ჯამში ფესვის ქვეშ შედის ყველა N_i ძალა, გარდა $N_{\Sigma k}$ -სა.

ამგვარად, მიღებული საანგარიშო ძალების მიხედვით ხდება ნაგებობის კვეთების სიმტკიცის და მდგრადობის შემოწმება სეისმური ზეგავლენის გათვალისწინებით. ამ საკითხში აღსანიშნავია შემდეგი: სეისმური ძალები, როგორც იშვიათი და ავარიული ხასიათის მოვლენა, შედის დატვირთვების განსაკუთრებით თანწყობაში. ამიტომ სეისმურ დატვირთვასთან ერთად ქარის დატვირთვა, ამწეების დამუხრუჭების ძალები, ტემპერატურული ზეგავლენა და დანადგარების დინამიკური ზემოქმედება მხედველობაში არ უნდა მივიღოთ. ყველა დანარჩენი საანგარიშო დატვირთვა (მუდმივი და დროებითი) მიიღება იმ შემამციკრებელი კოეფიციენტებით, რომლებიც ზემოთ იყო მოყვანილი.

სამშენებლო მასალების წინააღობა სეისმური ძალებისადმი, მათი ხანმოკლე მოქმედების გამო, ერთგვარად უფრო მაღალია, ვიდ-

²⁸ ამ ფორმულის თანახმად, საანგარიშო ძალად მიღებულია ნორმალური მდგენელების საშუალო კვადრატული სიდიდე (იხ. § II.8); ოღონდ მისი გამოთვლისას ყველა N_i ძალა, გარდა მაქსიმალურისა, აიღება კოეფიციენტით 0,7. ასეთი წესი დასაბუთებულია საანგარიშო ძალების ალბათობრივი შეფასებით.

რე სტატიკური დატვირთვების შემთხვევაში. ამიტომ სეისმურ ძალებზე კვეთების სიმტკიცისა და მდგრადობის შემოწმებისას ნორმებით მოღებულა მუშაობის პირობების დამატებითი კოეფიციენტი, რომლის სიდიდე იცვლება 1—1.4 ფარგლებში [28].

აღსანიშნავია აგრეთვე, რომ შენობების ზოგიერთი ნაწილი (კონსოლური აივნები, პარაპეტები, ფრონტონები) განცდის მომატებულ სეისმურ ზეგავლენას. ნორმების თანახმად ასეთი ნაწილებისთვის სეისმური ძალების გამოთვლის დროს (II.55) ფორმულაში უნდა მივიღოთ $\beta = 5$ [28].

ლიტერატურა — ЛИТЕРАТУРА

1. К. Сю э х и р о. Инженерная сейсмология, „Экономическая жизнь“, 1935.
2. К. С. Завриев, Назаров А. Г., Айзенберг Я. М., С. С. Даринян, Г. Н. Карцивадзе, В. Т. Рассказовский, Э. Е. Хачинян, С. А. Шагинян. Основы теории. Сейсмостойкости зданий и сооружений. Стройиздат, 1970.
3. А. М. Айзенберг. Сооружения включающимися связями для сейсмических районов. Стройиздат, 1970.
4. Е. С. Сорокин. К теории с внутреннего трения при колебаниях упругих систем. Госстройиздат, 1960.
5. А. Г. Назаров. Метод инженерного анализа сейсмических сил. Изд. АН Арм. ССР, Ереван, 1959.
6. К. С. Завриев, Г. Н. Карцивадзе. Устойчивость и динамика сооружений. Изд-во „Цодна“. Тбилиси, 1959.
7. С. В. Поляков. Сейсмостойкие конструкции зданий. Изд. „Высшая школа“, 1969.
8. Г. Н. Карцивадзе, И. Е. Бюс, Л. А. Кахиани. Динамические параметры многоэтажных каркасных зданий. „Бетон и железобетон“, 1968, № 8.
9. С. В. Медведев. Инженерная сейсмология. Госстройиздат, 1962.
10. И. Л. Корчинский, С. В. Поляков, В. А. Быховский, С. Ю. Дузникевич, В. С. Павлык. Основы проектирования зданий в сейсмических районах Госстройиздат. 1961.
11. В. В. Болотин. Статистические методы в строительной механике. Стройиздат, 1965.
12. Н. А. Николаенко. Вероятностные методы динамического расчета машиностроительных конструкций. „Машиностроение“, 1967.
13. М. Ф. Башарштейн. Приложение вероятностных методов к расчету сооружений на сейсмические воздействия. „Строительная механика и расчет сооружений“, 1960, № 2.

14. В. А. Багдадзе. Определение динамического коэффициента вероятностным методом с учетом только частотной модуляции сейсмических колебаний грунта. Труды Ин-та строительной механики и сейсмостойкости АН СССР. Тбилиси, 1963. т. X.
15. Г. Н. Карцивадзе. К методике расчета железобетонных конструкций на интенсивные динамические воздействия. Труды Грузинского политехнического института им. В. И. Ленина, № 5, (110), 1966.
16. Г. Н. Карцивадзе, Л. Н. Авалишвили, Т. В. Гвелесиани, Р. Д. Чиквадзе. Динамическая несущая способность железобетонных конструкций. Труды XV научно-технической конференции Грузинского политехнического института им. В. И. Ленина, выпуск 8, Тбилиси, 1970.
17. Л. Н. Авалишвили. Экспериментальное исследование работы железобетонных рамных конструкций в условиях сейсмического воздействия. Сб. „Совершенствование методов расчета и проектирования зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах“ Тбилиси, Изд. „Мецниереба“. 1967.
18. Р. Х. Мурусидзе. Экспериментальное исследование нелинейности деформаций при колебаниях железобетонных элементов. Сб. „Сейсмостойкость сооружений“. Изд. „Мецниереба“, Тбилиси, 1965.
19. Г. Н. Карцивадзе, С. В. Медведев, Ш. Г. Напетваридзе. Сейсмостойкое строительство за рубежом. Госстройиздат, 1962.
20. И. Л. Корчинский. Оценка несущей способности конструкций с энергетических позиций, „Бетон и железобетон“, 1967, № 2.
21. Т. Н. Чачава, Энергетический метод исследования упруго-пластических колебаний, Сообщения АН Груз. ССР, т. XXX, № 6, 1966.
22. Т. Н. Чачава. Оценка величины максимально возможной амплитуды нелинейного осциллятора. „Строительная механика и расчет сооружений“, 1964, № 3.
23. Я. М. Айзенберг. Влияние локальных разрушений в каркасных зданиях на сейсмические и импульсивные воздействия. „Бетон и железобетон“, 1968, № 8.
24. Г. Н. Карцивадзе. Динамика сооружений с учетом взаимодействия с грунтом, упруго-пластических деформаций и пространственной работы в задачах сейсмостойкости. Сб.: „Совершенствование методов расчета и проектирования зданий и сооружений возводимых в сейсмических районах“, Тбилиси, изд. „Мецниереба“, 1967.
25. И. Л. Корчинский. Влияние протяженности (в плане) здания на величину действующей на него сейсмической нагрузки. Сб. „Сейсмостойкость промышл. зданий и сооружений“, Госстройиздат, 1962.
26. А. П. Синицын. Практические методы расчета сооружений на сейсмические нагрузки. Стройиздат, 1967.
27. Ш. Г. Напетваридзе, Б. Ильясов. Сейсмические силы и деформации, возникающие в протяженном сооружении. В сб. „Сейсмостойкость сооружений“, вып. 2, Тбилиси, 1968.

28. В. К. Е г у п о в. Расчет зданий на прочность, устойчивость и колебания. Киев, изд. „Буд. вельник“, 1965.
29. С Н и П П. А. 12—69. Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования.
30. К. С. З а в р и е в, Г. Н. К а р ц и в а л з е. Основные направления исследований в области сейсмостойкого гражданского строительства. Сборник Госгражданстроя, 1968.
31. В. И. К е й л и с-Б о р о к, И. Л. Н е р с е с о в, А. М. Я т о м. Методика оценки экономической эффективности сейсмостойкого строительства. Изд. АН ССР, 1962.
32. Инструкция по определению расчетной сейсмической нагрузки для зданий и сооружений. Госстройиздат, 1962.
33. Л. Н. А в а л и ш в и л и. Вспомогательные графики для определения динамических параметров систем с двумя степенями свободы. Труды Грузинского политехнического института им. В. И. Ленина, № 8, 1968.
34. Б. К. К а р а п е т я н, Колебания сооружений возведенных в Армени. Изд „Айастан“, Ереван, 1967.
35. Э. Е. Х а ч и я н. Некоторые прикладные задачи теории сейсмостойкости сооружений. Ереван, 1962.

აგურისა და მსხვილბლოკურ ნაგებობათა სეისმომდებობა

§ 1. ზოგადი ცნობები

დედამიწის რომელ კუთხეშიც არ უნდა მოხდეს ცოტად თუ ბევრად ძლიერი მიწისძვრა, მისი შედეგის ანალიზიდან გამომდინარე, დასკვნა ერთია: სამუშაოთა წარმოების დაბალი დონისა და უხარისხო სამშენებლო მასალების გამოყენების გამო ქვის (აგურის) წყობა სათანადო წინააღმდეგობას ვერ უწევს სეისმური ძალების ზემოქმედებას და იწვევს ამგვარად აგებული შენობების მასიურ ნგრევას. ამის ნათელ დასაბუთებას იძლევა ამ ბოლო წლებში მომხდარი მიწისძვრები.

სეისმური რაიონების მშენებლობაში მომავალი რკინაბეტონის კონსტრუქციებს ეკუთვნის, ისინი უკვე აძევენ მშენებლობიდან სხვა მასალებისგან დამზადებულ კონსტრუქციებს, მაგრამ ჭერჯერობით, როგორც ჩვენში, ისე სხვა განვითარებულ ქვეყნებშიც, მეტად გავრცელებულია წვრილბლოკური წყობა. აგურის, ქვისა და ბეტონის ბლოკებისაგან აგებული შენობის ხვედრითი წონა ალბათ ახლო მომავალშიც კიდევ მნიშვნელოვანი იქნება. ყოველივე ეს გვაძალბებს მეტი ყურადღება მივაქციოთ ქვის კონსტრუქციების სეისმომდებობის უზრუნველყოფის საკითხს.

სეისმურ რაიონებში მშენებარე ჩვეულებრივი ტიპის აგურისა და მსხვილბლოკურ ნაგებობებს გააჩნია საკმაო სიხისტე. მათი საკუთარი რხევის პერიოდი, როგორც წესი, არ აღემატება 0,5 წმ-ს. თუ ნაგებობის სიხისტე და მასა სიმაღლის მიხედვით უმნიშვნელოდ იცვლება, მაშინ მისი დინამიკური მახასიათებლები უმთავრესად ნაგებობის სიმაღლით განისაზღვრება. ასეთი ნაგებობის გაანგარიშება სეისმომდებობის ნორმების მიხედვით შეიძლება მხოლოდ რხევის პირველი ტონის გათვალისწინებით. ანგარიშის გასა-

მარტივებლად ხუთ სართულამდე სიმაღლის შენობებისათვის წყნარავლი შეიძლება განისაზღვროს სათანადო ცხრილის მიხედვით [1].

ცხრილი შედგენილია საშუალო გრუნტებისათვის. სხვა გრუნტებისათვის, ჩამაგრების სიხისტის შეცვლასთან დაკავშირებით, შენობის საკუთარი რბევის პერიოდი ნაწილობრივ (20—30%-მდე) იცვლება. რაც იწვევს სეისმური დატვირთვის მცირეოდენ შეცვლასაც.

ნაგებობის საკუთარი რბევის პერიოდი შეიძლება საგრძნობლად გაიზარდოს იმ შემთხვევაშიც, თუ მის პირველ სართულს დავაროექტებზე შემცირებული სიხისტით. ეს ამცირებს სეისმურ დატვირთვისაც. ასეთი ტიპის ნაგებობებზე საუბარი გვექნება ქვემოთ. საყურადღებოა ხისტი ნაგებობის ყამირთან ურთაერთქმედების ხასიათი. გრუნტში ჩამაგრების დამყოლობა ამცირებს სეისმური ზემოქმედების ეფექტს. საფუძვლის დამყოლობის გავლენა არსებითია ხისტი შენობებისათვის. გამოთვლები გვიჩვენებენ, რომ მცირე და საშუალოსართულიანი შენობებისათვის საფუძვლის დამყოლობის გათვალისწინება 20—30%-ით ამცირებს რბევის პერიოდს [2]. მეორე მხრივ, რაც მეტია გრუნტის დამყოლობა. მით ნაკლებია მისი სეისმური სიხისტე, რომელიც განაპირობებს ნაგებობაზე გადაცემული აჩქარების სიდიდეს.

კ. სუეხიროს მონაცემებით, ტოკიოში 1923 წ. მიწისძვრის შედეგად ქალაქის დაბლობ ნაწილში, ფხვიერ ალუვიალურ დანალექებზე. მდებარე შენობებმა, უკეთ გაუძლეს მიწისძვრას, ვიდრე ქალაქის ზემო ნაწილში მკვრივ დელუვიალურ გრუნტებზე მდებარე შენობებმა, თუმცა მიწისძვრის შედეგების შესწავლა გარკვეულად მოწმობდა იმას, რომ გრუნტის რბევა ქალაქის დაბლობ რაიონში უფრო ძლიერი იყო [3].

ანალოგიური ფაქტი იყო აღნიშნული 1957 წელს — ნეაპოლის, 1931 წელს — ჩრდილოეთ მიუსაშის (იაპონია), 1955 წელს კრასნოპოლიანსკის (სოკის) მიწისძვრების დროსაც [4].

საფუძვლის გრუნტის დამყოლობის გათვალისწინებით მიწისძვრის გავლენის შესუსტების იდეა ფართო პოპულარობათ სარგებლობდა შუა აზიის ძველ ხუროთმოძღვართა შორის. ნაგებობის მაღალი სეისმომდგრეობის უზრუნველსაყოფად ისინი ცდილობდნენ გამოეყენებინათ მიწისძვრის ზემოქმედების შემცირების საშუალებანი, როგორც, მაგალითად, ხისტი ტიპის ნაგებობის მოთავსება დამყოლ გრუნტებზე ან მათ ქვეშ დამყოლი საფუძვლის მოწყობა.

მაგალითად, ტახტი და სულეიმანის მთაზე აშენებული ხისტი ტიპის მავზოლეუმი დაფუძნებულია სათანადოდ დამუშავებულ კლდოვან ყამირზე, რომელიც შენობის საძირკვლის ქვეშ ამოვსებულია ელასტიკური მასით (სილა ნარევი თიხით).

წყობის კატეგორია. როგორც მიწისძვრის პრაქტიკამ გვიჩვენა, წყობაში არის არასაიმედო ნაკერები, სადაც შეჭიდულობა ხშირად ვერ უზრუნველყოფს სეისმური ძალებისადმი გამძლეობას. შეჭიდულობის სიმტკიცე წყობის სეისმომდეგობის ერთ-ერთი ძირითადი მაჩვენებელია. ამ მაჩვენებლით და აგრეთვე საკედლე მასალებისა და მათი კონსტრუქციების მიხედვით წყობა იყოფა კატეგორიებად [1].

წყობის კატეგორიის მიხედვით განისაზღვრება მისი გამოყენების არე (ცხრ. 8), ნაგებობის და მისი ელემენტების გაბარიტები (ცხრ. 5), კედლების, შუაკედლისების, ლიობების, კარნიზების, პარაპეტების და სხვა ზომები. ძირითადი მაჩვენებლები ამ მოთხოვნელებებიდან მოტანილია მეთე ცხრილში.

შენობის გაბარიტები: გამოცდილებამ გვიჩვენა, რომ მიწისძვრის მოქმედების შედეგად გეგმაში რთული ფორმის შენობები უფრო მეტად ზიანდება, ვიდრე მარტივი.

გეგმაში რთული მოხაზულობის შენობებისათვის ნორმებით გათვალისწინებულია მათი დაყოფა მარტივ ფორმებად ანტისეისმური ნაკერების მეშვეობით. ეს მოთხოვნა გამოწვეულია იმით, რომ რთული ფორმის გეგმის მქონე ნაგებობის ცალკეული ნაწილების საკუთარი რხევა ერთმანეთისაგან განსხვავებული აქნება სხვადასხვა სიხისტის გამო, რაც რხევის პროცესში გამოიწვევს მათი ერთმანეთთან შეერთების ადგილებში ბზარების გაჩენას. ასეთი სახის დაზიანება, მით უფრო მცირეა, რაც უფრო დაბალია შენობა. ამიტომ ნორმებით დასაშვებია, რომ 7-ბალიანი საანგარიშო სეისმურობის რაიონში ერთსართულიან სახლებში არ მოეწყოს ანტი-სეისმური ნაკერები [1].

რაც შეეხება გეგმაში შენობის ზღვრულ ზომებს, 7- და 8-ბალიანი საანგარიშო სეისმურობის პირობებში დასაშვებია შენობის იგივე ზომები. რაც არასეისმური რაიონებისათვის. 9 ბალის შემთხვევაში შენობის სიგრძე განისაზღვრება 60 მეტრით I კატეგორიის წყობისათვის, ხოლო 40 მეტრით — მეორე კატეგორიის წყობისათვის.

ქვის, აგურისა და მსხვილბლოკური შენობების ზღვრული სიმაღლეები მოტანილია მეხუთე ცხრილში [1].

უფრო მაღალი შენობები საჭიროებენ გაძლიერებას. გაძლიერების მეთოდი და ხერხები ქვემოთ იქნება განხილულა.

§ 2. ქვის კედლების დანგრევის ხასიათი მიწისძვრის დროს

მიწისძვრის დროს ფუძის მოძრაობა სქემატურად შეიძლება გავჯოთ ორ ფაზად.

პირველი ფაზისათვის დამახასიათებელია მოკლეპერიოდიანი რხევა. იგი ელინდება უეცარი დარტყმით, რომელსაც შეუძლია დიდი ზიანი მიაყენოს შენობის ხისტ და მყიფე ნაწილებს. განსაკუთრებით ზიანდება ქვის კონსტრუქციები, რომლებშიც წყობის არასაყმარისი სიმტკიცის გამო წარმოიქმნებიან ბზარები.

მეორე ფაზაში ქარბობს დიდი ენერგიის მქონე გრძელპერიოდიანი რხევები, რომლებიც განაპირობებენ მიწისქერის დიდ ეფექტს. ისინი არყევენ ადრე, პირველ სტადიაში დაზიანებულ კონსტრუქციებს. რის შედეგად შეიძლება დაინგრეს კედლები. ჩამოინგრეს გადახურვა და სხვ.

სეისმური ზემოქმედების ორფაზიანი გამოვლინების სურათი დამახასიათებელია ეპიცენტრიდან საშუალო მანძილით დაშორებული პუნქტებისათვის; მის ახლო მიდამოებში მეორე ფაზა შეიძლება სულ არ გამოვლინდეს ან თუ გამოვლინდა — ძალიან სუსტად. ამ შემთხვევაში პორიზონტალურ რხევებთან ერთად თითქმის ყოველთვის შეიმჩნევა კერტიკალური ბიძგები და დარტყმები. ეპიცენტრიდან დაშორებით ქარბობს გრძელპერიოდიანი; უპირატესად პორიზონტალური რხევები, რომლებიც გამოწვეულია ზედაპირული ტალღებით.

მიწისძვრის სიხშირის მახასიათებელი დამოკიდებულია აგრეთვე გრუნტის პირობებზე. ფხვიერი გრუნტის შემთხვევაში, ეპიცენტრიდან ახლო მანძილზეც კი, შეიძლება ქარბობდეს დაბალი სიხშირეები, რომლებიც საშიშია მოქნილი კონსტრუქციებისათვის.

სეისმური ძალები შენობაში იწვევს ძალების რთულ კომბინაციებს, რაც აძნელებს შენობის დაბადული მდგომარეობის ანალიზს და მოითხოვს უფრო გამარტივებულ წარმოდგენას.

მიწისძვრით გამოწვეული ძალების განაწილების ანალიზის დროს ჩვეულებრივად ვარაუდობენ, რომ სეისმური ძალები მოქმედებს ან კედლის გასწვრივ, ან მის მართობულად. კედელი, რომელიც სეისმური ძალის მართობ სიბრტყეშია, მუშაობს როგორც ამ მიმართულების პარალელურ კედლებში ჩამაგრებული ფირფიტა. კედელი ან მისი ნაწილი (შუაკედლისი) განიცდის ლუნვას და ძვრას თავის სიბრტყეში. მართობი მიმართულების კედლიდან ან გადახურვიდან მას გადაეცემა სეისმური ძალა, რომელსაც იგი გადასცემს შენობის საძირკველს.

ძ ა ლ ბ ი ს მ ო ქ მ ე დ ე ბ ა კ ე დ ლ ი ს ს ი ბ რ ტ ყ ი ს პ ე რ პ ე ნ დ ი კ უ ლ ა რ უ ლ ა დ. სეისმური ძალები, რომლებიც მოქმედებენ კედლის სიბრტყის პერპენდიკულარულად, პირველ რიგში აზიანებენ შენობის შემადგენელ ნაწილს. რომელსაც მცირე განივკვეთი და შენობასთან შედარებით მცირე მასა აქვს (ფრონტონი, პარაპეტი და სხვ.).

შენობასთან შეერთებული ეს ნაწილები კმნიან მცირე მასის დინამიკურ სისტემას, რომელიც დრეკადად არის მიმაგრებული დიდ და, თავის მხრივ, დრეკადად ჩამაგრებულ მასასთან.

ასეთი სისტემის რხევის ამოცანის გადაწყვეტა მოცემულია შრომაში [6, 7], სადაც ნაჩვენებია, რომ შემადგენელი ნაწილის მასაზე მოქმედი ინერციული ძალები აღწევს დიდ მნიშვნელობას, რომელიც დამოკიდებულია M_n და M_r -ის ფარდობაზე. ამის გამო პარაპეტების, ფრონტონებისა და სხვა შემადგენელი ნაწილებისათვის β_{π} ნამრავლი, ნორმების თანახმად, მიიღება ხუთის ტოლი.

შემადგენელი ნაწილებიდან ყველაზე უფრო საშიშია პარაპეტი. ჩამონგრევისას მას შეუძლია მოგლიჯოს კედლის ის ნაწილი, რომელზედაც თვითონ არის მიმაგრებული. განსაკუთრებით სერიოზული დაზიანებაა მოსალოდნელი წვეტურა კედლებში, რომლებიც გადახურვასთან არის დაკავშირებული.

ნახ. 28-ზე ნაჩვენებია ტორსული კედლის ჩამონგრევის შემთხვევა, რომელზედაც დამაგრებული იყო ქვის მაღალი პარაპეტი. იგი ჩამონგრეა აშხაბადში 1948 წელს მომხდარი მიწისძვრის დროს. ნახ. 29 და 30-ზე ნაჩვენებია პარაპეტის დეფორმაციით გამოწვეული მნიშვნელოვანი დაზიანებები შენობის ზედა ნაწილში (ტაშკენტი, 1966 წელი).

კედლის სიბრტყის მართობი მიმართულებით სეისმური ძალების მოქმედების დროს მეტად საშიშია აგრეთვე ტორსულა კედლები, თუ ისინი გადახურვასთან არ ჰიან დაკავშირებულია.



ნახ. 28

ასეთი კედლების კავშირი გრძელ კედლებთან არსებითად სუსტდება სეისმური ზემოქმედების დროს გრძელი კედლების გამრუდების გამო. ამ შემთხვევაში წარმოქმნილი ბზარები იზრდება ზევითკენ, ძვრის ძალების გაზრდასთან დაკავშირებით. ამასთან, ხშირია გადახურვებით დაუტვირთავი კედლების გარეთ გამოვარდნა. შიგნით კედლები სეისმური ძალებით მათი სიბრტყის მართობი მიმართულებით მოქმედების დროს დიდად არ დაზიანდება, რადგან კონტურით ჩამაგრებულია კედლებსა და გადახურვაში.

ძალების მოქმედება კედლის სიბრტყის მიმართულებით. კედლების დაზიანების ტიპური მაჩვენებელია.

ირიბი და ირიბად გადაჯვარედინებული ბზარები. ზოგჯერ ისინი წარმოიშვებიან შუაყედულში (ნახ. 31). ზოგჯერ კი გადაჭრიან კედელს მთელ სიმაღლეზე (ნახ. 32).

დამანგრეველი მიწისძვრების შესწავლის პრაქტიკიდან დადგენილია შემდეგი:

1. განიერ შუაყედლისში შეიმჩნევა ირიბი ან ირიბად გადაჯვარედინებული ბზარები, ვიწრო შუაყედლისში ბზარები ან სულ



ნახ.

არ შეიმჩნევა. ან მცირე ზომისაა და მეტწილად მიყვება რაფას ან ზღუდარს (ნახ. 30). ირიბი ბზარები ვითარდება განსაკუთრებით კუთხის შუაყედლისებში, თუ მაღალი სიგანე ბევრად მეტია დანარჩენი შუაყედლისების სიგანეზე (ნახ. 33).

2. ბზარები შუაყედლისში მაქსიმალურ სიდიდეს აღწევს შუაში და მცირდება კუთხეებისაკენ.

3. ირიბი ბზარების განლაგებაში არ შეიმჩნევა ზომიერება სართულის მიხედვით. 1948 წლის აშხაბადის მიწისძვრის დროს ირიბი ბზარები გაჩნდა როგორც ქვემო. ისე ზემო სართულებში: რაც უფრო ცუდი იყო წყობა, მით უფრო მეტად ვრცელდებოდა ბზარები ზემო სართულებში. პეტროპოლესკ-კამ-



ნახ. 39

ჩატკის 1959 წლის და აგადორის 1963 წლის მიწისძვრების შედეგების შესწავლის მასალებიდან ჩანს, რომ ირიბი ბზარები უფრო მეტად ქვემო სართულებში ვითარდება.

1963 წელს სკოპლეში მომხდარი მიწისძვრის დროს გაჩენილი ბზარების დამოკიდებულება წყობის ხარისხთან უფრო მკაფიოდ შეიმჩნეოდა.

აშხაბადის მიწისძვრის შემდეგ ზოგიერთ შუაეკლდისში ირიბი გადაჯვარედინებული ბზარების წარმოქმნას ვერტიკალური აჩქარების მოქმედებით ხსნიდნენ. ეს ვარაუდი არაა დასაბუთებული, ვინაიდან ანალიზმა გვიჩვენა, რომ ირიბი ბზარები წარმოიქმნება არა კუმშვისაგან. არამედ ღუნვისა და ძვრისაგან. მხოლოდ ცალკე-

ულ შემთხვევაში, როდესაც წყობა უხარისხოა ან გადატვირთულია და უახლოვდება კრიტიკულ მდგომარეობას, ირიბი ბზარები შეიძლება წარმოიშვას ვერტიკალური აჩქარებისაგან. ეს გარემოება იყო შემჩნეული 1948 წელს აშხაბადის მიწისძვრის დროს (ნახ. 34).



ნახ. 31

განიერ შუაკედლისზე ირიბი ბზარების გაჩენა და ვიწროზე ზევით და ქვევით — პორიზონტალური ბზარებისა შეიძლება ავხსნათ, თუ დავეშვებით, რომ მეზობელი სართულების ღიობებს შორის წყობის ნაწილი წარმოადგენს ხისტ ზოლს, რომელიც გადაადგილდება, როგორც ერთი მთლიანი და ჩაითრევს თავის მოძრაობაში მასთან შეერთებულ ყველა შუაკედლისს. ამ შემთხვევაში მოძრავად ჩამაგრებული შუაკედლისი გადაადგილდება ერთი და იმავე სიდიდით.

აღნიშნული სქემა საფუძვლად ედება პორიზონტალური ძალების განაწილებას შუაკედლისებს შორის.

აღნიშნოთ $S_1, \dots, S_2, \dots, S_h, \dots, S_n$ —ძალეა მოსულ ცალკეულ
შუაედლისზე;

$y_1, y_2, \dots, y_h, \dots, y_n$ —შუაედლის ზედა წლის გადადგომები;
 $\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_h, \dots, \delta_n$ —ერთეული ძალთ გამოწვეული შუა ედლი-
ს გადადგომა.



ნახ. 22

$$y_1 = S_1 \delta_1; y_2 = S_2 \delta_2 \dots y_h = S_h \delta_h \dots y_n = S_n \delta_n$$

$$y_1 = y_2 = \dots = y_h = \dots = y_n$$

$$\begin{aligned} \sum_1^n S_i &= S_h \frac{\delta_h}{\delta_1} + S_h \frac{\delta_h}{\delta_2} + \dots + S_h \frac{\delta_h}{\delta_h} + \dots + S_h \frac{\delta_h}{\delta_n} = \\ &= S_h \delta_h \sum_1^n \frac{1}{\delta_i} . \end{aligned}$$

$$S_h = \frac{1}{\partial_h \sum_1^n \frac{1}{\partial_i}} \sum_1^n S_i = \frac{\frac{1}{\partial_h}}{\sum_1^n \frac{1}{\partial_i}} \cdot \sum_1^n S_i.$$

შუაედლისში ძაბვების ანგარიშის ანალიზი, რომელიც შესრულებულია დატვირთვის აღნიშნული განაწილების საფუძველზე, ამტკიცებს შუაედლისების დაზიანების იმ ხასიათს, რომელიც შემჩნევა მიწისძვრის დროს.



ნახ. 33

დაბალი განივი კედლები შედარებით ნაკლებად შესუსტებული ლიობებით განიცდის ძვრას და ძირითადად ინგრევა შეკუმშული დიაგონალის გასწვრივ მოქმედი ძალებით.

დიდი სიმაღლის განივი კედლები განიცდის ლუნვას და ინგრევა მთავარი გამჭიმავი ძაბვების გამო. რხევის შემთხვევაში აქ ჩნდება ირიბი ბზარები (ნახ. 35).

ხშირად ირიბი ბზარები გვხვდება განივი კედლის პირველ ზედაპირზე. ისინი წარმოიქმნებიან არა მარტო შუაკედლისში, არამედ კედლის ნებისმიერ უბანზე, უფრო მეტად ლიობებზე თავზე (ნახ. 36).

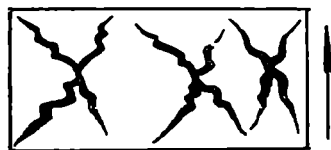
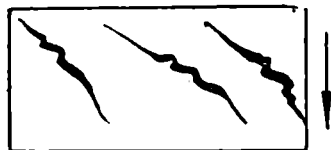
წყობის ახლეჩვის დროს კედლის დეფორმირებული ნაწილი მრუდდება, ამის გამო ირიბი ჯვარედინი ბზარები ხშირად თან ახლავს იმ სამკუთხედების ფორმის გადაადგილება, რომლებიც გამოიყოფიან წყობის ახლეჩვის შედეგად (ნახ. 37).



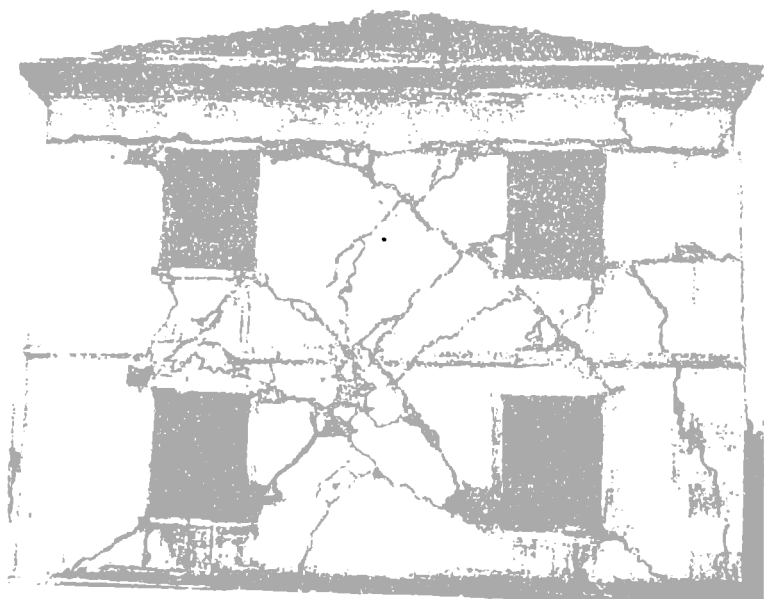
ნახ. 31

წყობის სამკუთხეა უბნების გადაადგილება იწვევს აგრეთვე გრძივი კედლების საგრძნობ დეფორმაციას. განივი და გრძივი კედლების შეერთების ადგილებში (ნახ. 38). უფრო ძლიერი ბზარების დროს შესაძლებელია გრძივი კედელი მთლიანად დაინგრეს. ამ დროს მას შეუძლია თან გაიყულოს ძვრის შედეგად ჩამოცვენილი განივი კედლის ნაწილიც (ნახ. 39).

კუთხეების დანგრევის ხასიათი. მიწისძვრის დროს ქვის შენობათა დაზიანების ერთ-ერთი ყველაზე უფრო გავრცელებული ფორმა არის კუთხეების დანგრევა ან მისი მნიშვნელო-

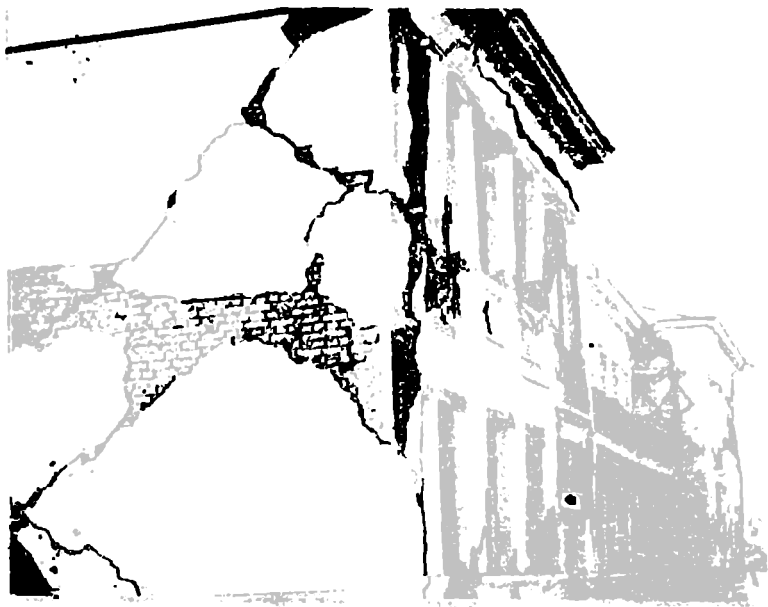


ნახ. 25



ნახ. 26

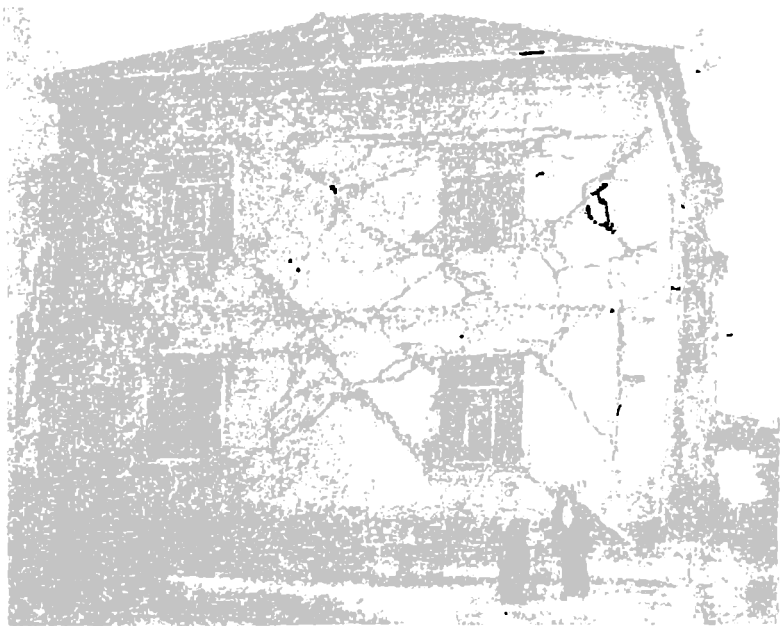
ვანი დაზიანება. ზოგჯერ ეს დაზიანება გამოწვეულია იმ ზემოქმედებით, რომელიც ერთ-ერთი შემადგენელი კედლის ჰერმეტიკისაა. ასეთ შემთხვევაში განაპირა, ჩვეულებრივ განიერ და ხისტ შუაკედლისზე წარმოიშვება ჯვარედინა ბზარები. შემდგომი ბიძგები ცდილობს ამ ბზარებით გამოყოფილი კედლის სამკუთხა ნაწილის გამოგდებას, ეს უკანასკნელი კი თან გაიყოლიებს მართობუ-



ნახ. 37

ლი კედლის ნაწილს. ამ დროს წყობის კუთხე ან მთლიანად დაინგრევა (ნახ. 40). ან გარეთკენ გადახრილი სამკუთხა ნაწილი (ნახ. 37) გადაადგილდება მთელ კედელთან და რამდენიმე სამკუთხურ ნაწილთან ერთად, რომლებიც ზიგზაგისებურ ხაზს ქმნიან (ნახ. 41). კუთხეების დეფორმაცია ან დანგრევა უმეტესად მატულობს ზემოთკენ.

ბზარების განაწილება შენობაში. 1947—1948 წ.წ. ვ. ზიხოვსკიმ აგურის შენობის მოდელები გამოცადა პროგრამული მართვის სეისმურ ბაქანზე. მოდელი აშენდა აგურის მშრალი წყობიდან. გამოცდისას მოდელებისათვის დამახასიათებელი იყო ენიშენელოვანი პორიზონტალური ძვრები, ისინი უფრო შეიმჩნეოდნენ ზემო სართულებში [8]. ეს სავსებით შეესაბამება მიწის-



ნახ. 38

ძვრის გამოცდილებას ქ. აშხაბადში აგურის შენობებზე, რომლებსაც იმდენად უხეირო წყობა ჰქონდათ, რომ შეიძლებოდა პრაქტიკულად ისინი მშრალ წყობად ჩაგვეთვალა. ყველა სართულზე, განსაკუთრებით ზემოთ შეიმჩნეოდა როგორც პორიზონტალური, ისე ირიბი ბზარები, იშვიათად. თუ წყობის ხარისხი უკეთესი იყო, ბზარი ვითარდებოდა ქვემოთაც.

ქ. სკოლებში 1963 წელს მომხდარი მიწისძვრის შედეგად გამოვლინდა ბზარების გავრცელების ნათელი სურათი შენობის მთელ სიმაღლეზე. აქ თანამედროვე მოაველსართულიან შენობებში აგურის წყობა უკეთესი იყო, ვიდრე ტაშკენტში და ბევრად უკეთესი — ვიდრე აშხაბადში¹. მეტწილად ასეთ შენობებში ირიბი ბზა-



ნაშ. 39

რები თავმოყრილი აღმოჩნდა პირველ ორ სართულზე (ნაშ. 43), ხოლო აგურის ძველ შენობებში ბზარებმა თავი მოიყარა უმეტესად ზემოთ (ნაშ. 44).

ზედა სართულებში ბზარების წარმოშობას განაპირობებს მძიმე, დამაგვირგვინებელი კონსტრუქციები, რომლებიც მოთავსებუ-

¹ ლ. მახათაძის მიერ ჩატარებული აგურის წყობის გამოცდის მონაცემების მიხედვით, აგურის ხსნა-თან შევიდულობა სკოლებში აღწევდა 0,6—0,7 კე/სმ², ხოლო ტაშკენტში უფრო დაბალი იყო და არ აჭარბებდა 0,1—0,2 კე/სმ²-ს.

ლია სასხვენო გადახურვის ზემოთ. კარნიზები, პარაპეტები, ფრონტონები, წვეტურა კედლები (ნახ. 28, 30, 42), აგრეთვე ნივნივები, განსაკუთრებით მაშინ, როცა ისინი გადასცემენ კედლებს განბრჯენ ძალას, რომელიც იზრდება სეისმური ძალის მოქმედების შედეგად.

შენობაში ბზარების განაწილების ანალიზის დროს მხედველობაში უნდა მივიღოთ მიწისძვრის რამდენიმე ერთმანეთის მომდე-



ნახ. 40

ნო ზიძგით გამოწვეული ეფექტი. მაგალითად, 1946 წელს ტაშკენტში მოხდა შეიღბალიანი მიწისძვრა, რომლის ეპიცენტრი იყო ტაშკენტიდან 100 კმ-ის მანძილზე ჩატკალის ქედის მიდამოებში. ამ მიწისძვრის შედეგად ქალაქის აგურის ძველ შენობებში გაჩნდა შესამჩნევი ბზარები. ამასთანავე, წყობის დაბალი ხარისხისა და

მიწისძვრის გრძელპერიოდიანი ფაზის გამო, რომელმაც განაპირობა შენობის რხევა, ბზარები უმთავრესად განაწილდა შენობის ზემო ნაწილში [9].

1946 წელს შეკეთებული და ბატქაშით დაფარული ბზარები გაიხსნა და, ბუნებრივია, გადიღდა 1966 წ. აქ განმეორებითი მიწისძვრის დროს, რამაც მნიშვნელოვნად გაზარდა ზემო სართულების დაზიანება.



ნ. ხ. 41

კედლის გადახრა თავისი სიბრტყიდან, და ამით გამოწვეული ჰორიზონტალური ბზარები, როგორც წესი, იზრდება ზემოთ. აქ ადგილობრივი (სართულის საზღვრებში) სეისმური დატვირთვა მეტია, ვიდრე ქვედა სართულებში, ხოლო წყობის შექიდულობის ძალა — ნაკლები.

საინტერესოა აგრეთვე ბზარების გავრცელების საკითხი შენობის გრძივ კედლებს შორის. უმეტესად გარე გრძივი კედლები

ნაკლებდაზიანებულია, ვიდრე შიდა კედლები. ასე იყო 1948 წ. აშ-
ხაბადის, 1966 წ. ტაშკენტის და სხვა მრავალი მიწისძვრისას.

ეს მოვლენა აიხსნება იმით, რომ შიდა კედლები გაცილებით
მეტი სიხისტისაა, იქ ნაკლებადაა ლიოზები და ძირითადად ეს კედ-
ლები მუშაობენ ძვრაზე, ხოლო გარე კედლების ვიწრო შუაკედლი-
სები მუშაობენ ლუნვაზეც. ვინაიდან ულიობი კედლის ძვრის ზღვრუ-



ნაპ. 42

ლი დეფორმაცია ნაკლებია ვიწრო შუაკედლისა ლუნვის დეფორ-
მაციაზე, ამიტომ პირველად ზიანდება შიდა კედლები.

ბლოკური წყობის დანგრევის თავისებურე-
ბა. ყოველზე, რაც კედლების დაზიანების ხასიათის შესახებ
აღინიშნა, ეხებოდა აგურის წყობას, მაგრამ იგივე შეიძლება
ითქვას წვრილბლოკური წყობის შესახებაც.

ნახ. 45—46-ზე ნაჩვენებია 1959 წელს ქ. პეტროპავლოვსკ-კამ-ჩატკაზე შეიღბალიანი მიწისძვრით გამოწვეული ბზარები ორი და სამსართულიანი შენობების წვრილბლოკურ კედლებში.

როგორც ჩანს, ეს ბზარები აოფრით არ განსხვავდება აგურის წყობაში წარმოშობილი ბზარებისაგან. ესენი ჰორიზონტალური ძვრისაგან გამოწვეული ბზარებია გადახურვის ქვეშ. ზღუდარის დონეზე და ირიბი ბზარებია ქვედა სართულის შუაედილისებში.



ნახ. 43

სხვა სურათი შეიმჩნევა მსხვილბლოკურ შენობებში. ამ შენობებში მიწისძვრას უკეთესად გაუძლეს, ვიდრე წვრილბლოკურმა შენობებმა. ირიბი და ირიბად გადაჯვარედინებული ბზარები შეიმჩნეოდა უხარისხო მსხვილფორიანი ბეტონით აშენებულ შენობებში. ხოლო მსხვილბლოკურ შენობებში, რომლის ბლოკები დამზადებული იყო ჩვეულებრივ 50 მარკის-მქონე ბეტონისაგან, თვით

ბლოკებში არავითარი ბზარები არ შეიმჩნეოდა. ასეთ შენობებში ბზარები წარმოიშვა ბლოკებს შორის ნაკერებში [10], რისა მიზეზიც ახსნილი იქნება ქვემოთ.



ნახ. 44

§ 3. მოთხოვნები წოვარს მიმართ საინჟინო რაინონაში

აგურის შენობის დაზიანების სიდიდე და ხარისხი დამოკიდებულია მრავალ ფაქტორზე და, პირველ რიგში, წყობის ხარისხზე, წყობის კატეგორია კი განისაზღვრება აგურისა და ხსნარის შეჭიდულობის ფაქტიური სიმტკიცით. რომელიც დადგენილია ნიმუშების გამოცდით ლაბორატორიულ პირობებში ან მშენებლობაზე. ეს სიმტკიცე უნდა შეესაბამებოდეს საპროექტო სიმტკიცეს და სისტემატურად უნდა მოწმდებოდეს წყობის გამოცდით.

ექსპერიმენტული მონაცემების უქონლობის დროს ნორმების მიხედვით შეჭიდულობის სიმტკიცე მიიღება $R^0 = 0,6 \div 1,2$ კგ/სმ², რაც შეესაბამება მესამე კატეგორიის წყობას.

აგურის (ან ქვის) ხსნართან შეჭიდულობის მაღალი სიმტკიცის მიღების ხერხები აღწერილია სპეციალურ ლიტერატურაში [11. 12. 13], აქვე საჭიროა შევჩერდეთ პრაქტიკულად ყველაზე უფრო საჭირო ღონისძიებაზე, რომელიც წყობის ხარისხს გაზრდის საშუალებას იძლევა.



ნაწ. 45

ხსნარის შეწებების თვისება შეჭიდულობის სიმტკიცის ერთ-ერთი ძირითადი ფაქტორია, იგი დამოკიდებულია მასში ცემენტის შემცველობაზე.

იმისათვის, რომ ხსნარმა გამოავლინოს თავისი შეწებების უნარი და ამით უზრუნველყოს აგურთან შეჭიდულობის მაღალი სიმ-

ტკიცე, მას უნდა ჰქონდეს თხელ შრედ დაფენის უნარი. რათა ადვილად შეავსოს აგურის უსწორმასწორო ზედაპირი, უნდა იყოს ადვილად ჩაწყობადი.

იმისათვის, რომ ხსნარმა შეინარჩუნოს ადვილჩაწყობადობის უნარი ტრანსპორტირების მთელ მანძილზე და საქმეში გამოყენების პერიოდში, საჭიროა მას ჰქონდეს წყალშეკავების უნარი, ე. ი. არ გამოყოს წყალი მკვრივ ზედაპირზე დაფენის დროს (არ მოხდეს სეპარაცია) და არ დაკარგოს წყალი (არ მოხდეს წყალგაცლა) ფოროვან ზედაპირზე დაფენის შემთხვევაში.



ნახ. 46

ადვილჩაწყობადობა წარმოადგენს ხსნარების ერთ-ერთ მნიშვნელოვან თვისებას მათი სეისმურ რაიონებში გამოყენების დროს. იგი საშუალებას იძლევა უზრუნველყოთ აგურის მთელი ფართის შეკავშირება ხსნართან, რითაც არსებითად მალღდება მათი შეკიდულობის სიმტკიცე. ხსნარის ადვილჩაწყობადობას აქვს უპირატესობა ეკონომიური თვალსაზრისითაც. იგი იძლევა კალატოზის შრომის ნაყოფიერების გაზრდის საშუალებას და ამცირებს ხსნარის ხარჯს ნაკერების სისქის შემცირების ხარჯზე 10—12%-ით.

სამშენებლო ხსნარში გამოყენებული შემკვრელი მასალებიდან წყალშემკავებლობის ყველაზე მაღალი თვისებით გამოირჩევა კი-

რი. იგი შეიცავს წვრილი ნაწილაკების დიდ რაოდენობას, რომელთაც აქვთ დიდი ხვედრითი ზედაპირი და ამის გამო ხასიათდება მაღალი აბსორბციული თვისებებით. სხვა ხსნარებთან, კერძოდ ცემენტის ხსნართან, შედარებით, რომელსაც ტენიანობის პერიოდულ ცვალებადობასთან დაკავშირებით ეცვლება მოცულობა, უკეთესია კირიანი ხსნარი. გარდა ამისა, კირის ხსნარი აგურთან ერთად მოცულობის ძალიან მცირე ცვლილებას განიცდის.

მხოლოდ საწყისი შეკლების საკითხში კირის ხსნარი ჩამოუვარდება ცემენტის ხსნარს: 1:3 შედგენილობის კირის ხსნარისათვის ხაზოვანი შეკლება 0,45—0,55%-ია, ცემენტის ხსნარისათვის კი იგი 0,22—0,26%-ს შეადგენს. თუმცა წყობის ხარისხიანობისათვის გამყარების დასაწყისში ეს შეკლება შედარებით ნაკლებად საშიშია, რადგან ხსნარის მომწიფება ძიმდინარეობს ხელსაყრელ ნოტიო პირობებში (ორ დანამულ ზედაპირს შორის მოთავსებულ ნაქერში).

ამრიგად, წყობის შეჭიდულობის ასამაღლებლად აუცილებელია ისეთი ხსნარების გამოყენება, რომლებიც ხასიათდებიან მაღალი წყალდამკერი თვისებებით და ადვილჩაწყობადობით.

ასეთ ხსნარებს მიეკუთვნება ცემენტის ხსნარი თიხაა თუ სხვა პლასტიფიკატორიის დანამატით. ცემენტის სუფთა ხსნარის შეჭიდულობის საკმარის სიმტკიცეს შეიძლება მივაღწიოთ აგურის გასუფთავებითა და დასველებით. მაგრამ ეს მოთხოვნა საწარმოო თვალსაზრისით რთულია და პრაქტიკულად ვერ სრულდება.

ცემენტის სუფთა ხსნარის მიღება არაა სასურველი სხვა მიზეზებითაც. ხსნარის შედგენილობის დაპროექტებისას ცემენტის მით უფრო მცირე რაოდენობა მიიღება, რაც უფრო მაღალია მისი აქტიურობა. და თუ ცემენტის მარკა მნიშვნელოვნად მაღალია ხსნარის მარკაზე (5—6-ჯერ), ცემენტის ცომა შეიძლება აოსაყმარისი აღმოჩნდეს ქვიშის ყველა ფორის შევსებისა და მის მარცვლებზე სრული შემოვლებისათვის. ასეთი ხსნარი ცემენტის ჩვეულებრივ ხსნართან შედარებითაც კი ხისტი აღმოჩნდება, ის ცუდად დაეფინება აგურის ზედაპირს და ვერ უზრუნველყოფს აგურის ხსნართან მთელი ფართით შეჭიდულობას.

სსრკ-ს სეისმურ რაიონებში (შუა აზია, ამიერკავკასია, მოლდავეთის სსრ, ყირიმი და სხვ.) ხშირად ადგილი აქვს ისეთ გარემოებას, რომელიც უარყოფითად მოქმედებს მზიდკედლებიანი შენობების სეისმურობაზე. ასეთია, მაგ., ქარხანაში წინასწარ დამზადებული ხსნარის მიზიდვა მშენებლობაზე. ტრანსპორტირების დროს ხსნარი

განიცდის განშრეებას (განსაკუთრებით დაბალ წყალშემკვრელობის დროს, რომელიც გაპირობებულია ხსნარში პლასტიფიკატორების უქონლობით) და წყობაში გამოიყენება თავის შემკრავ თვისებას მნიშვნელოვნად მოკლებული. ამის გამო უმჯობესია მშენებლობას მივაწოდოთ მშრალი ნარევი, რომელიც ადგილზე მზადდება.

პლასტიფიკატორები ულიცემენტის ხსნარების გამოყენება (კირ-ცემენტის, თიხა-ცემენტის და სხვ.) და ცენტრალიზებულად დამზადებული მშრალი ხსნარი, რომელიც დულაბდება მშენებლობაზე, მკვეთრად აუმჯობესებს აგურის წყობის ხარისხს, ე. ი. უზრუნველყოფს წყალშემკვებლობის უნარის ამალღებას და ხსნარის ადვილჩაწყობადობას.

ეს, რასაკვირველია, არ ნიშნავს, რომ მართო წყალშემკვებელი პლასტიკური ხსნარების გამოყენებით შეიძლება შემოიფარგლოს ის ღონისძიებები, რომელთა მიზანია აგურის ხსნართან შეჭიდულობის სიმტკიცის გაზრდა.

საკიროა აგრეთვე განხორციელდეს სხვა ტექნოლოგიური ღონისძიებები აგურისა და ხსნარის თავისებურებების გათვალისწინებით, კერძოდ მხედველობაში უნდა იქნეს მიღებული აგურის ტიპი, მისი სიმტკიცის ხარისხი, აბსორციული თვისებები და სიმლაშე. აგრეთვე ხსნარის შედგენილობა, კონსისტენცია, წყალშემკვებელი თვისებები და სხვა. გათვალისწინებული უნდა იქნეს კლიმატური პირობებიც. ცხელი კლიმატის რაიონებში აუცილებელია დღის მაღალი ტემპერატურის დროს წყობის მორწყვა. აგურის წყობაში შეჭიდულობის სიმტკიცის ამალღებისათვის ერთ-ერთი საშუალება არის ღრუ აგურის გამოყენება. ხსნარი შედის აგურის ხვრელებში, რითაც განპირობებულია დამატებითი წინააღმდეგობა კრაზე.

ცხრილში მოყვანილია ჩვეულებრივი და ღრუტანიანი აგურის ხსნართან შეჭიდულობის სიმტკიცის გამოცდის შედეგები [14].

იმისათვის, რომ ხსნარი ადვილად შევიდეს აგურის ნახვრეტებში, ნახვრეტი უნდა იყოს გამჟოლი, ცილინდრული; დიამეტრი არ უნდა იყოს 10—12 მმ-ზე ნაკლები. ამ მიზნით, ხსნარის ნაკერი უნდა იყოს ჩვეულებრივზე მეტი სისქის (12—15 მმ), წყობა უნდა განხორციელდეს „მიკერიით“.

უნდა აღინიშნოს, რომ რაც უფრო ნაკლებია ხსნარის აგურთან შეჭიდულობის სიმტკიცის ფარდობა (ნორმალურის ან მხე-

ბის — თვით ხსნარის სიმტკიცესთან გაწყვეტაზე ან კრაზე), მით უფრო ეფექტურია ლრუტანიანი აგურის გამოყენება.

ხსნარის შედგენი- ლობა (ცემენტი, კირი, ქვიშა)	ხსნარის სიმტკიცის ზღვარი, კგ/სმ ²	აგურის სახე	სიმტკიცის ზღვარი	
			აგლუჯვაზე ¹	კრაზე ²
1 : 0,3 : 5	95,8 96,6	მთლიანი ლრე	1,65 2,10	
2 : 1,9 : 13	34,9 27,6	მთლიანი ლრე	1,15 1,4	
1 : 0,3 : 5	96,6	მთლიანი ლრე		3,15 4,7

1. საშუალოდ გამოცადა 10—15 ნიმუში

2. საშუალოდ გამოცადა 3 ნიმუში

მართლაც, თუ, მაგ., კრის შემთხვევაში $T_{\text{ა}}$ აღენიშნავთ მთლიანი აგურის ნაკერის წინააღმდეგობას კრაზე, T_1 იგივე ვესლრუტანიანისათვის F_0 სიღრუების საერთო ფართობს, $R_{\text{მ}}$ — ხსნარის აგურთან მხები შეჭიდულობის სიმტკიცეს, $R_{\text{კ}}$ — ხსნარის წინააღმდეგობას კრაზე, მაშინ მივიღებთ, რომ

$$\frac{T_1}{T_{\text{ა}}} = 1 + \frac{F_0 R_{\text{კ}}}{T_{\text{ა}}} \left(1 - \frac{R_{\text{მ}}}{R_{\text{კ}}} \right)$$

მეორე მხრივ, ფარდობა $\frac{R_{\text{მ}}}{R_{\text{კ}}}$ მით უფრო მეტია, რაც უფრო მეტია

ხსნარის მარკა, ე. ი. უკანასკნელის გაზრდით ხსნარის აგურთან შეჭიდულობის სიმტკიცე იზრდება შედარებით ნელა, ვიდრე ხსნარის სიმტკიცე კრაზე. ამიტომ, რაც უფრო მაღალია ხსნარის მარკა, ლრუტანიანი აგურის გამოყენება მით უფრო ეფექტურია.

ეს მტკიცდება ცხრილის მონაცემებითაც. 30 კგ/სმ² სიმტკიცის ხსნარზე დალაგებული ნახვრეტებიანი აგურის წინააღმდეგობა მოწყვეტაზე 20%-ით მეტია, ვიდრე მთლიანი აგურისათვის. 95 კგ/სმ² სიმტკიცის ხსნარის შემთხვევაში კი წინააღმდეგობა თითქმის 30%-ით იზრდება. იგივე ხსნარისათვის კრაზე წინააღმდეგობა იზრდება 50%-ით.

ცდებმა, რომელიც ჩაატარა ლ. მახათაძემ ბუნებრივ პირობებში, გვიჩვენა, რომ 28 მმ დიამეტრის მქონე რვანახვრეტიან აგურს

1,5—2-ჯერ მეტი სიმტკიცე აღმოაჩნდა გადაჭრაზე, ვიდრე მთლიან აგურს². თუმცა ეს შედეგი მიიღეს ისეთ ნიმუშზე, რომელიც აღებული იყო ერთი და იმავე შენობის კედლის წყობიდან დამზადებული ერთნაირი ხსნარით. შესაძლებელია, რომ მხები შეჭიდულობის სიმტკიცე მთლიანი აგურისათვის უფრო მცირე იყოს, ვიდრე ნახვრეტისანი აგურისათვის. როგორც ჩანს, ხსნარის სოგმანების დადებითი როლი მდგომარეობს არა მხოლოდ იმაში, რომ ისინი ეწინააღმდეგებიან ქრას, არამედ იმაშიც, რომ ისინი უზრუნველყოფენ აგურის მთელ ზედაპირზე შეჭიდულობის სიმტკიცის გაზრდას. სოგმანი ამაგრებს ხსნარს აგურზე და არ აძლევს მას განშრეეების საშუალებას, რაც შეიძლება გამოიწვიოს მოცულობითმა ცვლილებამ, შეკლებამ და სხვ.

ქ. თბილისში, პეკინისა. და საბურთალოს ქუჩის გადაკვეთაზე, კუთხეში. ერთი შენობის მშენებლობაზე წყობის მოწყვეტაზე წინალობამ 2,5—3,0 კგ/სმ² მიაღწია. აქ იყენებდნენ მეტეხის ქარხნის ნახვრეტებიან აგურს, რომელიც დაახლოებით 100 კგ/სმ² სიმტკიცის ხსნარზე იყო დაწყობილი. საჭიროა აღინიშნოს, რომ ხსნარი დამზადდა ადგილზე. წყობის წინ აგური დასველდა, ხსნარის ნაკერების სისქე 15—20 მმ უდრიდა, ამასთანავე წყობა განხორციელდა „მიჰვრით“.

ცდების მცირე რაოდენობა საკმარისი არ არის ამ საკითხზე საბოლოო დასკვნების მისაღებად, მაგრამ ის მცირე მონაცემებიც, რომლებიც ჩვენ ხელთა გვაქვს, გვაძლევს იმის საფუძველს, რომ ასეთი აგური (ნახვრეტების საჭირო რაოდენობით, ფორმითა და ზომით) გამოვიყენოთ სეისმურ მშენებლობაში.

ცდებმა გვიჩვენა, რომ შეჭიდულობის სიმტკიცე მსხვილბლოკურ წყობაში უფრო დაბალია, ვიდრე აგურის წყობაში. ისეთი ხსნარი, რომელსაც არა აქვს საკმარისი წყალშემკაველობის უნარი და მშენებლობას დამზადებული სახით აწოდებენ, მსხვილბლოკური წყობის ხარისხზე უფრო საზიანოდ მოქმედებს, ვიდრე აგურის წყობაზე.

პლასტიკური კონსისტენციის ხსნარის გამოყენებისას, ზედა ბლოკის დადების შემდეგ, საჭიროა მისი შეზუსტება (ბლოკისათვის ვერტიკალური მდგომარეობის მისაცემად). ეს ოპერაცია ხორციელდება სოლის თანდათანობითი ჩაქედებით. ამ ოპერაციის შედეგად ზედა ბლოკი ნაწილობრივ მოწყდება ხსნარს. წარმოშო-

² ასეთ აგურს უშვებს საქართველოში მეტეხის ქარხანა.

ბილი ღრიჭოს შევსება ვერ ხერხდება. რადგანაც ხსნარი ვერ შედის საკმაოდ ღრმად წყობაში. ხსნარით ამოილესება მხოლოდ ნაკერის გარეთა ნაწილი.

თხევადი კონსისტენციის ხსნარის გამოყენების შემთხვევაში შეჭიდულობის სიმტკიცე კიდევ უფრო დაბალი აღმოჩნდება. ნაკერებში ხსნარის ჩვეულებრივი წესით ჩასხმის დროს ხსნარიდან წყალი გადაეცემა ქვედა ბლოკს, ამის გამო ხსნარი კარგავს მოძრაობის უნარს და სათანადოდ ვერ ავსებს ნაკერის მთელ ზედაპირს.

საკონტროლო ცდებმა გვიჩვენეს, რომ ამ შემთხვევაში ზედა ბლოკის კონტაქტი ქვედა ბლოკთან ხორციელდება მთელი შეხების ფართობის 40—50 %-ზე.

მსხვილბლოკურ წყობაში თხევადი ხსნარების გამოყენება დასაშვებია მხოლოდ მაშინ, როცა ხსნარს ვაწოდებთ წნევის ქვეშ სხვადასხვა პნევმატური აგრეგატის დახმარებით.

სეისმური ნორმებით [1] გათვალისწინებულია შეჭიდულობის მაღალი სიმტკიცის მიღწევის სიმძნელე მასიური მშენებლობის დროს და ბეტონის ბლოკებისაგან შესრულებული მსხვილბლოკური წყობის კატეგორია, ნაკერების გაძლიერების გარეშე, ერთით უფრო დაბალია აგურისა და მცირე ბლოკების წყობის კატეგორიასთან შედარებით. თუ ორმაგი გაჭრის დროს დაცულა პირობა, რომ ზოლდარის ბლოკის არმატურის შევრილები შედუღებითაა შეერთებული და, გარდა ამისა, დამატებით განხორციელებულია კიდევ სხვა სპეციალური ღონისძიებები, მაშინ მსხვილბლოკური წყობის სეისმური ძალებისადმი წინააღმდეგობის უნარი იზრდება და ზოგჯერ აგურისა და წვრილბლოკური წყობის გამძლეობას აჭარბებს კიდევც.

საჭიროა აღინიშნოს, რომ ცნებას „წყობის კატეგორიას“ ვერ მივაკუთვნებთ ორმაგი ჭრის მსხვილბლოკურ კედლებს, ვინაიდან აქ თითქმის არ არის ნაკერი, ე. ი. არ გვაქვს წყობა მისი ჩვეულებრივი გაგებით.

თუ კედელი შენდება არა უმცირეს 50 მარკის ბეტონის მსხვილი ბლოკებით, ირიბი და ირიბად ჭვარდიანი ბზარების წარმოშობა ნაკლებადაა მოსალოდნელი.

აქ შესაძლებელია მეტწილად პორიზონტალური ბზარების წარმოშობა შუაქედლისის ბლოკების ზემოთ ან ქვემოთ და ვერტიკალური ბზარებისა — ამ ბლოკებს შორის. ასეთი შედეგი მიღებულია მსხვილბლოკურ შენობებზე პეტროპავლოვსკში (კამჩატკა)

მომხდარი მიწისძვრისას. ამავე დროს სართულების რიცხვით და კონსტრუქციებით ანალოგიური წერილობლოკური შენობები ზე-რიოზულად დაზიანდნენ.

ორმაგი კრის მსხვილობლოკური შენობები, სეისმომდეგობის თვალსაზრისით, პრინციპულად განსხვავდება წერილობლოკური ან აგურის შენობებისაგან. პირველ შემთხვევაში, არსებითად, გვაქვს არა წყობა, არამედ სიმაღლეზე სარტყლებს შორის ბლოკების კონსტრუქცია, მეორე შემთხვევაში — იგივე სარტყელი და მათ შორის — წერილობლოკური წყობა, ყველა მისი უარყოფითი მხარეებით.

§ 4. აგურისა და მსხვილობლოკური შენობების კონსტრუქციები

ს ა ე რ თ ო მ ო თ ხ ო ვ ნ ე ბ ი. აგურისა და მსხვილობლოკური შენობების დაპროექტების დროს უნდა დავიცვათ შემდეგი პირობები:

1. კონსტრუქციულად შენობები უნდა იყოს, შეძლებისდაგვარად, ერთგვაროვანი.

2. შენობებს უნდა ჰქონდეს რაც შეიძლება დიდი სიხისტე. ამისათვის უნდა გაეზარდოს კაპიტალური კედლების რიცხვი, გაეძლიეროს მათი შეკავშირება ერთმანეთთან და გადახურვებთან, გავადიდოთ გადახურვებისა და ანტისეისმური სარტყლის სიხისტე.

3. კედლების, გადახურვებისა და სარტყლის სიხისტე უნდა ეთანადებოდეს კონსტრუქციის მასალის ერთგვაროვნებას, სიმტკიცეს და მონოლითურობას.

მასალის ერთგვაროვნება მიზნად ისახავს უზრუნველყოს შენობის კონსტრუქციული ნაწილების თანაბარი დრეკადი თვისებები. ამ პირობის დაცვა არ გამოირიცხავს უფრო მტკიცე მასალების გამოყენებას აგურის ან ბლოკის კედლების გასაძლიერებლად, მაგალითად, შეიძლება გამოვიყენოთ ფოლადი ან რკინაბეტონი.

წყობის სიმტკიცე და მონოლითურობა მთავარია შენობის სეისმომდეგობისათვის. ამავე დროს აღსანიშნავია ის გარემოება, რომ ჩვეულებრივად მასალებისა და სამუშაოთა წარმოების არაღამაკმაყოფილებელი ხარისხი აძნელებს ამ მიზნის მიღწევას, ამიტომ უნდა მივიღოთ სპეციალური ღონისძიებები წყობის გასაძლიერებლად. ერთ-ერთი ასეთი ღონისძიება წყობის არმირება და წყობაში რკინაბეტონის ელემენტების (სარტყლების, შემოსაკრავების, კომპლექსური კონსტრუქციებისა და სხვ.) ჩართვა.

პორიზონტალურ სიბრტყეში წყობის გაძლიერებას ყველაზე მეტად უზრუნველყოფს არმატურის ჩატანება წყობის პორიზონტალურ ნაკერებში, ხოლო ვერტიკალურ სიბრტყეში არმატურის ჩატანება არ არის რეკომენდებული, რადგანაც რთულდება სამუშაოთა წარმოება და ამ უკანასკნელის მაღალი ხარისხით შესრულების დროსაც კი ირღვევა წყობის მონოლითურობა.

[1] მითითებულია, რომ წყობისა და რკინაბეტონის ელემენტების ერთობლივი მუშაობა უნდა უზრუნველყოფთ კონსტრუქციული ღონისძიებებით. აქ იგულისხმება რკინაბეტონისა და წყობის ელემენტების კავშირის გაძლიერება არმატურის გამოწვევების საშუალებით, წყობის ზედაპირზე ფეხურას მოწყობით და სხვ. იმისათვის რომ გვექონდეს დაბეტონების ხარისხის კონტროლის საშუალება, რკინაბეტონის ელემენტების თუნდაც ერთი მხარე უნდა იყოს ღია (ეს ელემენტი მთლიანად არ უნდა იმალებოდეს წყობაში).

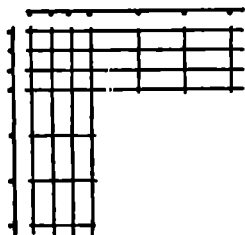
4. შეუღლებები (კუთხეები, მიერთებები, გადაკვეთები), რომლებიც ყველაზე მეტად განიცდიან დაზიანებას კედლებში, უნდა მოეწყოს ისე, რომ წარმოადგენდნენ შენობის მტკიცე ვერტიკალურ ელემენტებს, რომლებიც დაიცავენ შენობას დანგრევისაგან.

5. შენობის მზიდ კონსტრუქციებზე დატვირთვა უნდა იყოს თანაბრად განაწილებული და არ უნდა იწვევდეს გრეხის დეფორმაციას. ამ მიზნით კედლები სიმეტრიულად უნდა განლაგდეს შენობის ღერძების მიმართ და იყოს გამჭოლი მთელ სიგანეზე ან მთელ სიგრძეზე, არაგამჭოლი ან არასიმეტრიული კედლების მოწყობა, როგორც გამონაკლისი, დაიშვება მხოლოდ იმ შენობებში, რომელთა საანგარიშო სეისმომდებლობა არ აღემატება 7 ბალს, კედლების თავისუფალი სიგრძე, რაც შეიძლება მოკლე უნდა იყოს, მზიდი ელემენტები სართულის საზღვრებში მასალისა და კონსტრუქციის მიხედვით ერთნაირი ან თითქმის ერთგვაროვანი უნდა იყოს.

კ ე დ ლ ე ბ ი. როგორც ზემოთ აღვნიშნეთ, კედლების შეუღლება ყველაზე ადვილად ზიანდება და ამასთანავე ყველაზე მეტად საპასუხისმგებლო ნაწილია აგურის შენობებში, რომელთაც გაძლიერება სჭირდებათ.

კედლების შეუღლებას აძლიერებენ 5—8 მმ დიამეტრის მქონე არმატურით, რომლებსაც აწყობენ პორიზონტალურ ნაკერებში: ცხრაბალიანი სეისმური რაიონებისათვის კედლის სისქის ყოველ 15 სმ-ში, კედლის სიმაღლის ყოველ 50 სმ-ში და შენობის ღერძე-

ბის გადაკვეთის ყველა მხარეს ყოველ 1,5 მეტრში, შეიღბალიანი სეისმური რაიონებისათვის შესაბამისად უნდა იყოს 20 სმ. 70 სმ და 1,2 მ. ცხრაბალიანი რაიონისათვის არმატურის საერთო ფართი კედლის კვეთის 1 მ²-ზე უნდა იყოს არანაკლებ 2,5 სმ²-სა; ხოლო შეიდი-რვაბალიანი სეისმური რაიონებისათვის — არანაკლებ 1,5 სმ²-სა.



ნახ. 47

შეუღლებების შედუღებული ბადე-
ეზით არმირების დროს უმჯობესია
ორივე მიმართულების ბადე მოთავ-
სდეს ერთ ნაკერში (ნახ. 47), მაგრამ
თუ ეს იწვევს ნაკერის გასქელებას (8 მმ
ღიამეტრის არმატურის შემთხვევაში),
რეკომენდებულია ბადეების მოთავ-
სება მეზობელ ნაკერებში.

კედლებისა და შუაკედლისების გაძლიერება მთავარ გამჭიმავ
ძაბვებზე, გარე კედლების გაძლიერება ადგილობრივ გვერდით და-
ტვირთვაზე ზოგჯერ ჰორიზონტალური არმატურით ხდება, რო-
მელსაც უთავსებენ კედლების შეუღლებების გამაძლიერებელ არმა-
ტურას და ამრიგად უზრუნველყოფენ მისი ბოლოების ჩამაგრებას.

შუაკედლისების არმატურით გაძლიერების დროს არმატურის
ბოლოებს ღუნავენ მომდევნო ნაკერში ან ამაგრებენ ვერტიკალურ
ღეროებზე, რომლებიც მოწყობილია შუაკედლისების გვერდით ზე-
დაპირებზე.

იმისათვის რომ უზრუნველყოთ წყობის მუშაობაში არმატუ-
რის ჩართვა და დაეიცვათ იგი კოროზიისაგან, საჭიროა მისი ჩაწყო-
ბა ხსნარის სქელ ნაკერში ან ბეტონში.

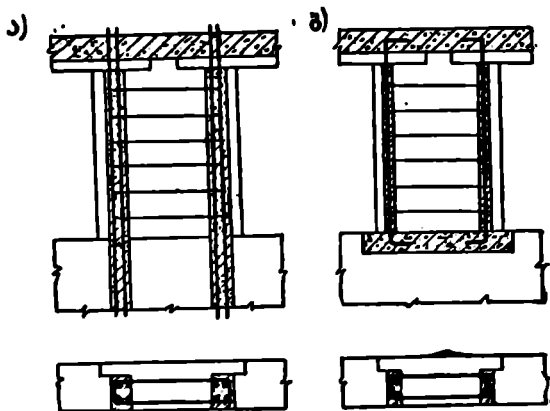
ჰორიზონტალური არმატურის გამოყენება აუცილებელია კედ-
ლის იმ ნაწილების გასაძლიერებლად, რომლებიც შესუსტებულია
საჯვამლე ან სავენტილაციო არხებით.

შუაკედლისებს, რომელთა სიგანე დასაშვებზე ნაკლებია
(§ 3.38 [1]), აძლიერებენ გრძივი არმატურით, რომელიც ჩაწყობი-
ლია შუაკედლისის გვერდით ზედაპირებზე ან შუაკედლისთან და-
კავშირებულ ბეტონის გარსაყრში, ან კიდევ ცემენტის ხსნარის
ფენაში.

იმისათვის რომ შუაკედლისები მუშაობდნენ როგორც ზკინა-
ბეტონის კვეთი, საჭიროა, გრძივი არმატურის ბოლოების საიმე-
დოდ ჩამაგრდეს წყობაში.

ასაწყობი ძელაკებისაგან დამზადებული ზღუდარების გამოყენებისას არმატურის ზედა ბოლოებს ატარებენ ძელაკებს შორის და ამაგრებენ რკინაბეტონის სარტყელში ან შემოსაკრავში, რომლებიც ამონოლითებენ გადახურვას. იმ შემთხვევაში, როდესაც ზღუდარი მონოლითურია ან ზღუდარის დონეზე მოწყობილია მონოლითური რკინაბეტონის სარტყელი, არმატურის ზედა ბოლოებს ამაგრებენ ზღუდარში ან სარტყელში.

გრძივი არმატურის ჰვედა ბოლოებს ამაგრებენ ქვემოთ მდებარე სარტყელში ან შემოსაკრავში. წყობაში ვერტიკალური არმარურის ჩატანება ძნელდება, რადგან საჭირო ხდება ნატეხი აგურის დიდი რაოდენობით გამოყენება. ამიტომ რეკომენდებულია არმატურა გატარდეს წყობაში დატოვებულ ვერტიკალურ არხებში და არმატურის ბოლოები ჩამაგრდეს სარტყელში ან შემოსაკრავებში (ნახ. 48ა), ან კიდევ ჩამაგრდეს ფანჯრის რაფის დონეზე მოწყობილი ორი აგურის სისქის ბეტონის ბალიშში. მისი სიგრძე 5—10 სმ უნდა აღემატებოდეს უახლოესი შუაქედლის სიგრძეს (ნახ. 48).



ნახ. 48

ლიობები, რომელთა სიგანე ზღვრულზე მეტია, უნდა მოჩარხოვდეს არმირებული წყობით ან რკინაბეტონით.

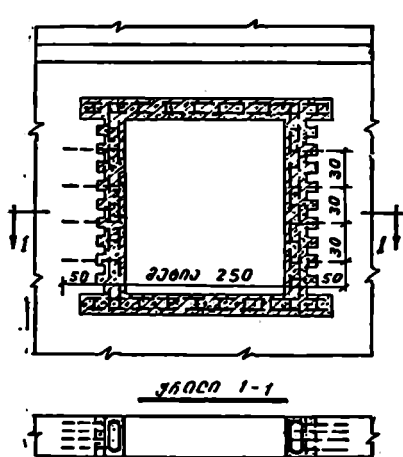
ცხრაბალიანი საანგარიშო სეისმურობის დროს ლაობი შემოკეთდება ჩაქეტილი ჩარჩოს საშუალებით (ნახ. 49).

შვიდბალიანი საანგარიშო სეისმურობის დროს შემოკეთების ვერტიკალური ელემენტები შეიძლება შესრულდეს ლეროებით არ-

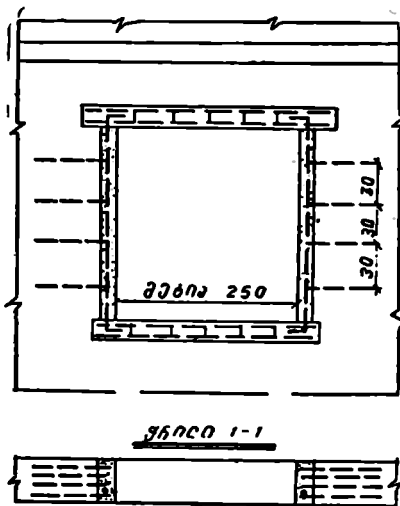
პირებული აგურით, არმატურის ეს ღეროები მოთავსებულია ცემენტის ხსნარში და წყობასთან დაკავშირებულია ნაშევრების საშუალებით (ნახ. 50).

ზემოთ აღნიშნული იყო, რომ კედლები გამჭოლნი უნდა იყოს შენობის მთელ სიგრძეზე ან მთელ სიგანეზე. თუ არქიტექტურული დაგეგმარების თვალსაზრისით არაგამჭოლი კედლების მოწყობა აუცილებელია, მაშინ მისი უარყოფითი გავლენა შენობის სეისმო-მდებარეობაზე უნდა გამოვასწოროთ კონსტრუქციული ღონისძიებებით.

ამ მიზნით არაგამჭოლი კედლის პირდაპირ მდებარე სათავსო-ში აწყობენ რკინაბეტონის მოჩარჩოებას. მისი პორიზონტალური ელემენტები წარმოადგენს რკინაბეტონის სარტყლის ნაწილს, რო-



ნახ. 49



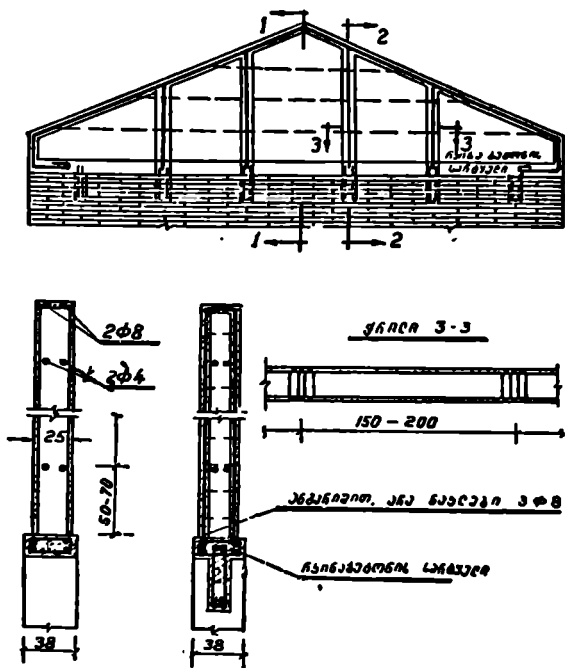
ნახ. 50

მელიც საჭიროების შემთხვევაში შეიძლება გავასქელოთ ან გავაძლიეროთ, ხოლო ვერტიკალური ელემენტები რკინაბეტონის პილიასტრებია, რომლებიც კედლის წყობასთან არმატურის ნაშევრებით არიან დაკავშირებული.

შვიდი და რვაბალიანი საანგარიშო სეისმურობის მქონე შენობებში რკინაბეტონის ჩარჩოს ვერტიკალური ელემენტები შეიძლე-

ბა შეიცვალოს არმატურით, რომლის ზედა ბოლო ჩამაგრდება რკინაბეტონის სარტყელში და მიმაგრდება სიმაღლეზე კედლების წყობასთან.

ყველაზე საიმედო ღონისძიებაა, რომელიც არაგამჭოლი კედლების კომპენსაციას ახდენს, რკინაბეტონის მოჩარჩოება, რომე-



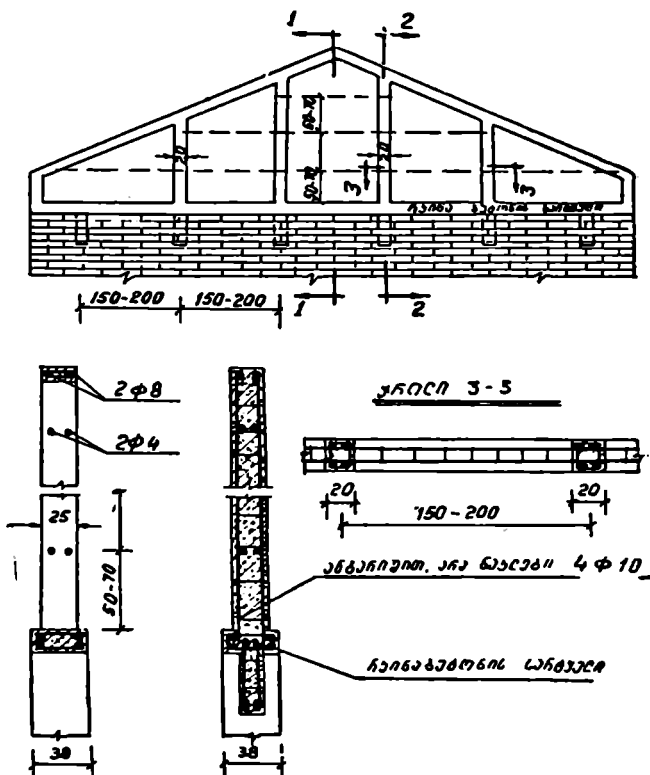
ნახ. 51

ლიც შეერწყმება მონოლითურ ან ასაწყობ დამონოლითებულ გადახურვას სართულის მთელ სიმაღლეზე ან იმ სათავეს ფარგლებში, რომელიც მდებარეობს არაგამჭოლი კედლის მოპირდაპირე მხარეს.

აღდენილღერძებიანი კედლების შეუღლების ადგილებში წარმოშობილი ჰორიზონტალური მგრეხავი მომენტი შეიძლება აითვისოს მონოლითურმა ან ასაწყობ-მონოლითურმა გადახურვამ. თუ არა გვაქვს ასეთი გადახურვა, მაშინ საჭიროა გაძლიერდეს აცდენილ

კედლებზე მოთავსებული რკინაბეტონის სარტყლების სიხისტე და არმირება.

წვეტურა კედლები შვიდბალიანი საანგარიშო სეისმურობის დროს უნდა გაძლიერდეს, თუ მათი სიმაღლე სკარბობს 2 მ, ზოლო რვა და ცხრაბალიანი საანგარიშო სეისმურობის დროს, სიმაღლის მიუხედავად, ყოველთვის.



ნახ. 52

ცხრაბალიანი სეისმურობის დროს ყველაზე უფრო ეფექტურია წვეტურა კედლების ან ფრონტონების გაძლიერება ზედა ჩარჩოსა და სარტყელში ან შემოსაკრავში ჩამატებული დგარებისაგან შემდგარი რკინაბეტონის კარკასით, შუალედურ წყობას აკავშირე-

ბენ დგარებთან 204 არმატურით კედლის სიმაღლეზე 0,5—0,7 მ დაცილებით (ნახ. 51).

წვეტურა კედლები და ფრონტონები შეიძლება გავაძლიეროთ აგრეთვე აგურის არმირებული დგარებით, ეს დგარები ისეთივე მანძილით იქნება ურთიერთგანლაგებული, როგორც რკინაბეტონის. დგარის არმატურა ქვედა ბოლოთი უნდა ჩამაგრდეს სარტყელში ან შემოსაყრავეში, ხოლო ზედა დაკავშირდება 8—10 მმ-ის დიამეტრის მქონე ლეროებთან, რომლებიც ჩალაგებულია წვეტურა კედლის დახრილ წახნაგში (ცემენტის ხსნარის ფენაში) და ბოლოებით ჩამაგრებულია სარტყელში ან შემოსაყრავეში. შუალედურ წყობას აკავშირებენ დგარებთან 204 არმატურით კედლის სიმაღლეზე 0,5—0,7 მ დაცილებით (ნახ. 52).

გ ა დ ა ხ უ რ ე ე ბ ი. ხისტი კონსტრუქციული სქემის შენობებში გადახურვის ანგარიში და დაგეგმარება მიზნად ისახავს უზარუნველყოს მათი ჰორიზონტალური სიხისტე და ისეთი მტკიცე და ხისტი კავშირი კედლებთან, რომ გადახურვები ჩაითვალოს ისეთ დიაფრაგმებად, რომლებიც გაანაწილებენ სეისმურ დატვირთვას კედლებს შორის მათი სიხისტის პროპორციულად.

ამ მოთხოვნებს ყველაზე უფრო აკმაყოფილებს რკინაბეტონის მონოლითური გადახურვა, ასაწყობი გადახურვების სიხისტე კი დამოკიდებულია დამონოლითების ხერხზე.

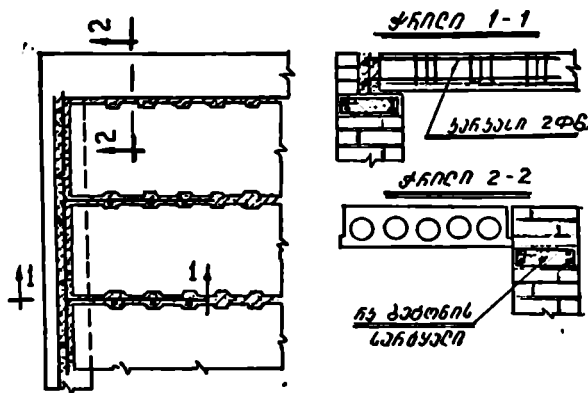
აგურისა და მსხვილბლოკური შენობების გადახურვებში ჩვეულებრივად გამოიყენება ღრუტანიანი ფენილები. მათი დამონოლითება ხდება სამი ხერხით: რკინაბეტონის ანტისეისმური სარტყლის მოწყობით, რომელშიც ჩაანკერებულია გადახურვის პანელები; მონოლითური შემკრავეების მოწყობით, რომლებშიც ჩაანკერებულია გადახურვის პანელები და პანელებს შორის გამოყენებულია ისეთი შეკავშირება, რომელიც გაანგარიშებულია ძვრაზე; სარტყლებისა და შემკრავეების გარეშე, ამ შემთხვევაში პანელებსა და აგრეთვე პანელებსა და კედლებს შორის, გამოყენებულია ისეთი დაკავშირება, რომელიც უძლებს ძვრის და გაქიმვის ძაბვებს.

შენობაში, რომლის საანგარიშო სეისმურობა 8—9 ბალია, რკინაბეტონის სარტყლის მეშვეობით გადახურვისა და მონოლითების დროს მზიდ კედლებზე მოწყობილ სარტყელთან დაკავშირების მიზნით აწყობენ ბეტონის ანკერულ შემოსაყრავს, ამისათვის სარტყლის დაბეტონების დროს მისგან გამოუშვებენ ცალულს. 0,5 აგურის სისქის გარე კედლის ამოშენებისა და გადახურვის მოწყობის შემდეგ მათ შორის დარჩენილ არხში ფილისაგან გამოშვერილ

ლეროზე აწყობენ გრძივ სამონტაჟო არმატურას, რომელიც ამ ნაშევრებს აკავშირებს ცალულლთან, ამის შემდეგ კი აბეტონებენ არხს (ნახ. 53).

არამზიდ კედლებზე სარტყელს აწყობენ ან გადახურვის სიბრტყეში (ამ შემთხვევაში სხვადასხვა მიმართულების კედლების სხვადასხვა დონეზე ეწყობა სარტყლის ნაწილი, რომელიც შეუღლებებში შეერთებულია რკინაბეტონის სვეტებით), ან ამ გადახურვის ქვეშ.

შვიდი ბალის საანგარიშო სეისმურობის დროს თუ ფენილის გვერდით წახნაგს აქვს სოგმანური კილო, მაშინ გადახურვის შე-

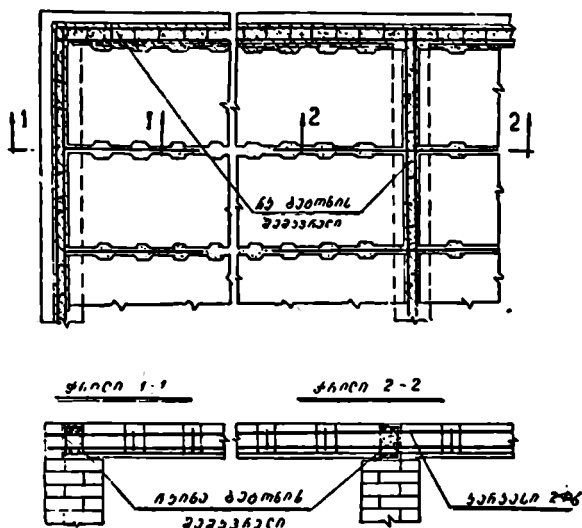


ნახ. 53

მოსაკრავთან კავშირი რეკომენდებულია მოეწყოს ნაკერში ჩაწყობილი კარკასის მეშვეობით, მისი სიგრძეა 1 მეტრი და წარმოადგენს 6—8 მმ-ს მქონე ორ გრძივ ლეროს, რომლებიც ურთიერთშეკავშირებულია განივი, 5—6 მმ დიამეტრის მქონე ლეროებით.

კარკასი, რომელიც ეწყობა ფილებს შორის ნაკერში, ბოლოებით უერთდება ანკერულ შემოსაკრავს. კარკასის გადახურვასთან კავშირის სიმტკიცეს უზრუნველყოფენ ფილის გვერდით წახნაგზე მოთავსებული სოგმანები. თუ სოგმანები არა გვაქვს, მოკლე კარკასის გამოყენება დაუშვებელია, ვინაიდან ხსნარის ან ბეტონის შეკლების გამო მისი შეჭიდება პანელებთან ირრევეა და კარკასს, რომელიც მტკიცეაა ჩამაგრებული ხსნარში, საშუალება აქვს, ადვილად გადაადგილდეს ნაკერში ხსნართან ერთად.

სოგმანების შემთხვევაში ძალა, რომელიც ცდილობს კარკასის ნაკერიდან ამოგლეჯას, აითვისებს ნაკერში მოთავსებული ხსნარი. (ან ბეტონი). ნაკერის რღვევის შემთხვევაში სოგმანებში გაჩნდება ირიბი ბზარები, ამ ბზარების გამომწვევი ძალა ბევრად სპარბობს კარკასის ღეროების გაწყვეტაზე გამძლეობის ან მისი ხსნართან (ან ბეტონთან) შეჭიდვის სიმტკიცეს. ასაწყობი ფენილი შეიძლება და-



ნახ. 54

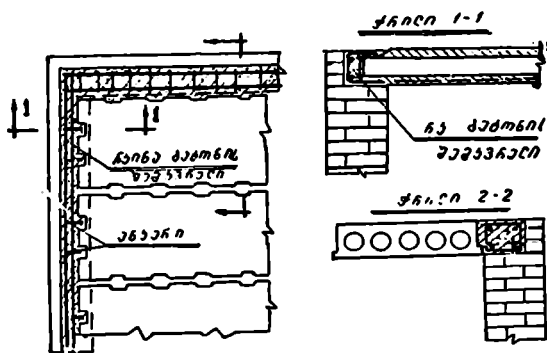
კავშირდეს სარტყელთან და ფენილის წახნაგზე მოთავსებული ჩასატანებელი ნაწილებით მიდულდეს სარტყელთან მიანკერებულ ზოლოვან ფოლადის ჩამონაკრებთან.

რკინაბეტონის შემოსაკრავებით გადახურვის დამონოლითება შემდეგნაირად სრულდება. გარე მზიდ კედელზე მოთავსებული შემოსაკრავის სიგანე ტოლია კედლის სიგანისა, ფენალის ჩამოღების სიგრძისა და შემოფარგვლის სისქის გამოკლებით; არამზიდ გარე კედელზე შემოსაკრავის სიგანე ტოლია კედლის სიგანისა შემოფარგვლის სისქის გამოკლებით, ხოლო შიგა არამზიდ კედლებზე ამ კედლის სისქის ტოლია.

შემოსაკრავების არმირება ხდება 4 გრძივი ღეროს საშუალებით. ეს ღეროები ყოველ 30—40 სმ დაშორებით შეკრულია 4—6 მმ დიამეტრის მქონე ცალულით. გრძივი ღეროების დიამეტრი 9 ბალის საანგარიშო სეისმურობის შემთხვევაში უნდა იყოს არა უმცირეს 12 მ და 7—8 ბალის საანგარიშო სეისმურობის დროს არა უმცირეს 10 მ.

ძვრის ძალების ასათვისებლად ფენილის გვერდით წახნაგებზე ეწყობა სოგმანის არალრმა კილო.

8—9 ბალის საანგარიშო სეისმურობის დროს შემკვრელთან კავშირს ანხორციელებენ ფილების ღეროების შვერილების საშუალებით (ნახ. 54). 7 ბალის საანგარიშო სეისმურობის დროს თუ



ნახ. 55

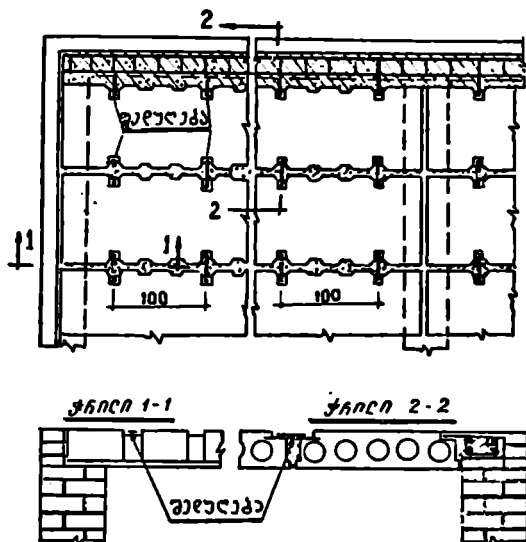
ფენილის გვერდით წახნაგებზე გვაქვს სოგმანის კილო. მაშინ დასაშვებია ფილებს შორის ნაკერებში ბრტყელი კარკასის ჩაწყობა (ნახ. 55).

შესაკრავებით შექმნილი რკინაბეტონის ჩარჩოს სიხისტეზეა დამოკიდებული შესაკრავებით დამონოლითებული გადახურვის სიხისტეც, ამის გამო შემოსაკრავის სიგანე გარე კედლებზე არ უნდა იყოს 26 სმ-ზე ნაკლები.

იმ შემთხვევაში, თუ შემოსაკრავის სიგანე 12—14 სმ-ია და ფენილის სიგრძე არასტანდარტული, შემოსაკრავის შიგა ზედაპირი მიიღება საფეხურებიანი, რაც ართულებს ამ ზედაპირთან ახლო გრძივი ღეროების დაწყობას, ამცირებს მანძილს მათ შორის და მეზობელ გრძივ ღეროებს შორის.

გადახურვა შეიძლება დამონოლითდეს შემოსაკრავის გარეშეც, პანელებსა და კედლებს შორის კავშირით, რომელიც აითვისებს ნაკერში წარმოქმნილ გაჭიმვისა და ძერის ძალებს (ნახ. 56).

ამ სახით დამონოლითებული გადახურვები შემდეგნაირად უნდა ჩამაგრდეს კედელში: ფენილი გარე მზიდ კედელს უნდა დაეყრდნოს არანაკლებ 25 სმ-ით, ხოლო შიგა კედელს 12 სმ-ით. ფე-



ნახ. 56

ნილები, რომლებიც შიგა კედელზე სხვადასხვა მხრიდან ედება. ერთმანეთს უკავშირდება ანკერებით. მზიდ კედლებზე უნდა ეწყობოდეს სარტყელი.

გადახურვის დამონოლითების ხერხის შერჩევისას საჭიროა ვიხელმძღვანელოთ შემდეგი მოსაზრებებით. მსხვილბლოკური შენობებისათვის უფრო მიზანშეწონილია სარტყლის მოწყობა. ვინაიდან ამ მიზნისათვის შეიძლება ზღუდარის ბლოკის გამოყენება. ზღუდარში ბლოკები ერთმანეთთან დაკავშირებულია არმატურის შვერილების შედუღებით და პირაპირი დამონოლითებულია ბეტონით.

არსებითად ამ შემთხვევაში არ შეიძლება ვოლაპარაკოთ გადა-

ხურვის დამონოლითებაზე. პორიზონტალური ხისტი დიაფრაგმის ფუნქციას აქ რკინაბეტონის სარტყელი ასრულებს, რომელიც დაგეგმარებულია ჩარჩოს სახით. ამ დროს სარტყლის გადახურვის პანელებთან შეკავშირების გამო, რომელიც თითქმის მთლიანი უირიბნო გისოსის როლს ასრულებს, დიაფრაგმის სიხისტე საკმაოდ მნიშვნელოვანი გამოდის.

აგურისა და წვრილბლოკური შენობების შემთხვევაში არაა მიზანშეწონილი რკინაბეტონის სარტყლის მოწყობა, ვინაიდან მათ როლს ასრულებს ფენილების დასამონოლითებლად მოწყობილი რკინაბეტონის შემოსაკრავი.

გარდა ამისა ასეთ შენობებში ღრუტანიანი ფენილების გამოყენებისას მიზანშეწონილია, დამონოლითება შესრულდეს რკინაბეტონის შემოსაკრავების მოწყობით.

მსხვილპანელური შენობების ანაკრები გადახურვის დამონოლითების ყველაზე უფრო მოხერხებული მეთოდია სოგმანური კავშირების მოწყობა, რომლებიც იმუშავებენ როგორც გაჭიმვაზე, ისე ძვრაზე. ფენილის შედარებით მცირე სისქე და სიციარიელის უქონლობა აადვილებს სოგმანური კავშირების მოწყობას და ფენილების ერთმანეთთან მიერთება ზრდის გადახურვის სიხისტეს, რაც ნაკვეთურების ფარგლებში მათი დამონოლითების უფლებას გვაძლევს.

ხის გადახურვის სიხისტის გასაძლიერებლად მიზანშეწონილია ჰერის აკვრა ფიცრებით, ხოლო ორშრიანი იატაკის შემთხვევაში ქვედა ფიცრის მიკვრა კოჭის მიმართულებასთან 45° , კუთხის დახრით, შეფიცვრისა და ფენილის ფიცრების ბოლოები კედლებთან შეერთების ადგილებში უნდა ჩამაგრდეს ლურსმნებით კედელთან მდებარე კოჭში, რომელიც ჩაანკერებულია კედელში მთელი სიგრძით ან კოჭებს შორის სადებზე. სართულშუა გადახურვებში ფიცარფენი უნდა მიმაგრდეს ლურსმნებით თითოეულ კოჭთან, სასხვენო გადახურვებში, რომელთაც არა აქვთ ჰერის შეფიცვრა, კოჭები ზედა ნაწიბურებით უნდა ჩამაგრდეს ყოველ 70—80 სმ-ზე ძელაკებით ან ფიცრებით.

გადახურვის კედლებთან კავშირის გასაძლიერებლად კოჭის ბოლოები უნდა ჩაანკერდეს კედლებში ან სარტყელში: 7 ბალის საანგარიშო სეისმურობის დროს ყოველ ორ მ-ზე, 8 ბალის საანგარიშო სეისმურობის დროს — ყოველ 1,5 მ-ზე, ხოლო 9 ბალის საანგარიშო სეისმურობის დროს უნდა ჩაანკერდეს ყველა კოჭის ბოლოები.

კედლის გასწვრივ მდებარე კოჭი საჭიროა ჩამაგრდეს ანკერების საშუალებით კედელში ყოველ 1—1,5 მ-ზე.

ანტიისემური სარტყელი. რკინაბეტონის ანტიისემური სარტყლის დანიშნულება ის არის, რომ მან გადახურვასთან ერთად უნდა აითვისოს ჰორიზონტალური სემიური დატვირთვა, რომელიც მას რხევის მიმართულების მართობ კედლისაგან გადაეცემა. თავის მხრივ იგი ამ დატვირთვას გადასცემს კედლებს ამ მიმართულების პარალელურად. ანტიისემური სარტყელი ამცირებს გაღუნვის მალს, აძლიერებს კედლებს შორის კავშირს შეუღლებებში. გადახურვასთან ხისტად ჩამაგრების შემთხვევაში ჰქმნიან ჰორიზონტალურ დიაფრაგმას, რომელიც მათი სიხისტის პროპორციულად ანაწილებს დატვირთვას კედლებს შორის.

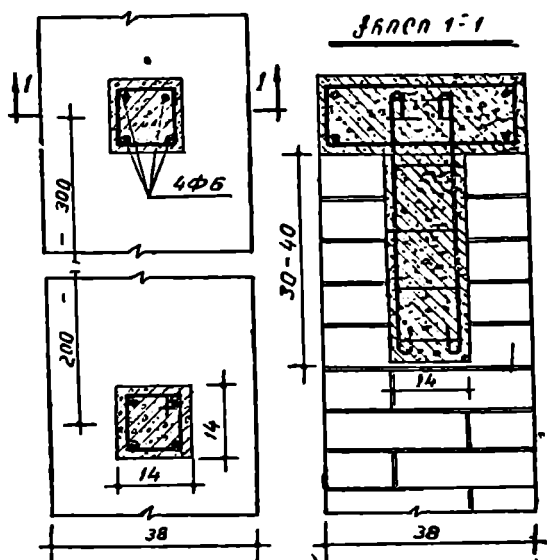
სარტყელმა რომ თავის დანიშნულება შეასრულოს, ამისათვის იგი მოწყობილი უნდა იყოს გადახურვის ქვეშ მდებარე ყველა კედელზე უწყვეტად და უნდა იყოს შეკრული არმირებული ჩარჩო, რომელიც ხისტად იქნება შეერთებული გადახურვასთან და ზედა სართულის წყობასთანაც.

გარდა მისი უშუალოდ პირდაპირი დანიშნულებისა, როგორც ანტიისემური კონსტრუქციისა, რკინაბეტონის სარტყელი გამოიყენება ჩვეულებრივ არასემიურ პირობებშიაც. ამ შემთხვევაში იგი ასრულებს შუალედი რიგის როლს, რომელიც აწონასწორებს წყობაზე დაწოლას, ადიდებს შენობის ქარისადმი წინააღმდეგობას და ამცირებს შენობის საძირკვლის არათანაბარი დაჯდომით გამოწვეულ ზიანს. თუ მხედველობაში მივიღებთ რკინაბეტონის სარტყლისა და წყობის დრეკადი თვისებების მკვეთრ სხვადასხვაობას, მაშინ საჭიროა უზრუნველევით წყობასა და სარტყელს შორის ისეთი კავშირი, რომელიც გამოირიცხავს მათ ურთიერთგადაადგილებას. უმთავრესად ეს ეხება სასხვერო გადახურვის ქვეშ მოთავსებულ ზემო სართულის სარტყელს, რამდენადაც იგი თითქმის არაა დატვირთული წყობის წონით, გარდა ამისა სარტყლის ზემოთ მოთავსებული კედლის წყობა რხევის მოქმედების შედეგად განიცდის მნიშვნელოვანი ძალების ზემოქმედებას, რომლებიც ცდილობენ სარტყლის გადაადგილებას.

სარტყლის კავშირი წყობასთან შეიძლება გაძლიერდეს ვერტიკალური არმატურის ნაშვერის მოწყობით და რკინაბეტონის ანკერებით, რომლებიც წყობაში იქნება ჩამაგრებული.

წყობაში მოთავსებული არმატურის ნაშვერი შეიძლება დაეშუშეთ განსაკუთრებული სიზუსტით სამუშაოს შესრულების დროს, რაც პრაქტიკულად ძნელი მისაღწევია.

უფრო ხელსაყრელია მეორე ხერხი, ამ დროს კედლებში მშენებლობისას ერთმანეთისაგან 1,5—2 მ-ის დაშორებით ტოვებენ ბუდეებს 14×14 სმ კვეთით და 30—40 სმ სიღრმით. სარტყლის არმატურის ჩალაგების შემდეგ ბუდეში ჩაიდგმება ვერტიკალური



ნახ. 57

კარკასი $4\phi 6$, რომლებიც ყოველი 10 სმ-ის მანძილზე ერთმანეთთან დაკავშირებულია საკიდებით. სარტყლის დაბეტონების დროს ბუდე ბეტონით ივსება (ნახ. 57). კედლების შეუღლების ადგილებში ბუდეების დატოვება არაა მიზანშეწონილი, ამას შეუძლია დაარღვიოს წყობის გადაბმა საპასუხისმგებლო ადგილებში.

წყობაში ჩამაგრებული ვერტიკალური კარკასი უნდა გამოვეყენოთ რკინაბეტონის შემოსაკრავის კედლებთან კავშირის გასაძლიერებლად (ზედა სართულებში).

ანაკრები სარტყლის გამოყენება მიზანშეწონილია რკინაბეტო-

ნის გადახურების დროს, უმთავრესად მსხვილ ბლოკურ ნაგებობებში, სადაც სარტყლის ელემენტად ზღუდარის ბლოკები შეიძლება იყოს გამოყენებული.

ზ ლ უ დ ა რ ე ბ ი. ზღუდარების კონსტრუქციების ამორჩევა დამოკიდებულია შენობის საანგარიშო სეისმურობაზე, შუაედილისებისა და ლიობების ზომებზე და აგრეთვე მათი სიხისტეების ფარდობაზე.

ერთსართულიან შენობებში, სადაც შუაედილისებს ისეთი სიგანე აქვთ, რომ უზრუნველყოფენ შენობის სეისმომდებლობას და ჩამაგრებული არიან ფუძით, როგორც კონსოლი, დასაშვებია ნებისმიერი ზღუდარის მოწყობა.

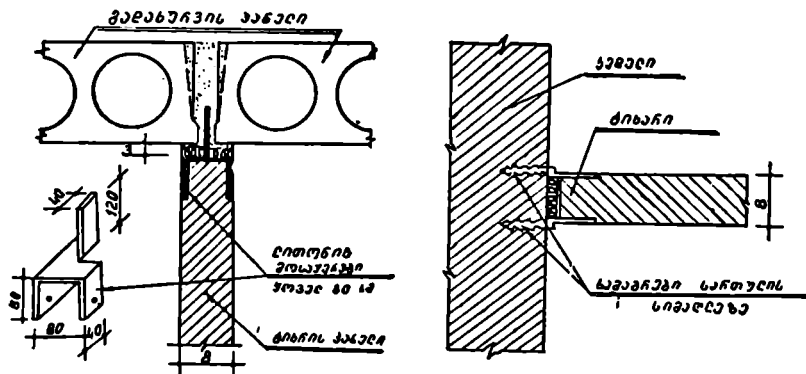
შესაძლებელია ზღუდარის დაზიანება ქუსლში ბზარების სახით, რაც გამოწვეულია განივი ძალის მოქმედებით, ეს არ არის სახიფათო, ვინაიდან სეისმურ ძალებს იღებენ მარტო შუაედილისები. თუ შუაედილისის სიგანე არ აკმაყოფილებს ანგარიშის პირობას და ამასთან დაკავშირებით აუცილებელია მათი განტვირთვა მუშაობაში ზღუდარების ჩართვით, მაშინ ამ უკანასკნელების კონსტრუქციამ უნდა უზრუნველყოს მათი ხისტი კავშირი შუაედილისებთან. ამ პირობებს აკმაყოფილებს ყველა ტიპის კოჭური ზღუდარები, თუ ისინი საკმაოდ ღრმად არიან ჩამაგრებული წყობაში და განსაკუთრებით ის ზღუდარები, რომლებიც შერწყმულია სარტყელთან. მრავალსართულიანი შენობის განივ ლიობების ზემო წყობა ზღუდარებთან ერთად უნდა განვიხილოთ, როგორც შედგენილი კოჭის სოგმანები.

მრავალსართულიანი შენობის გრძივ კედლებში შუაედილისები და ზღუდარები უნდა განვიხილოთ როგორც მრავალსართულიანი და მრავალძალიანი ჩარჩოს ელემენტები. ამიტომ აქ უპირატესობა კოჭოვან ზღუდარებს ეძლევათ, რომლებიც ჩამაგრებულია შუაედილისებში, კერძოდ ზღუდარ-სარტყლებს. ზღუდარების ანგარიშისა და შუაედილისებს შორის სეისმური დატვირთვის განაწილებისას საჭიროა გავითვალისწინოთ შუაედილისების და ზღუდარების სიხისტეთა ფარდობა, აგრეთვე მათი სიხისტე. იმ შემთხვევაში, როდესაც ზღუდარებს არ შეუძლია აითვისოს მოქმედი მღუნავი მომენტები და განივი ძალები, ისინი უნდა გაძლიერდნენ არმატურით, რომელიც ჩალაგდება ლიობის ზემოდან და ქვემოდან წყობაში.

ტ ი ხ რ ე ბ ი. აგურისა და მსხვილბლოკურ შენობებში საჭიროა გამოვიყენოთ მსხვილი ელემენტებისაგან დამზადებული ანაკრები მსუბუქი ტიხრები.

ტიხარი უნდა დამაგრდეს ზოლური რკინის სამაგრების მეშვეობით, რომლებიც შემოევლებიან მათ და ნაშევრებით შევლენ ფენილებს შორის ნაკერში (თუ ტიხარი მდებარეობს ნაკერების განივად ან ნაკერებს გასწვრივ უშუალოდ მათ ქვეშ), ან მრგვალი რკინის მანკვალით, რომელიც ჩამაგრებულია ხსნარით შევსებულ გადახურვის ნახვრეტში, თუ ტიხრები განლაგებულია ნაკერებს შორის.

ტიხარი კედლებთან უნდა მივამაგროთ აგრეთვე სამაგრებით, რომლებიც წყობაში ჩამაგრებულია ფხისებრი ლურსმნით (ნახ. 58).



ნახ. 58

ქვედა გადახურვასთან ტიხარი შეიძლება არ ჩამაგრდეს, ვინაიდან იგი საკმარისადაა მოჭიმული იატაკისა და პლინთუსის კონსტრუქციებით.

მთლიანი და ღრუტანიანი მსუბუქი ბეტონის ან თაბაშირისხმული ბლოკებისაგან მოწყობილი ტიხარი, თუკი მათი მოწყობა არ გულისხმობს შენობის სიხისტის უზრუნველყოფას, შეიძლება იყოს არასიხისმური რაიონებისათვის დადგენილი ზომების. ამ შემთხვევაში უნდა დაკმაყოფილდეს შემდეგი მოთხოვნილებები:

თუ სისქე არ აღემატება 15 სმ-ს, მაშინ რვა-ცხრაბალიანი საანგარიშო სეისმურობის რაიონში ტიხრის პორიზონტალური ნაკერების არმირება აუცილებელია სიმაღლის ყოველ 70 სმ-ზე, არანაკლებ 0,5 სმ² ღეროს კვეთით.

ტიხრები დაკავშირებული უნდა იყოს კედლებთან. თუ ტიხრის სიგრძე სამი მეტრია ან მეტი, მაშინ გადახურვასთანაც ავუ-

კიბეები. როგორც წესი, უნდა დაპროექტდეს ერთმანეთთან დაკავშირებული მსხვილი ელემენტებით და კიბის უჯრედის მზიდი კონსტრუქციებით, არმატურის შეერილების შედუღებით ან ჩასატანებელი ნაწილებით.

კიბის ბაქანი, რომელიც მოთავსებულია სართულშუა გადახურვის დონეზე, უნდა ეყრდნობოდეს კონსოლის სახით სარტყელზე და უნდა უკავშირდებოდეს მას მარყუეების ნაშვერებით. ბაქანის დამზადების დროს კონსოლში სარტყლის გრძივი არმატურის გასატარებლად საჭიროა სათანადო დიამეტრის მილაკების ჩატანება (ნახ. 59).

შუალედური ბაქანი, როგორც კონსოლი, საჭიროა ჩამაგრდეს კედლის წყობაში არანაკლებ 25 სმ-სა. კედლების დაზიანების თავიდან აცილების მიზნით საჭიროა კონსოლების ქვეშ მოეწყოს რკინაბეტონის გამანაწილებელი კოჭები.

მიზანშეწონილია ბაქნის კონსოლის არმატურის ღეროებით დაკავშირება კედლის წყობასთან ბაქნის სამონტაჟო მარყუეების გავლით.

კიბის მარშისა და ბაქანის დასაკავშირებლად ეწყობა საყრდენი კონსოლები, კონსოლებში ამაგრებენ ჩასატანებელ ნაწილებს, რომლებიც შედუღდება მარშის ჩასატანებელ ნაწილებთან კონსოლზე დაყენების შემდეგ. იმის გამო, რომ ბაქანს და მარშებს შორის არსებობს ნაკერი, ჩასატანებელი ნაწილების შედუღებას ასრულებენ ზოლური რკინის ან არმატურის საშუალებით.

მარში ბაქანთან შეიძლება დაკავშირებული იყოს უშუალოდაც — საყრდენი კონსოლების მოუწყობლად. ამ მიზნით მათ აქვთ ჩასატანებელი ნაწილები ან არმატურის ნაშვერები, რომლებიც უნდა მიედუღოს მონტაჟის დროს.

§ 5. აბურისა და მსხვილბლოკური შენობების გაძლიერების მეთოდები სართულიანობის გაზრდის შემთხვევაში

სსრკ ნორმების მიხედვით აგურის შენობების სიმაღლე 7,8 და 9 ბალის მქონე რაიონებში შესაბამისად განისაზღვრება 5,4 და 3 სართულით (პირველი კატეგორიის წყობის შემთხვევაში).

ამასთანავე, ქალაქშენებლობის მოთხოვნით, სეისმურ რაიონებში ზოგჯერ აშენდეს აგურის უფრო მაღალი შენობები. ამ შემთხვევაში საჭიროა მათი გაძლიერება კომპლექსური კონსტრუქციით.

ნორმების თანახმად. შენობის ზღვრული მდგომარეობა სეის-
მომდეგობის თვალსაზრისით ხასიათდება შენობის ან მისი ნაწილის
დანგრევით, ეს კი შეიძლება მოხდეს პირველ რიგში გარეთა კედ-
ლის გადმონგრევის შედეგად.

შენობის დანგრევის პროცესში შეგვიძლია სქემატურად წარ-
მოვადგინოთ შემდეგნაირად. პირველივე მიწისძვრის მოკლებერიო-
დიანი ფაზის დროს რხევის მიმართულების პარალელურ კედლებში
წარმოიქმნება ბზარები. თუ მიწისძვრის ზემოქმედება ამით მთავრ-
დება, შენობა კარგავს საექსპლოატაციო გამოყენების უნარს, გა-
მოდის მწყობრიდან, მაგრამ არ ინგრევა.

თუ პირველ ფაზას მოყვება მეორე გრძელპერიოდიანი ფაზა,
რომელიც იწვევს დეფორმაციების საგრძნობ განვითარებას, მა-
შინ შეიძლება გადმონგრეს კედელი, განსაკუთრებით მოსალოდნე-
ლია გარეთა კედლის გადმონგრევა. გადმონგრევას წინ უსწრებს
გარე კუთხეებში, გარე და შიგა კედლების გადაკვეთის ადგილებში
კავშირის დარღვევა.

იმ თავში, სადაც შენობის დანგრევის ხასიათზეა ლაპარაკი, ნაჩ-
ვენები იყო, რომ ყველაზე უფრო გავრცელებული დეფორმაცია მი-
წისძვრის დროს არის გარე კუთხეების, შიგა და გარე კედლების გა-
კვეთის ადგილების დანგრევა ან საგრძნობი დაზიანება. იქვე ვეცა-
დეთ აგვეხსნა ამ დეფორმაციის მექანიზმის არსი.

იმავთ თავში იყო მოცემული სეისმურ ბაქანზე აგურის შენო-
ბის მოდელების ექსპერიმენტული გამოკვლევის შედეგებიც და
შეგვიძლია დავასკვნათ, რომ სეისმომდეგობის გაუმჯობესებას ძი-
რითადად მივალწევთ, თუ კედლების შეუღლების ადგილებს გავა-
ძლიერებთ ვერტიკალური არმირებით. გაძლიერება ესაჭიროება
აგრეთვე გარე კედლებსაც. შიგა კედლები ზოგჯერ სერიოზულადაც
ზიანდება, მაგრამ, როგორც წესი არ ინგრევა სხვა შიგა კონსტრუქ-
ციების — კედლების, გადახურვის, ტიხრების და სხვ. — წინა-
აღმდეგობის გამო.

შეუღლებების ჰორიზონტალური არმატურით გაძლიერება,
რომელიც ნორმებით რეკომენდებულია ჩვეულებრივი სიმაღლის
შენობებისათვის, აქ, მომატებული სართულების შემთხვევაში, არ
არის საკმარისი. ასეთ შენობებში შეუღლებები უნდა გაძლიერდეს.
რკინაბეტონის დგარებით, რომლებიც მონოლითურად იქნებიან და-
კავშირებული შემოსაკრავთან და სარტყელთან.

ამ გაძლიერებით გამოწვეული ეფექტი იმაში მდგომარეობს..
რომ დგარი ხელს უშლის ამ კუთხეში შემავალი კედლების დანგრე-

ვას, რაც გამოწვეულია ამ კედლების ურთიერთშეჯახებით თავის სიბრტყეში გადახრის გამო. კედლების ჩამონგრევისას შეერთებებში, დგარების მიერთების სიბრტყეში გვექნება ჭრის დეფორმაცია. ამ შემთხვევაში დგარებს უკეთდება ფეხურები და დგარის წყობასთან კავშირი გაძლიერებულია არმატურით, რაც საგრძნობლად აძლიერებს ჭრაზე წინააღმდეგობას.

საინტერესოა აღინიშნოს, რომ გორის რაიონში, რომელიც 8 ბალის სიძლიერის მიწისძვრის გავრცელების ზონაშია, ყოველ წყობით აშენებული სახლების კუთხეები და გარე კედლების შეერთებები გაძლიერებულია აგურის წყობით. ეს ღონისძიება ტრადიციულია და მოსახლეობის ინტუიციითაა გაპირობებული და გამოხატულება პოვა ოფიციალურ ნორმებშიც.

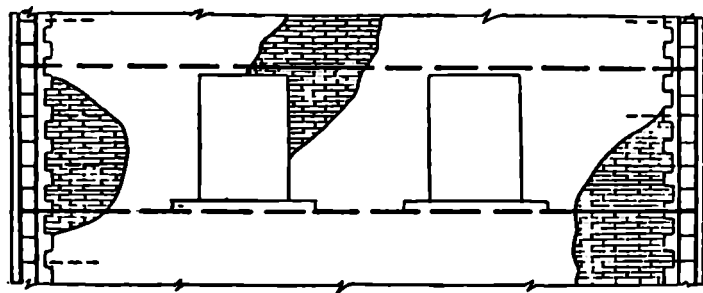
ლიტერატურაში და სეისმომდეგი მშენებლობის ნორმებში კედლებს, რომლებიც გაძლიერებულია რკინაბეტონის დგარებით, ჩვეულებრივად უწოდებენ კომპლექსური კონსტრუქციის კედლებს. კერძოდ მეხუთე ცხრილში [1] მითითებულია, რომ კომპლექსური კონსტრუქციების კედლების გამოყენების დროს, აგურისა და ქვის შენობების სიმაღლე, ნორმების თანახმად, შეიძლება არ შევზღუდოთ და მივიღოთ იგი არასეისმური რაიონების მოთხოვნილების მიხედვით.

კომპლექსური კონსტრუქციის კედლებად, ალბათ, უნდა ვიგულისხმოთ აგურის ან ქვის კედლები, რომლებიც გაძლიერებულია წყობასთან ერთდროულად მომუშავე რკინაბეტონის დგარებით. ეს დგარები აშენებულია კედელთან ერთდროულად, ამასთანავე დგარებს შორის დატოვებულია ისეთი მანძილი, რომელიც არ იძლევა იმის უფლებას, რომ ეს კედლები განვიხილოთ როგორც კარკასული.

კომპლექსური კონსტრუქციის კედლებით შენობების ასეთ წარმოდგენას შეესაბამება ჩვენგან შემოთავაზებული შენობები, რომელთა გარე კედლების შეუღლებებში მოთავსებულია რკინაბეტონის დგარები.

ამრიგად, კედლის ჩამონგრევის თავიდან აცილების მიზნით, რომელიც დამახასიათებელია შენობის სეისმომდეგობის ზღვრული მდგომარეობისათვის, საჭიროა, რომ გარე კედლების ყველა შეუღლებაში მოეწყოს რკინაბეტონის დგარები, რომლებიც მონოლითურად იქნებიან დაკავშირებული შემოსაკრავთან და სარტყელთან.

ისეთი ღონისძიებების განხორციელების შემდეგ. რომლებიც გამოირიცხავენ გარე კედლების ჩამონგრევის შესაძლებლობას. უნდა განვიხილოთ შენობის მზიდი კონსტრუქციების სხვა სახის შესაძლო დეფორმაციები, ასეთებია: დგარებს შორის მოთავსებული გარე კედლების ნაწილების ადგილობრივი გადახრა ან დაზიანება, რომელიც აღიძვრება კედლის სიბრტყის მართობულად სეისმური ძალის მოქმედების შედეგად; განივი კედლების დაზიანება ლუნვისაგან, რომელიც წყობაში იწვევს არაცენტრალურ კუმშვას და მთა-



ნახ. 60

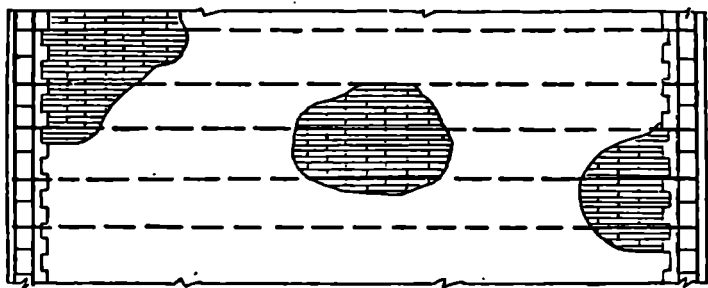
ვარ გამჭიმავ ძაბვებს; ლიობებით შესუსტებული გრძივი კედლების დაზიანება, რომელიც გამოწვეულია სეისმური ძალების მოქმედებით.

მეზობელ შეუღლებებს შორის მოთავსებული კედლების დაზიანება ან ადგილობრივი გადახრა მოწმდება კედლის ანგარიშით. იგი განიხილება როგორც გადახურვაზე დაყრდნობილი ფილა და, ნორმების [1] თანახმად, სეისმურ დატვირთვაზე იანგარიშება წყნარავლის იმ მნიშვნელობით, რომელიც შეესაბამება შენობის განსახილავ დონეს, მხოლოდ ეს ნამრავლი არ უნდა იყოს ორზე ნაკლები. როგორც წესი, ამ ანგარიშის შედეგები დამაკმაყოფილებელია. გამონაკლისს შეიძლება შეადგენდეს ტორსული კედლები იმ შემთხვევისათვის, როცა ისინი არ იქნებიან დატვირთული გადახურვის წონით და არასაიმედოდ არიან მასთან დაკავშირებული. ტორსული კედლები უნდა გაძლიერდეს არმატურით, რომელიც მოთავსდება ჰორიზონტალურ ნაკერში და ბოლოებით ჩამაგრდება რკინაბეტონის დგარებში (ნახ. 60).

მზიდი კედლების მთავარ გამჟღავნებებზე გაანგარიშებისას შესაძლებელია საჭირო შეიქნეს ჰორიზონტალური არმირება, განსაკუთრებით ქვედა სართულებში (ნახ. 61).

ადგილობრივ გვერდით დატვირთვაზე ან მთავარ გამჟღავნებებზე გაანგარიშების შედეგად, კედლის გაძლიერების ყველაზე უფრო ეფექტური მეთოდი არის ხსნარის ან ბეტონის 3—4 სმ სისქის არმირებული ნაკერის მოწყობა ჰორიზონტალურად. ნაკერის ასეთი სისქე უზრუნველყოფს არმატურის მუშაობაში ჩაბმას და იცავს მას კოროზიისაგან.

კედლის სიბრტყის გასწვრივ სეისმური ძალის მოქმედების შემთხვევაში გაძლიერებას მოითხოვს შემდეგი უბნები: შუაყედ-



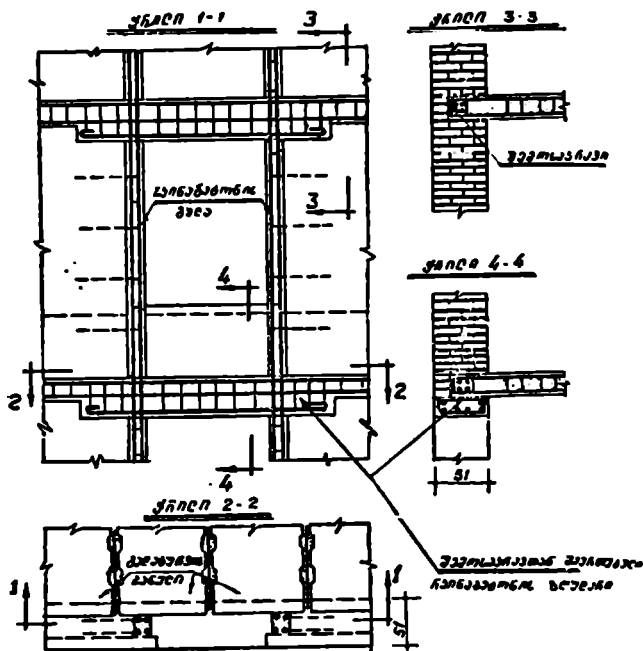
ნახ. 61

ლისები, რომლებშიც წარმოიშვა ირიბი ბზარები; ლიობებს შორის მოთავსებული წყობა, რომელშიაც გარდა ირიბი ბზარებისა წარმოიქმნება ვერტიკალური ბზარებიც (უმთავრესად ლიობთა კუთხეებში) და ზღუდარების ჩამაგრების ადგილები.

სამშენებლო კონსტრუქციების ცენტრალურმა სამეცნიერო-საკვლევმა ინსტიტუტმა და სამშენებლო მექანიკისა და სეისმოდინამიკის ინსტიტუტმა დაამუშავა აგურის წყობის (9 პალის საანგარიშო სეისმურობის დროს) გაძლიერების უნიფიცირებული მეთოდი. ამ მეთოდით შუაყედლისის გაძლიერება ხდება გვერდით წახნაგებზე რკინაბეტონის გულარის მოწყობით. ხოლო ლიობებს შორის წყობაზე და ზღუდარის ჩამაგრების ადგილებზე ეწყობა მონოლითური რკინაბეტონის ზღუდარი, რომელიც შეთავსებულია სარტყელთან ან შემოსაკრავთან; რაფის დონეზე ეწყობა არმირებული ნაკერი (ან ამ დონიდან აგურის ერთი რიგის გამოტოვებით

ქვემოთ) (ნახ. 62). ზღუდარებთან ერთად ეს ნაკერები ქმნის კედლის ღიობებს შორის ზოლის ორმაგ არმირებას, რითაც ზრდის მის სიხისტეს, სიმტკიცეს და ამრიგად განტვირთავენ შუაყედლისებს.

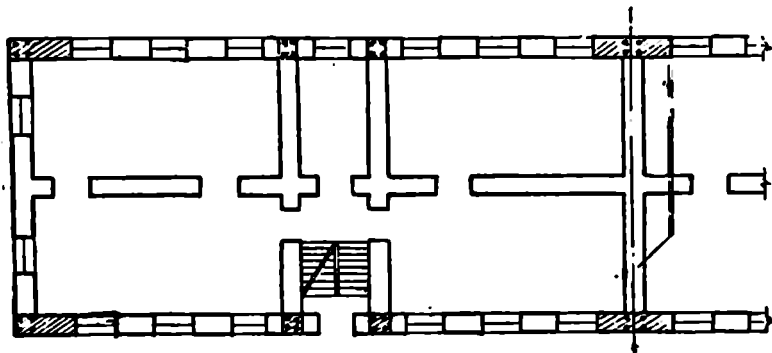
მუშაობის წარმოების თვალსაზრისით უნიფიცირებული გადაწყვეტა რთულია, ვინაიდან იგი მოითხოვს ყველა გარე გრძივი კედლის შუაყედლისების გაძლიერებას. ამის გამო მან მშენებლობაში მხოლოდ ნაწილობრივი გამოყენება პოვა.



ნახ. 62

ჩვენ მიერ დამუშავებულია აგურის კედლების თავის სიბრტყეში გაძლიერების სხვა მეთოდიც. ამ მეთოდით სეისმური დატვირთვის გადაცემა ხდება განაპირა კუთხურ შუაყედლისებზე და ამით შუალედი შუაყედლისები განიტვირთება. ამ მიზნით განაპირა შუაყედლისები უფრო ფართო კეთდება და არმირდება ანგარიშის შესაბამისად. ამ შემთხვევაში ყველაზე უფრო მიზანშეწონილია განაპირა შუაყედლისებისათვის გამოვიყენოთ აგურის ლორღზე დამზა-

დებული ბეტონი. მას საკმაო სიმტკიცესთან და სიხისტესთან ერთად გააჩნია მცირე თბოგამტარობის კოეფიციენტი და შედარებით ნაკლები წონა ჩვეულებრივი ბეტონისაგან განსხვავებით. თუ ნაკვეთურის სიგრძე აღემატება 20—25 მ-ს, მაშინ განაპირა შუაქედლისებთან ერთად (რომლებიც იღებენ თავის თავზე სეისმურ დატვირთვას, მაშასადამე მასალისა და ზომების მიხედვით ხისტი არიან) უნდა გავაკეთოთ კიდევ ერთი ან ორი შუალედური შუაქედლისი. შიგა განივი და გრძივი გარე კედლების გადაკვეთებში (ნახ. 63).



ნახ. 63

ასეთი მეთოდით გაძლიერების ჭარისხი დამოკიდებულია იმაზე, თუ როგორ არის განხორციელებული განაპირა ბეტონის შუაქედლისების კავშირი აგურის წყობასთან, ვინაიდან ბეტონისა და წყობის დეფორმირების თვისებები სხვადასხვაგვარია და კუმშვის შემთხვევაში შეიძლება წარმოიშვას ბზარები. მიახლოებითი ანგარიში გვიჩვენებს, რომ რკინაბეტონის და წყობის თავისუფალ დეფორმაციათა სხვაობა რვა-ცხრასართულიანი სიმაღლის შენობებისათვის დასაშვებია.

ბეტონის განიერ შუაქედლისებსა (რკინაბეტონის დგარებს) და აგურის წყობას შორის ნაკერი სინამდვილეში უფრო საიმედოა, ვინაიდან, კავშირი მათ შორის უზრუნველყოფილია არმატურების ნაშევრების და ფეხურების საშუალებით. უნდა გავითვალისწინოთ ისიც, რომ ნაკერი არ არის გამჭოლი შენობის მთელ სიმაღლეზე. იგი შეწყვეტილია ყოველ სართულზე რკინაბეტონის შემოსაყრავით ან სარტყლით, რომელიც გადაანაწილებს დატვირთვას და ეღობება ბზარების გავრცელებას სართულიდან სართულზე.

თბილისში ასეთი წესით აგებულია რვასართულიანი აგურის სახლები, რომლებიც გაძლიერებულია კედლების შეუღლებებში რკინაბეტონის დგარებით. მათი რამდენიმე წლის ექსპლოატაცია გვიჩვენებს, რომ წყობასა და დგარების შეერთებებში (ცივი ბეტონის შემთხვევის დროსაც) ბზარები არ წარმოშობილა.

გარე გრძივი კედლების სეისმურ ძალებზე გაანგარიშებისას საჭიროა გავითვალისწინოთ, რომ შეუღლებებში რკინაბეტონის დგარების გამოყენება აღიღებს შესაბამისი შუაყედლისების სიხისტეს და მით უფრო მეტად, რაც მეტია ძვრის გავლენა შუაყედლისების დეფორმაციაზე. შუაყედლისების სიხისტის გაზრდა დამოკიდებულია აგრეთვე მათ სიგანეზე, რაც უფრო ვიწროა შუაყედლისები მით მეტია ჩანამატი რკინაბეტონის ელემენტებზე გავლენა მათ სიხისტეზე.

რკინაბეტონის დგარებით გაძლიერებული შუაყედლისების ლუნვის სიხისტის განსაზღვრის დროს კვეთის დაყვანილი დრეკადობის მოდული

$$E_{\text{დრეკ}} = \frac{E_{\text{ფ}} I_{\text{ფ}} + E_{\text{ბ}} I_{\text{ბ}}}{I_{\text{ფ}} + I_{\text{ბ}}},$$

შუაყედლისის ძვრის სიხისტის განსაზღვრის დროს

$$G_{\text{დრეკ}} = \frac{I_{\text{ფ}} G_{\text{ფ}} + I_{\text{ბ}} G_{\text{ბ}}}{I_{\text{ფ}} + I_{\text{ბ}}}.$$

შუაყედლისების გაძლიერება კიდევ უფრო მეტ გავლენას ახდენს მათ სიმტკიცეზე. რკინაბეტონისა და წყობის ნაკერში ჰორიზონტალური არმატურის არსებობა ზრდის შუაყედლისის წინააღობას მთავარ გამჭიმავ ძაბვებზე.

სართულების რიცხვის გაზრდის დროს აგურის შენობების გაძლიერებისათვის რეკომენდებულია ლონისძიებათა შემდეგი კომპლექსი: გარე კედლების ყველა შეუღლებებაში რკინაბეტონის დგარების მოწყობა; განაპირა (ან განაპირა და კიდევ რომელიმე შუალედი) შუაყედლისების მოწყობა ბეტონისაგან; განივი კედლების გაძლიერება ჰორიზონტალური არმირებით, როდესაც ამას ანგარიში მოითხოვს; ეს ლონისძიება რეკომენდებულია 8 და 9 ბალის საანგარიშო სეისმურობის დროს (გაძლიერების უნიფიცირებული მეთოდის მაგიერ).

7 ბალის საანგარიშო სეისმურობის დროს საკმარისია მოეწყოს შეუღლებებში რკინაბეტონის დგარები და საჭიროების შემთხვევაში გაეძლიეროს არმატურით განივი კედლები.

აღწერილი მეთოდით წარმოებს თბილისში ქვის მაღლივი სახლების მშენებლობა (ნახ. 64, 65).

კიბის უჯრედის არაგამჭოლი კედლებით შემოსაზღვრის დროს დგარების განლაგების არასიმეტრიულობის თავიდან ასაცილებ-



ნახ. 64

ლად და კიბის უჯრედის კედლების თანაბარი სიმტკიცის უზრუნველსაყოფად უნდა გავითვალისწინოთ რკინაბეტონის დგარები ამ კედლების შიგა გრძივ კედლებთან შეუღლებებში.

კედლები, რომლებიც ბოლოეპში გაძლიერებულია. რკინაბეტონის დგარებით და განიცდის ღუნვას ან დიდი ექსცენტრიტით არაცენტრალურ კუმშვას. საჭიროა ვიანგარიშით როგორც ფუძეში დამაგრებული კონსოლი ზრმაგი არმირებით.



ნ.ა. 65

ამ შემთხვევაში კვეთის ანგარიში არა ცენტრალურ კუმშვაზე შემდეგი ფორმულათ წარმოებს:

$$N = \varphi (1,05RE + 1,25R_b F_b + R_s F_s' - R_s F_s).$$

ნეიტრალური ღერძის მდებარეობა განისაზღვრება განტოლებიდან

$$1,05 - R S_{F_b} N + 1,05 R_b S_b N + R_s F_s' l' - R_s F_s l = 0,$$

სადაც R არის არაარმირებულ წყობის საანგარიშო წინაღობა კუმშვაზე;

R_b საანგარიშო წინაღობაა ბეტონისა კუმშვაზე;

R_s არმატურის საანგარიშო წინაღობაა;

F_b წყობის შეკუმშული ნაწილის ფართობა;

F_s შეკუმშული ბეტონის ფართობია;

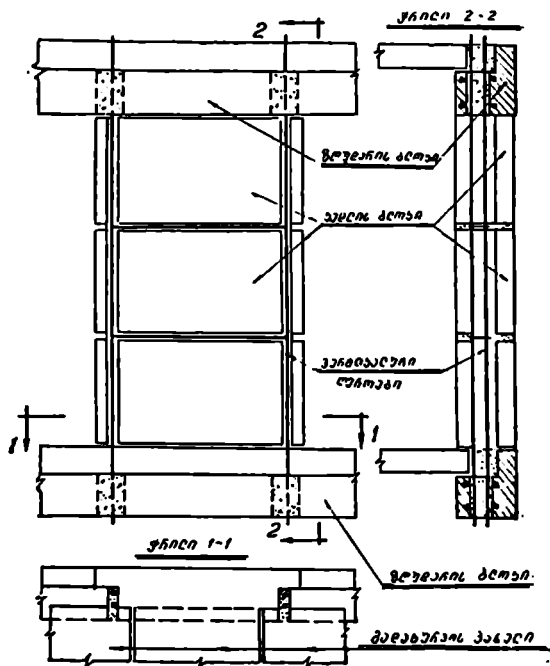
$S_{F_b} N$ წყობის შეკუმშული ნაწილის სტატიკური მომენტია ძალების მოღების წერტილის მიმართ;

სა N შეკუმშული ბეტონის სტატიკური მომენტი იგივე წერტილის მიმართ;

I და I' მანძილია ძალის მოდების წერტილიდან F_a და F_a' არმატურის ცენტრამდე;

φ გრძივი ლუნვის კოეფიციენტი არაარმირებული წყობის და დრეკადი მახასიათებლისათვის.

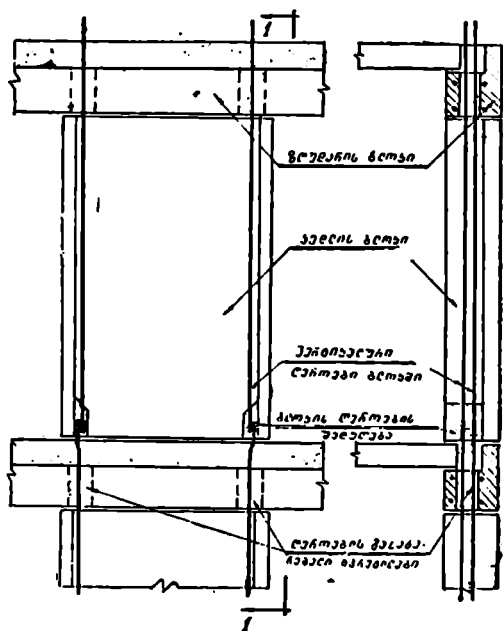
(1) ფორმულაში დადებითი ნიშანი მიიღება, როცა გრძივი ძალა მოდებულია F_a და F_a' არმატურების სიმძიმის ცენტრებს შორის მანძილის გარეთ. უარყოფითი კი, როდესაც ეს ძალა მოდებულია არმატურის სიმძიმის ცენტრებს შორის.



ნახ. 66

მსხვილბლოკური შენობების სეისმომდევნობის გაზრდის ერთ-ერთ ხერხს წარმოადგენს კედლებისა და შუაკედების გაძლიერება ვერტიკალური არმატურით, რომელიც შენობას მთელ სი-

მაღლეზე გაყვება. ეს ვერტიკალური არმატურა ზღუდარების (ანტისეისმური სარტყლების) ბლოკების ჰორიზონტალურ არმატურასთან ერთად შენობაში ქმნის კარკასულ ჩარჩოვან სისტემას, სადაც დგარების როლს შუაყედლისის არმირებული ბლოკები ასრულებენ, ხოლო რიგელებისას — ზღუდარების ასეთივე ბლოკები.



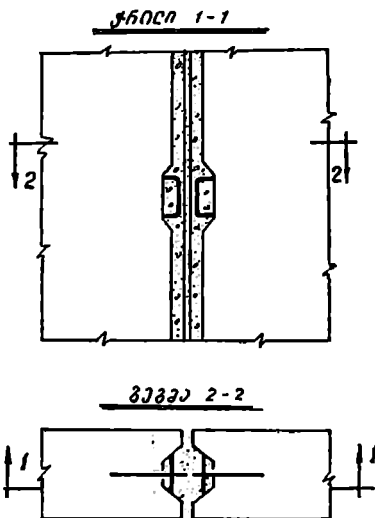
ნახ. 67

შუაყედლისის ვერტიკალური არმირება სრულდება გრძივი არმატურის დაყენებით ბლოკების გარე წიბოებზე (ნახ. 66) შუაყედლისებთან არმატურას აკავშირებენ საკიდების საშუალებით, რომლებიც ბლოკებში ჩამაგრდება მათი დამზადების დროს, ასევე ეწყობა იგი ბლოკებს შორის ნაკერებში.

ვერტიკალური არმატურა გადის ზღუდარის ბლოკებში დატოვებულ ოვალურ ნახვრეტებში, არმატურის ღეროების პირაპირებას აწარმოებენ თანმიმდევრობით, ყოველი სართულის აგების პროცესში. ორჭრადი ბლოკების შემთხვევაში ბლოკებს შორის არმატურის ჩაწყობისა და კონტროლისათვის უნდა მოეწყოს პირაპირები ღია ან გაგანიერებული ნაკერებით.

კედლების ვერტიკალური არმირების აღწერილი მეთოდი გამოიყენება ბლოკების მრავალმწკრივიანი კრის დროსაც. ორრიგი კრის ბეტონის ბლოკების შემთხვევაში რეკომენდებულია არმატურის განლაგება ბლოკებს შიგნით (ნახ. 67). ეს ამარტივებს მონტაჟს, რადგანაც არმატურის დაყენება და დამაგრება ბლოკებში ქარხანაში სრულდება.

სამშენებლო ნორმების თანახმად მსხვილი ბლოკების „50“ მარკის ხსნარზე წყობა მიეკუთვნება I კატეგორიას (ბლოკების კრის სისტემის მიუხედავად) იმ შემთხვევაში, როდესაც ვერტიკალური ნაკერები გაძლიერდება სპეციალური კავშირებით — შედუღებული ჩასატანებელი ნაწილებით, მარყუქებით და სხვ. ჩვენ აღრე აღვნიშნეთ, რომ ორრიგი კრისა და უწყვეტი არმირებული სარტყლის დროს მსხვილბლოკური წყობისათვის კატეგორიის დაწევა აგურის წყობასთან შედარებით დაუსაბუთებელია.



ნახ. 68

მსხვილბლოკური შენობების დადებითი კონსტრუქციული თავისებურებების გათვალისწინება არ მოითხოვს კედლის მთლიანი ნაწილების მონტაჟის გართულებას ჩასატანებელი ელემენტებისა და მარყუქების შედუღებით. საკმარისია მოვაწყოთ ბლოკების გვერდით წახანაგებზე სოგმანის კილო; ხოლო კილოებში — ვერტიკალური მარყუქები (ნახ. 68). პირაპირების ბეტონით შევსების შემდეგ კილოებში წარმოიქმნება ბეტონის სოგმანი, რომელიც მუშაობს კრაზე. ხოლო მარყუქები აღმოჩნდება ბეტონში ჩატანებული, რაც აძლიერებს პირაპირის წინააღმდეგობის უნარს ღუნვისა და ღერძული გაკიმვის დროს.

უკანასკნელ წლებში საქართველოში და უმთავრესად თბილისში ბევრი შენობა აშენდა ასეთი წესით (ნახ. 69).

შ. ჯაბუამ. შ. ლომიძემ და ა. ჩურაიანმა დაამუშავეს შეიღბალიანი სეისმურობის დროს მსხვილბლოკური შენობების გაძლიერების მეთოდი, რომელიც საშუალებას იძლევა მთლიანად გამორიცხოს ვერტიკალური ღეროების შედუღება და მნიშვნელოვნად შემცირდეს არმატურის ხარჯი (სერია 12—450—9 C/66).

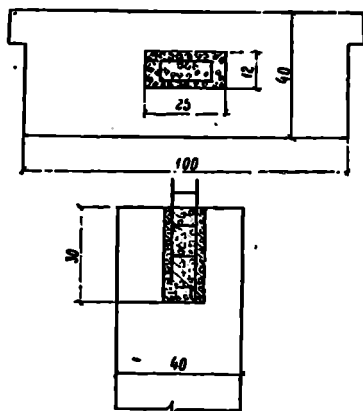


ნახ. 69

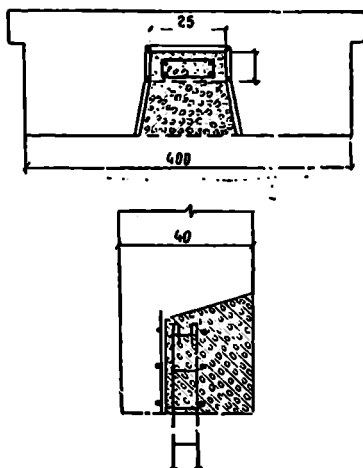
მეთოდის საფუძვლად მიღებულია სსრკ ნორმებში სეისმომდეგი შენობების ზღვრული მდგომარეობის ფორმულირება. რომლის თანახმადაც ასეთ შენობებში მიწისძვრის დროს შეიძლება დაშვებული იქნეს ბზარები და დაზიანებანი, თუ ისინი არ გამოიწვევენ შენობის მზიდი ნაწილების ნგრევას. მეთოდის იდეა შემდეგში მდგომარეობს: მსხვილბლოკურ შენობებში კედლების ორრიგოკრის დროს ზღუდარების ბლოკები ქმნის ყველა სართულზე განუწყვეტლივ რკინაბეტონის სარტყელს (ბლოკის არმატურების პირაპირებში შედუღებით). კედლის ბლოკები დაკავშირებული იქნება სარტყელთან რკინაბეტონის სოგმანებით, რომლებიც ეწინააღმდე-

გებიან გადამკრელ ძალებს. ასეთ შენობებში, თუკი ისინი ნაანგარიშებია სეისმურ ძალებზე, შესაძლებელია ბზარების წარმოშობა მხოლოდ ნაკერებში და ისიც უმთავრესად კვეთის გაკიმულ ზონაში.

სწორედ ასეთ შემთხვევას ჰქონდა ადგილი კამჩატკაზე, პეტროპავლოვსკში შეიდი-რეაბალიანი მიწისძვრის დროს 1959 წ. ამ შენობებს ახასიათებდა კრით გამოწვეული ბზარები ბლოკებს შორის ნაკერებში: გაძლიერების ახალი მეთოდი მიზნად ისახავს სწორედ კრით გამოწვეული ბზარების მოსპობას. ვერტიკალურ ნაკერებში იგი გადაეცემა რკინაბეტონის სარტყელს, ჰორიზონტალუ-



ნახ. 70



ნახ. 71

რი კი — რკინაბეტონის სოგმანებს, რომლებიც გადიან სარტყელში ნახვრეტის გამჭოლად და ჩამაგრებული არიან კედლის ზედა და ქვედა ბლოკებში.

ზემოთ აღნიშნული მეთოდით გაძლიერებული შენობების საანგარიშო ანალიზმა იმ დაშვებით, რომ დინამიკურ კოეფიციენტს აქვს უდიდესი მნიშვნელობა ($\beta=3$), გვიჩვენა, რომ დიობებით შესუსტებული გარე კედლის შუაკედლისებში არ ხდება ნაკერების გახსნა, ხოლო თუ მიწისძვრის ძალა აღემატება საანგარიშო სიდიდეს, მაშინ მისგან გამოწვეულ ღუნვას შეუძლია გამოიწვიოს მხოლოდ ბზარები ნაკერების გაკიმულ ზონაში. იგი ვერ შეუქმნის

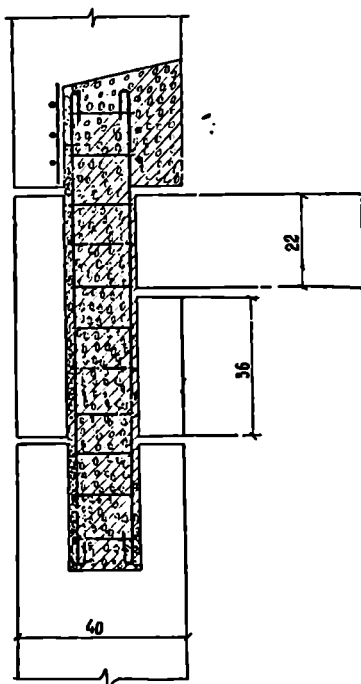
საფრთხეს შენობის მზიდ კონსტრუქციებს, ხოლო მიწისძვრის შემდეგ შეიძლება ბზარები მოვსპოთ ცემენტის ხსნარის ინექციით.

ანგარიშში გვიჩვენა აგრეთვე, რომ ჰორიზონტალური და ვერტიკალური ჭრის ძალას, რომელსაც თავისთავზე იღებს რკინაბეტონის სოგმანები და სარტყელი, გააჩნია სიმტკიცის მარაგი და გადააჭარბა ნორმატიულს.

რკინაბეტონის სოგმანები მზადდება 25×12 სმ კვეთით, ყოველ ბლოკზე თითო ცალი. ბლოკის ზედა ნაწილის შევრილისათვის კეთდება 30 სმ სიღრმის ბუდე (ნახ. 70).

ბლოკის ქვემოთ ტოვებენ იმავე სიმაღლის წალის გვერდით წახნაგზე ქანობით იმ ვარაუდით, რომ დაბეტონება გაადვილდეს. ამ წალოში ითვალისწინებენ სამონტაჟო მოსალენი 6 მ-იანი ღეროების მოწყობას, რომლებიც ზრდიან დაბეტონებული ნაკერების წინალობას ძვრაზე (ნახ. 71).

გარე ზღუდარის ბლოკებზე კეთდება შესაბამისი გამჭოლი ნახვრეტები გარეთა გამონაშვერსა და იმ ნაწილს შორის, რომელზედაც ეყრდნობა გადახურვის ფილები (ნახ. 72). შიგა ზღუდარის ბლოკებზე ნახვრეტები შუა ნაწილში კეთდება.



ნახ. 72

ზღუდარის ბლოკების დაყენების შემდეგ ქვედა ბლოკის ბუდის ნახვრეტებში ჩაიდგმება 4×12 კარკასი, გევმაში ზომით 16×8 სმ გადახურვის მოწყობის შემდეგ ქვედა ბლოკის ბუდე და ზღუდარის ბლოკის ნახვრეტი ნახევრამდე ბეტონით ივსება. ნახვრე-

ტის დარჩენილ ნაწილს ზედა ბლოკის დაყენების შემდეგ ბეტონით ავსებენ. ეს წინადადება მთლიანად გამორიცხავს ვერტიკალური არმატურის შედუღებას და თითქმის სამჯერ ამცირებს მის ხარჯს.

§ 6. მოქნილი შენობები

ხისტი შენობების სეისმომდევლობის უზრუნველსაყოფად არსებული ღონისძიებები მიზნად ისახევენ მიწისძვრის ქალებისადმი წინააღმდეგობის უნარის გაზრდას, რასაც მიუყვებათ კონსტრუქციის დეფორმაციის შემცირებამდე, მაგრამ სიხისტის გაზრდასთან ერთად იზრდება სეისმური დატვირთვა, რაც გვიაძულებს დავაპროექტოთ უფრო მტკიცე შენობები.

სულ სხვა პრინციპი უდევს საფუძვლად შენობების დაპროექტებას ეგრეთ წოდებული მოქნილი პირველი სართულით. ამ შემთხვევაში შენობის მაღალი სიმტკიცე კი არ არის, რომ სეისმურ ზემოქმედებას შენობის მაღალი სიმტკიცე დავუპირისპიროთ, არამედ ეს ზემოქმედება შევამციროთ შენობის მოქნილობის გაზრდით. სეისმომდევნი შენობების დაპროექტების ასეთ მიდგომას უწოდებენ სეისმური ადაპტაციის პრინციპს.

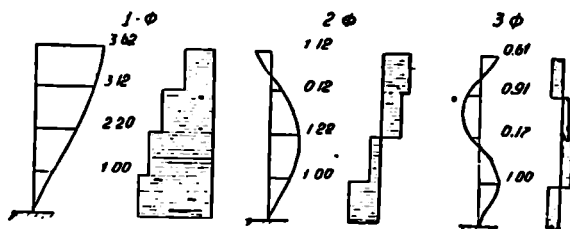
სეისმურ რაიონებში მოქნილი პირველი სართულით შენობების გამოყენების შესახებ პირველად გამოითქვა აზრი ამერიკის შეერთებულ შტატებში 1925 წ. სანტა-ბარბარაში მომხდარი მიწისძვრის შემდეგ. ამ აზრმა შემდეგში გავრცელება პოვა ამერიკის შეერთებულ შტატებში, მექსიკაში, იტალიასა და მიწისძვრისაგან დაზარალებულ სხვა ქვეყნებში.

მოქნილი სართულის გამოყენება განსაკუთრებით ეფექტურია, როდესაც ამ სართულისა და ზედა სართულების სიხისტის ფარდობა უმნიშვნელოა და შენობის საერთო სიხისტე განისაზღვრება მოქნილი სართულის სიხისტით. ეს შეესაბამება შენობის გაიდვალისებულ სქემას. რომელშიც სეისმური ზემოქმედებით გამოწვეული დეფორმაციები გროვდება მოქნილ სართულში. ხოლო ზედა ხისტი სართულები ასრულებს უკუქცევად — გადატანით მოძრაობას.

ამგვარად, მოქნილი პირველსართულიანი შენობის მიახლოებითი ანგარიში შეგვიძლია განვიხილოთ როგორც ერთი თავისუფლების ხარისხის მქონე სისტემა ზედა სართულების მასით, რომელიც მოდებულია პირველი სართულის გადახურვის დონეზე. ეს დაშვება დასაბუთებულია იმით, რომ ზედა სართულები უფრო ხისტია ქვედა სართულთან შედარებით, შენობის სიმაღლე უფრო ნაკლებია

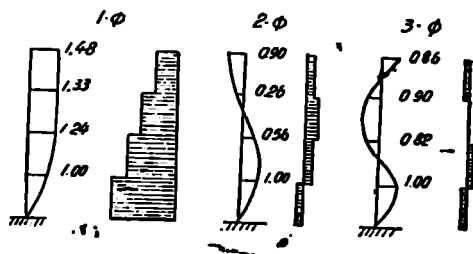
და იზოლირებულია პირველი სართულის დგარებისაგან. მოქნილი პირველსართულიანი შენობების თეორიული საფუძველი დაამუშავეს ბიომ და გრინმა [15, 16].

საბჭოთა ლიტერატურაში შენობები მოქნილი პირველი სართულით პირველად მოხსენებული იყო წიგნში „მსხვილპანელოვანი შენობების კონსტრუქციული სქემები და კვანძები“, რომელიც გამოქვეყნდა 1960 წ. პირველი რეკომენდაცია ასეთი შენობების დაპროექტებისა გამოქვეყნდა იმავე ავტორების რედაქციით ჟურნალში „საბინაო მშენებლობა“ 1961 წ. [17].



ნახ. 73

ძირითადი მოსაზრება, რომელიც გამოთქმულია ამ ნამუშევრებში, მოყვანილია ზემოთ და იგი დამტკიცდა შემდგომი გამოკვლევებითა და მიწისძვრებით მიღებული გამოცდილებებით.



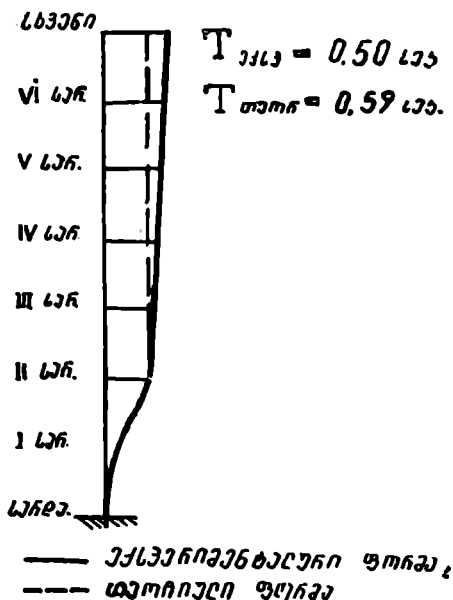
ნახ. 74

ვ. რასკაზოვსკიმ და ი. გამბურგმა ჩაატარეს გამოკვლევა მსხვილპანელოვან შენობებზე, რომელთა სიმაღლე არ აღემატება 10 მ და მოქნილი სართულის სიხისტის შეფარდება ზედა სართულის სიხისტესთან სხვადასხვაა. მათ გვიჩვენეს, რომ თუ ეს შეფარდება ნაკლებია 0,1-ზე, მაშინ შენობის ხისტი ნაწილის დეფორმაციის უგულვებელყოფა შეიძლება და მიახლოებითი ანგარიშები-

სათვის შენობაზე სეისმური დატვირთვა განისაზღვროს ისე, როგორც ერთი თავისუფლების ხარისხის მქონე სისტემებისათვის.

ასევე თვლიან ამერიკელი სპეციალისტები მ. ფინტელი და ფ. ხანი. მათი აზრით, შენობები მოქნილი პირველი სართულით, თუ ზედა ნაწილი გამოირჩევა მნიშვნელოვანი სიხისტით, შეიძლება განვიხილოთ როგორც ერთი თავისუფლების ხარისხის მქონე სისტემა [18].

ნახ. 73 და 74-ზე ნაჩვენებია, ოთხსართულიანი კარკასული შენობების რხევის გრაფიკი ორი შემთხვევისთვის, როცა სართულე-



ნახ. 75

ბის სიხისტე ერთნაირია და პირველი მოქნილი სართულის სიხისტე შენობის ზედა ნაწილის სართულების სიხისტის 15%-ს შეადგენს. ისინი გვიჩვენებენ, რომ დამატება, რომელიც ითვალისწინებს მაღალი ფორმების გავლენას, შენობისათვის მოქნილი პირველი სართულით ნაკლებია, ვიდრე ერთნაირი სიხისტის სართულების მქონე შენობებისთვის და მით უფრო ნაკლებია, რაც დაბალია შენობა.

1968 წ. საქართველოს მეცნიერებათა აკადემიის სამშენებლო შექანიკისა და სეისმომედევობის ინსტიტუტის სეისმომედევობის ლაბორატორიამ ებოლისში ჩატარა საქენერგოს 6-სართულიანი შენობის დინამიკური ხასიათის ნატურული გამოცვლევა. შენობა რკინაბეტონისაა, კარკასული, შემცირებული სიხისტის მქონე პირველი სართულით.

ნახ. 75-ზე ნაჩვენებია შენობის რხევის ფორმის გრაფიკი. იგი უახლოვდება ერთი თავისუფლების ხარისხის მქონე სისტემების



ნ.ხ. 76

რხევის თეორიულ გრაფიკს. შენობის ზედა ნაწილის მცირე შემობრუნება გვიჩვენებს, რომ სინამდვილეში შენობა მაინც ორი თავისუფლებითა ხარისხის მქონე სისტემას წარმოადგენს, რომელიც განისაზღვრება შენობის ზედა ნაწილის პორიზონტალური გადაადგილებით და მისი შემოტრიალებით თავისი ცენტრის გარშემო.

შენობის რხევის პერიოდის ექსპერიმენტული მნიშვნელობა 0,5 აღმოჩნდა, ხოლო თეორიულად გამოთვლილი, როგორც ერთ-თავისუფლებითანი ხარისხის მქონე სისტემისათვის — 0,59.

1963 წ. მოხდა დამანგრეველი მიწისძვრა ქ. სკოლეში. იმ მრავალრიცხოვან დაზიანებულ შენობებს შორის ყურადღებას

იპრობდა ის კარკასული შენობები. რომლებიც შევსებული იყო აგურის წყობით გარდა პირველი საოჯახოსა, სადაც ეს წყობა ნაწილობრივ ან სრულად არ იყო გამოყენებული (ნახ. 76, 77). მიწისძვრის შედეგად შენობების პირველი სართული ზოგ შემთხვევაში საგრძნობლად დაზიანდა. მიუხედავად ამისა, ასეთ შენობებ-



ნახ. 77

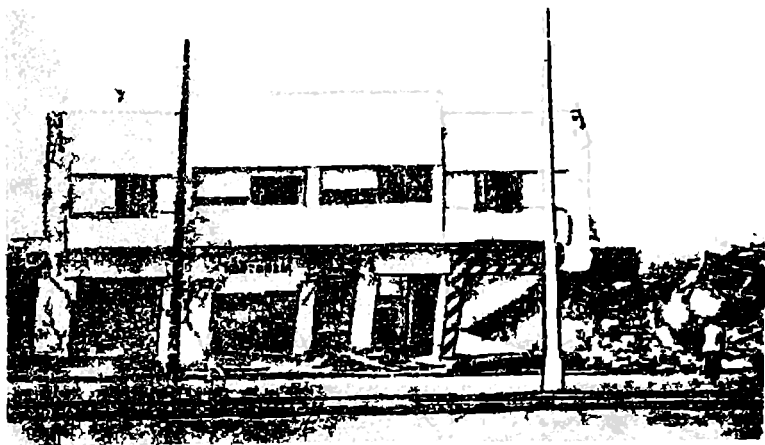
ში ზედა ხისტი სართულები, როგორც წესი, გამოიყურებოდა უეთესად, ვიდრე შენობებში, რომელთაც პირველი საოჯახო ნორმალური სიხისტის ჰქონდათ.

1960 წ. აგ. ღირის მიწისძვრის შედეგად დაზიანების ანალოგიური სურათი მივიღეთ მოქნილი პირველი სართულის მქონე შენობებში. ნახ. 78-ზე ნაჩვენებია ორსართულიანი ქვის სახლი, რომლის

მოქნილი პირველი სართული მნიშვნელოვნადაა დეფორმირებული, იმ დროს, როცა მეორე სართული არ დაზიანებულა. ნახ. 79-ზე ნაჩვენებია ოთხსართულიანი რკინაბეტონის კარკასული შენობა, რომლის პირველი სართული წარმოადგენს ღია დგარებს აგურის შეესებოთ. აქ, ზედა სართულებში, იგივე სურათი გამოვლინდება, რაც წინა შემთხვევაში.

1957 წლის 29 ივლისს კარკასის მიწისძვრის დროს საკმაოდ მოქნილი პირველი სართულს მქონე შენობების ზედა სართულები ნაკლებად დაზიანდნენ [20].

სეისმურ რაიონებში მოქნილი პირველი სართულს მქონე შენობების აგების საწინააღმდეგოლ არსებობს შემდეგი მოსაზრებები.



გ. ბ. 78

ამბობენ, რომ მოქნილი პირველი სართულის მქონე შენობებმა, შეიძლება განიცადოს რეზონანსი შენობის რხევის პერიოდის (ძირითადი ტონის) დაბალი სიხშირის რხევის პერიოდთან დამთხვევის დროს მიწისძვრის შედარებით დაშორებული კერიდან ან სუსტი, ფხვნიური გრუნტის შემთხვევაშიც.

მოქნილი პირველი სართულის მქონე შენობების მიმართ გამოთქმული ეს აზრი, რასაკვირველია, სამართლიანია, მაგრამ იგი ასევე სამართლიანია სხვა მოქნილ შენობების მიმართაც.

მიუთითებენ აგრეთვე მოქნილი სართულის დგარებში შეუქცევადი დეფორმაციის წარმოშობის შესაძლებლობაზე. ამ საშიშროების თავიდან აცილება შეიძლება, თუ დგარებს ვიანგარიშებთ სიმტკიცეზე ღრეკად სტადიაში.

მოქნილი პირველი სართულის მქონე შენობის თავისებურება იმაში მდგომარეობს, რომ მას არ გააჩნია სიმტკიცის დამატებითი მარაგი, ე. ი. მოქნილ სართულში კარკასი არაა დაკავშირებული ხისტ კონსტრუქციულ ელემენტებთან — კედლებთან. შემაჯავებ-



ნახ. 79

ლებთან, ტიხრებთან და სხვ.³ უნდა აღინიშნოს, რომ ეს თავისებურება ნებისმიერი მოქნილი კარკასული შენობისთვისაცაა დამახასიათებელი, ე. ი. ისეთი კარკასული შენობისთვის, რომელსაც ისეთი შეესება აქვს, რომელიც გამოითიშა კარკასთან ერთობლივი მუშაობიდან.

გამოცდილება გვიჩვენებს, რომ ორივე შემთხვევაში კარკასის ღია დგარები მეტად სუსტად ეწინააღმდეგება სეისმური ზემოქმედებით გამოწვეულ გადატვირთვას.

ამ საკითხს დიდი მნიშვნელობა აქვს და ამიტომ მასზე უფრო დაწვრილებით შევჩერდებით.

ძლიერი მიწისძვრების აქსელეროგრამების ანალიზი გვიჩვენებს, რომ აჩქარების ჩვეულებრივი მნიშვნელობის გვერდით შეიმ-

³ ამ გარემოებას პირველად ყურადღება მიაქცია პროფ. გ. ქარცივაძემ.

ჩნევა ცალკეული გადატვირთვა, რომელიც აჩქარების პიკითაა გამოწვეული. ზოგჯერ ეს სიდიდე რამდენჯერმე ჭარბობს მათ საშუალო კვადრატულ მნიშვნელობას. სეისმურ გადატვირთვასვე უნდა მიეწეროს რეზონანსული ტიპის ზემოქმედებისათვის დამახასიათებელი დეფორმაციების დაგროვება, რომელიც რამდენიმე თანმიმდევრული ერთგვაროვანი რხევის მოქმედების შედეგია. ასეთი გადატვირთვების გამო კარკასის დგარები განიცდიან ნიშანცვლადი მლუნავი მომენტისა და ვერტიკალური მკუმშავი ძალების ხანგრძლივ მოქმედებას. ყველაზე მეტი საშიშროება მოელთ პირველი სართულის კარკასის დგარებს, ვინაიდან, როგორც წესი, ეს დგარები იანგარიშება სიმტკიცის ზედმეტი მარაგის გარეშე.

აღნიშნულის გამო, შენობებში, რომელთაც არა აქვთ კარკასთან ერთად მომუშავე სიხისტის დიფერაგმები, რკინაბეტონის დგარები სეისმური გადატვირთვისაგან ირღვევიან კვანძები, უმთავრესად საძირკვლებთან ახლოს. ასეთია მოკლედ დანგრევის ის მექანიზმი, რომელიც ზემოთ იყო აღწერილი.

იმ შემთხვევაში, როდესაც ჩარჩოზე მოქმედებს ნიშანცვლადი ჰორიზონტალური დატვირთვა, დგარების კვანძებში კვეთის ორივე მხარეს ჩნდება ბზარები და წარმოიქმნება პლასტიკური სახსრები. ვერტიკალური დატვირთვის ექსცენტრულად მოქმედების გამო აქ აღიძვრება დამატებითი მომენტი. რაც აჩქარებს ამ პროცესს. ბეტონის კვეთი ამ ადგილებში აღარ არის საკმარისი, ხდება ბეტონის დამსხვრევა, დგარების დამოკლება, ჩარჩოს დაწვევა (დაჯდომა) და კვანძებთან გრძივი ღეროების ამოხურცვა (ნახ. 80).

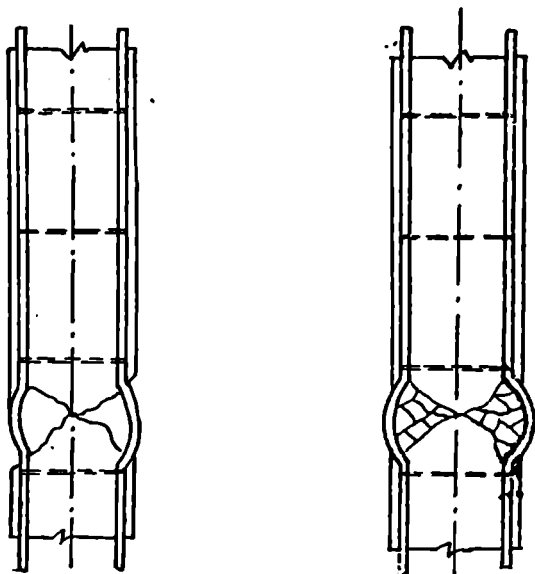
გამოცდილება გვიჩვენებს, რომ გადატვირთვების პირობებში კვეთში პლასტიკური დეფორმაციის განვითარების გამო, რაც გამოწვეულია მნიშვნელოვანი ვერტიკალური დატვირთვებით, შესაძლებელია კონსტრუქციის დანგრევა.

რკინაბეტონის დგარის კვანძებში ვერტიკალური დატვირთვისა და ნიშანცვლადი მლუნავი მომენტის ზემოქმედებით, რომელიც იზრდება ვერტიკალური დატვირთვის ექსცენტრისიტეტისაგან გამოწვეული დამატებითი მომენტის ხარჯზე, წარმოიშვება პლასტიკური სახსარი, რომლის გაჩენა შეგვიძლია მივიჩნიოთ კონსტრუქციის დანგრევის დასაწყისად.

ამ შემთხვევაში უპირატესობა ეძლევა ანაკრები რკინაბეტონის დგარებს ჭიქისებრი საძირკვლებით, რადგან ხსნარის თელვა დგარსა და ჭიქას შორის განპირობებულია შეერთების დამყოლობით, რაც ამცირებს სეისმურ ზემოქმედებას. ამის გამო მიზანშეწო-

ნილია წინასწარდაძებული არმატურა, რის შემწეობითაც დგარები მაგრდება საძირკვლებში, რომელიც აღიღებს კონსტრუქციის ზეარმედგობას და ზღუდავს მის დეფორმაციას.

კარკასული შენობების სეისმომდგომის გაზრდის მეტად ეფექტურ ღონისძიებას წარმოადგენს ჩარჩოკავშირებიანი სისტემის გამოყენება სიხისტის დიაფრაგმით, რომელიც განტვირთავს



ნახ. 80

კარკასს. ამიტომ ჩრდილო და სამხრეთ ამერიკის სეისმურ რაიონებში, როგორც წესი, შენდება ჩარჩოკავშირებიანი რკინაბეტონის კარკასული შენობები.

ჩვეულებრივ რკინაბეტონის ჩარჩოკავშირებიან შენობებთან შედარებით უპირატესობა აქვს შენობებს მოქნილი პირველი სართულით, რადგან ისინი განიცდიან მცირე სეისმურ დატვირთვებს და საშუალებას იძლევიან სიხისტის დიაფრაგმა მოეწყოს მხოლოდ მოქნილ სართულზე⁴.

⁴ წინადადება სიხისტის დიაფრაგმის გამოყენების შესახებ მოქნილი პირველი სართულის მქონე შენობებში წამოაყენეს შ. ჯაბუაშვილი და ა. ჩურაიანი 1968 წელს.

სიხისტის დიაფრაგმა წარმოადგენს რკინაბეტონის კედელს, რომელიც იზოლირებულია კარკასის ღვარისაგან ღრეკადი შუასადებით.

შუასადებად შეიძლება გამოვიყენოთ რეზინი, დაპრესილი ქეჩა ან სხვა ნებისმიერი მასალა, რომელსაც გააჩნია მექანიკური კომპენსაციის, ე. ი. ძალების მიმართულების შეცვლით შეკუმშვისა და გაფართოების ხანგრძლივი თვისება. შუასადებები მაგრდება დიაფრაგმების ზედაპირთან.

საანგარიშოზე ნაკლები ძალის მიწისძვრის დროს ღვარების რხევა წარმოებს თავისუფლად. უდიდესი დეფორმაციების დროსაც კი ღვარები არ ეხება დიაფრაგმას. თუ კი მიწისძვრა აღემატება საანგარიშო ძალას, მაშინ ღვარების რხევის ამპლიტუდა იზრდება, ისინი შეეხებიან და ამგვარად, ჩართავენ მუშაობაში დიაფრაგმებს.

ამ ღონისძიების ეფექტურობაზე შეიძლება ვიმსჯელოთ შენობის მოქცევის მაგალითზე, რომელიც ნაჩვენებია ნახ. 78-ზე. როგორც გამოკვლევების ავტორები მიგვითითებენ, შენობის დანგრევას ხელი შეუშალა პირველ სართულზე მაღაზიის ვიტრინის ლითონის გისოსმა. ის გარემოება, რომ გისოსი ნამდვილად ჩაერთო ძვრაზე მუშაობაში, დადასტურდა მარჯვენა განაპირა ვიტრინაში გისოსის ამობურცვით, რომელიც წარმოიშვა გაკიმულ დიაგონალის გასწვრივ საწინააღმდეგოდ მოქმედი შემკუმშავი ძალის გავლენით.

სიხისტის დიაფრაგმები ეწყობა ღვარებს შორის, შენობის ტორსულ ნაწილებში მთავარი ღერძების სიმეტრიულად განივი და გრძივი მიმართულებით.

აქ საინტერესოა გავეცნოთ სხვადასხვა სპეციალისტის აზრს მოქნილი პირველი სართულის მქონე შენობების შესახებ.

სკოპლეში მომხდარი მიწისძვრის შედეგებზე შესწავლისას გამოვლინდა, რომ რკინაბეტონის კარკასის შენობები დაზიანდნენ პირველ ღია სართულში. მიუხედავად ამისა, ამერიკის მისიონ წევრების აზრით, მაინც არ გვაქვს საფუძველი ვიფიქროთ, რომ შენობები პირველი ღია სართულით უვარგისია სეისმური რაიონებისათვის, თუ ისინი დაპროექტებული არიან შესაბამისი მოთხოვნების გათვალისწინებით [21].

ი. კორჩინსკი ტაშენტის პერსპექტიულ მშენებლობაში პირველ რიგში აყენებდა შენობებს მოქნილი პირველი სართულით [22].

სხვათა შორის შენობების აგებას მხარს უჭერენ ამერიკელი სპეციალისტები მ. ფინტელი და ფ. ხანი [18], რუმინელი ნ. კორჩინსკი,

იუგოსლაველი ტ. პასკალოვი, დ. პეტროვსკი, ი. პეტროვსკი და მრავალი სხვ. იმ მოთხოვნებიდან, რომელსაც მოქნილი სართულის მზიდ კონსტრუქციებს უყენებენ ყველაზე უფრო მნიშვნელოვანია დგარის თავისუფალი რხევის უზრუნველყოფა. ამის მიღწევა შეიძლება კარკასის დგარებსა და კედლებს ან ტიხრებს შორის ღრეჩოს მოწყობით, რომელიც შეივსება რომელიმე დრეკადი მასალით ან კიდევ კედლებისა და ტიხრების განლაგებით დგარებს გარეთ.

დგარების ზედა ბოლოების პორიზონტალური გადაადგილების სრული დამოუკიდებლობის უზრუნველსაყოფად და ძნელად ამოსავსები გარეთა ნაკერების თავიდან ასაცილებლად უმჯობესია შემომფარგლავი კედლები განლაგდეს კარკასის დგარებს გარეთ. ამ შემთხვევაში მოქნილი სართულის გადახურვაში შეიძლება მოეწყოს წინაფარი, რომლის ქვეშ ამოშენდება შემომფარგლავი კედელი. ნაკერის ვერტიკალური უბანი კედელსა და წინაფარს შორის უნდა შეივსოს დრეკადი საიზოლაციო მასალით.

თუ შემომფარგლავი კედლები განლაგებულია კარკასის გარეთ, მაშინ მათი მდგრადობის უზრუნველსაყოფად ისინი უნდა დაუკავშირდნენ ერთმანეთთან განივი კედლებით ყოველი 15—20 მ დაშორებით. ამ კედლებზე კი რკინაბეტონის სარტყელი მოეწყობა.

პირველი სართულის მოქნილობას შეიძლება მივალწიოთ საძირკველში ხისტად ჩამაგრებული დგარების სიმაღლის გაზრდით ან საძირკველთან დგარის სახსროვანი შეერთებით.

დგარების ზედა ბოლოებს ხისტად ამაგრებენ რკინაბეტონის გადახურვის ელემენტებთან მოქნილ სართულზე, რომელიც ან მონოლითურია, ან დამონოლითებულია ანაკრები კონსტრუქციებით. პირველი სართულის დგარები შეიძლება იყოს ანაკრები. როგორც ზემოთ იყო აღნიშნული, მათ უპირატესობა ენიჭება მონოლითურ დარგებთან შედარებით ჭიქისებრი ტიპის საძირკვლების დროს.

ამ თვალსაზრისით მიზანშეწონილია ისეთი შენობების აგება, სადაც პირველი სართულის მოქნილობას მივალწევთ დგარების საძირკველთან სახსრული შეერთებით. ამ შემთხვევაში დანარჩენ სხვა ყველა თანაბარ პირობაში სართულის მოქნილობა ოთხჯერ კარბობს მოქნილობას, რომელიც მიიღება დგარის ხისტი ჩამაგრების შემთხვევაში. ეს გარემოება უფლებას გვაძლევს გავადიდოთ დგარის კვეთი ზედა კვანძებში ვუტებით ან გამოვიყენოთ ცვლად-კვეთიანი დგარი, რომელიც ქვემოთკენ ვიწროვდება: მნიშვნელოვან-

ნია აგრეთვე ის გარემოებაც, რომ ზედა კვანძში ვერტიკალური დატვირთვის ექსცენტრისიტეტისაგან დამატებითი მომენტი არ აღიძვრება.

ხუთსართულიანი აგურის შენობები მოქნილი პირველი სართულით, რომელთა დგარები სახსროვნადაა ჩამაგრებული საძირკველთან, დაპროექტებულია ქ. ნალჩიკისა და ქ. ორჯონიკიძის მშენებლობისათვის.

ყველა შემთხვევაში მოქნილი პირველი სართულის შემომფარგვლელი კედლები და ტიხრები იზოლირებული უნდა იყოს დგარებისაგან.

მოქნილი პირველი სართულის მქონე შენობის მკაფიო დინამიკური სქემა მიიღება იმ შემთხვევაში, როდესაც ეს სართული არაფრით არ არის შემოფარგლული. როდესაც აუცილებელია პირველი სართულის გამოყენება, იქ სასურველია განლაგდეს მაღაზიები. ამ შემთხვევაში ეს სართული ნორმების მიხედვით რკინაბეტონის კარკასით უნდა შესრულდეს და მისი სიმაღლე უნდა იყოს არანაკლები 3,5—4 მ-ისა, ეს კი უზრუნველყოფს პირველი სართულის კონსტრუქციის მოქნილობას, ერთგვაროვნებას და მის სიმეტრულ განლაგებას.

კრასნოიარსკელმა სპეციალისტებმა წამოაყენეს წინადადება, რომ მოქნილი პირველი სართული შეიცვალოს მოქნილი საძირკველით, რომელიც განხორციელდება რკინაბეტონის დგარ-ხიმინჯის სახით. იგი დაკავშირებულია რკინაბეტონის როსტვერკთან და მოთავსდება ჭაში, რომელიც უზრუნველყოფს საძირკვლის დეფორმაციის თავისუფლებას შენობის რხევის დროს.

საინტერესოა იაპონელი მეცნიერების მაცუშიტისა და იზუმის წინადადებაც შენობის ორმაგი სარდაფით დაგეგმარების შესახებ. სარდაფის ქვემო ნაწილი, საყრდენი კედლის, გადახურვისა და ტიხარის ჩათვლით კეთდება ხისტი. ზედა ნაწილის დგარები მოქნილია, გატარებულია ან გადახურვის ნახვრეტში, ან კიდევ ქვედა ნაწილის სვეტში. მოქნილ და ხისტ სვეტებს შორის შუალედი ივსება დრეკადი შუასადებით. ორმაგი სარდაფი კონსტრუქცია ამცირებს შენობაზე მოსულ სეისმურ დატვირთვას, ადიდებს რხევის ენერგიის შთანთქმის უნარს და იცავს სვეტის მოქნილ ნაწილს დეფორმაციისაგან [24].

შენობათა ანგარიში სეისმომედეგობაზე ხდება პირველი ზღვრული მდგომარეობის მიხედვით. სეისმური დატვირთვა არის განსაკუთრებული ზემოქმედება, რომელიც სხვა სახის ზემოქმედებასთან ერთად არის განსაკუთრებული დატვირთვების შერწყმა. მიღებულია, რომ სეისმური ძალები სართულის გადახურვის დონეზე თავმოყრილი ჰორიზონტალური ძალებია, მისი ანგარიში წარმოებს შემდეგი თანმიმდევრობით:

განსაზღვრავენ თვითეულ სართულზე მოდებულ სეისმურ დატვირთვას S , შემდეგ მის მიხედვით k -ური სართულის გადახურ-

ვის დონეზე, განივად მოქმედ სეისმურ ძალას $\sum_k^n S_i$ (აქ n — არის

პირველი სართულის ნომერი ზემოდან), რომელიც ტოლია ყველა ზემოთ მდებარე სართულებზე მოსული დატვირთვების ჯამისა; ძალა ნაწილდება იმ მიმართულებების კედლებზე, რომლის მიხედვითაც

წარმოებს ანგარიში. ძალა $\sum_k^n S_{k_i}$, რომელიც მოქმედებს k -ური სარ-

თულის კედელზე, გადანაწილდება ამ კედელში შემავალ შუაკედლისებს შორის. შუაკედლისების, ზღუდარების, სარტყლების, გადახურვების და ა. შ. სიმტკიცის ამოწმებენ ნორმების მიხედვით.

თუ კედლები სიმეტრიულადაა განლაგებული, $\sum S$ ძალებს შემდეგი ფორმულის მიხედვით ანაწილებენ

$$\sum_k^n S_a = V_1 \mu_{ha} \sum_k^n S + V_2 \sum_k^n S Q_k, \quad (III, 1)$$

სადა μ_{ha} არის კოეფიციენტი, რომელიც დამოკიდებულია a კედლის სახისტისა და ყველა დანარჩენი კედლების სახისტეთა ჯამის ფარობაზე;

$\sum_k^n S_a$ არის $\sum_k^n S$ სეისმური ძალის ნაწილი, რომელიც მოდის

a კედელზე სატვირთვ ფართის მიხედვით ძალის განაწილების დროს;

V_1 და V_2 — კოეფიციენტები, რომელნიც ითვალისწინებენ გადახურვის დეფორმაციებს. მონოლითური რკინაბეტონით გადახურ-

ეს შემთხვევაში $V_1=0,9$, $V_2=0,1$; ანაქრები გადახურვის შემთხვევაში $V_1=0,6$; $V_2=0,4$; ხის გადახურვის დროს $V_1=0,1$; $V_2=0,9$.

თუ ყველა სართულზე კედლები ერთნაირადაა განლაგებული, მაშინ μ_a სიდიდე ყველა სართულისათვის ერთნაირი მიიღება

$$\mu_a = \frac{\frac{1}{\delta_a}}{\sum_{i=1}^m \frac{1}{\delta_i}} = \frac{1}{\delta_a \sum_{i=1}^m \frac{1}{\delta_i}}, \quad (\text{III}, 2)$$

სადაც δ_a და δ_i წარმოადგენენ ერთეულ ჰორიზონტალურ გაღუნვებს „ა“ კედლისათვის და დანარჩენი კედლებისათვის (ღუნვის და ძერის დეფორმაციების გათვალისწინებით შენობის $2/3$ სმაღლის ღონეზე); m კედლების საერთო რიცხვია განსახილველი მამართულებით.

საკმაოდ ხისტი შენობების მიახლოებითი ანგარიშის დროს შეიძლება უგულებელვყოთ ღუნვის დეფორმაციები, მაშინ:

$$\mu_a = \frac{G_a F_a}{\sum_{i=1}^m G_i F_i}$$

თუ კედლების მასალები ერთნაირია

$$\mu_a = \frac{F_a}{\sum_{i=1}^m F_i}.$$

კედლების არასიმეტრიულად განლაგების დროს (III.1) ფორმულის მარჯვენა მხარის პირველ წევრს გამოითვლიან შენობის მობრუნების გავლენის გათვალისწინებით (ჰორიზონტალური გრეხის მომენტები) საანგარიშო სეისმური დატვირთვის განსაზღვრის ინსტრუქციის მიხედვით.

ძალების განსაზღვრისათვის გარე კედლების ზღუდარებსა და შუაკედლისებში საჭიროა ძალა $\sum_k^n S_a$ განაწილდეს ამ კედლის შუა-

კედლისებს შორის. თუ მივიღებთ, რომ შუაკედლისზე გადაადგილებები, რომლებიც გამოწვეულია $\sum_k^n S_{ka}$ ძალით, ერთნაირია, განივი ძალის ნაწილი, რომელიც მოდის j -ურ შუაკედლისზე ღუნვისა და ძვრის დეფორმაციების გათვალისწინებით, იქნება

$$\sum_k^n S_{ka} = \frac{V_{aj} h_{km} \sum_k^n S_{ka}}{h_{aj} \sum_{m=1}^r V_{km}},$$

სადაც r და a შუაკედლისების რაოდენობაა.

$$V_{aj} = \frac{b_{aj} d_{aj}}{\frac{h_{kj}^2}{b_{kj}^2} \omega_{aj} + \varepsilon_j}. \quad (\text{III.3})$$

$$V_{km} = \frac{b_{km} d_{km}}{\frac{h_{km}^2}{b_{km}^2} \omega_{km} + \varepsilon_m}. \quad (\text{III.4})$$

(III.3) და (III.4) ფორმულებში.

b_{aj} , d_{aj} , h_{aj} j -რა შუაკედლისის სიგანე, სისქე და სიმაღლე;

b_{km} , d_{km} და h_{km} — იგივე m შუაკედლისისათვის;

ω_{aj} , ω_{km} კოეფიციენტებია, რომლებიც ითვალისწინებენ ლიობებს შორის მოთავსებული სარტყლების დეფორმაციებს.

$$\omega_{km} = 1 + \frac{3}{1 + 2,33 \frac{h_{km} \left(\frac{h_{km}^2}{b_{km}^2} + \varepsilon \right) \rho_{km}}{l_{pm} \left(\frac{l_{pm}^2}{\rho_{km}^2} + \varepsilon \right) b_{km}}},$$

სადაც l_m და ρ_{km} არის ლიობის სიგანე და ლიობზე მდებარე სარტყლის სიმაღლე;

$\varepsilon = 1,2 \frac{E}{G}$ აგურის შუაკედლისებისათვის, როცა $G = 0,25E$, $\varepsilon = 5$;

ბეტონის შუაკედლისებში, როცა $G = 0,4E$, $\varepsilon = 3$.

განაპირა შუაქედლისებისათვის, როდესაც მხედველობაში ელემენტობით მათ მუშაობას გვერდით შუაქედლისებთან ერთად.

$\sum_k^n S_{k\alpha l}$ უნდა გადამრავლდეს 1,5-ზე.

შუაქედლისების კვეთში მლუნავი მომენტები შეიძლება განისაზღვროს იმ ანგარიშით, რომ გადალუნვის წერტილი (ნულოვანი მომენტების წერტილები) ზედა და ქვედა სართულებისათვის განლაგებულია შუაქედლისების სიმაღლის შესაბამისად $\frac{1}{3}$ და $\frac{2}{3}$ მანძილზე სართულის ძირიდან. ხოლო ყველა სხვა სართულისათვის — შუაქედლისის სიმაღლის შუაში.

$$M_{kl} = \alpha h_{np} \sum_k^n S_{k\alpha l}.$$

სადაც α მანძილია შუაქედლისის საანგარიშო კვეთიდან გადალუნვის წერტილამდე.

ლიობებს შორის სარტყლის კვეთში მლუნავი მომენტი (ფანჯრის ლიობის წახნაგთან) მოსაზღვრე ლიობების ერთი და იმავე სიხისტის შემთხვევაში (გადალუნვის წერტილების სარტყლებს შუამდებარეობის დროს) გამოითვლება ფორმულით

$$M_{kl} = \frac{l (M_{k\alpha l} + M_{k+1, \alpha l})}{2l_i},$$

სადაც l_i მანძილია ორი მოსაზღვრე ლიობის ცენტრებს შორის, ხოლო კიდურა ლიობებისათვის — მანძილია ლიობის ცენტრიდან შესაბამისი შუაქედლისის ღერძამდე.

ლიობებზე მდებარე სარტყლების უბნების არაერთნაირი სიხისტის შემთხვევაში კვანძური მომენტები ნაწილდება ამ უბნების სიხისტეების პროპორციულად.

ლიობებზე მდებარე სარტყელში გადამჭრელი ძალა გამოითვლება ფორმულით

$$Q_{kl} = \frac{2M_{kl}}{l}.$$

ზემოთ მოყვანილი ფორმულები სამართლიანია იმ შემთხვევაში თუ ჩავთვლით, რომ ლიობებს შორის მდებარე სარტყლები

გაცილებით უფრო ხისტია, ვიდრე შუაკედლისები. რკინაბეტონის-სარტყელიან შენობებში ანდა მონოლითურ, ან ანაკრებ-მონოლითური გადახურვების მქონე შენობებში, რომლებიც მუშაობაში რთავენ ლიობებს, ზემოთ მოთავსებულ სარტყლებსაც, სარტყლის სიხისტე უფრო მეტია, ვიდრე შუაკედლისის სიხისტე.

იმავე შემთხვევაში, როდესაც ლიობებს ზემოთ მოთავსებული სარტყლების სიხისტე უმნიშვნელოა შუაკედლისების სიხისტეებთან შედარებით, კედლები უნდა ვიანგარიშოთ როგორც ჩარჩო, რომელთა დგარებად ჩაითვლება შუაკედლისები, ხოლო რიგელებად ლიობეზემოთ მოთავსებული სარტყელი.

ანალოგიურად ანგარიშობენ გვერდით კედლებსაც, თუ ისინი ლიობების რაოდენობის თვალსაზრისით უახლოვდება გარე გრძივ კედლებს.

შიგა განივ კედლებში, რომლებიც ნაკლებად არიან შესუსტებული ლიობებით, ზღუდარებს ანგარიშობენ ფორმულით

$$T = \frac{h_{\text{ხარბ}} \mu}{b} \sum_k^n S_a, \quad (\text{III.5})$$

სადაც T — გადამჭრელი ძალაა, რომელიც მოქმედებს ზღუდარზე;

$h_{\text{ხარბ}}$ — სართულის სიმაღლე;

μ — კვეთის ფორმის კოეფიციენტი;

b — კედლის სიგრძე.

(III.5) ფორმულის გამოყენებისას იგულისხმებოდა, რომ ზღუდარები მუშაობდა როგორც შედგენილი კოჭის სოგმანები. მართლაც, გადამჭრელი ძალა, რომელიც გადაეცემა სოგმანებს, რომელთა შორისაც მანძილი არის dx (ჩვენ შემთხვევაში — h სართ.)

$$T = \frac{dMS}{l},$$

$$\text{რადგან } \frac{dM}{dx} = Q; \quad T = \frac{Qdx S}{l} = \frac{Qdx \mu}{b},$$

$$\text{სადაც } T = \frac{Qh_{\text{ხარბ}} \mu}{b} = \frac{h_{\text{ხარბ}} \mu}{b} \sum_k^n S_a.$$

მაგრამ ზღუდარები, სოგმანების მსგავსად, არ წარმოადგენენ აბსოლუტურად ხისტ კავშირს, სინამდვილეში მათზე მოქმედებს უფრო ნაკლები განივი ძალა, ვიდრე (II.5) ფორმულითაა მიღებული.

ლიობებს შორის სარტყლის მცირე სიხისტის დროს, განიერი შუაკედლისების შემთხვევაში, ლიობების თავზე მოთავსებული სარტყელი უნდა განვიხილოთ როგორც მასთან სახსოვრად დაკავშირებული. ამ დროს შუაკედლისებს ანგარიშობენ როგორც ხისტად ჩამაგრებულ კონსოლებს, რომელთა სიგრძე შენობის სიმაღლის ტოლია. შიდა განივი კედლების (რომელიც ხასიათდება შედარებით მეტი ლიობებით) ზღუდარების უფრო ზუსტი ანგარიში შეიძლება შესრულდეს ჩარჩოს სქემით.

კედლებისა და მათი ნაწილების შემდგომი ანგარიში სეისმურ ძალებზე დაიყვანება კედლის კვეთის სიმტკიცის შემოწმებაზე, ქვის კონსტრუქციების დაპროექტების ნორმების მიხედვით და ამიტომ აქ არ განვიხილავთ.

კედლის სიბრტყის გასწვრივ მოქმედ სეისმურ ძალებზე გაანგარიშების გარდა, აუცილებელია განვიხილოთ ამ ძალების მოქმედება კედლის სიბრტყის პერპენდიკულარულადაც. ამ შემთხვევაში კედლები ან შუაკედლისები განიხილება როგორც ჩვეულებრივი კოჭური კონსტრუქციები, რომლებიც დაყრდნობილია გადახურვაზე და განიცდის თანაბრადგანაწილებული სეისმური ძალების და ამ დონის ზემოთ მოთავსებული დატვირთვის შესაბამის N შეყურსული ძალის მოქმედებას (β_q-ს მნიშვნელობა შეესაბამება შენობის განსახილველ დონეს, მაგრამ არ უნდა იყოს ორზე ნაკლები).

გადახურვები იანგარიშება როგორც კოჭური კედელი, თუ გადახურვის ძალის შეფარდება სიმაღლესთან (შენობის სიგანესთან ან მანძილებთან გრძივ კედლებს შორის) ნაკლებია ორზე, ხოლო თუ ეს ფარდობა ორზე მეტია, იანგარიშება როგორც ჩვეულებრივი კოჭი.

კოჭური კედლის ანგარიში ნორმალურ ძალებზე ხდება ცხრილების საფუძველზე [25]. ბმების საშუალებით გადაცემული გამჭიმავი ძალები იანგარიშება ეპიურის შესაბამისი ფართების მიხედვით. მღუნავი მომენტის მიახლოებითი მნიშვნელობა განისაზღვრება როგორც საყრდენის შეკუმშული ან გაკიმული ნაწალის ტოლქმედის ნამრავლი შიგა ძალების მხარზე.

მლუნავი მომენტის, $M_{\max}$ -ის მიხედვით, განისაზღვრება გრძივი ძალები, რომლებიც გადაეცემა რკინაბეტონის შემოსაკრავებს. შემოსაკრავის არმატურის ანგარიში გამჭიმავ ძალებზე ხდება შემდეგი ფორმულით.

$$N = \frac{M_{\max}}{L},$$

სადაც L არის მანძილი შემოსაკრავებს შორის.

თუ გვაქვს შიგა გრძივი მზილი კედლები, მაშინ $M_{\max}$ გადაეცემა გადახურვის ორ გრძივ ნახევარს.

მხები ძალები კოჭური კედლის კვეთში შეიძლება განვსაზღვროთ ფორმულით

$$T_{xy} = \frac{3}{\gamma} \eta (1 - \eta) (1 - \xi) p,$$

სადაც $\gamma = \frac{l}{b}$ არის კოჭური კედლის მალის შეფარდება სიმაღლესთან;

$\eta = \frac{y}{b}$; $\xi = \frac{x}{l}$; p — თანაბრად განაწილებული სეისმური დატვირთვის ინტენსივობა.

მაქსიმალური მხები ძალა იანგარიშება, როცა $x = 0$, $y = \frac{l}{2}$

(რადგანაც $f(\eta) = \eta(1 - \eta)$), აღწევს მაქსიმუმს, როცა $\eta = \frac{1}{2}$.

მაქსიმალური მხები ძაბვა

$$\tau_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{100 \delta},$$

სადაც δ გადახურვის სისქეა.

მხები ძალა იწვევს ბმების გადაჭრას ფენილებს შორის ნაკერებში, რომელზედაც იანგარიშება ეს ბმები.

რკინაბეტონის სარტყლის ანგარიში, რომელიც ითვალისწინებს სარტყლის კედელთან და გადახურვასთან ერთობლივ მუშაობას, დაკავშირებულია შრომატევად გამოთვლებთან. დაპროექტების პრაქტიკაში საკმარისია სარტყლის ანგარიშის მიახლოებითი მეთოდი.

გამოკვლევებმა ცხადყვეს, რომ სარტყელზე მოსული ძალები დამოკიდებულია გადახურვების სიხისტეზე, მათ კავშირზე სარტყელთან. ამიტომ. როდესაც გვაქვს რკინაბეტონისგან ანაკრები ფილების ფენილები, რომლებიც სარტყელს ჩასატანებელი ნაწილების მიღულებით ან საანკერო შემოსაყრავით უკავშირდებიან გადახურვას, სარტყელთან ერთად ანგარიშობენ როგორც კოჭურ კედელს. ამ დროს გამჭიმავი ძალები გადაეცემა სარტყლის არმატურას, ზოლო ძვრის ძალები ნაწილობრივ სარტყელს, ნაწილობრივ კი გადახურვის ნაკერებს.

ხის გადახურვის კავშირი სარტყელთან ჩვეულებრივად არასაკმარისი სიხისტისაა. ამ შემთხვევაში სარტყლებს ანგარიშობენ მთლიან სეისმურ დატვირთვაზე.

სარტყლის ანგარიშის დროს მღუნავი მომენტი სარტყლის საყრდენებთან ჩამაგრების გათვალისწინებით მიიღება $\frac{ql^2}{12}$.

მსხვილბლოკური შენობების სეისმურ ანგარიშს აწარმოებენ იმავე ფორმულებით, რომლებიც აგურის შენობებისთვისაა მიღებული. ზოგიერთი დამატება, რომელიც გამოწვეულია მსხვილბლოკური შენობების კონსტრუქციის თავისებურებით, მოყვანილია ქვემოთ.

განივ კედლებში ვერტიკალური ნაკერები ბლოკებს შორის იანგარიშება ძვრის T ძალის მოქმედებაზე, რომელიც განისაზღვრება ფორმულით

$$T = h \frac{S}{I} \sum_k^n S_{ha}, \quad (III, 6)$$

სადაც S არის სტატიკური მომენტი კედლის პორიზონტალური ნაწილისა, რომელიც მდებარეობს განსახილველ ნაკერის ერთ მხარეს;

I — მთელი კედლის პორიზონტალური კვეთის ინერციის მომენტი.

ორკრადი კედლების შემთხვევაში T ძალა უნდა მიიღოს ზღუდარის რკინაბეტონის ბლოკმა. თუ მეზობელი ბლოკის ზედაპირი განხორციელებულია სოგმანური კილოთი, მაშინ ზღუდარის ბლოკებს გარდა ამ ძალას მიიღებს ნაკერის ვერტიკალური კვეთის ნახევარი ფართი.

ძალა, რომელიც ვერტიკალურ ნაკერებში იწვევს ძვრას, უნდა შეემაოწმოს აგრეთვე ნაკერები შიგა და გარე კედლების შეერთებებში.

1. СНип—П. А-12—69.
2. В. С. П а в л ы к. Динамические расчеты схем сооружений. Сб. „Основы проектирования зданий в сейсмических районах“. Госстройиздат, М., 1961.
3. К. С ю э х и р о Инженерная сейсмология. М., 1935.
4. Ш. А. Д ж а б у а и др. Краснополянское землетрясение 21—27 декабря 1955 года и его последствия. Бюллетень совета по сейсмологии, № 5, М., 1958.
5. Н. М. Б а ч и н с к и й. Антисейсмика в архитектурных памятниках Средней Азии. Изд-во АН СССР, М.-Л., 1949.
6. М. Я. П и л ь д и ш, Вопросы сейсмостойкого строительства. Гостройиздат, М., 1956.
7. В. Г. М и щ е н к о. Сейсмические нагрузки. Бюллетень Совета по сейсмологии М., 1952.
8. В. А. Б ы х о в с к и й. Исследования по сейсмостойкости зданий и сооружений. Госстройиздат, М., 1956.
9. А. Л. Ч у р а я н и др. Разрушения построек при Чаткальском землетрясении 30.XI.1946 г., Тбилиси, 1949.
10. В. А. Б ы х о в с к и й, И. Л. К о р ч и н с к и й, В. С. П а в л ы к. Землетрясение в Петропавловск на Камчатке 4 мая 1959 года. Сборник ЦНИИСК-а «Исследования по сейсмостойкости зданий и сооружений». Госстройиздат, М., 1956.
11. С. В. П о л ь к о в. Сцепление в кирпичной кладке. Госстройиздат, М., 1959.
12. В. А. С т е п а н я н. Нормальное сцепление раствора с камнем. Ереван, 1950.
13. Л. В. М а т в е е в. Технология сейсмостойкости кладки из молдавских пыльных известняков. Материалы совещания в Алма-Ата, Кишинев, 1967.
14. С. В. П о л ь к о в. Каменная кладка в каркасных зданиях. Гостройиздат, М., 1956.
15. М. А. B i o t Analitical and Experimental methods in Wngineering Seismology Proceedings of the Society of Civil Engineering. Frunsaction 10 B 1943. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. 2, 1934.
16. N. G r e e n. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. 2, 1934.
17. А. Л. Ч у р а я н, Ш. А. Д ж а б у а. Сейсмостойкость здания с гибким первым этажом. „Жилищное строительство“, № 1, М., 1962.
18. F i n t e l М., К h a n F. Shock-absorbing stoeey concept at the 64-the Annual ACI Convention in Los Angeles on March 7, 1968.
19. И. М. Ю с ф и н. Расчет каркасных зданий на сейсмическое воздействие с учетом высших форм колебаний. Издание Госстроя СССР, М., 1954.

20. Sozen M. A. Jennings P. C., Mattesen R. B., Housner G. W. and Newmark N. M. Engineering Report of the Caracas Earthquake of 29 Yuli 1967. Washington D. C., 1968.
21. В а л ь т е р К ю н ц е и-др. Повреждения, вызванные землетрясением в Скопле. Перевод с английского из журнала № 12, 1963.
22. И. Л. К о р ч и н с к и й, В. Ф. Ш е п е л е в. Расчет высотных зданий на сейсмические воздействия с учетом их протяженности. Строительное проектирование промышленных предприятий. Изд-во „Московская правда“, М., 1965.
23. И. И. Г о л ь д е н б л а т. Некоторые проблемы теорий сейсмостойкости. Материалы совещания по сейсмостойкому строительству. Алма-Ата, 1967.
24. M a t s u s h i t a K., I z u m i M. Some Analyses on Mechanism to Decrease Seismic Force Applied to Buildings, TWCEE, 1965.
25. А. С. К а л ь м а н о к. Расчет пластинок. Госстройиздат, М., 1959.
26. А. И. М а р т е м ь я н о в. Вопросы применения антисейсмических поясов. Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук. Издательство АН Узбекской ССР. Ташкент, 1955.

მსხვილპანელიანი და კარკასული შენობები

§ 1. მსხვილპანელიანი შენობები

უკანასკნელ ხანს სულ უფრო და უფრო მეტი ყურადღება ექცევა მშენებლობის ინდუსტრიალიზაციას. სამოქალაქო მშენებლობაში თავდაპირველად ეს გამოიხატა აგურისა და წვრილი ბლოკებისაგან შენობათა კედლების შრომატევადი წყობის მსხვილბლოკური წყობით შეცვლაში, ხოლო ცოტა ხნის შემდეგ მონოლითური და ასაწყობი რკინაბეტონის ფართოდ გავრცელებაში. ამ ტენდენციამ საერთოდ დადებითი გავლენა მოახდინა მშენებლობის ტემპზე და მის ხარისხზე, ხოლო სეისმურ რაიონებში შესაძლებელი გახდა შენობების სეისმომდებლობის მნიშვნელოვნად გაზრდა. რკინაბეტონის კედლებს აგურისა და ბლოკურ წყობასთან შედარებით ახასიათებს დიდი წინაღობა ღუნვაზე და მასალის მეტი ერთგვაროვნობა. ამ გარემოებამ შექმნა სეისმომდებლობაზე საიმედო გაანგარიშების პირობები და სეისმურ რაიონებში საართულიანობის გაზრდის შესაძლებლობაც მოგვცა.

განსაკუთრებით დიდი უპირატესობა აქვს რკინაბეტონის ასაწყობ კონსტრუქციებს, რომელთა მშენებლობაში გამოყენება იძლევა ინდუსტრიალიზაციის მეტ შესაძლებლობას. ქარხანაში წინასწარ დამზადებულ რკინაბეტონის მსხვილ ელემენტებს გადმოზიდვენ სამშენებლო მოედანზე, სადაც ხდება მათი მხოლოდ აწყობა.

ასაწყობმა რკინაბეტონმა გამოყენება პოვა მსხვილბლოკური და კარკასულ შენობებში.

მსხვილპანელიანი შენობები აიწყობა ოთახის ზომის მსხვილპანელებით. ჭერჭერობით მცირე მონაცემები მოგვეპოვება მათი გამძლეობის შესახებ ძლიერი მიწისძვრების დროს, ვინაიდან როგორც ჩვენში, ისე საზღვარგარეთ არც თუ ისე დიდი ხანია, რაც ასეთი ნაგებობების მშენებლობა დაიწყო. ჩვენი გამოცდილება ამ

მიმართულებით მხოლოდ ტაშენტის მიწისძვრით შემოიფარგლება. ამასთან შეგვიძლია მოვიტანოთ მთელი რიგი მოსაზრებები, რომლებიც ადასტურებენ მსხვილპანელიანი შენობების მაღალ სეისმომდევობას.

უწინარეს ყოვლისა მათი ხელსაყრელი ფორმა გეგმაში — მართკუთხა, შენობის მთელ სიგრძეზე შიგა მზიდი კედლების ხშირად და თანაბრად განლაგება. გეგმის ასეთი მოხაზულობა ქმნის ყველა პირობას იმისათვის, რომ შენობამ წინააღმდეგობა გაუწიოს პორიზონტალურ ძალებს და აგრეთვე საკმაოდ ზუსტად გაანგარიშდეს ამ ძალების ზემოქმედებაზე სივრცული სისტემა. ანგარიშისათვის სივრცული სისტემა უნდა დანაწილდეს ბრტყელ ელემენტებად — კედლებად, სართულშორისი — სხვენის გადახურვებად და სხვ. გარდა ამისა, თვით რკინაბეტონის მუშაობა ღუნვანე აგურის წყობასთან შედარებით უფრო საიმედოა, ამიტომ უფრო სანდოა ბრტყელი პანელებიდან შედგენილი სივრცული სისტემის გაანგარიშების შედეგები. ეს კი შესაძლებელს ხდის მსხვილპანელური სახლების სართულიანობა ანგარიშის მიხედვით გადაწყვეტით. ამასთან აუცილებელია პანელების ერთმანეთთან დაკავშირება როგორც სიგრძეზე, ისე გადაკვეთებში, აგრეთვე სართულშორისი და სხვენის გადახურვების შეუღლებებში.

ასეთი ბმის მოსაწყობად პანელებს კონტურზე ჩატანებული აქვს ლითონის დეტალები, რომლებიც ერთმანეთთან მაგრდება მონტაჟის დროს. მათი დამაგრება ხდება ორი გზით: ან ჩატანებული ნაწილების შედუღებით, ან მარყუქების საშუალებით. პირველ შემთხვევაში ყოველ პანელს მისი დამზადების დროს კიდებზე უკეთდება ლითონის დეტალი, ხოლო ორი შესაუღლებელი პანელის ამ ნაწილებს ადუღებენ შენობის მონტაჟის დროს. მეორე შემთხვევაში (მარყუქებით დამაგრება) პანელებიდან გამოიშვება მარყუქები, რომლებიც ერთმანეთს გადაედება პანელებში დატოვებულ ბუდეებში; ზოგ შემთხვევაში მარყუქების ერთმანეთთან დამაგრებას აძლიერებენ ლითონისავე დეტალებით და შემდეგ ხდება ბუდეების დაბეტონება. რასაკვირველია, ადგილზე დაბეტონება, ეგრეთ წოდებული „სველი პროცესები“, ნაწილობრივ ამცირებს ნაგებობის მშენებლობის ინდუსტრიალიზაციის დონეს. მარყუქების საშუალებით პანელების დამონოლითების დროს. მაგრამ მეორე მხრივ მას აქვს არსებითი უპირატესობანი სეისმური რაიონებისათვის. შეუღლების დიდი მოქნილობისა და პლასტიურობის გა-

მო ისინი უკეთესად ეწინააღმდეგებიან დინამიკური ძალების ზემოქმედებას.

კ ე ლ ის პ ა ნ ე ლ ე ბ ი. არმირება ხდება ბადით ან ლეროთი, რათა ისინი არ დაზიანდნენ ტრანსპორტირების, შენახვისა და აწყობის დროს. რკინაბეტონის კედლის მცირე სისქის გამო კლებულობს შენობის წონა, მაშასადამე, გრუნტზე წნეეაც და სეისმური ძალებიც, მაგრამ ამ კედლების ნაკლია მაღალი თბოგამტარობა და ბგერათგამტარობა. ეს ნაკლი მეტად შესამჩნევია გარე კედლებისათვის, რის ასაცილებლადაც მათ ხშირად ამზადებენ სამშრიანს. პირველი, შიგა მხრიდან მდებარე შრე მზადდება 200 მარკის ბეტონისაგან. არანაკლებ 8 სმ სისქისა, მისი დაარმატურება ხდება ან ცალფა ბადით, ანდა ლეროვანი არმატურის კარკასით. მეორე შრე არის სითბოსაიზოლაციო, რომელიც მზადდება გადიდებული სითბოსაიზოლაციო თვისებების მქონე მასალებისაგან. ჩვეულებრივ ამისათვის გამოიყენება ნახევრადხისტი მინერალიზებული ფილები ან მსუბუქი ბეტონის საღებები. ორთქლის იზოლაციისათვის ორ შრეს შორის იდება რუბეროიდი. საბოლოო, მესამე გარე შრე მზადდება ნახევრად ხისტი ბადეებით, დაარმატურებული 200 მარკის ბეტონისგან. გარე ზედაპირი სათანადოდ ფაქტურდება. სამშრიანი პანელების დამზადება გარე კედლებისთვის რთულია, გარდა ამისა მათი შრეებად დაყოფა ამცირებს წინააღმდეგობას მოქმედი ძალებისადმი, ამიტომ უფრო სასურველია ერთშრიანი პანელები.

უკანასკნელ ხანს, საკმაოდ გავრცელდა მსუბუქი ბეტონის და მსუბუქი რკინაბეტონის გამოყენება მზიდ კონსტრუქციებში. ამ მასალის საიმედოება დადასტურდა როგორც თეორიული და ექსპერიმენტული კვლევით, ასევე პრაქტიკულად საპასუხისმგებლო ნაგებობებში. საქართველოში მისი გამოყენება, საბჭოთა კავშირის სხვა რესპუბლიკებთან შედარებით, უფრო ადრე დაიწყო. თბილისში ძირითადად ამ მასალისაგან აგებულია მთავრობის სახლი, მარქს-ენგელს-ლენინის ინსტიტუტის შენობა, დინამოს სტადიონი და სხვ. მსუბუქი ბეტონისა და რკინაბეტონის გამოყენებას მსხვილპანელიან შენობებში არა მარტო ის დადებითი მხარე ახასიათებს, რომ გარე კედლები შეიძლება გაკეთდეს ერთშრიანი და არაა საჭირო სისქის გაზრდა, არამედ ისიც, რომ, თუ შიგა კედლებსაც მსუბუქი ბეტონისაგან ვააკეთებთ, შემცირდება მსხვილპანელიანი შენობების წონა და, მაშასადამე, სეისმური ძალებიც.

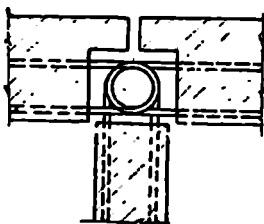
გარე კედლების სამშრიანი და ერთშრიანი პანელების არმატურა, ისევე, როგორც გარე პანელების შემაერთებელი ლითონის დეტალები საიმედოდ უნდა იყოს დაცული კოროზიისაგან. შემოწმებისას, რომელიც ჩატარდა გარე კედლებში პირაპირების მდგომარეობის შესწავლის მიზნით, აღმოჩნდა, რომ ფოლადი განიცდის ინტენსიურ კოროზიას, ხოლო ანტიკოროზიული დაცვისათვის საჭირო გახდა რთული ღონისძიებების ჩატარება [38]. ამგვარად, მსხვილპანელიანი მშენებლობის გამოცდილებამ ცხადყო პირაპირებში ფოლადის ელემენტების დროულად დაფარვის, ეერძოდ, მათი მოთუთიების აუცილებლობა. გარე პანელებში ფოლადის ნაწილების კოროზიამდეღეგობის უზრუნველყოფა რთულია. ამის გამო ამ საკითხის გადასაწყვეტად წარმოებს გამოკვლევები, ასე მაგალითად, საქართველოს სსრ მეცნიერებათა აკადემიის სამშენებლო მექანიკისა და სეისმომდეგობის ინსტიტუტის და რესპუბლიკის მშენებლობის სამინისტროს სპეციალისტთა ჯგუფმა დაამუშავა სეისმომდეგი შენობის ახალი ტიპი. მათი წინადადების ძირითადი არსი იმაში მდგომარეობს, რომ შენობის შიგა ნაწილი, ე. ი. კედლები, ყველა სართულშორისი და სხვენის გადახურვები მთლიანად აიგება რკინაბეტონის მსხვილი პანელებისაგან, ხოლო გარეკედლები უნდა აიგოს მსხვილი ბლოკებიდან, რომლებიც მაგრდება შიგა პანელებთან ლითონის ბმებით. ასეთი ტიპის შენობაში ლითონის კავშირების ყველაზე უფრო საპასუხისმგებლო ნაწილები კედლის გარე ზედაპირიდან საკმაოდ დიდი მანძილით. თითქმის კედლის სისქით არის დაშორებული, ამიტომ კოროზიის საშიშროება სავესებით აცილებულია.

ს ხ ვ ე ნ ი ს ა და ს ა რ თ უ ლ შ ო რ ი ს ი გადახურვების . პ ა ნ ე ლ ე ბ ი წარმოდგენენ რკინაბეტონის მასიურ და ღრუ ფილებს. მასიური ფილები მზადდება 10 სმ სისქისა. ღრუ კეთდება მრგვალი ნახერხების სახით. ეს ფილები უნდა შეუერთდნენ ერთმანეთს და კედლებს.

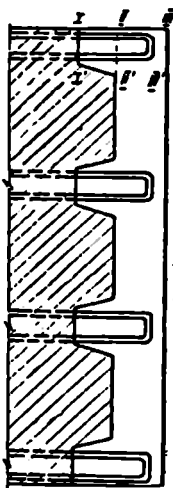
არსებობს გადახურვებისა და კედლების შეპირაპირების ორი ტიპი: ბაქნოვანი და კონსოლური. ბაქნოვანი პირაპირის შემთხვევაში გადახურვა შედის კედლის სიღრმეში, მისი ბოლოები ჩაჭერილია ზემოთ მოთავსებული კედლის პანელებით. ამ შემთხვევაში მათი ჩამაგრების სიღრმე 5—7 სმ. მეორე ხერხით პირაპირს მოწყობისას კედლის პანელებს უნდა ჰქონდეს კონსოლები. რომლებზეც ეყრდნობა გადახურვის პანელები. შენობის მონტაჟის დროს გადა-

ხურვის პანელებს აწყობენ ხსნარის შრეზე. მათი მშრალად დაწყობა არავითარ შემთხვევაში არ დაიშვება.

განსაკუთრებით დიდი მნიშვნელობა აქვს კედლის პანელების პირაპირების მოწყობას. მათი მოწყობის იდეა შემდეგში მდგომარეობს: კედლების პანელებს შორის სტოვებენ შუალედებს, სადაც თავსდება არმატურის მარყუეები (ნახ. 81), ასეთი კავშირი ხელს უწყობს პირაპირის გრძივი ძალებისადმი წინააღმდეგობას, რომლებიც ცდილობენ პანელების დაცილებას. გარდა ამისა აუცილებელია პირაპირების უზრუნველყოფა ძვრაზე, რასაც აღწევენ პირაპირის გასწვრივ სოგმანების მოწყობით. საქართველოს სსრ მეცნიერებათა აკადემიის სამშენებლო მექანიკისა და სეისმომდეგობის ინსტიტუტში შ. ჯაბუასა და ა. ჩურაიანის მიერ დამუშავებულ ვერტიკალურ პირაპირს სოგმანების მო-



ნახ. 81



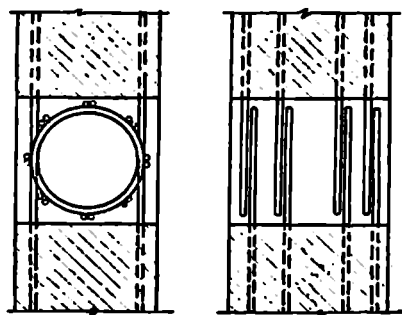
ნახ. 82

საწყობად გადახურვის დონეზე აქვს 10 სმ სიღრმის ბუდეები და შუალედში 6 სმ სიღრმის ორი ბუდე (ნახ. 82). ეს ბუდეები ტრაპეციული ფორმისაა, ზედა ქანობი უდრის 1:1 შევსების გასაადვილებლად: ხოლო პანელის ყალიბიდან ამოღების გასაადვილებლად ქვედა ქანობი გაკეთებულია 1:5.

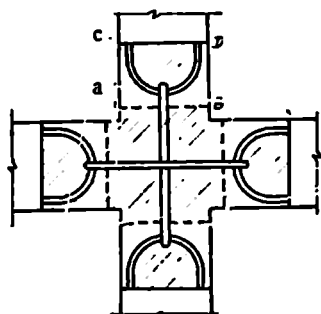
მარყუეების როლი გამოიხატება შემდეგში: I—I კვეთში მარყუეების არმატურა ქარხანაში დამზადებულ და უკვე გაშვებული პანელის ბეტონთან აძლიერებს ახალი ბეტონის შეჭიდებას. II—II კვეთში მარყუეი ზრდის კონსტრუქციის წინააღმდეგობას გააღვიწევს. პორიზონტალური მიმართულებით. III—III კვეთში ასეთ რღვევას ეწინააღმდეგება ბეტონი. მარყუეების უქონლობის შემთხვევაში გააღვიწევს მოხდება ყველაზე უფრო სუსტ I—I კვეთში.

თუ მარყულები ერთმანეთთან არ არის შეერთებული და არ გადაფარავენ ერთმანეთს, მაშინ ასეთი მარყულები აძლიერებს მხოლოდ I—I კვეთს და სუსტი ადგილი, სადაც მოხდება გაგლეჯა. თუ III—III ბეტონის კვეთი იქნება და პირაპირი მოწყობილია ისე, რომ ძალა უშუალოდ გადაეცემა ერთი მარყუედიდან მეორეს, მაშინ ეს პირაპირი გაძლიერებული იქნება რკინაბეტონის ხარისხამდე.

ძალის გადაცემა ერთი მარყუედიდან მეორეზე შეიძლება მოხდეს ან უბრალო პირგადადებით, ან ლითონის ნაწილების გადაბმით.



ნახ. 83



ნახ. 84

პირველ შემთხვევაში პირაპირში მარყუეებს შორის თითქოს იქმნება ბეტონის პრიზმა (ნახ. 81), რომელიც, ეწინააღმდეგება რა ჭრას, ახდენს ძალის გადაცემას ერთი მარყუედიდან მეორეზე. ამ პრიზმის გაძლიერება შეიძლება მარყუეის სიბრტყის პერპენდიკულარულად ღეროების ჩაწყობით, როგორც, მაგალითად, ეს ნაჩვენებია ნახ. 81, 86, 87-ზე.

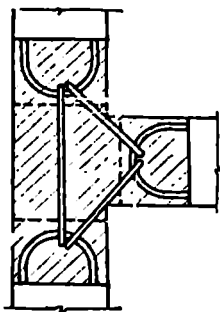
პირაპირის მოწყობა მარყუეების ლითონის დეტალების გადაბმით ხდება, საამისო მაგალითს გ. პერედერის მიერ რკინაბეტონის ხიდებისათვის დამუშავებული პირაპირი იძლევა (ნახ. 83). ნახევარწრიული მარყუეები ერთიმეორის გადაფარვით ქმნიან რგოლებს, რომელთა პერიმეტრზე ეწყობა 6—8 მმ დიამეტრის ღეროები. ამის შემდეგ ბეტონდება ნახაზზე დაშტრიხული ნაწილი მთლიანად. ბე-

ტონი არმირდება სწორი ღეროებით. მსხვილპანელიან შენობებში ჩვეულებრივ იყენებენ უფრო მარტივ ნახევარწრიულ ყულფებს.

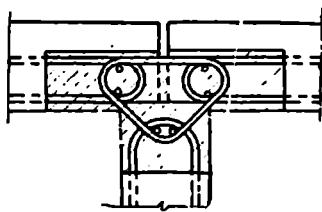
ნახ. 84 და 85-ზე ნაჩვენებია ასეთი პირაპირები შიგა კედლების გადაკვეთაში, შიგა და გარე კედლების მიერთებებში.

ნახ. 84-ზე AB პანელის კიდეა, $ABCD$ — პირაპირის ბუდე. ამგვარად, აქ მარყუტეები არ გამოდის პანელის კიდეების საზღვრი-

დან, რითაც გააძვირებულია მზა პანელების ამოღება ყალიბებიდან და მათი ტრანსპორტირება გამოშვებული მარყუტეების დაუზიანებლად. მონტაჟის დროს მარყუტეების ბო-



ნახ. 85



ნახ. 86

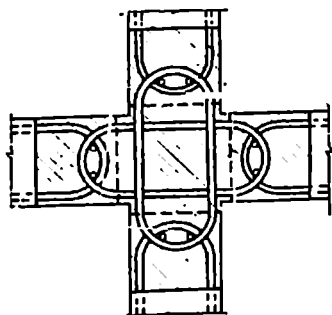
ლოები ერთმანეთთან დაკავშირებულია კავებით. ნახაზებზე დაშტრიხულია პირაპირის ის ნაწილი, რომლის დაბეტონება ხდება კავების დაყენების შემდეგ მშენებლობის ადგილზე.

კავებზე უფრო მოხერხებულია არმატურის კლიტეები (ნახ. 86, 87). კლიტეები კედლება 10 მმ დიამეტრის ღეროებიდან, რომლებიც შემოეხვევიან ამავე დიამეტრის წრფივ ღეროებს, მათი საშუალებით ძალა გადაეცემა მარყუტეებს. მრგვალი ფორმის მარყუტეების გარდა იყენებენ აგრეთვე მართკუთხა მარყუტეებსაც, სადაც ერთმანეთის მომიჯნავე მხარეები შემოსალტულია სპირალით. სპირალი 8 სმ მქონე დიამეტრით, რომელიც 6-მილიმეტრიანი მოქნილი მავთულისგანაა შედგენილი, ადვილად ეხვევა მარყუტეების წრფივ ელემენტებზე და ხელს უწყობს ერთი პანელიდან მეორეზე პორიზონტალური ძალების გადაცემას (ნახ. 88).

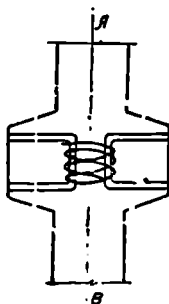
ასეთი არმირება აძლიერებს ახალ ბეტონსა და ქარხანაში დამზადებულ პანელის ბეტონს შორის კავშირს და ზრდის ბეტონის წინაღობას AB კვეთში, ხოლო იმ შემთხვევაში, თუ ძლიერი მიწისძვრის დროს ამ კვეთში მაინც მოხდება ბეტონის გაუთვალისწინე-

ბელი გაგლეჯა, მაშინ მთლიანად ეს ძალა გადაეცემა სპირალს. რაც დაიცავს კონსტრუქციას ჩამონგრევისაგან.

როგორც დიდი უპირატესობის მქონე, ასეთი პირაპირი იმსახურებს ფართო გავრცელებას, ამიტომ ამ პირაპირებზე გამოიყენება მომიჯნავე პანელებს შორის გამჭიმავი და მკუმშავი ძალების მოქმედება. გამოცდებმა დადებითი შედეგები მოგვცა.



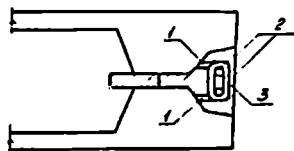
ნახ. 87



ნახ. 88

შენობები მოცულობითი ბლოკებიდან. როცა ლაპარაკია მსხვილბლოკურ შენობებზე, შეუძლებელია არ გავიხსენოთ ისეთი სისტემა, სადაც შენობა აიწყობა „სივრცული ელემენტებიდან“. თვითეული მათგანი ოთხი კედლისაგან შედგენილი ბლოკია ორი ზედა და ქვედა გადახურვით, ე. ი. არის მზა ოთახი. ასეთ ბლოკს ეწოდება მოცულობითი.

მოცულობითი ბლოკებიდან შენობების აგების გამოცდილება ჯერჯერობით მცირეა. ყველაზე უფრო საინტერესოა 1959 წელს ქ. ნახოლცაში აშენებული ერთი ასეთი შენობა.



ნახ. 89

1964 წელს ქ. სოკში მოცულობითი ბლოკებით საკურორტო და საცხოვრებელი სახლების მშენებლობისათვის ჩამოყალიბდა საწარმოო ბაზა.

ამასთანავე აიგო 5-სართულიანი რამდენიმე ასეთი შენობა. მონტაჟის დროს მოცუ-

ლობით ელემენტებს აწყობენ 3 სმ სისქის ცემენტის შრეზე, რომელიც ეწყობა ქვემოთ მდებარე ბლოკის ზედა გადახურვაზე. ერთი და იმავე სართულის გვერდით განლაგებულ ბლოკებს შორის კეთდება პირაპირები კილოებში, რომელსაც ქმნის გვერდითი, ვერტიკალური წიბოები. კილოებში გამოშვებულია მარყუქები (ნახ. 89) და ჩასმულია ვერტიკალური არმატურის ლეროები 2, რომლებიც შეერთებულია ცალულებით 8. არმატურის დაყენების შემდეგ ხდება პირაპირის დამონოლითება 200 მარკის ბეტონით. პორიზონტალურ პირაპირებს აძლიერებენ სოგმანებში არმატურის შევრღების ურთიერთშედულებით და დამონოლითებით.

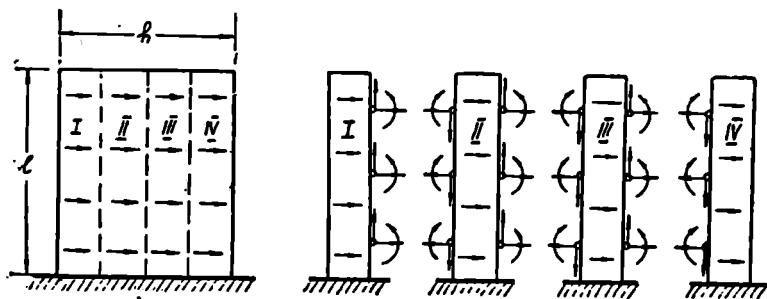
მოცულობით-ბლოკური შენობები აგებულია საზღვარგარეთაც — რუმინეთში, ავსტრალიაში, კალიფორნიაში.

თეორიულ და ექსპერიმენტული კვლევები [4, 46] საკმაოდ დამაჯერებლად მეტყველებენ იმაზე, რომ მოცულობით-ბლოკური შენობებს მაღალი სეისმომდევობა ახასიათებს, რასაკვირველია, იმ შემთხვევაში, თუ სწორად ხდება კონსტრუირება, ხარისხოვნადაა შესრულებული ასაწყობი ელემენტები, მათი მონტაჟი და, გინსაკუთრებით, პირაპირების დამონოლითება. მოცულობით-ბლოკური შენობების შედარება ჩვეულებრივ მსხვილპანელურთან გვიჩვენებს, რომ პირველს აქვს ნაკლები წონა უმთავრესად თხელკედლიანი კონსტრუქციების და აგრეთვე მსუბუქი ბეტონის გამოყენების გამო.

§ 2. მსხვილპანელიანი შენობების კედლებისა და გადახურვების გაანგარიშება

მსხვილპანელიანი შენობების მართკუთხა ფორმა და მზიდი კედლების, ე. ი. ვერტიკალური პანელების ხშირი განლაგება არა მარტო ზრდის სეისმომდევობას, არამედ აგურისა და ბლოკური შენობებთან შედარებით იძლევა ბევრად უფრო ზუსტი გაანგარიშების საშუალებასაც. ჭერ ერთი, რკინაბეტონის კონსტრუქციები საერთოდ, შეიძლება გაანგარიშდეს საკმაოდ ზუსტად; მეორე, რკინაბეტონის შენობის კონსტრუქციის მარტივი ფორმა საშუალებას იძლევა სივრცითი სისტემა მოხერხებულად დანაწილდეს ცალკეულ ბრტყელ ელემენტებად.

პირაპირების ხისტი დამონოლითების დროს კედლები ქვედა ბოლოთი გრუნტში ხისტად ან დრეკადად ჩამაგრებულ კონსოლა წარმოადგენს, ხოლო სხვენისა და სართულშორისი გადახურვები — პორიზონტალურ დიაფრაგმებს, რომლებიც ღებულობენ მათზე გადაცემულ სეისმურ დატვირთვას და ანაწილებენ ამ დატვირთვას სეისმური ძალების გასწვრივ მიმართულ კედლებს შორის. ასეთი კედლების ანგარიში ჩვეულებრივ ხდება იმ ვარაუდით, რომ ისინი მუშაობენ ძვრაზე, მაგრამ ასეთი ანგარიში მიახლოებითია. მსხვილ-პანელიანი შენობის ბრტყელი ელემენტები საჭიროებს უფრო ზუსტ გაანგარიშებას. დოც. ა. ბერაიმ წამოაყენა და დაამუშავა საინტერესო მეთოდი. ქვემოთ მოცემულია ამ მეთოდის აღწერა. კედლების გაანგარიშების ამოცანა პორიზონტალურ ძალებზე, რომლებიც მოდებულია შუა სიბრტყეში, ისმება შემდეგნაირად. მოცემულია l მალა და h სიმაღლის კონსოლი (ნახ. 90). მასზე მოქმედე-



ნახ. 90

ბენ h სიბრტყეში განლაგებული რაღაც კანონით განაწილებული ძალები. ჩვეულებრივ მიიღება სეისმური დატვირთვის დისკრეტული სქემა: ის შედგება შეყურსული ძალებიდან, რომლებიც მოდებულია სართულშორისო და სხვენის გადახურვების სიბრტყეებში.

დავანაწევროთ კედელი I, II, III და IV კოჭად ისე, რომ მათი განივკვეთის სიმაღლე l მალთან შედარებით საკმაოდ მცირე იყოს:

$$h_I = h_{II} = h_{III} = h_{IV} \leq \frac{1}{5} l. \text{ ამ პირობის დროს უფლება გვაქვს მათ}$$

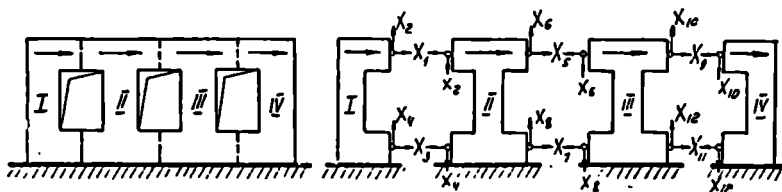
მიმართ გამოვიყენოთ კოჭის ლუნვას თეორია, კოჭების ურთიერთქმედება წარმოვიდგინოთ დისკრეტულად, შეყურსული ძალების — ნორმალური, მხები და წყვილძალების სახით, რომლებიც მოდებული არი-

ან წერტილების სასრულო რიცხვში. ძალების მჭიდროდ განლაგების შემთხვევაში შეგვიძლია უგულებელვყოთ წყვილძალები, ე. ი. დავკმაყოფილდეთ მხოლოდ ნორმალური და მხები ძალებით. ეს ურთიერთქმედების შიგა ძალები შეიძლება განისაზღვროს ძალთა მეთოდის კანონიკური განტოლებების საფუძველზე. ნახაზზე მოყვანილ მაგალითში გვაქვს 27 ზედმეტი უცნობი, თუ უგულებელვყოფთ წყვილძალებს, მაშინ აღმოჩნდება 18 უცნობი. კანონიკური განტოლებების შესადგენად აუცილებელია ამ მაგალითის ოთხივე კოქსისათვის წინასწარ ცალ-ცალკე ჩაიწეროს გადაადგილებები ყოველი ერთეული ძალისაგან, რომლებიც მოდებულია სათანადო ზედმეტი უცნობის ნაცვლად. შესაბამისად, რომელიმე შიგა X_k ძალის მოდების წერტილის ფარდობით გადაადგილება საერთო ორი კოქსისათვის ჩაიწერება როგორც ორი მოსაზღვრე კოქსის გადაადგილების ჯამი. თუ გადაადგილებას, რომელიც შეესაბამება X_k ძალას — გამოწვეულს ერთეული ძალის $X_1=1$ ზემოქმედებით, აღვნიშნავთ δ_{ik} -თი, ჩვენ ცალკე განვსაზღვრავთ ჩაღუნვებს მარცხენა და მარჯვენა კოქსების k წერტილში — $\delta_{ik\text{მარცხ.}}$, $\delta_{ik\text{მარჯ.}}$ და საძიებელ ფარდობით გადაადგილებას ჩავწერთ როგორც ჯამს

$$\delta_{ik} = \delta_{ik\text{მარცხ.}} + \delta_{ik\text{მარჯ.}} \quad (1)$$

ჩჩება ძალთა მეთოდის კანონიკური განტოლებების შედგენა და მათი გადაწყვეტა.

უცნობების რიცხვის შემცირება განსაკუთრებით ადვილად ხდება კედლების ლიობებით შესუსტების შემთხვევაში. ამისათვის



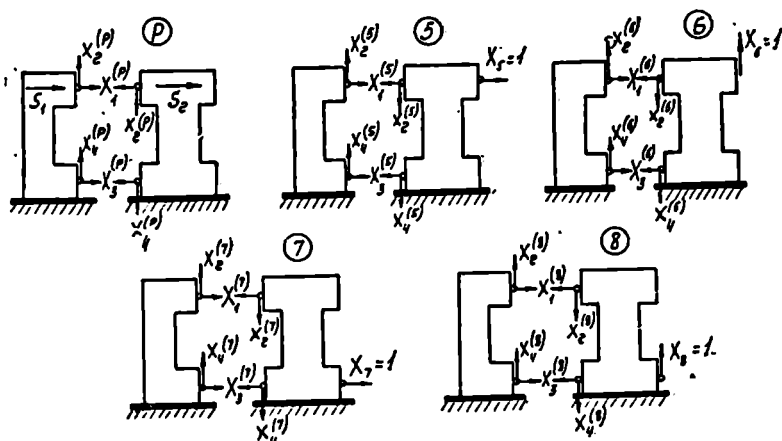
ნახ. 91

საკმარისია კვეთი შევუთავსოთ ლიობების ღერძებს. უმარტივესი შემთხვევა მოყვანილია ნახ. 91-ზე. ასეთი ხერხი ამცირებს უცნობების რიცხვს ჯერ ერთი კვეთების ზომის შემცირების ხარჯზე, მეორეც საკმაოდ ვიწრო ლიობებშიორისი ვერტიკალური შუალედების დროს შესაძლებელია კვეთებში უგულებელვყოთ წყვილძალები.

განტოლებათა სისტემის დაყოფა რამდენიმე დამოუკიდებელ სისტემად შეიძლება განხორციელდეს ა. ბერაის მიერ დამუშავებული წესით. ამ წესის გამოყენებას ვაჩვენებთ უმარტივეს მაგალითზე. სადაც წრფივი განტოლებების სისტემა შეიცავს 12 უცნობს. ეს განტოლებებია

$$\begin{aligned} X_1\delta_{11} + X_2\delta_{21} + X_{12}\delta_{12}, \quad 1 + \delta_{p1} &= 0, \\ X_1\delta_{12} + X_2\delta_{22} + \dots + X_{(12)}\delta_{(12)2} + \delta_{p2} &= 0, \\ X_1\delta_{1(12)} + X_2\delta_{2(12)} + \dots + X_{(12)}\delta_{(12)(12)} + \delta_{p(12)} &= 0. \end{aligned} \quad (2)$$

წრფივი განტოლებების სისტემის (2) უმდაბლესი რიგის ცალკეულ სისტემებად დაყოფისათვის ჯერ ვაერთებთ II კოქს I კოქსთან. კოქების ამ ჯგუფისათვის უშუალოდ სეისმური ძალების ზემოქმედების გარდა მოქმედობს აგრეთვე X_5 , X_6 , X_7 , X_8 ძალები, ხოლო X_1 , X_2 , X_3 , X_4 ძალები წარმოადგენენ შიგა ძალებს, ზედმეტ უცნობებს. შევადგინოთ კანონიკური განტოლებები იმ ვარაუდით, რომ ცალკე მოქმედებს მოცემული გარე ძალები და ცალკე — $X_5=1$, $X_6=1$, $X_7=1$, $X_8=1$ ძალები (ნახ. 92).



ნახ. 92

მოცემული ძალებისგან გვაქვს

$$\begin{aligned} X_{1p}\delta_{11} + X_{2p}\delta_{21} + X_{3p}\delta_{31} + X_{4p}\delta_{41} + \delta_{p1} &= 0, \\ X_{1p}\delta_{12} + X_{2p}\delta_{22} + X_{3p}\delta_{32} + X_{4p}\delta_{42} + \delta_{p2} &= 0, \end{aligned}$$

$$X_{1p}\delta_{13}+X_{2p}\delta_{23}+X_{3p}\delta_{33}+X_{4p}\delta_{43}+\delta_{p3}=0,$$

$$X_{1p}\delta_{14}+X_{2p}\delta_{24}+X_{3p}\delta_{34}+X_{4p}\delta_{44}+\delta_{p4}=0.$$

ეს სისტემა გადაწეროთ ასე

$$\left. \begin{aligned} \sum_{i=1}^5 X_{ip}\delta_{i1}+\delta_{p1}&=0, \\ \sum_{i=1}^5 X_{ip}\delta_{i2}+\delta_{p2}&=0, \\ \sum_{i=1}^5 X_{ip}\delta_{i3}+\delta_{p3}&=0, \\ \sum_{i=1}^5 X_{ip}\delta_{i4}+\delta_{p4}&=0. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

ანალოგიურად ჩაიწერება. განტოლებები ერთეული ძალების X_8 , X_6 , X_7 , X_8 ზემოქმედების დროსაც.

$$\left. \begin{aligned} \sum_{i=1}^5 x_{i5}\delta_{i1}+\delta_{51}&=0, \\ \sum_{i=1}^5 x_{i5}\delta_{i2}+\delta_{52}&=0, \\ \sum_{i=1}^5 x_{i5}\delta_{i3}+\delta_{53}&=0, \\ \sum_{i=1}^5 x_{i5}\delta_{i4}+\delta_{54}&=0. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

$$\left. \begin{aligned} \sum_{i=1}^4 x_{i6}\delta_{i1}+\delta_{61}&=0, \\ \sum_{i=1}^4 x_{i6}\delta_{i2}+\delta_{62}&=0, \\ \sum_{i=1}^4 x_{i6}\delta_{i3}+\delta_{63}&=0, \\ \sum_{i=1}^4 x_{i6}\delta_{i4}+\delta_{64}&=0. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

$$\left. \begin{aligned}
 \sum_{i=1}^4 x_{i7} \delta_{i1} + \delta_{71} &= 0, \\
 \sum_{i=1}^4 x_{i7} \delta_{i2} + \delta_{72} &= 0, \\
 \sum_{i=1}^4 x_{i7} \delta_{i3} + \delta_{73} &= 0, \\
 \sum_{i=1}^4 x_{i7} \delta_{i4} + \delta_{74} &= 0.
 \end{aligned} \right\} (6) \cdot \left. \begin{aligned}
 \sum_{i=1}^4 x_{i8} \delta_{i1} + \delta_{81} &= 0, \\
 \sum_{i=1}^4 x_{i8} \delta_{i2} + \delta_{82} &= 0, \\
 \sum_{i=1}^4 x_{i8} \delta_{i3} + \delta_{83} &= 0, \\
 \sum_{i=1}^4 x_{i8} \delta_{i4} + \delta_{84} &= 0.
 \end{aligned} \right\} (7)$$

ამ განტოლებების საფუძველზე მივიღებთ $X_{1p}, X_{18}, X_{16}, X_{17}, X_{19}$ შნიშვნელობებს. ამის შემდეგ ადვილად შეგვიძლია X_1, X_2, X_3, X_4 გამოვსახოთ X_5, X_6, X_7, X_8 -ით და მოცემული გარე დატვირთვით

$$\left. \begin{aligned}
 X_1 &= X_5 x_{15} + X_6 x_{16} + X_7 x_{17} + X_8 x_{18} + X_{1p}, \\
 X_2 &= X_5 x_{25} + X_6 x_{26} + X_7 x_{27} + X_8 x_{28} + X_{2p}, \\
 X_3 &= X_5 x_{35} + X_6 x_{36} + X_7 x_{37} + X_8 x_{38} + X_{3p}, \\
 X_4 &= X_5 x_{45} + X_6 x_{46} + X_7 x_{47} + X_8 x_{48} + X_{4p}.
 \end{aligned} \right\} (8)$$

ახლა კოქების I—II სისტემას შევეუერთოთ III კოქი და ჩავატაროთ იგივე ოპერაცია.

მაგალითისათვის ვაჩვენებთ, თუ რა ძალები მოქმედებენ II—III კოქებზე $X_9=1$ ძალის მოღების დროს. (8)-ის საფუძველზე ვწერთ:

$$\left. \begin{aligned}
 X_{19} &= X_{69} X_{15} + X_{69} X_{16} + X_{79} X_{17} + X_{89} X_{18}, \\
 X_{29} &= X_{69} X_{25} + X_{69} X_{26} + X_{79} X_{27} + X_{89} X_{28}, \\
 X_{39} &= X_{69} X_{35} + X_{69} X_{36} + X_{79} X_{37} + X_{89} X_{38}, \\
 X_{49} &= X_{69} X_{45} + X_{69} X_{46} + X_{79} X_{47} + X_{89} X_{48}
 \end{aligned} \right\} (9)$$

აქ $X_{15}, X_{16}, \dots, X_{25}, X_{26}, \dots, X_{35}, X_{36}, \dots, X_{45}, \dots, X_{48}$, გამოისახება II და III სისტემის $X_{59}, X_{69}, \dots$ ერთეული ძალების საშუალებით (4), (5), (6), (7) ტოლობებით და კანონიკურ განტოლებებში მონაწილეობას მიიღებს ამ სისტემის მხოლოდ შიგა ძალები. ჩასმის შემდეგ კანონიკური განტოლებები მიიღებს შემდეგ სახეს:

$$\left. \begin{aligned}
& X_{59}\delta_{55} + X_{69}\delta_{65} + X_{79}\delta_{75} + X_{89}\delta_{85} + X_{19}\delta_{15} + X_{29}\delta_{25} + \\
& \quad + X_{39}\delta_{35} + X_{49}\delta_{45} + \delta_{05} = 0, \\
& X_{59}\delta_{66} + X_{69}\delta_{66} + X_{79}\delta_{76} + X_{89}\delta_{86} + X_{19}\delta_{16} + X_{29}\delta_{26} + \\
& \quad + X_{39}\delta_{36} + X_{49}\delta_{46} + \delta_{06} = 0, \\
& X_{59}\delta_{57} + X_{69}\delta_{67} + X_{79}\delta_{77} + X_{89}\delta_{87} + X_{19}\delta_{17} + X_{29}\delta_{27} + \\
& \quad + X_{39}\delta_{37} + X_{49}\delta_{47} + \delta_{07} = 0, \\
& X_{59}\delta_{58} + X_{69}\delta_{68} + X_{79}\delta_{78} + X_{89}\delta_{88} + X_{19}\delta_{18} + X_{29}\delta_{28} + \\
& \quad + X_{39}\delta_{38} + X_{49}\delta_{48} + \delta_{08} = 0.
\end{aligned} \right\} \quad (10)$$

ამ განტოლებებში ჩაისმება მეცხრე გამოსახულებიდან გამოთვლილი X_{19} , X_{29} , X_{39} , X_{49} მნიშვნელობები, რის შემდეგ ამოიხსნება უცნობიანი X_{59} , X_{69} , X_{79} , X_{89} განტოლებათა სისტემა.

იგივეს ვიმეორებთ ცალ-ცალკე ერთეული ძალების $X_{(10)}=1$, $X_{(11)}=1$, $X_{(12)}=1$ ზემოქმედებისათვის, აგრეთვე მოცემული ტვირთისათვის, რის შემდეგ საბოლოოდ განისაზღვრება X_5 , X_6 , X_7 , X_8 მნიშვნელობები (11) გამოსახულების საშუალებით

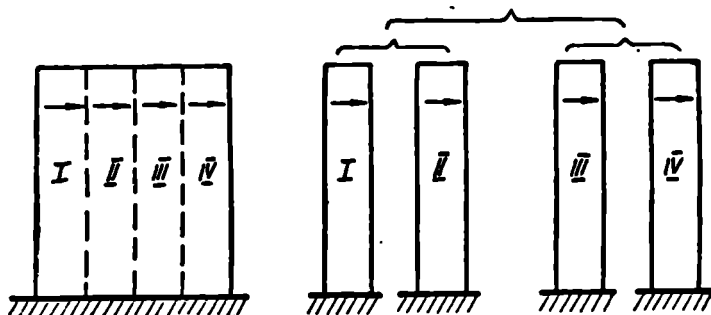
$$\left. \begin{aligned}
X_5 &= X_9 X_{59} + X_{(10)} X_5(10) + X_{(11)} X_5(11) + X_{(12)} X_5(12) + X_{5p}, \\
X_6 &= X_9 X_{69} + X_{(10)} X_6(10) + X_{(11)} X_6(11) + X_{(12)} X_6(12) + X_{6p}, \\
X_7 &= X_9 X_{79} + X_{(10)} X_7(10) + X_{(11)} X_7(11) + X_{(12)} X_7(12) + X_{7p}, \\
X_8 &= X_9 X_{89} + X_{(10)} X_8(10) + X_{(11)} X_8(11) + X_{(12)} X_8(12) + X_{8p}.
\end{aligned} \right\} \quad (11)$$

ამით მთავრდება ოპერაცია II—III კოჭების სისტემებთან. ასეთი თანამიმდევრობით, შემდეგი კოჭების ჩართვით წინა სისტემებთან, ჩვენ ყოველთვის გამოვსახავთ ახალი სისტემის შიგა ძალებს მომდევნო ძალებით, სანამ არ მივაღწევთ უკანასკნელ კოჭამდე (ჩვენს მაგალითში IV კოჭამდე). ამგვარად, ჩვენი მაგალითის უკანასკნელ სისტემაში შიგა ძალებია $X_{(9)}$, $X_{(10)}$, $X_{(11)}$, $X_{(12)}$. ამათ გარდა მოქმედებენ მოცემული გარე ძალები და აგრეთვე X_5 , X_6 , X_7 ; X_8 ძალები. ეს უკანასკნელნი უკვე გამოსახული არიან X_9 , $X_{(10)}$, $X_{(11)}$, $X_{(12)}$ -საგან დამოკიდებით (11) ტოლობებით. ამიტომ კანონიკური განტოლებების უკანასკნელი სისტემა ასე ჩაიწერება:

$$\begin{aligned}
 &X_9\delta_{99} + X_{10}\delta_{(10)9} + X_{(11)}\delta_{(11)9} + X_{(12)}\delta_{(12)9} + X_5\delta_{59} + X_6\delta_{69} + \\
 &\quad + X_7\delta_{79} + X_8\delta_{89} + \delta_{p9} = 0, \\
 &X_9\delta_{9(10)} + X_{(10)}\delta_{(10)(12)} + X_{(11)}\delta_{(11)(10)} + X_{(12)}\delta_{(12)(10)} + \\
 &\quad + X_5\delta_{5(10)} + X_6\delta_{6(10)} + X_7\delta_{7(10)} + X_8\delta_{8(10)} + \delta_{p(10)} = 0. \\
 &X_9\delta_{9(11)} + X_{(10)}\delta_{(10)(11)} + X_{(11)}\delta_{(11)(11)} + X_{(12)}\delta_{(12)(11)} + \\
 &\quad + X_5\delta_{5(11)} + X_6\delta_{6(11)} + X_7\delta_{7(11)} + X_8\delta_{8(11)} + \delta_{p(11)} = 0, \\
 &X_9\delta_{9(12)} + X_{(10)}\delta_{(10)(12)} + X_{(11)}\delta_{(11)(12)} + X_{(12)}\delta_{(12)(12)} + \\
 &\quad + X_5\delta_{5(12)} + X_6\delta_{6(12)} + X_7\delta_{7(12)} + X_8\delta_{8(12)} + \delta_{p(12)} = 0
 \end{aligned}
 \tag{12}$$

ამ განტოლებებში X_5, X_6, X_7, X_8 მნიშვნელობების ჩასმით ვლებულობთ ოთხგანტოლებიან სისტემას $X_9, X_{10}, X_{11}, X_{12}$ უცნობით, რომელიც უნდა ამოიხსნას. ამის შემდეგ უკუსვლით განესაზღვრავთ X_5, X_6, X_7, X_8 -ის საბოლოო მნიშვნელობებს (11)-ის საფუძველზე, შემდეგ კი (8) განტოლებიდან ამოეხსნით X_1, X_2, X_3, X_4 მნიშვნელობებს.

ამგვარად, თორმეტუცნობიანი თორმეტგანტოლებიანი სისტემის ამოხსნა დავიყვანეთ რამდენიმე ცალკეულ ოთხუცნობიან სის-



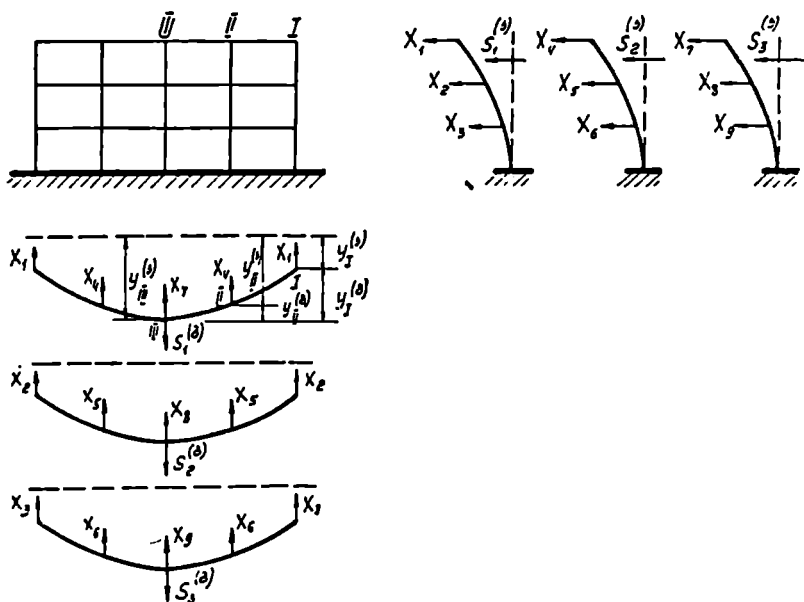
ნახ. 93

ტემის ამოხსნამდე. რასაკვირველია. ამჟამად ამის გაკეთება არ დაგვკირდება, ეინაიდან 12 რიგის წრფივი განტოლებების სისტემას ნებისმიერი მანქანა გადაწყვეტს.

ჩვენ შევეცადეთ უმარტივეს მაგალითზე ნათლად გვეჩვენებინა მეთოდი, რომლითაც შეიძლება ვისარგებლოთ იმ შემთხვევაში, როცა წრფივი განტოლებების სისტემის რიგი იმდენად მაღალია,

რომ ის აღემატება არსებული მანქანის შესაძლებლობას. ამასთან, მხედველობაშია მისაღები ის, რომ ჩვენი ყველა განტოლება მოხერხებულად ჩაიწერება მატრიცულ სისტემაში. ეს აქ არ არის შესრულებული იმ მოსაზრებით, რომ მკითხველმა, რომელიც საკმაოდ ვერ ფლობს მატრიცების თეორიას, უფრო ადვილად აითვისოს კოპების სისტემის ცალკეულ ჯგუფებად დაყოფის მეთოდის არსი.

აღვნიშნავთ, რომ ეს დაყოფა შეიძლება მოხდეს სხვა თანამიმდევრობითაც, მაგალითად (ნახ. 93), ჩვენ შეგვეძლო ჯერ ცალცალკე ვაგვეხილა I—II და III—IV სისტემები და შემდეგ კი ურთიერთქმედებაში. ეს განსაკუთრებით მოსახერხებელია სიმეტრიული კედლების გაანგარიშებისას.



ნახ. 94

შენობის გადახურვები, ისევე როგორც კედლები, სრულდება მონოლითური ან კიდეც დამონოლითებული რკინაბეტონისაგან. სართულის გადახურვის პანელების ხისტი დამაგრების შედეგად ის ასრულებს პორიზონტალური დიაფრაგმის როლს, რომელიც ანაწილებს მასზე მოსულ სეისმურ დატვირთვას კედლებს. შორის. რო-

ცა ასეთი დიაფრაგმის სიხისტე მნიშვნელოვნად აღემატება კედლის სიხისტეს, გაანგარიშების დროს ის აბსოლუტურად ხისტად მიიღება და სიმეტრიულ სისტემებში მისგან გადაცემული დატვირთვა კედლებს შორის ნაწილდება იმ პირობიდან გამომდინარე, რომ მოცემული გადახურვის დონეზე ყველა კედლის პორიზონტალური ჩალუნვა ტოლია. ასეთ შემთხვევებს ჩვენ, მაგალითად, ვხვდებით გრძივი კედლების გაანგარიშების დროს შენობის გასწვრივ მოქმედ სეისმურ ძალებზე.

სურათზე (ნახ. 94) ნაჩვენებია სამსართულიანი შენობის მაგალითი სიმეტრიულად განლაგებული განივი კედლით. აქ თითოეული იარუსისათვის შეიძლება გამოისახოს გადახურვის ჩალუნვა ყოველ წერტილში, კედლის ჩალუნვისაგან დამოკიდებულებით, ამასთანავე ერთი და მეორეც განიხილება როგორც კონსოლები. კონსოლი-დგარები ქვედა ბოლოებითაა ჩამაგრებული, ხოლო დგარები-გადახურვები — III წერტილში. გადახურვის ჩალუნვა I წერტილში უდრის დგართა ჩალუნვების სხვაობას I და III წერტილებში, ხოლო გადახურვის ჩალუნვა II წერტილში — დგართა ჩალუნვების სხვაობას II და III წერტილებში.

$$y_I^{(3)} = y_{III}^{(j)} - y_{II}^{(j)}$$

$$y_{II}^{(3)} = y_{III}^{(j)} - y_I^{(j)} \quad (13)$$

ამ გამოსახულებებში ჩავსვამთ გადახურვების და დგარების ჩალუნვის y -ის მნიშვნელობებს ურთიერთქმედების S ძალებისაგან დამოკიდებულებით და მივიღებთ:

$$\begin{aligned} \delta_{11}^{(3)} X_1 + \delta_{41}^{(3)} X_4 + \delta_{p1}^{(3)} = & \delta_{77}^{(j)} X_7 + \delta_{87}^{(j)} X_8 + \delta_{87}^{(j)} X_9 + \delta_{p7}^{(j)} - \left(\delta_{11}^{(3)} X_1 + \right. \\ & + \delta_{21}^{(j)} X_2 + \delta_{31}^{(j)} X_3 + \delta_{p1}^{(j)} \Big), \quad \delta_{22}^{(3)} X_2 + \delta_{52}^{(3)} X_5 + \delta_{p2}^{(3)} = \delta_{78}^{(j)} X_7 + \delta_{88}^{(j)} X_8 + \\ & + \delta_{88}^{(j)} X_9 + \delta_{p8}^{(j)} - \left(\delta_{12}^{(j)} X_1 + \delta_{22}^{(j)} X_2 + \delta_{32}^{(j)} X_3 + \delta_{p2}^{(j)} \Big), \quad \delta_{33}^{(3)} X_3 + \delta_{63}^{(3)} X_6 + \right. \\ & + \delta_{p3}^{(3)} = \delta_{79}^{(j)} X_7 + \delta_{89}^{(j)} X_8 + \delta_{89}^{(j)} X_9 + \delta_{p9}^{(j)} - \left(\delta_{13}^{(j)} X_1 + \delta_{23}^{(j)} X_2 + \right. \\ & + \delta_{33}^{(j)} X_3 + \delta_{p3}^{(j)} \Big), \quad \delta_{44}^{(3)} X_4 + \delta_{44}^{(3)} X_4 + \delta_{p4}^{(3)} = \delta_{77}^{(j)} X_7 + \delta_{87}^{(j)} X_8 + \delta_{87}^{(j)} X_9 + \\ & + \delta_{p7}^{(j)} - \left(\delta_{44}^{(j)} X_4 + \delta_{54}^{(j)} X_5 + \delta_{64}^{(j)} X_6 + \delta_{p4}^{(j)} \Big), \quad \delta_{55}^{(3)} X_5 + \delta_{55}^{(3)} X_5 + \delta_{p5}^{(3)} = \end{aligned} \quad (14)$$

$$= \delta_{79}^{(j)} X_7 + \delta_{88}^{(j)} X_8 + \delta_{98}^{(j)} X_9 + \delta_{p8}^{(j)} - \left(\delta_{45}^{(j)} X_4 + \delta_{55}^{(j)} X_5 + \delta_{65}^{(j)} X_6 + \delta_{p5}^{(j)} \right),$$

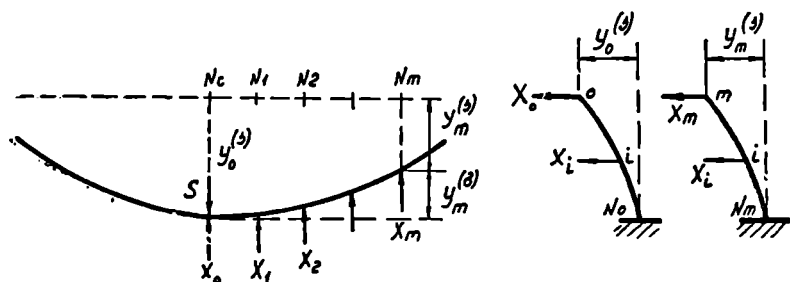
$$\delta_{38}^{(3)} X_3 + \delta_{88}^{(3)} X_8 + \delta_{p8}^{(3)} = \delta_{79}^{(j)} X_7 + \delta_{89}^{(j)} X_8 + \delta_{99}^{(j)} X_9 + \delta_{p9}^{(j)} -$$

$$- \left(\delta_{48}^{(j)} X_4 + \delta_{58}^{(j)} X_5 + \delta_{68}^{(j)} X_6 + \delta_{p8}^{(j)} \right).$$

დეფორმაციის ამ 6 განტოლებას დავუმატებთ თითოეულ გადახურვაზე მოდებულ ძალთა წონასწორობის 3 განტოლებას.

$$\begin{aligned} 2(X_1 + X_4) + X_7 - S_1^{(3)} &= 0 \\ 2(X_2 + X_5) + X_8 - S_2^{(3)} &= 0 \\ 2(X_3 + X_6) + X_9 - S_3^{(3)} &= 0. \end{aligned} \quad (15)$$

მიღებული 9 განტოლების სისტემა ცხრა უცნობით საშუალებას იძლევა განისაზღვროს $X_1, X_2, \dots, X_9$ ძალები. შემდეგ საჭიროა თითოეული დგარისა და თითოეული გადახურვის ცალ-ცალკე გაანგარიშება მათზე მოდებულ ძალებზე. N_m კვანძისათვის (13) და (14) განტოლებები ჩავეწეროთ ზოგადი სახით.



ნახ. 95

ნახ. 95-ზე ნაჩვენებია ცალკე ორი დგარი: დგარი NO მოთავსებულია გადახურვის სიმეტრიის ღერძზე, N_m კი მისგან დაშორებული დგარია. გადახურვისა და ამ დგარების დეფორმაციების განტოლება შემდეგნაირად ჩაიწერება:

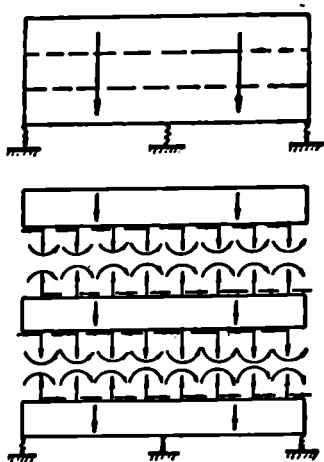
$$y_m^{(3)} = y_0^{(j)} - y_m^{(j)}$$

$$\delta_{mm}^{(a)} X_1 + \dots + \delta_{mm}^{(a)} X_n \dots \delta_{pm} = \sum \delta_{ip}^{(j)} X_i + \delta_{p0}^{(j)} - \sum \delta_{im}^{(j)} X_i + \delta_{pm}^{(j)} \quad (16)$$

წონასწორობის განტოლებები მაიღებენ შემდეგ სახეს:

$$2(X_1 + X_2 + \dots) + X_0 - S = 0.$$

უჩვენოთ როგორ უნდა მოვიქცეთ, როცა გადახურვებს აქვს ისეთი შეფარდებითი ზომები, რომ მათ მიმართ შეუძლებელია კოჭების ღუნვაზე გაანგარიშების თეორიის გამოყენება, სახელდობრ, იმ შემთხვევებში, როცა 'ისინი წარმოადგენენ კოჭ-კედელს. მათი გაანგარიშება შეიძლება შესრულდეს იმავე ხერხით, რომელიც ჩვენ აღვწერეთ კედლებისათვის, ე. ი. კოჭ-კედლის ცალკეულ კოჭებად დაყოფის გზით (ნახ. 96). თუ აქაც კონსტრუქციის დამუშავება მხედველობაში მისაღები, გაანგარიშება მოხდება (14) და (15) სახის განტოლებების საფუძველზე. მხოლოდ აქ მე-(14) განტოლებაში შემავალი კოეფიციენტების გაანგარიშებისას ერთეული ძა-



ნახ. 96

ლებით გამოწვეული გადაადგილებების განსაზღვრისათვის აუცილებელია როგორც დგარების, აგრეთვე გადახურვების ცალკეულ კოჭებად დანაწევრება. გადახურვების გაანგარიშება წარმოებს იმავე გზით, რომელიც ვაჩვენეთ კედლების გაანგარიშებისათვის, განსაკუთრებით სიმეტრიული სისტემის დროს, ვინაიდან ამ შემთხვევაში ნახევარი გადახურვა გაიანგარიშება, როგორც კონსოლი, ე. ი. ისევე როგორც კედელი.

§ 3. რკინაბეტონის მონოლითური შენობები

მსხვილპანელიანი შენობები აიწყობა პანელებიდან, რომლებიც აწყობის შემდეგ ერთმანეთს იმდენად კარგად უნდა უკავშირ-

დებოდნენ, რომ შექმნან მონოლითური რკინაბეტონის სივრცული კონსტრუქციები.

სეისმურ რაიონებში პანელების შეუღლების ადგილების დამონოლითებას სერიოზული ყურადღება უნდა მიექცეს, რადგან დამონოლითების ხარისხი დიდ გავლენას ახდენს შენობის სეისმო-მედევობაზე.

მსხვილპანელიანი შენობების სუსტი მხარეა ის, რომ ყველაზე უფრო საპასუხისმგებლო სამუშაო — შეუღლების დამონოლითება სრულდება სამშენებლო მოედანზე. ამ თვალსაზრისით, მაღალი საანგარიშო სეისმურობის შემთხვევაში, ზოგჯერ უპირატესობა მონოლითური რკინაბეტონით აგებულ შენობებს ეძლევა, თუმცა მშენებლობის ინდუსტრიალიზაციის თვალსაზრისით ისინი მსხვილ-პანელიან შენობებს უთმობენ. მონოლითური რკინაბეტონის შენობები კარკასულ შენობებთან შედარებით უფრო სეისმომდევიცაა, ვინაიდან ამ შემთხვევაში სეისმურ ძალებს ეწინააღმდეგება რკინა-ბეტონის კონსტრუქცია.

თუ სათანადო შემთხვევებში უპირატესობას ვაძლევთ შენობის მზიდი ელემენტების მონოლითური რკინაბეტონით შესრულებას, მაშინ პირველ რიგში უნდა ვიზრუნოთ იმაზე, რომ მთლიანად გამოვრიცხოთ ხარაჩოების აუცილებლობა, განსაკუთრებით შენობის დიდი სიმაღლის დროს. ასეთ დროს უნდა გამოვიყენოთ სრიალა ყალიბი.

სრიალა ყალიბის მეთოდით კედლის სათანადო უბანი ქვემო-დან გარკვეულ სიმაღლემდე ბეტონდება ყალიბში, იგი ისეა მოწყობილი, რომ შეიძლება ამწე მექანიზმების საშუალებით მისი სიმაღლეზე გადაადგილება. კედლის ამოყვანილი ნაწილი საყრდენად გამოიყენება. ყალიბის ასეთი გადაადგილების შემდეგ იწყებენ სიმაღლის გაზრდას მომდევნო უბნის დაბეტონებით. ამასთანავე, არავითარი სიძნელეები არ გვხვდება არმატურის დაყენებისა და წაზრდისას. სრიალა ყალიბის მეთოდით შენობის აგებამ სეისმურ რაიონებში დადებითი შედეგი მოგვცა. მისი მთავარი ღირსება იმაში მდგომარეობს, რომ სიძნელეების გადალახვის გარეშე ვალწევთ სამუშაოს შესრულების მაღალ ხარისხს ისეთ საპასუხისმგებლო ადგილებში, როგორიცაა კედლების შეუღლებები.

მონოლითური რკინაბეტონის კედლების გაანგარიშება სრულდება მსხვილპანელიანი შენობების გაანგარიშების ანალოგიურად; აქაც საქმე გვაქვს ერთმანეთთან ხისტად დაკავშირებულ კედლები-სა და გადახურვების სისტემებთან, რომლებიც შეადგენენ სივრცულ

კონსტრუქციას, ეს უკანასკნელი კი ადვილად ნაწევრდება ზოლებად. ამასთანავე, როგორც თეორიული მოსაზრებანი, ისე პრაქტიკული მონაცემები გვიჩვენებენ მონოლითური რკინაბეტონის შენობების მაღალ სეისმომდევობას, რაც განპირობებულია გეგმაში მართკუთხა ფორმით. მზიდი კედლების ხშირი განლაგებით და რკინაბეტონის ყველაზე უფრო საპასუხისმგებლო უბნების, სახელობრ, მიერთებისა და კედლების გადაკვეთის დიდი სიზუსტით შესრულების შესაძლებლობით.

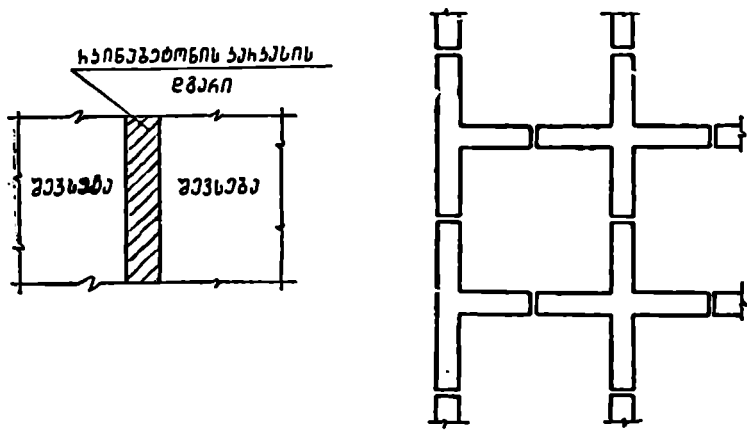
§ 4. კარკასული შენობები

კარკასული შენობების კედლები შედგება კარკასისა და შეესებისაგან. კარკასი მზადდება რკინაბეტონის ან ლითონის. შეესებისათვის იყენებენ მასალას, რომელსაც, გარდა საჭირო ხიმტიცისა, ახასიათებს საკმაო სითბო და ბგერათიზოლაციური თვისებები. ამ მოთხოვნებს ყველაზე უფრო აგურის წყობა და მსუბუქი ბეტონი აკმაყოფილებს, ძირითად მზიდ კონსტრუქციას წარმოადგენს კარკასი. იმის გამო, რომ რკინაბეტონის და განსაკუთრებით ლითონისჩარჩოიანი სისტემების გაანგარიშება შესაძლებელია საკმაოდ ზუსტად, კარკასულ შენობათა მაღლივობის სპეციალური შეზღუდვა ნორმებით არ არის გათვალისწინებული. თითოეულ შემთხვევაში საკითხი წყდება გაანგარიშებით. გაანგარიშებების პრაქტიკა გვიჩვენებს, რომ კარკასულ შენობებს სეისმურ რაიონებში ცხრაბალიანი საანგარიშო სეისმურობის დროსაც კი შეიძლება ჰქონდეს საკმაოდ დიდი სიმაღლე, მითუმეტეს ლითონის კარკასის შემთხვევებში. ამ უკანასკნელს, რკინაბეტონის კარკასთან შედარებით, კიდევ ის უპირატესობა აქვს, რომ ადვილია მისი აწყობა და ასაწყობი ელემენტების შეპირაპირება. მისი უარყოფითი მხარე კი ლითონის დიდი ზარჯის გარდა ლითონის გადიდებულ სითბოგამტარობასა და სეისმური რხევების დროს მიღების დეკრემენტის დაბალ სიდიდეში მდგომარეობს. ამიტომ უპირატესობა ძირითადად რკინაბეტონის კარკასს ენიჭება. ეს უკანასკნელი სრულდება ან მონოლითური, ან ასაწყობი. ასაწყობის შემთხვევაში შეუღლების დამონოლითება უნდა ხდებოდეს საგულდაგულოდ. მონოლითური კარკასის აგების ერთ-ერთი მოხერხებული საშუალებაა თავდაპირველად ერთი სართულის ფარგლებში აგურის შეესების მოწყობა, რომლის ელემენტები მიიყვანება განხილული სართულის მომავალი დგარების გვერდით კიდეებამდე (ნახ. 97). ამის შემდეგ აგურის შეესების

ელემენტებს შორის შექმნილ შუალედში დგება დგარების არმატურა და ხდება მისი დამონოლითება.

ასაწყობი რკინაბეტონის კარკასი სრულდება მთლიანად ქარხანაში დამზადებული ელემენტებისაგან, რომლის აწყობა და დამონოლითება ხდება ადგილზე. გამოიყენება წრფივი, ჭვარული და ნახევარჭვარული ასაწყობი ელემენტები.

წრფივ ელემენტებს წარმოადგენენ დგარებისა და რიგელების ცალკეული ნაწილები, რომელთა სიგრძე კარკასის ბიჯის ტოლია. პირაპირების რაოდენობის შესამცირებლად მიზანშეწონილია დიდი სიგრძის მქონე ელემენტების — დგარის ისეთი ელემენტების გამოყენება, რომელთა სიგრძე რამდენიმე სართულის სიმაღლის ტოლია.

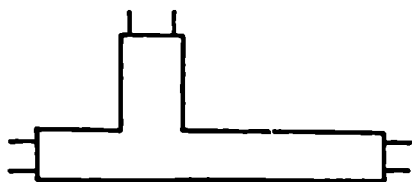


ნახ. 97

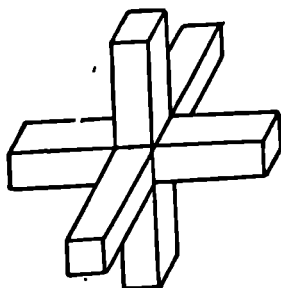
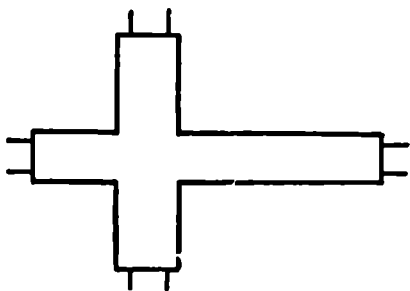
წრფივი ელემენტების უპირატესობა მდგომარეობს მათი დამზადების, შენახვისა და ტრანსპორტირების მოხერხებულობაში:

უნდა აღინიშნოს, რომ ჰორიზონტალური ძალების ზემოქმედებისას კვანძი ყველაზე საპასუხისმგებლო, დაძაბული ადგილია, ამიტომ, კვანძში ელემენტების შეუღლებას განსაკუთრებული ყურადღება უნდა მიექცეს. ამისათვის კი სასურველია, რომ მათი შესრულება ხდებოდეს ყველაზე უფრო მოხერხებულ პირობებში, უმჯობესია ქარხანაში და არა სამშენებლო მოედანზე. ამ მხრივ უპირატესობა აქვს კარკასის ჭვარული და ნახევარჭვარული ელემენტებისაგან აწყობას (ნახ. 98). ამ შემთხვევაში პირაპირებში ხდება

მხოლოდ ორი გრძივი ელემენტის შეუღლება, რითაც შესამჩნევად მარტივდება პირაპირების მოწყობა. იმ გარემოებას, რომ პირაპირები თავსდება რიგელებსა და დგარების სიგრძის შუაში, ე. ი. მათი გადალუნვის წერტილის ახლოს, ის მნიშვნელობა აქვს, რომ ამ კვეთებში სეისმური ძალებით გამოწვეული მღუნავი მომენტები ძალიან მცირეა და ეს ადგილები სუსტად არის დაძაბული. პირაპირების მოწყობა ზდება ან ჩასატანებელი ლითონის ნაწილების შედუღებით, ან არმატურის გამოშვებული ღეროების მიდუღებით სა-



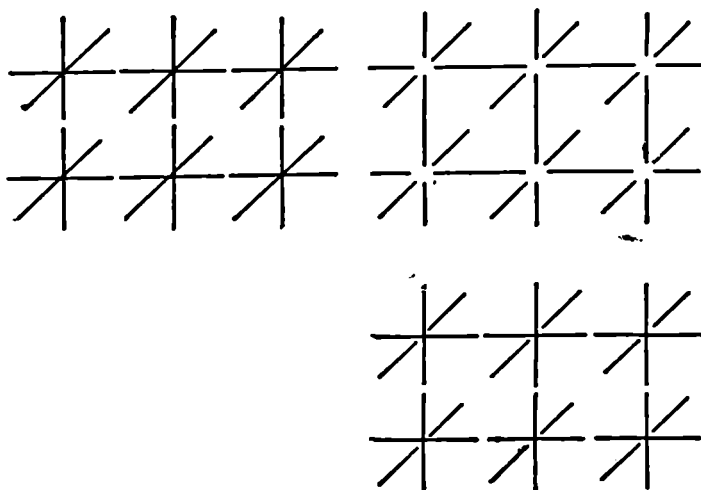
ნახ. 98



ნახ. 99

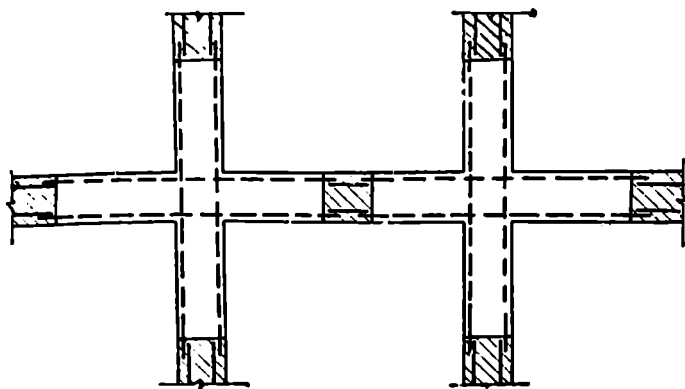
თანადო ადგილებში დატოვებულ სიღრუეებში და შემდგომში მათი ბეტონის შევსებით. მაგრამ აქაც წარმოიშობა სიძნელები კვანძებში ბრტყელ ჭვრულ ელემენტებთან რიგელის იმ ელემენტების მიმაგრებისას, რომლებიც მიმართულია ამ ჭვრის პერპენდიკულარულად, ამ ნაკლის სრულიად აღმოფხვრისათვის უმჯობესია სივრცული ჭვრების გაკეთება (ნახ. 99). ამ შემთხვევაში ყველა პირაპირები ხდება რიგელთა და დგართა ელემენტების სიგრძის შუაში. ნახ. 100-ზე ნაჩვენებია პირაპირების სქემები: (ა) — წრფივი ელემენტების, (ბ) — ბრტყელი ჭვრების და (გ) — სივრცული ჭვრების შემთხვევაში, ელემენტთა შორის ისე, რომ ტორსებიდან გამოშვებული ღეროები ერთმანეთთან შედუღების ზესადებთა მიდუღების საშუალებით (ნახ. 101). შემდეგ დავაბეტონებთ შუალედებს.

ალინიშნება ჯერული ელემენტების ნაკლი: როგორც ბრტყე-
ლი ჯვარი, ისე სივრცული დაყრდნობილია ქვემომდებარე ელემენ-



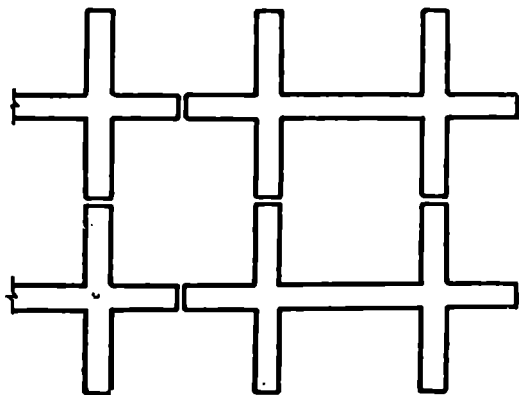
ნახ. 100

ტებზე დგარის მხოლოდ ერთი ტორსით, ამიტომ კარკასას აწყობის
დროს ჯვარი არასაკმარისად მდგრადია და მისი სათანადო მდგომა-



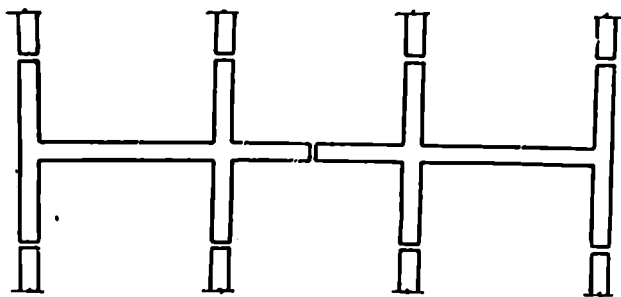
ნახ. 101

რეობაში დაყენებისას სიძნელებს ეხვდებით. ბევრ შემთხვევაში შესაძლებელია ეს დაბრკოლებანი თავიდან ავიცილოთ, თუ ასაწყობ ელემენტებს მიეცემა *H*-სებრი ფორმა (ნახ. 101). ასეთი ელემენ-



ნახ. 102

ტები გამოიყენეს შენობების აგებისას ალმა-ატაში მომხდარი მიწისძვრის შემდეგ. აქ გამოყენებული ანალოგიური ელემენტები

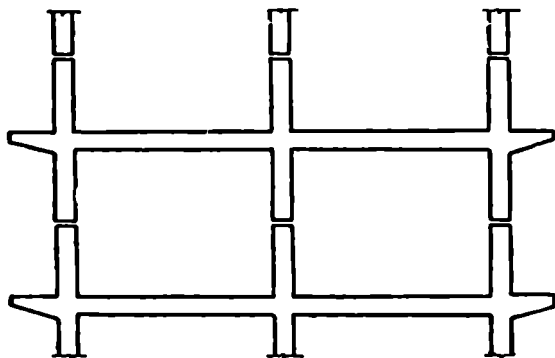


ნახ. 103

ნაჩვენებია ნახ. 102 და 103-ზე. გამსხვილებული ელემენტების გამოყენებამ საგრძნობლად შეამცირა პირაპირების მოწყობის რიცხვი სამშენებლო მოედანზე. ხოლო ნახ. 104-ზე ნაჩვენებ ელემენ-

ტებს განივ მიმართულებაში შესაუღლებელი პირაპირები სრულიად არა აქვს.

გრძივ ჩარჩოთა რიგელები H -სებრ ელემენტებს უკავშირდება ღვარებიდან გამოშვებულ ჩასატანებელ ელემენტებზე დაყრდნობით და არმატურის ნაშევრების ერთმანეთთან მიღუღებით.



ნახ. 104

§ 5. კარკასისა და მისი შევსების გაანგარიშება

შ ე ვ ს ე ბ ა. კარკასის შევსების შემდეგი სამი ტიპი გვხვდება:

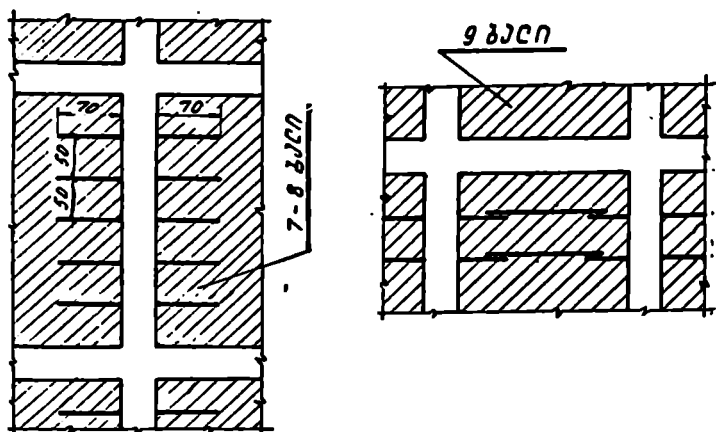
- 1) შევსება ხისტად არის დაკავშირებული კარკასთან,
- 2) შევსება განხორციელებულია კიღული პანელების სახით,
- 3) კარკასი რჩება შეუვსებლად და მხოლოდ სართულ-შუა და სხვენის გადახურვებს აკავებს, ხოლო გარე კარკასის გვერდით ამოჰყავთ „თვითმზიდი კედლები“, რომლებიც ეყრდნობიან თავიანთ საძირკვლებს.

განვიხილოთ ისინი ცალ-ცალკე.

შევსების კარკასთან ხისტი შეუღლება უნდა განხორციელდეს ლითონის დეტალების გამოყენებით. თუ შევსება შესრულებულია აგურის წყობით, მაშინ ის კარკასს უკავშირდება კარკასის ღვარებიდან არმატურის ღეროების გამოშვებით. ეს ღეროები შედის აგურის წყობის ჰორიზონტალურ ნაკერებში.

შვიდი და რვაბალიანი სეისმურობის შემთხვევაში მათ აკეთებენ ყოველი 50 სმ დაშორებით სიმაღლეზე, სიგრძით — 70 სმ. ცხრაბალიანი საანგარიშო სეისმურობისას შეესება არმირდება დგარებს შორის შუალედში მთელ სიგრძეზე. ამისთვის დგარიდან გამოშვებული არმატურის ბოლოებზე ხდება ღეროების მიღულება, რომლებიც გაქოლავენ შეესებას დგარებს შორის მთელ მანძილზე (ნახ. 105).

გარდა ამისა, ზოგჯერ დამატებით აკეთებენ არმატურის ვერტიკალურ გამოწვევებსაც კარკასის რიგელებიდან. შეესების წყობა უნდა იყოს პირველი ან მეორე კატეგორიის.

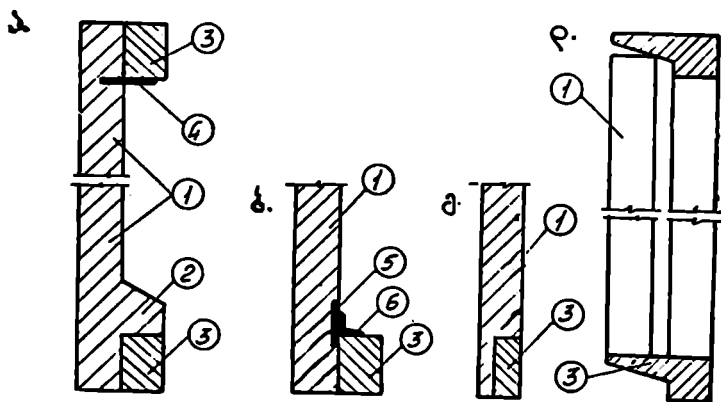


ნახ. 105

მსუბუქი ბეტონისგან შეესება არმირდება მთლიან სიგრძეზე, ამასთანავე არმატურა იცვრება კარკასის დგარებთან.

კარკასის შეესების ხისტად დამაგრებისას აგურის წყობის წარმოება ან დაბეტონება ადგილზე მოითხოვს მეტად შრომატევად სამუშაოებს ეგრეთ წოდებულ „სველ პროცესებს“. მათ ასარიდებლად იყენებენ კიდულ პანელებს. კარკასის ბიჯის ტოლ მთლიან პანელს ამზადებენ ქარხანაში და ადგილზე მოტანისას აუღლებენ კარკასთან. შეესების ასეთ მოწყობას სამუშაოს ორგანიზაციისა და ინდუსტრიალიზაციის მხრივ ყველაზე აქვს უპირატესობა, ხოლო სეისმურ რაიონებში — დამატებითი უპირატესობა. საქმე იმაშია,

რომ თვითონ კარკასს ახასიათებს გადიდებული მოქნილობა. ამიტომ მას სპექტრულ მრუდზე შეესაბამება შემცირებული დინამიკური კოეფიციენტი β , მაგრამ შევსების კარკასთან ხისტად შეუღლების შემთხვევაში მნიშვნელოვნად იზრდება კონსტრუქციის სიხისტე, რაც მოქმედებს β კოეფიციენტის სიდიდეზე და არსებითად აღიძვრს მას. კიდული პანელების შემთხვევაში კი კარკასზე მათი ჩამოკიდება შეიძლება ისე მოეწყოს, რომ ხელი არ შეუშალოს კარკასის პორიზონტალურ რხევებს. ასე, ნახ. 106-ზე პანელი



ნახ. 106

1 რკინაბეტონის შევრილებით 2 ეყრდნობა ქვედა რიგელს 3, ხოლო ღრეკადი ბმის 4 საშუალებით მიმაგრებულია ამ სართულის ზედა რიგელთან 5. ასეთი შეუღლებისას შევსება არ ზღუდავს კარკასის თავისუფლად რხევას კედლის გასწვრივ. რკინაბეტონის შევრილები შესაძლებელია შეიცვალოს ლითონის კუთხედებით 6 (ნახ. 106ბ), პანელი უშუალოდ ეყრდნობა რიგელს, რომელსაც აქვს კონსოლი (ნახ. 106 გ, დ).

კარკასის გაანგარიშება. კარკასი წარმოადგენს სივრცულჩარჩოიან სისტემას, რომელიც გაანგარიშებისას ბრტყელ ჩარჩოებად ნაწევრდება. თუ ჩვენ საქმე გვაქვს კიდურ პანელებთან, მაშინ თითოეული ასეთი ბრტყელი სისტემა ეწინააღმდეგება მისი სიბრტყის გასწვრივ მიმართულ სეისმურ ძალებს ისევე, როგორც მსხვილპანელიანი შენობის კედელი. ბრტყელ ვერტიკალურ კონსტრუქციებს შორის გადახურვების პორიზონტალური დაწოლის

განაწილების საკითხების შესასწავლად ისევე ჩაიწერება ძალთა მე-
თოდის კანონიკური განტოლებები. სხვაობა მხოლოდ იმაშია, რომ
მსხვილპანელურ შენობაში გადახურვების დაწოლა გადაეცემა კედ-
ლებს, კარკასულში კი — ჩარჩოებს. ასე, მაგალითად, სიმეტრიუ-
ლი შენობის შემთხვევაში განივი კარკასების გაანგარიშება ხდება
(16) განტოლებების გამოყენებით, ხოლო ბრტყელი გრძივი კარკა-
სების გაანგარიშებისას გადახურვები შეიძლება განვიხილოთ პირი-
ზონტალური მიმართულებით. როგორც აბსოლუტურად ხისტი და
სეისმური ძალები თანაბრად ნაწილდება გრძივ ჩარჩოებს შორის.

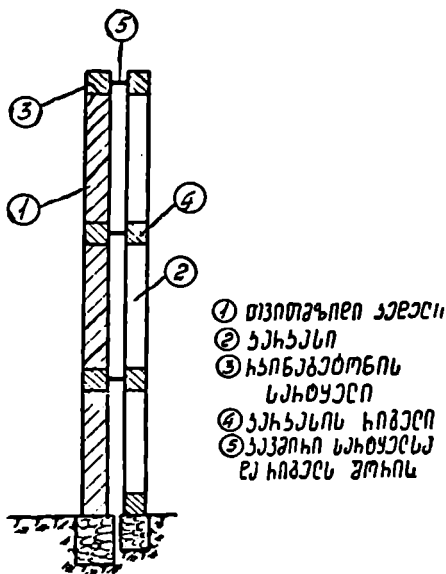
კარკასების ელემენტების კონსტრუირებისას საჭიროა მხედ-
ველობაში მივიღოთ, რომ ისინი ძირითადად მუშაობენ ლუნვასა და
კუმშვაზე და ნაკლებად განივ ძალაზე. დგარების გაანგარიშებისას
ლუნვასა და კუმშვაზე შეირჩევა გრძივი არმატურის კვეთები, რო-
მელიც ჩვეულებრივ კეთდება ორჯა, ვინაიდან სეისმური ძალები
შეიძლება იყოს მიმართული როგორც ერთ, ისე მეორე მხარეს. შე-
კუმშულ ზონაში მხედველობაში მიიღება კუმშვისადმი წინალობა
როგორც ბეტონის, აგრეთვე მასში მოთავსებული არმატურისაც. აქ
საჭიროა, სათანადო ყურადღება მიექცეს ცალულებს. მათი იშვია-
თი განლაგებისას არმატურის ღეროები გამოიზრცება გარეთ და
ველარ ეწინააღმდეგება მკუმშავ ძალებს, რის შედეგადაც ხდება ბე-
ტონის გადაძაბვა და ხშირად მისი გაჟყუტაც. ასეთი სახის ნგრევა
ხშირად შეიმჩნევა მიწისძვრების დროს. შეკუმშულ ზონაში არმა-
ტურის ღეროების გამოიზრცვის ასაცილებლად ყურადღება უნდა
მიექცეს ცალულებს, რომ კარგად შეიკრას და მათი ბოლოები არ
დარჩეს თავისუფალი. დგარში მოთავსებული ცალულები მოითხოვს
ყურადღებას აგრეთვე იმიტომ, რომ მოკლე დგარებში განივკვეთის
შედარებით დიდი ზომებისას წარმოიშვება ძვრის მნიშვნელოვანი
ზემოქმედება, ხოლო მისთვის წინალობის გასაწევად აუცილებელია
ცალულების გულმოდგინეთ მოწყობა. დგარების ირიბი ბზარებით
დაზიანების შემთხვევები ხშირად შეიმჩნევა მიწისძვრების შედე-
გების შესწავლისას, რაც ცალულების ცუდი მოწყობით აიხსნება.

კარკასი ხისტი შევსებით ეწინააღმდეგება სეისმური ძალების
ზემოქმედებას. მაგრამ იმის გამო, რომ შევსება კარკასის ჩარჩოს-
თან შედარებით კედლის უფრო სუსტი ელემენტია. ეს პირველი
გამოდის წყობიდან.

მაგრამ უნდა გვახსოვდეს რომ სეისმომედეგობაზე გაანგარიშებისას კონსტრუქციის დაზიანებას ჩვენ ნაკლებ ანგარიშს ვუწევთ, მთავარია, არ მოხდეს ხალხის სიცოცხლისათვის საშიში ჩამონგრევა და რომ მან არ გამოიწვიოს ნაგებობის ექსპლოატაციის ხანგრძლივი შეწყვეტა. ამ შემთხვევაში შევსების დაზიანებას ჩვენ შეგვიძლია არ გავუწიოთ ანგარიში, ვინაიდან ის ლითონის ღეროებით შეკრულია კარკასთან (სურ. 24) და, მაშასადამე, მისი ნაწილების ჩამონგრევა გამორიცხულია. ამავე დროს შევსებაში თანდათანობით ვითარდება ბზარები და პლასტიკური დეფორმაციები. ეს იწვევს შევსების სიხისტის შემცირებას, რის შედეგადაც კონსტრუქციის მოქნილობა გადიდდება და მიუახლოვდება ან თავისუფალ, ანდა კიდულპანელებიან კარკასის მოქნილობას. ეს კი გამოიწვევს დინამიკური კოეფიციენტის β -ს შემცირებას. მაშასადამე, ხისტ შევსებაში ნარჩენი დეფორმაციების განვითარებისას სეისმური ძალების ზემოქმედება კარკასზე უახლოვდება იმ ზემოქმედებას, რომელსაც განიცდის თავისუფალი კარკასი. აქედან შეგვიძლია მივიღეთ დასკვნამდე, რომ საბოლოო გადაწყვეტა იმ საკითხისა, თუ რომელი შევსება სჯობია — ხისტი მიმაგრებით, თუ კიდული პანელებით — შესაძლებელია მხოლოდ ყოველ ცალკეულ შემთხვევაში ერთისა და მეორის თვისებებას დეტალური და ყოველმხრივი შესწავლის შედეგად.

თ ვ ი თ მ ზ ი დ ი კ ე დ ლ ე ბ ი. მცირე სიმაღლის კარკასულ შენობებში, მაგალითად საწარმოო შენობების შემთხვევაში ჩარჩოს სიხისტეზე შევსების გავლენის სრულიად აცილების საკითხი ზოგჯერ წყდება ეგრეთ წოდებულ „თვითმზიდი კედლების“ მოწყობით. კარკასს სტოვებენ ყოველგვარ შევსების გარეშე და მას გამოიყენებენ მხოლოდ სხვენისა და სართულშორისი გადახურვების დასაყრდნობად. ხოლო სითბოიზოლაციის და ბგერათ იზოლაციის ფუნქციებს ასრულებს თვითმზიდი კედლები, რომლებიც ეყრდნობა თავიანთ ცალკე საძირკვლებს. ეს კედლები განიცდის მხოლოდ საკუთარი წონის დატვირთვას და გადასცემს მას უშუალოდ თავის საძირკვლებს. თვითმზიდი კედელთა მასების შესაბამისი სეისმური ძალებიც მათვე გადაეცემათ. ამასთან, თუ ეს ძალები ვიმართულია კედლების გასწვრივ, უკანასკნელი წარმატებით ეწინააღმდეგება მათ, მაგრამ საჭიროა სპეციალური ღონისძიებანი, რათა უზრუნველყოფილი იქნეს მათი წინააღმდეგობა სეისმური ძალებისადმი,

როცა ისინი კედლების პერპენდიკულარულადაა მიმართული. ამისათვის თვითმზიდი კედლები, რომელთაც კარკასის რიგელების დონეზე რკინაბეტონის სარტყლები უკეთდება, უკავშირდება რიგელებს ლითონის ჩასატანებელი დეტალებით (ნახ. 107).



ნახ. 107.

თვითმზიდი კედლების წყობა უნდა იყოს პირველი ან მეორე კატეგორიის. მათი სიმაღლე არ უნდა აღემატებოდეს 18 მეტრს 7-ბალიან საანგარიშო სეისმურობისას და შესაბამისად 16 და 9 მ-ს რვა და ცხრაბალიან საანგარიშო სეისმურობის შემთხვევაში.

§ 6. ჩარჩო-კავშირებიანი სისტემის კარკასული შენობები

უკანასკნელი ათი წლის განმავლობაში მომხდარი მიწისძვრების გამოკვლევებმა შესაძლებლობა მოგვცა დასკვნა გამოგვეტანა კარკასული შენობების სეისმომდებლობის შესახებ. უფრო ხშირად აღინიშნებოდა შემდეგი დაზიანებები:

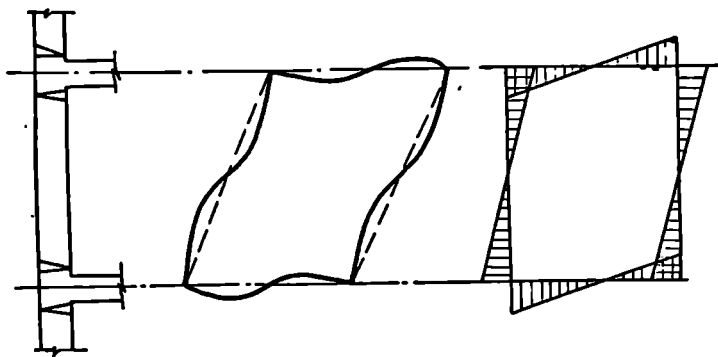
1) კარკასის დგარების ბეტონის გაჟვლელა შეკუმშულ ზონაში და არმატურის ღეროების გამობურცვა. ჩვენ უკვე აღვნიშნეთ, რომ

ეს არის ცალულების არადამაკმაყოფილებელი განლაგებისა და დაყენების შედეგი.

2) ძვრის ირიბი ბზარები, რომლებიც აგრეთვე მოითხოვენ დიდ ყურადღებას ცალულების პროექტირებისას.

3) დგარების რიგელთან შეერთების კვეთებში პლასტიკური სახსრების წარმოქმნა.

ეს დაზიანება აიხსნება იმით, რომ, როგორც ჩარჩოსათვის აგებულ მომენტთა ეპიურიდან ჩანს, ჰორიზონტალური დატვირთვის



ნახ. 108

მოქმედებისას (ნახ. 108) უდიდესი მღუნავი მომენტები შეჭვრულია კარკასის კვანძებში, და სწორედ ეს მომენტები აზიანებენ რიგელთა კვეთებზე უფრო სუსტ დგართა კვეთებს.

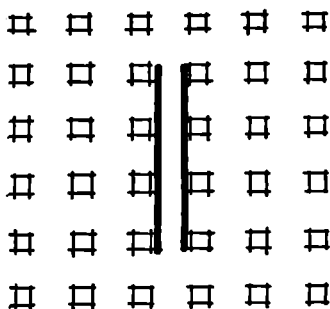
აქ მოყვანილმა მოსაზრებამ ხელი შეუწყო კარკასული შენობის ისეთი სქემის შემუშავებას, რომელშიც კარკასი სრულიად განთავისუფლდა ჰორიზონტალური სეისმური ძალების ქმედებისგან. ამ ხერხის იდეა იმაში მდგომარეობს, რომ კარკასის დგართა შორის ორივე მთავარი მიმართულებით ეწყობა ხისტი ვერტიკალური დიაფრაგმები რკინაბეტონის კედლების სახით. ამ შემთხვევაში ჰორიზონტალური დატვირთვა ჩარჩოებსა და დიაფრაგმებს შორის მათი სიხისტეების პროპორციულად განაწილებისას თითქმის მთლიანად გადაეცემა ხისტ დიაფრაგმებს, ხოლო თვით კარკასი თავისუფლდება ჰორიზონტალური ძალებისადმი წინააღმდეგობის გაწევის აუცილებლობისაგან. ამრიგად, ასეთი კარკასის სეისმურ რაიონებში გამოყენებისას ზემოაღნიშნული ნაკლოვანებანის არა თუ სრულიად აცილება ხდება, არამედ სხვა უპირატესობაც ჩნდება, კერძოდ,

ჩარჩოიანი სისტემის კვანძთა არსებითი განტვირთვა კვანძული მომენტებისგან გვათავისუფლებს კვანძების განსაკუთრებული გულმოდგინეობით დაბეტონებისაგან. ეს მოსაზრება კი გვაიძულებდა უპირატესობა მიგვეკუთვნებინა ასაწყობი კარკასის ჯვარული ელემენტებისათვის. ამ შემთხვევაში კი აწყობა შესაძლებელია წრფივი ელემენტებისაგან, რითაც გამოვიყენებთ მათ უპირატესობას დამზადების, შენახვის, ტრანსპორტირებისა და ადგილზე დაყენების მხრივ.

იმისათვის, რომ ვერტიკალური დიაფრაგმის მოწყობამ არ გააძვიროს კარკასული შენობა, აუცილებელია პირველ რიგში იმ ელემენტების გამოყენება, რომლებიც თვითონ ვარგა ამ მიზნისათვის. ასეთია განაპირა განივი კედლები, რომლებიც არ სუსტდება ლიობებით და აგრეთვე კიბის უჯრედის კედლები. ამასთან საპირობებისას შეიძლება შენობაში დამატებით მოეწყოს რკინაბეტონის კედლები. ვერტიკალურდიაფრაგმებიანი შენობა ისე უნდა იყოს დაპროექტებული, რომ დიდი პორიზონტალური სიხისტის მქონე სხეულისა და სართულშორისი გადახურვებმა მათზე მოსული პორიზონტული სეისმური დატვირთვა გადასცეს ამ დიაფრაგმებს, ხოლო კარკასის ამოცანა დაიყვანება მხოლოდ სიმძიმის ძალების ათვისებაზე. იმ გარემოებას, რომ შენობის საერთო პორიზონტალური სიხისტე ამ დროს გამოდის დიდი, მითუმეტეს კიდულპანელებიან კარკასულ შენობებთან შედარებით, არა აქვს მნიშვნელობა, ვინაიდან ყოველ ვერტიკალურ დიაფრაგმას შეუძლია გაუქლოს დიდ პორიზონტალურ დატვირთვას თავის უდიდესი სიხისტის სიბრტყეში. კარკასული შენობის ასეთ სისტემას ჩარჩო-კავშირებიანი ეწოდება. აღვნიშნავთ, რომ მიწისძვრის დროს არსებითი განსხვავება ამ სისტემის მუშაობაში კარკასულისაგან, კერძოდ ხისტი შევსებით. იმაშია, რომ აქ პორიზონტალურ სეისმურ ძალებს იღებს ხისტი და მძლავრი რკინაბეტონის კონსტრუქცია, რომელსაც შეუძლია სრული წინააღმდეგობა გაუწიოს მათ. ამის გამო შენობის მზილი კონსტრუქციები არ განიცდის რხევების მნიშვნელოვან დეფორმაციებს და ნაკლებად ზიანდება მიწისძვრებისაგან. თავისი უპირატესობის გამო ჩარჩო-კავშირებიანი სისტემა ამ უკანასკნელ ხანში ფართო გავრცელებას პოულობს და მისი გამოყენებას გამოცდილება დადებით შედეგებს იძლევა.

კერძოდ, ჩარჩო-კავშირებიანი სისტემის შენობების გამოყენება დაიწყო რუმინეთში, 7- და 8-ბალიან სეისმურ რაიონებში.

განივ დიაფრაგმებს იქ აყენებდნენ დაახლოებით 3,5 მ დაშორებით ერთმანეთისაგან. ასეთი შენობის ნიმუში 8-ბალიან საანგარიშო სეისმურობისათვის ბუქარესტში ნაჩვენებია ნახ. 109-ზე. ამ შენობის ქვედა ორ სართულზე ხისტი დიაფრაგმა მოწყობილია მხოლოდ განივი მიმართულებით, ზემო სართულებზე კი ორივე მიმართულებით, როგორც განივ, ისევე გრძივითაც. ამგვარად, მიწისძვრებისას შენობა გრძივი მიმართულებით მუშაობს ისე, თითქოს ქვედა ნაწილი მოქნილი აქვს. ეს ხელს უწყობს დინამიკური კოეფი-



ნახ. 109

ციენტის β -ს შემცირებას ამ მიმართულებით. განივი მიმართულებით ვერტიკალური დიაფრაგმების უქონლობისას მოქნილობა გადაჭარბებული იქნებოდა მისთვის დამახასიათებელი ყველა ნაკლოვანებებით. მათზე ნათქვამი იყო ზემოთ. ჩვენთან, საქართველოში, ჩარჩო-კავშირებიანი სისტემა გამოიყენება 9 სართულზე უფრო მაღალი კარკასული შენობებისათვის.

§ 7. წინასწარღმადუღელი რკინაბეტონის გამოყენება

როცა გასული საუკუნის ბოლოს გამოვლინდა ლითონის გამოშვებასა და მისადმი მოთხოვნილებას შორის სხვაობა, ბევრ შემთხვევაში ღუნვადი ელემენტების დამზადება დაიწყო რკინაბეტონისაგან. ამან ბიძგი მისცა რკინაბეტონის სწრაფად გამოყენებას, მაგრამ უკვე მიმდინარე საუკუნის დასაწყისში რკინაბეტონის კოქებში შეიძინა ღეფექტები. აღმოჩნდა, რომ მათში ბზარები „გარდაუვალია“, და აქედან — საშიშროება სათანადო გარემოს პირობებში ლითონის კოროზიისა. რკინაბეტონმა იმდენად გააცრუა იმედი, რომ წინადადებებიც კი წარმოიშვა, რომ ისეთ საპასუხისმგებლო ნაგებობებში, როგორიც არის ხიდები, უარი ეთქვათ მის გამოყენებაზე. მაგრამ 1906 წელს როდესაც ლუნდომმა (ნორვეგია) და კოენმა (გერმანია) წამოაყენეს წინადადება გაჭიმული არმატუ-

რით რკინაბეტონში წინასწარი დაძაბულობის შექმნის შესახებ, ერთგვარი იმედი ჩაისახა იმისა, რომ შესაძლებელი იქნებოდა ბზარების თავიდან აცილება.

იდეა მაცდუნებელი იყო, ვინაიდან წინასწარ, ტვართის მოღებამდე მოკუმშული ბეტონი, ძალების ქმედებისაგან ჯერ დაზარავედა წინასწარ მინიჭებულ მოკუმშვას, შემდეგ გაიჭიმებოდა. ამ იდეის პრაქტიკული რეალიზაციის პირველ ცდებს წარმატება არ ჰქონდა. ბზარები არ ჩნდებოდა მხოლოდ დროებით, კონსტრუქციის ექსპლואატაციის პირველ ხანებში, მაგრამ შემდგომში ისინი მაინც ჩნდებოდნენ. ამის შედეგად წინასწარ დაჭიმულობის იდეაზე უარი ითქვა და მხოლოდ 20-მდე წლის შემდეგ, 1928—1930 წლებში, ვ. ფრეისინემ საფრანგეთში და მისგან დამოუკიდებლად ვ. მიხაილოვმა სსრ კავშირში, კერძოდ საქართველოში, ისევ აღძრეს ეს საკითხი და დაიწყეს წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონის თვისებების გამოკვლევა. ამ გამოკვლევების შედეგად გამოირკვა მისი გამოყენების პირვანდელი წარუმატებლობის მიზეზი. ამის მიზეზი იყო წინასწარი დაძაბულობის მნიშვნელოვანი დაკარგვა, განსაკუთრებით ბეტონის შეკლებისა და მისი ცოცვალობის შედეგად. ბეტონი მშრალ გარემოში გამყარებისას მოცულობაში თანდათანობით მცირდება — განიცდის შეკლებას. ბეტონის შეკლებასთან ერთად მცირდება დაძაბული არმატურის სიგრძე, მაშასადამე, მისი დაძაბულობაც და, როგორც შედეგი, მცირდება ბეტონზე მისი მომკუმშავი ძალის ქმედება. ბეტონის ანალოგიური თანდათანობითი დამოკლება ხდება ნარჩენი დეფორმაციების შედეგადაც, რომლებიც წარმოიშობა დაძაბული არმატურისაგან გამოწვეული მკუმშავი ძალების ზანგრძლივი ქმედებისაგან. ამ მოვლენას ეწოდება ცოცვალობა. შეკლება და ცოცვალობა დიდ ხანს და გარკვეული დროის განმავლობაში გრძელდება, რომლებიც განისაზღვრებიან თვეებით და წლებითაც, თანდათანობით ქრებიან, მაგრამ ამ დროის განმავლობაში წინასწარი მოკუმშვის დანაკარგები აღწევს მნიშვნელოვან სიდიდეებს. ე. ფრეისინეს და ვ. მიხაილოვის კვლევებმა გამოავლინეს, რომ ეს სიდიდეები აღწევენ დაახლოებით 2000—3500 კგ/სმ². ლუნდისა და კოენის დროს, ე. ი. მიმდინარე საუკუნის პირველ ორ ათწლეულში არმატურის ლითონისათვის ხმარობდნენ „სხმულ რკინას“, რომლის დრეკადობის ზღვარი იყო 1700 კგ/სმ². წინასწარ დაჭიმვას ახდენდნენ ისე, რომ ის არ აღემატებოდა დრეკადობის ზღვარს და დროთა განმავლობაში მთლიანად „იკარგებოდა“. სწორედ ამით აიხსნება პირვანდელი წარუმატებლობა რკინაბეტონში

წინასწარ დაძაბულობის განხორციელებისას. მიმდინარე საუკუნის ოცდაათიან წლებში მრეწველობა უკვე უშვებდა მაღალხარისხოვან ფოლადს, რომლის გამოყენებით სიძნელეებს არ წარმოადგენდა მისი საკირო ინტენსიურობამდე წინასწარი დაჭიმვა და ე. ო. ბეტონში შეკუმშვის შენარჩუნება. ამის შედეგად შესაძლებელი გახდა მშენებლობის პრაქტიკაში წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონის ფართოდ გამოყენება, უფრო მეტი, სწორედ არმატურას წინასწარი დაჭიმვის განხორციელებამ შესაძლებელი გახადა ამ ფოლადის მაღალი მექანიკური თვისების საკმაოდ სრული გამოყენება.

საქმე იმაშია, რომ არმატურაში გამჭიმავი ძაბვის ზრდასთან ერთად მატულობს მისი დეფორმაციაც. ეს კი იწვევს რკინაბეტონის გაჭიმულ ზონაში მასთან შეკიდული ბეტონის დეფორმაციის გადიდებას. გამჭიმავი ძალვის გარკვეული მნიშვნელობისას ბეტონში ჩნდება თვალით უხილავი ბზარები, რომლებიც დატვირთვის შემდგომ ზრდისას უფრო მეტად იხსნება. თუ შევეურიგდებით იმ გარემოებას, რომ ბზარების გაჩენა რკინაბეტონის გაჭიმულ ზონაში გარღუვალია, მაშინ ყოველ შემთხვევაში აუცილებელია ვიზრუნოთ მათი გახსნის სიდიდის შეზღუდვისათვის, ე. ო. ფაქტიურად არმატურაში ძაბვების ზრდის შეზღუდვისათვის. აქედან გამომდინარე, გაჭიმულ არმატურაში დასაშვებ ძაბვას ნიშნავდნენ არა მისი სიმტკიცის თვალსაზრისით, არამედ ბზარების წარმოშობის პირობებიდან გამომდინარე, ე. ო. ისე, რომ ბზარების გახსნა არ გადაცილდეს რაღაც ზღვარს. ეს გვიაძულებდა, არმატურაში რამდენადმე დაკლებული დასაშვები ძაბვის მიღებას. სწორედ იმ ხანებში, როცა ლითონში საერთოდ დაიშვებოდა ძაბვა 1600 კგ/სმ^2 , რკინაბეტონის გაანგარიშებისას მას ლებულობდნენ 1200 კგ/სმ^2 , როცა რკინაბეტონში მაღალხარისხოვანი ფოლადის გამოყენების საშუალება შეიქმნა, მან ვერ შეიძლო რაიმე ეკონომიური ეფექტის მოცემა, ვინაიდან ყველა ხარისხის ფოლადს დაახლოებით ერთნაირი დრეკადობის მრავალი აქვს და, მასასადამე, ფოლადის დეფორმაციის შეზღუდვისათვის და ბეტონში საგრძნობი ბზარების გაჩენის თავიდან ასაცილებლად აქაც მოგვიხდებოდა იმავე დასაშვები ძაბვის დანიშვნა, ე. ო. 1200 კგ/სმ^2 . ხოლო რკინაბეტონში, წინასწარი დაძაბვის გამოყენებისას მისი წინალობა ბზარების წარმოქმნისადმი გაცილებით მაღლდებოდა და ამ შემთხვევაში შესაძლებელი იყო მაღალხარისხოვანი ფოლადის გადილებული მექანიკური თვისებების სავსებით გამოყენება.

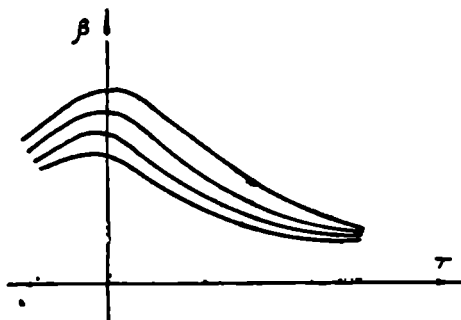
ამრიგად, მაღალხარისხოვანი ფოლადის მოხმარება, ერთი მხრივ, ქმნის წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონის იდეის საფუძვლად გამოყენების შესაძლებლობას, ხოლო, მეორე მხრივ, სწორედ ამ იდეის გამოყენება იძლევა რკინაბეტონში არმატურისათვის მაღალხარისხოვანი ფოლადის ეფექტური მოხმარების საშუალებას.

ე. ფრეისინეს და ვ. მიხაილოვის გამოკვლევების შემდეგ წინასწარდაძაბული რკინაბეტონის გამოყენება დაიწყო ჯერ საფრანგეთსა და საქართველოში და შემდეგ, მოკლე ხანში, ფართო გავრცელება პოვა სსრ კავშირსა და დასავლეთ ევროპაში. აშშ-ში მისი დამზადება დაიწყო 20 წლით გვიან, მაგრამ იქ ფართო გამოყენება ერთბაშად მოხდა ისე, რომ დასაწყისშივე წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონისაგან უმოკლეს ვადაში აგებული იყო 38-კილომეტრიანი ხიდი პონგარტრეინის ტბაზე.

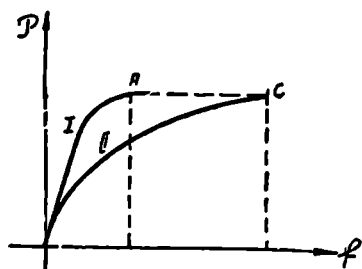
ამჟამად არსებობს წინასწარდაძაბული რკინაბეტონის საერთაშორისო ფედერაცია (FIP), რომლის შემადგენლობაში შედიან ყველა მოწინავე ქვეყნების სპეციალისტები ამ დარგში. ეს ფედერაცია რეგულარულად 4 წელში ერთხელ იწვევს კონგრესს და დროგამოშვებით — სიმპოზიუმებს.

სეისმურ რაიონებში წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონის გამოყენების მიზანშეწონილობის საკითხი წამოიჭრა ე. სენიაშვილის გამოკვლევათა შედეგებთან დაკავშირებით [4, 47], რომელმაც დამაჯერებლად დაამტკიცა, რომ წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონისაგან გაკეთებულ კონსტრუქციებს უფრო მაღალი დინამიკური კოეფიციენტი აქვს, ვიდრე ჩვეულებრივი ბეტონისაგან აგებულ კონსტრუქციებს და ამ მხრივ უახლოვდება ლითონებს. დინამიკური კოეფიციენტის გადიდების მიზეზს ნათლად ასახავს ნახ. 110, რომელზედაც ნაჩვენებია სხვადასხვა მილერის დეკრემენტების დროს დინამიკური კოეფიციენტის β -ს დამოკიდებულება საკუთარი რხევის T პერიოდისაგან. რაც უფრო დაბალია მილერის დეკრემენტი, მით უფრო მაღლა თავსდება მრუდი (T), ცხადია, წინასწარ დაძაბულ რკინაბეტონს, რომელიც ფართო ზღვრებში მუშაობს დრეკად, ნარჩენი დეფორმაციების და ბზარების გარეშე, ახასიათებს უფრო სუსტი მილერა და, მაშასადამე, მისი შესატყვისი (T) მრუდი უფრო მაღლაა განლაგებული. გარდა ამისა მისი საკუთარი რხევების თვით პერიოდიც ნაკლებია, ვინაიდან ის არის უფრო ხისტი.

არახელსაყრელია დინამიკური ქმედების თვალსაზრისით ძაბვების დიაგრამაც. ნახ. 111-ზე მოყვანილია დამოკიდებულება P ძა-



ნახ. 110



ნახ. 111

ლასა და სათანადო დეფორმაციას შორის. წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონისათვის (მრუდი I) ძალე-ბის მუშაობა რღვევამდე ნაკლებია, ვიდრე ჩვეულებრივისათვის (მრუდი II). მაშასადამე, წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონი უფრო ცუდად იტანს დარტყმებს.

სწორედ ამ მოსაზრებებმა წარმოშვეს სეისმურ რაიონებში წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონის გამოყენების შესწავლის აუცი-ლებლობა. გამოკვლევები ტარდებოდა როგორც ჩვენთან, ისევე საზღვარგარეთაც [25, 26, 27, 17, 40]. ინტერესი ამ საკითხისადმი განსაკუთრებით გამოძეაღწა სეისმოქმედები მშენებლობის III საერთაშორისო კონფერენციაზე, რომელიც შედგა 1965 წელს ახალ ზელანდიაში. იქ ამ საკითხზე გამართულ დისკუსიაზე, გაი-მარჯვა ჩვენმა მოსაზრებამ წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონის სა-სარგებლოდ.

უწინარეს ყოვლისა რას გვიჩვენებს მოხდენილი მიწისძვრების გამოცდილება?

თუმცა ჭერჯერობით მონაცემები ძალიან მცირეა, მაგრამ ზოგი რამ შეიძლება გამოვიტანოთ სულ უქანასკნელი მიწისძვრების შედეგების ანალიზიდან. კერძოდ, შეიძლება გამოყენებული იყოს სკობლეს (1963 წ.), ალიასკის (1964 წ.) და ნიიგატის (1964 წ.) მიწისძვრების გამოცდილება. ამ მიწისძვრების შედეგების გამოკვლევებმა გვიჩვენეს, რომ მიწისძვრების ყველა შემთხვევაში, რომლებიც კატასტროფული ხასიათის იყო, წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონის კონსტრუქციები ან სულ არ დაზიანებულა, ან ნაწილობრივ დაზიანდა. აღნიშნულია აგრეთვე, რომ ნიიგატაში 1964 წლის მიწისძვრას მოყვა საშინელი ნგრევები, ხოლო ხიდებს და ეაგზლის შენობას, სადაც მზიდი კონსტრუქციები შესრულებული იყო წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონისაგან, არავითარი დაზიანება არ განუცდია. აქედან, შესაძლებელია წინასწარი დასკვნის გამოტანა ამ კონსტრუქციების საკმარისი სეისმომდებლობის შესახებ.

ჩატარებულმა თეორიულმა და ექსპერიმენტულმა გამოკვლევებმა ბოლოს და ბოლოს დაადასტურეს ეს დასკვნა. წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონის დადებითი თვისება უწინარეს ყოვლისა არის გადიდებული წინაღობა მლუნავი ძალებისადმი. ეს გარემოება შესაძლებლობას იძლევა მზიდი კონსტრუქციების დაპროექტებისას მათ მიეცეს, ჩვეულებრივი რკინაბეტონის კონსტრუქციებთან შედარებით, უფრო მცირე განივი ზომები და, მაშასადამე, ნაკლები წონა და მეტი მოქნილობა. ერთი და მეორე გამოსახულება (1)-ში Q-სა და β-ს მნიშვნელობების შემცირების ხარჯზე ამცირებს სეისმური ძალების სიდიდეებს. გარდა ამისა არმატურია წინასწარი დაჭიმვა უზრუნველყოფს ნაგებობათა ნაწილებს შორის უფრო საიმედო კავშირს, რის შედეგადაც უმჯობესდება მისი სივრცული მუშაობა. დასასრულ, წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონის კონსტრუქციების მუშაობის დრეკადი ხასიათი რხევებისას საშუალებას იძლევა უფრო გაბედულად ვენდოთ მათი მუშაობის შედეგებს.

ასეთია წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონის დადებითი თვისებები. მაგრამ ამასთან ერთად არსებობს ზოგიერთი სხვა მოსაზრებაც. ერთი ჩვენ უკვე აღვნიშნეთ ზემოთ, სახელდობრ დინამიკური ეფექტის ამალგება რხევების მიღების კოეფიციენტის შემცირების ხარჯზე (ნახ. 110). მეორე კი იმაში მდგომარეობს, რომ მაღალ-

ზარისხოვან ფოლადს, რომელსაც იყენებენ მხოლოდ წინასწარ და-
ძაბულ რკინაბეტონში, ახსიათებს ძაბვების უფრო მოკლე დიაგრა-
მა (ნახ. 111) და ამიტომ ის უფრო მგრძნობიარეა ბიძგებისა და
დარტყმებისადმი, ე. ი. უფრო მყიფეა.

წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონის დადებითი და უარყოფი-
თი თვისებების შეპირისპირებისას მივდივართ იმ დასკვნამდე, რომ
მისი გამოყენება სეისმურ რაიონებში შეიძლება მიზანშეწონილი
აღმოჩნდეს, თუ ჩვენ შევძლებთ მის გამოყენებას ისეუ პირობებ-
ში, სადაც მისი უარყოფითი თვისებები არ გამოძევენდება. ჩვეუ-
ლებრივ რკინაბეტონისაგან აგებული კონსტრუქციების ჩამონგრევა
ან მნიშვნელოვანი დაზიანება ხდება შემდეგნაირად: ჯერ ჩნდება
მნიშვნელოვანი პლასტიკური დეფორმაციები და ბზარები, რომელ-
თა შემდგომი განვითარება ასუსტებს ნაგებობათა ნაწილებს შო-
რის კავშირს და შესაძლებელია გამოიწვიოს კატასტროფული შე-
დეგები. მაგრამ ეს პროცესი თავის სასურველ გავლენას ახდენს აგ-
რეთვე კონსტრუქციების სეისმომდევნობაზე. სწორედ ამ დროს
მიმდინარეობს სიხისტის დაკლება და რხევებისადმი შიგა წინალო-
ბის ზრდა, ხოლო ამ პროცესების შედეგად ხდება სეისმურ ძალთა
მნიშვნელობების შემცირება. ამგვარად, ერთდროულად დაზიანე-
ბის მატების და სეისმური ძალების ქმედებისადმი წინალობის და-
წევის პროცესთან ერთად მიმდინარეობს ამ ძალების შემცირების
პროცესიც და ჩამონგრევა შესაძლებელია მხოლოდ იმ შემ-
თხვევაში, თუ წინალობის დაკება ასწრებს სეისმური ზემოქმე-
დების დაწევას. საჭიროა მივალწიოთ იმას, რომ სეისმური ძალების
დაწევის ასეთივე პროცესი მიმდინარეობდეს წინასწარ დაძაბულ
რკინაბეტონშიც, ამისათვის საჭიროა უწინარეს ყოვლისა ყურადღე-
ბა მიექცეს იმას, რომ რკინაბეტონის კვეთს ბზარების გაჩენის —
ე. ი. ბეტონის გაჭიმული ზონის მუშაობიდან გამოთიშვის შემდეგ
შეიძლოს საკმაო წინააღმდეგობა გაუწიოს ჩამონგრევას. სხვანაი-
რად რომ ვთქვათ, ზღვრული შიგა ძალვა კვეთში, რომელიც შეეფე-
რება მასალების საანგარიშო მახასიათებლებს, უნდა იყოს მეტი იმ
ძალვაზე, რომელიც ბზარების გაჩენას ახდენს. ეს მოთხოვნა შეტა-
ნილია სეისმომდევნობის ჩვენს ნორმებში. ამ პირობის შესრულე-
ბისას წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონი სეისმური ზემოქმედების

კრიტიკულ მომენტში იმუშავენ როგორც ჩვეულებრივი რკინა-ბეტონი, ე. ი. პლასტიკური დეფორმაციებისა და ბზარების გაჩენის შედეგად ღინამიკური კოეფიციენტის β -ს მნიშვნელობის შემცირების პირობებში.

მეორე პირობა უნდა გამოიხატებოდეს მაღალხარისხოვანი ფოლადის (რომელსაც ხმარობენ არმირებისათვის) სიმყიფის დონის შეზღუდვაში. ჩვენი ნორმები მოითხოვს, რომ სეისმურ რაიონებში წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონის კონსტრუქციებში არ დაიშვებოდეს ისეთი არმატურის გამოყენება, რომლის ფარდობითი წაგრძელების სიდიდის წუნსაღები მინიმუმი გაწყვეტაზე 4%-ზე ნაკლებია.

გარდა ამისა, აუცილებელია არმატურისა და ბეტონის საიმედო ჩაქიდების უზრუნველყოფა, რისთვისაც მას უშვებენ ღარებში, ხოლო უკანასკნელი გულმოდგინედ უნდა შეივსოს ხსნარით.

ამგვარად, მივედით დასკვნამდე, რომ იმ მოთხოვნათა გულმოდგინედ შესრულებისა და დაკმაყოფილების პირობებში, როცა მრღვევი მღუნავი მომენტი რკინაბეტონში ბზარწარმოქმნის მღუნავ მომენტს უნდა აღემატებოდეს არანაკლებ 25%-ისა და, ამასთანავე, არმატურად გამოიყენებოდეს ფოლადი არანაკლებ 4%-ისა წაგრძელებით გაწყვეტაზე და უზრუნველყოფდეს მის საიმედო ჩაქიდებას ბეტონთან, წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონის გამოყენება სეისმურ რაიონში მიზანშეწონილად ჩაითვლება. დამანგრეველ მიწისძვრას ის უძლებს ისევე, როგორც ჩვეულებრივი რკინაბეტონი, სუსტი მიწისძვრების შემთხვევაში, რომელიც საკმაოდ ხშირია, ის რჩება დაუზიანებელი მისი ბზარწარმოქმნისადმი დიდი წინააღმდეგობის გამო.

ლიტერატურა — ЛИТЕРАТУРА

1. А. А в а л и ш в и л и. Экспериментальное исследование работ железобетонных рамных конструкций в условиях сейсмических воздействий. Сб. «Совершенствование методов расчета и конструирования зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах». Тбилиси, „Мецნიერება“, 1967.

2. Я. М. Айзенберг и др. Исследование сейсмостойкости крупнопанельных зданий, строящихся в республике Гане. Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов. Стройиздат, 1966.
3. Ашрабов. Технология производства керамзитобетонных изделий и сборные сейсмостойкие конструкции. Госиздат Узб. ССР, 1960.
4. А. Г. Берая. Вопросы расчета жилых крупнопанельных зданий на сейсмическое воздействие. Сб. «Сейсмостойкость сооружений». Тбилиси, «Мецниереба», 1965.
5. Н. В. Бухвостов. Конструкции крупнопанельных зданий в сейсмических районах Узбекистана. «Жилищное строительство», 1961, № 11.
6. П. И. Бронников. Экспериментальное строительство жилых домов из объемно-пространственных элементов. Изд. Ленинградского дома научно-технической пропаганды. 1960.
7. В. А. Быховский, С. В. Поляков. К вопросу проектирования зданий повышенной этажности в сейсмических районах. «Жилищное строительство», 1965, № 9.
9. В. А. Быховский. Обзор исследований по сейсмостойкости сооружений, выполненных в ЦНИИСК-с. Сб. «Инженерная сейсмология», № 3—4. Душанбе, ДОНИШ, 1966.
10. М. Вартанесов, Е. Шейнин. Крупнопанельное домостроение в сейсмических районах. «Жилищное строительство», 1961, № 11.
11. А. А. Гагарина, М. Д. Головки. Исследования напряженного состояния крупноразмерных стеновых панелей методом электрических цепей. М., Госстройиздат, 1961.
12. Э. С. Горлова. К вопросу определения логарифмического декремента затухания крупнопанельных зданий. Сб. «Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов». М., Стройиздат, 1965.
13. И. И. Гольденблат, В. А. Быховский. Актуальные вопросы современного сейсмостойкого строительства. «Строительство в сейсмических районах». М., Госстройиздат, 1957.
14. И. И. Гольденблат, В. А. Быховский. Некоторые вопросы расчета и конструирования сборных железобетонных конструкций для сейсмических районов. «Вопросы расчета конструкций жилых и общественных зданий со сборными элементами» М., Госстройиздат, 1958.
15. А. Ф. Гурский, Б. Е. Денисов. Рамный каркас многоэтажных производственных зданий для районов сейсмичности 9 баллов. Труды ЦНИИПромзданий, вып. 3, М., 1965.
16. Ш. А. Джабуа, А. Л. Чураян. Соединение панелей в вертикальных швах сейсмостойких крупнопанельных зданий «Мецниереба», Тбилиси, 1968.
17. И. Е. Данилевич, Г. Н. Ставров. Предварительно напряженный железобетон в сейсмостойком строительстве. «Бетон и железобетон», 1966, № 3.

18. Б. Е. Денисов. Исследование совмещенных стыков каркасных зданий при статических и динамических нагрузках. „Сейсмостойкость сборных крупноэлементных зданий“. М., Гостройиздат, 1963.
19. Б. Е. Денисов. Исследование сейсмостойкости крупнопанельных зданий на моделях. Автореферат диссертации, ЦНИИСК, 1965.
20. П. Ф. Дроздов, И. М. Себекин. Проектирование крупнопанельных зданий. М., Стройиздат, 1967.
21. А. А. Емельянов. Поведение стыков панелей при температурных воздействиях „Строительство и архитектура Москвы“, 1962, № 2.
22. Б. Жармагамбетов, М. Сердюков. Вопросы индустриализации жилищного строительства с сейсмических районах. Казгосиздат, 1913.
23. В. И. Заборов. Расчет стыков вертикальных панелей бескаркасных зданий. „Вопросы расчета конструкций жилых и общественных зданий со сборными элементами“, М., Гостройиздат, 1958.
24. К. С. Завриев, А. Г. Берая. Расчет зданий на сейсмические воздействия. „Мецниереба“, Тбилиси, 1967.
25. К. С. Завриев. Сейсмостойкость предварительно напряженного железобетона. „Бетон и железобетон“, 1966, № 5.
26. К. С. Завриев, Ш. А. Джабуа, О. И. Квицаридзе, А. Л. Чураян. Предварительно напряженный железобетон в сейсмостойком строительстве. „Мецниереба“, Тбилиси, 1966.
27. И. Л. Корчинский. Предварительно напряженный железобетон в сейсмостойком строительстве. „Бетон и железобетон“, 1965, № 1.
28. Г. А. Калиш М. М. Кукебаев. Особенности решения крупнопанельных зданий в сейсмических районах Казахстана. „Снижение стоимости и улучшение качества сейсмостойкого строительства“, Гостройиздат, 1961.
29. М. М. Кукебаев, Г. Г. Шорохов. Исследование стыков соединения панели экспериментального крупнопанельного дома в Алма-Ате. „Исследования по сейсмостойкости крупнопанельных и каменных зданий“. Гостройиздат, 1962.
30. М. М. Кукебаев. Натурные испытания железобетонного сборного каркаса для сейсмостойких зданий. „Сейсмостойкость сборных крупнопанельных зданий“. Гостройиздат, 1963.
31. В. Л. Мусиенко. Исследование жесткости каркасной стены со свободно опертыми на каркас стеновыми панелями. „Сейсмостойкость сборных крупноэлементных зданий“. Гостройиздат, 1963.
32. А. М. Парамзин. Некоторые вопросы сейсмостойкости узлов железобетонных каркасных зданий. Труды НИИСМ. Алма-Ата, 1964.
33. С. В. Поляков. Крупнопанельные здания в сейсмических районах. „Жилищное строительство“ 1961, № 11.
34. С. В. Поляков. Расчет стен каркасных зданий на горизонтальную нагрузку действующую в плоскости стены. „Строительная механика и расчет сооружений“, 1961, № 2.

35. С. В. Поляков. Обзор конструктивных решений крупнопанельных крупноблочных и каркасных зданий для сейсмических районов. «Исследования по сейсмостойкости крупнопанельных и каркасных зданий» М., Госстройиздат, 1962.
36. С. В. Поляков. Некоторые вопросы сейсмостойкости крупнопанельных зданий. М., Госстройиздат, 1963.
37. С. В. Поляков и др. Исследование прочности стыков крупнопанельных зданий возводимых в сейсмических районах. «Бетон и железобетон», 1966, № 11.
38. С. В. Поляков. Сейсмостойкие конструкции зданий М., «Высшая школа», 1969.
39. Пример расчета многоэтажного каркасного здания со стеновым заполнением и указания к примеру расчета. М., Госстройиздат, 1961.
40. Г. С. Родов. Экспериментальные исследования предварительно напряженных и обычных железобетонных конструкций на кратковременные нагрузки типа сейсмических. «Строительство в сейсмических районах». М., Госстройиздат, 1963.
41. В. Т. Рассказовский. Расчет жилых крупнопанельных зданий на сейсмические воздействия. Сб. трудов НИИ по строительству в Ташкенте, выг. 1, 1931.
42. Ю. А. Симон. Исследование работы конструкций крупнопанельных зданий на больших железобетонных моделях. «Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов»- М., Стройиздат, 1965.
43. Ю. Д. Филин, А. Д. Малевский. Исследование стыков стеновых панелей многоэтажных крупнопанельных зданий для сейсмических районов. «Исследования по сейсмостойкости крупнопанельных и каменных зданий». М., Госстройиздат, 1962.
44. А. Л. Чураян, Ш. А. Джабуа. Конструктивные схемы и узлы крупнопанельных зданий для сейсмических районов. М., Госстройиздат, 196 . .
45. А. Л. Чураян, Ш. А. Джабуа. Применение сборного железобетона в сейсмостойком строительстве. «Строительство в сейсмических районах». М., Госстройиздат, 1957.
46. Г. А. Шапиро, В. Ф. Захаров. Исследование новой конструкции сейсмостойких крупнопанельных бескаркасных зданий с рамными узлами на натурной модели. «Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов». М., Стройиздат, 1965.
47. Э. А. Сехниашвили. Колебания упругих систем. Изд «Сабчота Сакартвело», Тбилиси, 1966.

თ ა ვ ი

ჰიდროტექნიკური ნაგებობების საინჟინერო მომსახურება

ჰიდროელექტროსადგურების, მელიორაციული სისტემების, წყალსადენის, წყლის ტრანსპორტის და სხვა ძირითადი ჰიდროტექნიკური ნაგებობების ანგარიშის, კონსტრუირების და მშენებლობის საკითხები მოითხოვენ განსაკუთრებულ ყურადღებას.

ჰიდროტექნიკური ნაგებობების საინჟინერო მომსახურების ერთ-ერთი თავისებურებაა, რომ გარდა იმ საინჟინერო ინერციული დატვირთვისა, რომელიც დაკავშირებულია საკუთარ წონასთან და სასარგებლო დატვირთვისთან, ასეთ ნაგებობებზე შეიძლება იმოქმედოს წყლის, გრუნტის (საყრდენიკედლის ტიპის ნაგებობებზე) და სეისმურმა სამთო წნევამ (მიწისქვეშა ნაგებობებზე).

ჰიდროტექნიკური ნაგებობების საინჟინერო მომსახურების კიდევ ერთი თავისებურებაა ზოგიერთი ტიპის კაშხლის და არხის მშენებლობა არამონოლითური და არაერთგვაროვანი ფაზიკური და მექანიკური თვისებების მქონე მასალებისაგან.

გარდა ამისა, თითქმის ყველა სახის ჰიდროტექნიკური ნაგებობისათვის მიწისძვრების დროს დამახასიათებელია აშკარად გამოსახული სივრცითი მუშაობა.

აღნიშნულმა თავისებურებებმა საგრძნობლად გაართულეს ჰიდროტექნიკური ნაგებობების საინჟინერო მომსახურებაზე ანგარიშის მეთოდების დამუშავება. მაგრამ მიუხედავად ამისა, შეიძლება ითქვას, რომ ამჟამად ეს ამოცანა გადაწყვეტილია საინჟინერო საინჟინერო სეისმოლოგიის, საინჟინერო მომსახურების თეორიისა და საინჟინერო მომსახურების მშენებლობის პრაქტიკის განვითარების თანამედროვე დონეზე.

§ 1. ჰიდროტექნიკური ნაგებობებზე მოქმედი საინჟინერო დატვირთვები

ს ა ე ს მ უ რ ი ი ნ ე რ ც ი უ ლ ი დ ა ტ ვ ი რ თ ე ა . აქ განიხილება ისეთი საკითხები, რომლებიც გაპირობებული არიან ჰიდრო-

ტექნიკური ნაგებობების მასიურობით და მათი სივრცითი მუშაობით.

სივრცითი მუშაობა, პირველ რიგში, შეიძლება იმაში გამოვლინდეს, რომ ნაგებობის დრეკადი გადაადგილებისა და ფუძის სეისმური გადაადგილების ვექტორებს შორის კუთხე, ნაგებობის სხვადასხვა წერტილებისათვის შეიძლება სხვადასხვა აღმოჩნდეს და, ამასთან ერთად, წარმოიშვას იმის საჭიროება, რომ მხედველობაში იქნეს მიღებული ნაგებობის სეისმური რხევების სამივე მდგენელი.

იმ მიზნით, რომ საანგარიშო მეთოდი იყოს მოხერხებული საინჟინრო პრაქტიკისათვის და ამავე დროს შეინარჩუნოს ზოგადობა, ნაგებობის ფაქტიურ-კონტინუალურ საანგარიშო სქემას ვცვლით დისკრეტული სქემით. ამ მიზნით ნაგებობის მასას ვანაწილებთ მის შუა ზედაპირზე წარმოსახვით გამოყოფილ n -სასრულო რიცხვის წერტილებს შორის.

განვიხილოთ ნებისმიერი j -ური ასეთი წერტილი, რომლის კოორდინატებია x_j , y_j და z_j . ამ წერტილის დრეკადი გადაადგილების ვექტორი აღვნიშნოთ u_j -ით და მასში შეყურებული მასა M_j -ით. მივიღოთ, რომ ამ წერტილის საკუთარი რხევების i -ური ფორმა Φ_{ij} ჩვენთვის უკვე ცნობილია.

საძიებელი სეისმური ინერციული ძალა მოქმედი ნაგებობის შუა ზედაპირზე გამოყოფილ k წერტილში არის

$$s_k(t) = k_c Q_k \sum_{i=1}^n \beta_i(t) \eta_{ik}^* \quad (5.1)$$

პრაქტიკული მიზნებისათვის პარამეტრი t დრო შეიძლება გამოირიცხოს შემდეგი მიახლოებითი ფორმულის გამოყენებით:

$$s_k \approx \sqrt{\sum_{i=1}^n s_{ik}^2} \quad (5.2)$$

სადაც

$$s_{ik} = k_c Q_k \beta_i \eta_{ik}^* \quad (5.3)$$

ლიტერატურაში დროის მიხედვით ცვლადი $\beta_i(t)$ სიდიდის ნაცვლად იღებენ მის მაქსიმალურ β_i მნიშვნელობას, მაგრამ უფრო სწორი იქნება, რომ გამოითვალოს β_i როგორც საშუალო კვადრატული სიდიდე.

იმ მიზნით, რომ უკეთ იყოს გათვალისწინებული ჰიდროტექნიკური ნაგებობის (მაგალითად, გრავიტაციული კაშხლის) კონსტრუქციის მასიურობა, რეკომენდებულია შემდეგი ფორმულა [1, 2, 3, 4]

$$s_h = k_c Q_h \sqrt{\left[\cos(\mu_h, W_0) - \sum_{i=1}^n \eta_{ik} \right]^2 + \sum_{j=1}^{n^*} (\beta_j \eta_{jk})^2} \quad (5.4)$$

სადაც $n^* < n$ ნაგებობის საკუთარი რხევების პრაქტიკულად გათვალისწინებული რიცხვია და მიიღება არა უმეტეს 3÷5-ისა.

რაცა $n^* = n$ და $\cos(\mu_h, W_0) = 1$, რადგან საკუთარი რხევებ-ფორმების ორთოგონალობის პირობის თანახმად

$$\sum_{i=1}^n \eta_{ik} = 1,$$

(5.4) ტოლობა შემდეგნაირად ჩაიწერება:

$$s_h = \sqrt{\sum_{i=1}^n (k_c Q_h \beta_i \eta_{ik})^2}. \quad (5.5)$$

მიღებული გამოსახულება, (5.3)-ის მხედველობაში მიღებით, დაემთხვა (5.2) ფორმულას.

წყლის სეისმური წნევა. საინჟინრო პრაქტიკისათვის საკმარისი სიზუსტით ვუშვებთ, რომ საქმე გვაქვს იდეალურ წვეთოვან სითხესთან, რომელსაც არ გააჩნია სიბლანტე, კუმშვა-დობა და რომ წყალსაცავის ფსკერის სეისმური სიჩქარის მცირე ამპლიტუდის მქონე რხევები იწვევენ სითხის მცირე რხევებს.

ასეთ პირობებში შემაკავებელი ნაგებობის და წნევითი ზედაპირის ნებისმიერ k წერტილში (რომლის კოორდინატებია x_k, y_k, z_k) წყლის სეისმური წნევა შეიძლება ასე განისაზღვროს:

$$p_k(t) = p_{0,k}(t) + \sum_{i=1}^n p_{ik}(t). \quad (5.6)$$

სადაც $p_{0,k}(t)$ — წნევა, რომელიც შეესაბამება იდეალიზებულ-აბსოლუტურად ხისტი ნაგებობის გადაადგილებას ფუძის სეისმური რხევების დროს;

$p_{1k}(t)$ — წნევა, რომელიც შეესაბამება ნაგებობის ღრეკადად გადაადგილებას საკუთარი რხევების l -ური ფორმის დროს;

n — ნაგებობის, როგორც დისკრეტული სისტემის თავისუფლების ხარისხი (საკუთარი რხევების ფორმების რიცხვი).

თავის მხრივ

$$\dot{p}_{1,k}(t) = -\frac{\gamma}{g} \left| \frac{\partial \varphi_0(x, y, z, t)}{\partial t} \right|_{\substack{x=x_k \\ y=y_k \\ z=z_k}} \quad (5.7)$$

$$p_{1,k}(t) = -\frac{\gamma}{g} \left| \frac{\partial \varphi_1(x, y, z, t)}{\partial t} \right|_{\substack{x=x_k \\ y=y_k \\ z=z_k}} \quad (5.8)$$

აქ γ — წყლის მოცულობითი წონა;

g — სიმძიმის ძალის აჩქარება;

$\varphi_0(x, y, z, t)$ და $\varphi_1(x, y, z, t)$ — სითხის ღინების სიჩქარის პოტენციალებია სათანადოდ იდეალიზებულ, აბსოლუტურად ხისტი და ღრეკადი ნაგებობის გადაადგილების დროს.

ეს პოტენციალები აკმაყოფილებენ ლაპლასის განტოლებას შემდეგი სახით:

$$\frac{\partial^2 \varphi_1(x, y, z, t)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi_0(x, y, z, t)}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varphi_0(x, y, z, t)}{\partial z^2} = 0 \quad (5.9)$$

$$\frac{\partial^2 \varphi_1(x, y, z, t)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi_1(x, y, z, t)}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varphi_1(x, y, z, t)}{\partial z^2} = 0.$$

განვიხილოთ დასმული ამოცანის სასაზღვრო პირობები. მაგალითად, თაღოვანი კაშხლისათვის, ნახ. 112-ზე ნაჩვენები საანგარიშო სქემის მიხედვით, შეიძლება ჩავწეროთ შემდეგი სასაზღვრო პირობები:

ა) როცა $z=h$

$$\left| \frac{\partial \varphi_0(x, y, z, t)}{\partial t} \right|_{z=h} = 0 \quad \text{და} \quad \left| \frac{\partial \varphi_1(x, y, z, t)}{\partial t} \right|_{z=h} = 0$$

რაც ნიშნავს წნევის არარსებობას წყლის თავისუფალ ზედაპირზე.

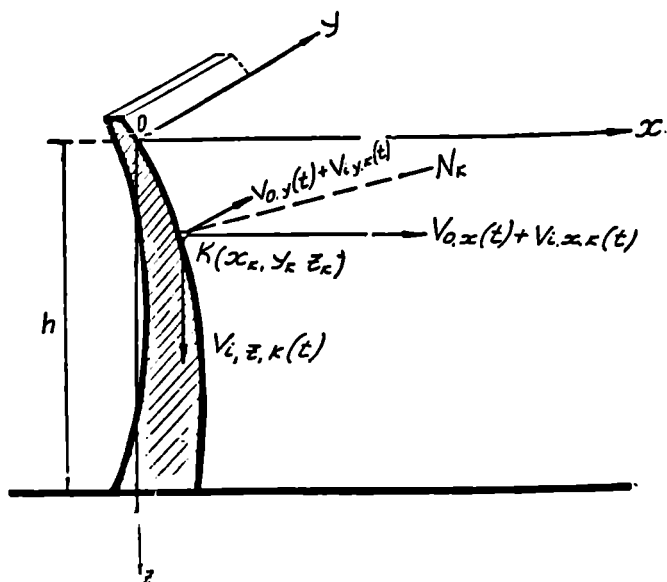
ბ) როცა $z=0$

$$\left| \frac{\partial \varphi_0(x, y, z, t)}{\partial z} \right|_{z=0} = - \left| \frac{\partial u_{0,z}(x, y, z, t)}{\partial t} \right|_{z=0} = 0$$

და

$$\left| \frac{\partial \varphi_1(x, y, z, t)}{\partial z} \right|_{z=0} = - \left| \frac{\partial u_{1,z}(x, y, z, t)}{\partial t} \right|_{z=0} = 0$$

აქ $u_{0,z}(x, y, z, t)$ და $u_{1,z}(x, y, z, t)$ სითხის გადაადგილების ვერტიკალური მდგენელებია, სათანადოდ აბსოლუტურად ზისტი და დრეკადი ნაგებობისათვის. მოყვანილი სასაზღვრო პირობა ნიშნავს:



ნ.ხ. 112. ნაგებობაზე წყლის სეისმური წნევის ამოცანის სასაზღვრო პირობების სქემა.

წყალსაცავის ფსკერზე ამ გადაადგილებების შესაბამისი სიჩქარეების ნულთან ტოლობას.

გ) როცა $x \rightarrow \infty$

$$\left| \varphi_0(x, y, z, t) \right|_{x \rightarrow \infty} = \left| \varphi_1(x, y, z, t) \right|_{x \rightarrow \infty} = 0$$

ეს ნიშნავს, რომ სითხის იმ ნაწილაკებისათვის, რომლებიც საკმაოდ დიდი მანძილით არიან დაშორებული ზედაპირიდან, სიჩქარის პოტენციალი ნულის ტოლია.

დ) ნაგებობის სადაწნეო ზედაპირისათვის

$$\left| \frac{\partial \varphi_0(x, y, z, t)}{\partial N} \right|_{\substack{x=x_k \\ y=y_k \\ z=z_k}} = \left| \frac{du_0(t)}{dt} \right| \cos(u_0, N_y)$$

$$\left| \frac{\partial \varphi_1(x, y, z, t)}{\partial N} \right|_{\substack{x=x_k \\ y=y_k \\ z=z_k}} = - \left| \frac{\partial u_1(x, y, z, t)}{\partial t} \right|_{\substack{x=x_k \\ y=y_k \\ z=z_k}} \cos(u_{1k}, N_k)$$

ეს პირობები იმ აზრს გამოხატავენ, რომ სადაწნეო ზედაპირთან წყლის დინების სიჩქარის ნორმალური მდგენელი ტოლია ამ ზედაპირის სეისმური გადაადგილების გეგმილისა მის ნორმალზე. აქ მიღებულია შემდეგი ახალი აღნიშვნები:

N_k არის სადაწნეო ზედაპირის ნორმალ, აღმართული გამოყოფილ k წერტილში;

$\frac{du_0(t)}{dt} = V_0(t)$ — ფუძის და თვით ნაგებობის, როგორც აბსოლუტურად

ხისტი ტანის სეისმური სიჩქარე;

$$\left| \frac{\partial u_1(x, y, z, t)}{\partial t} \right|_{\substack{x=x_k \\ y=y_k \\ z=z_k}} = V_{1k} t — \text{სადაწნეო ზედაპირის საკუთარი რხევების } i\text{-ურა ფორმის მიხედვით განსაზღვრული დრეკადი გადაადგილების სიჩქარის ვექტორი.}$$

დიფერენციალური განტოლებების ინტეგრალი ზემოთ მოყვანილი სასაზღვრო პირობების დაცვით სადღეისოდ მიღებულია მხოლოდ შედარებით მარტივი ფორმის სადაწნეო ზედაპირებისათვის [5, 9], თანაც იმ დაშვებით, რომ ნაგებობის ფუძის სეისმური მოძრაობა წარმოადგენს სტაციონარულ პროცესს.

ისეთი რთული ფორმის ნაგებობისათვის, როგორიც თაღოვანი კაშხალია, მდინარის კალაპოტის განივი კვეთის V-სებრი მოხაზულობის შემთხვევისათვის, ჩვენთვის საინტერესო ამოცანა გადაწყვეტილია მხოლოდ მოდელური გამოკვლევით $\Theta\Gamma\Delta A$ მეთოდის გამოყენებით [9, 10]. იგივე ამოცანა შეიძლება გადაწყდეს მექანიკური მოდელირების მეთოდის გამოყენებითაც. ამ მხრივ (5.7) ფორმულას ის უპირატესობა აქვს სხვა ანალოგიურ ჩანაწერებთან, რომ წნევა $p_{0,k}(t)$ შეიძლება განისაზღვროს დაბალსიხშირიანი სეისმობაქნის გამოყენებით, ხოლო წნევა $p_{0,k^*}(t)$ გაიზომოს მოდელის რეზონანსული რხევების დროს, რომლებიც აღძრული იქნებიან მაღალსიხშირიანი ვიბრატორით.

ახლა განვიხილოთ ისეთი მარტივი ფორმის სადაწნეო ზედაპირი, რომელიც პრაქტიკულად აბსოლუტურად ხისტ ნაგებობას ეკუთვნის და წარმოადგენს ვერტიკალურ სიბრტყეს, რომელსაც OZ ღერძის მიმართულებით სასრულო განზომილება — სიმაღლე აქვს, ხოლო Ox ღერძის მიმართულებით უსასრულოდ დიდი სიგრძისაა. მიუხედავად მოყვანილი დაშვებისა, ასეთი საანგარიშო სქემა საკმაოდ კარგად შეესაბამება ბეტონის გრავიტაციული კაშხლის სადაწნეო ზედაპირს ან მართკუთხა ფორმის აუზის, ანდა რეზერკუარის კედელს.

თანახმად ზემოთ ნათქვამისა, (5,8)-ის მიხედვით $p_{1k}(t)=0$, (5.7)-ის თანახმად გვრჩება მხოლოდ $p_{0,k}(t)$ და მისი შესატყვისი პირველი განტოლება (5.9)-დან. ამასთან, თუ დავუშვებთ, რომ ნაგებობის ფუძის სეისმურა აჩქარების თარაზული მდგენელი ტოლია:

$$\frac{d^2 u_0(t)}{dt^2} = W_0(t) = k_c g \sin \varphi t,$$

სადაც φ ფუძის სეისმური რხევების წრიული სიხშირეა, მაშინ, (5)-ში მიღებული ამოხსნის მიხედვით, წყლის საძიებელი სეისმურა წნევა ნებისმიერ z სიღრმეზე ტოლია

$$p_x(z) = 0,74 k_c \gamma h \sqrt{\frac{z}{h} \left(2 - \frac{z}{h} \right)} \quad (5.10)$$

ბოლო ნაგებობის ფუძის ღონეზე ($z=h$ —წყლის სიღრმე) გვექნება:

$$p_x(h) = 0,74k_c \gamma h. \quad (5.11)$$

წყლის სრული სეისმური წნევის ძალა ერთეული სიჯანის სადაწნეო ზედაპირზე

$$P_x = \int_0^h p_x(z) dz = 0,55k_c \gamma h^2, \quad (5.12)$$

ბოლო ამ ძალის მხარი ათვლილი წყლის ზედაპირიდან

$$z_{0,c} \approx 0,6h. \quad (5.13)$$

(5.22)-ის შესაბამისი წყლის მიერთებული მასა

$$M_x = \frac{P_x}{k_c g} = 0,55 \frac{\gamma h^2}{g}. \quad (5.14)$$

როგორც ეს (5.13)-დან ჩანს, წყლის სეისმური წნევის ინტენსივობა ნაგებობის ფუძესთან, $k_c = 0,10$ -ის დროსაც კი (9 ბალის საანგარიშო სეისმურობა), არ აჭარბებს ჰიდროსტატიკური წნევის 10%-ს. თითქმის ასეთივე თანაფარდობაა (5.12)-ის მნიშვნელობასა და სრულ ჰიდროსტატიკურ წნევის ძალას შორის.

უფრო დაწვრილებით მონაცემებს სხვადასხვა ფორმის სადაწნეო ზედაპირებზე მოქმედი წყლის სეისმური წნევის შესახებ მკითხველი გაეცნობა ნორმების [3] მეხუთე განყოფილებაში. ამ ბოლო ხანებში ვითარდება მეთოდთა, რომელიც საშუალებას მოგვცემს გამოვიყენოთ წყლის სეისმური დატვირთვა მიწისძვრების აქსელეროგრამების გამოყენებით.

გრუნტის სეისმური წნევა საყრდენი კედლის ტიპის ნაგებობაზე. განსახილველი მოვლენა ძალზე რთულ ფიზიკურ სურათს იძლევა, მაგრამ, თუ საყრდენ კედელს ჩავთვლით იმდენად ხისტ ნაგებობად, რომ მისი დამყოლობა პრაქტიკულად გამორიცხული იქნება (ამოვსების გრუნტთან შედარებით), შეიმჩნევა გრუნტის სეისმური წნევის რამდენიმე სახეობა.

გრუნტის სეისმური წნევის ერთ-ერთი სახეობა წარმოიშობა მიწისძვრის დროს ამოვსების გრუნტის ვიბრაციული შემჭიდროების გამო. ეს მოვლენა შეიძლება ავიცილოთ ამოვსების გრუნტის წინასწარი დატკეპნით ან ისეთი გრუნტის გამოყენებით, რომელსაც შინაგანი ხახუნის დიდი კუთხე გააჩნია.

განვიხილოთ გრუნტის სეისმური წნევის ის ძირითადი სახეები, რომლებიც წარმოაშობიან ამოვსების გრუნტში სეისმური ინერციული ძალების მოქმედებით.

თავდაპირველად ჩავთვალოთ, რომ გვაქვს საყრდენი კედელი, რომელიც უძრავია ფუძისა და ამოვსების გრუნტის მიმართ. ეს ნიშნავს, რომ ვიხილავთ საყრდენი კედლის და მისი ფუძის საკმარისად დიდი სიხისტის შემთხვევას. ასეთი სქემა სამართლიანია კედლის სტატიკური ანგარიშის დროსაც.

თუ ჩავთვლით, რომ ამოვსების გრუნტის ერთეულ მოცულობაზე მოქმედი თარაზული სეისმური ძალა ტოლია

$$S = k_e \gamma \quad (5.15)$$

(γ გრუნტის მოცულობითი წონა), მაშინ [11]-ის მიხედვით, ვერტიკალური და გლუვი უკანა წახნაგის მქონე საყრდენ კედელზე გრუნტის ღრეკადი სეისმური წნევა შეიძლება ასე ჩაიწეროს:

$$p_e(z) \approx k_e \gamma h \cos \frac{\pi}{2} \frac{z}{h}, \quad (5.16)$$

სადაც h ამოვსების გრუნტის ფენის სისქეა საყრდენ კედელთან.

ღრეკადი სეისმური წნევის ძალა კედლის ერთეული სიგანის ზოლზე

$$P_e \approx 0,75 k_e \gamma h^2, \quad (5.17)$$

ხოლო მისი მხარი, ათვლილი ამოვსების გრუნტის თავისუფალი ზედაპირიდან

$$z_{0,e} \approx 0,4h. \quad (5.18)$$

განხილული სიდიდეები ნაჩვენებია ნახ. 113-ზე. აქ ყურადღებას იპყრობს ის, რომ გრუნტის სეისმური წნევის ინტენსივობა მატულობს ქვევიდან ზევით.

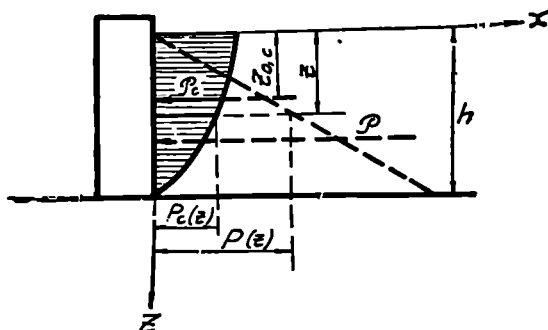
გრუნტის სეისმური წნევის ძალა (5.18)-ის მიხედვით თავისი ბუნებით ანალოგიურია სტატიკური წნევის ძალისა, რომელიც გამოითვლება ფორმულით

$$P = \xi \frac{\gamma h^2}{2}, \quad (5.19)$$

მაგრამ სტატიკური წნევის ეპიურა, როგორც ცნობილია, სამკუთხე-

დის ფორმისაა და მისი მაქსიმალური ორდინატა ნაგებობის ფუძის ნიშნულს შეესაბამება (ნახ. 113).

გვერდითი გამბრჯენის კოეფიციენტი ξ ქვიშისათვის დაახლოებით 0,4-ის ტოლია, ხოლო თიხისათვის იგი იცვლება 0,7—0,75-ის ფარგლებში. (5.17) და (5.18)-ის ურთიერთშედარებით ჩანს, რომ ამოვსების ფხვიერი გრუნტის შემთხვევაში, როცა $k_c = 0,1$ (სეისმურობა 9 ბალი), გრუნტის სეისმური დრეკადი წნევის ძალა სტატიკური ძალის დაახლოებით 40%-ს შეადგენს.



ნახ. 113. ხისტ საყრდენ კედელზე გრუნტის სეისმური დრეკადი წნევის საანგარიშო სქემა.

საყრდენი კედლის უკანა წახნაგის დახრილობა სეისმურ წნევის ამოვსების გრუნტის მიმართულებით ამცირებს, ხოლო მოპირდაპირე მიმართულებით აღიდეbs. მაგრამ, თუ ეს დახრილობა არ აღემატება 10° -ს, განსხვავება პრაქტიკულად უმნიშვნელოა [12].

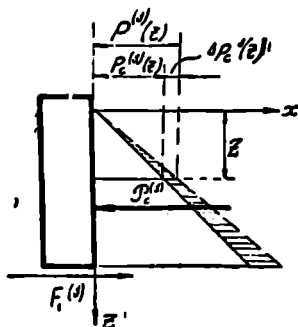
გრუნტის სეისმური წნევა იზრდება ამოვსების გრუნტის თავისუფალი ზედაპირის აღმავალი დახრილობის ზრდასთან ერთად და, თუ ასეთი დახრილობის კუთხე α არ აღემატება 30° -ს, მაშინ გრუნტის სეისმური წნევის ძალისთვის სამართლიანია შემდეგი ფორმულა [12]:

$$P_c(\alpha) = \left(1 + \frac{2}{3} \operatorname{tg} \alpha\right) P_c,$$

სადაც P_c განისაზღვრება ფორმულა (5.10')-ით, ხოლო მხარი იცვლება $z_{0,c}$ -დან 1,1 $z_{0,c}$ -მდე.

გრუნტის დრეკადი სეისმური წნევა გამოთვლილია სეისმომედგობის თეორიის სპექტრული მეთოდის გამოყენებითაც [13].

გრუნტის აქტიური სეისმური წნევა შეიძლება წარმოიშვას მიწისძვრის დროს საყრდენი კედლის გადახრით ან მისი თარაზული გადაადგილებით ფუძის ყაშირის დამყოლობის ან თვით კედლის დრეკადი დეფორმაციის შედეგად.



ნახ. 114. ხისტ საჭრდენ კედელზე გრუნტის სეისმური აქტიური წნევის საანგარიშო სქემა.

ნახ. 114-ზე ნაჩვენები სიდიდეებისათვის შემოღებულია შემდეგი აღნიშვნები:

$P_e^{(a)}$ — გრუნტის საძიებელი აქტიური წნევის ძალა, მოქმედი ერთეული სიგრძის საყრდენ კედელზე სეისმური ზემოქმედების გათვალისწინებით;

Q — ამოვსების გრუნტის ჩამომეწყვრების პრიზმის წონა;

S — ამ პრიზმაზე მოქმედი სეისმური ინერციული ძალის თარაზული მდგენელი, რომელიც მიიღება ტოლი

$$S = k_e Q;$$

$R^{(a)}$ — რეაქტიული ძალა მოქმედი ჩამომეწყვრების პრიზმასა და ამოვსების გრუნტის კონტაქტურ ზედაპირებს შორის;

φ — ამოვსების გრუნტის შიგა ხახუნის კუთხე.

სეისმური ზემოქმედების დროს გრუნტის საყრდენ კედელზე აქტიურმა წნევამ შეიძლება მოიმატოს, რაც, [16]-ის თანახმად, გამოისახება შემდეგი მიახლოებითი ფორმულით:

$$P_e^{(2)} \approx (1 + 2k_e \operatorname{tg} \varphi) P^{(2)}, \quad (5.20)$$

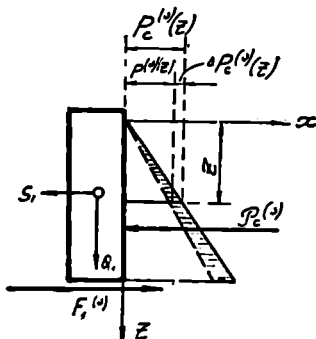
სადაც $P^{(2)}$ — აქტიური წნევის ძალა სეისმურა ზემოქმედების გაუთვას-წინებლად.

ამოვსების გრუნტის მიმართულებით საყრდენი კედლის მნიშვნელოვანი თარაზული გადაადგილების შედეგად ასეთი გრუნტის მასივის ნაწილი აღმოჩნდება ზღვრული წონასწორობის მდგომარეობაში ამოზურცვის პრიზმის სახით. საყრდენ კედელზე კი ამ დროს იმოქმედებს გრუნტის პასიური დაწოლა. მისი გამოთვლა სეისმური ზემოქმედების გათვალისწინებით საჭირო ხდება მაშინ, როცა საყრდენი კედლის ტიპის ნაგებობაზე (მაგალითად, დიდი მალიანი ხიდის სანაპირო ბურჯი) მოქმედებს მნიშვნელოვანი სიდიდის გამბრჯენი ძალა და როცა ეს ძალა მიწისძვრის დროს მატულობს.

ანალოგიურად (5.20)-ისა, საძიებელი პასიური დაწოლა, სეისმური ზემოქმედების გათვალისწინებით, შეიძლება ასე განისაზღვროს

$$P_0^{(2)} \approx (1 - 2k_e \operatorname{tg} \varphi) P^{(2)}. \quad (5.21)$$

ჩატარებულია კვლევა საყრდენ კედელზე აქტიური და პასიური სეისმური წნევის გამოსათვლელად მიწისძვრების აქსელეროგრამის გამოყენებით [14].



4) ნახ. 115. ხისტ საყრდენ კედელზე გრუნტის სეისმური პასიური წნევის საანგარიშო სქემა.

გრუნტის გარემოს სეისმური დაძაბულობა. სიგრძივი და განივი სეისმური ტალღების გავრცელების დროს ასეთ გარემოში წარმოიშობა ნორმალური და მხები სეისმური ძაბვები (ფარდობითი დეფორმაციები), რომლებიც იწვევენ სეისმურ სამთო წნევას მიწისქვეშა ნაგებობებზე [14, 17]. გარდა ამისა, მათი გავლენით განთენილ ნაგებობებში (გვირაბები, მილგამტარები და ა. შ.) წარმოიშობა ლერძული და განივი სეისმური ძაღვები.

აქ დავკმაყოფილდებით მხოლოდ სეისმური ძაბვების განსაზღვრით, ხოლო სეისმური სამთო წნევისა და ძაღვების გამოთვლის საკითხებს გავარჩევთ იქ, სადაც შეეცხებით ცალკეულ ჰიდროტექნიკური ნაგებობების სეისმომდგომას.

საინჟინრო პრაქტიკისათვის საკმარისი სიზუსტით ეუშვებთ, რომ სეისმური ტალღა წარმოადგენს ბრტყელს, განივს ან სიგრძივს და რომ მისი გავრცელების დროს გრუნტის ნაწილაკის გადაადგილება შეიძლება ჩაიწეროს შემდეგნაირად

$$u_0(t, z) = u_0 f\left(t - \frac{z}{c}\right), \quad (5.22)$$

სადაც t არის დრო;

z — გრუნტის გარემოს იმ წერტილის კოორდინატა, რომლისთვისაც განსაზღვრება სეისმური ძაბვა;

u_0 — გრუნტის ნაწილაკის სეისმური გადაადგილების მაქსიმალური ამპლიტუდა;

f — სეისმური ტალღის ფორმა;

c — განივი ან სიგრძივი სეისმური ტალღის გავრცელების სიჩქარე. (5.22)-ის თანახმად, გრუნტის ნაწილაკის სეისმური გადაადგილების სიჩქარე ტოლია

$$V_0(t, z) = \frac{\partial u_0(t, z)}{\partial t} = u_0 \dot{f}\left(t - \frac{z}{c}\right) \quad (5.23)$$

ფარდობითი სიგრძივი დეფორმაცია იგივე (5.22)-ის მიხედვით

$$\varepsilon(t, z) = \frac{\partial u_0(t, z)}{\partial x} = - \frac{u_0}{c_1} \dot{f}\left(t - \frac{z}{c_1}\right), \quad (5.24)$$

ხოლო შესაბამისი ნორმალური ძაბვა

$$\sigma(t, z) = \varepsilon(t, z) E = - \frac{E}{c_1} u_0 \dot{f}\left(t - \frac{z}{c_1}\right), \quad (5.25)$$

სადაც E არის გრუნტის დრეკადობის მოდული გაქიმვა კუმშვაზე;

c_1 —საგრძივი სეისმურა ტალღის გავრცელების სიჩქარე.

(5.23) და (5.24) გამოსახულებათა ურთიერთშედარებით, თანახმად (5.24)-სა, ჩანს, რომ

$$\sigma(t, z) = -\frac{E}{c_1} V_1(t, z). \quad (5.26)$$

ამრიგად, გრუნტის სეისმურა დაძაბულობა მისი ნაწილაკის გადაადგილების სიჩქარის პირდაპირპროპორციულია. მიახლოებით შეგვიძლია მივიღოთ, რომ

$$\frac{E}{c_1} \approx c_1 \frac{\gamma}{g}, \quad (5.27)$$

სადაც γ არის გრუნტის მოცულობითი წონა;

g —სიმძიმის ძალის აჩქარება.

(5.27)-ის შეტანით (5.26)-ში ზივილებზე საძიებელ ნორმალურ სეისმურ ძაბვას

$$\sigma(t, z) \approx -\frac{\gamma}{g} c_1 V_1(t, z). \quad (5.28)$$

ანალოგიურად, მხები ძაბვა ტოლი იქნება

$$\tau(t, z) \approx -\frac{\gamma}{g} c_2 V_2(t, z); \quad (5.29)$$

აქ c_2 —განივი სეისმური ტალღის გავრცელების სიჩქარე და ტოლია:

$$c_2 \approx \sqrt{\frac{G}{\gamma}} y, \quad (5.30)$$

სადაც G —გრუნტის დრეკადობის მოდული ძვრაზე.

ახლა დავებრუნდეთ (5.22) ფორმულას და დავუშვათ, რომ ერთ-ერთ კერძო შემთხვევაში მას შეესაბამება სინუსოიდური ტალღა

$$u_0(t, z) = u_0 \sin \frac{2\pi}{T_0} \left(t - \frac{z}{c} \right) \quad (5.31)$$

მაშინ ნაწილაკის გადაადგილების სიჩქარე (5.23)-ის თანახმად,

$$V_0(t, z) = u_0 \frac{2\pi}{T_0} \cos \frac{2\pi}{T_0} \left(t - \frac{z}{c} \right) \quad (5.32)$$

შესაბამისი აჩქარება ტოლი იქნება

$$W_0(t, z) = \frac{\partial V_0(t, z)}{\partial t} = -u_0 \frac{4\pi^2}{T_0^2} \sin \frac{2\pi}{T_0} \left(t - \frac{z}{c} \right),$$

ხოლო მისი მაქსიმალური მნიშვნელობა

$$W_0 = u_0 \frac{4\pi^2}{T_0^2} = k_e g. \quad (5.33)$$

გამოსახულება (5.33)-ის (5.26)-ში ჩასმით და (5.31)-ის გათვალისწინებით,

$$\pm \sigma = \frac{k_e}{2\pi} \gamma c_1 T_0, \quad (5.34)$$

სადაც T_0 — გრუნტის ნაწილაკის სეისმური მოძრაობის გაბატონებული პერიოდი და ნორმების [3] მიხედვით მიიღება 0,5 წამის ტოლი.

(5.29)-ის გათვალისწინებით, ანალოგიურად (5.34)-ისა, მივიღებთ, რომ

$$\pm \tau = \frac{k_e}{2\pi} \gamma c_2 T_0. \quad (5.35)$$

განხილულმა სეისმურმა ძაბვებმა გრუნტებში შეიძლება მიადწიოს საკმარის მნიშვნელოვან სიდიდეებს. ასე მაგალითად, რადგან სხვადასხვა გრუნტისათვის

$$c_1 = 300 - 5000 \frac{\text{მ}}{\text{წამში}}, \text{ ხოლო } c_2 = 150 - 2500 \frac{\text{მ}}{\text{წამში}}$$

(ქვედა ზღვრები შეესაბამებიან რბილს, ხოლო ზედა ზღვრები — კლდოვან ქანებს), (5.34) და (5.35) ფორმულები საანგარიშო სეისმურობის 9 ბალისათვის ($k_e = 0,10$) იძლევიან მნიშვნელოვან ძაბვებს

$$\sigma \approx 5 - 100 \text{ ტნ/მ}^2; \quad \tau \approx 2,5 - 50 \text{ ტნ/მ}^2.$$

§ 2. პიდროტექნიკური ნაგებობების გაბეზრებისა და განადგოვლის საკითხები

პიდროტექნიკური ნაგებობების სეისმომდებლობის უზრუნველყოფის პრობლემა ჩვენში განსაკუთრებით აქტუალური გახდა მას შემდეგ, რაც წარმოიშვა სეისმურ რაიონებში ნურეკის, ინგულის, ტოქტოგულის, როგუნის, ჩირკეის და სხვა. უნიკალური პიდ-

როკვანძების მშენებლობის საჭიროება. ამასთან. განსაკუთრებული ყურადღება ექცევა კაშხლებს, როგორც ყველაზე უფრო საპასუხისმგებლო და ძვირადღირებულ ნაგებობებს.

ამ პრობლემის შესწავლის დონე 1960 წლამდე საკმაოდ დაწვრილებით დახასიათებულია [14]-ში.

ამ უკანასკნელი ათი წლის განმავლობაში დამუშავდა ყველა ტიპის კაშხლების სეისმომდეგობაზე ანგარიშის მეთოდთა, რომელიც თავისი სიზუსტით და პრაქტიკაში გამოყენების მოხერხებულობით არ ჩამოუვარდება იმ მეთოდებს, რომელიც მოცემულია ჩვეულებრივი შენობების და ნაგებობების სეისმომდეგი მშენებლობის გეგმარების მოქმედ ნორმებში [3]. ლაპარაკია მეთოდთა, რომელიც დაფუძნებულია სეისმომდეგობის ზემოთ განხილულ სპექტრულ თეორიაზე. ეს თეორია, იყენებს რა ელექტრონულ გამომთვლელ მანქანებს ნაშენთა საკუთარი რხევების პერიოდების და ფორმების გამოსათვლელად, სეისმური ინერციული დატვირთვის განსაზღვრისას სარგებლობს დინამიკურობის კოეფიციენტის სტანდარტული (ნორმატიული) სპექტრული მრუდით, რომელიც განზოგადებული სახით ითვალისწინებს მნგრეველი მიწისძვრის დროს გრუნტის სეისმური რხევების თავისებურებას.

თანამედროვე ელექტრონული გამოთვლითი ტექნიკა საშუალებას გვაძლევს განვიხილოთ კაშხლის მუშაობა სეისმური ზემოქმედების დროს მისი პლასტიკური დეფორმაციების გათვალისწინებითაც. მიწისა და ქვაყრილის კაშხლებში ასეთი დეფორმაციები ძლიერი მიწისძვრების დროს ადვილად მოსალოდნელია მათი სამშენებლო მასალების პლასტიკური თვისების გამო. ბეტონის გრავიტაციული ან კონტრფორსული კაშხლების შემთხვევებში კი პლასტიკურ დეფორმაციებს შეიძლება ადგილი ჰქონდეთ კაშხლის ფუძეში.

პლასტიკური დეფორმაციების გათვალისწინება ართულებს სეისმომდეგობაზე ანგარიშს, რადგან საჭირო ხდება სეისმური ზემოქმედების მათემატიკური მოდელირების ადრე აღწერილი მეთოდის გამოყენება, ნაგებობის უფრო რთული საანგარიშო სქემისათვის. ამისათვის საჭიროა გამოვიყენოთ მნგრეველი მიწისძვრების დროს კლდოვანი ფუძის მოძრაობის მახასიათებელი აქსელეროგრაფები, რომლებიც, როგორც წიგნის პირველ თავში იყო აღნიშნული, მიღებულია მხოლოდ ანალიზურად.

მიუხედავად ამისა, პლასტიკური დეფორმირების შესაძლებლობის გათვალისწინება უნიკალური კაშხლების სეისმომდეგო-

ბაზე დეტალური ანგარიშის დროს მაინც წარმოება, რადგან მხოლოდ ამ გზით შეიძლება გადაწყდეს კაშხლის და მისი ელემენტების მდგრადობის, სიმტკიცის რეზერვების და მოსალოდნელი ნარჩენი დეფორმაციების პროგნოზის ამოცანები.

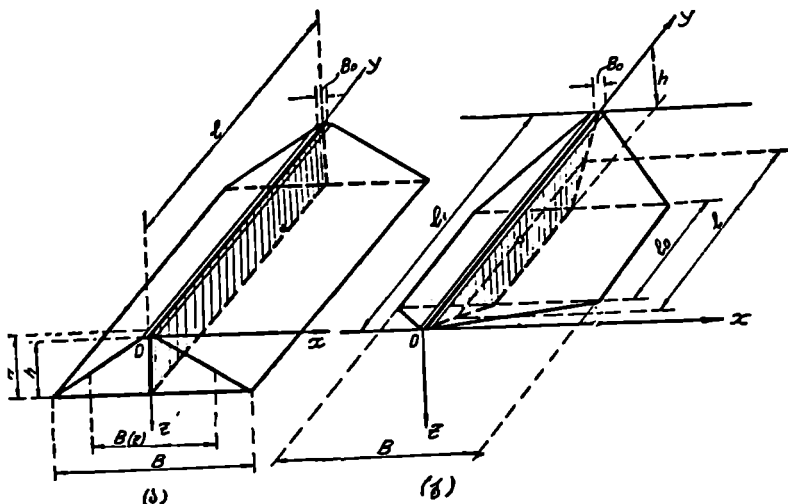
კაშხლების გეგმარების ჩვეულებრივ ეტაპებზე კი გამოიყენება სეისმომედეგობის თეორიის სპექტრულ მეთოდზე დამყარებულ ზემოთ ნახსენები მეთოდია, რომელსაც, სხვათა შორის, უფრო მეტი სიდიდის ინერციული სეისმური დატვირთვა შეესაბამება, ვიდრე პლასტიკური დეფორმირების გათვალისწინებით ანგარიშის მეთოდია.

კაშხლები

მიწისა და ქვაყრილის კაშხლები. ლიტერატურიდან ცნობილია სხვადასხვა ქვეყანაში აშენებული 40-მდე ისეთი კაშხალი, რომლებმაც, განიცადეს რა 6—9 ბალის ინტენსივობის მიწისძვრების მოქმედება, დაზიანდნენ და დაინგრენ კიდევ. მათ შორის 33 მიწის კაშხალია, 3 — ქვაყრილის და 4 — შერეული ტიპის. სიმაღლით 3-დან 80 მეტრამდე. ასეთი ემპირიული ჰონაცემების ანალიზის საფუძველზე რეკომენდებულია [14] ადგილობრივი მასალებისაგან აგებული კაშხლების შესაძლო სეისმური ნარჩენი დეფორმაციების შემდეგი კლასიფიკაცია: კაშხლის ტანის დაჯდომა მასალის დამატებითი — ვიბრაციული შემკიდროების შედეგად; კაშხლის ტანის ფორმის დამახინჯება ფერდობების შრედაშრე ჩამოშლევების გამო; კაშხლის ტანის თარაზული ნარჩენი გადაადგილებები, გამოწვეული სეისმური ინერციული დატვირთვით; კაშხლის ტანში განივი და გრძივი მნიშვნელოვანი სიდიდის ბზარების წარმოშობა; წყალგაუღწევ გულასა და გარე პრიზმებს შორის კონტაქტების დარღვევა კაშხლის ამ ძირითადი ელემენტების მასალების სხვადასხვა დეფორმაციული თვისების გამო; კაშხლის ფერდოს მასივის მნიშვნელოვანი ნაწილის ჩამოშლევება ბრტყელ ან შრულდე ზედაპირზე; ფერდობების გამაგრების კონსტრუქციის რღვევა. ხშირად ადგილი აქვს მიწის ჯებირების სრულ ნგრევას, რაც გამოწვეულია ტანის და ფუძის მასალების არასწორი შერჩევით, უხარისხო დატეპნით.

ყველაზე საშიშია კაშხლის ფერდოს მასივის ჩამოშლევება, რადგან მას შეიძლება მოყვეს წყალსაცავის კატასტროფული გარღვევა.

მიწის ან ქვაყრილის კაშხლების დაგეგმარების ძირითად ეტაპებს შეადგენენ: კაშხლის საკუთარი რხევების პერიოდების და ფორმების დადგენა; შესაბამისი სეისმური ინერციული დატვირთვის განსაზღვრა; ფერდობის მდგრადობის შემოწმება შრედაშრე და მასივურ ჩამომწყვრებაზე; პლასტიკური ეკრანის და მისი დამცველი შრის მდგრადობის შემოწმება; შესაძლო ნარჩენი დეფორმაციების პროგნოზი; კაშხლების სეისმომედეგობის უზრუნველყოფის კონსტრუქციული და ტექნოლოგიური ღონისძიებების გათ-



ნახ. 116. ადგილობრივი მასალებისაგან აგებული კაშხლის საკუთარი რხევების საანგარიშო სქემა.

- ა) კაშხლის სქემა მდინარის კალაპოტის განივი კვეთის სწორკუთხა მოხაზულობის შესაბამისად;
- ბ) კაშხლის სქემა მდინარის კალაპოტის განივი კვეთის რეალური მოხაზულობის შესაბამისად.

ვალისწინება. რეალური — ტრაპეციული პროფილის კაშხლის საკუთარი რხევების პერიოდების სიხშირეების და ფორმების გამოსათვლელად [14, 18, 19] შრომებში განიხილება კაშხლის ტანის შუა ზედაპირზე მდებარე (ნახ. 116) და კოორდინატების მქონე ნებისმიერი წერტილის მოძრაობის დიფერენციალური განტოლებები.

მდინარის კალაპოტის გასწვრივ, კაშხლის საკუთარი რხევების

და, მაშასადამე, პერიოდების გამოსათვლელი ფორმულა ასე ჩაიწერება:

$$T_{ix} = \frac{2\pi}{a_1} \frac{h}{c_2} \frac{1}{\sqrt{1 + \left(j \frac{\pi}{a_1} \frac{H}{l} \right)^2}} \quad (5.36)$$

მდინარის კალაპოტის განივი კვეთი სინამდვილეში არ წარმოადგენს სწორკუთხედის ფორმას, იგი საზოგადოდ უფრო ახლოა ტრაპეციულ ფორმასთან. ამ გარემოების მიახლოებითი გათვალისწინების მიზნით რეკომენდებულია, კაშხლის სიგრძე l გაუტოლდეს კალაპოტის (ნახ. 116, ბ-ზე ნაჩვენებ) სიგანეს, რომელიც შეესაბამება კაშხლის ზედაპირის სიმძიმის ცენტრს.

ამ სურათის მიხედვით შეგვიძლია ჩავწეროთ, რომ

$$l = \Omega l_1, \quad (5.37)$$

სადაც კოეფიციენტი

$$\Omega = \frac{2}{3} \cdot \frac{1+k+k^2}{1+k}, \quad (5.38)$$

ხოლო თავის მხრივ

$$k = \frac{l_0}{l_1}. \quad (5.39)$$

კერძო შემთხვევაში, კალაპოტის განივი კვეთის სამკუთხური ფორმისათვის $k=0$ და $\Omega = \frac{2}{3}$; ხოლო სწორკუთხოვანი კვეთისათვის $k=1$ და $\Omega=1$. ისე რომ, კოეფიციენტი Ω პრაქტიკულად იცვლება საკმაოდ მცირე ინტერვალში

ზემოთ ნათქვამის საფუძველზე, (5.36) ფორმულა (5.37)-ის გათვალისწინებით შემდეგნაირად გადაიწერება

$$T_{ix} = \frac{2\pi}{a_1 c_2} \frac{h}{1-\xi} \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{j\pi}{a_1 \Omega} \frac{1}{1-\xi} \frac{h}{l_1} \right)^2}}, \quad (5.40)$$

სადაც $\xi = \frac{B_0}{B} < 1$, ნახ. 116-ის თანახმად, და განსაზღვრავს კაშხლის თხემის საგანის გავლენას მის საკუთარ რხევებზე.

მდინარის კალაპოტის განივი და ვერტიკალური მიმართულებით კაშხლის საკუთარი რხევის პერიოდების გამოსათვლელად ვლებულობთ შემდეგ ფორმულებს:

$$T_{1y} = \frac{2\pi}{a_1 c_2} \frac{h}{1-\xi} \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{j\pi}{a_1 \Omega} \varepsilon \frac{1}{1-\xi} \right)^2}} \quad (5.41)$$

$$T_{1z} = \frac{2\pi}{a_1 c_1} \frac{h}{1-\xi} \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{j\pi}{a_1 \Omega} \frac{1}{\varepsilon} \frac{1}{1-\xi} \frac{h}{l_1} \right)^2}}, \quad (5.42)$$

სადაც c_1 — კაშხლის ტანში სიგრძივი სეისმური ტალღის გავრცელების სიჩქარე;

$$\varepsilon = \frac{c_1}{c_2} \approx 1,6;$$

როცა $\xi=0$, რაც კაშხლის სამკუთხა ფორმის პროფილს შეესაბამება: $a_1=2,4$, $a_2=5,52$, $a_3=8,65$ -ს და ა. შ., როცა $\xi=0,5$, რაც კაშხლის ტრაპეციულ პროფილს შეესაბამება: $a_1=3,53$; $a_2=9,6$ და $a_3=15,82$ და ა. შ., როცა $\xi=0,10$, რაც საერთოდ ხშირად გვხვდება პრაქტიკაში: $a_1=2,45$, $a_2=5,72$ და $a_3=9,30$ და ა. შ.

მიწის კაშხლებისათვის ექსპერიმენტულად მიღებულია, რომ

$$c_1 \approx 300 \text{ მ/წმ და } c_2 \approx 200 \text{ მ/წმ.}$$

ასე რომ, (5.40), (5.41) და (5.42) ფორმულების თანახმად, როცა $\xi=0$, სხვადასხვა სიმაღლის მიწის კაშხლების საკუთარი რხევების პირველი — ძირითადი პერიოდი ტოლია

$$T_{1,x} = 0,15 - 1,5 \text{ წმ; } T_{1,y} = 0,10 - 1,0 \text{ წმ;}$$

$$T_{1,z} = 0,14 - 1,4 \text{ წმ.}$$

ანალოგიურად, რადგან ქვაყრილის კაშხლებისათვის $c_1 \approx 600$ მ/წმ და $c_2 \approx 400$ მ/წმ, შესაბამისი პერიოდები ტოლი იქნება:

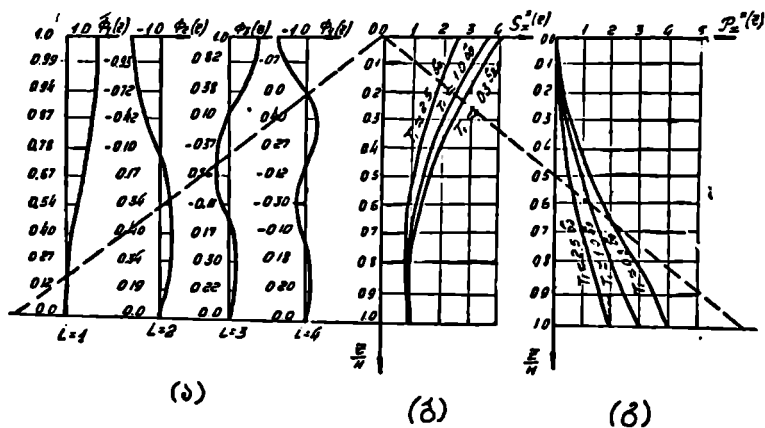
$$T_{1,x} \approx 0,08 - 0,8 \text{ წმ; } T_{1,y} \approx 0,5 - 0,5 \text{ წმ;}$$

$$T_{1,z} \approx 0,07 - 0,7 \text{ წმ.}$$

მოყვანილი სიდიდეების ქვედა ზღვარი შეესაბამება დაბალი, ხოლო ზედა ზღვარი მაღალი კაშხლის საკუთარი რხევების პერიოდებს.

როგორც ვხედავთ, ადგილობრივი მასალებისაგან აგებული კაშხლის საკუთარი რხევების პერიოდები, სამივე ურთიერთობით-გონალური მიმართულებისათვის წარმოადგენენ თანზომად სიდიდეებს.

ნახ. 117ა-ზე ნაჩვენებია კაშხლის საკუთარი რხევების ფორმები, რომლებიც ერთგვარ მასშტაბში წარმოადგენენ ფორმის კოეფიციენტების მნიშვნელობებსაც.



ნახ. 117. ადგილობრივი მასალებისაგან აგებული კაშხლის საკუთარი თარაზული რხევების ფორმები და შესაბამისი სეისმური ინტენსივობის ინტენსივობის და სეისმური გადაძვრელი ძალის ეპიურები.

ა) საკუთარი რხევების პირველი 4 ფორმა.

ბ) სეისმური ინტენსივობის დატვირთვის უგანზომილებო ინტენსივობის ეპიურები სხვადასხვა სიმაღლის (სხვადასხვა დინამიკური სიხისტის) კაშხლებით;

გ) უგანზომილებო სეისმური გადაძვრელი ძალის ეპიურები სხვადასხვა სიმაღლის (სხვადასხვა დინამიკური სიხისტის) კაშხლებისათვის.

კაშხლის ტანის ერთეულ მოცულობაზე მოქმედი სეისმური ძალა (მდინარის კალაპოტის გასწვრივ მოქმედი თარაზული ძალა), (5.4) ფორმულის მიხედვით, გამოითვლება ასე

$$s_x(z) = k_c \gamma \sqrt{\left[1 - \sum_{i=1}^{n^*} \eta_{ix}(z)\right]^2 + \left[\eta_{ix}(z) \beta_i(T_{ix})\right]^2}. \quad (5.43)$$

პრაქტიკაში გამოსაყენებლად უფრო მოხერხებულია სეისმური ინერციული დატვირთვის ე.წ. უგანზომილებო ინტენსივობა, რომელიც (5.43)-ის თანახმად, ტოლია

$$s_x^*(z) = \frac{s_x(z)}{k_c \gamma} . \quad (5.44)$$

ნახ. 117-ა-ზე ნაჩვენებია $s_x^*(z)$ ფუნქციის გრაფიკები, აგებული (5.42), (5.43) და (5.44)-ის მიხედვით, სხვადასხვა სიმაღლის, საკუთარი რხევების პირველი ტონის სხვადასხვა პერაოდის მქონე კაშხლებისათვის.

განივი სეისმური დატვირთვის უგანზომილებო ინტენსივობა გამოითვლება შემდეგი ფორმულით:

$$P_x^*(z) = s_x^*(z) B^*(z), \quad (5.45)$$

სადაც $B^*(z)$ კაშხალის პროფილის უგანზომილებო სიგანეა z ღონეზე და ტოლია

$$B^*(z) = \frac{B(z)}{B} . \quad (5.46)$$

ნახ. 117 ბ-ზე ნაჩვენებია უგანზომილებო ინტენსივობის $P_x^*(z)$ -ის შესაბამისი გადამჭრელი ძალის ეპიურა. ასეთი ძალა გამოითვლება ფორმულით:

$$P_x^*(z) = \int_0^z p_x^*(\xi) d\xi, \quad (5.47)$$

სადაც $0 < \xi < z$.

შესაბამისი ეპიურა მოყვანილია ნახ. 117 გ-ზე.

ადგილობრივი მასალებისაგან აგებულ კაშხლებზე მოქმედი სეისმური ინერციული დატვირთვის განსაზღვრის მეთოდიკაზე ჩვენ შევიჩრდებით დეტალურად, რადგან ეს მეთოდიკა თავისი ზოგადობით გამოსადეგია დანარჩენი სახეობის კაშხლების — ბეტონის გრავიტაციული და კონტრფორსული კაშხლებისთვისაც (თუ მხედველობაში არ მივიღებთ თაღოვან კაშხლებს).

ადგილობრივი მასალებისაგან აგებული კაშხლების ძირითადი ელემენტების (პლასტიკური ტიპის ეკრანი თავის დამცველი შრით, წყალგაუღწევადი დიაფრაგმა, მონალექი კაშხლის საბრჯენი პრიზმები და ა. შ.) მდგრადობის და სიმტკიცის შემოწმება სეისმური ზემოქმედების გათვალისწინებით სრულდება იმავე მეთოდიკით,

რომელიც რეკომენდებულია კაშხლების სტატიკური ანგარიშისათვის [20]. განსხვავება იმაშია, რომ სტატიკურ დატვირთვას ემატება საანგარიშო ელემენტის სიმძიმის ცენტრში მიღებული სეისმური ინერციული ძალა მოქმედი ისეთი მიმართულებით, რომელიც ელემენტის მდგრადობის და სიმტკიცის ყველაზე არახელსაყრელ პირობებს შეესაბამება.

ახლა განვიხილოთ სეისმური ზემოქმედების დროს კაშხლის ფერდოს მდგრადობა მის შრედაშრე ჩამომეწყობაზე. ამ მიზნით განიხილება კაშხლის ტანის მასალის იმ ნაწილაკის წონასწორობა, რომელიც ფერდოზე მდებარეობს და რომელზედაც გარდა საკუთარი წონისა მოქმედებს თარაზულად მიმართული სეისმური ინერციული ძალა.

ჩვენთვის საინტერესო მდგრადობას მარაგის კოეფიციენტი გამოითვლება ფორმულით

$$n_c(z) = \frac{\cos \theta_n - k_c s_x^*(z) \sin \theta_n}{\sin \theta_n + k_c s_x^*(z) \cos \theta_n} \operatorname{tg} \varphi. \quad (5.48)$$

აქ შემოღებული აღნიშვნები:

φ არის კაშხლის ტანის მასალის შიგა ხახუნის კუთხე;

θ_n — კაშხლის ფერდოს პორაზონტთან დახრის კუთხე, როცა n ფერდობის მდგრადობის მარაგის კოეფიციენტია (სეისმურა ზემოქმედების გაუთვალისწინებლად);

$s_x^*(z)$ — არის (5.44) ფორმულით განსაზღვრული სეისმური ინერციული ძალის უგანზომილებო ინტენსივობა;

თუ კაშხლის ფერდოზე მოვაწყობთ მიმტვირთავ შრეს ისეთი მასალისაგან, რომელსაც შიგ ხახუნის დიდი კუთხე გააჩნია და ამიტომ არ განიცდის შრედაშრე ჩამომეწყობას, მაშინ (5.48)-ის ნაცვლად მივიღებთ

$$n_c^*(z) = \left(1 + 2 \frac{Q_2}{Q_1}\right) n_c(z) \operatorname{tg} \varphi. \quad (5.49)$$

სადაც Q_1 — კაშხლის ტანის მასალის იმ ნაწილის წონა, რომლის წონასწორობაც განიხილება, ხოლო Q_2 — ამ ნაწილაკზე მოქმედი ძალა მიმტვირთავი შრის წონის შესაბამისა.

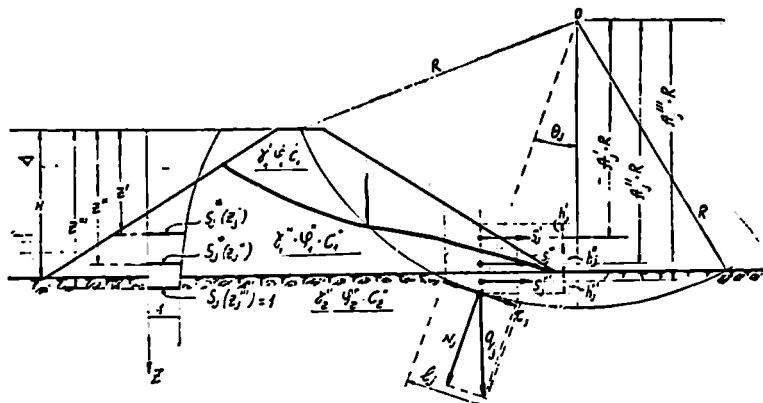
რადგან ადგილი აქვს შემდეგ უტოლობას $\frac{Q_2}{Q_1} \gg \frac{1}{2}$, ამიტომ

(5.49)-ის თანახმად

$$n_c^*(z) \geq 2n_c(z).$$

ეს ნიშნავს, რომ მიმტვირთავი შრის მოწყობა კაშხლის ტანის მასალის შიგა ხახუნის კუთხის კოეფიციენტის (მდგრადობის მარაგის კოეფიციენტის) გაორკეცების ტოლფასია.

აქვე განვიხილოთ კაშხლის ფერდოს მასივის მდგრადობა ზედაპირის ჩამომეწყობაზე სეისმური ზემოქმედების გათვალისწინებით.



ნახ. 118. ადგილობრივი მასალებისაგან აგებული კაშხლის ფერდოს ჩამომეწყობაზე მდგრადობის საანგარიშო სქემა, სეისმური ზემოქმედების გათვალისწინებით.

ნახ. 118-ზე ნაჩვენებია [14]-დან აღებული შესაბამისი საანგარიშო სქემა. ამ სქემის თანახმად, ჩამომეწყობების სეგმენტის გამოყოფილ ელემენტებზე მოქმედი სეისმური ინერციული ძალები ტოლია

$$\begin{aligned} s'_j &= k_c s_x^*(z'_j) \gamma_{j1}' b_j h'_j \\ s''_j &= k_c s_x^*(z''_j) \gamma_{j1}'' b_j h''_j \\ s'''_j &= k_c s_x^*(z'''_j) \gamma_{j2}'' b_j h'''_j, \end{aligned}$$

სადაც γ_{j1}' და γ_{j1}'' არის კაშხლის ტანის მასალების მოცულობითი წონები, შესაბამისად, მშრალ და წყალნაჯერ მდგომარეობაში; γ_{j2}'' — ფუძის გრუნტის მოცულობითი წონა წყალნაჯერ მდგომარეობაში.

ფერდოს მდგრადობის მარაგის კოეფიციენტი ჩამომეწყობაზე, სეისმური ზემოქმედების გათვალისწინებით, შეიძლება განისაზღვროს ფორმულით

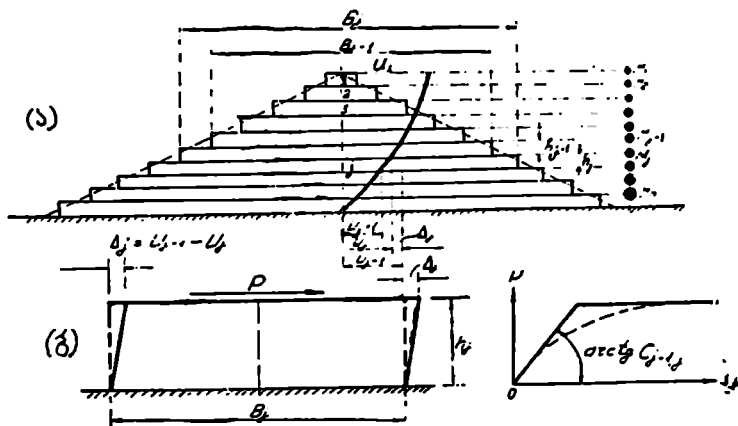
$$n_c = \frac{n}{1 + \frac{\sum s_i' A_i' + s_i'' A_i'' + s_i''' A_i'''}{\sum \tau_i}}, \quad (5.50)$$

სადაც n არის ფერღის მდგრადობის მარაგის კოეფიციენტი, რომელიც გამოთვლილია ნებისმიერ არსებულ მეთოდით სეისმური ზემოქმედების გათვალისწინებლად

$$A_i' = \frac{a_i'}{R}, \quad A_i'' = \frac{a_i''}{R} \text{ და } A_i''' = \frac{a_i'''}{R}.$$

დანარჩენი აღნიშვნება გასაგებია ნახ. 118-დან. მინიმალური დასაშვება მარაგის კოეფიციენტის ღნიშვნელობა ტოლია $n_c = 1,05$.

როგორც ზემოთ იყო აღნიშნული, 8 და მეტი ბალის ინტენსივობის მიწისძვრების დროს ადგილობრივი მასალებისაგან აგებულ კაშხლებში ვითარდება პლასტიკური დეფორმაციები და ამიტომ მათი სეისმური რხევები არაწრფივია. მიუხედავად იმისა, რომ



ნახ. 119. ადგილობრივი მასალებისაგან აგებული კაშხლის სეისმომდეგობაზე ანგარიშის სქემა პლასტიკური დეფორმაციების გათვალისწინებით:

- კაშხლის ტანის ელემენტარულ შრეებად დაყოფის სქემა.
- გამოყოფილი ელემენტარული შრის დეფორმაციის სქემა და იდეალური ინდიკატორული დიაგრამა.

სეისმური ინერციული დატვირთვა ამ დროს ნაკლებია, ვიდრე წრფივი რხევების დროს, მაინც საჭიროა არაწრფივი რხევების გან-

ხილვაც კაშხლის ტანის ნარჩენი დეფორმაციების შესაფასებლად. ამ მიზნით ვიყენებთ მიახლოებით მეთოდს, რომელიც შემდეგში მდგომარეობს [21—23].

ვიხილავთ კაშხლიდან წარმოდგენით გამოყოფილ ერთეული განფენადობის სიგრძის მქონე მახასიათებელ სექციებს — მაღალ, საშუალო და დაბალს. ასეთ სექციას, აგრეთვე წარმოდგენით ვყოფთ ერთნაირი სისქის სასრულ პრაქტიკულად 10—20 რაოდენობის შრეებად. ამით ვღებულობთ კაშხლის დისკრეტულ დინამიკურ საანგარიშო სქემას (ნახ. 119 ა), რისთვისაც სამართლიანია გამოყოფილი შრეების თარაზული გადაადგილებების დიფერენციალური განტოლებების შემდეგი სისტემა:

№ 1 შრისათვის

$$M_1 \ddot{u}_1(t) + \frac{M_1}{\pi} \delta_1 \omega_1 \left[\dot{u}_1(t) - \dot{u}_2(t) \right] + \\ + c_{1,2} \left[u_1(t) - u_2(t) \right] = - M_1 \ddot{u}_0(t).$$

№ 2 შრისათვის

$$M_1 \ddot{u}_1(t) + M_2 \ddot{u}_2(t) + M_2 \frac{\delta_2}{\pi} \omega_2 \left[\dot{u}_2(t) - \dot{u}_3(t) \right] + \\ + c_{2,3} \left[u_2(t) - u_3(t) \right] = -(M_1 + M_2) \ddot{u}_0(t).$$

k-ური შრისათვის

$$\sum_{j=1}^k M_j \ddot{u}_j(t) + M_k \frac{\delta_k}{\pi} \omega_k \left[\dot{u}_k(t) - \dot{u}_{k+1}(t) \right] + \\ + c_k \left[u_k(t) - u_{k+1}(t) \right] = - \ddot{u}_0(t) \sum_{j=1}^k M_j.$$

ელექტრონული ციფრული გამომთვლელი მანქანისათვის შედგენილია პროგრამა, რომლის საშუალებით სრულდება მუდმივკოეფიციენტებიანი მეორე რიგის წრფივი დიფერენციალური განტოლებების ზემოთ მოყვანილი სისტემის რიცხვობრივი ინტეგრირება. ამ მიზნით ცხრილის სახით მოცემულია შემდეგი სიდიდეები:

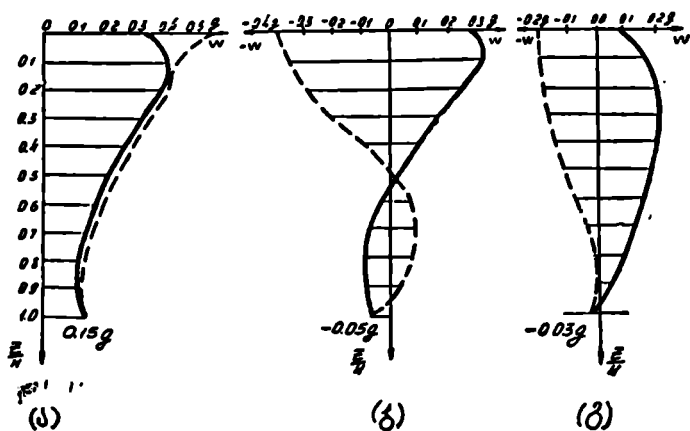
c_j — j -ური შრის სიხისტის კოეფიციენტი ერთობლაზე ძვრაზე და ღუნვაზე, რომელიც „გადაადგილება-ძალის“ ინდიკატორული დიაგრამის ცალკეულ უბანში სხვადასხვა სიდიდისაა, იმიტომ, რომ ასეთი დიაგრამა საერთოდ მრუდხაზოვანია და პრაქტიკულად მას ვცვლით უბან-უბან წრფივი დიაგრამით (ნახ. 119-ბ);

M_j — j -ური შრის მასა;

α_j და β_j —შესაბამისად, j -ური შრის საკუთარი (ფარდობითი) რხევების კუთხური სიხშირე და ლოგარითმული დეკრემენტი;

$\ddot{u}_0(t)$ —ნაგებობის ფუძის სეისმური რხევების აქსელეროგრამის მიმდინარე ორდინატა.

ნახ. 120-ზე ნაჩვენებია ნურეკის პესის უნიკალური მიწის კაშხლის ყველაზე მაღალი სექციის აბსოლუტური სეისმური აჩქარების



ნახ. 120. მაღლივი (300 მეტრის სიმაღლის) მიწის კაშხლის სეისმური აჩქარების (ტანის ერთეულ მოცულობაზე მოქმედი სეისმური ძალის) ეპიურები. წყვეტილი ხაზი შეესაბამება კაშხლის დრეკად სტადიაში მუშაობას, ხოლო უწყვეტი ხაზი პლასტიკური დეფორმაციების გათვალისწინებას.

ა) მაქსიმალური აჩქარების ეპიურები;

ბ) აჩქარების ეპიურა დროის მომენტისათვის $t=2.1$ წმ.

გ) აჩქარების ეპიურები დროის მომენტისათვის $t=3.0$ წმ.

ეპიურები, რომლებიც განსაზღვრულ მასშტაბში წარმოადგენენ ინერციული დატვირთვის ინტენსივობის ეპიურებს. უწყვეტი ხაზი შეესაბამება შემთხვევას, რომელიც ითვალისწინებს კაშხლის პლას-

ტიკურ დეფორმირებას, ხოლო წყვეტილი — კაშხლის მუშაობას დრეკადობის ზღვრებში.

სათანადო გამოთვლების დროს [23] გამოყენებული იყო ნახ. 3-ზე ნაჩვენები ელ-ცენტრის მიწისძვრის აქსელეროგრაფა გადაანგარიშებული კლდოვანი ფუძისათვის [32]-ში მოყვანილი ჩეთოდით.

განიხილება რა კაშხლის ფერდოს ჩამომეწყრების სეგმენტი, როგორც თავისუფლების ერთი ხარისხის მქონე სისტემა და, გვეჩვენება რა ფერდოს მოძრაობის ზემოთ აღწერილი გზით მიღებული აქსელეროგრაფა, შეიძლება შევადგასოთ ამ სეგმენტის ჩამომეწყრების სასრულო სიდიდე.

ადგილობრივი მასალებისაგან აგებული კაშხლების სეისმურ პირობებში მუშაობის რთული ხასიათის გამო, გარდა ანგარიშისა, სრულდება მათი მექანიკური მოდელების გამოცდა სეისმურ ბაჟანზე შემდეგი ამოცანების გადასაწყვეტად [24]: საკუთარი რხევების სიხშირეების (პერიოდების) და ფორმების დადგენა, რომლის დროსაც ავტომატურად ხდება კაშხლის სივრცული მუშაობის გათვალისწინება; კაშხლის გარე პრიზმების და წყალშეუღწევი გულას კონტაქტების გამძლეობის შემოწმება; კაშხლის ფერდოს შრედაშრე ჩამომეწყრების სიდიდის პროგნოზი.

ადგილობრივი მასალებისაგან აგებული კაშხლებისათვის მნიშვნელოვანია მიწისძვრის დროს წყალსაცავში წარმოშობილი წყლის ტალღები. მათი სიმაღლის განსაზღვრის საკითხი გაშუქებულია [14, 20, 25]-ში.

მუშაობის პირობების ზემოთ მოყვანილი თავისებურებების გამო მიწის და ქვაყრილი კაშხლების სეისმომედევობის უზრუნველსაყოფად საჭიროა დამატებით ჩატარდეს რიგი კონსტრუქციული და სამშენებლო-ტექნოლოგიური ღონისძიება. ასეთებს მიეკუთვნება, მაგალითად, ფერდობზე ზემოთ განხილული მიმტვირთავი შრის მოწყობა, რომელიც, ზრდის რა ფერდოს მდგრადობას, იმავე დროს ზღუდავს მასში ბზარების განვითარებას და კაშხლის ტანის დაჯდომას სეისმური რხევების დროს.

მიმტვირთავი შრის მინიმალური სისქე აიღება

$$h = \frac{\sigma_N}{\gamma}, \quad (5.51)$$

სადაც σ_N არის ნორმალური ძაბვა, რომელიც საჭიროა გარე პრაზმის მასალის ვიბრაციული შემქიდროების შეზღუდვისათვის და ექსპე-

რიმენტული მონაცემებით ტოლად დაახლოებით 2 ტნ_{გ2} -ის,

ყ—მიმტვირთავი შრის მასალის მოცულობითი წონა წყალში შეწონობის გათვალისწინებით.

მინიმალური სისქე შეესაბამება კაშხლის ქიმის ნიშნულს, ხოლო მის ქვევით სისქე შეიძლება ეზარდოს თანდათან წრფივად, ისე რომ მისაბრჩენ პრიზმასთან მიმტვირთავი შრის განივკვეთმა შეძლოს საკუთარი წონის და შესაბამისი სეისმური დატვირთვის ღერძულ-კუმშავი მდგენელის ერთობლივი მოქმედების ატანა.

მიმტვირთავი შრე ეწყობა მიწის კაშხლის შემთხვევაში ქვაყრილისაგან, ხოლო ქვაყრილი კაშხლისათვის დიდი ზომის ბრტყელი და მოგრძო ფორმის ქვების მშრალი წყობისაგან.

მიმტვირთავი შრის სახით შეიძლება აგრეთვე გამოვიყენოთ რკინაბეტონის ანაკრები ფილები ღრეკადი კავშირებით. მიმტვირთავი შრე შეიძლება ასრულებდეს კაშხლის ფერდოს გამაგრების კონსტრუქციის ფუნქციასაც, ხოლო ქვედა მისაბრჩენი პრიზმა შეიძლება გაფორმდეს როგორც სადრენაჟო პრიზმა.

საკირთა თიხის შეეული წყალგაუმტარი გულას სისქის მინიმუმამდე დაყვანა, რომ შემცირდეს მისი პულსაციური კუმშვა — გაფართოების ამპლიტუდები სეისმური ზემოქმედების დროს და ამით გულას კონტაქტი გარე პრიზმებთან დავიცვათ რღვევისაგან.

დახრილ წყალგაუღწევ გულას უპირატესობა ენიჭება შეეულთან შედარებით, რადგან პირველ შემთხვევაში ერთგვარ ღეფორმაციულ თვისებებს ინარჩუნებს კაშხლის ტანის უდიდესი ნაწილი.

ზევით ნაჩვენებია, რომ სეისმურ-ინერციული დატვირთვის ინტენსივობა მატულობს ფუძიდან ქიმის მიმართულებით და რომ ფილტრაციული წყლის შემცველობა კაშხალში აღიდებს სეისმურ დატვირთვას. გარდა ამისა, მიწის კაშხლის შემთხვევაში ის აუარესებს ფერდოს მდგრადობის პირობებს მისი ტანის მასალის ფორებში წყლის დინამიკური შიგა წნევის წარმოშობით. ამიტომ რეკომენდებულია, რომ კაშხლების დაგეგმარებისას უპირატესობა მიენიჭოს ისეთ კონსტრუქციულ გადაწყვეტას, რომლის დროსაც ღებრესიის მრუდს ექნება მინიმალურად დაბალი მდებარეობა.

8 და 9 ბალის სეისმურ რაიონებში მშენებლობის დროს უპირატესობა უნდა მიენიჭოს დამყოლი კონსტრუქციის, ერთმანეთთან კომპენსატორებით შეერთებული რკინაბეტონის ანაკრები ფილებისაგან შედგენილ წყალგაუღწევ ეკრანს. მშენებლობის ასეთ პი-

რობებში განსაკუთრებულად მნიშვნელოვანი ხდება კაშხლის მასალის სრულყოფილად შემქმნელობა.

ბეტონის გრავიტაციული კაშხლები. არსებობს ცნობები იმის შესახებ, რომ 7—8 ბალის ინტენსივობის მიწისძვრების მოქმედება განიცადა ბეტონის ორმა მაღალმა — 184 და 198 მეტრის სიმაღლის გრავიტაციულმა კაშხლებმა კალიტორნიაში, ერთმა 100 მეტრის სიმაღლის კაშხალმა ალჟირში, 30—70 მ სიმაღლის 12 კაშხალმა იაპონიაში. ამ კაშხლებს რაიმე სერიოზული დაზიანება არ მიუღიათ, მაგრამ ძალზე დაზიანდა 120 მ სიმაღლის გრავიტაციული კაშხალი კონა ინდოეთში თარაზული ბზარებით 1967 წელს მომხდარი 9 ბალის ინტენსივობის მიწისძვრის დროს [26].

რაც შეეხება დაბალ გრავიტაციულ კაშხლებს, ძლიერი მიწისძვრების დროს მათი დაზიანების და დანგრევის მაგალითები აღწერილია [14]-ში.

ბეტონის გრავიტაციული კაშხლების 1960 წლამდე ჩატარებული არც თუ ისე მრავალრიცხოვანი გამოკვლევების მოკლე მიმოხილვა მოცემულია იმავე [14]-ში.

უკანასკნელი 10 წლის განმავლობაში ელექტრონული გამომთვლელი მანქანების გამოყენებით [27, 28] გამომუშავებულია კაშხლების საკუთარი რხევების პერიოდების (სიხშირეების), ფორმების და სეისმური ინერციული დატვირთვის განსაზღვრის მეთოდოლოგია.

ამჟამად სრულდება კაშხალზე სეისმური ზემოქმედების მათემატიკური მოდელირება კლდოვანი ფუძის სეისმური მოძრაობის იმ დამახასიათებელი აქსელეროგრამების გამოყენებით, რომლებზედაც საუბარი ზემოთ გვქონდა [30].

ბეტონის გრავიტაციულ კაშხალზე სეისმური ზემოქმედების ანგარიში შეიცავს შემდეგ ძირითად ეტაპებს: კაშხლის თითოეული დამახასიათებელი სექციის (მაღალი, საშუალო და დაბალი სიმაღლის სექცია) თარაზული სეისმური ინერციული დატვირთვის განსაზღვრა ორი მთავარი მიმართულებისათვის — როცა ფუძის სეისმური მოძრაობის ვექტორი მიმართულია მდინარის კალაპოტის გასწვრივ და როცა ის მიმართულია კალაპოტის განივად; წყლის სეის-

მური დაწნევის განსაზღვრა იმ შემთხვევისათვის, როცა ფუძის სეისმური მოძრაობის ვექტორი მიმართულია კალაპოტის გასწვრივ; კაშხლის ტანის სეისმური დეფორმირებული — დაძაბული მდგომარეობის განსაზღვრა სეისმური ზემოქმედების ორივე მთავარი მიმართულებისათვის; კაშხლის განსახილველი სექციის მდგრადობის შემოწმება ძვრაზე ფუძის სიბრტყეში ორივე მთავარი მიმართულებით და გადაბრუნებაზე კალაპოტის განივი მიმართულებით.

ის გარემოება, რომ ბეტონის გრავიტაციული კაშხალი დაყოფილია სექციებად (ბლოკებად) შვეული გამქოლი კონსტრუქციული ნაკერებით (ურთიერთშეთავსებული ტემპერატურულ-შეკლებითი და დეფორმაციული ნაკერები), საგრძნობლად ამარტივებს კაშხლის დინამიკურ საანგარიშო სქემას, რადგან ნაწილობრივ ვთავისუფლდებით კაშხლის სივრცული მუშაობის განხილვის აუცილებლობისაგან. ხოლო ის გარემოება, რომ ბეტონი საკმაოდ ერთგვაროვანი, მონოლითური და დრეკადი თვისებების მქონე მასალაა, საშუალებას იძლევა უფრო თამამად გამოვიყენოთ დრეკადობის თეორიის ან სამშენებლო მექანიკის მეთოდები კაშხლის რხევების და დაძაბული-დეფორმირებული მდგომარეობის გასაანგარიშებლად.

პრაქტიკისათვის უფრო მოხერხებულია დისკრეტული საანგარიშო სქემის განხილვა, რომლის დროსაც კაშხლის საკუთარი რხევების პერიოდების, ფორმების გამოთვლა სრულდება მისი ღუნვის და ძვრის დეფორმაციების, ფუძის დრეკადი დამყოლობის ერთობლივი გათვალისწინებით.

იგულისხმება, რომ ზემოთ ნახსენები ვერტიკალური ნაკერების არსებობის გამო კაშხლის ყოველი სექცია მდინარის კალაპოტის გასწვრივ ირხევა დამოუკიდებლად. სეისმური ინერციული დატვირთვის განსაზღვრის მისაღები სიზუსტე (ნაგებობის მოცემული საანგარიშო სეისმურობიდან გამომდინარე) მოითხოვს, რომ ტექნიკური პროექტის სტადიაზე გამოითვალოს საკუთარი რხევების ფორმები და პერიოდები არანაკლებ პირველი 5 ტონისა.

კალაპოტის განივი მიმართულებისათვის იგულისხმება, რომ სისქე ნაკერებისა, რომლებიც შევსებულია წყალგაუღწევი პლას-

ტიკური მასალებით, მცირეა იმისათვის, რომ დავუშვათ სექციების რხევების დამოუკიდებლობა. ამიტომ საჭირო ხდება მიახლოებით მაინც მხედველობაში მივიღოთ მოსაზღვრე სექციების ურთიერთდაწოლა განსახილველი მიმართულებით. ამასთან დასაშვებია დავკმაყოფილოთ კაშხლის მხოლოდ პირველი ტონის საკუთარი რხევის პერიოდისა და ფორმის განსაზღვრით. ასეთი პერიოდი შეიძლება განისაზღვროს (5.41) ფორმულით, მიუხედავად იმისა, რომ ის მიღებულია ადგილობრივი მასალებისაგან აგებული კაშხლისათვის. ამისათვის საჭიროა ვიცოდეთ ბეტონის კაშხალში სიგრძივი და განივი ტალღების გავრცელების სიჩქარეები, კონსტრუქციული ნაკერების გავლენის გათვალისწინებით. ასეთი მონაცემები შეიძლება მივიღოთ არსებული გრავიტაციული კაშხლების რხევების ჩაწერით და მათი განზოგადებით.

რაც შეეხება კალაპოტის გასწვრივ კაშხლის საკუთარი რხევების პირველ ფორმას, ის შეიძლება განისაზღვროს თვითნებური სექციისათვის ასე

$$F_{1,y}(z) = \sin \frac{\pi}{2} \frac{z}{H}, \quad (5.52)$$

სადაც H — აღნიშნავს საანგარიშო სექციის სიმაღლეს, ხოლო ორდინატ z ათვლება ფუძიდან ქიმის მიმართულებით.

ნახ. 121-ზე ნაჩვენებია გრავიტაციული კაშხლის საკუთარი რხევების ფორმები.

შესაბამისა პერაოდები შეიძლება მიახლოებით გამოითვალოს ფორმულით

$$T_{ix} = \frac{2\pi}{a_i c_1}, \quad (5.53)$$

სადაც პირველი ხუთი ტონისათვის

$$a = 1,25; \quad 2,8; \quad 4,5; \quad 6,2 \text{ და } 7,6$$

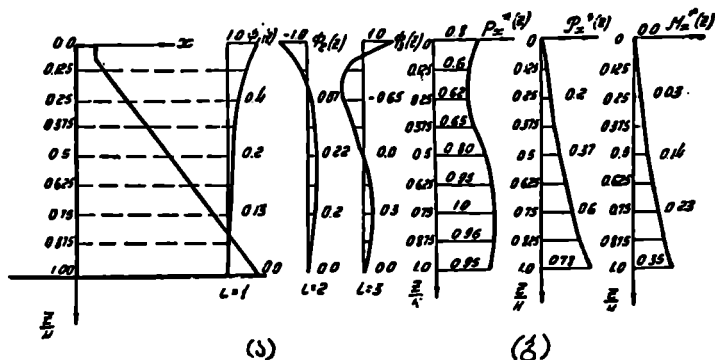
ბეტონის კაშხლის ტანში სიგრძივი ტალღის გავრცელების სიჩქარე მიიღება ტოლი $c_1 = 3500 \frac{\text{მ}}{\text{წმ}}$.

პირველი — ძირითადი ტონის განსახილველი განივი საკუთარი რხევების პერიოდი იცვლება კაშხლის საანგარიშო სექციის სიმაღლის მიხედვით 0,05—0,4 წამის ფარგლებში (ქვედა ზღვარი შეესაბამება დაბალს, ხოლო ზედა — 200 მეტრის სიმაღლის სექ-

ციას). ასე რომ, ბეტონის გრავიტაციული კაშხალი დინამიკურად საკმაოდ ხისტი ნაგებობაა.

ნახ. 121 ბ-ზე ნაჩვენებია სეისმური ინერციული დატვირთვის უგანზომილებო ინტენსივობის შესაბამისი გადამქრელი ძალისა და მომენტის ეპიურები მალღვი (200 მეტრის სიმაღლის) გრავიტაციული კაშხლისათვის.

[3] ნორმებში მოყვანილია საანგარიშო ფორმულები და სათანადო გრაფიკები კაშხალზე წყლის სეისმური წნევის განსაზღვრის-



ნახ. 121. მალღვი (200 მეტრის სიმაღლის) ბეტონის გრავიტაციული კაშხალის თარაზული საკუთარი რხევების ფორმები. შესაბამისი სეისმური ინერციული დატვირთვის ინტენსივობის, გადამქრელი ძალის და მღუნავი მომენტის ეპიურები:

ა) საკუთარი რხევების პირველი სამი ფორმა;

ბ) სეისმური დატვირთვის უგანზომილებო ინტენსივობის, გადამქრელი ძალის და მღუნავი მომენტის ეპიურები

სათვის, მდინარის კალაპოტის V-სებრი განივი კრილისა და კაშხლის დაწნევიითი ზედაპირის რეალურ-ტეხილხაზოვანი მოხაზულობების შემთხვევისათვის.

სეისმური დატვირთვების განსაზღვრის შემდეგ საჭიროა გავიანგარიშოთ კაშხლის ტანის შესატყვისი დამატებული მდგომარეობა. დასაშვებია, რომ ამ მიზნით გამოვიყენოთ მასალათა გამძლეობის ფორმულები კი. მხოლოდ იმ შემთხვევაში, როცა კაშხლის ნაკერები უქმდება მისი აგების შემდეგ, საჭიროა გამოვიყენოთ დრეკადობის თეორიის მეთოდები იმ მიზნით, რომ გავითვალისწინოთ ნაგებობის სივრცითი მუშაობა.

კაშხლის ტიპის დამახასიათებელ კვებებში მოქმედო ერთი და იგივე სახეობის სტატიკური და სეისმური ძაბვების შეჯამების შემდეგ ვანგარიშობთ მთავარ (ნორმალურ) და მაქსიმალურ მხებ ძაბვებს. დასაშვებ ძაბვებთან მათი შედარების შემდეგ ემსჯელობთ კაშხლის სეისმომდგრძობაზე. რეკომენდებულია, რომ სეისმური ზემოქმედების გათვალისწინების დროს დასაშვები ძაბვები გადიდდეს 25%-ით.

კაშხლის საანგარიშო სექციის მდგრადობის მარაგის კოეფიციენტი ფუძის დამკრაზე, კალაპოტის გასწვრივ სეისმური ზემოქმედების გათვალისწინებით, შეიძლება განისაზღვროს შემდეგი ფორმულით

$$n_{c,x} = \frac{f \left(\sum P_N + \sum P_{N,c,x} \right) + CF}{\sum P_\tau + \sum P_{\tau,c,x}}, \quad (5.54)$$

სადაც F არის გამოყოფილი სექციის საანგარიშო სიბრტყის ფართობი;

f და c — ხახუნის და შეკიდულობის კოეფიციენტები, რომლებიც ახასიათებენ კაშხლის ფუძესთან კონტაქტის სიმტკიცეს ძვრაზე;

$\sum P_N$ და $\sum P_{N,c,x}$ — შესაბამისად, სტატიკურად მოქმედი და სეისმური ძალების ფუძის საანგარიშო სიბრტყის ნორმალზე გვეგმილების ჯამები;

$\sum P_\tau$ და $\sum P_{\tau,c,x}$ — შესაბამისად, სტატიკური და სეისმური ძალების ფუძის საანგარიშო სიბრტყეზე გვეგმილების ჯამები.

მდინარის კალაპოტის განივი მიმართულებით სეისმური ზემოქმედებისას იმავე სექციის ძვრაზე მდგრადობისათვის (5.54)-ის ანალოგიურად გვექნება

$$n_{c,y} = \frac{f \left(\sum P_N + \sum P_{N,c,y} \right) + CF}{\sum P_\tau + \sum P_{\tau,c,y}}, \quad (5.55)$$

კაშხლის სექციის შედარებით მცირე სისქის გამო (კონსტრუქციულ ნაკერებს შორის შედარებით მცირე მანძილის გამო) საჭიროა მისი

მდგრადობის შემოწმება გადაბრუნებაზე მდინარის კალაპოტის განივი მიმართულებით (კაშხლის გრძივი ღერძის მიმართულებით). მდგრადობის მარაგის სათანადო კოეფიციენტი გამოითვლება ფორმულით

$$n_{c, y} = \frac{\sum P_z}{\sum P_{c, y}} \frac{d}{2H}, \quad (5.56)$$

სადაც $\sum P_z$ — სტატიკურად მოქმედი ძალების შვეულ z ღერძზე გეგმილების ჯამი;

$\sum P_{c, y}$ — სეისმურა ძალების თარაზულ oy ღერძზე გეგმილების ჯამი;

d — განსახილველი სექციის სისქე (მანძილი მეზობელ კონსტრუქციულ ნაქერებს შორის);

H — განსახილველი სექციის სიმაღლე.

(5.56) ფორმულა პირობითი ხასიათისაა, რადგან ზუსტად ვერ ასახავს სეისმური ზემოქმედების დროს სექციის გადაბრუნებაზე მდგრადობის დაკარგვის მეტად რთულ მექანიზმს და მას, რომ, როგორც ეს ადრე იყო აღნიშნული, კაშხლის თვითიველი სექცია კონტაქტში იმყოფება მეზობელ სექციასთან კალაპოტის გასწვრივი მიმართულებით რხევების დროს.

ზემოთ განხილული მდგრადობის კოეფიციენტების მინიმალური მნიშვნელობა უნდა იყოს არანაკლებ 1,05-ისა.

ბეტონის გრავიტაციული კაშხლის სეისმომედგობაზე ანგარიშთან ერთად, საჭიროა გავითვალისწინოთ კონსტრუქციული და სამშენებლო-ტექნოლოგიური ღონისძიებები, მაგრამ მინიმალური მოცულობით, ვინაიდან ასეთ კაშხლებს გააჩნიათ შემდეგი დადებითი თვისებები. ისინი აიგება მონოლითური მასალა-ბეტონისაგან, ამიტომ მისი სეისმომედგობაზე ანგარიშის შედეგები უფრო საიმედოა, ვიდრე ადგილობრივი მასალისაგან აგებული კაშხლებისა. მუდმივი გამჭოლი კონსტრუქციული ნაქერების არსებობა ათავისუფლებს კაშხალს იმ ძნელად გასათვალისწინებელი ძალების ზემოქმედებისაგან, რომლებიც დამახასიათებელია ნაგებობის სივრცითი მუშაობისათვის. გარდა ამისა, უნდა ვითქვით, რომ განსაკუთრებულად დიდი ინტენსივობის მიწისძვრის დროს შეიძლება დაზიანდეს ან დაიძრას მხოლოდ ერთი — ყველაზე უფრო გადატვირ-

თული სექცია (კონსტრუქციული ნაკერების არსებობის დროს) და ამით მნიშვნელოვნად შეიზღუდოს წყალსაცავის გარღვევის ფრონტის სიგრძე.

8 და 9 ბალის საანგარიშო სეისმურობის რაიონში ბეტონის გრავიტაციული კაშხლის დაგეგმარებისა და მშენებლობისას საჭიროა მაღალხარისხოვნად განხორციელდეს ისეთი ჩვეულებრივი ღონისძიებები, როგორიცაა: კაშხლის ფუძის მომზადება მისი მდგრადობის ასამაღლებლად ძვრაზე; კაშხლის ტანის ბეტონის მასივების დაცვა მათში ჯდენითი და ტემპერატურული ბზარების წარმოშობისაგან; ბეტონის ტანში არსებული ყოველი დიდი ზომის ხვრეტისათვის მდორე მოხაზულობის მიცემა; მათ გარშემო არეს არმირება იმ მიზნით, რომ ავიცილოთ დინამიკური დაბევების კონცენტრაცია — კაშხლის ტანის დაზიანება ბზარებით: ბეტონის მომზადების და მოვლის ისეთი სრულყოფილი ტექნოლოგიის გამოყენება, რომელიც უზრუნველყოფს დიდი სიდიდის გამჭიმავი დასაშვები დაბვის მქონე ბეტონის მიღებას.

კონტრფორსული კაშხლები. განვიხილავთ კონტრფორსულ კაშხლებს, რომლებსაც აქვთ რკინაბეტონის ბრტყელი ან მრავალთაღოვანი, ანდა მრავალგუმბათოვანი სადაწნეო გადახურვა. ცალკე განვიხილავთ მასიურ კონტრფორსებიან კაშხლებსაც.

სეისმური ზემოქმედების თვალსაზრისით კონტრფორსული კაშხლები ხასიათდება შემდეგი თავისებურებებით: კონტრფორსების მდგრადობა და სიმტკიცე არ არის საკმარისი მდინარის კალაპოტის განივად სეისმური ზემოქმედების დროს და ამიტომ საჭირო ხდება ამ მიმართულებით მოეწყოს უქრი სიხისტის კოჭები (განმბრჯენები), რომელთა ბოლოები მაგრდება კალაპოტის ფერდობებზე დაყრდნობილ ბეტონის საანკერო მასივებში. ასეთი კოჭები აღნიშნული მიმართულებით სეისმური ზემოქმედების დროს მუშაობს გაჭიმვა-კუმშვაზე და ნაწილობრივ ღუნვაზეც (მსგავსად რიგელებისა ჩარჩოვან სისტემაში).

კალაპოტის გასწვრივ სეისმური ზემოქმედების დროს სიხისტის კოჭები მუშაობს ძნელად დასადგენ, მღუნავი, მგრეხი და გადამპრელი სეისმური ძალების მოქმედებაზე, რომლებიც წარმოიშობიან კონტრფორსულ კაშხალში ნაკერების არარსებობისა და ამიტომ მისი სივრცითი მუშაობის გამო [14, 30—33].

კონტრფორსული კაშხლების სეისმომდებლობაზე ანგარიში საჭიროა შესრულდეს სამშენებლო მექანიკის იმ მეთოდების გამოყენებით, რომლებიც გაითვალისწინებენ კაშხლის ზემოთ განხი-

ლულ სივრცითი მუშაობის ხასიათს. ამიტომ წინამდებარე ნაშრომში შეუძლებელია რაიმე კონკრეტული რეკომენდაციების მოყვანა ასეთი კაშხლების ანგარიშის შესახებ.

აღვნიშნავთ მხოლოდ, რომ საჭიროა მხედველობაში მივიღოთ გრეხვის შესაძლებლობა კონტრფორსების თარაზულ სიბრტყეებში კალაპოტის გასწვრივ სეისმური ზემოქმედების დროს.

გარდა ამისა მოგვყავს შემდეგი რეკომენდაციები. ბრტყელი სადაწნეო გადახურვის საკუთარი რხევების პერიოდების და ფორმების საანგარიშოდ შეიძლება გამოვიყენოთ მუდმივი კვეთის მქონე ფილებისათვის მიღებული მზა ფორმულები. ამ მიზნით საკმარისია დავუშვათ, რომ ფაქტიურად ცვლადკვეთიანი ფილის საანგარიშო სისქე უდრის ფილის სიმძიმის ცენტრზე გამავალი კვეთის სისქეს. ასევე ვიქცევით ცვლადი სისქის მრავალთალოვანი და გუმბათოვანი სადაწნეო გადახურვების შემთხვევებშიც. ამასთან, წყლის სეისმური წნევის გამოთვლის დროს დასაშვებია, რომ ასეთი გადახურვები წარმოდგენით შეიცვალოს ბრტყელი გადახურვით და ამით მხედველობაში არ იქნეს მიღებული გადახურვის სიმრუდე.

კონტრფორსული კაშხლების სეისმომდევობაზე ანგარიშის ძირითადი ეტაპებია კაშხლის როგორც სივრცითი კონსტრუქციის კალაპოტის გრძივი და განივი მიმართულებებით საკუთარი რხევების პერიოდების და ფორმების გამოთვლა; ომავე მიმართულებებით მოქმედი სეისმური ინერციული დატვირთვების განსაზღვრა; კაშხალზე წყლის სეისმური დაწნევის განსაზღვრა; ფუჯის კალაპოტის გასწვრივ სეისმური მოძრაობისას ნორმალური და მხები სეისმური ძაბვების გამოთვლა კონტრფორსების, სადაწნეო გადახურვის და სიხისტის კოჭების მახასიათებელ კვეთებში; ასეთი სეისმური ძაბვებით და ძირითადი დატვირთვებით გამოწვეული ერთხიარი სახეობის ძაბვების აჯამვა, მაქსიმალური მხები და მთავარი ძაბვების გამოთვლა; კაშხლის სიმტკიცის მარაგის კოეფიციენტის განსაზღვრა.

მასიური კონტრფორსებიანი კაშხლის სეისმურ ზემოქმედებაზე ანგარიში განსხვავდება ბეტონის გრავიტაციული კაშხლის ანგარიშისაგან მხოლოდ იმით, რომ პირველ შემთხვევაში საჭიროა დამატებით შემოწმდეს კონტრფორსის სიმტკიცე მისი საკუთარი სიბრტყიდან ღუნვის გათვალისწინებით, კალაპოტის განივად სეისმური ზემოქმედების დროს [30—32] კონტრფორსებიანი და მასიური კონტრფორსებიანი კაშხლებისათვის ძალაში რჩება ყველა ის

კონსტრუქციული და სამშენებლო-ტექნოლოგიური ღონისძიება, რომელიც შემუშავებულია ბეტონის გრავიტაციული კაშხლებისათვის, მათი სეისმომდებლობის უზრუნველყოფის მიზნით. კონტრფორსებიანი კაშხლებისათვის 8 და 9-ბალიანი საანგარაშო სეისმურობისათვის დამატებით რეკომენდებულია შემდეგი ღონისძიებები: ასეთი კაშხლები უნდა აიგოს მხოლოდ კლდოვან ფუძეებზე; სადაწნეო გადახურვების შეუღლება კონტრფორსებთან შესრულდეს არა ღისტად, არამედ ბრტყელი ნაკერით დამყოლი ტიპის ბმების მოწყობით; მრავალთაღოვანი ან გუმბათოვანი სადაწნეო გადახურვის გაძლიერება კაშხლის გრძივი მიმართულებით სიხისტის კოჭების (გამბრჯენების) მოწყობით.

მასიური კონტრფორსებიანი კაშხლებისათვის რეკომენდებულია კონტრფორსების გაწყვილება საერთო საძირკვლის მოწყობით. ეს ღონისძიება საგრძნობლად ზრდის კონტრფორსების სიმტკიცეს და მდგრადობას კალაპოტის განივად სეისმური ზემოქმედების დროს. გარდა ამისა, საჭიროა, რომ კაშხლის ქვედა მხრიდან კონტრფორსებს შორის მოეწყოს შვეული ტიხრები იმ მიზნით, რომ გამოირიცხოს სეისმური ზემოქმედების დროს კონტრფორსების გრძივის შესაძლებლობა მათი არასიმეტრიულობის გამო.

ბეტონის თაღოვანი კაშხლები ორმაგი სიძრუდის და ცვლადი კვეთის მქონე გარსია, რომლის ფორმა იმდენად ოპტიმალურად არის შერჩეული საკუთარი წონის, ჰიდროსტატიკური დაწნევის და ტემპერატურული ძაბვების ერთობლივი მოქმედების გათვალისწინებით, რომ ასეთ კაშხლებში ძირითადად მკუმშავი ძაბვები მოქმედებენ, გამჭიმავი ძაბვები კი ან ნულამდე არიან დაყვანილი, ანდა დასაშვები გამჭიმავი ძაბვის მცირე ნაწილს შეადგენს [33—45].

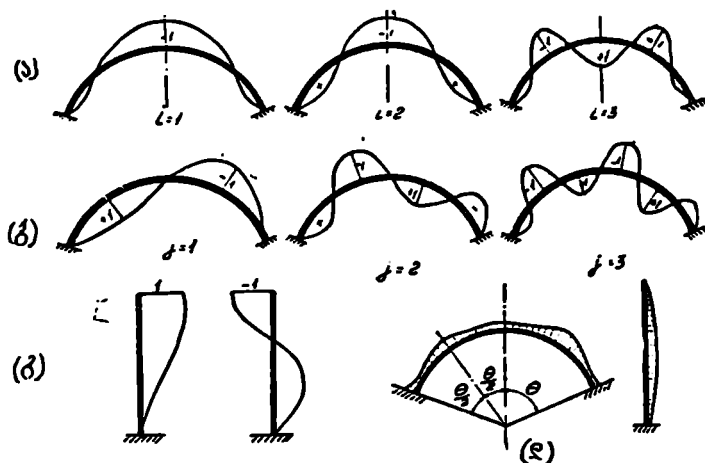
სეისმური ზემოქმედების დროს კი კაშხლის დაწნევითი ზედაპირის ფორმა უკვე აღარ შეესატყვისება ასეთი ზემოქმედების მიმართულებას და ამიტომ შესაძლებელია მასში წარმოიშვას ბეტონის სიმტკიცისათვის საშიში სიღადის გამჭიმავი ძაბვები.

ამით აიხსნება თაღოვანი კაშხლის სეისმური დაძაბული მდგომარეობის გაანგარიშებისადმი [35—43] განსაკუთრებული ყურადღება, რასაც პირველი ორი ფორმისათვის ვალწევთ ანალიზური მეთოდის გამოყენებით.

მეტი რაოდენობის ფორმებისათვის იგივე ამოცანა უფრო ზუსტად წყდება კაშხლის მექანიკური მოდელის გამოცდით რეზონანს-

სულ რეჟიმში მაღალი სიხშირის ელექტრო-დინამიკური ვიბრატორის გამოყენებით [46—51].

ნახ 122 ა, ბ და გ-ზე სქემატურად ნაჩვენებია თაღოვანი კაშხლის საკუთარი რხევების რადიალური მდგენელის პირველი სამი სიმეტრიული და ირიბსიმეტრიული ფორმები „თალურა“ და „კონსოლური“ კვეთებისათვის. საყურადღებოა, რომ ზემოთ აღწერილი ექსპერიმენტული მეთოდი საკმაოდ ეფექტური აღმოჩნდა სეისმურ



ნახ. 122. თაღოვანი კაშხლის საკუთარი რადიალური რხევების ფორმები და სეისმური ძაბვების ეპიურება:

- საკუთარი რხევების პირველი სამი სიმეტრიული ფორმა „თალური“ კვეთისათვის;
- საკუთარი რხევების პირველი სამი ირიბ სიმეტრიული ფორმა „თალური“ კვეთისათვის;
- საკუთარი რხევების ფორმები „კონსოლური“ კვეთისათვის;
- ნორმალური ძაბვების ეპიურები „თალური“ და „კონსოლური“ კვეთებისათვის.

რაიონებში თაღოვანი კაშხლის გეგმარების მთავარი ამოცანის გადასაწყვეტად — მისი სეისმური დაძაბული მდგომარეობის დასადგენად, რაც ანალიზური მეთოდით საკმაოდ ძნელია კაშხლის სივრცული მუშაობის გამო.

სეისმომდგომების სპექტრული თეორიის შესაბამისად, ძაბვები კაშხლის მოდელის დამახასიათებელ კვეთებში იზომება რეზონანსული რხევების დროს — საკუთარი რხევების ამა თუ იმ ნორმა-

ლური ფორმის მიღწევის დროს. შემდეგ ხდება ასეთი ძაბვების მაქსიმალური ამპლიტუდის ნორმირება დინამიკურობის კოეფიციენტის იმ ნორმატიული სპექტრული მრუდის მიხედვით, რომლის შესახებაც საუბარი ადრე გვქონდა.

კაშხლის მოდელის k -ურ წერტილში მოქმედი სეისმური ნორმალური ან მხები ძაბვა გამოითვლება ასე

$$\sigma_k = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sigma_{ik}^2}$$

სადაც σ_{ik} არის ძაბვა იმავე k -ურ წერტილში გაზომილი, საკუთარი რხევების i -ური ფორმებისათვის.

მოდელის ძაბვებიდან პროტოტიპის — კაშხლის ძაბვებზე გადასვლა სრულდება მოდელირების თეორიის სათანადო ფორმულებით.

ნახ. 122 დ-ზე ნაჩვენებია აღნიშნული მეთოდის [63] ინგურის კაშხლისათვის დადგენილი სეისმური ძაბვის ეპიურები, რომლებიც აგებულია კაშხლის „თალური“ და „კონსოლური“ მიმართულებებისათვის. ეს ეპიურები შეესაბამება კაშხლის ფუძის რხევებს მდინარის კალაპოტის განივი მიმართულებით. ეს მიმართულება თაღოვანი კაშხლისათვის სეისმომდებლობის თვალსაზრისით უფრო არახელსაყრელია, ვიდრე გრძივი მიმართულება.

ანალიზური ან ექსპერიმენტული მეთოდებით კაშხლის საკუთარი რხევების პერიოდებისა და ფორმების Φ_k -ს გამოთვლის შემდეგ, კაშხალზე მოქმედი სეისმური ინერციული დატვირთვა განისაზღვრება (5.4) ფორმულის მიხედვით (5.1) ფორმულას გათვალისწინებით. ამასთან განიხილება ფუძის სეისმური თარაზული მოძრაობის ექტორის მთავარი მიმართულებები მდინარის კალაპოტის გასწვრივ და განივად.

რაც შეეხება კაშხალზე წყლის სეისმურ-ნორმალურ წნევას, ის გამოითვლება სეისმური მოძრაობის მხოლოდ მეორე მთავარი მიმართულებისათვის, რადგან პირველი მიმართულების დროს მისი ინტენსივობა ძალზე მცირეა.

გვეცოდინება რა სეისმური დატვირთვების ეპიურები, კაშხლის სეისმური დაძაბულობის განსაზღვრა შეიძლება შესრულდეს ანგარიშის იმ ანალიზური მეთოდით, რომელიც გამოიყენება კაშხლის სტატიკურად დატვირთვის შემთხვევისათვის.

9-ბალიანი საანგარიშო სეისმურობის დროს ნორმალური გამჭიმავი სეისმური ძაბვები თაღოვან კაშხალში შეიძლება აღწევდეს

მნიშვნელოვან სიდიდეს, მაგრამ პრაქტიკულ ინტერესს მთავარი (ნორმალური) და მაქსიმალური მხები ძაბვები წარმოადგენს, რომლებიც მიიღებიან სეისმური ძაბვებითა და სტატიკური დატვირთვებით (საკუთარი წონა, ჰიდროსტატიკური წნევა და ტემპერატურული ზემოქმედება) გამოწვეული ძაბვების შეჯამებით.

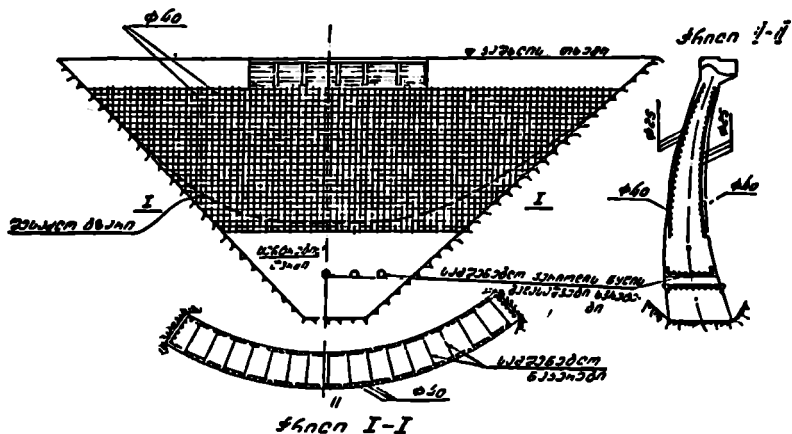
სტატიკური და სეისმური ძაბვების შეჯამების შედეგად მიღებული მთავარი გამჭიმავი ძაბვები შეიძლება არ აღმოჩნდეს ბეტონის გაჭიმვაზე დასაშვებ ძაბვაზე მეტი 9-ბალიანი საანგარიშო სეისმურობის დროსაც კი, თუ სეისმური ზემოქმედების ხანმოკლეობის გამო, ნორმების თანახმად, დასაშვებ ძაბვას გავადიდებთ 25%-ით.

მაგრამ თაღოვანი კაშხლის ტანის მასალა — ბეტონი იმდენად მყიდვეა, რომ შესაძლოა კაშხლის რომელიმე უბანზე დინამიკური გამჭიმავი ძაბვების ადგილობრივი კონცენტრაციის გამო წარმოიშვას ნებისმიერად ორიენტირებული მნიშვნელოვანი სისქის ბზარები.

რადგან ასეთი ადგილობრივი ხასიათის დაძაბული მდგომარეობის ზანსაზღვრა ძალზე ძნელია არა თუ ანალიზური, არამედ ექსპერიმენტული მეთოდის გამოყენებითაც კი, ამიტომ რეკომენდებულია, 8- და 9-ბალიანი საანგარიშო სეისმურობის დროს განხორციელდეს თაღოვანი კაშხლის კონსტრუქციული არმირება. იგივე ღონისძიება საჭიროა, რათა მიწისძვრის დროს გამოირიცხოს იმ შევეული გამჭოლი ნაკერების შევსების რღევვა, რომელიც თაღოვან კაშხალში ეწყობა მისი მშენებლობის პროცესში ბეტონის შეკლებითი დეფორმაციების საწინააღმდეგოდ. შევსების რღევვა მოსალოდნელია კაშხლის ზემო ზონაში იქ, სადაც ჰიდროსტატიკური წნევით გამოწვეული მიტვირთვის ეფექტი მინიმალურია, და ამიტომ თაღური მიმართულებით გამჭიმავი ძაბვები 8- და 9-ბალიანი სეისმურობის დროს მნიშვნელოვან სიდიდეს აღწევს.

ნახ. 123 ა და ბ-ზე ნაჩვენებია თაღოვანი კაშხლის კონსტრუქციული, ბადური ტიპის შევეული და თარაზული მიმართულებით არმირების სქემები. ასეთი არმირება შეიძლება ეფექტური აღმოჩნდეს იმ სხვა ტექნოლოგიური ღონისძიებების ერთობლიობაში, რომლებიც ტარდება კაშხლის მშენებლობის პროცესში ბეტონში წარმოშობილი ტემპერატურული და ჯდენითი ძაბვების უარყოფითი ზემოქმედების საწინააღმდეგოდ.

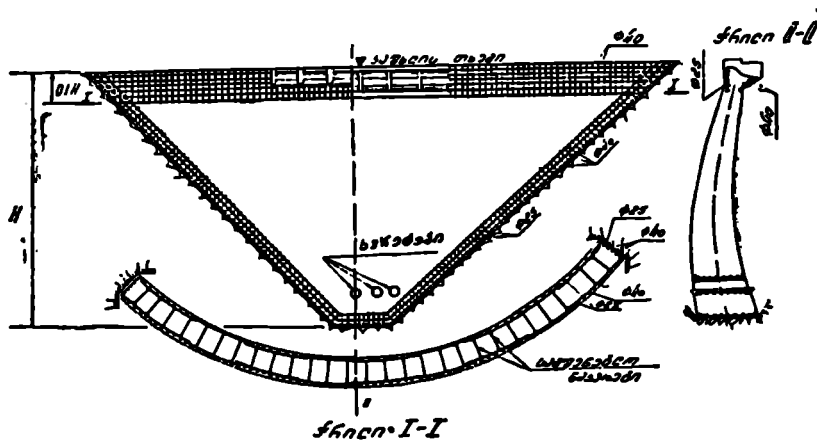
ძლიერი 8- და 9-ბალიანი სეისმური რხევების დროს გამჭიმავი ძაბვების მოქმედებით შეიძლება დაირღვეს კაშხლის ტანის ფუძესთან კონტაქტი. ეს განსაკუთრებით საშიშია კაშხლის ზედა



(ა)

ნახ 123, ბეტონის თაღიანი კაშხლის კონსტრუქციული არმირების სქემა
სეისმური ზემოქმედების გათვალისწინებით;

ა) შვეული მიმართულებით არმირების სქემა



(ბ)

ბ) თარაზული მიმართულებით არმირების სქემა.

ნაწილში, სადაც ჰიდროსტატიკური წნევის დროს ფუძის ნორმალური მიტვირთვით გამოწვეული დადებითი ეფექტი შეიძლება მინიმალური აღმოჩნდეს. გარდა ამისა მოსალოდნელია კაშხლის ტანის ჩახლეჩა ირიბი კვეთების გასწვრივ, ფუძესთან მისი საკონტაქტო ზედაპირის არათანაბარი თელვის გამო.

აღნიშნული მოვლენები შეიძლება გამოირიცხოს იმ კონსტრუქციული არმირებით, რომელიც ნაჩვენებია 123-ე ნახაზზე.

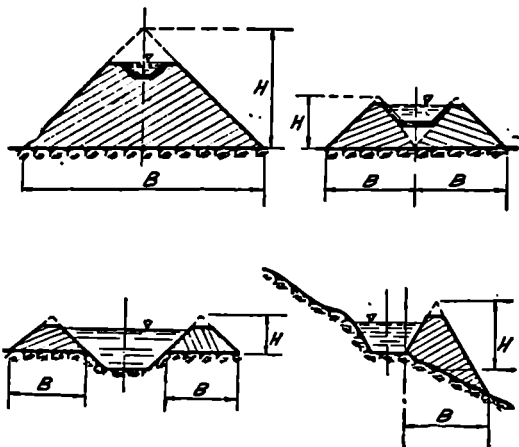
ა რ ხ ი ს ტ ი პ ი ს ნ ა გ ე ბ ო ბ ე ბ ი. აქ განიხილება ენერგეტიკული, საწყალსადენო, სანაოსნო და საირიგაციო მიწის არხების და რკინაბეტონის საირიგაციო ლარული არხების სეისმოგეგმობის საკითხები. არხები, განუზრგვლად მათი დანიშნულებისა, ერთნაირად საპასუხისმგებლოა სეისმური ზემოქმედების პირობებში. ასე, მაგალითად, ენერგეტიკული დანიშნულების არხის დანგრევას შეუძლია გამოიწვიოს ჰესის მუშაობის შეწყვეტა ხანგრძლივი ვადით და ქვემოთ განლაგებული ნაშენების დატბორვა. ხოლო სანაოსნო არხის მწყობრიდან გამოსვლა, ასეთი არხების დიდი სიგრძის გამო, დაკავშირებულია დიდ ეკონომიურ ზარალთან. საწყალსადენო არხის გამოთიშვა, მცირე ხნის განმავლობაშიც კი, ართულებს ხანძრებთან ბრძოლას, რომლებსაც ხშირად აქვს ადგილი დამანგრეველი მიწისძვრების დროს.

მ ი წ ი ს ა რ ხ ე ბ ი. ცნობილია ბევრი ირიგაციული არხის ნგრევის შემთხვევა მნიშვნელოვანი სიგრძის უბნებზე 8- და 9-ბალიანი მიწისძვრების დროს, რაც ნაწილობრივ იმით აიხსნება, რომ ასეთი არხები უმეტეს შემთხვევაში გაყავთ შედარებით სუსტ, ადვილად დასამუშავებელ ყამირებში. გარდა ამისა, მიწისძვრის წარმოშობის მომენტში არხებს უკვე გააჩნია ხილული ან უხილავი დაზიანებები ფერდობების დამაგრების დეფორმაციის, მათში ჯდომადი ან მეწყრული წარმოშობის ბზარების სახით. ამას თან ერთვის გრუნტში ფილტრაციული წყლის შემცველობა. ყოველივე ეს მნიშვნელოვნად აღიღებს სეისმური ზემოქმედების ეფექტს. მიწის არხები ძირითადად განიცდიან ისეთივე ნარჩენ სეისმურ დეფორმაციებს, როგორც მიწის კაშხლები. უფრო დაწვრილებით ეს საკითხი გარჩეულია [14, 52, 50] შრომებში, სადაც ნაჩვენებია, რომ მიწისძვრის დროს მეტად ზიანდება ან ინგრევა მაღალ ნაყარში ან მთის ციცაბო ფერდობზე გამავალი მიწის არხი.

არხის გეგმარების და მშენებლობის დროს სეისმური ზემოქმედების გათვალისწინებისას საჭიროა შემდეგი ეტაპების შესრულება: სეისმური ინერციული დატვირთვის და ფერდობებზე წყლის

სეისმური წნევის განსაზღვრა; არხის ფერდობების მდგრადობის შემოწმება შრედაშრე და მრუდი ზედაპირებით ჩამომეწყრებაზე; სეისმომედგობის უზრუნველყოფის კონსტრუქციული და სამშენებლო-ტექნოლოგიური ღონისძიებების დასახვა და განხორციელება.

არხი, რომელიც მთლიანად გადის მაღალ ნაყარში, განივი მიმართულებით სეისმომედგობაზე ანგარიშის დროს განიხილება



ნახ. 124. მიწის არხების ელემენტები (დაშტრიხულია), რომლებიც განიხილება სეისმომედგობაზე ანგარიშის დროს, როგორც მიწის კაშხლები.

როგორც მიწის კაშხალი. ნახ. 124-ზე დაშტრიხულია არხების ის ნაწილები, რომლებიც განიხილება როგორც დამოუკიდებელი მიწის კაშხალი.

არხის მთხრელის ერთეული მოცულობის გრუნტზე მოქმედი თარაზული სეისმური ძალა გამოითვლება ფორმულით

$$s = k_c \gamma, \quad (5.57)$$

სადაც, როგორც ადრე იყო აღნიშნული, k_c სეისმურობის კოეფიციენტი, ხოლო γ — გრუნტის მოცულობითი წონა.

არხის ფერდობებზე წყლის სეისმური წნევა გამოითვლება ისევე, როგორც კაშხლის ფერდოსათვის.

სეისმურობის უზრუნველყოფის კონსტრუქციული და სამშენებლო-ტექნოლოგიური ღონისძიებები ძირითადად იგივეა, რაც მიწის კაშხლისათვის.

არხების ფერდობების მოპირკეთებისათვის რეკომენდებულია შემდეგი მასალა: ასფალტობეტონი, ასფალტი, ურთიერთდამყოლად შეერთებული ანაკრები რკინაბეტონის ფილები, სინთეზური მასალები.

რკინაბეტონის ლარულმა არხებმა ფართო გამოყენება პოვეს საირიგაციო მშენებლობაში, ქარხნული წესით დამზადებული ანაკრები კონსტრუქციის ლარების და საყრდენების მონტაჟი ადგილზე ხდება.

ასეთი ლარული არხების საკმაოდ ნათელი და შედარებით მარტივი დინამიკური საანგარიშო სქემა განსაკუთრებულად დამაჯერებელს ხდის სეისმომედეგობაზე მათი ანგარიშის შედეგებს [54].

მიწისქვეშა წყალგამტარი ნაგებობები. აქ განვიხილავთ პილროტექნიკური გვირაბების, მიწისქვეშა მილსადენების და ადგილობრივი მასალებისაგან აგებულ კაშხლებში მოწყობილი მილოვანი წყალსაშვებების სეისმომედეგობის საკითხებს, რადგან სეისმომედეგობის თვალსაზრისით აღნიშნულ ნაგებობებს ბევრი რამ აქვთ საერთო.

სეისმური რხევების ამპლიტუდა და, მაშასადამე, მიწისძვრის ინტენსივობა მიწის ზედაპირზე მეტია, ვიდრე მის სიღრმეზე, რაც გამოწვეულია იმით, რომ მიწის ზედაპირთან ხდება ვარდნილი და ანარეკლი სეისმური ტალღების აჯამვა და, გარდა ამისა, ზედაპირულ ზონაში გრუნტები ნაკლებად ხისტია, ვიდრე სიღრმეზე.

მაგრამ, მიუხედავად ამისა, ცნობილია გვირაბებისა და წყალსადენის მილსატარების მძიმე დაზიანების ან სრული ნგრევის მრავალი შემთხვევა 8- და 9-ბალანი ინტენსივობის მიწისძვრების დროს [14, 54]. ადრე ნახსენები კოინის 1967 წლის მიწისძვრის დროს [26] საგრძნობლად დაზიანება ჰქსის სატურბინო გვირაბების შემოკეთება.

მიწისქვეშა ნაგებობების შემოკეთების სიმტკიცისათვის უფრო საშიშია გრუნტში სეისმური ტალღების გაერცელების დროს წარმოშობილი ძაბვების როგორც სეისმური მთის წნევის მოქმედება, ვიდრე მიწისქვეშა ნაგებობებში წარმოშობილი სეისმური ინერციული დატვირთვა [14, 55—57].

მიწისქვეშა ნაგებობაზე სეისმური ზემოქმედების სახეობა დამოკიდებულია გრუნტის გარემოს თვისებებზე და თვით ნაგებობის კონსტრუქციაზე.

ფხვიერი გრუნტის შემთხვევაში მიწისქვეშა ნაგებობაზე მთის წნევის მიახლოებითი გამოთვლის დროს რეკომენდებულია, რომ

გრუნტის მოცულობით წონას დაემატოს მისი ერთეული მოცულობის შესაბამისი სეისმური ინერციული დატვირთვა

$$s = k_e \gamma ,$$

სადაც γ არის გრუნტის მოცულობითი წონა;

k_e — სეისმურობის კოეფიციენტი და შეირჩევა ისევე, როგორც ეს მიღებულია ნორმებით მიწისზედა ნაშენებისათვის.

იმავე ფორმულით გამოითვლება მიწისქვეშა ნაგებობის კონსტრუქციის მასალის ერთეულ მოცულობაზე მოქმედი სეისმური ინერციული ძალაც, იმ განსხვავებით, რომ აქ γ აღნიშნავს ამ მასალის მოცულობით წონას.

როგორც ეს ნაჩვენებია [14]-ში, დამოუკიდებლად იმისა, ფხვიერი თუ შექიდილი გრუნტის გარემოსთან გვაქვს საქმე, შეიძლება უფრო მნიშვნელოვანი აღმოჩნდეს სეისმური მთის წნევა, რომელიც წარმოიშობა გრუნტის გარემოს სეისმური დაძაბულობის დროს. ასეთი წნევის წარმოშობის მექანიზმი შემდეგში მდგომარეობს.

როგორც ამ თავის პირველ პარაგრაფში იყო ნაჩვენები, სეისმური ტალღების გავრცელების დროს გრუნტში წარმოიშობა ნორმალური და მხები სეისმური ძაბვები, რომლებიც განისაზღვრებიან (5.34) და (5.35) ფორმულებით.

ეს ძაბვები კონცენტრაციის შემდეგ, მოქმედებენ რა მიწისქვეშა ნაგებობის შემოკეთებაზე, იწვევენ სეისმურ მთის წნევას. მისი განსაზღვრა მიახლოებით სრულდება დრეკადობის თეორიის ბრტყელი ამოცანის გადაწყვეტით. ამ მიზნით, როცა ნაგებობა ღრმად არის განლაგებული მიწის ზედაპირიდან (შეუდარებლად მეტად, ნაგებობის განიკვეთის უდიდეს განზომილებასთან), განიხილება უსასრულო დრეკად გარემოდან წარმოდგენილი ამოჭრილი მართკუთხედი, რომლის შუაში მოთავსებულია ნაგებობის განივი კვეთი. ასეთი მართკუთხედის წახნაგები იმდენად დიდად არიან დაშორებული ნაგებობიდან, რომ მათზე მხოლოდ თანაბარი ველის შესაბამისი სეისმური ძაბვები მოქმედებს.

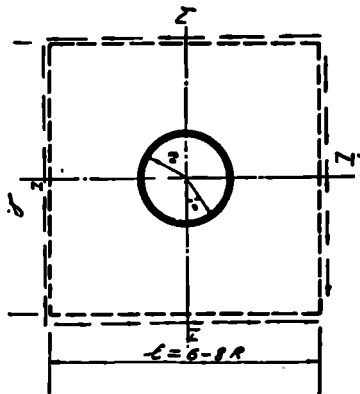
ამოცანა მდგომარეობს მიწისქვეშა ნაგებობის შემოკეთებაზე მოქმედი ნორმალური ძაბვების (სეისმური მთიური წნევის) და, თუ საჭიროა, მხებით ძაბვების განსაზღვრაში.

ამასთან, ანგარიშის ერთი ვარიანტის მიხედვით, მართკუთხედის წახნაგებზე მოქმედებს სიგარძივი სეისმური ტალღათ გამოწვე-

ული ნორმალური ძაბვები, განსაზღვრული (5.34) ფორმულით. მეორე ვარიანტის მიხედვით, წახნაგებზე მოქმედებს განივი სეისმური ტალღით გამოწვეული მხები ძაბვები, განსაზღვრული (5.35) ფორმულით (ნახ. 125).

ნახ. 126-ზე სქემატურად ნაჩვენებია სეისმური მთის წნევის ეპიურები, რომლებიც შეესაბამებოდა ნახ. 125-ის იმ შემთხვევას,

ნახ. 125 გვირაბის შემოკეთებაზე მთის სეისმური წნევის საანგარიშო სქემა და უპიურა



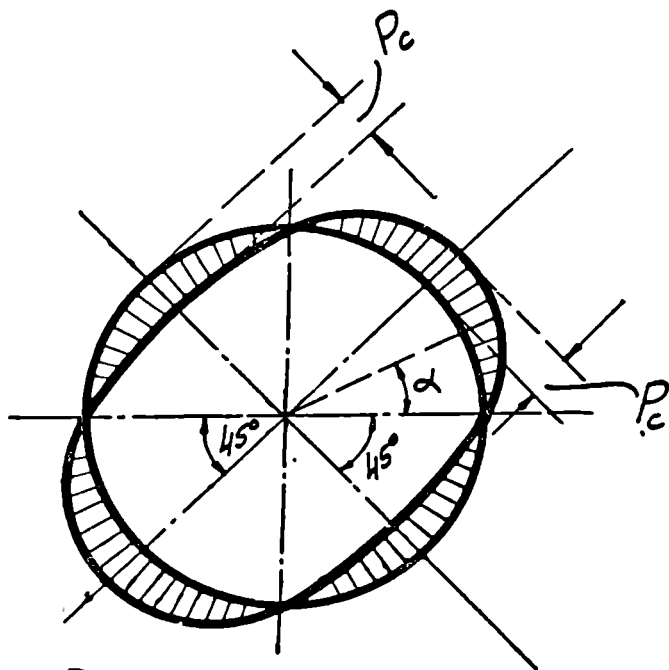
როცა ნაგებობის (მაგალითად, გვირაბის) შემოკეთება ითვლება პრაქტიკულად აბსოლუტურად ზისტ კონსტრუქციად. იმავე გზით შეიძლება განისაზღვროს სეისმური მთის წნევა სასრულო სიხისტის შემოკეთებაზე.

როცა მიწისქვეშა ნაგებობა შედარებით მცირე სიღრმეზეა განლაგებული, მაშინ გამოყოფილი გარემოს ზედა წახნაგი წარმოადგენს მიწის ზედაპირს — თავისუფალს ყოველგვარი ძაბვებისაგან.

აღწერილი მეთოდიკა გულისხმობს, რომ საქმე გვაქვს ისეთი სეისმური ტალღების გავრცელებასთან, რომელთა სიგრძე შეუდარებლად მეტია მიწისქვეშა ნაგებობის განივი კვეთის მაქსიმალურ განზომილებაზე. ამის გამო არ ვიხილავთ სეისმური ტალღების დიფრაქციულ მოვლენებს და კვამყოფილებით ზემოთ აღწერილი სტატიკური ხასიათის ამოცანის გადაწყვეტით. ასევე შეიძლება დადგინდეს კლდის სეისმური დაძაბული მდგომარეობა მდინარის კალაპოტის განივი კვეთის არეში [14, 58].

უნდა აღინიშნოს, რომ, როგორც ამას უკვე შესრულებული გამოთვლები გვიჩვენებს, სეისმური მთის წნევა მიწისქვეშა ნაგებობაზე აღწევს თითქმის იგივე მნიშვნელობას, რასაც სტატიკური

წნევა და ზოგჯერ ალემატება კიდევ მას. მოგრძო ფორმის მიწის-
ქვეშა ნაგებობის (გვირაბი ან მილსადენი) სიმტკიცის შემოწმების
დროს მხედველობაშია მისაღები ის ღერძული ნორმალური ან გა-
ნივი მხეები ძაბვები, რომლებიც წარმოიშობიან ასეთი ნაგებობის



$$P_c(\alpha) = 0.012 \tau \cdot \cos 2\alpha$$

ნ.ხ. 126

:განივ კვეთში გრუნტის სეისმური დაძაბულობის გამო [14, 59, 60].
მართლაც, ადრე მიღებულია, რომ ნაგებობაში მოქმედი ნორმა-
ლური და მხეები ძაბვები ტოლია

$$\pm \sigma = a_1 \frac{k_c}{2\pi} g E_1 \frac{T_0}{c_1}, \quad (5.58)$$

$$\pm \tau = a_2 \frac{k_c}{2\pi} g G_1 \frac{T_0}{c_2}, \quad (5.59)$$

სადაც ახალს და ადრე გამოყენებულ აღნიშვნებს წარმოადგენენ:

a_1 და a_2 — კოეფიციენტები, რომლებიც ახსათებენ ნაგებობის და გრუნტის სეისმური დეფორმაციების ერთობლიობის ხარისხს და პრაქტიკულად შეიძლება მივიღოთ $a_1 = a_2 = 1$ -ის ტოლი;

E_1 და G_1 — ნაგებობის მასალის დრეკადობის მოდულები, შესაბამისად, გაჭიმვა-კუმშვაზე და ძვრაზე;

c_1 და c_2 — გრუნტის არეში გრძივი და გ.წვე სეისმური ტალღების გავრცელების სიჩქარეები;

g — სიმძიმის ძალის აჩქარება.

თუ გრუნტის გარემოს ნაცვლად განვიხილავთ წყალს, რომელშიც ვრცელდება მხოლოდ სიგრძივი სეისმური ტალღა, მაშინ, (5.34) ფორმულის ანალოგიურად, სადაწნეო წყალგამტარი ნაგებობის კედელზე ან საკეტზე წყლის სეისმური დაწნევის განსაზღვრისათვის შეგვიძლია ვისარგებლოთ შემდეგი მიახლოებითი დამოკიდებულებით [14]:

$$p_c = \frac{k_r}{2\pi} \gamma_0 c_0 T_0, \quad (5.60)$$

სადაც შემოღებულია აღნიშვნები:

γ_0 — არას წყლის მოცულობათი წონა;

C_0 — დრეკადი ტალღის წყლის გარემოში გავრცელების სიჩქარე და შეიძლება მივიღოთ 1500 მ/წმ ტოლი;

T_0 — გრუნტის სეისმური რხევის გაბატონებული პერიოდი, რომელიც მიიღება 0,5 წამის ტოლი.

მიწისქვეშა წყალგამტარ ნაგებობებში წყლის სეისმური წნევის უფრო რთული საანგარიშო შემთხვევები განხილულია [61]-ში. მიწისქვეშა წყალგამტარი ნაგებობების გეგმარების და მშენებლობის დროს სეისმომდებლობის უზრუნველსაყოფად საჭიროა შემდეგი სახის კონსტრუქციული და სამშენებლო-ტექნოლოგიური ღონისძიებების გათვალისწინება:

8- და 9-ბალიანი საანგარიშო სეისმურობის პირობებში გვირაბების ტრასის მიმართულების და მისი ნიშნულებრივი განლაგების

არჩევასას საჭიროა ვერიდოთ ისეთ უბნებს, რომლებზედაც მოსალოდნელია მომატებული სიდიდის მთის დაწნევა, ტექტონიკური რღვევები და მთის კალთების ჩამომეწყობა.

იმ შემთხვევაში, თუ ტრასის ასეთ არახელსაყრელი უბნების გვერდის ავლა გაძნელებულია, საჭიროა გვირაბული ნაგებობის შემოკეთებისათვის შეირჩეს უფრო მტკიცე მასალა და ალიკურვოს როგორც განივი (რგოლური), ისე გრძივი არმატურით.

8- და 9-ბალიანი სეისმურობის პირობებში აკრძალულია თუჩის, ბეტონის, ასბესტობეტონის და კერამიკული მილსადენების გამოყენება, რეკომენდებულია ფოლადის ან რკინაბეტონის მილები. გარდა ამისა იმ უბნებზე, რომლებზედაც ხდება ტრასის მიმართულების მკვეთრად შეცვლა, საჭიროა მილების პირაპირებში კუთხური და გრძივი დეფორმაციების კომპენსატორების დაყენება. იგივე ღონისძიებები სრულდება მილსადენების ნაგებობებთან შეერთების ადგილებში. იქ, სადაც ასეთი კომპენსატორების მოწყობა რთულდება, საჭიროა გამოვიყენოთ ფოლადის მილები.

ჰესის დაწნევითი მილსადენების სეისმომდეგობის უზრუნველყოფის ამოცანა განსაკუთრებით აქტუალურია მისი თავისებურებების გამო: ჰესის დაწნევითი მილსადენები მუშაობენ მაღალი წნევის ქვეშ, მილის მასალის სიმტკიცის მარაგის ზღვრული გამოყენებით; არ დაიშვება მათში ბზარების გაჩენა; მილსადენები განლაგებულია ცალკე მდგომ და ერთმანეთისაგან საგრძნობლად დაშორებულ საყრდენებზე; მათი ტრასა გადის რთულ საინჟინრო-გეოლოგიურ და ტოპოგრაფიულ პირობებში. მაგრამ ის მდგომარეობა, რომ ჰესის დაწნევითი მილსადენის როგორც ღეროვანი სისტემის საანგარიშო დინამიკური სქემა შედარებით მარტივია, საკმაოდ საიმედოს ხდის სეისმომდეგობაზე მისი ანგარიშის შედეგებს.

სეისმური ინერციული დატვირთვის განსაზღვრისათვის მილსადენის საკუთარი რხევების პერიოდების და ფორმების გამოთვლა წარმოებს, როგორც განივ ღუნვაზე მომუშავე უჭრი კოქისათვის. საკუთარ წონასთან ერთად მხედველობაში მიიღება მილსადენში მოთავსებული წყლის მასა. საჭიროა გავითვალისწინოთ წყლის მილსადენის კედლებზე დაწნევა (5.60) ფორმულის მიხედვით.

მილსადენის ტრასის დახრილ უბანზე სეისმურობის კოეფიციენტი k_x ორკეცდება მთის ფერდოს ქანობის იმ გავლენის გასათვალისწინებლად, რომლის შესახებაც საუბარი გვექონდა წინამდებარე ნაშრომის პირველ თავში.

მილსადენის ანკერული საყრდენები მოწმდება სიმტკიცეზე და მდგრადობაზე ზემოთ აღწერილი სეისმური ძალების მოქმედების გათვალისწინებით. როგორც ამას მნგრეველი მიწისძვრების შედეგების შესწავლა გვიჩვენებს, საჭიროა, რომ ანკერული საყრდენები ჩვეულებრივზე მასივური გაკეთდეს, რათა საყრდენს საკმარისი კვეთი ჰქონდეს მილის გასატარებელ ნახერეტის ზონაში, იქ სადაც მოსალოდნელია დინამიკური ძაბვების კონცენტრაცია.

გ ა მ თ ა ნ ა ბ რ ე ბ ე ლ ი დ ა წ ყ ა ლ შ ე მ კ რ ე ბ ი კ ო შ კ ე ბ ი. კოშკის ტიპის ნაშენები — მრავალსართულიანი შენობები, სადაწნეო კოშკები, ელევატორები, ხიდების მაღალი საყრდენები, ფაბრიკა-ქარხნების საკვამლე მიწები და ა. შ. ფართოდ არის გავრცელებული, რამაც განაპირობა მათზე დამანგრეველი მიწისძვრების ზემოქმედების შედეგების მრავალი ფაქტიური (ემპირიული) მონაცემის დაგროვება. ამ მონაცემების მიხედვით 7- და 8-ბალიანი მიწისძვრებსაც კი შეუძლია სერიოზულად დააზიანოს ან დაანგრის აღნიშნული ტიპის ნაშენები, რომელთათვის დამახასიათებელია წაქცევა, ზედა ნაწილში გადახლეჩვა, გამჭოლი დახრილი და თარაზული ბზარებით დაზიანება. ცნობილია [14] პეისის რკინაბეტონის გამთანაბრებელი კოშკის მწყობრიდან გამოსვლის შემთხვევა ლუნვის დროს მის ტანში გამჭოლი თარაზული ბზარის წარმოშობისას.

ლიტერატურაში მიღებული კლასიფიკაციით კოშკური ნაგებობების ძირითად ნიშნებად ითვლება ის, რომ კოშკური ნაგებობის სიმაღლე 4—5-ჯერ აღემატება განივი კვეთის უდიდეს განზომილებას და საკუთარი რხევების პირველი ტონის პერიოდი 0.5—0,6 წამს აღემატება.

პირველი ნიშანი იმაზე მიუთითებს, რომ კოშკური ნაგებობის სეისმურობაზე ანგარიშის დროს საკმარისია გავითვალისწინოთ მხოლოდ ლუნვის დეფორმაცია [62, 63] და რომ ასეთი ნაგებობის საკუთარი რხევების ლოგარითმული დეკრემენტი შედარებით მცირეა, რაც მნიშვნელოვნად აღიღებს სეისმურ ინერციულ დატვირთვას.

კოშკური ნაგებობის მეორე ნიშანი განაპირობებს იმას, რომ სეისმური ინერციული დატვირთვის გამოთვლის დროს საკუთარი რხევების პირველ ფორმასთან ერთად აუცილებელია რხევის მაღალი ფორმების გათვალისწინებაც.

გარდა ამისა, საჭირო ხდება კოშკური ნაგებობის ფუძის დრეკადი დამყოლობის გათვალისწინება მისი საძირკვლის შემობრუნების სახით, მაშინაც კი, როცა ფუძეს კლდოვანი ქანი წარმოადგენს.

კოშკური ნაგებობის ღეროვანი და ამიტომ შედარებით ნათელი დინამიკური საანგარიშო სქემა საშუალებას იძლევა მისი ანგარიში საკმაოდ დეტალურად და დამაჯერებლად შესრულდეს მდგრადობასა და სიმტკიცეზე, სეისმური ზემოქმედების გათვალისწინებით.

ჰესის შენობები. სეისმურ ზემოქმედებაზე ანგარიშის თავისებურებების თვალსაზრისით, ჰესის შენობები შეიძლება დაიყოს შემდეგ სახეებად: სადაწნეო დერივაციის ბოლოში კაშხლისაგან დამოუკიდებლად მდებარე; კაშხალში ჩაშენებული; სადაწნეო; კაშხლის წინ მდებარე.

თავის მხრივ სადაწნეო დერივაციის ბოლოში კაშხლისაგან დამოუკიდებლად მდებარე ჰესის შენობა იყოფა მიწისქვეშა და მიწისზედა შენობებად. ამ უკანასკნელი ტიპის შენობა წიგნის ამ განყოფილებაში არ განიხილება, რადგან ის კონსტრუქციული გადაწყვეტით და სეისმურ პირობებში მუშაობის ხასიათით არ გამოირჩევა ჩვეულებრივი მიწისზედა საწარმოო ნაგებობებისაგან. იგივე შეიძლება ითქვას სამანქანო განყოფილების და სხვა წყლის ზედა სათავსოების კონსტრუქციების შესახებაც.

ჰესის მიწისქვეშა შენობის სეისმომედევობაზე ანგარიშის დროს შეიძლება იმ რეკომენდაციების ნაწილის გამოყენება, რომლებიც აღრე იყო მოყვანილი საერთოდ მიწისქვეშა ნაგებობებისათვის.

ლიტერატურა — ЛИТЕРАТУРА

1. Ш. Г. Н а п е т в а р и д з е. Вопросы усовершенствования существующей методики определения сейсмической нагрузки. Сб. „Сейсмостойкость сооружений“. Изд-во „Мецниереба“, Тбилиси, 1955.
2. В. А. Б а г д а в ა დ з ე. Интенсивность сейсмической инерционной нагрузки, определенная вероятностным методом с учетом протяженности сооружения. „Сейсмостойкость сооружений“. Изд-во „Мецниереба“. Тбилиси, 1965.
3. Раздел 5 Гидротехнические сооружения, главы СНиП П-А. 12—69. Строительство в сейсмических районах. Госстройиздат, М., 1971.
4. Г. М. Н а д и რ ა დ з ე. Методика расчета плоской круговой арки на сейсмические воздействия. Сборник трудов ИСМиС АН ГССР, Изд-во „Мецниереба“, Тбилиси, 1970.
5. H. W. W e s t e r g a a r d t. Watek Pressuke on Dams duking Earthquakes, Proc. Am. Soc. Eng., vol. 57, N 9, 1931.

6. Г. Г. Напетваридзе. Гидродинамическое давление при сейсмическом воздействии. Труды Института строительного дела АН Грузинской ССР, т. V. Изд. АН ГССР, Тбилиси, 1955.
7. П. П. Кульмач. Гидродинамика гидротехнических сооружений. Госстройиздат, М., 1963.
8. И. С. Шейнин. Колебания конструкций гидросооружений в жидкости. Изд-во „Энергия“, Л., 1967.
9. Т. И. Метрелли. Исследование динамического давления воды на вертикальную жесткую стенку при треугольном каньоне. Сообщения АН ГССР, т. XXIX, № 3, сентябрь, 1965.
10. Г. П. Мамрадзе. Экспериментальное исследование динамического давления воды при землетрясении на напорную грань плотины при образной форме каньона. „Гидротехническое строительство“, № 3, 1967.
11. А. В. Рухадзе. Определение интенсивности давления грунта на подпорную стенку от сейсмического воздействия. Сб. «Сейсмостойкость сооружений». Изд-во „Мецниереба“, Тбилиси, 1965.
12. А. В. Рухадзе. Сейсмическое давление грунта на подпорную стенку от полезной нагрузки расположенной на свободной поверхности засыпки. Сб. „Сейсмостойкость сооружений“, Изд-во „Мецниереба“. Тбилиси, 1968.
13. Т. И. Цагурия. Определение давления грунта на жесткую подпорную стенку от сейсмического воздействия по спектральной теории сейсмостойкости. Известия АН ГССР, Т. 61, № 2. Тбилиси, 1971.
14. Ш. Г. Напетваридзе. Сейсмостойкость гидротехнических сооружений, Госстройиздат, М. 1959.
15. Ш. Г. Напетваридзе. Вопросы сейсмостойкости сооружения типа подпорных стенок. Труды Института строительного дела АН Грузинской ССР, т. VI, Изд-во АН ГССР. Тбилиси. 1957.
16. J. Petrovski. Odkedjivanje trajnih deformacija objekata tipa potpornih Zidova pod dejstva jakih Zemljotresa, Bled Jugoslavija, 1969.
17. Ш. Г. Напетваридзе. Сейсмическое напряжение состояние грунтовой среды. Труды ИСД АН ГССР, т. VII, Изд-во АН ГССР, Тбилиси, 1959.
18. N. N. Ambraseys. The Seismic Stability of Earth. Dams, Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering Japan, 1960.
19. Г. С. Селезнев. Определение сейсмической нагрузки для плотин из местных материалов. Доклады АН Таджикской ССР, т. IX, № 4, Изд-во. „Дониш“, Душанбе, 1966.
20. М. М. Гришин. Гидротехнические сооружения. Часть I, Госстройиздат, М., 1954.
21. Т. Paskalov. Seizmicka Stabilnost na bkanite od Lokalni materijali Skopje Jugoslavia, 1967.

22. N. N. Ambrosejs and S. K. Sarma. The Response of Earth. Dams to Strong Earthquakes, London, S. W. I. 1967.
23. Г. Н. Б е л г о р о д с к а я. Расчет плотин из местных материалов на сейсмические воздействия с учетом упруго-пластического деформирования. Сб. „Сейсмостойкость плотин“, ТИССС АН Тадж. ССР. Изд-во „Дониш“, Душанбе, 1960.
24. Ш. Г. Н а п е т в а р и д з е. Модельное исследование сейсмостойкости высокой плотины Нурекской ГЭС, Журнал „Инженерная сейсмология“, Изд-во АН Таджикской ССР, Душанбе, 1961.
25. Т. Л. Г в е л е с и а н и. К вопросу о колебании вязкой жидкости, возникающем в результате возмущений на дне водоема. Сообщения АН ГССР, т. 53, № 2, Тбилиси, 1958.
26. A. R. Chandrasekaran, A. S. Arya and L. S. Shrivatsara. Behavior of Structures in Koina Earthquake of 11 December 1967 University of Rurky, India 1968.
27. ზ. გ. ნ ა ფ ე ტ ვ ა რ ი ძ ე. კაშხლის სეისმოპედეგობაზე ანგარიშისათვის. სამშენებლო საქმის ინსტიტუტის შრომების კრებული, ტ. I, საქ. მეცნ. აკადემიის გამომცემლობა, თბილისი, 1948.
28. Э. А. С е х и н а ш в и л и. Инженерный метод расчета упругих систем на свободные колебания. Госиздат „Сабчота Сакартвело“, Тбилиси, 1950.
29. А. В. О д и ш а р и я. Построение численным методом акселерограммы сейсмического движения свободной поверхности скального основания Сб. „Сейсмостойкость сооружения“. Изд-во „Мецинереба“, Тбилиси, 1968.
30. Н. П. Р о з а н о в. Контрфорсные плотины. Стройиздат, М., 1949.
31. П. А. Г у т и д з ე. О расчете инерционных сейсмических сил, действующих на бетонные контрфорсные плотины с массивными оголовками. Известия ТНИСГЭИ, т. 14, Энергониздат, М., 1962.
32. Н. С. М о ц о н е л ი ძ ე. Расчет инерционных сил, действующих на контрфорсы при сейсмических воздействиях, направленных поперек оси плотины. Труды ГПИ им. В. И. Ленина, № 2, (100), Тбилиси, 1965.
33. Н. С. М о ц о н ე ლ ი ძ ე. Расчет контрфорсных плотин на сейсмические воздействия направленные вдоль плотины (боковой сейсм), Труды ГПИ им. В. И. Ленина, № 2, (100), Тбилиси, 1965.
34. ან . ალ . ლ ო ს ა ბ ე რ ი ძ ე. Расчет арочных плотин. Издательство „Мецинереба“, Тбилиси, 1966.
35. ზ. ნ ა ფ ე ტ ვ ა რ ი ძ ე. კაშხლის თავისუფალი რხევების პერიოდის განსაზღვრა. საქართველოს სსრ მეცნიერებათა აკადემიის ანტიცისმური ბიუროს შრომების კრებული, ტ. 1, საქართველოს სსრ მეცნიერებათა აკადემიის გამომცემლობა, თბილისი, 1945.
36. Ш. Г. Н а п е т в а р и д з ე. Сейсмическая нагрузка, действующая на высокую арочную плотину. Сб. „Опыт исследований, проектирования и строительства высоких плотин в Грузинской ССР“, Изд-во „Сабчота Сакартвело“, Тбилиси, 1963.

37. Ш. Г. Напетваридзе. Сейсмостойкость арочных плотин и методика исследований сейсмостойкости Ингурской плотины. „Материалы по вопросам проектирования и строительства арочных плотин“. Изд-во „Энергия“. М., 1965.
38. Sh. G. Napetvaridze. Research on Earthquake Resistance of Dams in USSR., Third World Conference on Earthquake Engineering. New Zealand, 1965.
39. Ш. Г. Напетваридзе. Современное состояние и направления дальнейших исследований сейсмостойкости плотин. Труды координационных совещаний по гидротехнике выпуск. 47, Изд-во „Энергия“ Л., 1969.
40. Ан. А. Лосаберидзе. Применение динамической теории сейсмостойкости к расчету арочных плотин на боковой сейсм. „Гидротехническое строительство“. № 7, М., 1967.
41. Ан. А. Лосаберидзе. О решении задачи сейсмостойкости арочных плотин с применением динамической теории. Труды координационного совещания по гидротехническим сооружениям, № 47, ВНИИГ, Л., 1970.
42. И. И. Гудушаури, Р. Ш. Гетия, З. Г. Алпандзе, К. И. Рухадзе. Составление математического алгоритма для расчета арочных плотин на сейсмическое воздействие поперек ущелья методом наложения фиктивных „ортотропных“ систем. Известия ТНИСГЭИ, № 17, Изд-во „Энергия“ М., 1967.
43. И. И. Гудушаури, Р. Ш. Гетия, З. Г. Алпандзе, З. А. Курцикидзе. Составление математического алгоритма для расчета арочных плотин на сейсмические воздействия вдоль ущелья методом наложения фиктивных „ортотропных“ систем. Известия ТНИСГЭИ, № 17, Изд-во „Энергия“, М., 1968.
44. Ц. Г. Цискрели. Приближенный расчет напряженного состояния бетонной арочной плотины на действие сейсмических сил. Сб. „Сейсмостойкость сооружений“, Изд-во „Мецниереба“, Тбилиси, 1965.
45. Т. А. Бохуа. Расчет арочных плотин по общему смешанному вариационно-стержневому методу на сейсмические воздействия. Известия ТНИСГЭИ, № 19, Изд-во „Энергия“ М., 1969.
46. Ш. Г. Напетваридзе, П. А. Гутидзе, М. В. Горделадзе. Результаты модельного исследования сейсмостойкости бетонной арочной плотины Ингурской ГЭС. Сб., „Сейсмостойкое строительство“, Изд-во „Мецниереба“, Тбилиси, 1965.
47. П. А. Гутидзе, Г. Г. Дзодзуашили. К исследованию на модели сейсмостойкости бетонной контрфорсной плотины. Известия ТНИСГЭИ, № 16, Изд-во „Энергия“, М., 1965.
48. Ш. Т. Напетваридзе, П. А. Гутидзе, М. В. Горделадзе, Т. Н. Джикия. Теоретические и модельные исследования сейсмостойкости бетонной арочной плотины. Известия ТНИСГЭИ, № 17, Изд-во „Энергия“, М., 1967.

49. Sh. G. Napetvaridze and P. A. Gutidze. use of Resonance Method in Mechanical Modelling of Seismic Effect on Structures, Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago de Chile, 1969.
50. М. В. Горделадзе. Результаты экспериментального определения сейсмических сил действующих на арочную плотину. Труды ТНИС-ГЭИ им А. В. Внштера, вып. 2, Тбилиси, 1969.
51. П. А. Гутидзе, Т. Н. Джикия, Г. К. Нинидзе. Модельные исследования влияния деформационных свойств основания на сейсмостойкость арочных плотин. Известия ТНИСГЭИ, № 20. Изд-во „Энергия“, М., 1970.
52. Б. Ильясов. „Проектирование земляных каналов в сейсмических районах. Строительство и архитектура Узбекистана, № 11. Ташкент, 1965.
53. Б. Ильясов. Методика расчета сборных ирригационных лотков каналов на сейсмические воздействия. Известия АН Туркменской ССР, т. 2, Ашхабад, 1965.
54. Reports of the Imperial Earthquake Investigation Committee, № 100, d. Tokyo, 1926.
55. Safurai and Takahashi „Dynamic Stresses of Underground of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering. Vol. II. Santiago de Chile. 1969.
56. А. А. Меликян. О горном давлении обусловленном сейсмическим напряженным состоянием пород. Сборник трудов ИС.Мис АН ГССР, т. X, Изд-во АН ГССР, Тбилиси, 1963.
57. А. С. Гехмаи. Сейсмические нагрузки на железобетонные резервуары. „Строительство трубопроводов“, № 4, М., 1963.
58. М. Б. Тугуш. Деформации и напряжения в области выемки у поверхности земли при землетрясениях. Сообщения АН ГССР, Изд-во „Наука“, Тбилиси, 1967.
59. Р. М. Мукурдумов. Вопросы сейсмостойкости подземных трубопроводов. Изд-во АН Узб. ССР. Ташкент, 1953.
60. Т. Р. Рашидов. О решении дифференциального уравнения колебания при сейсмических нагрузениях подземного трубопровода и применение графика динамического коэффициента. Известия АН Узб. ССР, № 4, серия технических наук, Ташкент, 1964.
61. Дж. Н. Киласония, Г. М. Мамрадзе. Копределению сейсмического давления воды в напорных туннелях и водоводах. Сообщения АН ГССР, т. 54, № 3, Тбилиси, 1969.
62. Ш. Г. Напетваридзе. Расчет водонапорных башен на действие горизонтальных нагрузок. Труды Института строительного дела, т. III. Изд-во АН ГССР, Тбилиси, 1950.
63. შ. ნაფეტვარიძე. კოშკური ნაგებობის ანგარიში სეისმური ძალების მოქმედებაზე. სამშენებლო საქმის ინსტიტუტის შრომების კრებული, ტ. 2. საქ. მეცნ. აკადემიის გამომცემლობა, თბილისი, 1949.

საგზაო ნაგებობათა სეისმომდეგობა

§ 1. საგზაო ნაგებობათა დაზიანება მიწისძვრების დროს

ძლიერი მიწისძვრების დროს მნიშვნელოვან ზიანს განიცდის მიმოსვლის გზები. უკვე 7-ბალიან მიწისძვრის დროს შეიმჩნევა გზების ზოგიერთი ადგილობრივი დაზიანებები. თუ მიწისძვრის ძალა 8 და განსაკუთრებით 9 ბალს აღწევს, ზიანი მეტად მნიშვნელოვანია: ინგრევა მიწის ვაკისი, სკდება და დეფორმაციებს განიცდის გზის საფარი, იშლება რკინიგზის ლიანდაგი და მრუდდება რელსები; ინგრევა ხელოვნური ნაგებობები — ხილები, გვირაბები, საყრდენი კედლები და სხვ.

გზების დაზიანება მნიშვნელოვან ზარალს გვაძლევს. მის დასახასიათებლად მოგვყავს ზოგიერთი ცნობა ძლიერი მიწისძვრების ისტორიიდან: 1891 წელს იაპონიაში მინო-ოვარის მიწისძვრის დროს (11 ბალი) დაინგრა 10400 ხილი. ისევ იაპონიაში 1923 წლის მიწისძვრამ (9—11 ბალი) დააზიანა დაზარალებული რაიონის რკინიგზების სრული სიგრძის 20%: ქ. ტოკიოში მიწისძვრამ და მომდევნო ხანძარმა მწყობრიდან გამოიყვანეს ქუჩების საფარის მთლიანი ფართობის 27%. ალიასკაზე 1964 წელს მომხდარი მიწისძვრის შედეგად (10—11 ბალი) დაზიანებული აღმოჩნდა რკინიგზების სრული სიგრძის 35%.

მატერიალური ზარალის გარდა, გზების დაზიანებას მეორე, მეტად საშიში შედეგი მოსდევს: ძლიერი მიწისძვრების შემდეგ დაზარალებული რაიონი სწრაფ შველას მოითხოვს. საჭიროა მოსახლეობის გადარჩენა, ხანძრების ლიკვიდაცია, საექიმო დახმარების აღმოჩენა, დაზიანებული შენობების დროებით გაშვარება-აღდგენა და სხვ. ცხადია, რომ დაზარალებული რაიონი ყოველივე ამას თავისი ძალებით ვერ შეძლებს. გზების დაზიანება კი აბრკოლებს მაშველი და სახანძრო რაზმების გადმოსროლას, მედიკამენტების, სურსათის და საშენი მასალების შემოზიდვას. ამის გამო მეტად რთულდება მაშველი ოპერაციების ჩატარება. მაგალითისათვის

აღვნიშნავთ, რომ 1966 წლის მიწისძვრამ ტაშკენტში მწყობრიდან გამოიყვანა 84000 ბინა [1]. ქალაქის დასახმარებლად სხვადასხვა რაიონებიდან პირველ დღეებშივე შემოზიდული იყო კარვების, სალაშქრო სამზარეულოების, საშენი მასალების დიდძალი რაოდენობა. ადვილი გასაგებია, თუ რამდენად გართულდებოდა მოსახლეობის ზედი, ამ დროს ქალაქში მისასვლელი გზები რომ ყოფილიყო დაზიანებული.

ზემოთქმული ცხადყოფს, რომ სეისმურ რაიონებში დიდი ყურადღება უნდა მიექცეს მიმოსვლის გზების სეისმომდებლობის უზრუნველყოფას. ამ მხრივ განსაკუთრებული ყურადღების ღირსია გზების ხელოვნური ნაგებობები. მათი დანგრევა ყველაზე დიდ ზარალს გვაძლევს, აღდგენა კი ხანგრძლივ და რთულ მუშაობას მოითხოვს. ფაქტიური მასალები ხელოვნურ ნაგებობათა სეისმური დაზიანების შესახებ განზოგადებულია ავტორის ნაშრომში [2]. საერთო სურათის დასახასიათებლად აქ ჩვენ მოგვყავს მოკლე ცნობები ამ საკითხზე.

ხელოვნურ ნაგებობათა დაზიანების ხარისხი მიწისძვრის ძალისგან დამოკიდებულებით ასეთი მონაცემებით ხასიათდება: 7-ბალიანი მიწისძვრების დროს დაზიანებების ერთეული შემთხვევები აღინიშნება (ძირითადად ისინი საყრდენ კედლებს ან ხიდების მისასვლელ ყრილებს ეხება). 8-ბალიანი მიწისძვრების დროს შეიძლება დაზიანდეს ყველა სახის ნაგებობა, მაგრამ დაზიანებულ ნაგებობათა რიცხვი შედარებით მცირეა. 9 და 10 ბალის დროს მკვეთრად მატულობს როგორც დაზარალებულ ნაგებობათა რიცხვი, ისე დაზიანების ხარისხი; ხშირია სრული დანგრევის შემთხვევები. დაზიანებულ ნაგებობათა რიცხვი ასეთი მიწისძვრების დროს მათი სრული რიცხვის 20.—70% -ს აღწევს.

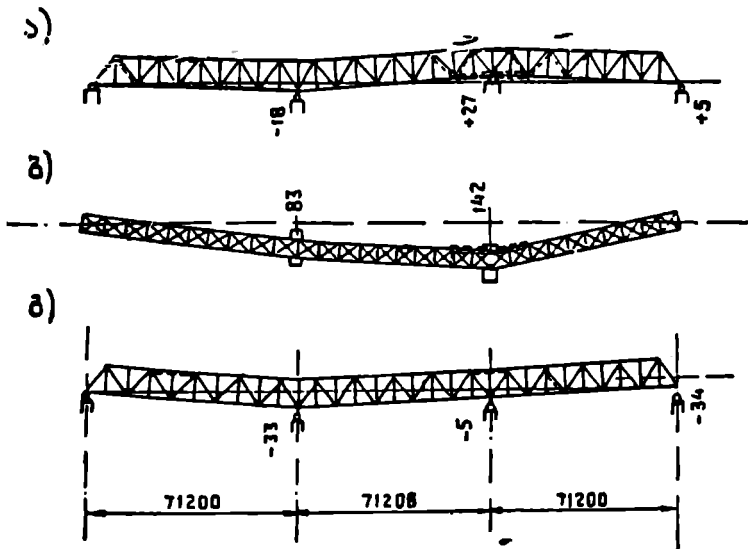
საგზაო ნაგებობათა დაზიანების ხარისხზე დიდ გავლენას ახდენს მათი ადგილმდებარეობის საინჟინრო-გეოლოგიური პირობები. მრავალი შემთხვევა გვიჩვენებს, რომ დაზიანების ხარისხი გაცილებით მეტია სუსტ, ფხვიერ გრუნტებზე, ვიდრე მტკიცესა და მკვრივზე. გრუნტის წყლების მაღალი დონე ზრდის სეისმურ ეფექტს. არახელსაყრელ გავლენას ახდენს დაზიანების ხარისხზე აგრეთვე რთული რელიეფი, ციკაბო ფერდობები, ტექტონური რღვევების სიახლოვე და სხვ.

ნაგებობათა მასალის მიხედვით დაზიანებები ასე ნაწილდება: ყველაზე ნაკლებ ზიანს განიცდის ფოლადის და შემდეგ რკინაბეტონის ნაგებობები (ხიდები). ადვილად და ძლიერად ზიანდება

ბეტონის და ქვის ნაგებობები. სწორი დაპროექტების და კარგი შესრულების შემთხვევაში ხის კონსტრუქციებს მაღალი სეისმოდეგობა ახასიათებს.

მიწისძვრების შედეგების ანალიზის საფუძველზე დადგენილია საგზაო ნაგებობების ტიპური დაზიანებების სახეები. მოკლედ განვიხილოთ ისინი.

კოჭური ხიდების მალის ნაშენების კონსტრუქცია მიწისძვრის დროს იშვიათად ზიანდება. ერთეულ შემთხვევაში აღინიშნება მა-



ნახ. 127. იოშინოს ხიდის (იაპონია) მალის ნაშენის დეფორმაცია. ა, ბ) ფასადები, გ) გვერდი (ზომები მილიმეტრებით)

ლის ნაშენის ფერმების ან ქარბანდების ელემენტების დეფორმაცია (გაღუნვა ან გაბზარვა). ეს შეიძლება იყოს ინერციის ძალების უშუალო მოქმედების შედეგი, მაგრამ უმეტესად ასეთი დეფორმაციები გამოწვეულია ბურჯების ნარჩენი გადაადგილებებით. დამახასიათებელია ამ მხრივ იოშინოს ხიდის მაგალითი (იაპონია). 1946 წლის მიწისძვრის დროს ხიდის შუაღმდო ბურჯები, დაფუძნებული 21 მეტრის სიღრმის კესონურ საძირკვლებზე, დაჯდნა და გვერდზე გადაიხარა. ამის გამო სამშალიანმა უკრმა ნაშენმა მიიღო დეფორმაცია, რომელიც ნაჩვენებია ნახ. 127-ზე. შემდეგში მალის ნაშენი გაასწორეს და გაგრძელდა მისი ექსპლუატაცია.

პრილ კოჭურ ხიდებში ძალიან ხშირი მოვლენაა მალის ნაშენების ძვრა ბურჯების თავის მიმართ ან მათი ჩამოვარდნა ბურჯე-

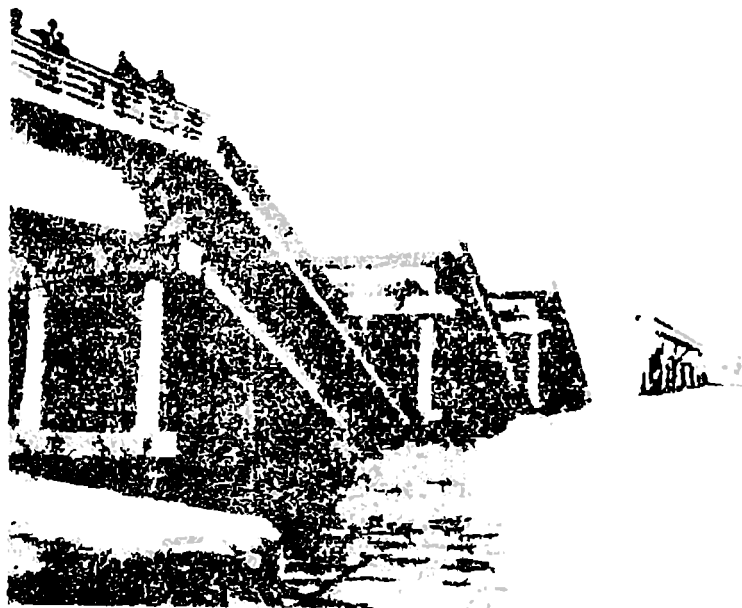


ნახ. 120. ილუს. ძალის ნაშენების ჩამოვარდნა გავივირ. მართულებით. ბიდან. ასეთი მოვლენების უშუალო მიზეზია თარაზული სეისმური ძალები ძალის ნაშენის წინისგან. მათთან ახლავს საკრდენი



ნახ. 129. ფოლადის ხიდის მალის ნაშენის ჩამოვარდნა გრძივი მიმართულებით.

ნაწილების და ბურჯების თავის დაზიანება. მალის ნაშენი შეილება ჩამოვარდეს ბურჯებიდან როგორც ხიდის განივად, ისე გასწვრივ. უკანასკნელი უფრო ხშირია. ჩამოვარდნა ამ დროს ჩვეულებრივ ერთი ბოლოთი ხდება. ნახ. 128-ზე ნაჩვენებია ფოლადის ღიდი ხი-



ნახ. 130. რკინაბეტონის ხიდის მ. ლის ნაშენებელ ჩამოვარდნა გრძელდება მართლებით

დი ინდოეთში. 1934 წლის მიწისძვრის დროს მისი მალის ნაშენები ჩამოვარდა ხიდის განივი მიმართულებით, დაზიანდა ბურჯის ზედა ნაწილი. ნახ. 129 მოგვყავს ფოლადის ხიდი ალიასკაზე. 1964 წლის მიწისძვრამ გამოიწვია მისი 120-მეტრიანი მალის ნაშენის ერთი ბოლოთი ჩამოვარდნა ხიდის გასწვრივ.

ნახ. 130-ზე ნაჩვენებია რკინაბეტონის კოჭური ხიდი იაპონიაში (ქ. ნიიგატა), რომელიც დაინგრა 1964 წლის მიწისძვრის დროს. როგორც ვხედავთ, ხიდის რამდენიმე მალი ჩამოვარდნილია ცალი ბოლოთი.

კოქური ხიდის საყრდენი ნაწილის დაზიანების მაგალითი ნაჩვენებია ნახ. 131-ზე (იუგოსლავია, ქ. ბანია-ლუკა, 1969 წ.). ხშირია აგრეთვე საყრდენი ნაწილების ბალანსირების დაზიანება, ანკერული ქანკიკების ამოგლეჯა, გაწყვეტა ან გადაჭრა და სხვ.



ნახ. 131 მოძრავი საყრდენი ნაწილის დაზიანება.

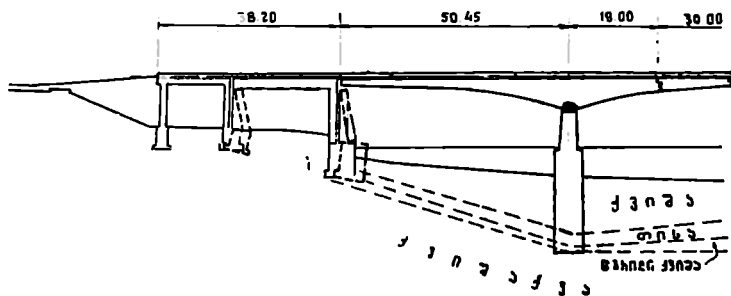
მასიური თაღური ხიდების მალის ნაშენებისათვის დამახასიათებელია თაღზედა კედლების გადმონგრევა ხიდის განივად (ნახ. 132. იაპონია 1923 წ.). თუ ხიდის ბურჯები არ ინგრევა, მალის ნაშენის ძირითადი თაღები, მიუხედავად ბზარებისა, არ კარგავს ზიდვის უნარს. რკინაბეტონის თაღური ხიდებისათვის დამახასიათებელია ბზარები, კმარებში და თაღზედა ნაშენის ელემენტებში.

ჩარჩოვანი რკინაბეტონის ხიდების დაზიანების ხასიათი ისეთივეა, როგორიც შენობათა კარკასებისა: ღვარებში, რიგელებთან შეერთების ადგილებში (კვანძების მახლობლად) წარმოიშობა თა-



ნახ. 132. თალური ხიდის დაზიანება.

რჩული ან დაზარალი ბზარები. ხდება ბეტონის დაშლა და არმატურის გამოდუნვა. ბზარები და ბეტონის რღვევა გვხვდება რიგელებშიც. აქაც კვანძების მახლობლად.



ნახ. 133. სანაპირო ბუჩქების დაზიანება.

კიდული ხიდების დაზიანების ძირითადი მიზეზი ანკერული საყრდენების მდგრადობის დაკარგვაა (წაცოცება). ეს იწვევს ხიდის

მზიდი ბაგირებისა და სავალი ნაწილის ჩაწოლას. ზოგიერთ შემთხვევაში, ეპიცენტრიდან მოშორებით, აღნიშნული იყო კიდული ხიდების მალის ნაშენების ძლიერი (რეზონანსული) განივი რსევა, გამოწვეული გრძელპერიოდის რეგულარული სეისმური ტალღების ზეგავლენით.

განსაკუთრებით საყურადღებოა ხიდების ბურჯების დაზიანება. აქ დაზიანების ორი ძირითადი სახეობა უნდა განვასკავოთ:

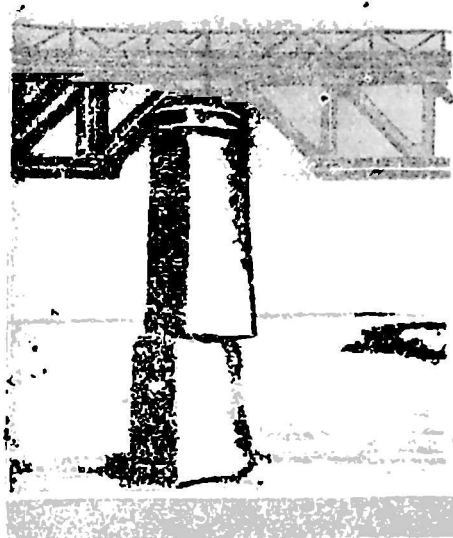


ნახ. 134 შეაღები ბურჯის დაზრა .

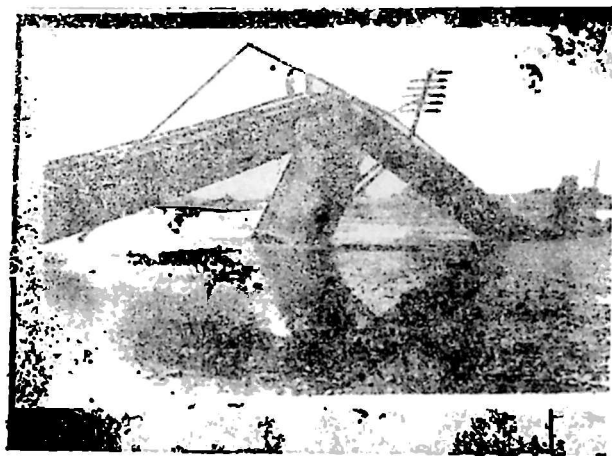
ბურჯის ადგილმდებარეობის შეცვლა (წაცურება, დაზრა, დაჯდომა) და მისი კონსტრუქციების რღვევა (ბზარების, წარმოშობა, ნაკერების განსნა და სხვ.). ცხადია, რომ ორივე სახის დაზიანება შეიძლება ერთდროულად განვითარდეს.

სანაპირო ბურჯები განსაკუთრებით ხშირად განიცდის წაცურებას მალის მიმართულებით. ამის ძირითადი მიზეზია გრუნტის სეისმური დაწოლა ბურჯის უკანა წახნაგზე და თარაზული სეისმური ძალები მისი საკუთარი წონისაგან. წაცურების სილიდე შეიძლება საკმაოდ დიდი იყოს — რამდენიმე მეტრამდე. ჩვეულებრივ მას თან ახლავს ბურჯის დაზრა, დაჯდომა და დაზიანება; შეიძლება

ამის გამო დაზიანდეს მასზე დაკრძნობილი მალის ნაშენი. მაგალითისათვის ნახ. 133-ზე ნაჩვენებია ხიდი ქ. ვალდგეიაში (ჩილი).



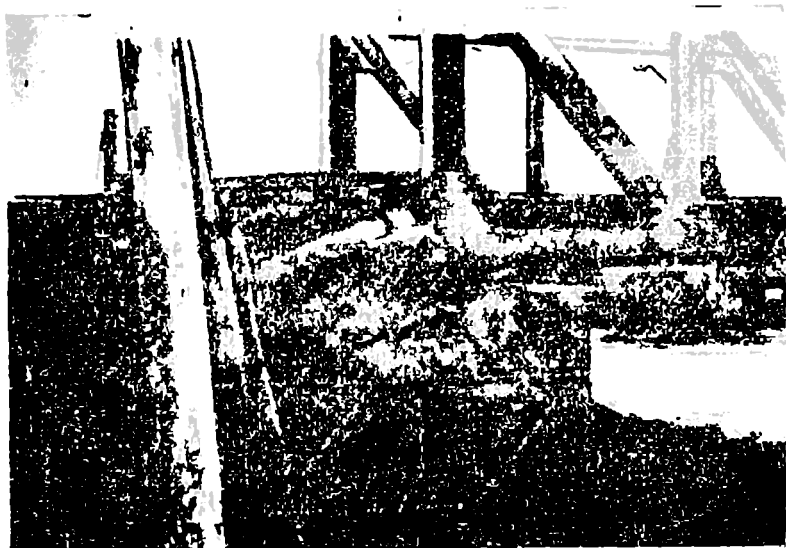
135. ბურჯის ტანის გადახრ. (ცერა).



ნახ. 136. ბურჯის ტანის გადაბრუნება.

1960 წლის მიწისძვრის დროს მისი ორი სანაპირო ბურჯის საძირ-
კველი დაიძრა მდინარის მიმართულებით, რის გამოც დაზიანდა მა-
თი ტანის კონსტრუქცია.

შუალედრი ბურჯებისათვის პირველი სახის დაზიანებიდან ავე-
ლაზე უფრო დამახასიათებელია დაჭდომა და დახრა. უფრო იშვია-
თად გვხვდება თარაზული გადაადგილება (წაცურება).

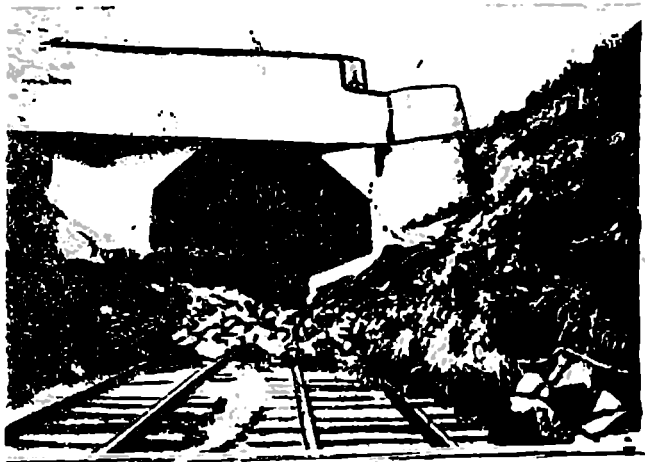


ნახ. 137. სანაპირო ბურჯის კარგელი კედლის დაზიანება.

ბურჯების დაჭდომის ან დახრის ძირითადი მიზეზია მათი ფუ-
ძის ზილვის უნარის შემცირება მიწისძვრის პირობებში. მრავალ-
რიცხოვანი ფაქტები გვიჩვენებს, რომ სეისმური რხევების მოქმე-
დებისაა მნიშვნელოვნად მცირდება ზოგიერთი სუსტი, ფხვიერი
გრუნტების წინააღობა შვეული და თარაზული დატვირთვების მი-
მართ. განსაკუთრებით მეცეტრად არის გამოხატული ეს მოვლენა
დენად-პლასტიკურ თიხოვან გრუნტებში და წვრილმარცვლოვან
წყალნაჯერ ან მცურავ ქვიშებში. ასეთ გრუნტებზე დაუფიქრებული
სეისმური ძალების ზეგავლენით განიცდიან მნიშვნელოვან ჩაჭდო-
მას რამდენიმე ათეულ სანტიმეტრამდე. დიდია ბურჯების დახრაც.
მაგალითისათვის ნახ. 134-ზე ნაჩვენებია ფოლადის ზიდის შუალე-
დი ბურჯის დახრა ძლიერი მიწისძვრის შედეგად (იაპონია).

სეისმური რხევები იწვევს აგრეთვე ხახუნის ძალებს შემცირებას ხიმინჯების ზედაპირსა და გრუნტს შორის. ამიტომ მნიშვნელოვანი დაჯდომა შეიძლება განიცადოს ბურჯებმა ხიმინჯოვან ფუძეზე, თუკი ეს უკანასკნელი კიდულ (ხახუნის) ხიმინჯებს ეყრდნობა. იაპონიაში, 1923 წლის მიწისძვრის დროს აღნიშნულია კიდულ ხიმინჯების დაჯდომა 1,2 მ-მდე.

ბურჯების დაზიანების მეორე სახეობა — კონსტრუქციების რღვევა — ძირითადად გაპირობებულია თარაზული სეისმური ძა-



ნახ. 138. გვირაბის პორტალის დაზიანება.

ლების უშუალო მოქმედებით. აქ პირველ რიგში აღსანიშნავია ბურჯის თავების (ფერმისქვეშა ფილების) დაზიანება. რაასაც იწვევს სეისმური ძალები მალის ნაშენის წონისგან. მასივური (ქვის წყობის ან ბეტონის) შუალედი ბურჯებისთვის განსაკუთრებით დამახასიათებელია მათი ტანის ძვრა (გადაჭრა) თარაზულ ნაკერზე ან ნაკერის ცალმხრივი გახსნა ბურჯის ზედა ნაწილის გადაბრუნებით. პირველი სახის დეფორმაციის მაგალითი ნაჩვენებია ნახ. 135-ზე. როგორც ვხედავთ, დიდი ხიდის მაღალი ბურჯის ტანი გადაჭრილია დაახლოებით სიმაღლის ქვედა მესამედის დონეზე (ინდოეთი, 1934 წლის მიწისძვრა). ზოგიერთ შემთხვევაში ძვრას თან ახლავს ბურჯის ზედა ნაწილის ბრუნვა თარაზულ სიბრტყეში.

ნაკერის გახსნა და ბურჯის ტანის გადაბრუნება, როგორც წესი,

ხიდის ლერძის მიმართულებით ხდება. სრული გადაბრუნებისგან ბურჯს ზოგჯერ იცავს ჩამოვარდნილი მალის ნაშენი, რომელიც მისაბრჯენის როლს თამაშობს. ერთ-ერთი ასეთი მაგალითი ნაჩვენებია 136-ე ნახაზზე (იპონია, 1948 წ.).

სანაპირო ბურჯებისათვის დამსასიათებელია კარადული ნაწილის დაზიანება. ამის მიზეზი ის არის, რომ ბურჯის მალისკენ წაუტურების დროს მალის ნაშენი ებჯინება კარადულ კედელს და ანგრევს მას. მაგალითისთვის მოგვყავს ნახ. 137 (ჩილა, 1960 წ.).



ნახ. 139. გვრების შუა უბნის დაზიანება.

შემსუბუქებული ტიპის ბურჯები რკინაბეტონის ჩარჩოვანი ან სვეტოვანი ტანით განიცდის რკინაბეტონის კარკასებისათვის დამასასიათებელ დაზიანებებს: ირღვევა ბეტონი ჩარჩოს სვეტების და რიგელის კვანძების უბანზე. გამოიღუწება არმატურის ღეროები. ზოგჯერ რიგელებში, კვანძების მახლობლად წარმოიშობა ირიბი ბზარები.

ყველა სახის ხიდების სუსტი ადგილია სანაპირო ბურჯების მისასვლელ ყრილებთან შეერთების კვანძი. აქ შედარებით სუსტი მიწისძვრების დროსაც კი (7—8 ბალი) ხდება ყრილის კონუსის ან ფერდობების ჩამოწოლა, გზის უწყვეტობის დარღვევა.

გვირაბებში ყველაზე ადვილად ზიანდება პორტალები და მათთან მიმდებარე უბნები. ქვის, ბეტონის ან რკინაბეტონის პორტა-

ლის კედლებში წარმოიშობა ბზარები, ხშირად ხდება მათი ჩამონგრევა. ნახ. 138-ზე ნაჩვენებია იაპონიის ერთ-ერთი გვირაბის რკინაბეტონის ჩარჩოვანი პორტალის დაზიანება 1923 წლის მიწისძვრის დროს.

თვით გვირაბის მილი მიწისძვრების დროს ძირითადად ზიანდება იმ ადგილებში, სადაც მისი ჩაღრმავება მიწის ზედაპირიდან შედარებით მცირეა, გრუნტები კი სუსტი და თხვიერა ან წყალნაჯერი. ასეთ ადგილებში ხშირია გვირაბის შემოკეთების დაბზარვა ან ჩამონგრევა.

ზოგიერთ შემთხვევაში გვირაბის დაზიანებას იწვევს გრუნტის დიდი მასების ძვრა (მაგალითად, ირიბგორის უბნებზე). ამას შეიძლება მოყვეს გვირაბის შემოკეთების ცალკეული რგოლების ძვრა ერთმანეთის მიმართ. ასეთი სახის დეფორმაციის საინტერესო მაგალითს გვიჩვენებს ნახ. 139. ეს არის სამხრეთ-კალიფორნიის ერთ-ერთი გვირაბის შიგა უბანი, დაზიანებული 1952 წლის მიწისძვრის დროს. გრუნტის ძვრამ გამოიწვია რელსების გამრუდება და მათი ერთი უბნის გადაფარვა შემოკეთების დაძრული კედლით. ფიქრობენ, რომ ეს დეფორმაცია ორმაგი (უკუმოქცევა-გადატანითი) ძვრის შედეგია.

დიდი ჩაღრმავების გვირაბების დაზიანების შემთხვევები იშვიათია. ძირითადად ეს ხდება მხოლოდ იმ შემთხვევაში, როდესაც გვირაბის მილა ტექტონური ძვრის სიბრტყე კვეთს.

შედარებით ადვილად ზიანდება საგზაო საყრდენი კედლები. მათი დაზიანების შემთხვევები გვხვდება უკვე 7—8-ბალიანი მიწისძვრების დროს (განსაკუთრებით მშრალი წყობის კედლების შემთხვევაში). დაზიანების ძირითადი მიზეზია გრუნტის გვერდითი დაწოლის მკვეთრი მომატება მიწისძვრის პირობებში. საყრდენი კედლების დამახასიათებელი დაზიანებებია წაცურება, გადმობრუნება ან ნგრევა თარაზული ნაკერების გასწვრივ.

§ 2. საგზაო ხელოვნურ ნაგებობათა დაპროექტების საფუძვლები

წინა პარაგრაფში აღნიშნული იყო, თუ რა საშიშ შემდეგებს გვაძლევს საგზაო ხელოვნურ ნაგებობათა დაზიანება ძლიერი მიწისძვრების დროს. დაზიანებათა თავიდან ასაცილებლად უზრუნველყოფილი უნდა იყოს ნაგებობათა სეისმომდევნობა მშენებლობის რაიონში მოსალოდნელი მიწისძვრების მაქსიმალური (საანგარიშო) ძალის გათვალისწინებით. იგულისხმება, რომ ასეთი მიწისძვრის პი-

რობებში მიმოსვლის გზებმა უნდა შეინარჩუნონ თავისი გამტარუნარიანობა. ამისათვის საჭიროა, რომ არ მოხდეს ხელოვნურ ნაგებობათა მზიდი კონსტრუქციების დაზიანება და მათი ექსპლუატაციური თვისებების დადაბლება.

ამ პირობების უზრუნველსაყოფად საჭიროა ნაგებობათა და პროექტებისა და მშენებლობის პროცესში განვახორციელოთ საგანგებო ღონისძიებები. საპროექტო ღონისძიებებს მიეკუთვნება:

1. ნაგებობის ადგილმდებარეობის ჯეროვანი შერჩევა სეისმური პირობების გათვალისწინებით.

2. ნაგებობის სისტემის, საერთო სქემის და მასალის შერჩევა სეისმომდებლობის მოთხოვნილებათა გათვალისწინებით.

3. ცალკეული კონსტრუქციული ელემენტების სახეობის ჯეროვანი შერჩევა იგივე მოთხოვნათა გათვალისწინებით.

4. მზიდი კონსტრუქციების გაანგარიშება სეისმურ ძალთა ზემოქმედებაზე.

5. საგანგებო კონსტრუქციული ანტისეისმური ღონისძიებების გათვალისწინება ცალკეული კვანძების და დეტალების სიმტკიცის უზრუნველსაყოფად სეისმური ზემოქმედების პირობებში.

არანაკლებ მნიშვნელოვანია სამშენებლო ღონისძიებები. აქ ძირითადია სამშენებლო სამუშაოების მაღალხარისხოვანი შესრულება და ტექნოლოგიურ პირობების დაცვა.

სეისმომდებლი ნაგებობის დაპროექტება მეტად რთულ და პასუხსაგებ ამოცანას წარმოადგენს. ძირითადი მოთხოვნები საგზაო ნაგებობათა სეისმომდებლობის შესახებ მოცემულია ნორმებში [3], მაგრამ ნორმების რეკომენდაციები შეგნებულ გამოყენებას მოითხოვს. ამისათვის უნდა გავეცნოთ დაპროექტების პირობებს, მიმდევრობას და ძირითად პრინციპებს.

სეისმომდებლი ნაგებობის შექმნის პროცესში დიდ როლს თამაშობს მისი ადგილმდებარეობის ჯეროვანი შერჩევა. ადრე უკვე აღნიშნული იყო, რომ მიწისძვრის დამანგრეველი ეფექტი დიდადაა დამოკიდებული ადგილობრივ საინჟინრო-გეოლოგიურ პირობებზე. ამ პირობების მიხედვით მიწისძვრის ძალის გამოვლინება შედარებით მცირე უბნის ფარგლებშიც კი შეიძლება ერთი-ორი ბალით შეიცვალოს. ამიტომ ცხადია, თუ რა დიდი მნიშვნელობა აქვს ნაგებობის განლაგებას ხელსაყრელ საინჟინრო-გეოლოგიურ პირობებში. ეს საკითხი უფრო დეტალურად პირველ თავშია განხილული.

მცირე ხელოვნურ ნაგებობათა ადგილმდებარეობა გზის ტრა-

სის მიმართულებით არის გაპირობებული. ამიტომ სეისმომედგობის პირობებში მხედველობაში უნდა მივიღოთ უკვე გზის ძირითადი მიმართულების არჩევის და მისი ტრასის დაკვალვის დროს. ეს საკითხები დღესდღეობით არასაკმარისად არის დამუშავებული, ამიტომ უნდა ვისარგებლოთ იმ საერთო რეკომენდაციებით, რომლებიც პირველ თავში იყო მოცემული.

დიდი ხელოვნური ნაგებობების (დიდი ხიდების, გვირაბების) ადგილმდებარეობის არჩევას განსაკუთრებული ყურადღება უნდა მიექცეს.

გეომორფოლოგიური თვალსაზრისით სეისმურ რაიონებში ყველაზე ხელსაყრელია ხიდური გადასასვლელის განლაგება ხეობის სწორ და თანაბარი აგებულების უბნებზე. უნდა ვერიდოთ ხეობის მოხვეულ ადგილებს, განივი ხეობების გამოსვლის უბნებს, დასერილ ნაპირებს და რელიეფის მკვეთრი ცვლილების სხვა უბნებს. გეოლოგიური აღნაგობის თვალსაზრისით არახელსაყრელია უბნები არამდგრადი (მეწყერული) ნაპირებით, ციცაბო ფერდები, ქანებისა და გრუნტების ფენების არარეგულარული ან დარღვეული განლაგება, ტექტონური ნარღვევების სიახლოვე. განსაკუთრებით მნიშვნელოვანია გრუნტული პირობები ხიდის ღერძის გასწვრივ: ხელსაყრელია ხიდისათვის მდინარის ისეთი კვეთები, სადაც კლდოვანი ან ნახევრადკლდოვანი გრუნტების ჭერი მაღალ დონეზეა განლაგებული და შეიძლება ისინი გამოვიყენოთ ბურჯების ფუძედ. მეტად არასასურველია კვეთები წვრილმარცვლოვანი ან მტვროვანი ქვიშებით ან დენად-პლასტიკური თიხოვანი გრუნტებით. მაღალი სეისმურობის შემთხვევაში ასეთ პირობებში ხიდების განლაგება მიუღებელია.

გვირაბების ადგილმდებარეობის არჩევის დროს უნდა ვერიდოთ მთის მასივების ტექტონური ნარღვევებით, მეტად ნაპრალოვან კლდოვან ქანებს, არამდგრად და მეწყერულ უბნებს. უმჯობესია ტრასის ისეთი ვარიანტი, რომელიც უზრუნველყოფს გვირაბის განლაგებას მეტ სიღრმეზე და უფრო მაგარ გრუნტებში.

ადგილმდებარეობის დადგენის შემდეგ იწყება ნაგებობის დაპროექტება. როგორც ვიცით, დაპროექტების საწყის მონაცემს, რომელიც ანტისეისმურ ღონისძიებათა მოცულობას და ხასიათს განსაზღვრავს, ნაგებობის საანგარიშო სეისმურობა წარმოადგენს. როგორც მეორე თავის მეთერთმეტე პარაგრაფში იყო განმარტებული, საანგარიშო სეისმურობა გამოისახავს მოსალოდნელი მიწისძვრის საანგარიშო ძალას (ბალობით), განსაზღვრულს ადგილობრი-

ვი საინჟინრო-გეოლოგიური პირობებისა და ნაგებობის მნიშვნელობის გათვალისწინებით. საანგარიშო სეისმურობის დადგენის წესი იქვე იყო მოყვანილი. საგზაო ნაგებობათა საანგარიშო სეისმურობის დასადგენად უნდა მივმართოთ სამშენებლო ნორმებში და წესებში [3] მოცემულ მეთერთმეტე ცხრილს.

ადვილი გასაგებია, რომ საანგარიშო სეისმურობის დადგენა მეტად პასუხსაგები ამოცანაა — საბოლოო ჯამში ის განსაზღვრავს ნაგებობის უსაფრთხოების გარანტიის ხარისხს, ამიტომ ამ საკითხს დიდი ყურადღება უნდა დაეთმოს.

საანგარიშო სეისმურობის დადგენის შემდეგ თვით დაპროექტებაზე გადავდივართ. კონკრეტული მითითებები ძირითადი საგზაო ნაგებობების (ხიდების, გვირაბების) დაპროექტების შესახებ მოცემულია შემდეგ პარაგრაფში. სასურველია წინასწარ გავეცნოთ სეისმომდებელი მშენებლობის იმ ძირითად პრინციპებს, რომლებიც საფუძვლად უდევს აღნიშნულ რეკომენდაციებს.

სეისმომდებელი ნაგებობების დაპროექტების ერთ-ერთი ყველაზე ზოგადი პრინციპია მასების და სიხისტეების ეფექტური განაწილების პრინციპი. მეორე თავში მოყვანილი მასალიდან ჩანს, რომ სეისმურ ძალთა სიდიდე ნაგებობის დინამიკური პარამეტრებით — საკუთარი რხევის პერიოდებით და ფორმებით განისაზღვრება, ეს უკანასკნელნი კი მისი ნაწილების მასების და სიხისტეების განაწილებაზეა დამოკიდებული. ადვილი გასაგებია, რომ მასების და სიხისტეების სათანადო განაწილებით შეიძლება მივაღწიოთ სეისმური ძალების შემცირების და მათ მიერ გამოწვეული ძალების უფრო ხელსაყრელ სურათს. ამ პრინციპს დიდი მნიშვნელობა აქვს ნაგებობის სქემის შერჩევის დროს. მისი კონკრეტული გამოვლინება მრავალნაირია: ყოველთვის ხელსაყრელია კონსტრუქციების გამსუბუქება (მასების შემცირება) და მათი სიმძიმის დადაბლება, რაც ამცირებს სეისმურ ძალებს. უნდა ვეცადოთ, რომ ნაგებობის სიმძიმის ცენტრი დაემთხვეს (ან ყოველ შემთხვევაში დაუახლოვდეს) მისი სიხისტის ცენტრს¹, რის შედეგად მცირდება ნაგებობის გრენვითი რხევები და სათანადო მგრეზავი მომენტები სეისმური ძალებისგან. ამ მხრივ, კერძოდ, ხელსაყრელია სიმეტრიული ფორმის ნაგებობები. შენობის არაერთგვაროვანი ნაწილები მიწისძვრის დროს სხვადასხვა სახის რხევებს განიცდის, ეს კი აძლიერებს სეის-

¹ სიხისტის ცენტრი ეწოდება ნაგებობის ისეთ წერტილს, რომელშიც მოდებული ძალით გამოწვეული დეფორმაციები მისი კვეთების გადატანით გადაადგილებას იძლევა (მობრუნების გარეშე).

მურ ეფექტს. ამიტომ სასურველია დავიცვათ ნაგებობის დინამიკური ერთგვაროვნება ყველა მიმართულებით. ჩვენი ნორმების სპექტრული მრუდის თანახმად, სეისმური ძალების სიდიდე მცირდება რხევის საკუთარი პერიოდის ზრდასთან ერთად, ამიტომ ხშირ შემთხვევაში სასარგებლოა ნაგებობის სიხისტის შემცირება, რაც ზრდის მის საკუთარ პერიოდებს.

დაპროექტების მეორე პრინციპი განაპირობებს სეისმომდევინაგებობების მასალების და კონსტრუქციების შერჩევას. როგორც ცნობილია, ნგრევის პროცესის ხასიათის მიხედვით ყველა კონსტრუქცია და მასალა ორ ჯგუფად შეიძლება დავყოთ. პირველ ჯგუფს ახასიათებს პლასტიკური რღვევა, რომელსაც წინ უძღვის მნიშვნელოვანი დეფორმაციების განვითარება. მეორე ჯგუფის მასალების და კონსტრუქციების რღვევას მყიფე ხასიათი აქვს — ის ხდება მეტად მცირე დეფორმაციების დროს. პლასტიკურ კონსტრუქციებს მიეკუთვნება ფოლადის ელემენტები, რკინაბეტონის ღუნვადი ელემენტები ნორმალური არმირების დროს და სხვა. მყიფე კონსტრუქციებია ქვისა და ბეტონის კონსტრუქციები. სტატიკური დატვირთვების მოქმედების დროს პირველი ჯგუფის კონსტრუქციებს მნიშვნელოვანი უპირატესობები აქვს: პლასტიკური დეფორმაციები უზრუნველყოფს ძალების გადანაწილებას და ზრდის კონსტრუქციების ზიდვის უნარს. კიდევ უფრო მნიშვნელოვანია პლასტიკური კონსტრუქციების უპირატესობანი დინამიკური (ყერძოდ სეისმური) დატვირთვების მოქმედების პირობებში: მათი რღვევის პროცესი გაცილებით უფრო „ენერგოტევადია“, ვიდრე მყიფე კონსტრუქციებისა, ამიტომ მათ ზიდვის უნარის მნიშვნელოვანი მარაგი ახასიათებს [4, 5, 6].

ზემოთქმულიდან დაპროექტების შემდეგი პრინციპი გამომდინარეობს: სეისმურ ზემოქმედების პირობებში უპირატესად უნდა ვიხმაროთ კონსტრუქციები, რომელთა რღვევის პროცესი პლასტიკურ ხასიათს ატარებს. ყოველმხრივ უნდა ვერიდოთ მყიფე კონსტრუქციებს, მასალებს და კვანძებს. პრაქტიკული რეკომენდაციები, დაფუძნებული ამ პრინციპზე, შემდეგ თავშია მოყვანილი.

მნიშვნელოვანია აგრეთვე პრინციპი, რომელიც ნაგებობის კონსტრუქციების მონოლითურობას, ჯეროვნად შეკერას მოითხოვს. ამით თავიდან ავიცილებთ სხვადასხვა კონსტრუქციული ელემენტების დამოუკიდებელი რხევების განვითარებას, რაც მეტად სა-

სარგებლოა სეისმური ეფექტის შემცირების თვალსაზრისით. კონსტრუქციების მონოლითურობა ხელსაყრელია აგრეთვე მთლიანი ნაგებობისა და მისი ნაწილების მდგრადობის თვალსაზრისით.

§ 3. ხიდებისა და გვირაბების დაპროექტება

სეისმომედეგი ხიდების დაპროექტების დროს თანამიმდევრობით უნდა განვიხილოთ მათი მასალის, სისტემის, საერთო სქემის და კონსტრუქციული გადაწყვეტის შერჩევის პირობები.

როგორც წინა პარაგრაფიდან ჩანს, ხიდებისათვის ყველაზე მიზანშეწონილია რკინაბეტონი. მხოლოდ დიდი მალეების დროს (60—80 მ-ს ზევით) ზოგჯერ უმჯობესია აიგოს ფოლადის ხიდები. უნდა ვერიდოთ ქვისა და ბეტონის კონსტრუქციების გამოყენებას სეისმომედეგ მშენებლობებში. დროებითი ხიდებისათვის დასაშვებია ხის მასალის გამოყენება.

სეისმომედეგობის თვალსაზრისით მონოლითურ რკინაბეტონის კონსტრუქციებს გარკვეული უპირატესობა აქვთ ასაწყობთან შედარებით. მაგრამ გამონოლითების სათანადო პირობების დაცვის შემთხვევაში ასაწყობი რკინაბეტონის კონსტრუქციები სეისმურ რაიონებში შეიძლება გამოვიყენოთ ყოველგვარი შეზღუდვების გარეშე.

ნორმები მოითხოვს დამატებითი პირობების დაცვას სეისმომედეგი წინასწარდაძებული კონსტრუქციების დაპროექტების დროს [3]. ამ პირობების დაცვით წინასწარდაძებული რკინაბეტონის გამოყენება სეისმურ რაიონებში სავსებით დასაშვებია.

სეისმომედეგობის პირობები პრაქტიკულად არ ზღუდავს ხიდების სხვადასხვა სისტემების გამოყენებას: სათანადო საინჟინრო-გეოლოგიურ პირობებში სეისმურ რაიონებში შეიძლება გამოვიყენოთ ხიდების თითქმის ყველა ცნობილი სისტემა. ამ მხრივ უნდა გავითვალისწინოთ შემდეგი მოსაზრებები: ყველაზე მიზანშეწონილია სეისმომედეგობის თვალსაზრისით კოჭური ხიდები. სქემის სიმარტივის და მუშაობის ნათელი პირობების გამო მათი სეისმომედეგობა შეიძლება უზრუნველყოთ შედარებით მარტივი ტექნიკური საშუალებებით. უპირატესობა უნდა მივცეთ ჭრილ კოჭურ ხიდებს, მაგრამ არანაკლებ მიზანშეწონილია უჭრი კოჭური ხიდების გამოყენება, განსაკუთრებით კლდოვანი გრუნტების პირობებში¹. უნდა ვერიდოთ სახსროვან-კონსოლური კოჭური ხიდების გამოყენებას: მიწისძვრების დროს მოსალოდნელია კონსოლების და შეკიდული მალეების არაერთგვაროვანი რხევა და სახსრების დაზიანება. 9-ბა-

ლიან საანგარიშო სეისმურობის დროს სახსროვან-კონსოლური ხიდების აგება ნორმებით აკრძალულია [3].

ჩარჩოვან ხიდებს, კოჭური სისტემებთან შედარებით, ახასიათებთ დამატებითი უპირატესობა მონოლითურობისა და კონსტრუქციის ერთგვაროვნების თვალსაზრისით. ამიტომ სასურველია რკინაბეტონის ჩარჩოვანი ხიდების ფართო გამოყენება სეისმურ რაიონებში.

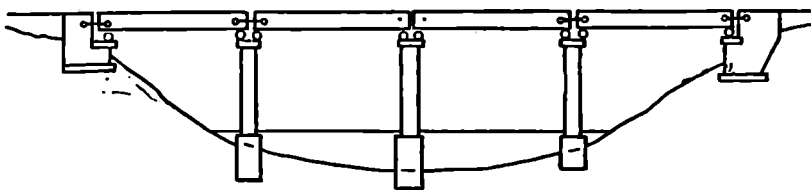
ქვესაველი უგანმბრჯენო თაღური მალის ნაშენები (კამარები შემკვრელით, კომბინირებული სისტემები) თავისი სეისმომდგომით არ განირჩევა კოჭური სისტემებიდან. განმბრჯენიანი თაღური რკინაბეტონის ან ფოლადის ხიდები (ზედა ან შუა სვლით) უნდა ვიხმაროთ მხოლოდ კლდოვანი გრუნტების შემთხვევაში. ეს რეკომენდაცია სამართლიანია კიდული ხიდებისთვისაც. შედარებით სუსტი გრუნტების პირობებში უფრო მიზანშეწონილი შეიძლება გამოდგეს კიდული ხიდების უგანმბრჯენო სისტემები (განმბრჯენის გადაცემით სიხისტის კოჭზე).

ხიდის სქემის დამუშავების პროცესში დიდი ყურადღება უნდა მიექცეს ბურჯების განლაგებას საინჟინრო-გეოლოგიური პირობების გათვალისწინებით. სეისმომდგომობის თვალსაზრისით გადამწყვეტი უპირატესობაა ბურჯების დაფუძნება კლდოვან ან სხვა ძირითად ქანებზე. ეს უნდა გავითვალისწინოთ ხიდის მალეზად დაყოფის დროს.

კოჭური ხიდების დიდი გავრცელების გამო მიზანშეწონილია უფრო დაწვრილებით შეეხოთ მათ დაპროექტებას. საშუალო და დიდი მალის კოჭური ხიდების სქემის დანიშვნის დროს სპეციფიკურ საკითხს შეადგენს ბურჯების მუშაობა გრძივ სეისმურ ძალებზე. ამ თვალსაზრისით სქემის გადაწყვეტის რამდენიმე ვარიანტი არსებობს [7]. ჭრილი კოჭური ხიდებისათვის უმეტეს შემთხვევაში მისაღებია ჩვეულებრივი სქემა, სადაც ყოველი მალის ნაშენს ერთი უძრავი და ერთი მოძრავი საყრდენი ნაწილი აქვს. გრძივი სეისმური ძალები მალის ნაშენის წონისგან ძირითადად გადაეცემა იმ ბურჯს, რომელზედაც უძრავი საყრდენი ნაწილია მოთავსებული. მოძრავი და უძრავი საყრდენი ნაწილების მორიგეობით განლაგებისას ამ ძალებით ყველა ბურჯი დაახლოებით თანაბრად იტვირთე-

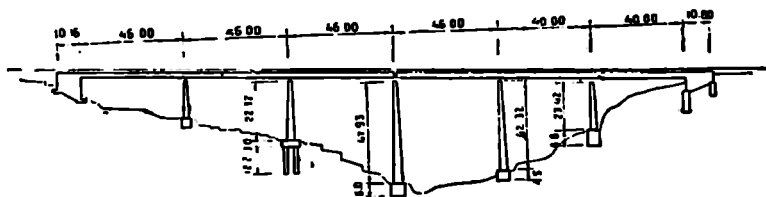
¹ როგორც VI.I პარაგრაფში იყო აღნიშნული, კიდულმა ხიდებმა მიწისძვრების დროს შეიძლება განადგურდნენ მნიშვნელოვანი დაზღომა, ამიტომ უნდა ვერალოთ უკრ ხიდებს ფუძიანი ბურჯებით.

ბა. ზოგიერთ განსაკუთრებულ პირობებში შესაძლებელია უფრო მიზანშეწონილი იყოს სეისმური ძალების სხვაგვარი განაწილება. მაგალითად, განვიხილოთ ისეთი შემთხვევა, როდესაც ხიდი ღრმა ხეობას (კანიონს) კვეთს, შუალედ ბურჯებს დიდი სიმაღლე აქვს, სანაპირო ბურჯები კი, განლაგებული ხეობის ქიმებზე, მცირე სიმაღლისაა და კლდოვან გრუნტს ეყრდნობა. ცხადია, რომ ასეთ შემთხვევაში ხელსაყრელია მთელი სეისმური ძალები მალის ნაშენების წონიდან სანაპირო ბურჯებს გადავცეთ. ამისათვის ასეთი სქე-



ნახ. 140. კოჭური ხიდის სქემა გრძივი სეისმური ძალების სანაპირო ბურჯებზე გადაცემით.

მა იხმარება (ნახ. 140): მალის ნაშენების ყველა საყრდენი ნაწილი მოძრავი კეთდება, რამდენიმე მალის ნაშენი დაკავშირებულია ერთმანეთთან და სათანადო სანაპირო ბურჯთან სახსროვანი კავშირე-



ნახ. 141. ბორიგოს ვიადუკის სქემა (საფრანგეთი).

ბის საშუალებით, რომლებიც სეისმურ ძალებს მათი წონიდან გადასცემს სანაპირო ბურჯს. ამგვარად, შუალედი ბურჯები თვისუფალია მალის ნაშენებიდან გადმოცემული გრძივი ძალების ზემოქმედებისგან და ისინი შეიძლება მოქნილი სახით გაკეთდეს. ასეთი სქემები გავრცელებულია საზღვარგარეთის სეისმური ქვეყნების პრაქტიკაში, კერძოდ იაპონიაში [11]. ცხადია, რომ იგივე ხერხი შეიძლება ვიხმაროთ უკრი კოჭური ხიდებისთვისაც. მაგალითის

სახით ნახ. 141-ზე ნაჩვენებია უკრი ხიდის ერთი ასეთი სქემა. ეს არის ვიადუკი ბორიგო, აგებული საფრანგეთის 9-ბალიან რაიონში [8]. როგორც ვხედავთ, ხეობა გადახურულია ორი სამშალიანი უკრი მალის ნაშენით. შუალედი ბურჯები მოქნილი სახისაა და მალის ნაშენები მათ ეყრდნობა რეზინის საყრდენი ნაწილების საშუალებით. გრძივი სეისმური ძალები გადაეცემა სანაპირო ბურჯებს, რომლებთანაც მალის ნაშენის წინასწარდაძებული მთავარი კოჭები ხისტადაა შეერთებული. ტემპერატურული დეფორმაციების თავისუფლებისათვის შუა (ყველაზე მაღალ) ბურჯზე ერთ-ერთი მალის ნაშენის საყრდენ ნაწილებს ანტიფრაქციული სადები აქვს, ტელფონის ფენის სახით.

კოჭური ხიდების კიდევ ერთი შესაძლო სქემა ასეთი სახისაა: მრავალმშალიანი ხიდი იყოფა რამდენიმე სექციად, ისე რომ ყოველ მათგანში 5—6 მალი შედის. ყოველი სექციის შუაში ეწყობა ერთი გაძლიერებული (ანკერული) შუალედი ბურჯი, რომელსაც გრძივი სეისმური ძალები გადაეცემა. ამისათვის სექციის ყველა მალის ნაშენები დაკავშირებულია ერთმანეთთან და გაძლიერებულ ბურჯთან სახსროვანი ბმებით. მათი როლი შეიძლება შეასრულოს უწყვეტმა სავალმა ნაწილმა [9]. სექციის ყველა დანარჩენი შუალედი ბურჯები მოქნილი სახისაა და გრძივ სეისმურ ძალებზე არ მუშაობს. ასეთი გადაწყვეტის კარგ მაგალითს გვაძლევს ჩილში აგებული ხიდები ინგლისური პროექტებით [10].

კოჭური ხიდების ცალკეული ელემენტების დაპროექტების დარგში აღსანიშნავია შემდეგი. სეისმურ რაიონებში შეიძლება ვიხმაროთ კოჭური მალის ნაშენების ყველა ცნობილი სისტემები. კოჭური ხიდების ჩვეულებრივი სქემის დროს მალის ნაშენის კონსტრუქცია, როგორც წესი, არ მოითხოვს რაიმე ცვლილებას; მხოლოდ მაღალი საანგარიშო სეისმურობის დროს (9 ბალი) შეიძლება საჭირო გახდეს ზოგიერთი ელემენტების (მაგალითად ფოლადის მალის ნაშენების თარაზული კავშირების) გაძლიერება; სასურველია, რომ ასეთ შემთხვევაში რკინაბეტონის მალის ნაშენებს ჰქონდეს დიაფრაგმები საყრდენ კვეთებში. ბურჯების მუშაობის პირობების გაუმჯობესების თვალსაზრისით მეტად სასარგებლოა ჰალის ნაშენების საკუთარი წონის შემცირება. მაღალი საანგარიშო სეისმურობის დროს ამ მიზნით შეიძლება შემსუბუქებული სავალი ნაწილის გამოყენება, რკინაბეტონის მალის ნაშენების შეცვლა ფოლად-რკინაბეტონის ან ფოლადის მალის ნაშენებით. პერსპექტიულია ამ

თვალსაზრისით აგრეთვე მსუბუქი რკინაბეტონის, კერძოდ კერამიტ-რკინაბეტონის მალის ნაშენები.

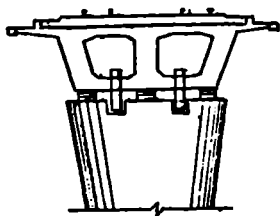
დიდ ყურადღებას თხოულობს კოჭური მალის ნაშენების დამაგრება ბურჯებზე და საყრდენი ნაწილების კონსტრუქცია. უძრავ-მა საყრდენმა ნაწილებმა უნდა უზრუნველყონ მალის ნაშენის საყრდენის დამაგრება ბურჯზე გრძივი და განივი სეისმური ძალების მოქმედების დროს. მოძრავი საყრდენი ნაწილები უნდა აკმაყოფილებდეს იგივე მოთხოვნას განივი სეისმური ძალების მიმართ; ამასთან მათ უნდა უზრუნველყონ მალის ნაშენის საყრდენი კვანძის თავისუფალი მოძრაობა მეზობელი ბურჯების თავების ურთიერთ-გადაადგილების დროს სეისმური რხევის პროცესში. ცნობილია, რომ ძლიერი მიწისძვრების დროს (განსაკუთრებით ეპიცენტრალურ ზონაში) ადგილი აქვს ქვევიდან ზევით მიმართულ შვეულ ბიძგებს, რამაც შეიძლება გამოიწვიოს სხვადასხვა საგნების „ახტო-მა“. ამიტომ, თუ საანგარიშო სეისმურობა 9 (ან მეტი) ბალია, საყრდენ ნაწილებს მოეთხოვება აგრეთვე მალის ნაშენის საყრდენი კვანძის დამაგრება ზევით აწევის საწინააღმდეგოდ. ასეთ მოვლენას ადგილი აქვს აგრეთვე მალის ნაშენის განივი გადაბრუნების შემთხვევაში.

აღნიშნული მოთხოვნების დასაკმაყოფილებლად საჭიროა საყრდენი ნაწილების სათანადო დაპროექტება. აქ ორი სხვადასხვა ხერხი არსებობს. პირველ შემთხვევაში შეიძლება ვიხმაროთ საყრდენი ნაწილები, აღჭურვილი დამატებით კონსტრუქციული ელემენტებით და სათანადოდ გაანგარიშებული სეისმურ ძალებზე. იაპონიის პრაქტიკაში იხმარება ფოლადის საგორავებიანი საყრდენი ნაწილები, რომლებშიც მოწყობილია გადაადგილების დამატებითი შემზღუდველები და თათიანი ანკერები ზევით აწევის საწინააღმდეგოდ [7]. იხმარება აგრეთვე ფოლადის მოქანავე საყრდენი ნაწილი, სახსროვანად დაკავშირებული ზედა და ქვედა ბალიშებთან. რკინაბეტონის ლილვაკისებურ საყრდენ ნაწილებში მიზანშეწონილია ცალკეული კოჭების ქვეშ მდგარი ლილვაკების შეერთება განივი განმბრჭყენებით; ასეთი კონსტრუქცია გამოსადეგია 7—8-ბალიანი საანგარიშო სეისმურობის დროს.

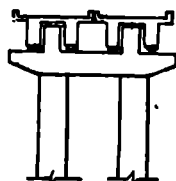
გადაწყვეტის მეორე ხერხი იმაში მდგომარეობს, რომ ბურჯის თავზე დამატებით ეწყობა საგანგებო საჩერი, რკინაბეტონის ან ფოლადის კონსტრუქციის სახით. მისი დანიშნულებაა სეისმური ძალების თავის თავზე მიღება და მალის ნაშენის შესაძლო ძვრის შეზღუდვა. ამგვარად, საყრდენი ნაწილები პრაქტიკულად თავი-

სუფლდება სეისმურ ძალებზე მუშაობისაგან და ისინი შეიძლება ჩვეულებრივი სახის გაკეთდეს. უკანასკნელ პერიოდში ამ ხერხმა მნიშვნელოვანი გავრცელება მოიპოვა. მაგალითისთვის ნახ. 142 ა-ზე ნაჩვენებია კოჭური ხიდის ბურჯი, აგებული იაპონიაში; საჩერები განხორციელებულია ფოლადის მძლავრი ღეროების სახით [12]. ნახ. 142 ბ გვიჩვენებს ბურჯს ისევე იაპონიის პრაქტიკიდან; აქ საჩერები წარმოადგენს რკინაბეტონის ტუმბებს, დაკავშირებულს ბურჯის რიგელთან [13]. საკმარისი სიმაღლის დროს საჩერები აქარ-

ა)



ბ)

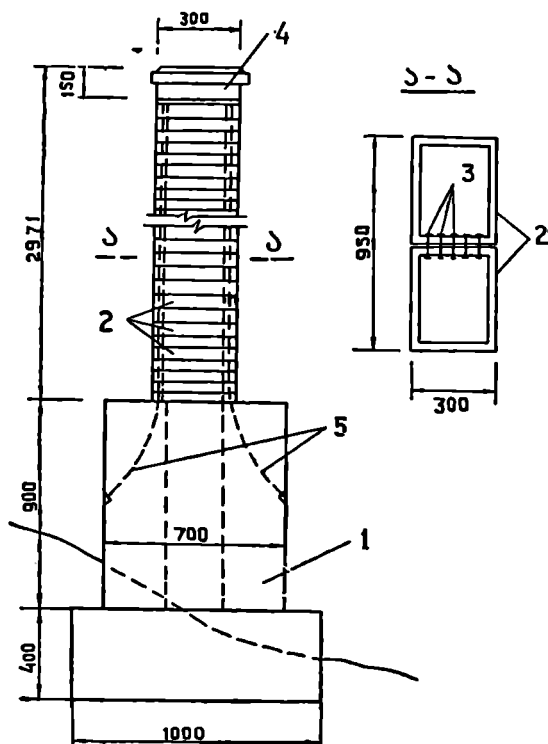


ნახ. 142. კოჭური ხიდის ბურჯები საჩერებით. ა) ფოლადის საჩერები, ბ) რკინაბეტონის საჩერები.

წყლებს მალის ნაშენის ზევით აწევის საშიშროებასაც. რეზინის საყრდენი ნაწილი დრეკად კავშირს ქმნის ბურჯსა და მალის ნაშენს შორის და დამატებით ამორტიზატორის როლს ასრულებს სეისმური რხევების პირობებში, ამიტომ მათი გამოყენება, როგორც წესი, ამცირებს სეისმურ ძალებს მალის ნაშენის წონისაგან, მაგრამ, მეორე მხრივ, რეზინის საყრდენი ნაწილების მტკიცედ დაკავშირება ბურჯთან და მალის ნაშენთან რთულია, ამიტომ მაღალი სეისმურობის დროს (8—9 ბალი) რეზინის საყრდენ ნაწილებთან ერთად უმჯობესია ვინმართ ზემოთ აღწერილი საჩერები.

გადავიდეთ ბურჯების დაპროექტების საკითხებზე. პირველ პარაგრაფში აღნიშნული იყო, რომ ბეტონის ან ქვის წყობის მასიური ბურჯების ტანი ადვილად ზიანდება მიწისძვრების დროს. ასეთი კონსტრუქციების გასაძლიერებლად სასურველია საარმატურო მოსაპირკეთებელი ბადის მოწყობა. მისი შვეული ღეროები კარგად უნდა იყოს ჩამაგრებული ბურჯის თავში და საძირკველში. მიზანშეწონილია აგრეთვე ტანის კვეთის მკვეთრად შეცვლის ადგილების და შენაკრის უბნების გაძლიერება მოკლე საარმატურო ღე-

როებით. მაგრამ ბურჯების სეისმომდეგობის გაზრდის რადიკალურ საშუალებას წარმოადგენს მათი განხორციელება რკინაბეტონის კონსტრუქციის სახით. სასურველია ფართოდ ვიხმაროთ შუალედი ბურჯების ტანი რკინაბეტონის სვეტოვანი, ჩარჩოვანი ან კოლოფისებური ასეთი კონსტრუქცია გარდა მომატებული სიმტკიცისა და



ნახ. 143. წინასწარდაბებული ასაწყობი შუალედი ბურჯი. 1-ცოკლი, 2-ასაწყობი ბლოკები, 3-ჰანჯიკები, 4-ბურჯის თავის ბლოკი, 5-წინასწარ დაბებული საარმატურო კონკრეტი.

წონის შემცირებისა, ხასიათდება უფრო ნაკლები სიხისტით, ვიდრე მასივური ბურჯები, ეს კი სეისმური ძალების დამატებით შემცირებას გვაძლევს (§ 2). სათანადო დამონოლითების შემთხვევაში მიზანშეწონილია ბურჯების ტანის ასაწყობი კონსტრუქციების გამოყენება, კერძოდ, ტანის კონსტრუქციის თარაზული ნაქერებით და-

ნაწევრების დროს კარგ ეფექტს გვაძლევს დამონოლითება შვეული წინასწარდაძებული არმიტურის საშუალებით. მაგალითიანუის ნახ. 143-ზე ნაჩვენებია კოჭური ხიდის მაღალი შუალედი ბურჯის ასაწყობი წინასწარდაძებული კონსტრუქცია, დაპროექტებული „სოიუზდორპროექტი“-ს თბილისის ფილიალის მიერ 9-ბალიანი სეისმური რაიონისთვის [15].

სანაპირო ბურჯებისთვის სეისმურ რაიონებში გამოსადეგია ყველაზე მარტივი ფორმები. ბეტონის და ქვის წყობის ზერელიანი, შებრუნებულკედლებიანი ან შექრილი უკანაწახნაგოიანი ბურჯები არაა რეკომენდებული. 9-ბალიან საანგარიშო სეისმურობის დროს ისინი აკრძალულია ნორმებით [3]. მიზანშეწონილია რკინაბეტონის მონოლითური ან ასაწყობი სანაპირო ბურჯების გამოყენება.

ხიდების სეისმომდეგობისათვის გადამწყვეტი მნიშვნელობა აქვს ბურჯების საძირკვლების ჯეროვან დაპროექტებას. საძირკვლების ბუნებრივ ფუძედ უნდა გამოვიყენოთ, როგორც წესა, კლდოვანი ან სხვა მაგარი გრუნტები. საძირკვლის ძირი უმჯობესია თარაზული იყოს. არაკლდოვან გრუნტებში დახრილი ან საფეხუროსებრი ძირის მოწყობა დაუშვებელია. მიუღებელია აგრეთვე არაკლდოვან გრუნტებში ბეტონის ან ქვის წყობის საძირკველი ცალკე მდგარი (დაუკავშირებელი) სვეტების სახით.

კლდეზე დაყრდნობის შემთხვევაში საძირკვლის ზომების შესამცილებლად დასაშვებია მისი დაანკერება კლდის მასივში. ერთ-ერთი ასეთი კონსტრუქცია, განხორციელებული იაპონიაში, ნაჩვენებია ნახ. 144-ზე. ანკერები წინასწარდაძებული საარმატურო კონკრეტის სახით ჩამაგრებულია ბურღილებში, რომელიც ამოვსებულია ცემენტის ხსნარით.

სუსტი გრუნტების შემთხვევაში მისაღებია ხიმიწიანი ფუძის გამოყენება როგორც დაბალი, ისე მაღალი როსტვერკით. ნორმები მოითხოვს, რომ მაღალ როსტვერკს აუცილებლად ჰქონდეს დახრილი ხიმიწები ხიდის გრძივი და განივი მიმართულებით [3]. კლდეზე დაყრდნობის შემთხვევაში დასაშვებია დიდდიამეტრიანი ხიმიწი გარსების (სვეტოვანი საძირკვლის) გამოყენება.

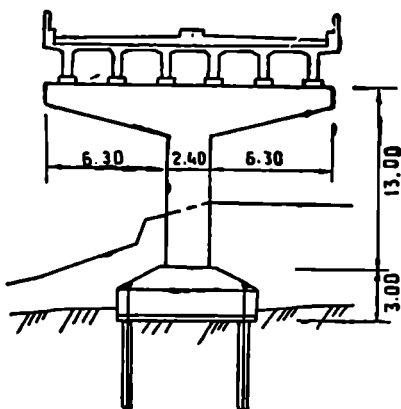
პირველ პარაგრაფში აღნიშნული იყო კიდული ხიმიწების მნიშვნელოვანი დაჯდომა მიწისძვრების დროს, ამიტომ სეისმურ რაიონებში უპირატესობა უნდა მივცეთ ხიმიწი-დგარების გამოყენებას. სუსტი გრუნტებისა და მაღალი სეისმურობის შემთხვევაში კიდული ხიმიწების გამოყენება მეტად არასასურველია. ასეთ

შემთხვევაში უმჯობესია ვიხმაროთ ხიმინჯები გაგანიერებული ფუძით (კამუფლეტური ან ხრახნული).

ყურადღება უნდა მიექცეს ხიდების დაპროექტების დროს სანაპირო ბურჯების მისასვლელ ყრილთან შეუღლებას. სეისმურ რაიონებში ყრილის კონუსის მდგრადობის უზრუნველყოფის მიზნით მისი ფერდის ქვედებული უნდა გავზარდოთ 0,25-ით იმ სიღრმესთან შედარებით, რომელიც ნორმებით დადგენილია არასეისმური პირობებისათვის.

სეისმომდებელი გვირაბების დაპროექტების საკითხები ნაკლებად არის დამუშავებული, ამიტომ მოგვყავს მხოლოდ ზოგადი მითითებები [3, 16].

გვირაბების შემოკეთების მასალად ძირითადად უნდა ვიხმაროთ რკინაბეტონი და ბეტონი. ასაწყობი შემოკეთება სათანადოდ



ნახ. 144. შუალედი ბურჯი კლდოვან ფუძეში ჩაანკერებული საძირკვლებით.

გამონოლითებას მოითხოვს, კერძოდ, 8 და მეტბალიანი სეისმურობის დროს სუსტი გრუნტების შემთხვევაში მთლიან-სექციური შემოკეთების ცალკეულ სექციებს შორის უნდა გავითვალისწინოთ კავშირები, რომლებიც ეწინააღმდეგება მათ ურთიერთძვრას გვირაბის განივი მიმართულებით. ფხვიერი, წყალნაჯერი გრუნტების უბნებზე ან სხვადასხვა გრუნტების კონტაქტის ზონებში შემოკეთება სათანადოდ უნდა გაძლიერდეს. განსაკუთრებული ყურადღება უნდა მიექცეს გვირაბების პორტალებს. 8 და მეტბალიანი სეის-

მურობის დროს პორტალები და გვირაბის მიმდებარე უბნები უნდა შესრულდეს რკინაბეტონისგან. პორტალები კარგად უნდა დაეკავშიროთ გვირაბის შემოკეთებასთან.

§ 4. სეისმურ ძალებზე ხიდების გაანგარიშების საფუძვლები

ხიდების გაანგარიშებას სეისმური ძალების ზემოქმედებაზე საფუძვლად უდევს დინამიკური (სპექტრული მრუდების), მეთოდი [3]. ამ მეთოდის არსი და გაანგარიშების პრაქტიკული ჰიმდეერობა გაშუქებული იყო მეორე თავში.

ხიდების გაანგარიშების თეორია სპექტრული მრუდების მეთოდის საფუძველზე დამუშავებული იყო საქართველოს პოლიტექნიკური ინსტიტუტის ხიდებისა და რკინაბეტონის კონსტრუქციების კათედრის შრომებში [17, 18, 19, 20, 27]. გაანგარიშების პრაქტიკული მეთოდიკა მოცემულია [21] ნაშრომში. ჩვენ აქ მოგვყავს ამ მეთოდიკის ძირითადი დებულებები კოქური ზიდების გაანგარიშების შესახებ.

სეისმურ ძალებზე უნდა ვიანგარიშოთ ხიდები, რომელთა საანგარიშო სეისმურობა 7 და მეტი ბალია. მხედველობაში უნდა მივიღოთ შემდეგი სეისმური დატვირთვები:

ა) სეისმური (ინერციის) ძალები ნაგებობის ნაწილების საკუთარი წონისგან და დროებით დატვირთვისგან,

ბ) გრუნტის სეისმური თარაზული წნევა სანაპირო ბურჯებზე,

გ) წყლის სეისმური წნევა ხიდის ბურჯებზე.

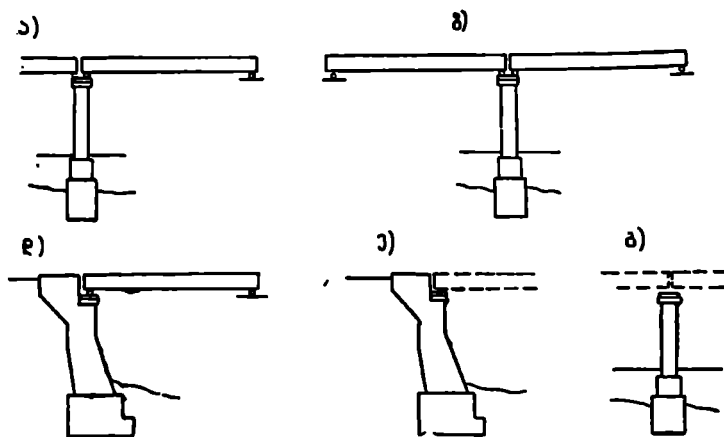
აღნიშნული სეისმური დატვირთვები მხედველობაში უნდა მივიღოთ როგორც დროებით დატვირთვასთან ერთად, ისე მის გარეშე. სამრეწველო გზების ხიდებისათვის საკმარისია განვიხილოთ მხოლოდ მეორე შემთხვევა.

ხიდების ბურჯების და მალის ნაშენების გაანგარიშების დროს ვგულისხმობთ, რომ სეისმური ძალები მიმართულია თარაზულად, ხიდის ღერძის გასწვრივ ან მის მართობულად. ეს ორი შემთხვევა უნდა განვიხილოთ ერთმანეთისაგან დამოუკიდებლად. დიდი მალეების შემთხვევაში (20 მ-ს ზევით) ზოგჯერ საკმარისია მალის ნაშენების კონსტრუქცია დამატებით შევამოწმოთ შეეული მიმართულების სეისმური ძალების მოქმედებაზე.

თარაზული სეისმური ძალების გამოთვლის დროს ძალაში რჩება ძირითადი საანგარიშო ფორმულები და გაანგარიშების მსვლელობა, რომელიც მოყვანილია მეორე თავის მეთერთმეტე პა-

რაგრაფში. ხიდების სპეციფიკური თავისებურება გამოვლინდება მხოლოდ დინამიკურ საანგარიშო სქემების დანიშვნის და ერთეულ ზედა დადადგილებათა გამოთვლის საკითხებში. განვიხილოთ ეს საკითხები კოჭური ხიდების მიმართ.

კოჭური ხიდების გრძივი სეისმური რხევების ხასიათი დამოკიდებულია საყრდენი ნაწილების კონსტრუქციაზე. ამ ნიშნის მიხედვით ორი შემთხვევა უნდა განვიხილოთ. პირველს მიეკუთვნება დიდმალიანი ხიდები, რომელთა მოძრავი საყრდენი ნაწილები (საგორავებიანი, სექტორული ან ლილვაკისებრი ტიპისა) მეტად მცირე ხახუნის ძალებით ხასიათდება. ასეთი საყრდენი ნაწილები პრაქ-

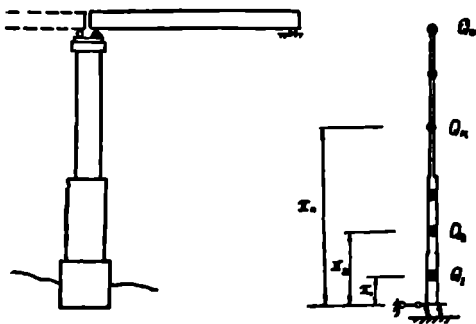


ნახ. 145. კოჭური ხიდის გაანგარიშება გრძივ სეისმურ ძალებზე ხიდის დამოუკიდებელი ნაწილები.

ტიკულად არ ქმნის კავშირს ბურჯსა და მასზე დაყრდნობილ მალის ნაშენის მოძრავ ბოლოს შორის, ამიტომ გრძივი სეისმური რხევების ანალიზის დროს ხიდი შეიძლება დავყოთ რამდენიმე ცალკე ნაწილად. ყოველი ნაწილი შედგება ერთი ბურჯისა და მასზე უძრავად დაყრდნობილი მალის ნაშენებისგან და ირხევა სხვა ნაწილებისგან დამოუკიდებლად. კოჭური ხიდის ასეთი ნაწილების შესაძლო სახეები მოცემულია 145-ე ნახაზზე.

ამგვარად, ხიდის ყოველი აღნიშნული ნაწილისთვის შეიძლება შევადგინოთ დამოუკიდებელი საანგარიშო სქემა. მაგალითისთვის განვიხილოთ ერთი უძრავი დაყრდნობილი მალის შუალედი ბურჯი

(ნახ. 145 ა). მალის ნაშენის გრძივი სიხისტე ძალიან დიდაა და მისი გრძივი დეფორმაციები უმნიშვნელოა — გრძივი რხევების დროს ის მოძრაობს როგორც ერთი მთლიანი მასა, ამიტომ მალის ნაშენი დინამიკურ საანგარიშო სქემაში შეიძლება წარმოვადგინოთ როგორც შეყურსული ტვირთი, მოდებული საყრდენი ნაწილის სახსრის დონეზე. ბურჯის კონსტრუქციაც იყოფა რამდენიმე ნაწილად და ყოველი ნაწილის წონა განიხილება როგორც შეყურსული ტვირთი, მოდებული მისი სიმძიმის ცენტრში. ამგვარად, მივიღებთ დისკრეტულ საანგარიშო სქემას, რომელიც ნაჩვენებია ნახ. 146-ზე. ცხადია, რომ სხვა შემთხვევებშიც საანგარიშო სქემები ანალოგიუ-



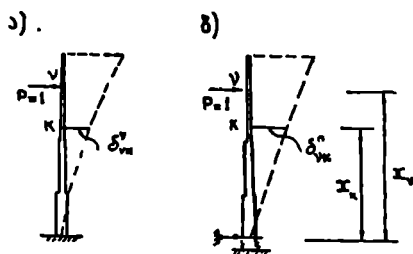
ნახ. 146. შუალედი ბურჯის საანგარიშო სქემა.

რი იქნება. მაგალითად, 145 ბ ნახაზზე ნაჩვენები ხიდის ნაწილისთვის საანგარიშო სქემის ზედა ტვირთში შევა ორივე უძრავად დაყრდნობილი მალის ნაშენის წონა; თუ ბურჯს მალის ნაშენები მხოლოდ მოძრავად ეყრდნობა (ნახ. 145 გ, ე); მაშინ ზედა ტვირთი არ გვექნება.

სანაპირო ბურჯების გაანგარიშების დროს დამატებით უნდა მივიღოთ მხედველობაში გრუნტის სეისმური წნევა ბურჯის უკანა წახნაგზე.

ახლა განვიხილოთ კოჭური ხიდების მეორე ჯგუფი, რომელსაც არასრულყოფილი ბრტყელი ან ტანგენციალური საყრდენი ნაწილები აქვს. ამ ჯგუფს მიეკუთვნება მცირემალიანი ხიდები. ამ შემთხვევაში მოძრავ საყრდენ ნაწილებში დიდი ხახუნის გამო ხიდის ყველა მალეები გრძივი სეისმური ზემოქმედების პროცესში. ერთმანეთთან დაკავშირებულია და ერთობლივ რხევას განიცდის.

ასეთი რხევის ზუსტი ანალიზური აღწერა ძალიან რთულია. გამარტივების მიზნით მხედველობაში უნდა მივიღოთ, რომ მცირემალიან ხიდებს უმეტეს შემთხვევაში მცირე სიმაღლის ბურჯები და დიდი სიხისტე ახასიათებს; მათი გრძივი რხევის ძირითადი პერიოდი, როგორც წესი, $0,4-0,5$ სეკუნდზე ნაკლებია. ასეთ პირობებში, როგორც აღნიშნული იყო მეორე თავში, დასაშვებია გაანგარიშების მიახლოებითი ხერხების გამოყენება. ამიტომ შეიძლება ასევე ვიქცეთ: განვიხილოთ ბურჯები ერთმანეთისგან დამოუკიდებლად; ყოველი მათგანის ზედა ნაწილში შეყურსული ტვირთის სახით მოვდოთ ორი მიმდებარე მალის ნაშენის წონების ნახევარჯამი. გაანგარიშების შემდგომი მსვლელობა ზემოთ მოყვანილის ანალოგიურია. შეიძლება ვიხმაროთ გაანგარიშების გამარტივებული ხერხები, მოტანილი მეორე თავის მე-11 პარაგრაფში.



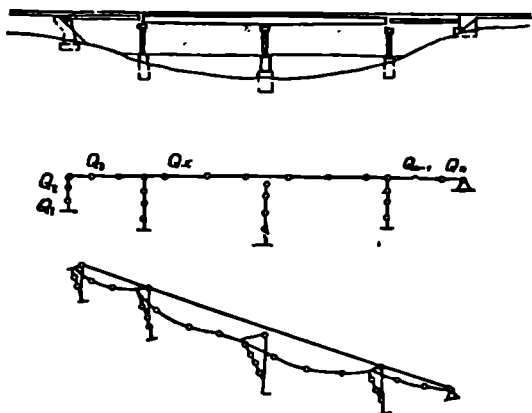
ნახ. 147. ხიდის საანგარიშო სქემა განივი სეისმური ძალების გამოთვლის დროს.

გადავდივართ განივი სეისმური ძალების გამოთვლაზე. გრძივი ღერძის მართობულად ხიდი განიცდის სეისმურ რხევას როგორც ერთიანი სისტემა. საანგარიშო სქემის მისაღებად ყოველი მალის ნაშენის და ბურჯის წონას შევცვლით რამდენიმე (2—5) შეყურსული ტვირთით. ამგვარად მივიღებთ საანგარიშო სქემას. იგი წარმოადგენს ბრტყელ რიკულს შემდგარს შვეული (ბურჯები) და თარაზული (მალის ნაშენები) ღეროებისაგან, რომელიც განიცდის რხევას თავისი სიბრტყის მართობულად (ნახ. 147). ერთეული გადაადგილების გამოთვლის დროს მხედველობაში უნდა მივიღოთ ბურჯის დეფორმაციები (როგორც ზევით იყო მოყვანილი) და მალის ნაშენების განივი დეფორმაციები (გამოლუნვა შვეულ სიბრტყიდან). შემდგომი გამოთვლები ჩვეულებრივი წესით ხდება.

აქამდე ჩვენ ვსარგებლობდით დისკრეტული საანგარიშო სქემებით. ზოგიერთ შემთხვევაში (განსაკუთრებით რეგულარული სქე-

მის ხიდებისათვის) მიზანშეწონილია განაწილებულპარამეტრებიანი სქემების გამოყენება. ეს საშუალებას გვაძლევს მივიღოთ კომპაქტური ფორმულები და ავაგოთ დამხმარე საანგარიშო გრაფიკები [7,20].

ხიდების ელემენტების (კერძოდ ბურჯების) კვეთების შემოწნა სეისმური ძალების გათვალისწინებით ჩვეულებრივი წესით ხდება მეორე თავის მეთერთმეტე პარაგრაფში მოყვანილი დამატებითი m კოეფიციენტების გათვალისწინებით. რკინაბეტონის



ნახ. 148

კონსტრუქციების დაპროექტების დროს (თუ კი ისინი უშუალოდ მუშაობენ სეისმურ ძალებზე) უნდა გავითვალისწინოთ ზოგიერთი დამატებითი ღონისძიებები მყიდვე რღვევის თავიდან ასაცილებლად. ამისათვის უნდა ვერიდოთ მძლავრად დაარმირებულ ლუნვად ელემენტებს, რომელთა ზიდვის უნარი ბეტონის სიმტკიცითაა განპირობებული; უნდა ვეცადოთ აგრეთვე, რომ დამატებითი მარაგი გვქონდეს ირიბი კვეთების რღვევების მიმართ, ზოგიერთი მითითებები ამ დარგში მოცემულია [23] სახელმძღვანელოში.

1. В. Т. Рассказовский, Т. Р. Рашидов, Қ. С. Абдурашидов. Последствия Ташкентского землетрясения. Изд. ФАН, Ташкент, 1967.
2. Г. Н. Карцивадзе. Повреждения дорожных искусственных сооружений при сильных землетрясениях. „Транспорт“, 1969.
3. СНиП П.-А. 12—69. Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования.
4. А. А. Гвоздев. К расчету конструкций на действие взрывной волны. „Строит. промышленность“, 1943, № 1—2.
5. И. П. Корчинский. Оценка несущей способности конструкций при сейсмическом воздействии и энергетических позиций. „Бетон и железобетон“, 1967, № 2.
6. Г. Н. Карцивадзе. К методике расчета железобетонных конструкций на интенсивные динамические воздействия. Труды Грузинского политехнического института им. В. И. Ленина, № 5, (110), 1966.
7. И. И. Гольденблат, Г. Н. Карцивадзе, Ш. Г. Напетваридзе, Н. А. Николаенко. Проектирование сейсмостойких гидротехнических, транспортных и специальных сооружений. Стройиздат, 1971.
8. Du ha u I. Les viaducs de L'autoroute de Roquebrune a Menton et a la Frontiere italienne. Assoc. Scientifique de la Precontrainte, Paris, 1970.
9. Н. А. Калашников, И. Д. Сахарова. Пролетное строение с непрерывной проезжей частью. „Транспортное строительство“, 1971, № 4.
10. British Design Successful for Bridges in Chile. „Highways and Public Works“ | 1966, v. XXXIV, № 1643.
11. Earthquake Resistant Design for Civil Engineering Structures, Earth Structures and Foundations in Japan. The Japan Soc. of Civ Eng., 1960.
12. N i s h i k i T. Rationalization of Structure of Concrete Bridge against Earthquake. Japanese Railway Engineering, 1967, v. 8, № 3.
13. N i s h i k i T. Railway Bridges in JNR. „Japanese Railway Engineering“, 1967, v. 2.
14. Г. Н. Карцивадзе. Сейсмостойкость дорожных искусственных сооружений. „Транспорт“, 1974.
14. Л. И. Мещеряков. Резиновые опорные части и шарниры в мостах. Автотрансиздат, 1963.
15. В. Н. Головкин, А. И. Серебрянский, А. Н. Ломадзе, В. Н. Стан. Сооружение автодорожного моста через реку Нарын. „Транспортное строительство“, 1966, № 12.
16. Предложения по проектированию горных транспортных тоннелей в сейсмических условиях. Всесоюзный научно-исследовательский институт транспортного строительства, 1969.

17. Г. Н. Карцивадзе. Поперечные сейсмические колебания балочных мостов. Сб. «Исследования по теории сооружений», вып. XIII, 1964.
 18. Г. Н. Карцивадзе. Экспериментальное исследование сейсмической устойчивости моделей устоев мостов. Инф. сборник „Строительство и архитектура“, Тбилиси, 1963. № 4—5.
 19. Г. Н. Карцивадзе, Ю. В. Словинский. Экспериментальное исследование продольных сейсмических колебаний балочных мостов с высокими опорами. Труды Грузинского политехнического института им. В. И. Ленина, № 3, 1967.
 20. Г. Н. Карцивадзе. Определение сейсмических усилий в опорах и пролетных строениях мостов регулярной схемы. Сб. „Совершенствование методов расчета и конструирования зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах“, Изд «Мецниереба», Тбилиси, 1967.
 21. Методическое руководство по расчету мостовых сооружений на сейсмические воздействия. Грузинский политехнический институт им. В. И. Ленина, Тбилиси, 1970.
 22. СНиП П-Б. 7—70. Фундаменты под машины с динамическими нагрузками. Нормы проектирования.
 23. Руководство по проектированию жилых и общественных зданий с железобетонным каркасом, возводимых в сейсмических районах. Стройиздат, 1970.
-

ს ა რ ჩ ე ვ ი

წინასიტყვაობა	3
თ ა ვ ი I. საინჟინრო სეისმოლოგიის საფუძვლები	5
§ 1. საინჟინრო სეისმოლოგიის ძირითადი ამოცანები და მისი ადგილი სეისმოლოგიის პრობლემაში	5
§ 2. საინჟინრო პრაქტიკისათვის საჭირო ძირითადი ცნობები სეისმოლოგიიდან	8
§ 3. დამანგრეველი მიწისძვრების ინსტრუმენტული ჩანაწერები და მათი სპექტრალური ანალიზი	14
§ 4. სეისმური მიკროდარაიონების მეთოდოკა	28
§ 5. საინჟინრო-სეისმომეტრული სადგურები	37
ლიტერატურა	41
თ ა ვ ი II. ნაგებობათა სეისმომდეგობის თეორიის საფუძვლები.	45
§ 1. სეისმომდეგობის თეორიის საგანი და მეთოდები	45
§ 2. სეისმური ზეგავლენის დახასიათება	49
§ 3. ნაგებობათა სეისმური რხევების ამოცანა, დინამიკური საანგარიშო სქემები და მათი მახასიათებლები	50
§ 4. ნაგებობათა სეისმური რხევის დიფერენციალური განტოლებები	56
§ 5. თავისუფალი (საკუთარი) რხევები. ნაგებობათა დინამიკური პარამეტრები	62
§ 6. ნაგებობათა სეისმური რხევის ამოცანის გადაწყვეტა	71
§ 7. ნაგებობათა სეისმომდეგობის გაანგარიშების მეთოდები. სტატისტიკური თეორია. დინამიკური თეორიის ადრინდელი ფორმები	75
§ 8. სპექტრული მრუდების მეთოდი	78
§ 9. სეისმური ძალების გაანგარიშება ფაქტიური აქსელეროგრამების გამოყენებით	84
§ 10. დრეკად-პლასტიკური სეისმური რხევები. სეისმომდეგობის ამოცანის ზოგიერთი სხვა დაზუსტებანი	89
§ 11. სეისმურ დატვირთვებზე ნაგებობათა გაანგარიშების პრაქტიკული მეთოდები	94
ლიტერატურა	103

თ ა ვ ი III. აგურისა და მსხვილბლოკურ ნაგებობათა სეისმომდეგობა	106
§ 1. ზოგადი ცნობები	106
§ 2. ქვის კედლების დანგრევის ზასიათი მიწისძვრის დროს	109
§ 3. მოთხოვნები წყობის მიმართ სეისმურ რაიონებში	126
§ 4. აგურისა და მსხვილბლოკური შენობების კონსტრუქციები	134
§ 5. აგურისა და მსხვილბლოკური შენობების გაძლიერების მეთოდები სართულიანობის ჯაზრდის შემთხვევაში	152
§ 6. მოქნილი შენობები	163
§ 7. აგურის და მსხვილბლოკური შენობების გაანგარიშება სეისმომდეგობაზე	180
ლიტერატურა	188
თ ა ვ ი IV. მსხვილპანელიანი და კარკასული შენობები	190
§ 1. მსხვილპანელიანი შენობები	190
§ 2. მსხვილპანელიანი შენობების კედლებისა და გადახურვების გაანგარიშება	198
§ 3. რკინაბეტონის მონოლითური შენობები	209
§ 4. კარკასული შენობები	211
§ 5. კარკასისა და მისი შევსების გაანგარიშება	216
§ 6. ჩარჩო-კაეშირებიანი სისტემის კარკასული შენობები	221
§ 7. წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონის გამოყენება	224
ლიტერატურა	231
თ ა ვ ი V. პილროტექნიკური ნაგებობების სეისმომდეგობა	235
§ 1. პილროტექნიკურ ნაგებობებზე მოქმედი სეისმური დატვირთვები	235
§ 2. პილროტექნიკური ნაგებობების გეგმარების და მშენებლობის საკითხები	249
ლიტერატურა	286
თ ა ვ ი VI. საგზაო ნაგებობათა სეისმომდეგობა	291
§ 1. საგზაო ნაგებობათა დაზიანება მიწისძვრების დროს	291
§ 2. საგზაო ხელოვნურ ნაგებობათა დაპროექტების საფუძვლები	303
§ 3. ხიდებისა და გვირაბების დაპროექტება	308
§ 4. სეისმურ ძალებზე ხიდების გაანგარიშების საფუძვლები	317
ლიტერატურა	322

დაიბეჭდა საქართველოს სსრ მეცნიერებათა აკადემიის
სარედაქციო-საგამომცემლო საბჭოს დადგენილებით

რეცენზენტები: ტექნ. მეცნ. დოქტ. გ. კიზირია,
ნ. ჩიქოვანი

ИБ 1231

რედაქტორი რ. ლორთქიფანიძე
გამომცემლობის რედაქტორი ნ. კონდრატენკო
ტექრედაქტორი ნ. ბოკერია
მხატვარი ვ. ხმალაძე
კორექტორი ე. ჩხარტიშვილი

გადაეცა წარმოებას 26.4.80; ხელმოწერილია დასაბეჭდად 30.12.80;
ქალაქის ზომა 60×90^{1/16}; ქალაქი № 1; ნაბეჭდი თაბახი 20,5;
სააღრიცხვო-საგამომცემლო თაბახი 16,4;
ლუ 01293; ტირაჟი 1000; შეკვეთა № 1565;
ფასი 2 მან. 10 კაპ.

გამომცემლობა „მეცნიერება“, თბილისი, 380060, კუტუზოვის ქ., 19
Издательство «Мецниереба», Тбилиси, 380060, ул. Кутузова, 19

საქ. სსრ. მეცნ. აკადემიის სტამბა, თბილისი, 380060, კუტუზოვის ქ., 19
Типография АН Груз. ССР, Тбилиси, 380060, ул. Кутузова, 19

**Завриев Кириак Самсонович,
Напетваридзе Шио Германович,
Карцивадзе Георгий Николаевич,
Джабуа Шалва Андреевич,
Чураян Артем Лукианович**

СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ СООРУЖЕНИЙ

გამომცემლობა „მეცნიერება“ 1981 წელს გამოსცემს

1. ავტორთა კოლექტივი — მოგონებანი კ. ზავ-
რიევზე. 7 თ. ფასი 90 კაპ.

2. ავტორთა კოლექტივი — სამშენებლო კონსტრუქ-
ციების სტატიკური და დინამიკური ამოცანები. 6 თ. ფასი 70 კაპ.