

მიხეილ მუხიგულიშვილი

მრავალსართულიანი რკინაბეტონის მოქნილი-კუმშვადი  
ელემენტების მდგრადობის დაკარგვა

წარდგენილია დოქტორის აკადემიური ხარისხის  
მოსაპოვებლად

საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტი  
თბილისი, 0175, საქართველოივლისი 2015წ.

საავტორო უფლება © 2015 წელი, „მუხიგულიშვილი მიხეილი“

საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტი

2015 წ.

სამშენებლო ფაკულტეტი

ჩვენ ქვემოთ ხელისმომწერი ვადასტურებთ, რომ გავეცანით მუხიგულაშვილი მიხეილის მიერ შესრულებულ სადისერტაციო ნაშრომს დასახელებით: „მრავალსართულიანი რკინაბეტონის მოქნილი-კუმშვადი ელემენტების მდგრადობის დაკარგვა“ და ვაძლევთ რეკომენდაციას საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტის სამშენებლო ფაკულტეტის სადისერტაციო საბჭოში მის განხილვას დოქტორის აკადემიური ხარისხის მოსაპოვებლად.

15 მაისი 2015წ.

ხელმძღვანელი:

სრ. პროფ. ჯემალ ესაიაშვილი

რეცენზენტი:

სრ. პროფ. სერგო ესაძე

რეცენზენტი:

ტ.მ.კ. ალექსანდრე ბერძენიშვილი

საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტი

2015 წელი

ავტორი: მუხიგულიშვილი მიხეილი  
დასახელება: „მრავალსართულიანი რკინაბეტონის მოქნილი-კუმშვადი ელემენტების მდგრადობის დაკარგვა“.  
ფაკულტეტი: სამშენებლო ფაკულტეტი  
ხარისხი: დოქტორი  
სხდომა ჩატარდა: 15 მაისი, 2015 წელი

ინდივიდუალური პიროვნებების ან ინსტიტუტების მიერ შემომოყვანილი დასახელების დისერტაციის გაცნობის მიზნით მოთხოვნის შემთხვევაში მისი არაკომერციული მიზნებით კოპირებისა და გავრცელების უფლება მინიჭებული აქვს საქართველოს ტექნიკურ უნივერსიტეტს.

---

ავტორის ხელმოწერა

ავტორი ინარჩუნებს დანარჩენ საგამომცემლო უფლებებს და არც მთლიანი ნაშრომის და არც მისი ცალკეული კომპონენტების გადაბეჭდვა ან სხვა რაიმე მეთოდით რეპროდუქცია დაუშვებელია ავტორის წერილობითი ნებართვის გარეშე.

ავტორი ირწმუნება, რომ ნაშრომში გამოყენებული საავტორო უფლებებით დაცულ მასალებზე მიღებულია შესაბამისი ნებართვა (გარდა ის მცირე ზომის ციტატებისა, რომლებიც მოითხოვენ მხოლოდ სპეციფიურ მიმართებას ლიტერატურის ციტირებაში, როგორც ეს მიღებულია სამეცნიერო ნაშრომების შესრულებისას) და ყველა მათგანზე იღებს პასუხისმგებლობას.

## რეზიუმე

მშენებლობის ისტორია მოიცავს დიდი რაოდენობის მონაცემებს შენობების რღვევის შესახებ, რომლებიც გამოწვეულია ნაგებობის რხევებით მდგრადობის დაკარგვით, რაც მიანიშნებს დინამიკისა და მდგრადობის პრობლემის შესწავლის, დახვეწის აუცილებლობაზე.

თანამედროვე მალლივი კარკასული შენობების ერთ-ერთ ძირითად კონსტრუქციულ ელემენტად ითვლება შეკუმშული რკინაბეტონის სვეტები, რომლებზეც მოქმედებენ ხანგრძლივი და დროებითი დატვირთვები (გრძივი ძალა, მღუნავი მომენტი, და ა.შ.), სხვადასხვა შეხამებით. ამას ემატება განსაკუთრებული დატვირთვა სეისმური დატვირთვის სახით. ე.ი. ეს ელემენტები მუშაობენ დატვირთვის რთულ რეჟიმში. თეორიული და ექსპერიმენტული გამოკვლევების შედეგად დამუშავებულია რეკომენდაციები მოქნილი შეკუმშული ელემენტების საანგარიშოდ, რომლებიც შემდგომში აისახა რკინაბეტონის კონსტრუქციების სამშენებლო ნორმებში სნწ-ში.

დღეისათვის არსებული ნორმატიული დოკუმენტების მიხედვით კონსტრუქციის გაანგარიშება შესაძლებელია დეფორმირებული სქემის მიხედვით, როგორც არაწრფივი დეფორმირებული სისტემისა, სვეტებისა და რიგელების გრძივი ღუნვის გათვალისწინებით. მეორეს მხრივ, კონსტრუქციის ანგარიში დასაშვებია არადეფორმირებული სქემითაც. გრძივი ღუნვის გავლენა ზიდვის უნარზე ანგარიშის დროს მხედველობაში მიიღება, როცა მოქნილობა  $\lambda_0 = \frac{l_0}{i} > 14$ ;  $\eta$ -კოეფიციენტის დახმარებით, რომელიც ითვალისწინებს მღუნავი მომენტის გავლენას გრძივი ძალის ექსცენტრისიტეტის მნიშვნელობაზე.

განსაკუთრებული მნიშვნელობა აქვს სეისმური ზემოქმედების გავლენას, რომლის გათვალისწინებამაც შეიძლება მიგვიყვანოს საანგარიშო სიგრძის მნიშვნელობის ცვლილებასთან. ამიტომ რეკომენდაციები, რომლებიც მოცემულია რკინაბეტონის კონსტრუქციების პროექტირების ნორმებში სნწ-ში რკინაბეტონის შეკუმშული ელემენტების საანგარიშო სიგრძის განსაზღვრავად საჭიროებს შემდგომ დახვეწას და მოითხოვს ისეთი მეთოდის დამუშავებას, რომელიც უფრო ზუსტად გაითვალისწინებს ზემოთ ჩამოთვლილ მოთხოვნებს.

დისერტაციის მიზანს შეადგენს: ღეროვანი სისტემების, კერძოდ, მრავალსართულიანი რკინაბეტონის კარკასულ შენობებში, მზიდი კონსტრუქციების-სვეტების მდგრადობის თეორიულ და ექსპერიმენტულ კვლევას, სეისმური დატვირთვების დროს. შესწავლილია სეისმური ზემოქმედებით წარმოქმნილი დამატებითი ექსცენტრისიტეტის გავლენა ელემენტების მდგრადობის დაკარგვაში.

ნაშრომში განხილულია რკინაბეტონის კონსტრუქციათა მდგრადობაზე გაანგარიშების მეთოდების განვითარების ეტაპები, გაანალიზებულია მეცნიერების ძირითადი მიღწევები, რომლებიც ეყრდნობა თეორიულ და ექსპერიმენტული კვლევების ფართო სპექტრს, როგორც სეისმომედეგი მშენებლობის თეორიის, ასევე პროექტირების საკითხებში.

განხილულია, როგორ არის ასახული მდგრადობის საკითხები მოქმედ ნორმატიულ მასალაში და ევროკოდ ESC-2 და ESC-8ში.

დადგენილია სეისმური ზემოქმედების პირობებში წარმოქმნილი დამატებითი ექსცენტრისტეტის წვლილი რკინაბეტონის ელემენტების მდგრადობის დაკარგვაში. თეორიული კვლევები გვიჩვენებს რომ, ზოგ შემთხვევაში რკინაბეტონის სვეტები, რომლებიც მუშაობენ რთული დატვირთვის პირობებში და გაანგარიშებისას დაკმაყოფილებულია სიმტკიცის პირობა, კარგავენ მდგრადობას. ეს გამოწვეულია მრავალი ფაქტორით. მაგალითად რკინაბეტონის არაწრფივობა არაადეკვატურადაა საანგარიშო ფორმულებში ასახული. ასევე კომპიუტერული ანგარიშისას არასწორადაა შერჩეული საანგარიშო მოდელი და გაანგარიშების მეთოდი.

მიწისძვრისას რკინაბეტონის კარკასული ნაგებობების ძირითადი ნაწილის ნგრევის მიზეზი, ხშირ შემთხვევაში თვით კონსტრუქციული ელემენტების სვეტისა და რიგელების მნიშვნელოვანი დაზიანებებია. რკინაბეტონის კონსტრუქციული ელემენტების რღვევის მექანიზმის გამოსავლენად დაზიანებული ელემენტების დეტალურმა შესწავლამ გვიჩვენა, რომ მას ადგილი აქვს დახრილი, ნორმალური და სივრცით კვეთებში, განსაკუთრებით უნდა აღინიშნოს ისიც, რომ კარკასული შენობების კონსტრუქციული ელემენტების სვეტების დაპროექტებისას საანგარიშო მოდელზე ჰორიზონტალური და ვერტიკალური ძალების ზემოქმედებით კონსტრუქციის რღვევა ხდება მათზე მოქმედი ძალების თანაფარდობის სიდიდეთა სხვადასხვა მნიშვნელობების დროს, რის შედეგადაც, წარმოქმნილი ბზარების მიმართულებები და შესაბამისად რღვევის საბოლოო ხასიათიც სხვადასხვაგვარია.

თუ კონსტრუქციული ელემენტების დაპროექტებისას შესაძლებელი იქნება ბზარწარმოქმნის პროცესის რეგულირება, მაშინ ნაგებობაში შესაძლებელი გახდება რღვევის პროცესის მართვაც, რაც საშუალებას მოგვცემს თავიდან ავიცილოთ ელემენტების მყიფე რღვევა. რკინაბეტონის სვეტების რღვევის მექანიზმის ასახსნელად აუცილებელია შედარებულ იქნეს საანგარიშო მოდელი და ნგრევის ფაქტორის მექანიზმი, მათ შორის არსებული სხვაობის გამოსავლენად.

დღეისთვის მოქმედი საანგარიშო მოდელი, ჩვენი აზრით, ადეკვატურად ვერ აღწერს რღვევის ფიზიკურ მოდელს. ერთერთი ძირითადი ნაკლი საანგარიშო მოდელისა მდგომარეობს იმაში, რომ ნაგებობის გაანგარიშებისას სეისმური ჰორიზონტალური ძალა მოდებულია მათზე სტატიკურად, რაც სინამდვილეს არ შეესაბამება. სინამდვილეში, მაღალი ინტენსივობის სეისმური ზემოქმედებისას ჰორიზონტალური მდგენელი ნიშანცვლადი მცირეციკლური ხასიათისაა. აქედან გამომდინარე, კონსტრუქციაც ასეთ ზემოქმედებაზე უნდა იყოს გაანგარიშებული.

## Abstract

The history of construction includes a large amount of data about the collapse of buildings, which are caused by the loss of stability due the building's oscillations that outlines on necessity of dynamics and stability problem study and perfection.

As one of the main structural elements of modern high-rise frame buildings are considered compressed reinforced concrete columns, on that are acting long-term and temporary loads (longitudinal force, bending moments, etc.), with different combination. They are added by special loading as seismic load. I.e. these elements are working in hard load mode. As result of theoretical and experimental studies have been developed recommendations for calculation of compressed flexible elements that were reflected in reinforced concrete structures construction codes.

According to the current normative documents the calculation of structure is possible to carry out by deformed scheme as a non-linear deformed system, with consideration of longitudinal bending of columns and crossbars. On the other hand, the analysis of structure is allowed also by non-deformed scheme. At calculation of impact of longitudinal bending on the carrying capacity was taken into account when flexibility  $\lambda_0 = \frac{l_0}{i} > 14$ ; due  $\eta$ -coefficient that consider the effect of bending moment on the value of longitudinal force of eccentricity.

The particular importance has the impact of seismic effect, consideration of that is possible to lead to change in design length. Therefore recommendations that are given for the definition of reinforced concrete compressed elements design length in reinforced concrete structures design codes require further improvement and require a development of such method that more accurately will take into account the above-mentioned requirements.

The goal of thesis includes: theoretical and experimental studies of rod systems, in particular, in multi-storey reinforced concrete frame buildings, load-bearing structures - columns stability at seismic loads. Would been studied caused by seismic impact influence of additional eccentricity on loss of stability.

In the works are considered stages of development of analysis methods on stability of reinforced concrete structures, are analyzed major scientific achievements that are based on a wide range of theoretical and experimental studies in the theory of earthquake engineering, as well as in design issues.

Is considered how are reflected the stability issues in the normative material and Euro codes ESC-2 and ESC-8.

Are defined caused in seismic impact conditions contribution of additional eccentricity in loss of stability of reinforced concrete elements. The theoretical studies show that, in some cases, reinforced concrete columns, which are working hard load conditions and at calculation is satisfied strength conditions, lose their stability. This is caused due to many factors. For example nonlinearity of reinforced concrete is inadequately reflected in the design formulas. Also at computer computation incorrectly are selected design model and calculation method.

At earthquake the main cause of reinforced concrete frame structures failure, in many cases, are the significant damages of columns and crossbars structural elements. To reveal the reinforced concrete structural elements failure mechanism detailed study of damaged elements showed that there damages occurs in inclined, normal and spatial sections, in particular it should be noted that at design of frame buildings columns structural elements by impact of horizontal and vertical forces on design model the building's failure takes place at different values of the acting forces, as a result, the directions of originated cracks and accordingly the final character of failure will be different.

If at design of structural elements will be possible to regulate the crack origination process, then in building will be possible to control of failure process that gives the possibility to avoid the fracture failure of elements. To explain the reinforced concrete columns failure mechanism is necessary to compare the design model and failure factors mechanism, including the revealing of difference between them.

Nowadays, the current design model, in our opinion, does not adequately describe the physical model of failure. One of major drawback of design model is that at analysis of building the seismic horizontal force is applied on that statically, which is not correct. In fact, at high-intensity seismic impact the horizontal component has alternating low-cycle nature. Therefore, the structure should be calculated on such impact.

## შინაარსი

შესავალი.....	13
<b>1.თავი</b>	
1.1 რკინაბეტონის შეკუმშული ელემენტების მდგრადობა. ლიტერატურული მიმოხილვა .....	15
1.2. ცენტრალურად შეკუმშული ღეროების მდგრადობის დაკარგვა სტატიკური გაანგარიშებისას. გაანგარიშების თეორიული მეთოდების მიმოხილვა.....	18
1.3. ღეროვანი სისტემების მდგრადობა ენერგეტიკული თეორიის რღვევის საფუძველზე.....	24
1.4. რკინაბეტონის შეკუმშული სვეტების მდგრადობაზე გაანგარიშების არსებული მეთოდების და რეკომენდაციების მიმოხილვა(ანალიზი).....	29
<b>2.თავი</b>	
2.1. მონოლითური მრავალსართულიანი შენობის სვეტების გაანგარიშების თავისებურებები გრძივი ღუნვის გათვალისწინებით.....	41
2.2. რკინაბეტონის სვეტის გაანგარიშება ორღერძა ღუნვისას თანამედროვე მეთოდების გამოყენებით.....	48
2.3. ჩატარებული მეცნიერული კვლევები, რიცხვითი და პრაქტიკული ექსპერიმენტები და მათი შედეგები.....	53
<b>3.თავი</b>	
3.1. ჩარჩოვანი სისტემების მდგრადობის შეფასება.....	57
3.2. მკუმშავი ძალის ექსცენტრისიტეტებისა და სიხისტეების გავლენა სვეტის საანგარიშო სიგრძეზე.....	60
3.3. წინადადებები შეკუმშული ელემენტების საანგარიშო სიგრძის ნოგანსაზღვრის ნორმატიული მეთოდის სრულყოფისათვის.....	65
<b>4 თავი</b>	
4.1. პლასტიკური დეფორმაციების როლი კარკასული შენობების მდგრადობის დაკარგვაში სეისმური ზემოქმედებისას.....	67
4.2. პლასტიკური დეფორმაციების გათვალისწინებით რკინაბეტონის კონსტრუქციების სეისმომდეგობის შესაფასებლად არსებული მეთოდების მიმოხილვა.....	68
4.3. მაღლივი შენობების სეისმურ დატვირთვაზე გაანგარიშების ძირითადი მახასიათებლები.....	74
4.4.სეისმური ზემოქმედებისას შენობა-ნაგებობების ქცევის განსაზღვრის თანამედროვე მეთოდები.....	75
4.5.მონოლითური მაღლივი შენობის გაანგარიშება სნწ და ევროკოდი-8-ის მიხედვით.....	80



**5 თავი**

5.1. მრავალსართულიანი რკინაბეტონის შენობების გაანგარიშება სეისმურ ზემოქმედებაზე .....83

5.2. მდგრადობის შესაფასებლად გაანგარიშებით მიღებული შედეგების ანალიზი.....97

ძირითადი დასკვნები.....108

გამოყენებული ლიტერატურა .....110

დანართი.....112

## ნახაზების ნუსხა

ნახ.1. სახსრულად დაყრდნობილი სწორი დრეკადი ღერო.....	18
ნახ.2. გაღუნული ღერო.....	19
ნახ.3. შეკუმშული ღეროს მდგრადობის დაკარგვის ფორმები.....	21
ნახ.4. შეკუმშული ღეროს ჩამაგრების სხვადასხვა შემთხვევა.....	22
ნახ.5. ბეტონის ძაბვა-დეფორმაციის დიაგრამა.....	23
ნახ.6. ღეროს რღვევის სქემა კრიტიკული დატვირთვისას.....	24
ნახ.7. გრძივი ღუნვის კოეფიციენტის გრაფიკი: (15) და (16) ფორმულებით.....	28
ნახ.8. ფაქტიური ღერო, 2-ზიდვის უნარის მიხედვით ექვივალენტური ღერო, 3-გაღუნული ღერძი.....	35
ნახ.9. სვეტების დატვირთვის სქემები.....	36
ნახ.10. საანგარიშო სქემა.....	42
ნახ.11. სვეტის საანგარიშო სიგრძე ჩამაგრების ხასიათის მიხედვით.....	47
ნახ.12. ა) სვეტის გრძივი ღუნვა, ბ) ღუნვა x-ღერძზე, გ) ღუნვა y-ღერძზე, დ) გრძივი ღუნვისას ორ მთავარ სიბრტყეში ნეიტრალური ხაზის მდებარეობა.	48
ნახ.13. მოცემულია $e_y$ და $e_z$ -ექსცენტრისიტეტების განსაზღვრა კვეთში.....	49
ნახ. 14. არმირებული სვეტის გრძივი ღუნვა ორ მთავარ სიბრტყეში მართკუთხა კვეთისთვის.....	50
ნახ. 15. ზედაპირების ურთიერთქმედების(ინტერაქციული) დიაგრამა გრძივი ღუნვისას ორ მთავარ სიბრტყეში, მართკუთხა კვეთისათვის.....	51
ნახ.16. რკინაბეტონის სვეტის ბოჭკოვანი მოდელი.....	52
ნახ.17. მრღვევი ნიშანცვლადი დატვირთვის $\frac{P}{P_0}$ ფარდობის ცვლილება ა) განივი ძალის არსებობის; ბ) ან არარსებობის; დატვირთვის დროს ციკლთა რაოდენობის დამოკიდებულებით.....	54
ნახ.18. “ $S_\alpha$ ” წირის შიგნით შემოსაზღვრულია უსაფრთხო ზონა.....	56
ნახ.19. სასარგებლო სიგრძის გასაანგარიშებელი ნომოგრამა.....	60
ნახ. 20. ჩარჩოვანი სისტემის ერთერთი განსახილველი სვეტის დატვირთვის სქემა.....	62
ნახ. 21. ელემენტების მოქნილობასა და ექსცენტრისიტეტებს შორის	

დამოკიდებულება.....	62
<b>ნახ.22.</b> რკინაბეტონის სვეტებზე ჩატარებული ექსპერიმენტისას ექსცენტრისიტეტების საწყისი ეპიურის სქემები.....	63
<b>ნახ. 23.</b> “სვეტის მოდელი” მდგრადობაზე გაანგარიშებისათვის იმ პირობებში, როცა მოქნილობა $\lambda <  140 $ და დაცულია პირობა $e_0 \geq 0.1h$ .....	65
<b>ნახ. 24.</b> ბალიოს და სეტის მეთოდი.....	71
<b>ნახ.25.</b> შენობა-ნაგებობის საკუთარი რხევის $i$ -ური ტონის (ფორმის) შესაბამისი დინამიკურობის განმსაზღვრელი $\beta$ მრუდი, დამოკიდებული შენობა-ნაგებობის საკუთარი რხევის იური ტონის (ფორმის) $T$ პერიოდზე.....	81
<b>ნახ.26.</b> შენობის საანგარიშო (3D) სივრცითი მოდელი.....	86
<b>ნახ.27.</b> შენობის საანგარიშო (3D) სივრცითი მოდელი .....	87
<b>ნახ. 28.</b> დეფორმაციული სქემა (გადახრა სტატიკური დატვირთვისგან).....	88
<b>ნახ. 29.</b> დეფორმაციული სქემა სეისმური ზემოქმედებისგან (გადახრა $X$ ღერძის გასწვრივ, მმ).....	89
<b>ნახ. 30.</b> დეფორმაციული სქემა სეისმური ზემოქმედებისგან (გადახრა $Y$ ღერძის გასწვრივ, მმ).....	90
<b>ნახ. 31.</b> სართულშუა გადახურვის ფილების გადაადგილება სეისმური ზემოქმედებისგან $Y$ ღერძის გასწვრივ.....	91
<b>ნახ. 32.</b> დეფორმაციული სქემა (გადახრა სტატიკური დატვირთვისგან).....	93
<b>ნახ. 33.</b> დეფორმაციული სქემა სეისმური ზემოქმედებისგან (გადახრა $X$ ღერძის გასწვრივ, მმ).....	94
<b>ნახ. 34.</b> დეფორმაციული სქემა სეისმური ზემოქმედებისგან (გადახრა $Y$ ღერძის გასწვრივ, მმ).....	95
<b>ნახ. 35.</b> სართულშუა გადახურვის ფილების გადაადგილება სეისმური ზემოქმედებისგან $Y$ ღერძის გასწვრივ.....	96
<b>ნახ. 36.</b> სვეტების განლაგების გეგმა.....	101
<b>ნახ. 37.</b> სვეტების განლაგების გეგმა.....	101
<b>ნახ. 38.</b> შენობის ჭრილი „5“ ღერძზე.....	102
<b>ნახ. 39.</b> შენობის ჭრილი „11“ ღერძზე.....	103

ნახ. 40.	ჩარჩო “2” ღერძზე. სვეტების არმირება (%).....	112
ნახ. 41.	ჩარჩო “3” ღერძზე. სვეტების არმირება (%).....	112
ნახ. 42.	ჩარჩო “4” ღერძზე. სვეტების არმირება (%).....	113
ნახ. 43.	ჩარჩო “5” ღერძზე. სვეტების არმირება (%).....	113
ნახ. 44.	ჩარჩო “6” ღერძზე. სვეტების არმირება (%).....	114
ნახ. 45.	ჩარჩო “7” ღერძზე. სვეტების არმირება (%).....	114
ნახ. 46.	ჩარჩო “8” ღერძზე. სვეტების არმირება (%).....	115
ნახ. 47.	ჩარჩო “9” ღერძზე. სვეტების არმირება (%).....	115
ნახ. 48.	ჩარჩო “10” ღერძზე. სვეტების არმირება (%).....	116
ნახ. 49.	ჩარჩო “11” ღერძზე. სვეტების არმირება (%).....	116
ნახ. 50.	ჩარჩო “12” ღერძზე. სვეტების არმირება (%).....	117
ნახ. 51.	ჩარჩო “13” ღერძზე. სვეტების არმირება (%).....	117
ნახ. 52.	ჩარჩო “14” ღერძზე. სვეტების არმირება (%).....	118
ნახ. 53.	ჩარჩო “15” ღერძზე. სვეტების არმირება (%).....	118

## შესავალი

**თემის აქტუალურობა:** თანამედროვე მშენებლობაში ახალი კლასის ბეტონებისა და არმატურის გამოყენება, მარაგის კოეფიციენტების შემცირება, ტენდენცია გაიზარდოს ელემენტების მალი და მოქნილობა, შესაბამისად ზრდის რკინაბეტონის კონსტრუქციების გაანგარიშების პასუხისმგებლობას. გარდა ამისა, კომპიუტერული საინჟინრო დაპროგრამების მეთოდების განუწყვეტელი განვითარება, რკინაბეტონის მუშაობის შესახებ ექსპერიმენტული მონაცემების დაგროვება, განაპირობებს აუცილებლობას და შესაძლებელს ხდის სტატიკურად ურკვევი რკინაბეტონის კონსტრუქციები გაანგარიშებულ იქნას დეფორმირებული სქემით, ფიზიკური და გეომეტრიული არაწრფივობის გათვალისწინებით.

რკინაბეტონის შეკუმშული ელემენტების სიმტკიცესა და მდგრადობაზე გაანგარიშების არსებული მეთოდების სრულყოფა და მათი გადაჭრის ახალი გზების ძიება, რომელიც უზრუნველყოფს შენობის საიმედოობას. თუ გამოყენებული მასალის სიმტკიცე და დეფორმაციულობის მახასიათებლები ბოლომდეა გამოყენებული, შედეგად მცირდება კონსტრუქციის ღირებულება და მასალის ხარჯი, რაც შენობა – ნაგებობების ოპტიმალური დაპროექტების მთავარ მოთხოვნას წარმოადგენს.

**დისერტაციის მიზანს შეადგენს:** ღეროვანი სისტემების, კერძოდ, მრავალსართულიანი რკინაბეტონის კარკასულ შენობებში, მზიდი კონსტრუქციების – სვეტების მდგრადობის თეორიულ და ექსპერიმენტულ კვლევას, სეიმური დატვირთვების დროს. შესწავლილია სეიმური ზემოქმედებით წარმოქმნილი დამატებითი ექსცენტრისიტეტის გავლენა ელემენტების მდგრადობის დაკარგვაში.

**ექსპერიმენტული კვლევის ამოცანაა:**

1. მრავალსართულიანი შენობის შეკუმშული ელემენტების მდგრადობის შესწავლა მისი არაწრფივი დეფორმაციების გათვალისწინებით, შენობა-ნაგებობის რღვევის სქემის ანალიზი და გაანგარიშების მეთოდების შერწყმა-

დახვეწა თანამედროვე ტექნოლოგიებისა და სტანდარტების გათვალისწინებით.

2. ჩარჩოვან სისტემებში შეკუმშული ელემენტების საანგარიშო სიგრძის დასადგენი მეთოდის სრულყოფა და შემდგომი დაზუსტება თეორიული კვლევების საფუძველზე;
3. მიღებული შედეგების გათვალისწინებით ახალი რეკომენდაციების შექმნა დამპროექტებლებისა და პრაქტიკოს-ინჟინრებისათვის.

**მეცნიერული სიახლე:** ნაშრომში განხილულია რკინაბეტონის შეკუმშული ელემენტების მდგრადობაზე გაანგარიშების არსებული და თანამედროვე მეთოდები, რომელთა ანალიზის საფუძველზე შემუშავდა რეკომენდაციები.

თეორიული კვლევებისათვის შეირჩა ქ. თბილისში მშენებარე რკინაბეტონის ასიმეტრიული ფორმის ორი მრავალსართულიანი კარკასული შენობები. საანგარიშო კომპლერსის LIRA SAPR-ის გამოყენებით ავაგეთ ბრტყელი და წრფივი სასრული ელემენტებით საანგარიშო სივრცითი მოდელი. გაანგარიშება შესრულდა I და II ჯგუფის ზღვრულ მდგომარეობათა მიხედვით.

გარდა ამისა, კომპიუტერულ რიცხვითი ექსპერიმენტების საფუძველზე ჩატარდა კვლევა არსებულ გაანგარიშების მეთოდში ემპირიული კოეფიციენტის მნიშვნელობების დაზუსტების შესახებ.

## 1.თავი

### 1.1 რკინაბეტონის შეკუმშული ელემენტების მდგრადობა.

#### ლიტერატურული მიმოხილვა

მოცემული ნაშრომის მნიშვნელოვანი ნაწილი ეძღვნება ღეროვანი სისტემების, კერძოდ, სვეტების თეორიულ და ექსპერიმენტულ გამოკვლევას მდგრადობაზე, დატვირთვების რთული რეჟიმის დროს, სეისმური ზემოქმედების პირობებში წარმოქმნილი დამატებითი ექსცენტრისიტეტის გავლენა ელემენტების მდგრადობის დაკარგვისას, ნაგებობის არაწრფივი დეფორმაციების მრავალჯერადი განმეორებადი დატვირთვის მოქმედების გათვალისწინებით.

ღეროვანი სისტემების მდგრადობის ექსპერიმენტული და თეორიული კვლევები უსასრულოდ დიდია, ჩვენ მისი განვითარების მხოლოდ ძირითად მომენტებს მოვიხსენიებთ. გამოჩენილმა მეცნიერმა ლ. ეილერმა ამოხსნა ამოცანა სწორხაზოვანი დრეკადი ღეროს წონასწორობის შესახებ, რომელიც დატვირთულია გრძივი მკუმშავი ძალით, კერძოდ, მან დაასაბუთა, რომ მკუმშავი ძალის მცირე მნიშვნელობის დროს ღერო ინარჩუნებს თავის პირვანდელ სწორხაზოვან ფორმას, ხოლო თუ მკუმშავი ძალის მნიშვნელობამ გადააჭარბა რაღაც სიდიდეს, რომელსაც კრიტიკული ეწოდება, მაშინ ღერო ვერ ინარჩუნებს ფორმას და გადადის მრუდხაზოვან ფორმაში. ეილერის მიერ ნაპოვნი ძალა პირდაპირპროპორციულია ღეროს სიხისტის და უკუპროპორციულია ღეროს სიგრძის კვადრატის. შეკუმშული ღეროს ღუნვაზე წინააღმდეგობის სწრაფ ვარდნას მკუმშავი ძალის კრიტიკული მნიშვნელობისას მდგრადობის დაკარგვა ეწოდება.

ნ. კორნოუხოვმა დაამუშავა ღეროვანი სისტემების სტატიკურ მდგრადობაზე გაანგარიშების პრაქტიკულად მისაღები მეთოდიკა დატვირთვის ერთპარამეტრიანი გაზრდისას, რკინაბეტონის ჩარჩოვანი სისტემების გასაანგარიშებელ ნორმატიულ რეკომენდაციებს საფუძვლად დაედო ე.

ჩისტიაკოვისა და ა. ზალესოვის ექსპერიმენტული და თეორიული ნაშრომები. აღნიშნული პრობლემის განვითარებაში განსაკუთრებული როლი შეასრულა ა. გემერლინგმა, რომელსაც ეკუთვნის იდეა ნებისმიერი ღეროვანი სისტემის მდგრადი ლოკალური გამოვლინების შესახებ. მისი მეთოდი, „ორი საანგარიშო კვეთის“ სახელითაა ცნობილი, გამოიყენება ფიზკურად არაწრფივი მასალების ზიდვის უნარის შეფასებისას, რომლის შესახებ უფრო დაწვრილებით ქვემოთ იქნება აღწერილი და რომელიც ფართოდ გავრცელდა თანამედროვე გამოკვლევებში.

როგორც კლასიკური, ასევე გეომეტრიული არაწრფივი მდგრადობის სფეროში ღეროვანი სისტემების თეორიულ და ექსპერიმენტულ კვლევათა ფართო ბაზის არსებობის მიუხედავად, რეალურ პროექტირებაში მათი გამოყენება არ იქნა დანერგილი: რეალურ ნაგებობათა უმრავლესობა გეგმარდება მასალის დრეკადი მუშაობის ვარაუდით.

არსებული მრავალმხრივი პროგრამები „SAP2000“, „ETABS“, „LIRA-SAPR“, „ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS“, „ANSYS“ და სხვა, რომლებიც გამოიყენება თანამედროვე პროექტირებაში, საშუალებას იძლევა დატვირთვის ნებისმიერ ეტაპზე, ნებისმიერ წერტილში შეფასდეს კონსტრუქციის დამაბუღ-დეფორმირებული მდგომარეობა მოცემული მცირე ბიჯით. იქმნება ილუზია, საკმაოდ სარწმუნო, ნაგებობის ქცევის სრული შესწავლისა როგორც ზოგადი, ასევე ადგილობრივი თვალსაზრისით. მაგრამ აღმოჩნდა, რომ ფიზიკური და გეომეტრიული არაწრფივობის შესწავლა ვერ პასუხობს ნაგებობის ბიფურკაციულ თვისებებს ვერც მთლიანობაში და ვერც კერძოდ. კატასტროფათა საერთო ჩამონათვალი, რომელთა მიზეზი მდგომარეობდა სწორედ ღეროვანი სისტემების ბიფურკაციული თვისებების არცოდნაში, დაწვრილებით არის განხილული და გაშუქებული სამეცნიერო და სასწავლო ლიტერატურაში. ბიფურკაციული მოვლენების უგულვებელყოფა საპროექტო და შემოწმებით გაანგარიშებისას აიხსნება არსებული მეთოდიკის არასრულყოფილებით, რომელიც არ შეიცავს სარეკომენდაციო მემკვიდრეობას-კავშირს კრიტიკული ძალების თეორიულ განსაზღვრასა და კონსტრუქციულ გაანგარიშებას შორის.



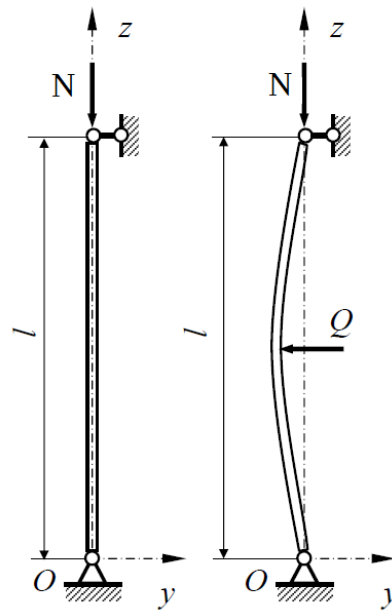
არცერთი დამპროექტებელი არ შეაფასებს მრავალსართულიანი ჩარჩოს მდგრადობას კრიტიკული ძალების ეპიურის შედარებით რაელური გრძივი ძალების ეპიურასთან, რადგან ცნობილია, რომ მდგრადობის კლასიკური თეორია ნაგებობის ბიფურკაციულ თვისებებს ასახავს კრიტიკული დატვირთვის პარამეტრებით, რომელსაც არა აქვს ზუსტი „მისამართი“, რომელიც მიუთითებდა კარკასის ყველაზე უფრო სუსტ სვეტს. კრიტიკული ძალების დიფერენციაცია ელემენტების მიხედვით წრფივად არის დამოკიდებული გარე დატვირთვის ზრდის განსაზღვრულ სიდიდეზე და ამიტომ არ შეუძლია ასახოს მათი შიგა თვისებები, შესაბამისად არ შეიცავს სისტემის თითოეული დეროს კონსტრუქციული გაანგარიშებისთვის ინფორმაციას.

თუ სტატიკა განსაზღვრავს კონსტრუქციულ ელემენტებში ძალვათა სიდიდეებს, რომელიც გამოწვეულია გარე ზემოქმედებისაგან, დინამიკა-საკუთარი რხევების სიხშირეთა სპექტრს გამოწვეულს საწყისი გარე იმპულსით, ნაგებობათა მდგრადობა განსაზღვრავს გარე დატვირთვის პარამეტრს, რომლის დროსაც კონსტრუქცია იცვლის წონასწორობის ფორმას.

შენობის მდგრადობაზე გაანგარიშების სხვადასხვა მეთოდები არსებობს: სტატიკური, ენერგეტიკული, ვარიაციული და დინამიური. ყველა მეთოდის გამოყენება რკინაბეტონის მაღლივი კარკასული შენობების გასაანგარიშებლად მისაღებია და წარმატებით გამოიყენება კომპიუტერული გაანგარიშებისას. მიუხედავად ამისა გაანგარიშების ყველა მეთოდი დამოკიდებულია გარკვეულ შეზღუდვებთან. არსებობს კონსერვატიული და არაკონსერვატიული სისტემები; პირველი ხასიათდება კონსტრუქციების დრეკადი დეფორმაციით, მეორე კი ხასიათდება დატვირთვის კონსერვატიულობით. ნაგებობის სეისმურ დატვირთვაზე გაანგარიშებისას უპირატესობა აქვს დინამიურ გაანგარიშებებს.

## 1.2. ცენტრალურად შეკუმშული ღეროების მდგრადობის დაკარგვა სტატიკური გაანგარიშებისას. გაანგარიშების თეორიული მეთოდების მიმოხილვა

განიხილება სახსრულად დაყრდნობილი სწორი დრეკადი ღერო, რომელზეც მოქმედებს მკუმშავი  $N$  ძალა (ნახ. 1) მკუმშავი ძალის სიდიდის მიუხედავად  $N < N_{cr}$  (სადაც  $N_{cr}$  ზოგადად კრიტიკული მნიშვნელობაა) სისტემა ინარჩუნებს სწორხაზოვან ფორმას, როგორც წონასწორულს. თუ ამ დროზე ვიმოქმედებთ მცირე შიგა განივი ძალის  $Q$ -ს სახით, ღერო გაიღუნება (გადაიხრება თვისი წონასწორული მდგომარეობიდან) და მივიღებთ მრუდხაზოვან ფორმას. თუ მოვხსნით შიგა ზემოქმედებას, მაგალითად განივი ძალა  $Q$ -ს ღერო დაუბრუნდება სწორხაზოვან წონასწორულ მდგომარეობას. ამ შემთხვევაში წონასწორობის ფორმა არის მდგრადი მოცემული ზემოქმედების მიმართ.

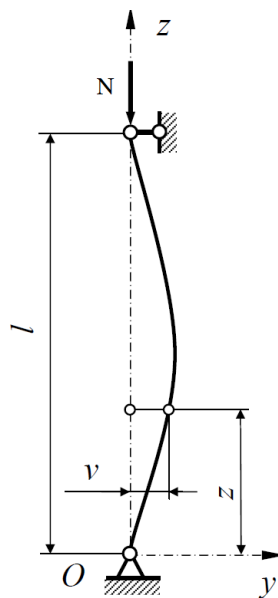


ნახ.1. სახსრულად დაყრდნობილი სწორი დრეკადი ღერო

თუ მკუმშავი ძალა აკმაყოფილებს პირობას  $N \geq N_{cr}$ , მაშინ წონასწორობის სწორხაზოვანი ფორმა არ არის ერთადერთი შესაძლო მდგომარეობა ღეროს წონასწორობის, მასთან ერთად არსებობს სხვა გაღუნული ფორმის წონასწორობა. კრიტიკული დატვირთვისას ღერო გადადის ახალი წონასწორობის მრუდხაზოვან ფორმაში, რაც დაკავშირებულია ხარისხობრივად

ახალი დეფორმაციის გაჩენასთან. მკუმშავი ძალა იწვევს დამატებით მღუნავ მომენტს, წრფივი დამოკიდებულება დატვირთვისა და დეფორმაციას შორის ირღვევა; აღინიშნება ჩალუნვის ძლიერი ზრდა მკუმშავი ძალის უმნიშვნელო ზრდისას. ამ მოვლენას როგორც ცნობილია ეწოდება გრძივი ღუნვა. კრიტიკულ მდგომარეობაში გადასვლა, გამოიხატება ღეროს ზიდვის უნარის დაკარგვით და ეწოდება მდგრადობის დაკარგვა. კონსტრუქციაში და ნაგებობაში მინიჭებული დეფორმირებული მდგომარეობის მდგრადობის უზრუნველსაყოფად დასაშვებია დატვირთვა, რომელიც წარმოადგენს კრიტიკული დატვირთვის ნაწილს. კრიტიკული დატვირთვის ფარდობას მის დასაშვებ სიდიდესთან ეწოდება საიმედოობის კოეფიციენტი.

პირველად ცენტრალურად შეკუმშული ღეროსათვის კრიტიკული ძალის განსაზღვრის ამოცანა ამოხსნა ლ. ეილერმა (1774 წ.)[1]. კრიტიკული ძალა ეილერის მიხედვით ეწოდება მკუმშავი ძალის უმცირეს მნიშვნელობას, რომელიც მოდებულია სწორხაზოვან ღეროზე, რომელზედაც აღინიშნება წონასწორობის გაორებული ფორმა (ნახ.2).



ნახ. 2. გაღუნული ღერო

დავუშვათ, რომ ზოგიერთი მნიშვნელობა  $N=N_{cr}$  (ნახ.2) სწორხაზოვანი ფორმის წონასწორობის წრფივ-დრეკადი ღეროს არსებობასთან ერთდ არსებობს

წონასწორობის გალუნული ღეროს ფორმა, რომელიც შეიძლება აღიწეროს წერტილის გადაადგილების ფუნქციით  $v = v(z)$ . მდგრადობის დაკარგვისას მღუნავი მომენტი, რომელიც აღიძვრება ნებისმიერ განივკვეთში სწორხაზოვანი ფორმის შეკუმშულ ღეროში ტოლია:

$$M_x = N \cdot v \quad (1)$$

ვისარგებლოთ ღეროს გალუნული ღერძის მიახლოებითი დიფერენციალური განტოლებით, რომელსაც აქვს სახე:

$$\frac{d^2v}{dz^2} = -\frac{M_x}{EJ_x} = -\frac{F \cdot v}{EJ_x} \quad \text{ან} \quad \frac{d^2v}{dz^2} + k^2v = 0 \quad (2)$$

სადაც  $k$ -კოეფიციენტი რომელიც ტოლია  $k = \sqrt{N/EJ_x}$ . ერთგვაროვანი მეორე რიგის დიფერენციალურ განტოლების ამონახსნს აქვს სახე:

$$v = A \cdot \cos(kz) + B \cdot \sin(kz) \quad (3)$$

დამოუკიდებელი მუდმივი კოეფიციენტები  $A$  და  $B$  გამოვიყენოთ სასაზღვრო პირობებისათვის (პირობა ღეროს ბოლოების ჩამაგრების). პირველი სასაზღვრო პირობები:  $z=0$ , გალუნვა  $v = 0$  და შესაბამისად დამოუკიდებელი მუდმივა  $A=0$ , ამრიგად გალუნული ღერძის დიფერენციალურ განტოლებას აქვს სახე:

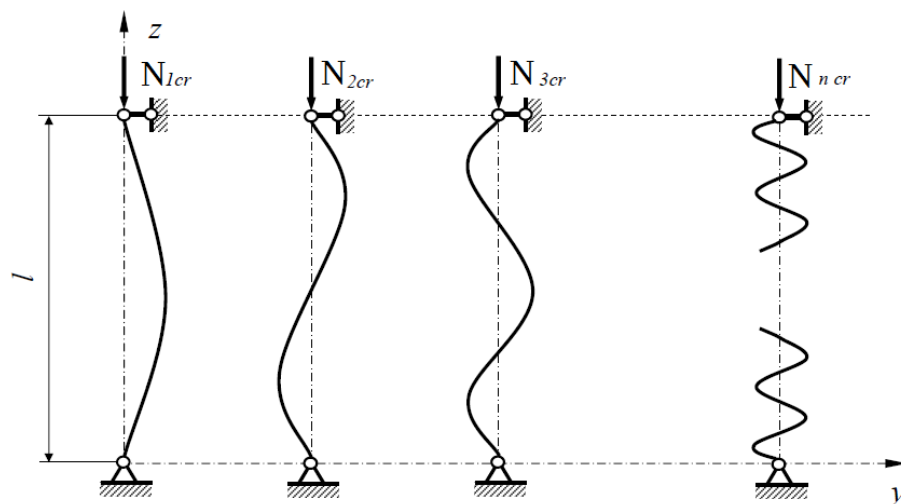
$$v = B \sin(kz) \quad (4)$$

ამრიგად მდგრადობის დაკარგვისას წრფივად-დრეკადი ღეროს ღერძი იღუნება სინუსოიდის მსგავსად. მეორე სასაზღვრო პირობა: როცა  $z = l$ ; გალუნვა  $v = 0$  და შესაბამისად  $v = B \sin(kl) = 0$ . ეს პირობა სრულდება ორ შემთხვევაში : 1)  $B=0$ ; 2)  $\sin(kl) = 0$ . პირველი შემთხვევა შეესაბამება ღეროს წონასწორობის სწორკუთხა ფორმას. მეორე პირობა შეესაბამება კრიტიკული ძალის მრავლობით მნიშვნელობას  $kl = \pi, 2\pi, 3\pi, \dots, n\pi$ , რომელიც გამოითვლება შემდეგი ფორმულებით:

$$N_{1cr} = \frac{\pi^2 \cdot EJ_x}{l^2}, \quad N_{2cr} = \frac{(2\pi)^2 \cdot EJ_x}{l^2}, \quad N_{3cr} = \frac{(3\pi)^2 \cdot EJ_x}{l^2}, \quad \dots, \quad N_{ncr} = \frac{(n\pi)^2 \cdot EJ_x}{l^2} \quad (5)$$

მიღებული ყოველი კრიტიკული ძალის მნიშვნელობას შეესაბამება ღეროს წონასწორობის განსაზღვრული ფორმა. თუ ჩავსვავთ ღეროს გაღუნული ღერძის განტოლებაში  $k$ -ს მნიშვნელობას, ვნახავთ, რომ პირველი კრიტიკული ძალის ზემოქმედებისას ღერო იღუნება ერთი ნახევარტალის სინუსოიდით, ყოველი სხვადასხვა მნიშვნელობისას ტალის რაოდენობა  $k$ -ს მიხედვით იზრდება  $\pi$  მამარავლის მიხედვით.

უნდა აღვნიშნოთ, რომ ღეროს წონასწორობის ფორმა შეესაბამება პირველ კრიტიკულ ძლას და არის მდგრადი, დანარჩენი ყველა წონასწორობის ფორმა არის არამდგრადი.



ნახ.3. შეკუმშული ღეროს მდგრადობის დაკარგვის ფორმები

საინჟინრო გამოთვლები მდგრადობაზე საინტერესოა მხოლოდ მკუმშავი ძალის მინიმალური მნიშვნელობისას, რომლის დროს ღეროს ღერძი იღუნება. ამ მნიშვნელობას შეესაბამება პირველი კრიტიკული ძალა.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EJ_x}{l^2} \quad (6)$$

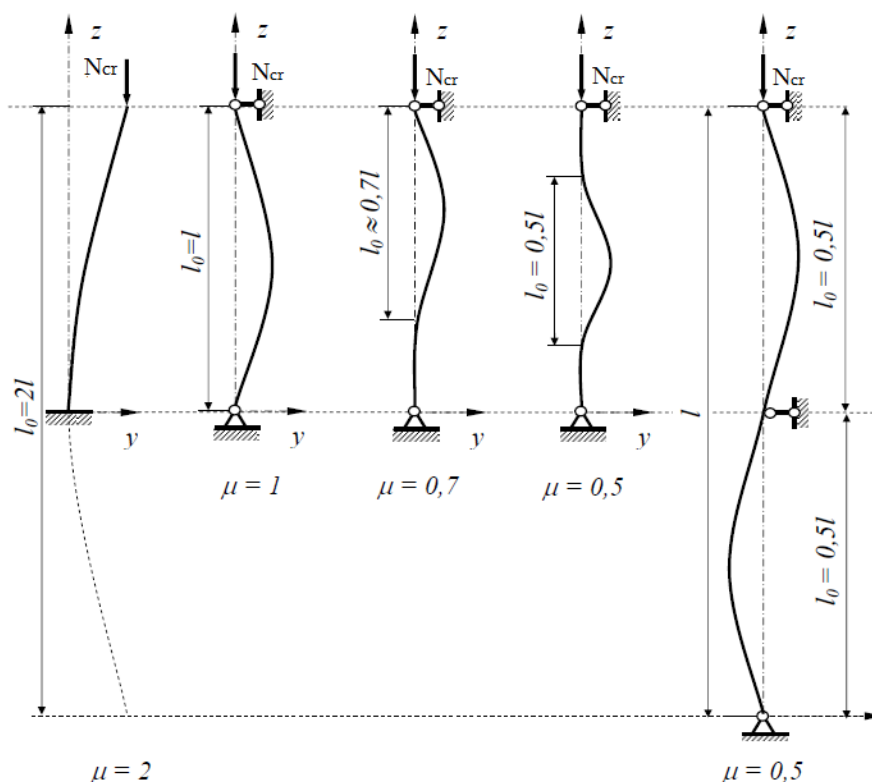
გამოსახულება მიღებულია როგორც *ეილერის* კრიტიკული ძალის გამოსათვლელი ფორმულა. ამ დროს ვლინდება მკვეთრი განსხვავება ღეროს მუშაობისას როგორც ერთღერძა კუმშვა და გაჭიმვა.

ეილერის ფორმულის გამოყენებისას დადგინდა, რომ ღერო იღუნება სინუსოიდის მსგავსად, მაგრამ გაღუნვის რიცხვითი მნიშვნელობა არ იქნა ნაპოვნი(თავისუფალი მუდმივის B-ს რიცხვითი მნიშვნელობა არ იქნა ნაპოვნი). ეს დამოკიდებულია იმაზე რომ გამოყენებულ იქნა ღეროს გაღუნული ღერძის მიახლოებითი განტოლება (2). თუ გამოვიყენებთ ზუსტ დიფერენციალურ განტოლებას მივიღებთ:

$$\frac{\frac{d^2v}{dz^2}}{\left[1+\frac{dv^2}{dz^2}\right]^{3/2}} + k^2v = 0 \quad (7)$$

როდესაც  $N \leq N_{cr}$  შეიძლება ვიპოვოთ ღეროს გაღუნვის რიცხვითი მნიშვნელობა მდგრადობის დაკარგვისას დიფერენციალური განტოლების ინტეგრებით, რომელიც სრულდება რთული სპეციალური ფუნქციით.

ღეროს ბოლოების ჩამაგრება გავლენას ახდენს კრიტიკული ძალის სიდიდეზე. შეკუმშული ღეროს მდგრადობის დაკარგვა ჩამაგრების სხვადასხვა ხერხის შემთხვევაში მოცემულია (ნახ.4).



ნახ.4 . შეკუმშული ღეროს ჩამაგრების სხვადასხვა შემთხვევა

სადაც  $\mu$ - დაყვანილი სიგრძის კოეფიციენტია,  $l_0 = \mu l$ - ღეროს დაყვანილი სიგრძე. კრიტიკული ძალის საანგარიშო ფორმულა დაყვანილი სიგრძის გათვალისწინებით ჩაიწერება:

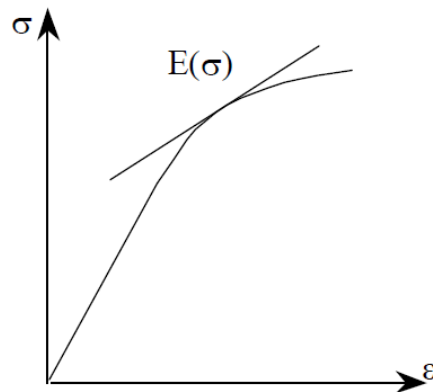
$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EJ_x}{(\mu l)^2} = \frac{\pi^2 \cdot EJ_x}{(l_0)^2} \quad (8)$$

კრიტიკული ძალის გამოსათვლელად მოცემული სქემის მდგრადობაზე გაანგარიშებისთვის გამოყენება ფორმულა (8).

სვეტის (ღეროს) მდგრადობაზე გაანგარიშების ფორმულა მასალის არაწრფივობის გაათვალისწინებით პირველად 1890 წელს მიიღო *ენგესერმა*. ფორმულა წარადგენდა ეილერის დრეკადი ღეროს განტოლების სახესხვაობას. ენგესერის კრიტიკული ძაბვა გამოითვლება:

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A_c} = \frac{\pi^2 \cdot E_\sigma}{\left(\frac{l}{i}\right)^2} \quad (9)$$

ესენგერმა 1985 წელს ჩამოაყალიბა მეორე თეორია, ყურადღება გაამახვილა ბეტონის სიხისტეზე. (ნახ.5)



ნახ.5. ბეტონის ძაბვა-დეფორმაციის დიაგრამა

ფორმულა (10)-ის შეტანით (9) ტოლობაში მიიღო:

$$\frac{\sigma_{cr}}{f_c} = \frac{1}{2} \frac{\sigma_E}{f_c} \left( \sqrt{\left(\frac{\sigma_E}{f_c}\right)^2 + 4} - \frac{\sigma_E}{f_c} \right) \quad (10)$$

სადაც,

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E_{\sigma}}{\left(\frac{l}{i}\right)^2}; \quad (11)$$

ზოგადად სვეტის კრიტიკული დატვირთვისას სიმტკიცეზე ანგარიში განისაზღვრება ფორმულით:

$$N_{cr} = \sigma_{cr}bh + \sigma_s A_s \quad (12)$$

(10) ფორმულის სირთულიდან გამომდინარე რიტტერმა შემოგვთავაზა გამარტივებული ფორმულა, რომელსაც ასევე საფუძვლად უდევს ეილერის ფორმულა:

$$\sigma_{cr,Ritter} = \frac{f_c}{1 + \frac{f_c}{\pi^2 E_{c0}} \left(\frac{l}{i}\right)^2} \quad (13)$$

სადაც

$$E_{\sigma} = E_{c0} \left(1 - \frac{\sigma}{f_c}\right) \quad (14)$$

კრიტიკული დატვირთვისას სიმტკიცეზე ანგარიში მიმდინარეობს ისევე როგორ ენგსერის შემთხვევაში.

### 1.3. ღეროვანი სისტემების მდგრადობა ენერგეტიკული თეორიის რღვევის საფუძველზე

ენერგეტიკული თეორიის რღვევის საფუძველზე შემუშავებულია კრიტიკული დატვირთვის გაანგარიშების მეთოდი. ელემენტში(ღეროში) ნგრევის წინ დაგროვილი ენერგია იწვევს გადაადგილებებს, რომელიც მნიშვნელოვან პლასტიკურ დეფორმაციებს წარმოქმნის. განხილულია ელემენტის საწყისი ზღვრული მდგომარეობა რღვევამდე. ღეროვანი სისტემების



განგარიშებისას გასათვალისწინებელია მისი ბოლოების ჩამაგრების ფორმები. მიღებული ახალი ფორმულები კრიტიკული დატვირთვისას ითვალისწინებს ყველა სახის დეფორმაციას: გრძივი, მღუნავი, ძვრის და მგრები. მიღებული ფორმულები შემოწმებულია მრავალ მაგალითზე, რომელიც ლიტერატურაში ცნობილია და იძლევა კარგ შედეგებს.

მე-20 საუკუნის დასაწყისში დაიწყო კონსტრუქციების მდგრადობაზე განგარიშების ფართოდ გამოყენება პრაქტიკაში. მდგრადობაზე განგარიშების შესწავლაში მნიშვნელოვანი წვლილი შეიტანეს: ფ. ენგესერმა, ს. პ. ტიმოშენკომ, ვ. ზ. ვლასოვმა და სხვებმა.

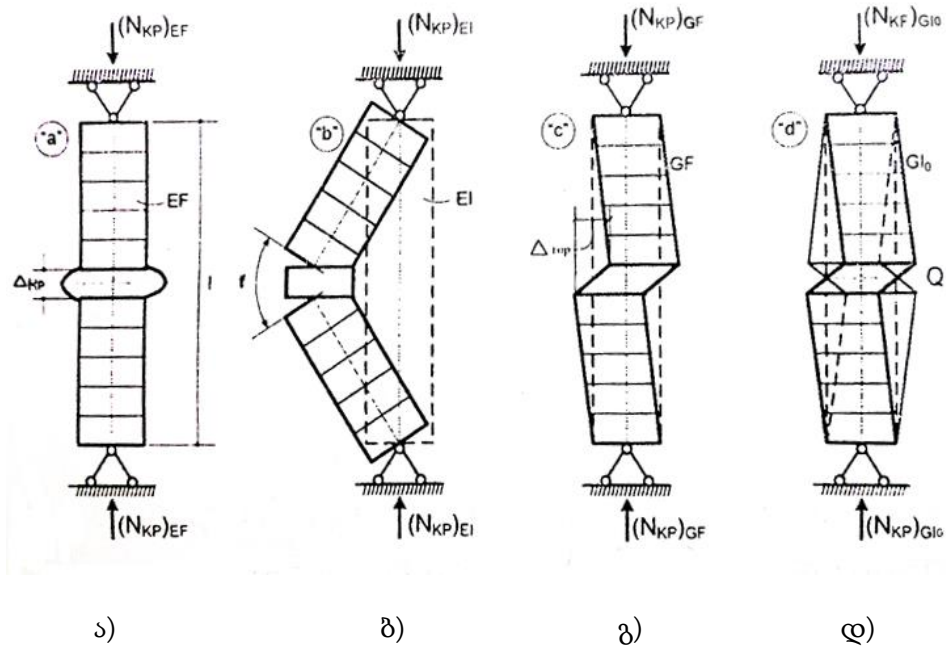
რღვევის ენერგეტიკული თეორია მდგომარეობს იმაში, რომ ელემენტის რღვევის წინ მასში წარმოიქმნება დიდი პლასტიკური დეფორმაციები, მცირდება ელემენტის სიხისტე, რასაც მივყავართ მდგრადობის დაკარგვამდე.

ენერგეტიკული თეორიის მიხედვით კრიტიკული ძალის საანგარიშო ფორმულა ჩაიწერება შემდეგი სახით:

$$N_{cr} = \left[ \frac{1}{(N^0_{cr})_{EI}} + \frac{1}{(N^0_{cr})_{GF}} + \frac{1}{(N^0_{cr})_{GL_0}} + \frac{1}{(N^0_{cr})_{EF}} \right]^{-1} \quad (15)$$

აღნიშნულ ფორმულაში გათვალისწინებულია ყველა სახის დეფორმაციის გამომწვევი ფაქტორები, რომლებიც მონაწილეობს მდგრადობის დაკარგვაში. რღვევის ფორმას განსაზღვრავს ის ძალოვანი ფაქტორი რომელიც დომინირებს მათ შორის.

ღეროს რღვევა იწყება განსაზღვრულ ადგილზე, მაგალითად შუაში, ამ ადგილზე თავმოყრილი დეფორმაციები ვრცელდება ღეროს მთელ სიმაღლეზე. ღეროს მთლიანი რღვევა დგება, მაშინ როდესაც მისი სიმაღლე გაუტოლდება ნულს.



ნახ.6. ღეროს რღვევის სქემა კრიტიკული დატვირთვისას

ა)გრძივი ძალით ბ) მღუნავი მომენტით გ)ძვრის ძალით დ)მგრები მომენტით

შეკუმშული ღეროს ზღვრული ენერგოტევდობის გატოლებით ვერტიკალური დატვირთვის პოტენციურ ენერგიასთან, ვღებულობთ კრიტიკული ძალის მნიშვნელობას.

$$N_{cr} = \left[ \frac{H^2}{(\Sigma\varphi)^2 EI} + \frac{1}{GF} + \frac{H^2}{\pi^2 GI_0} + \frac{1}{EF} \right]^{-1} \quad (16)$$

სახსრულად ჩამაგრებული ღერო, რომელზეც ერთდროულად მოქმედებს ძვრის ძალა და მღუნავი მომენტი, კრიტიკული ძალა გამოითვლება ფორმულით:

$$N_{cr} = \left( \frac{H^2}{\pi^2 EI} + \frac{1}{GF} \right)^{-1} \quad (17)$$

მოცემული ფორმულა (17) ემთხვევა ენგესერისა და ტიმოშენკოს ცნობილ ფორმულებს [19].

ზემოთ აღნიშნული ფორმულები გამოიყენება გრძელი მოქნილი ღეროების გაანაგრიშებისთვის. მოკლე ხისტი ღეროების შემთხვევაში კი კრიტიკული

ძალის განსაზღვრისათვის აუცილებელია კუმშვის პლასტიკური დეფორმაციის გათვალისწინება. ამ შემთხვევაში ეილერის ფორმულა კარგავს აზრს და იცვლება ეილერის მრუდი სხვა მრუდით.

მკუმშავი პლასტიკური დეფორმაციის გასათვალისწინებლად ხდება საჭირო დამატებითი წევრის შემოტანა. გამომდინარე (16) ფორმულიდან კრიტიკული ძალა ტოლი იქნება:

$$N_{cr} = \left( \frac{H^2}{(\Sigma\varphi)^2 EI} + \frac{1}{\sigma_T F} \right)^{-1} \quad (18)$$

კრიტიკული ძალა შეიძლება განისაზღვროს ღეროს მოქნილობის გათვალისწინებით ( $H/r$ ), სადაც  $r = \sqrt{\frac{I}{E}}$  - ინერციის რადიუსი,  $H$  - ღეროს სიმაღლე. ფორმულა (18) მიიღებს სახეს:

$$N_{cr} = EF \left[ \frac{(H/r)^2}{(\Sigma\varphi)^2} + \frac{E}{\sigma_T} \right]^{-1} \quad (19)$$

გრძივი ღუნვის კოეფიციენტი ტოლი იქნება:

$$K = \frac{N_{cr}}{F\sigma_T} = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_T} = \frac{E}{\sigma_T} \left[ \frac{(H/r)^2}{(\Sigma\varphi)^2} + \frac{E}{\sigma_T} \right]^{-1} \quad (20)$$

სახსრულად დაყრდნობილი ღეროებისთვის, როცა  $\Sigma\varphi = \pi$  გრძივი ღუნვის კოეფიციენტი ჩაიწერება:

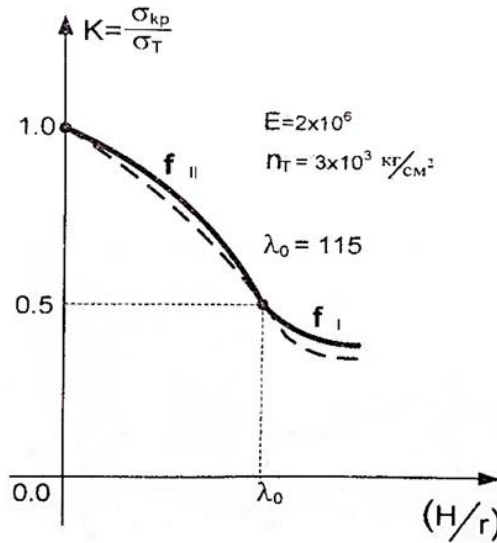
$$K = \frac{\pi^2}{\pi^2 + (H/r)^2 \frac{\sigma_T}{E}} \quad (21)$$

გრძივი ღუნვის კოეფიციენტის ზღვრული დაყვანილი მოქნილობა  $\lambda = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{\sigma_T}}$

ტიმოშენკოს მიხედვით ფორმულა (16). გრაფიკზე მოცემულია ორი მრუდის სახით:  $\varphi_I = \frac{\lambda^2}{2(H/r)^2}$  ამასთან  $H/r \geq \lambda$

$$\varphi_{II} = 1 - \frac{(H/r)^2}{2\lambda} \quad \text{ამასთან } H/r \leq \lambda$$

გრძივი ღუნვის კოეფიციენტის გრაფიკი (ნახ.7).



ნახ.7. გრძივი ღუნვის კოეფიციენტის გრაფიკი: (15) და (16) ფორმულებით

ორი მათავარი სიბრტყის მიმართ ღეროს გლძივი ღუნვისას კრიტიკული ძალა გამოისახება ფორმულა (18) ანალოგიურად:

$$N_{cr} = \left[ \frac{H^2}{(\sum \varphi_x)^2 E I_x} + \frac{H^2}{(\sum \varphi_y)^2 E I_y} + \frac{1}{\sigma_T F} \right]^{-1} \quad (22)$$

გრძივი ღუნვის კოეფიციენტი იქნება:

$$K = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_T} = \frac{E}{\sigma_T} \left[ \frac{(H/r_x)^2}{(\sum \varphi_x)^2} + \frac{(H/r_y)^2}{(\sum \varphi_y)^2} + \frac{E}{\sigma_T} \right]^{-1} \quad (23)$$

კონსოლური ღეროს შემთხვევაში გვაქვს  $\sum \varphi = \pi/2$  და გრძივი ღუნვის კოეფიციენტი ფორმულა (23) გამომდინარე ტოლი იქნება:

$$K = \frac{\pi^2}{\pi^2 + 4 \left[ (H/r_x)^2 + (H/r_y)^2 \right] \frac{\sigma_T}{E}} \quad (24)$$

ღეროებისთვის, რომლებიც ერთდროულად განიცდის გრძივს, ორ მათავარ სიბრტყეში ერთდროულ ღუნვას, ძვრას, კრიტიკული ძალა გამოითვლება ფორმულა (10) ანალოგიურად:

$$N_{cr} = \left[ \frac{H^2}{(\sum \varphi_x)^2 E I_x} + \frac{H^2}{(\sum \varphi_y)^2 E I_y} + \frac{1}{GF} + \frac{H^2}{\pi^2 G I_0} + \frac{1}{\sigma_T F} \right]^{-1} \quad (25)$$

გრძივი ღუნვის კოეფიციენტი ღეროსათვის იქნება:

$$K = \frac{E}{\sigma_T} \left[ \frac{(H/r_x)^2}{(\Sigma\varphi_x)^2} + \frac{(H/r_y)^2}{(\Sigma\varphi_y)^2} + \frac{E}{\pi^2 G} \frac{H^2}{r_x^2 + r_y^2} + \frac{E}{G} + \frac{E}{\sigma_T} \right]^{-1} \quad (26)$$

ფორმულა (25) რომელიც შეიძლება გამოყენებულ იქნას თხელკედლიანი ღეროს გამოსათვლელად გააჩნია ფართო გამოყენების სფერო, ვიდრე ვლასოვის ფორმულას რომელიც ითვალისწინებს ორ სიბრტლეზე ღუნვას და გრეხას.

უნდა აღინიშნოს, რომ თეორიაში მიღებული ფორმულები პრაქტიკაში ხშირად იმავე სახით არ გამოიყენება, რადგან თეორიულად მიღებული ფორმულები გულისხმობს გარკვეულ დაშვებებს, არ ითვალისწინებს მასალის ფიზიკურ-მექანიკურ მახასიათებლებს. პრაქტიკული ანგარიშისას აღნიშნული ფორმულები განიცდის კორექტირებას მასში შედის გარკვეული დამატებები კოეფიციენტების და ექსპერიმენტის შედეგების გამათვალისწინებელი ემპირიული შესწორებების სახით.

მიღებული გამოცდილება გვიჩვენებს რომ, ზოგ შემთხვევაში რკინაბეტონის სვეტები რომლებიც მუშაობენ რთული დატვირთვის პირობებში და გაანგარიშებისას დაკმაყოფილებულია სიმტკიცის პირობა, კარგავენ მდგრადობას. ეს გამოწვეულია მრავალი ფაქტორით. მაგალითად რკინაბეტონის არაწრფივობა არაადეკვატურადაა საანგარიშო ფორმულებში ასახული. ასევე კომპიუტერული ანგარიშისას არასწორადაა შერჩეული საანგარიშო მოდელი და გაანგარიშების მეთოდი.

#### **1.4. რკინაბეტონის შეკუმშული სვეტების მდგრადობაზე გაანგარიშების არსებული მეთოდების და რეკომენდაციების მიმოხილვა(ანალიზი)**

თანამედროვე მშენებლობაში ახალი კლასის ბეტონებისა და არმატურის გამოყენება, საიმედოობის კოეფიციენტების შემცირება, ტენდენცია გაიზარდოს ელემენტების მალი და მოქნილობა, შესაბამისად ზრდის რკინაბეტონის

კონსტრუქციების გაანგარიშების პასუხისმგებლობას. გარდა ამისა, მათემატიკური მეთოდების განუწყვეტელი განვითარება, რკინაბეტონის მუშაობის შესახებ ექსპერიმენტული მონაცემების დაგროვება, განაპირობებს აუცილებლობას და შესაძლებელს ხდის სტატიკურად ურკვევი რკინაბეტონის კონსტრუქციები გაანგარიშებულ იქნას დეფორმირებული სქემით ფიზიკური და გეომეტრიული არაწრფივობის გათვალისწინებით. რკინაბეტონის კონსტრუქციების ფიზიკური არაწრფივობის გათვალისწინება დაფუძნებულია ბეტონისა და არმატურის დეფორმირების „σ-ε“ დიაგრამაზე მათი ღერძული დატვირთვის პირობებში.

გაანგარიშების მეთოდების განვითარებაში დიდი როლი აკისრია დეფორმირების დიაგრამის დადგენის შტოს, რამაც ახლებური ასპექტები შესძინა ბეტონის ზღვრული დეფორმირების საკითხებს. ამას სტატიკურად ურკვევ სისტემებში კვეთების ზიდვის უნარის შეფასებისას და ძალვითა გადანაწილების ხარისხის დადგენისას პირველხარისხოვანი მნიშვნელობა ენიჭება. ფიზიკური არაწრფივობა გაითვალისწინება ე.წ. „ექვივალენტური სიხისტის“ ცნების შემოტანით, რომელიც განისაზღვრება ელემენტის სიგრძეზე მომენტების ცვლილებისაგან დამოკიდებულებით.

კონსტრუქციების გეომეტრიული არაწრფივობა გაითვალისწინება გრძივი და განივი ღუნვის ამსახველი ფორმულებით. ეს მეთოდიკა დაყვანილია პრაქტიკული გამოყენების დონემდე ერთსართულიანი სამრეწველო შენობების კარკასების გაანგარიშებისას. იგი საშუალებას იძლევა მხედველობაში იქნეს მიღებული ბეტონის თვისებათა არაერთგვაროვნება როგორც ცალკეულ ელემენტებში, ასევე სხვადასხვა კვეთებში.

ჩარჩოვანი კონსტრუქციების გაანგარიშება გეომეტრიული არაწრფივობის გათვალისწინებით, როგორც ზემოთ იყო აღნიშნული, ერთერთმა პირველმა, ნ. კორნოუხოვმა შემოგვთავაზა. მან დაადგინა, რომ გაანგარიშება, რომელიც ეფუძნება სიმრუდის მიახლოებით გამოსახულებას, მართალია კონსტრუქციის საიმედოობის უფრო დიდ მარაგს იძლევა, ვიდრე დიდი გადაადგილებების

თეორიის მიხედვით შესრულებული რთული გაანგარიშებისას, მაგრამ აქვე უნდა აღინიშნოს, რომ შემოთავაზებული მეთოდი პროექტირების პრაქტიკაში ვერ დამკვიდრდა, რადგან ამ შემთხვევაში ჩარჩო გაიანგარიშება მასალათა ფზიკური არაწრფივობის გათვალისწინების გარეშე.

შეკუმშულ-გალუნული ღეროების გასაანგარიშებლად ფოლადის კონსტრუქციებისათვის (თუმცა ეს მეთოდი შემდგომში გამოყენებული იქნა სხვადასხვა მეცნიერთა მიერ შეკუმშული რკინაბეტონის ღეროთა კვლევის დროსაც), ა. გემერლინგის [5] მიერ შემოთავაზებული იქნა „ორი საანგარიშო კვეთის“ მეთოდი, რომლის მიხედვითაც შეიძლება ზემოთ აღნიშნული ელემენტების გაანგარიშება როგორც სიმტკიცეზე, ასევე მდგრადობაზე კვეთების სხვადასხვა გეომეტრიული მახასიათებლების გამოყენებით.

პირველი საანგარიშო კვეთი ახასიათებს კვეთის წინააღმდეგობას გარე ზემოქმედებისადმი და განსახილველ მდგომარეობაში ღეროს წონასწორობის ფორმას. იგი განისაზღვრება რეალური განივი კვეთის მკვეთრი მოდულით სხვადასხვა წერტილებში და შედის ღეროს სიმტკიცისა და დეფორმაციების მიხედვით გაანგარიშებებში.

მეორე საანგარიშო კვეთი ახასიათებს მიღწეული წონასწორობის მდგომარეობიდან გადახრისადმი ღეროს წინააღმდეგობას. იგი განისაზღვრება მხები მოდულის მნიშვნელობებით განივკვეთის სხვა-დასხვა წერტილებში და შედის ღეროს მდგრადობაზე გაანგარიშებებში.

კრიტიკული მკუმშავი ძალა შეკუმშულ-გალუნული ღეროებისათვის, როგორც ცნობილია, განისაზღვრება ეილერის ფორმულით, რომელშიც მეორე საანგარიშო კვეთის შესაბამისი სიხისტე შედის. პრაქტიკული, გამარტივებული ანგარიშისას ღეროს გალუნული ღერძი მიღება სინუსოიდის მიხედვით.

აღწერილი ორი საანგარიშო კვეთის მეთოდის გამოყენების სირთულე მდგომარეობს იმაში, რომ კვეთის საანგარიშო მახასიათებლების განსასაზღვრავად აუცილებელია აღწერილ იქნას ბეტონის კუმშვის დიაგრამა,

რომლის ფორმა დამოკიდებულია მრავალ ფაქტორზე, მათ შორის დატვირთვის სიჩქარესა და ხანგრძლივობაზე.

ძირითადი წანამძღვრები დეფორმირებული სქემით ღეროვანი რკინაბეტონის კონსტრუქციების გასაანგარიშებლად დროში ცვლადი დატვირთვის, დროში და სიგრძეზე ცვლადი სიხისტის, მობრუნების, კვანძის დამყოლობის, გარე ზემოქმედების გათვალისწინებით, დამუშავებული იქნა 70-იან წლებში ა. გვოზდოვის[2] ხელმძღვანელობით. მეთოდის არსი იმაში მდგომარეობს, რომ ღეროვანი კონსტრუქცია განიხილება როგორც სასრული ელემენტების სისტემა, კერძოდ, ჩარჩოვანი კონსტრუქციებისათვის სასრულ ელემენტებად გვევლინება ღეროები, ღეროებისათვის მათ სიგრძეზე უბნები, რომელთათვისაც თვითეულს მიეწერება შესაბამისი სიხისტე და რომელიც ტოლია ნორმალური კვეთის სიხისტისა დროში ცვლადი ძალებისა და ზემოქმედებების დროს. კვეთის სასრულ ელემენტებად მიჩნეულია ღეროს ღერძის პარალელური ბოჭკოები. ხანგრძლივად მოქმედი დატვირთვების დროს ელემენტის დამაბულ-დეფორმირებული მდგომარეობის შესაფასებლად მიღებულია დრეკად-ცოცავდი ტანის თეორია. უნდა აღინიშნოს, რომ ხშირად კონსტრუქციათა გაანგარიშება, როგორც ერთიანი სისტემა, დეფორმირებული სქემით მათი დრეკად-პლასტიკური დეფორმაციების გათვალისწინებით ვერ ხერხდება. გარდა ამისა, რიგ შემთხვევებში, მიუხედავად დეფორმირებული სქემით გაანგარიშების მეთოდის სიზუსტისა, მას არ მივყავართ ძალვათა გადანაწილების არსებით ცვლილებასთან არადეფორმირებული სქემით გაანგარიშებასთან შეადრებით. ამასთან დაკავშირებით, ჩარჩოვან კონსტრუქციებში შემავალი სვეტების პრაქტიკული დაპროექტებისათვის აუცილებელია გაანგარიშების გამარტივებული მეთოდების გამოყენება. ასეთი მეთოდიკა რეკომენდებულია ნორმატიულ დოკუმენტებში, სადაც სვეტების გრძივი ღუნვის გაველნა კვეთების ზიდვის უნარზე გაანგარიშებისას გაითვალისწინება გრძივი ღუნვის  $\eta$  კოეფიციენტი.  $\eta$  კოეფიციენტის განსაზღვრისას მხედველობაში მიიღება ღეროს დაყრდნობის სხვადასხვა პირობები ღეროს საანგარიშო  $l_0$ -სიგრძის შემოტანით, ხოლო ბეტონისა და



არმატურის არადრეკადი თვისებები შესაბამისი ემპირიული შესწორებებით. ამგვარად, ისეთი პარამეტრის დახმარებით, როგორცაა ღეროს საანგარიშო სიგრძე, შეიძლება ჩარჩოვანი კონსტრუქციიდან გამოიყოს მოქნილი შეკუმშული ელემენტი. სისტემიდან გამოყოფილი ელემენტის გასაანგარიშებლად შეიძლება გამოყენებულ იქნას მოქნილი შეკუმშული ელემენტები. ზიდვის უნარზე მოქნილობის გავლენის გასათვალისწინებლად მეთოდის ძაღვების მიხედვით, რომელიც განისაზღვრება კონსტრუქციის სტატიკური ანგარიშიდან არადეფორმირებული სქემით. ამასთან, სისტემაში ელემენტის ბოლოების ჩამაგრების ხასიათი გაითვალისწინება საანგარიშო სიგრძეების მეშვეობით. მრავალრიცხოვანი კვლევებია ჩატარებული გრძივი ღუნვის გავლენის შესასწავლად მთლიანი კვეთის მქონე რკინაბეტონის დგარების ზიდვის უნარზე. ძირითადად გამოკვლეულია სწორკუთხა პროფილის რბილი ფოლადით დაარმატურებული რკინაბეტონის ღეროების ზიდვის უნარის დამოკიდებულება მოქნილობაზე, დატვირთვის მოდების ექსცენტრისიტეტზე, არმირების პროცენტზე. აღსანიშნავია, რომ სიმრუდის ეპიურა არ არის მომენტის ეპიურის მსგავსი, ეს ნიშნავს, რომ სვეტს სიგრძეზე ცვლადი სიხისტე გააჩნია, თანაც სიხისტეთა ეპიურის არათანაბრობა იზრდება დატვირთვის ზრადსთან, არმირების პროცენტისა და საწყისი ექსცენტრისიტეტების კლებასთან ერთად. საცდელი ნიმუშების დეფორმაციების ანალიზმა აჩვენა, რომ სიგრძეზე სიმრუდის განაწილება არსებითად განსხვავდება მომენტის ეპიურისაგან. ასე მაგალითად დგარებში (დატვირთვის ძირითადი სქემა). მომენტების ეპიურა ყოველთვის ამოზნექილია, მაშინ როცა სიმრუდის ეპიურა შეიძლება იყოს ამოზნექილიც, სწორხაზოვანი ან ჩაზნექილი მკვეთრად გამოკვეთილი სიმრუდის პიკით ყველაზე დამაბულ კვეთში. მოქნილი შეკუმშული რკინაბეტონის ელემენტების გაანგარიშების ნორამტიული მეთოდის დასაზუსტებლად შემოთავაზებული წინადადებები ეფუძნება მასალათა გამძლეობის თეორიიდან „ნასესხებ“ ხერხს, რომლის მიხედვით გამოყენებული უნდა იყოს პირობითი ჩაღუნვის სიდიდე, რომლის დროსაც დატვირთვები გამოიწვევს ელემენტის საანგარიშო კვეთის სიმტკიცის ამოწურვას. ასეთი

ხერხის გამოყენების მართულობა ექსპერიმენტულადაა დასაბუთებული. პირობითი კრიტიკული  $N_{cr}$ -ძალის გამოსახულებას საფუძვლად უდევს დრეკადი სახსრულად ჩამაგრებული ცენტრალურად შეკუმშული ღეროს მდგრადობის ამოცანის კლასიკური გადაწყვეტა, კერძოდ, კრიტიკული  $N_{cr}$  ძალის განსაზღვრა რკინაბეტონის ღეროსათვის შესაძლებელი გახდა იმ წინადადებების შემოთავაზების საფუძველზე, რომელიც ითვალისწინებს სიხისტეების პარამეტრების კორექტირებას მოქნილობის, საწყისი ექსცენტრისიტეტების, არმატურის სიხისტის, გრძივი წინასწარი დაძაბვის გავლენის, დატვირთვის მოქმედების ხანგრძლივობისაგან დამოკიდებულებით. სწორედ ამ ფაქტორების გათვალისწინებით გაანგარიშების მეთოდიკაში ირიბად გაითვალისწინება ელემენტის სიხისტის შემცირება ბეტონში არადრეკადი დეფორმაციებისა და ბზარების წარმოქმნის შედეგად. ამ მეთოდის განვითარებაში დიდი წვლილი მიუძღვის ე. ჩისტიაკოვის, რომელმაც სწორკუთხა, ორტესებრი და წრიული კვეთის მქონე 300-ზე მეტი დგარის გამოცდის შედეგების ანალიზის შედეგად (ა. გვოზდევთან[2] და კ. ტალთან ერთად) შემოგვთავაზა  $\eta$ -ს(გრძივი ღუნვის კოეფიციენტი) განსასაზღვრავად გამოსახულება, რომელიც შევიდა ნორმატიულ დოკუმენტში ჯერ კიდევ СНиП II-21-75 და იგივე სახით დარჩა საქართველოს სნწ-ში.

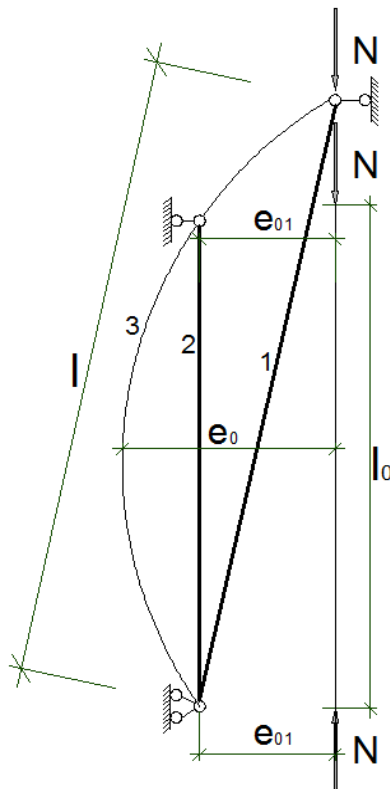
$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (27)$$

სადაც

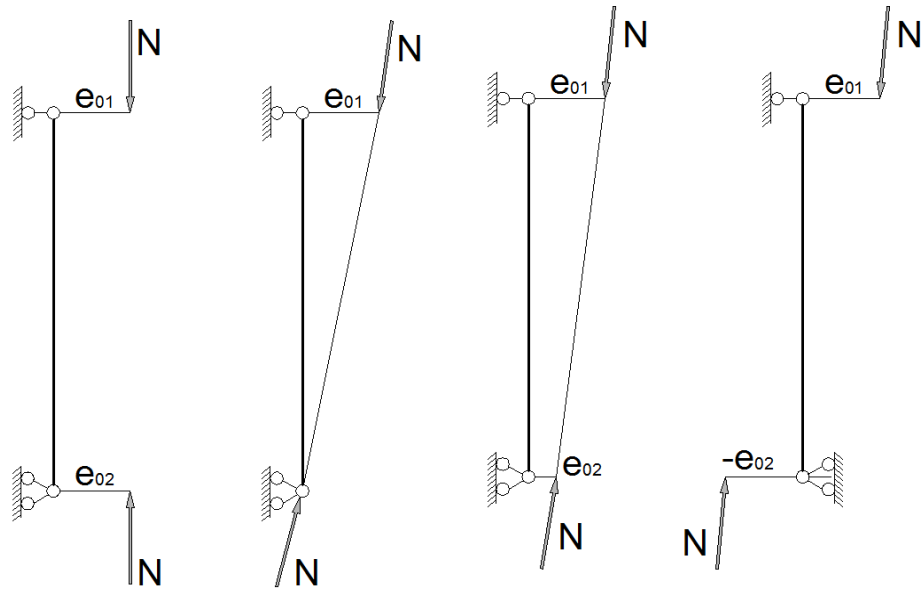
$$N_{cr} = \frac{6.4E_b}{l_0^2} \left[ \frac{J}{\varphi_i} \left( \frac{0.11}{0.1 + \frac{\delta e}{\varphi p}} + 0.1 \right) + \alpha I_s \right] \quad (28)$$

ე. ჩისტიაკოვი თავისი მრავალწლიანი კვლევების შედეგად გვიჩვენებს, რომ პირობითი კრიტიკული ძალის საანგარიშო ფორმულა (იხ. СНиП 2.03.01-48, მ. 3. 240) სახსრულად დაყრდნობილი მოქნილი ელემენტებისათვის „ძირითადი სქემის“ მიხედვით, მიღებულია ღეროს სიგრძისაგან დამოკიდებულებით. ამიტომ ამ მეთოდის გამოყენებისას რკინაბეტონის ელემენტების გასაანგარიშებლად დატვირთვის სხვადასხვა სქემის დროს აუცილებელია

ვისარგებლოთ ღეროს საანგარიშო სიგრძის ცნებით, რაც განსხვავდება მდგრადობის დრეკადობის ფარგლებში დაკარგვის შემთხვევაში გამოყენებული ცნებიდან. რადგან ანგარიში მიმდინარეობს სიმტკიცის კრიტერიუმიდან გამომდინარე, ამიტომ მიზანშეწონილია ნებისმიერი ღეროს საანგარიშო სიგრძედ მიღებული იქნას ისეთი სიგრძე, რომლის დროსაც „ძირითადი სქემით“ დატვირთული ღეროს საშიშ კვეთში ზღვრული ძალები ტოლი იყოს განსახილველი ღეროს საშიშ კვეთში ზღვრული ძალებისა. სხვაგვარად რომ ვთქვათ, შემოთავაზებულ მეთოდში საანგარიშო სიგრძეში იგულისხმება ექვივალენტური ზიდვის უნარის მქონე ღეროს სიგრძე, რომელიც დატვირთულია „ძირითადი სქემით“ და ექსცენტრისიტეტით. ექსცენტრისიტეტის სიდიდე აიღება განსახილველ ღეროში აბსოლუტური სიდიდით უდიდესი ექსცენტრისიტეტის ტოლი. საანგარიშო სიგრძის განსაზღვრის სქემა (ნახ.8).



ნახ.8. -ფაქტიური ღერო, 2-ზიდვის უნარის მიხედვით ექვივალენტური ღერო, 3-გალუნული ღერძი



ა)  $e_{01} = e_{02}$    ბ)  $e_{02} = 0$    გ)  $e_{01} > e_{02}$    დ)  $e_{01} = -e_{02}$

ნახ.9. სვეტების დატვირთვის სქემები

„ძირითადი“ სქემით დატვირთვის შემთხვევაში რკინაბეტონის ელემენტის საანგარიშო სიგრძე მიღებულია ელემენტის სიგრძის ტოლი (ნახ. 9 ა.) სხვა სქემებით (ბ, გ, დ) დატვირთვის დროს განისაზღვრება ელემენტის საანგარიშო სიგრძე:

$$l_0 = K_p l \quad (29)$$

სადაც  $K_p$ -საანგარიშო სიგრძის კოეფიციენტი.  $K_p$ -ს განსაზღვრისათვის ზემოთ ხსენებული მეთოდის გამოყენებით გაიანგარიშება საანგარიშო სიგრძეთა მნიშვნელობები ელემენტის სიგრძეზე სიმრუდის არათანაბარი განაწილების გათვალისწინებით. ამასთან მიღებული იყო სრული (დუნვის გათვალისწინებით) მაქსიმალური ექსცენტრისიტეტის ტოლი სიდიდეები (ან მომენტების ტოლი, რადგან გრძივი ძალები უნდა იყოს ერთნაირი) განსახილველ ელემენტსა და ექვივალენტურ ელემენტში, რომელიც დატვირთული უნდა იყოს ძირითადი სქემით ელემენტის უდიდესი ექსცენტრისიტეტით, რომლისთვისაც უნდა განისაზღვროს საანგარიშო სიგრძე. მიღებულია ნახ.9-ზე წარმოდგენილი დატვირთვის სქემების დროს საანგარიშო სიგრძისათვის შემდეგი ფორმულები:

ბ) სქემისათვის

$$l_0 = L \sqrt{\left(2 - \frac{2l}{L}\right)^{q+2} + \left(\frac{2l}{L} - 1\right)(q+2) - 1 + \frac{q^2}{4} - \frac{q}{2}L} \quad (30)$$

გ) სქემისათვის

$$l_0 = L \sqrt{\left(\frac{2a}{L}\right)^{q+2} + \left(1 + \frac{2a}{L}\right)(q+2) - 1 + \frac{q^2}{4} - \frac{q}{2}L} \quad (31)$$

დ) სქემისათვის

$$l_0 = L \sqrt{\left(2 - \frac{2l}{L}\right)^{q+2} + \left(\frac{l}{L} - 1\right)(q+2) - 1 + \frac{q^2}{4} - \frac{q}{2}L} \quad (32)$$

ამ ფორმულებში:

q-კოეფიციენტი, რომელიც ახასიათებს ღეროს სიგრძეზე სიმრუდეთა განაწილებას.

l-ცენტრალურად შეკუმშული პირობითად სახსროვანი ღეროს სიგრძე.

ზემოთ მოყვანილი ფორმულები პრაქტიკულად გამოყენებისათვის საკამოდ რთული აღმოჩნდა, რის გამოც  $K_p$  კოეფიციენტის გამოსათვლელად შემოთავაზებული იქნა საკამოდ მარტივი და მოსახერხებელი განზოგადოებული ფორმულა:

$$K_{p=1-n\frac{e_{01}}{h}} \quad (33)$$

$$\text{სადაც } n = \frac{30h}{l} \left(\frac{1-m}{m+2}\right), \quad m = \frac{e_{02}}{e_{01}}$$

$$l_0 = l - 30e_{01} \frac{1-m}{m+2} \geq 0 \quad (34)$$

ამ ფორმულაში  $e_{01}$  აიღება მოცემული დატვირთვის სქემისთვის გრძივი ძალის უდიდესი ექსცენტრისიტეტის აბსოლუტური სიდიდის ტოლი და ყოველთვის „+“ ნიშნით, ხოლო  $e_{02}$  აიღება თავისი ნიშნით.

როგორც (34) ფორმულიდან ჩანს, საანგარიშო სიგრძე ან ელემენტის სიგრძის ტოლია, ან მასზე ნაკლებია. დიდი ექსცენტრისიტეტის შემთხვევაში იგი შეიძლება ნულის ტოლიც იყოს, რაც იმას ნიშნავს, რომ რღვევა იმ კვეთში ხდება,

სადაც ჩალუნვა პრაქტიკულად არ არის, ე.ი. მოქნილი ელემენტის ზიდვის უნარს განსაზღვრავს კვეთის სიმტკიცე გრძივი ძალის საწყისი მნიშვნელობისას ( $\eta=1$ ) ეს ფორმულა გამოიყენება ბოლოებში სახსრულად დაყრდნობილი ღეროებისათვის, სვეტების ბოლების ჩამაგრების სხვა შემთხვევებისათვის საჭიროა დამატებითი დასაბუთებები.

არაცენტრალურად შეკუმშული ელემენტების ზიდვის უნარზე დატვირთვის სქემის გავლენის დასადგენად ჩატარებულია მრავალრიცხოვანი კვლევები, რომელთა შორის აღსანიშნავია ს. ბაბიჩის, ბარაშიკოვის, ვ. ვასილიევისა და ს. ფესიკის და სხვა. ს. ბაბიჩის ხელმძღვანელობით ჩატარდა ექსპერიმენტები, ჩვეულებრივ მძიმე ბეტონისაგან დამზადებულ 15 სვეტზე ხანმოკლე დატვირთვების მოქმედებისას. საცდელი ნიმუშები დაიყო 5 სერიად, სერიებს შორის იცვლებოდა ელემენტის ბოლოებში არსებული ექსცენტრისიტეტების ფარდობა, კერძოდ,  $k=e_1/e_2$  (1; 0,5; 0; -0,5; -1), ხოლო თვითეული სერიის შიგნით უდიდესი ექსცენტრისიტეტის ფარდობა კვეთის სიმაღლესთან  $e_2/h$ (0,2; 0,5; 1).

სვეტების განივკვეთი  $b \times h=16 \times 10$  სმ-ს ტოლი იყო, კვეთი დაარმატურებული იყო კუთხეებში ღეროებით  $\emptyset 10$ , A-III (A400), განივი ღეროები განხორციელებული  $\emptyset 4$  Bp I, განლაგებული იყო 150 მმ-ს ბიჯით, დატვირთვა ხორციელდებოდა საფეხურებით 1/10-1/15 pu მრღვევი ძალისაგან, რომლებიც მცირდებოდა 1/20-1/25-მდე 0,8pu-ს ზევით. სვეტის საყრდენებსა და ძალის მეოთხედებში დაყენებული იყო ჩალუნვის გამზომი ხელსაწყობები. დატვირთვის პროცესში დატვირთვის ნებისმიერ დონეზე ელემენტის დეფორმირებული მდგომარეობა ხასიათდებოდა საანგარიშო ექსცენტრისიტეტების მიხედვით, რომლის მნიშვნელობები ყოველ წერტილში მიიღებოდა ჩალუნვისა და საწყისი ექსცენტრისიტეტის აჯამვის გზით. საანგარიშო ექსცენტრისიტეტის ხაზის მაქსიმუმი შეესაბამებოდა ყველაზე უფრო საშიში კვეთის კოორდინატს. მისი მდებარეობა სვეტებისათვის სიგრძეზე ცვლადი ექსცენტრისიტეტით მოქმედი დატვირთვის ყველა დონეზე არ ემთხვეოდა ყველაზე დიდი ჩალუნვის მქონე კვეთის კოორდინატს. გარდა ამისა, დატვირთვის პროცესში სვეტების დეფორმირების ანალიზმა აჩვენა, რომ მათი უმრავლესობისათვის საანგარიშო

კვეთის მდებარეობა არ იყო მუდმივი, იგი დამოკიდებული იყო დატვირთვის დონეზე შეკუმშული ელემენტების (რომელთა ბოლებში სხვადასხვა ექსცენტრისიტეტით იყო მოდებული ძალა) ჩალუნული ღერძი მათი სიგრძის შუა წერტილისადმი არ იყო სიმეტრიული, თუმცა ღერძის ფორმა სტაბილური რჩებოდა დატვირთვის მთელი დროის მანძილზე, აღსანიშნავია ისიც, რომ გალუნული ღერძის ფორმის შეცვლასთან დაკავშირებული (ბიფურკაცია) მდგრადობის დაკარგვა სვეტებისათვის არ შეინიშნებოდა. ეს ყველაფერი მიუთითებს იმაზე, რომ სიგრძეზე ცვლადი ექსცენტრისიტეტების შემთხვევაში შეკუმშული ელემენტების გაანგარიშება უნდა ხდებოდეს დეფორმირებული სქემით.

ჩატარებული ექსპერიმენტების საფუძველზე ავტორმა დაასკვნა, რომ კუმშვადი ელემენტები სიგრძეზე ცვლადი ექსცენტრისიტეტების შემთხვევაში შეიძლება გაანგარიშებულ იქნას ნორმებში მოცემული მეთოდით, მხოლოდ იმ პირობით, რომ მოხდეს საანგარიშო ფორმულების კორექტირება ექსპერიმენტის შედეგად მიღებული შედეგების მიხედვით. ექსპერიმენტული შედეგები კი მოწმობს, რომ სიგრძეზე ცვლადი ექსცენტრისიტეტების შემთხვევაში შეკუმშული ელემენტების ზიდვის უნარი ყოველთვის აჭარბებს 1,11-2,31-ჯერ ნორმებში მოცემული მეთოდით გაანგარიშებულ სიდიდეებს.

ანალოგიური შედეგები აქვთ მიღებული ა. ბარაშიკოვს და სხვებს, რომელთაც გამოცდილი ჰქონდათ  $b \times h = 12 \times 13,5$  სმ კვეთის მქონე ნიმუშები,  $e_1 = 0$  და  $e_2 = 20$  სმ-ს შემთხვევაში, ვ. ვასილევს და ს. ფესკს.  $b \times h = 16 \times 20$  სმ,  $e_1 = -17,6$  და  $e_2 = 35,2$  სმ-ს შემთხვევაში ფარდობა ექსპერიმენტულ და ნორმებით გათვლილ მზიდუნარიანობის შორის ზემოთ ჩამოთვლილი ექსპერიმენტების შემთხვევაში იცვლებოდა 1,4-1,8-ს ფარგლებში.

სიგრძეზე ცვლადი ექსცენტრისიტეტების შემთხვევაში სვეტების გასაანგარიშებლად შემოთავაზებულია გარკვეული დამატებები, კერძოდ, საანგარიშოდ მიღებულ იქნას კვეთი მაქსიმალური საწყისი ექსცენტრისიტეტით; გარდა ამისა, გრძივი ღუნვის კოეფიციენტის

გამოსახულებაში დამატებულ იქნა  $\Phi$  კოეფიციენტი, შედეგად მივიღეთ კორექტირებული  $\eta$ -ს საანგარიშო ფორმულა.

$$\eta = \frac{1}{1 - \Phi K_1 \delta N / N_{cr}} \quad (35)$$

ამ ფორმულაში  $\delta = e_2/h$ , ხოლო  $\Phi = A_j/A_o$ -კოეფიციენტია, რომელიც ახასიათებს საწყისი ექსცენტრისიტეტების ეპიურების ფართობების ფარდობას, რომელთაგან  $A_j$  შეესაბამება სვეტის გრძივი ღერძისაგან ერთ მხარეზე განლაგებულ საწყის ექსცენტრისიტეტებს, ხოლო  $A_o$  სვეტის ერთ მხარეზე და ერთნაირი ექსცენტრისიტეტების ეპიურების ფართს (გამოცდის ძირითადი სქემა), მაგრამ იმ პირობით, რომ მათ ბოლოებზე არსებული დიდი ექსცენტრისიტეტები ტოლი უნდა იყოს.



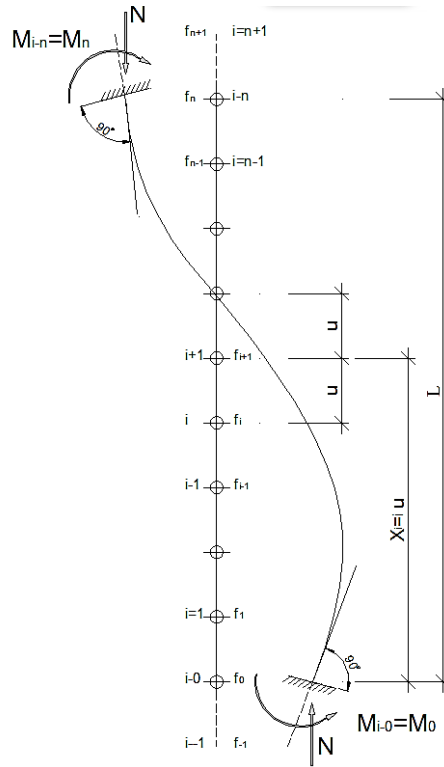
## 2.თავი

### 2.1. მონოლითური მრავალსართულიანი შენობის სვეტების გაანგარიშების თავისებურებები გრძივი ღუნვის გათვალისწინებით

სვეტების გაანგარიშება გრძივი ღუნვის გავლენის გათვალისწინებით ხდება ან დეფორმირებული სქემით კონსტრუქციული სისტემის ფარგლებში, ან გამარტივებული ხერხით. დეფორმირებული სქემის მიხედვით გაანგარიშებისას, როდესაც გათვალისწინებულია სვეტის გაღუნვის გავლენა მთლიანი გრძივი ძალის მოქმედებისას მთლიან მომენტზე სვეტის ნებისმიერ კვეთში, მიმდინარეობს მთლიანი კონსტრუქციული სისტემის გაანგარიშება, იმისათვის რომ დავადგინოთ სვეტის ბოლოებზე სასაზღვრო პირობები.

განვიხილოდ სვეტის დეფორმირებული მდგომარეობა, როდესაც იგი წარმოადგენს ჩარჩოვანი კონსტრუქციის ელემენტს. მონოლითურ სისტემაში სვეტების ბოლოები ხისტად არის შეერთებული სხვადასხვა ელემენტთან კვანძში და სისტემის საერთო დეფორმაციის შედეგად შეიძლება მოზრუნდეს მომენტის მოქმედებით კვანძში და გადაადგილდეს. ამ შემთხვევაში სვეტის საანგარიშო სისტემად შეიძლება წარმოვიდგინოთ ღეროს სახით, რომლის ბოლოები განიცდიან მოზრუნებას და გადაადგილებას, რომელიც გამოითვლება მთლიანი სისტემის გაანგარიშებით, სამშენებლო მექანიკის ცნობილი მეთოდებით. ღეროს სიგრძე დაყოფილია  $n$  ნაწილებად (ნაზ.10) სიგრძით  $u$ , რომელთა სიხისტე სხვადასხვაა, მაგრამ სიგრძით ყოველი მათგანი მუდმივია და განისაზღვრება მასზე მოქმედი ძაბვების მეშვეობით. იმისათვის რომ გავითვალისწინოთ ღეროს ჩამაგრება და გადაადგილება საანგარიშო სქემაში, შემოაქვთ ბოლოებში პირობითი დამატებითი მონაკვეთი ნომრით ( $i=-1$  და  $i=n+1$ ). აღწერილი გამრუდებული ღერძის  $i$ -ური ნაწილი იყოფა შემდეგი განტოლებიდან გამომდინარე (ნახ.10).

$$D_i f_i'' = M_i \quad (36)$$



ნახ.10. საანგარიშო სქემა

სადაც  $D_i$  –  $i$ -ური ნაწილის სიხისტე,

$M_i$ –მღუნავი მომენტი,

$f_i$ –ღრძის სიმრუდე, რომელიც გამოისახება სასრული სხვაობის შემდეგი ფორმულით:

$$f_i'' = \frac{f'_{i,i+1} - f'_{i-1,i}}{u} \quad (37)$$

სადაც  $f'_{i,i+1} = \frac{f_{i+1} - f_i}{u}$  ;  $f'_{i-1,i} = \frac{f_i - f_{i-1}}{u}$  ;

აქ  $f_{i-1}$ ,  $f_{i+1}$ – ღეროს ღერძის გადაადგილება კვანძში, სადაც შეერთებულია ცალკეული ელემენტები პირველადი მდგომარეობით.

გარე მომენტი  $M_i$ , ნებისმიერი  $i$  –რი ნაწილისთვის ტოლია:

$$M_i = M_0 \frac{l-X_i}{l} + M_n \frac{X_i}{l} - N f_i + N f_0 \frac{l-X_i}{l} + N f_n \frac{X_i}{l} \quad (38)$$

სადაც  $M_0$ – მომენტი ქვედა ჩამაგრებაში ( $i = 0$ )

$M_n$ – მომენტი ქვედა ჩამაგრებაში ( $i = n$ )

$l$ – ღეროს სიგრძე;

$X_i$ –მანძილი ქვედა საყრდენიდან განსახილველ კვეთამდე  $X_i = u \cdot i$

$N$ -გრძივი ძალა

$f_0$ -ქვედა საყრდენის გადაადგილება ( $i = 0$ )

$f_n$ -ზედა საყრდენის გადაადგილება ( $i = n$ )

ჩავსვათ (11) და (12) ტოლობები (10)-ში მივიღებთ:

$$\frac{f_{i-1}}{u^2} + \left(\frac{N}{D_i} - \frac{2}{u^2}\right) f_i + \frac{f_{i+1}}{u^2} - M_o \frac{l-X_i}{l \cdot D_i} - M_n \frac{X_i}{l \cdot D_i} = \frac{X_i}{l \cdot D_i} = \frac{N}{l \cdot D_i} [f_o(l - X_i) + f_n X_i] \quad (39)$$

როცა  $n=1, 2, 3, \dots, n-1$

გაღწეული ღერძის ნაწილი, რომელიც ესაზღვრება ჩამაგრების საყრდენს ( $i = 0$  და  $i = 2$  -მდე და  $i = n - 2$  -დან  $i = n$ ) აპროქსიმირდება მეორე რიგის პოლინომით, იმ პირობით რომ მხები არის პერპენდიკულარული წერტილში  $i = 0$  და  $i = n$  საყრდენის სიბრტყეში.

$$f_1 = \frac{f_2}{4} = \frac{5f_o}{4} - \frac{f_{-1}}{2} \quad (40)$$

საყრდენის გადაადგილება განიხილება  $f_o$  და  $f_n$  სიდიდეებით, ხოლო მობრუნება ჩამაგრებაში სხვაობით  $f_{-1} - f_o$  და  $f_n - f_{n-1}$ ;

ჩალუნვების გამოსათვლელად ყოველ მონაკვეთში  $f_i$  და საყრდენი მომენტის  $M_o$  და  $M_n$  უნდა ამოიხსნას ერთობლივად წრფივ განტოლებათა სისტემა (39).

ჩალუნვების და მომენტების გამოთვლა ხდება თანდათანობით მიახლოების მეთოდით. პირველ ბიჯზე იღებენ ყველა მონაკვეთის სიხისტეს, როგორც დრეკადი ტანის და თვლიან ყველა ჩალუნვას. ამ ჩალუნვებით და ცნობილი გრძივი ყველა მონაკვეთისათვის განსაზღვრავენ მომენტებს (38)-ის მიხედვით და შემდგომ დეფორმირებული მოდელის გამოყენებით (ან დამოკიდებულებით  $M - \frac{1}{r}$ ) თვლიან სიხისტეს  $D$ , როგორც ნაწილს, მომენტს გაყოფილს სიმრუდეზე, ამ სიხისტეების გათვალისწინებით (რომელიც ცვლადია ღეროს სიგრძეზე) ხელახლა თვლიან განტოლებათა სისტემას და იგებენ ჩალუნვების და მომენტების ახალ მნიშვნელობებს. ეს მეორდება მანამ სანამ საძიებო სიდიდეები ბევრად არ განსხვავდებიან საწყისი სიდიდეებისაგან. უფრო მარტივი, მაგრამ უფრო მიახლოებითი გადაწყვეტა შეიძლება მიღებული იყოს, თუ განვიხილავთ ცალკე სვეტებს, გამოყოფილს სისტემიდან, რომლის ბოლოებზე მოქმედებს

ძალეები, რომელიც მიღებულია არადეფორმირებული სქემით. ამ შემთხვევაში ჩალუნვის გავლენა სვეტში მღუნავი მომენტის გაზრდაზე, გათვალისწინებულია გრძივი ძალის საწყისი ექსცენტრისიტეტი (ან საწყისი მომენტი) გრძივი ღუნვის კოეფიციენტი  $\eta$ , ასევე სვეტების ბოლოების დაყრდნობის პირობა სისტემის კვანძებში, სვეტის მიღებული საანგარიშო სიგრძე შესაბამისი კოეფიციენტით, რომელიც სვეტის საანგარიშო სქემას განიხილავს როგორც ღეროს სახსრულად ჩამაგრებულს.  $\eta$ -კოეფიციენტის მნიშვნელობა კონსტრუქციების გაანგარიშებისას არადეფორმირებული სქემით გამოითვლება ფორმულით:

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}} \quad (41)$$

სადაც  $N$  – გრძივი ძალაა გარე დატვირთვით გამოწვეული

$N_{cr}$  – პირობითი კრიტიკული ძალა, რომელიც გამოითვლება

ფორმულით:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l^2} \quad (42)$$

სადაც  $D$  არის რკინაბეტონის ელემენტის სიხისტე, რომელიც გამოითვლება ფორმულით:

$$D = 0.1 \frac{E_b I}{\varphi_1 \delta_e} + E_s I_s \quad (43)$$

სადაც  $I, I_s$  – ინერციის მომენტია ბეტონის მთლიანი კვეთის ზზარების გათვალისწინების გარეშე და მთელი გრძივი არმატურის განივი კვეთის სიმძიმის ცენტრის მიმართ.  $\varphi_1$  – კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს დატვირთვის ხანგრძლივ მოქმედების გავლენას ელემენტის ჩალუნვაზე ზღვრული მდგომარეობის დროს  $\varphi_1 = 1 + \frac{M_{i1}}{M_1}$ ; სადაც  $M_1, M_{i1}$  – გარე ძალების მღუნავი მომენტია გაჭიმული არმატურის სიმძიმის ცენტრის მიმართ (ან ნაკლებად შეკუმშული). შესაბამისად მთლიანი დატვირთვის, ხანგრძლივი და ხანმოკლე დატვირთვისას  $\delta_e = \frac{e_0}{h}$  მაგრამ არაუმეტეს  $0.3l_0$ ;  $l_0$  – ელემენტის საანგარიშო სიგრძე.

გაანგარიშება სიმტკიცეზე (გრძივი ღუნვის გათვალისწინებით) სწორკუთხა კვეთის არაცენტრალურად შეკუმშული ელემენტის, რომელშიც მოთავსებული

არმატურა მდებარეობს გალუნვის სიბრტყის საწინააღმდეგო მხარეს, როცა გრძივი ძალის ექსცენტრისიტეტი

$$e_0 \leq \frac{h}{30} \text{ და მოქნილობა } \frac{l_0}{h} \leq 20 - \text{ ზე შეიძლება ვაწარმოთ შემდეგი}$$

პირობის მიხედვით:

$$N \leq N_{ult} \quad (44)$$

სადაც  $N_{ult}$  – გრძივი ძალის ზღვრული მნიშვნელობაა, რომლის ატანა შეუძლია ელემენტს, რომელიც გამოითვლება ფორმულით:

$$N_{ult} = u(R_b A + R_{sc} A_{s,tot}) \quad (45)$$

სადაც  $A$  – ბეტონის კვეთის ფართობი.

$A_{s,tot}$  – მთლიანი გრძივი არმატურის ფართობი ელემენტის კვეთში.

$\varphi$  – კოეფიციენტი, რომელიც აიღება ცხრილიდან, ელემენტის მოქნილობაზე დამოკიდებულებით.

არაცენტრალურად შეკუმშეული ელემენტის საანგარიშო  $l_0$  სიგრძე განისაზღვრება როგორც ჩარჩოს ელემენტის, მისი დეფორმირებული მდგომარეობის გათვალისწინებით; დატვირთვის არახელსაყრელი განლაგებისას მხედველობაში მიიღება მასალის არადრეკადი დეფორმაციები და არსებული ბზარები.

ინტერესს იწვევს საერთაშორისო ნორმებში ევროკოდი 2-ში [21] შემოთავაზებული გამარტივებული მეთოდი სვეტების გასაანგარიშებლად, ერთერთ მათგანს წარმოადგენს გაანგარიშების მეთოდი, რომელიც დაფუძნებულია გრძივი ღუნვის კოეფიციენტის გამოყენებაზე.

მლუნავი მომენტი ჩაღუნვის გათვალისწინებით  $M_{ED}$ -განისაზღვრება ფორმულით:

$$M_{ED} = M_0 \left( 1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{ED}} - 1} \right) \quad (46)$$

სადაც  $M_0$  – საწყისი მომენტი რომელიც გამოთვლილია არადეფორმირებული სქემით.

$N_B$  – კრიტიკული ძალა ეილერის მიხედვით.

$N_{ED}$  – საანგარიშო გრძივი ძალა.

$\beta$  – კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს საწყისი მომენტის გადანაწილებას სვეტის სიგრძეზე, რომელიც მიღებულია:

$\frac{\pi^2}{12}$  – საწყისი მომენტის თანაბრად განაწილება სვეტის სიგრძეზე.

$\frac{\pi^2}{10}$  – გადანაწილება პარაბოლის მიხედვით.

$\frac{\pi^2}{12}$  – სამკუთხა გადანაწილება სვეტის სიგრძის შუაში.

დაშვებულია ავიღოთ  $\beta=1$ ; ფორმულა (46) შეგვიძლია წარმოვადგინოთ შემდეგი სათით (როცა  $\beta = 1$ ).

$$N_{ED}(e_0 + f) = N_{ED} \cdot e_0 \cdot \eta \quad (47)$$

სადაც  $f$  – ჩალუნვაა.

$e_0$  – არსებული ექსცენტრისიტეტი, რომელიც ტოლია  $\frac{M_0}{N_{ED}}$ ;  $\eta = \frac{1}{1 - N_{ED}/N_B}$

ამასთან, ჩალუნვის გავლენის გათვალისწინება ანალოგიურია ზემოთ განხილულის. განსხვავება მდგომარეობს კრიტიკული ძალის გამოთვალაში  $N_B$  (ფორმულა (46) არის წარმოდგენილი  $N_{cr}$ ) მეორე შემოთავაზებული მეთოდი დაფუძნებულია სიმრუდის განსაზღვრაზე. საანგარიშო მომენტი განისაზღვრება ფორმულით:

$$M_{ED} = M_0 + M_2 = M_0 + N_{ED} \cdot f \quad (48)$$

სადაც  $f$  – განისაზღვრება სიმრუდის საშვალბით:

$$f = \frac{1}{r} \cdot \frac{l^2_0}{c} \quad (49)$$

სვეტებისათვის რომელთაც აქვს მთლიანი კვეთი, სიგრძეზე კოეფიციენტი  $c$  – რომელიც ითვალისწინებს სვეტის სიგრძეზე სიმრუდის გავლენას, რომელიც ტოლია 10, ხოლო სიმრუდე განისაზღვრება ფორმულით:

$$\frac{1}{r} = K_2 \cdot \frac{1}{r_0} \quad (50)$$

სადაც,  $K_2 = \frac{n_k - n}{n_k - n_{b0}} \leq 1$ ;  $\frac{1}{r} = \frac{\epsilon_{yd}}{0.45d}$ ;  $\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$ ;  $n = \frac{N_{Ed}}{A_c n f_{cd}}$ ;  $n_k = 1 + \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c - f_{cd}} \leq 1$ ;

$n_{b0} = 0.4$ ;

$A_c$ ,  $A_s$  – ბეტონისა და არმატურისთვის კვეთის ფართობები.

$f_{cd}$ ,  $f_{yd}$ —საანგარიშო წინაღობა ბეტონის კუმშვაზე და არმატურის გაჭიმვაზე.

$d$ — სვეტის მუშა სიმაღლე.

სვეტის საანგარიშო სიგრძე ნებისმიერი მეთოდისთვის განისაზღვრება დამოკიდებულებით, არის თუ არა გადაადგილებად ან არაგადაადგილებად სისტემაში (ე.ი. შეუძლია თუა არა სვეტის ბოლოებს გადაადგილდეს ერთმანეთის შესაბამისად ჰორიზონტალურად) გამოითვლება ფორმულით:

არაგადაადგილებადი სისტემისათვის:

$$l_o = 0.5l \sqrt{\left(1 + \frac{K_1}{0.45+K_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{K_2}{0.45+K_2}\right)} \quad (51)$$

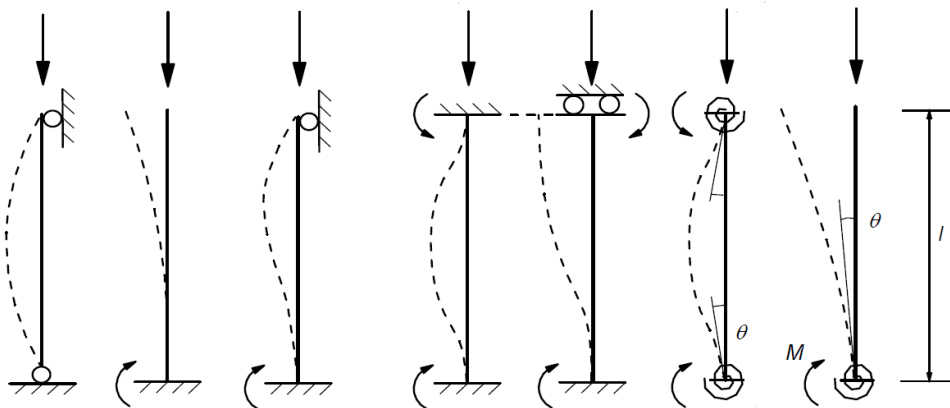
გადაადგილებადი სისტემისათვის:

$$l_o = l \sqrt{\left(1 + 10 \frac{K_1 \cdot K_2}{K_1 + K_2}\right)} \quad (52)$$

$$l_o = l \left(1 + \frac{K_1}{1+K_1}\right) \left(1 + \frac{K_2}{1+K_2}\right) \quad (53)$$

$K_1$  და  $K_2$  რ. ომელიც ითვალისწინებს შესაბამის დამყოლობას ზედა და ქვედა სვეტის საყრდენების მობრუნებაზე და მიღებულია:

$$K_1 (K_2) = \frac{\theta}{M} \cdot \frac{EI}{l} \quad (54)$$



$$l_o = l \quad l_o = 2l \quad l_o = 0.7l \quad l_o = l/2 \quad l_o = l \quad l/2 < l_o < l \quad l_o > 2l$$

ნახ.11. სვეტის საანგარიშო სიგრძე ჩამაგრების ხასიათის მიხედვით

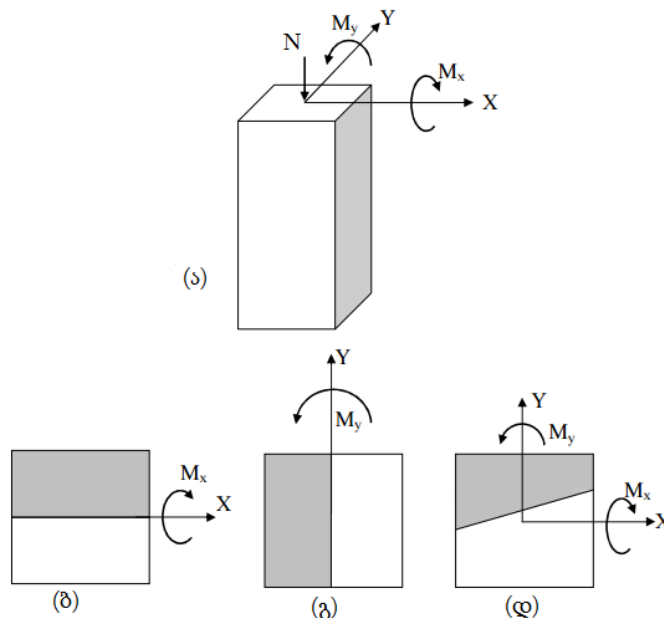
სადაც  $\theta$ — მომენტისაგან შესაბამისი საყრდენის მობრუნების კუთხე.

$EI$ –ლუნვის სიხისტე, რომელმაც უნდა მოახდინოს ბზარწარმოქმნის ეფექტი, თუ გაანგარიშება ზღვრული მდგომარეობის დროს არ აჩვენებს რომ ბზარები არ არის.

$l$ – სვეტის სიგრძე.

## 2.2. რკინაბეტონის სვეტის გაანგარიშება ორღერძა ლუნვისას თანამედროვე მეთოდების გამოყენებით

რკინაბეტონის სვეტების გაანგარიშება გრძივ ლუნვაზე ორ მთავარ სიბრტყეში, დაკავშირებულია გარკვეულ სირთულეებთან, რაც მდგომარეობს შემდეგში: საჭიროა დადგინდეს კვეთში ნეიტრალური ღერძის მდებარეობა და განისაზღვროს დაკმაყოფილებულია თუ არა წონასწორობის პირობა. მისაღებია ძალის მოდების ის ადგილი, რომლის შესაბამისი ნეიტრალური ღერძი კვეთის კონტურის მხებს წარმოადგენს; ამ შემთხვევაში ადგილი აქვს ცენტრალურ ლუნვას. რეალურად სვეტებში გრძივი დატვირთვისას ლუნვა ხდება ორ მთავარ სიბრტყეში. გაანგარიშებისას სირთულეს ქმნის, განვსაზღვროთ არმირებული სვეტის ქცევა ორღერძა ლუნვისას. (ნახ.0)

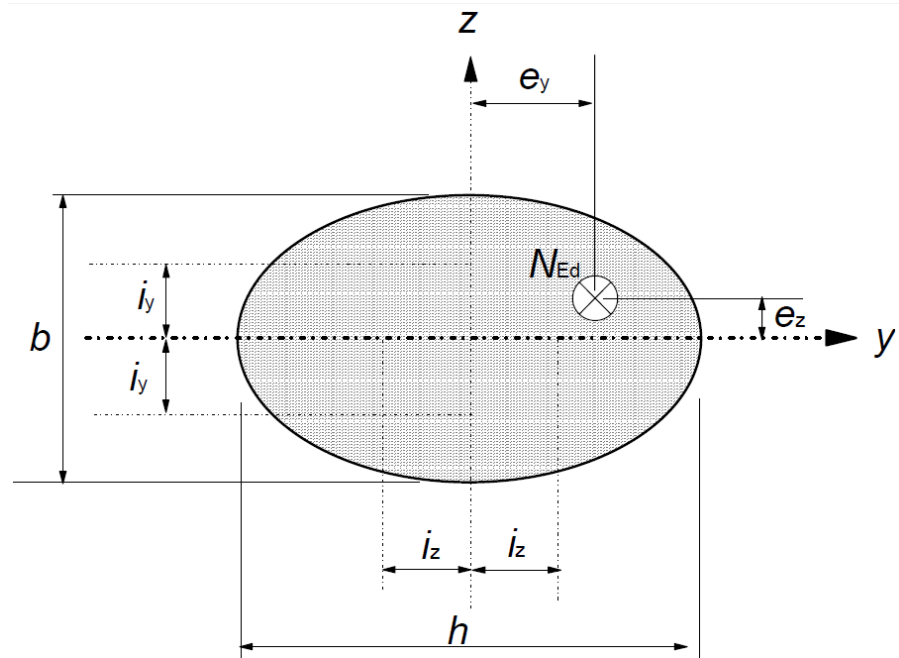


ნახ.12. ა) სვეტის გრძივი ლუნვა, ბ) ლუნვა  $x$ -ღერძზე, გ) ლუნვა  $y$ -ღერძზე, დ) გრძივი ლუნვისას ორ მთავარ სიბრტყეში ნეიტრალური ხაზის მდებარეობა.



რკინაბეტონის სვეტები ძირითადად განიცდიან არაცენტრალურ დატვირთვას, კონკრეტულად ეს ეხება შენობის განაპირა სვეტებს. ევროკოდი-2-ში მოცემულია სვეტის გაანგარიშების გამარტივებული მეთოდი გრძივი ღუნვისას ორ მთავარ სიბრტყეში[21]. აღნიშნული მეთოდი ქვემოთ მოცემული პირობების დაკმაყოფილების შემთხვევაში იძლევა კარგ შედეგს:

1. გამარტივებული მეთოდით სვეტის გაანგარიშებისას ყურადღება ექცევა დატვირთვის ზღვრულ მომენტს.
2. აუცილებელია მოქნილობის თანაფარდობა აკმაყოფილებდეს პირობას:  $\lambda_y/\lambda_z \leq 2$  და  $\lambda_z/\lambda_y \leq 2$ ;
3. ექსცენტრისიტეტების თანაფარდობა უნდა აკმაყოფილებდეს შემდეგ პირობებს:  $\frac{e_y/h}{e_z/b} \leq 0.2$  ან  $\frac{e_z/b}{e_y/h} \leq 0.2$  (ნახ.13).



ნახ.13. მოცემულია  $e_y$  და  $e_z$ -ექცენტრისიტეტების განსაზღვრა კვეთში

4. სვეტის გაანგარიშება ორღერძა ღუნვისას განისაზღვრება შემდეგი უტოლობით:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1.0 \quad (55)$$

სადაც  $M_{Edz/y}$ -ღერძის შესაბამისი ფაქტიური მღუნავი მომენტი;

$M_{Rdz/y}$   $a$  - ხარისხის შესაბამისი ზღვრული მომენტი;

წრიული და ელიფსური განივკვეთებისთვის  $a = 2$ ;

მართკუთხა განივკვეთებისათვის  $N_{Ed}/N_{Rd}$  0.1 0.7 1.0

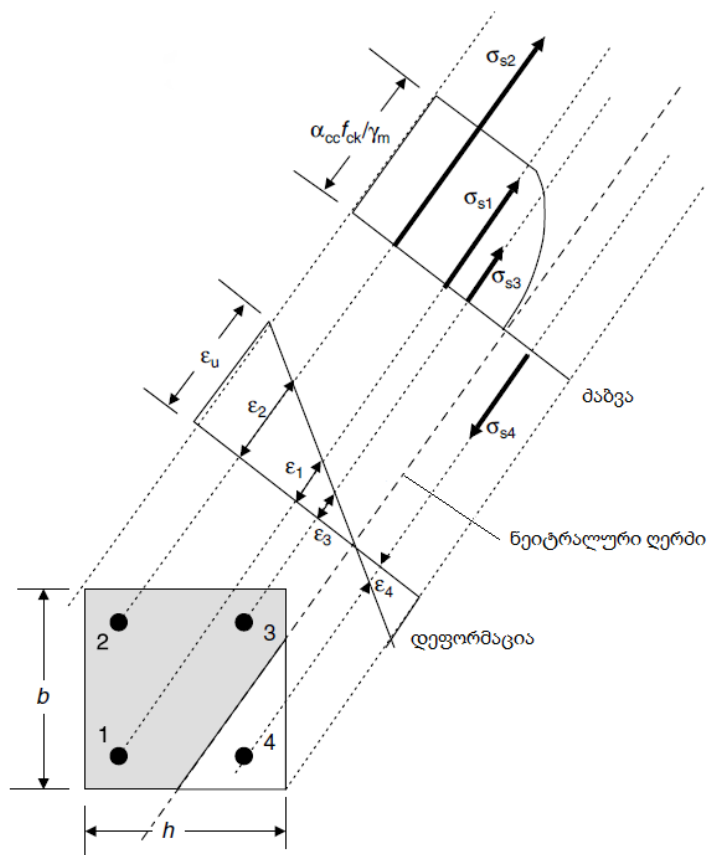
$a =$  1.0 1.5 2.0

სადაც  $N_{Ed}$ -სვეტზე მოქმედი ფაქტიური გრძივი ძალა;

$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$ -კვეთის ზიდვის უნარის მქონე გრძივი ძალა;

$A_c$ - რკინაბეტონის სვეტის ბეტონის კვეთის ფართობი;

$A_s$ -რკინაბეტონის სვეტის არმატურის კვეთის ფართობი;



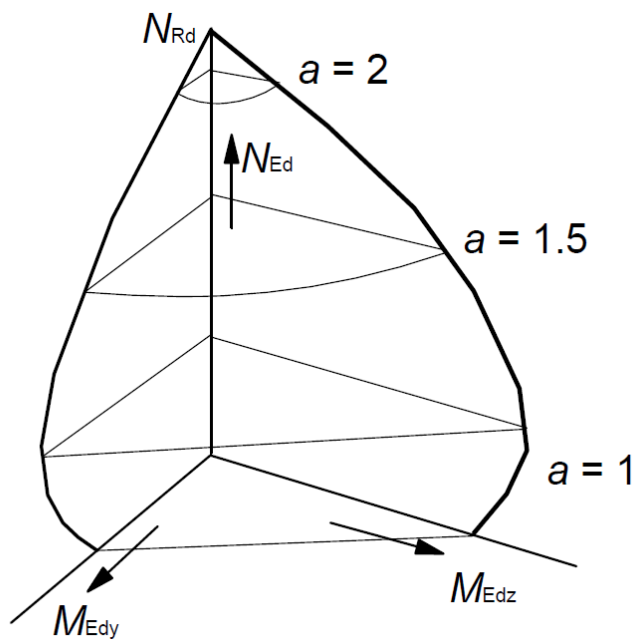
ნახ. 14. არმირებული სვეტის გრძივი ღუნვა ორ მთავარ სიბრტყეში მართკუთხა კვეთისთვის

თუ მოცემული უტოლობის პირობა დაკმაყოფილებულია, მაშინ არმირებული სვეტის საიმედოობა(უსაფრთხოება) ორღერძა ღუნვისას უზრუნველყოფილი იქნება.

რკინაბეტონის სტრუქტურული პარამეტრების გათვალისწინებით სვეტის ორღერძა ღუნვისას გამოიყენება ურთიერთქმედების ზედაპირების

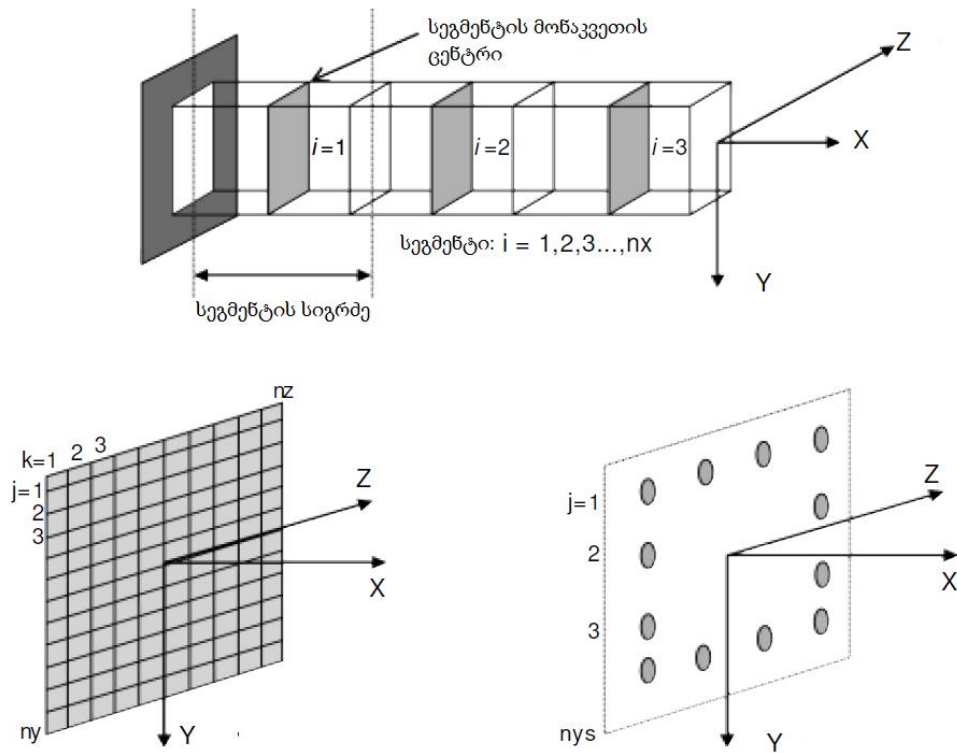
(ინტერაქციული) დიაგრამა, რომელიც საშუალებას იძლევა შემოწმდეს არმირებული სვეტის კვეთის დაძაბულობა. აღნიშნული მეთოდი მიახლოებით განსაზღვრავს არმირებული სვეტის ქცევას.

კომპიუტერული პროგრამები, რომლებიც იქნა შემუშავებული აღნიშნული მეთოდების გამოყენებით, საშუალებას იძლევა კონსტრუქციის გაანგარიშების მთელს ეტაპზე გააკონტროლოს და ვიზუალურად წარმოადგინოს გრძივი ღუნვისას დატვირთვის სხვადასხვა შეხამებისას არმირებული სვეტის ქცევა(ნახ. 15).



ნახ. 15. ზედაპირების ურთიერთქმედების(ინტერაქციული) დიაგრამა გრძივი ღუნვისას ორ მთავარ სიბრტყეში, მართკუთხა კვეთისათვის.

არსებული გაანგარიშების თანამედროვე მეთოდებიდან ცნობილია ბოჭკოვანი მოდელის მეთოდი, რომელიც გამოიყენება მაშინ, როცა სვეტზე მოქმედი დატვირთვებიდან მღუნავი მომენტი და გრძივი ძალა დომინირებს. ეს მეთოდი აღმოჩნდა უფრო სრულყოფილი. მისი გამოყენებით შესაძლებელია რკინაბეტონის სვეტის მოდელირება და გაანგარიშება სეისმურ დატვირთვაზე.



ნახ.16. რკინაბეტონის სვეტის ბოჭკოვანი მოდელი.

ბოჭკოვანი მოდელი ფორმულირდება შემდეგი სახით:

$$\Delta N_{xi} = \sum_{j=1}^{ny} \sum_{k=1}^{nz} (A_{ijk})(\Delta \sigma_{ijk}) \quad (56)$$

$$\Delta M_{yi} = \sum_{j=1}^{ny} \sum_{k=1}^{nz} [(A_{ijk})(\Delta \sigma_{ijk})(Z_{ik}) + (E_{ijk})(I_{zijk})(\Delta \phi_{yi})] \quad (57)$$

$$\Delta M_{zi} = \sum_{j=1}^{ny} \sum_{k=1}^{nz} [-(A_{ijk})(\Delta \sigma_{ijk})(Y_{ik}) + (E_{ijk})(I_{zijk})(\Delta \phi_{zi})] \quad (58)$$

სადაც  $N$ -გრძობი დატვირთვა;  $M_y$ -მომენტი  $y$ -ღერძზე;  $M_z$ -მომენტი  $z$ -ღერძზე;  $A$ -ბოჭკოს კვეთის ფართობი;  $\sigma_{ijk}$ -ბოჭკოს ძაბვა;  $E_{ijk}$ -ბოჭკოს დრეკადობის მოდული;  $I_{ijk}$ -ბოჭკოს ინერციის მომენტი;  $\phi_{y_1}$ -კვეთის სიმრუდე  $y$ -ღერძზე;  $\phi_{z_1}$ -კვეთის სიმრუდე  $z$ -ღერძზე;  $i, j, k$ - $x, y, z$ -ღერძებზე სეგმენტების ინდექსი.

ბოჭკოვანი მეთოდი იყენებს სასრულ ელემენტებს და მედელირებულია სიხისტის მმართველი მატრიცის განტოლებით. გაანგარიშების ეს მეთოდი ზუსტად პროგნოზირებს სვეტის დაძაბულ-დეფორმირებულ მდგომარეობას ორღერძა ღუნვისას.

## 2.3. ჩატარებული მეცნიერული კვლევები, რიცხვითი და პრაქტიკული ექსპერიმენტები და მათი შედეგები

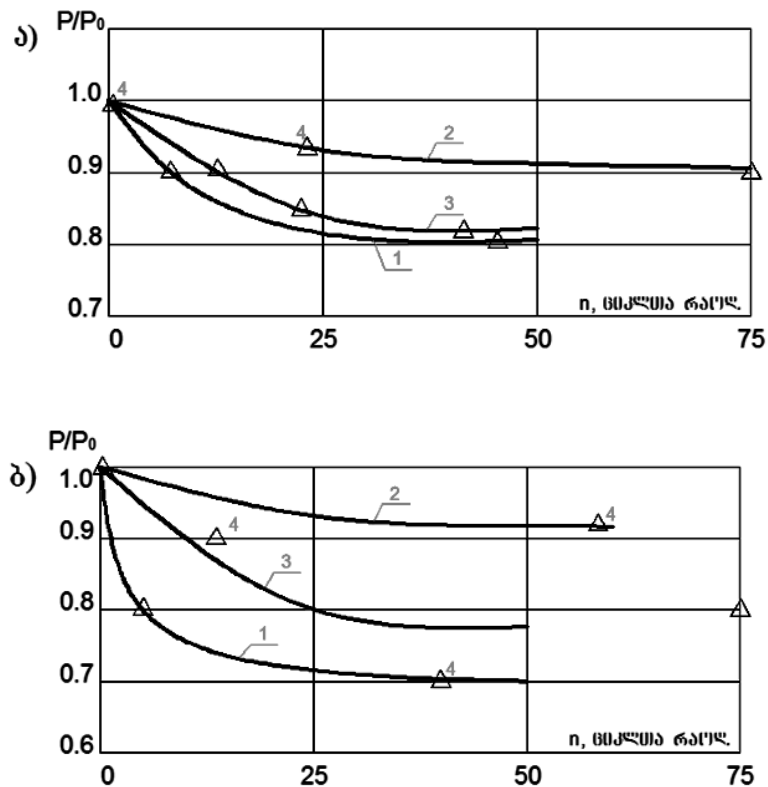
მიწისძვრისას რკინაბეტონის კარკასული ნაგებობების ძირითადი ნაწილის ნგრევის მიზეზი, ხშირ შემთხვევაში თვით კონსტრუქციული ელემენტების სვეტისა და რიგელების მნიშვნელოვანი დაზიანებებია. რკინაბეტონის კონსტრუქციული ელემენტების ნგრევის მექანიზმის გამოსავლენად დაზიანებული ელემენტების დეტალურმა შესწავლამ გვიჩვენა, რომ ნგრევას ადგილი აქვს დახრილი, ნორმალური და სივრცითი კვეთებში, განსაკუთრებით უნდა აღინიშნოს ისიც, რომ კარკასული შენობების კონსტრუქციული ელემენტების სვეტების პროექტირებისას საანგარიშო მოდელზე ჰორიზონტალური და ვერტიკალური ძალების ზემოქმედებისას კონსტრუქციის ნგრევა ხდება მათზე მოქმედი ძალების თანაფარდობის სიდიდეთა სხვადასხვა მნიშვნელობების დროს, რის შედეგადაც, წარმოქმნილი ბზარების მიმართულებები და შესაბამისად ნგრევის საბოლოო ხასიათიც სხვადასხვაგვარია.

თუ კონსტრუქციის პროექტირებისას შესაძლებელი იქნება ბზარწარმოქმნის პროცესის რეგულირება, კერძოდ, ბზარის დახრის კუთხეების ცვალებადობა, მაშინ შესაძლებელი გახდება ნაგებობის კონსტრუქციების რღვევის პროცესის მართვაც, რაც საშუალებას მოგვცემს თავიდან ავიცილოთ ელემენტების მყიფე რღვევა. რკინაბეტონის სვეტების რღვევის მექანიზმის ასახსნელად აუცილებელია შედარებულ იქნეს საანგარიშო მოდელი და ნგრევის ფაქტორის მექანიზმი მათ შორის არსებული სხვაობის გამოსავლენად.

დღეისთვის მოქმედი საანგარიშო მოდელი, ჩვენი აზრით, ადეკვატურად ვერ აღწერს რღვევის ფიზიკურ მოდელს. ერთერთი ძირითადი ნაკლი საანგარიშო მოდელისა მდგომარეობს იმაში, რომ ნაგებობის გაანგარიშებისას სეისმური ჰორიზონტალური ძალა მოდებულია მათზე სტატიკურად, რაც სინამდვილეს არ შეესაბამება. სინამდვილეში, მაღალი ინტენსივობის სეისმური ზემოქმედებისას ჰორიზონტალური მდგენელი ნიშანცვლადი მცირეციკლური

ხასიათისაა. აქედან გამომდინარე, კონსტრუქციაც ასეთ ზემოქმედებაზე უნდა იყოს გაანგარიშებული.

ლიტერატურიდან ცნობილია რომ ექსპერიმენტების ციკლი, როდესაც რკინაბეტონის შეკუმშულ ელემენტებზე მოდებული იყო ერთნიშნა და ნიშანცვლადი ჰორიზონტალური ძალა  $P=-1$ , დატვირთვის შედარებით მცირე რაოდენობის ციკლებისას ( $n \approx 50$  ციკლი) ნიშანცვლადი დატვირთვის შემთხვევაში დაფიქსირდა ზიდვის უნარის კლება, ამასთან ზიდვის უნარის შემცირება ჰორიზონტალური ძალების არსებობისას აღწევდა 20%-ს, ხოლო განივი ძალების შემთხვევაში 30%-ით ნაკლები იყო ნიმუშების ერთჯერად დატვირთვისასთან შედარებით იხ.(ნახ. 17).



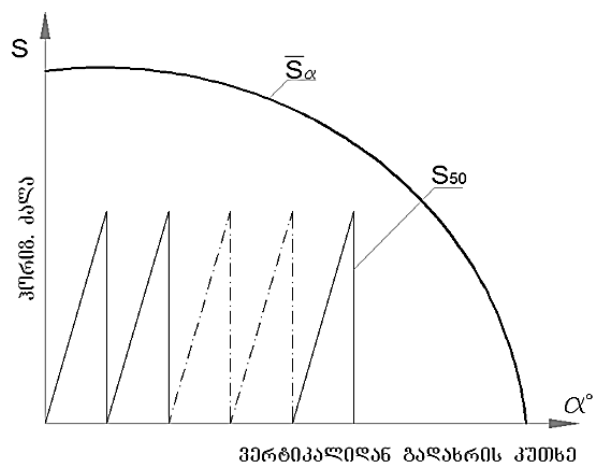
ნახ.17. მრღვევი ნიშანცვლადი დატვირთვის  $\frac{P}{P_0}$  ფარდობის ცვლილება ა)განივი ძალის არსებობის; ბ)ან არარსებობის; დატვირთვის დროს ციკლთა რაოდენობის დამოკიდებულებით:1.  $N = 0$ ; 2.  $N = 350$  კნ; 3.  $N = 700$  კნ;  $\Delta$ –ექსპერიმენტული წერტილები.

ანალოგიური შედეგები იყო მიღებული წინასწარ სხვადასხვა სიდიდის ძალით შეკუმშულ ელემენტებზე ერთნიშნა და ნიშანცვლადი მგრები მომენტის მოქმედებისას. აქაც შეკუმშული ელემენტების ზიდვის უნარის კლება ნიშანცვლადი მგრები მომენტის მოქმედებისას 40% კი აღწევდა. ამასთან ისიც უნდა აღინიშნოს, რომ წინასწარ მოდებული მკუმშავი ძალის სიდიდე შემდგომში სხვადასხვა დატვირთვის ციკლური ზემოქმედებისას განაპირობებდა რღვევის ხასიათს; შეკუმშული ძალის ზრდასთან ერთად რღვევა მყიფე ხასიათს იღებდა.

ზემოთ მოყვანილი ექსპერიმენტული მონაცემები ადასტურებენ და კიდევ ერთხელ ცხადყოფენ ამჟამად მოქმედი ნორმატიული საანგარიშო მეთოდიკის არასრულყოფილებას, რადგან იგი არ ითვალისწინებს სეისმური ტიპის ძალის ზემოქმედების ციკლურობას და ამასთან დაკავშირებულ საანგარიშო ძალების საგრძნობ ვარდნას. ყოველგვარი მოსალოდნელი ნგრევის თავიდან ასაციებლად სწორედ შენობების დაპროექტებისას მხედველობაში უნდა იყოს მიღებული საანგარიშო სიდიდეების 20-40%-ით კლება. ზიდვის უნარის შემცირება თავისთავად გულისხმობს საანგარიშო განიკვეთის მნიშვნელოვან შემცირებას, რაც შემდგომში მიზეზი ხდება კონსტრუქციული ელემენტების რღვევა მოხდეს არა სიმტკიცის პირობის მიხედვით, არამედ მდგრადობის დაკარგვით.

სეისმური ზემოქმედების დროს რკინაბეტონის შეკუმშულ-გალუნულ ელემენტებში ვითარდება პლასტიკური დეფორმაციები, რაც მათი სიხისტეების სხვადასხვა სიდიდით ცვლილებას იწვევს. ეს კი, თავის მხრივ, დინამიკური ექსცენტრისიტეტის წარმოქმნის წინაპირობაა. დინამიკური ექსცენტრისიტეტის გამო ელემენტებში ჩნდება დამატებითი მგრები ძალები, რომლებმაც მღუნავ მომენტთან ერთად, განიკვეთშემცირებული შეკუმშული სვეტისათვის დეფორმაციის ერთი ფორმა შეიძლება შეიცვალოს მეორეთი. შეკუმშული სვეტი ბიფურკაციის შედეგად კარგავს მდგრადობას. ასეთ პირობებში კონსტრუქციის საიემდობის შესაფასებლად ძალოვანი კრიტერიუმების ნაცვლად აუცილებელი ხდება დეფორმაციულობის კრიტერიუმებით ვიხელმძღვანელოთ. ეს კი იმას ნიშნავს, რომ კონსტრუქციული ელემენტების მზიდუნარიანობა არა

სიმტკიცის კრიტერიუმებით, არამედ მდგრადობის პირობებით უნდა განისაზღვროს განსაკუთრებით უნდა აღინიშნოს ისიც, რომ მაღალი სიდიდის ციკლური დატვირთვისას ხდება ბეტონის განშრევა, რაც უარყოფითად მოქმედებს ელემენტის უნარზე შთანთქმის გარე ენერგია. კინემატიკური კრიტერიუმის მიხედვით ნაგებობა განიცდის ციკლურ პლასტიკურ რღვევას, თუ მოიძებნა კინემატიკურად დასაშვები პლასტიკური დეფორმაციებისა და გარე ძალების  $n$ -ციკლთა ის რაოდენობა, რომლის დროსაც გარე ძალების მიერ შესრულებული ჯამური მუშაობა აღემატება ნაგებობის შიდა პლასტიკური ძალების მიერ შესრულებულ მუშაობას. ელემენტის მუშაობის ასეთ პირობებში, რომელიც განსაზღვრულია მოქმედი ნორმატიული დოკუმენტებით, რკინაბეტონის კონსტრუქციული ელემენტი მზიდუნარიანობას მდგრადობის დაკარგვით ამოწურავს. ჰორიზონტალური და ვერტიკალური დატვირთვების ერთდროული მოქმედებისას, როდესაც ვერტიკალური დატვირთვა ფიქსირებულია (მუდმივია), ჰორიზონტალური მცირე ციკლური ზემოქმედების გაანგარიშების მიზანი მდგომარეობს იმის უზრუნველყოფაში, რომ შეირჩეს ისეთი ინტენსივობის ჰორიზონტალური ციკლური დატვირთვა, რომ მისი ზღვრული სიდიდე 50 ციკლის განმეორებადობისას არ გასცდეს წირით შემოსაზღვრულ არეს და არც მას შეეხოს. წინასწარ შეკუმშულ ღეროზე  $S$  ჰორიზონტალური ძალის ციკლური ზემოქმედების დამოკიდებულება ღეროს ვერტიკალური მდგომარეობიდან გადახრის კუთხესთან (იხ. ნახ. 18).



ნახ.18. " $S_\alpha$ " წირის შიგნით შემოსაზღვრულია უსაფრთხო ზონა.



### 3.თავი

#### 3.1. ჩარჩოვანი სისტემების მდგრადობის შეფასება

ნაგებობათა მდგრადობის შეფასება გარე ზემოქმედებისა და ელემენტების შიგა თვისებების შედარების გზით, როგორც ამას ადგილი აქვს სტატიკის (არსებული ძალებისა და შერჩეული კვეთების შესაბამისობით) ან დინამიკის (საკუთარი და იძულებითი რხევების შედარებით) ამოცანების შემთხვევაში შეუძლებელია შემდეგი მიზეზების გამო; კრიტიკული დატვირთვის პარამეტრის წრფივი განაწილების პრინციპი არ ასახავს კრიტიკულ მდგომარეობაში მყოფ შეკუმშული ღეროვანი სისტემების რეალურ თვისებებს. ეილერის მიერ შემოთავაზებული ცალკეული ღეროს ბიფურკაციული მდგომარეობის შესახებ ამოცანის გადაწყვეტა გარკვეული სასაზღვრო პირობების გათვალისწინებით, გადატანილია ღეროვან სისტემებზე (რომელიც შედგება ელემენტებისაგან უცნობი სასაზღვრო პირობებით), ამ ჰიპოთეზის საშუალებით, რომ ადგილი აქვს სისტემაში ცენტრალურად მკუმშვადი გარე კვანძური დატვირთვების ერთპარამეტრულ ზრდას.

გარე კუმშვადი ძალა, რომელიც შეესაბამება წონასწორობის ფორმის განშტოებას, რიცხობრივად ტოლია შიგა შესაძლებლობისა შეინარჩუნოს ეს ფორმები, თუმცა უშუალოდ და ერთნიშნა რაოდენობრივი განსაზღვრა შიგა თვისებებისა გარე დატვირთვების მეშვეობით შესაძლებელია მხოლოდ ცალკეული ღეროებისათვის განსაზღვრული სასაზღვრო პირობებით; როგორადაც გვევლინება ეილერის ცხრილის მონაცემები. ღეროვან სისტემებში კვანძურ შეერთებებში დრეკადი თვისებები არ არის განსაზღვრული და გარდა ამისა, ისინი იცვლებიან დატვირთვის ზრდასთან ერთად. აქედან გამომდინარე, იცვლება შეკუმშული ღეროების შიგა თვისებები (წინააღმდეგობები). დატვირთვის ზრდის ერთპარამეტრული კანონზომიერება არ ემთხვევა დრეკადი შეერთების არაწრფივ დამოკიდებულებას ცვალოს თავისი თვისებები დატვირთვის პროცესში.

ნებისმიერ ღეროვან სისტემაში რიცხობრივი ტოლობა გარე დატვირთვასა და შიგა წინააღმდეგობას შორის მიიღწევა მხოლოდ ერთ (სუსტ) ღეროში, ყველა

დანარჩენი შეკუმშული ღერო ამოვარდნილია საერთო შეფასებიდან ასეთი კრიტერიუმის არარსებობის გამო.

ზოგადი მდგრადობის თეორიის გამოყენებით, გავლენა რეალურ კონსტრუირებაზე გამოიხატება საანგარიშო სიგრძეებისა ან მათი კოეფიციენტების საშუალებით. საანგარიშო სიგრძის ანალოგია ცენტრალურად შეკუმშული სახსრულად დაყრდნობილი ღეროს თავისუფალი (დაყვანილი) სიგრძე, რომელმაც დაკარგა წონასწორობის ფორმა. ეილერის შემთხვევაში არსებობს ხუთი ტიპის ასეთი ღერო, რომელთათვისაც კრიტიკული ძალებისა და დაყვანილი სიგრძეების მნიშვნელობები განსაზღვრულია. ეილერის განზოგადოებული ფორმულით განსაზღვრული კრიტიკული ძალებისა და დაყვანილი სიგრძეების მნიშვნელობები ურთიერთკავშირშია და შეიძლება ისინი ძალის მხრივ განსხვავდებოდნენ არა უმეტეს 18-ჯერ და სიგრძის მხრივ ოთხჯერ.

რეალური ჩარჩოვანი ნაგებობა წარმოადგენს დრეკადად შენაწევრებულ, შეუღლებულ ღეროების ერთობლიობას, რომელთა სასაზღვრო პირობები მკუმშავი დატვირთვების ზრდასთან ერთად არაწრფივად იცვლება. ზოგადი მდგრადობის თეორია კრიტიკული დატვირთვის პარამეტრს განსაზღვრავს არა რომელიმე ღეროსთან დამოკიდებულებით, არამედ ანაწილებს მას შეკუმშულ ელემენტებს შორის დატვირთვის მოცემული ნორმის პროპორციულად. აქედან გამომდინარე, ჩარჩოვანი კონსტრუქციის ნებისმიერი ღეროსთვის არც კრიტიკული ძალა, არც დაყვანილი სიგრძე არ შეიძლება კონკრეტულად განისაზღვროს.

ცნობილია დაყვანილი სიგრძიდან მოქნილობის საშუალებით კვეთის ზომებზე გადასვლის მეთოდი, რაც ერთადერთია, მდგრადობის პირობებიდან გამომდინარე, ცალკეული ელემენტების ზიდვის უნარის შესაფასებლად. კვეთების შესარჩევად თანამედროვე ნორმებში იყენებენ საანგარიშო სიგრძეების სიდიდეებს, რომლებიც მხოლოდ გონებაჭვრეტითაა დაკავშირებული „დაყვანილი სიგრძის“ ცნებასთან. ამ მიზნით, ნორმებით რეკომენდებულია რამოდენიმე ემპირიული ფორმულა, რომლებიც კლასიფიცირებულია

რეგულარული ჩარჩოვანი სისტემების ტიპისა და საყრდენების მიმართ სვეტების განლაგების დონეების მიხედვით.

აუცილებელია აღვნიშნოთ, რომ თვითთელი (თუ ცალკეული) სვეტისათვის განსაზღვრული საანგარიშო სიგრძის კოეფიციენტის სიდიდის მიხედვით შესაძლებელია დავადგინოთ მათი თვისებები ე.ი. უნარი თავის თავზე აიღოს სრულიად განსაზღვრული სიდიდის ძალვა. ამ კოეფიციენტებით განისაზღვრება მდგრადობის ყველა დანარჩენი პარამეტრი (ზღვრული მოქნილობა, კრიტიკული დატვირთვის სიდიდე), რაც საშუალებას აძლევს კონსტრუქტორს მიზანდასახულად წარმოადგინოს თვითთელი სვეტის კვეთი. სისტემის ცალკეული შეკუმშული ღეროს შესაძლებლობების დიფერენცირებული შეფასება, რაც რეკომენდებულია ნორმატიულ დოკუმენტებში, არ არის დაკავშირებული ზოგადი მდგრადობის თეორიასთან. მათში რეკომენდებული ემპირიული ფორმულები და ცხრილები გამოიყენება ღეროვანი სისტემების მხოლოდ შეზღუდული ტიპისთვის. აღნიშნული ემპირიული რეკომენდაციები, რომლებიც ეხება მკუმშავი ძალების გავლენას მღუნავი მომენტის სიდიდეზე (ან მკუმშავი დატვირთვების მოდების ექსცენტრისიტეტებზე), ფაქტიურად თავისებური მცდელობაა დეფორმირებული სქემით გაანგარიშების გამარტივებისა.

რკინაბეტონის მდგრადობაზე შეფასების არსებული მეთოდოლოგია დეფორმაციული სქემის მიხედვით, გაყოფილია ორ ერთმანეთთან დაკავშირებულ ნაწილად, რომელთაგან ერთი ნაწილი მთლიანად ეფუძნება ემპირიულ რეკომენდაციებს.

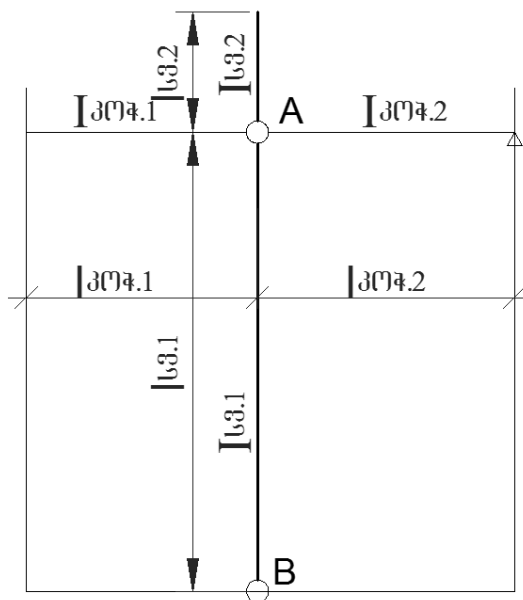
საერთო და ადგილობრივი მდგრადობა რეალურად არსებული მოვლენებია, მაგარმ მათი ანალიზი არ უნდა გაიყოს ორი დამოუკიდებელ გაანგარიშებად, რადგან მდგრადობის საერთო დაკარგვა ვლინდება ღეროებიდან ერთერთის ადგილობრივი სისუსტით.

### 3.2. მკუმშავი ძალის ექსცენტრისიტეტებისა და სიხისტეების გავლენა სვეტის საანგარიშო სიგრძეზე

ჩარჩოვან სისტემებში შეკუმშული ელემენტების საანგარიშო სიგრძის განსაზღვრისას გათვალისწინებულ უნდა იქნას მკუმშავი ძალის მოდების ექსცენტრისიტეტების განლაგება, მათი სიდიდეებისა და აგრეთვე, განსახილველი ელემენტის ბოლოებთან სიხისტეების მნიშვნელობები.

მდგრადობაზე გაანგარიშებისას, როგორ არაერთეხლ იყო აღნიშნული, განსაკუთრებული ყურადღება ექცევა შენობის ან სვეტების სასარგებლო სიმაღლისა და სიგრძის განსაზღვრას. ევროპულ ნორმებში[21] მოცემულია სასარგებლო სიგრძის გასაანგარიშებელი ნომოგრამა და შესაბამისად მეთოდი ნომოგრამის გამოსაყენებლად.

თუ განვიხილავთ ჩარჩოვან სისტემას, რომლის AB ელემენტისათვის გვინდა განვსაზღვროთ სასარგებლო სიგრძე, საჭიროა განისაზღვროს  $K_A$  და  $K_B$  კოეფიციენტები, რომლებიც აღნიშნავენ სვეტების ბოლოებთან სიხისტეს (ნახ. 19).



ნახ.19 სასარგებლო სიგრძის გასაანგარიშებელი ნომოგრამა

ჩარჩოვანი სისტემის AB სვეტის მახასიათებლები სიხისტეთა განსაზღვრავად შემდგომში ელემენტის საანგარიშო სიგრძის დასადგენად

A წერტილში:

$$K_A = \frac{I_{col1}/l_{col1} + I_{col2}/l_{col2}}{I_{b1}/l_{b1} + 0.5I_{b2}/l_{b2}} \quad (59)$$

$$K_A (\text{ან } K_B) = \frac{\sum E_{cm} I_{col} / l_{col}}{\sum E_{cm} \cdot \alpha \cdot I_b / l_{eff}} \quad (60)$$

სადაც  $E_{cm}$  – ბეტონის დრეკადობის მოდულია,

$I_{col}$ ,  $I_b$  – შესაბამისად სვეტის ან კოჭის (მთლიანი კვეთის) ინერციის მომენტები.

$l_{col}$  – სვეტის სიმაღლე მანძილი ჩამაგრებების ცენტრებს შორის,

$l_{eff}$  – კოჭის სასარგებლო სიგრძე,

$\alpha$  – კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს კოჭის ჩამაგრების პირობებს ბოლოებში:

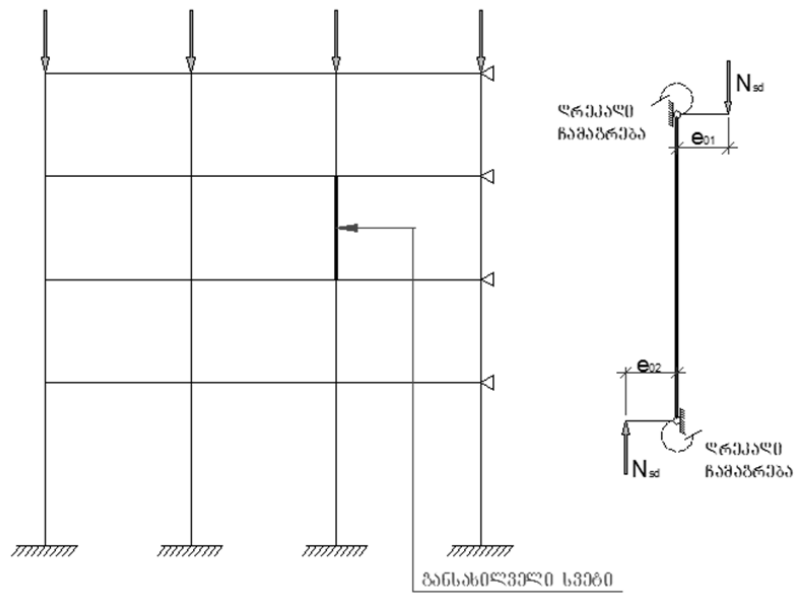
$\alpha = 1.0$  დრეკადად ან ხისტად ჩამაგრებული ბოლოებისათვის,

$\alpha = 0.5$  მობრუნებისგან თავისუფალ ბოლოში,

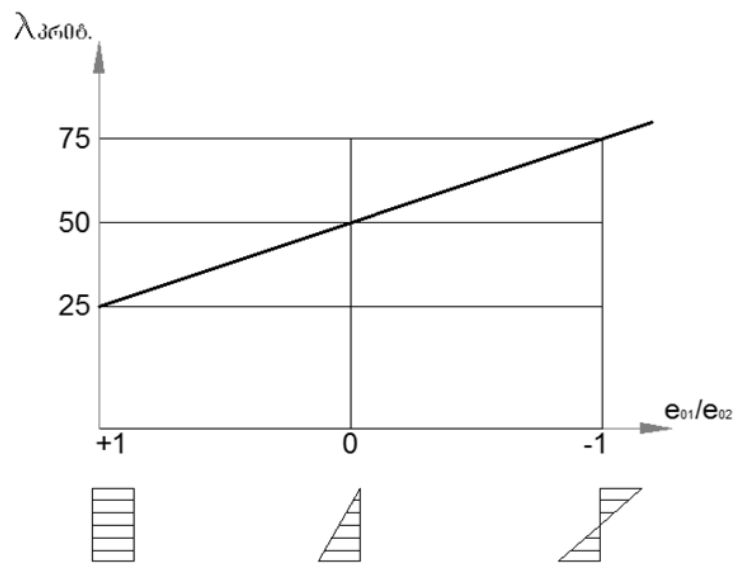
$\alpha = 0$  კონსოლური კოჭისათვის.

გაანგარიშებული  $K_A$  და  $K_B$  კოეფიციენტების მიხედვით ნომოგრამაზე აიღება შესაბამისი  $\beta$  კოეფიციენტების მნიშვნელობა, რომელიც ტოლია  $\beta = l_0 / l_{col}$  და საბოლოოდ გაიანგარიშება საძიებელი ელემენტის საანგარიშო სიგრძე  $l_0 = \beta l_{col}$  ეს უკანასკნელი, თავის მხრივ, მოქნილობის დასადგენადაა საჭირო:  $\lambda = l_0 / i$   $l_0$ -როგორც უკვე აღვნიშნეთ, სვეტის სასარგებლო სიგრძეა, ხოლო  $i$ -გრძივი ღუნვისას განიკვეთის ინერციის რადიუსია. თუ განსახილველი სვეტის მოქნილობა აღემატება 25-ს, იგი განიხილება როგორც მოქნილი.

მოცემულია მოქნილობასა და ექსცენტრისიტეტებს შორის დამოკიდებულების გრაფიკი. თუ ჩარჩოვანი შენობიდან განვიხილავთ ცალკეულ სვეტს, უნდა გავითვალისწინოთ მათზე ძალების მოდების ექსცენტრისიტეტებიც. (ნახ. 20)

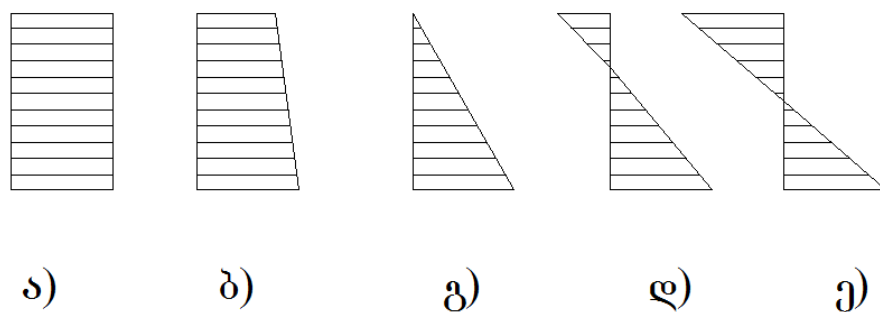


ნახ. 20. ჩარჩოვანი სისტემის ერთერთი განსახილველი სვეტის დატვირთვის სქემა



ნახ. 21. ელემენტების მოქნილობასა და ექსცენტრისიტეტებს შორის დამოკიდებულება

გრაფიკზე წარმოდგენილია მოქნილობის ზღვრები ცალკეული ელემენტებისათვის ხისტად ან დრეკადად ჩამაგრებული ბოლოებით. ჩატარებული ექსპერიმენტების დროს ექსცენტრისიტეტების საწყისი ეპიურებს შემდეგი სახე ჰქონდათ:



ნახ.22. რკინაბეტონის სვეტებზე ჩატარებული ექსპერიმენტისას ექსცენტრისიტეტების საწყისი ეპიურის სქემები, როცა  $e_1/e_2$  ფარდობა ტოლია: ა) 1; ბ) 0.5; გ) 0; დ) -0.5; ე) -1.

თითოეული სქემის დროს ფარდობა  $e_2/h$  ტოლი იყო 0,2; 0,5 და 1,0 და აღმოჩნდა, რომ  $e_2/h$  ფარდობის სიდიდის ზრდასთან ერთად საგრძნობლად კლებულობს, თითქმის 1,8-2,6- ჯერ, სვეტის ზიდვის უნარი, ამ სამუშაოში არ არის ჩატარებული ანალიზი ექსცენტრისიტეტების ფარდობის  $e_{01}/e_{02}$  მიხედვით რა ცვლილებას განიცდის სვეტის მოქნილობა? მითითებულია, რომ თუ ღერძული ძალის I რიგის ექსცენტრისიტეტი  $e_0$  ერთი მთავარი ღერძის მიმართ მეტია მაშინ მეორე მთავარი ღერძის მიმართ უნდა ჩატარდეს შემოწმება კვეთის შემცირებული სიმაღლის მიხედვით.

შენობებისათვის, რომელთა შეკუმშული ელემენტები შეიძლება ჩაითვალოს როგორც ცალკეული (იზოლირებული) ელემენტები, სვეტების დეფორმირებული ღერძებისათვის გაანგარიშებულ უნდა იქნას ჯამური ექსცენტრისიტეტი, რომლის განსაზღვრელ ფორმულაში შემავალი დამატებითი ექსცენტრისიტეტი იანგარიშება, როგორც მოქნილობის ფუნქცია, კერძოდ:

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2 \quad (61)$$

სადაც  $e_0$ – I რიგის ექსცენტრისიტეტი და ტოლია  $e_0 = Msdl/Nsd$ ;

$e_a$ - დამატებითი ექსცენტრისიტეტი და ტოლია  $e_a = \nu L/2$ , სადაც  $\nu = \frac{1}{100\sqrt{L}}$  რად.

$L$ - შენობის ან კონსტრუქციის მთლიანი სიმაღლეა მ-ში.

$e_2$  ექსცენტრისიტეტია, რომელიც ითვალისწინებს ცოცვადობის გავლენას. მუდმივი კვეთის მქონე სვეტებისათვის სიგრძეზე წრფივად ცვლადი, ბოლოებში განსხვავებული სიდიდით და „+“ ან „-“ ნიშნის ექსცენტრისიტეტებით, კრიტიკული კვეთების გასაანგარიშებლად ნაცვლად  $e_0$ -ს უნდა გამოვიყენოთ ექვივალენტური  $e_a$  ექსცენტრისიტეტი, რომელიც ქვემოთ მოყვანილი სიდიდეებიდან აიღება უდიდესი:

$$p_e = 0.6e_{02} + 0.4e_{01} \quad (62)$$

$$p_e = 0.4e_{02} \quad (63)$$

სადაც  $e_{01}$  და  $e_{02}$  არის სვეტის (დეროს) ორ ბოლოში I რიგის ექსცენტრისიტეტები და  $|e_{02}| \geq |e_{01}|$ .

სწორკუთხა ან წრიული განივკვეთის მქონე ელემენტებისათვის, რომელთა  $\lambda < [140]$  და დაცულია პირობა  $e_0 \geq 0.1h$ . მდგარდობაზე ანალიზისათვის შემოთავაზებულია ე.წ. „სვეტის მოდელი“ რომელიც წარმოადგენს ფუძეში ხისტად ჩამაგრებულ კონსოლურ სვეტს თავისუფალი მეორე ბოლოთი. იგი გაღუნულია მარტივი მრუდით დატვირთვისა და მომენტების ქვეშ მაქსიმალური მომენტით ფუძესთან.

$A_A$  კვეთში ჯამური ექსცენტრისიტეტი გაიანგარიშება ზემოთმოყვანილი ფორმულით.

მაქსიმალური გადახრა, რომელიც ტოლია II რიგის ექსცენტრისიტეტის, ასეთი სვეტისთვის შეიძლება იყოს (ნახ 23).

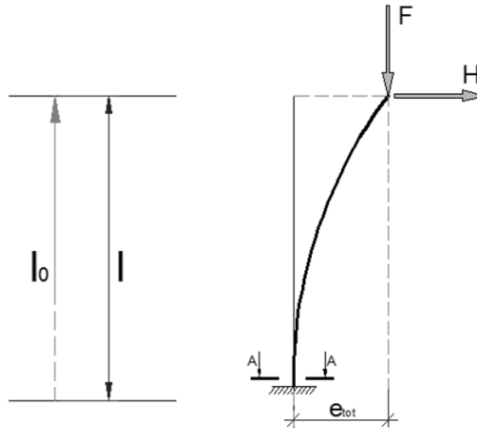
$$e_2 = k_1 \frac{l_0^2}{10r} \quad (64)$$

სადაც  $l_0$  არის სვეტის საანგარიშო სიგრძე.

$k_1 = \lambda/20 - 0,75$ , როცა  $15 \leq \lambda \leq 30$

როცა  $k_1 = 1$ , მაშინ  $\lambda > 35$





ნახ. 23. “სვეტის მოდელი” მდგრადობაზე გაანგარიშებისათვის იმ პირობებში, როცა მოქნილობა  $\lambda < |140|$  და დაცულია პირობა  $e_0 \geq 0.1h$

მდგრადობაზე ანალიზი ტარდება  $1/r$  სიმრუდეზე დაყრდნობით ფუძეში კრიტიკულ კვეთში, რომელიც შიგა და გარე ძალების წონასწორობიდან გაიანგარიშება. იმ შემთხვევაში, როდესაც დიდი დიზუსტე არ მოეთხოვება, სიმრუდე შეიძლება მივიღოთ:

$$\frac{1}{r} = 2k_2\varepsilon_{yd}/(0.9d) \quad (65)$$

სადაც  $\varepsilon_{yd}$  არმატურის დენადობის საანგარიშო დეფორმაცია ( $\sigma_T/E_s$ )  $d$ -განივკვეთის საანგარიშო სიმაღლეა მდგრადობის დაკარგვის მოსალოდნელი მიმართულებით. კოეფიციენტი  $k_2$  ითვალისწინებს  $1/r$  სიმრუდის შემცირებას ღერძული ძალის ზრდასთან.  $k_2 \leq 1$ , მაგრამ უმეტეს შემთხვევაში მისაღებია  $k_2=1$ .

### 3.3. წინადადებები შეკუმშული ელემენტების საანგარიშო სიგრძის განსაზღვრის ნორმატიული მეთოდის სრულყოფისათვის

ნორმატიული რეკომენდაციების ანალიზის საფუძველზე აღსანიშნავია, რომ ჩარჩოვანი სისტემების შეკუმშული ელემენტების მცირე მოქნილობის გამო, იგი არ აფასებს მათ ბიფურკაციულ მდგრადობას. ანალიზის დროს გაითვალისწინება გრძივი მკუმშავი ძალების გავლენა მათი მოდების ექსცენტრისიტეტის სიდიდეზე დეფორმირებული სქემის გაანგარიშების ერთერთი მიახლოებითი მეთოდის საშუალებით.

ნორმატიული რეკომენდაციები საანგარიშო სიგრძეების განსაზღვრაში არაკორექტულია და ისინი პირობითი კრიტიკული ძალის მნიშვნელობებს საგრძნობლად ზრდის. ეს სიდიდეები კი გამოიყენება  $\eta$  კოეფიციენტის ექსცენტრისიტეტებზე გავლენის გამოსათვლელად. აუცილებელია ცალ-ცალკე რეკომენდაციების არსებობა თავისუფალი და არათავისუფალი ჩარჩოებისათვის. მრავალრიცხოვანი ექსპერიმენტული კვლევების შედეგად დადგენილია, რომ თავისუფალი ჩარჩოვანი სისტემებისათვის ანაკრები ვარიანტის შემთხვევაში სვეტების საანგარიშო სიგრძე არ უნდა იყოს  $1,3H$ -ზე ნაკლები კვანძების შეერთებების დამყოლობის გათვალისწინებით. მონოლითური ვარიანტის შემთხვევაში კი საანგარიშო სიგრძე მიღებული უნდა იქნას არანაკლებ  $1,16 H$ -ისა. არათავისუფალი ჩარჩოვანი სისტემებისათვის ასაწყობი ვარიანტისას სვეტების საანგარიშო სიგრძე მიღებულ უნდა იქნას არანაკლებ  $0,8H$ -ისა, ხოლო მონოლითური ვარიანტისას - არანაკლებ  $0,7 H$ -ისა.

ზოგიერთი კვლევების საფუძველზე მოცემულია  $\eta$ -ს განმსაზღვრელ ფორმულაში,  $N/N_{cr}$  ფარდობის ხვადასხვა მნიშვნელობის დროს, მიყვავართ რიგ შემთხვევებში 300%-იან ცდომილებამდე დეფორმირებული სქემის მიხედვით ზუსტი გაანგარიშების დროს მიღებულ შედეგებთან შედარებით. ასეთ შემთხვევაში ექვქვემ დგება (41) ფორმულის გამოყენების მართებულობის საკითხი.

არათავისუფალი ჩარჩოებისათვის  $\eta \leq 1.08$ , როცა  $N/N_{cr} < 0.5$  და  $\eta \leq 1.2$ , როცა  $N/N_{cr} < 0.7$

ნორმატიული რეკომენდაციები [18] საფეხურებიანი სვეტებისათვის არ ითვალისწინებს სიხისტის მახასიათებლების თანაფარდობას შტოებს შორის, რის გამოც საანგარიშო სიგრძეების მნიშვნელობებს საგრძნობლად ამახინჯებს.

ყოველივე ზემოთქმული იძლევა იმის საფუძველს, რომ არსებული ნორმატიული მეთოდი ჩარჩოვან სისტემებში შეკუმშული ელემენტების საანგარიშო სიგრძის დასადგენად არასრულყოფილია და მოითხოვს შემდგომ დახვეწასა და დაზუსტებას.

## 4 თავი

### 4.1. პლასტიკური დეფორმაციების როლი კარკასული შენობების მდგრადობის დაკარგვაში სეისმური ზემოქმედებისას

შენობა-ნაგებობების სეისმომდეგობის პრობლემა მეტად აქტუალურია და მნიშვნელოვანი მსოფლიოს მრავალი ქვეყნის, რეგიონებისა და ქალაქებისთვის, რომლებიც განლაგებულია სეისმურად აქტიურ ზონებში.

საქართველოს ტერიტორია, როგორც კავკასიის სეისმურად აქტიური რეგიონის შემადგენელი ნაწილი განეკუთვნება ხმელთაშუა ზღვის სეისმურ სარტყელს. საქართველოს ტერიტორიაზე სეისმური მოვლენების შესახებ მონაცემები ცნობილია უძველესი დროიდან. ახლო წარსულში მომხდარი მიწისძვრებიდან აღსანიშნავია 1991, 1994, 1997, 2000 და 2002 წლებში მომხდარი საკმაოდ ძლიერი მიწისძვრები, რომელმაც ჩვენს ქვეყანას დიდი ეკონომიკური ზიანი მიაყენა.

დამანგრეველი მიწისძვრების ანალიზმა აჩვენა რომ, დაზიანდა არა მხოლოდ ძველად აშენებული შენობები, რომლებიც აგებული იყო სამშენებლო ნორმების უგულვებელყოფით, არამედ შენობები რომლებიც აგებული იყო სამშენებლო მოთხოვნების გათვალისწინებით. მნიშვნელოვანი ნგრევა განიცადა შენობებმა, რომელთა მზიდი კედლები შესრულებული იყო ბუნებრივი ან დაბალი სიმტკიცის მქონე ხელოვნური ქვიშისაგან და შენობებმა მზიდი რკინაბეტონის კარკასით.

სეისმომდეგობის შესახებ მეცნიერების ერთერთ აქტუალურ პრობლემად გვევლინება სეისმური ზემოქმედებისას კონსტრუქციის ფაქტიური დეფორმაციების თავისებურებების გამოვლენა, მათი გათვალისწინება გაანგარიშებისას და დაგეგმარებისას. რკინაბეტონის კონსტრუქციების დეფორმირებაზე ყველაზე დიდ გავლენას დატვირთვის ციკლური და ნიშანცვლადი ზემოქმედება, მასალათა მექანიკური მახასიათებლების ცვლილებები ახდენს, რაც თავის მხრივ ცვლის ბზარწარმოქმნისა და ზღვრული მდგომარეობის ხასიათს, რასაც მივყავართ ელემენტების სიხისტის პროგრესირებად კლებამდე და მთლიანი შენობის საანგარიშო სქემის

ცვლილებამდე. თანამედროვე კვლევები გვიჩვენებს, რომ სეისმომდეგი შენობების დაპროექტებისას პრაქტიკაში წარმატებით გამოიყენება სეისმური რეაქციების განსაზღვრის ანალიზური და რიცხვითი მეთოდები კონსტრუქციათა არადრეკადი დეფორმაციების გათვალისწინებით. რკინაბეტონის კონსტრუქციებში მასალის რეალური მუშაობის პირობებში დატვირთვათა ნიშანცვლადი ზემოქმედებისას შეისწავლება როგორც ექსპერიმენტული გზით, ასევე დინამიკური არაწრფივობის გათვალისწინებით.

#### **4.2. პლასტიკური დეფორმაციების გათვალისწინებით რკინაბეტონის კონსტრუქციების სეისმომდეგობის შესაფასებლად არეზული მეთოდების მიმოხილვა**

ნაგებობათა სიმტკიცეზე გაანგარიშებამ დრეკადობის თეორიის საფუძველზე საკმაოდ დიდი დროის გამოცდა გაიარა, მაგრამ მაინც წარმოიშვა ისეთი მეთოდების შექმნის აუცილებლობა, რომელიც მასალისა თუ კონსტრუქციის პლასტიკურ თვისებებს გაითვალისწინებდა. ამის მიზეზად შეიძლება დასახელებულ იქნას ის, რომ ზოგიერთი მასალის თვისებების მთლიანად გამოყენება (მაგ. მცირენახშობადიანი ფოლადებისა დენადობის ზღვრის ზემოთ) შეუძლებელი ხდება ძაბვათა დრეკადობის ზღვრით შემოფარგვლის გამო. გარდა ამისა, სიმტკიცეზე დრეკადი სისტემების გაანგარიშებისას საქმე გვაქვს შიდა ძალების (მომენტების, ძალების და ა.შ.) ტოლქმედებთან, რომლებიც, თუმცა ადვილად შეიძლება დავუკავშიროთ საშუალო ძაბვებს, მაგრამ ძაბვათა რეალური გადანაწილება შეიძლება აღმოჩნდეს არათანაბარი. ეს კი იმას ნიშნავს, რომ საშუალო ძაბვები შეიძლება იყოს დრეკადობის ზღვრის ქვემოთ, ხოლო მომატებული ძაბვების სფეროში მასალა იმუშავებს პლასტიკურ სტადიაში. ამ შემთხვევაში ჩატარებული გაანგარიშება დრეკად სტადიაში არარეალური აღმოჩნდება. ამგვარად, როდესაც საქმე გვაქვს პლასტიკური თვისებების მქონე მასალებთან, გაანგარიშებას პლასტიკური თვისებების გათვალისწინებით უდავო უპირატესობა აქვს

დრეკადობის ზღვრებში ჩატარებულ ანგარიშთან. იგივე ეხება კონსტრუქციებსაც. კონსტრუქციების თითქმის უმეტესობა ყოველთვის გაიანგარიშება იმ ვარაუდით, რომ იგი მხოლოდ დრეკად სტადიაში მუშაობს, თუმცა ცდებიდან უბრალო, მარტივი დაძაბული მდგომარეობის შემთხვევაშიც კი ცხადია, რომ ძაბვა-დეფორმაციის დიაგრამა არ არის სწორხაზოვანი. ამჟამადაც, როგორც ზემოთ არაერთხელ აღინიშნა, კონსტრუქციათა სეისმომედეგობაზე გაანგარიშება მოქმედი ნორმების თანახმად დრეკად სტადიაში მუშაობით განისაზღვრება, მაშინ როდესაც რკინაბეტონის კონსტრუქციათა რეალური მუშაობის ადეკვატური აღწერისთვის აუცილებელია პლასტიკური დეფორმაციის გათვალისწინება.

სეისმომედეგობაზე გაანგარიშების პროცედურათა უმეტესობა დაფუძნებულია ქვევის კოეფიციენტის  $q$ -ფაქტორის გამოყენებაზე. ბოლო წლების მანძილზე მრავალი ავტორის მიერ შემოთავაზებულია გამარტივებული მეთოდი  $q$ -ფაქტორის განსაზღვრავად. თუმცა როდესაც შემოთავაზებულ სხვადასხვა მეთოდის მიხედვით მიღებული შედეგები შეადარეს ერთმანეთს მაზოლინიმ და პილუსომ, აღინიშნა მათი მნიშვნელოვანი გაბნევა (სხვაობა).

$$q = a_n/a_y \quad (66)$$

სადაც  $a_n$ -არის გრუნტის აჩქარების მაქსიმალური მნიშვნელობა.

$a_y$ -აჩქარება რომლის დროსაც კონსტრუქცია დრეკად საძღვრებში მუშაობს.

ხსენებული კოეფიციენტების განსაძღვრის სირთულე იწვევს აქცენტის გადატანას  $q$ -კოეფიციენტის განსაზღვრაზე შიგა ფაქტორების მეშვეობით. ამ შემთხვევაში:

$$q = V_1/V_y \quad (67)$$

სადაც  $V_1$ -ზღვრული არაწრფივი გადაადგილებაა,

$V_y$ -ზღვრული დრეკადი რეაქცია.

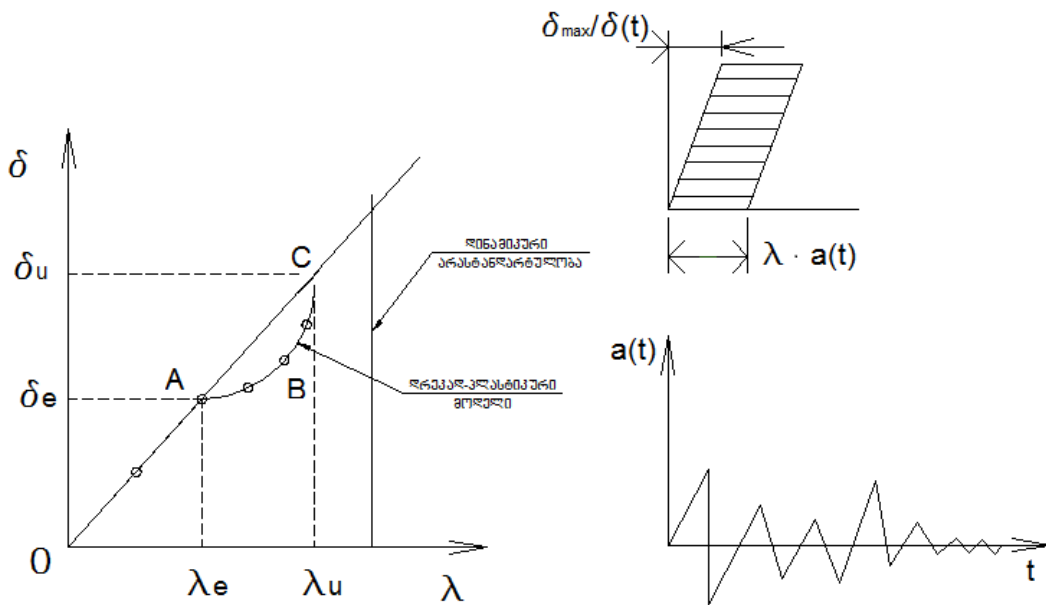
q-ფაქტორის შესაფასებლად არსებული მეთოდები ძირითადად 3 ჯგუფად შეიძლება დაიყოს.

I კატეგორიის მეთოდები ეყრდნობა შედეგებს გაჭიმვისას, რომლებიც განიხილავენ ერთი თავისუფლების ხარისხის მქონე სისტემების არადრეკად რეაქციას. ზოგიერთი მათგანი იყენებს სტატკურ ანალიზს დამყოლობის კოეფიციენტის გათვალისწინებით. სხვები, უშუალოდ დინამიკური თეორიიდან გამომდინარე, ინტერპრეტაციას იძლევიან არადრეკადი რეაქციების საშუალებით ფსევდო-აქსელეროგრამებიდან. მაგრამ მთელი სირთულე მდგომარეობს ყოველივე ამის გადატანაში რეალურ მრავალი თავისუფლების ხარისხის მქონე სისტემებზე, რომელთაც ზოგადად მოეთხოვებათ დააკმაყოფილონ უსაფრთხოების პირობები, როგორცაა „კონსტრუქციის რეგულირება“ და „გლობალური რღვევის მექანიზმი“.

II კატეგორიის მეთოდები დაფუძნებულია საკითხისადმი ენერგეტიკულ მიდგომაზე, რომელიც შეიძლება იყოს უფრო მიმზიდველი, რადგან რეაქციის რეგულარობა და გლობალური რღვევის მექანიზმი ამ შემთხვევაში შეიძლება მხედველობაში არ იყოს მიღებული.

III კატეგორიის მეთოდებს უფრო დიდი ყურადღება ექცევა, რადგან იგი ეფუძვნება მრავალი თავისუფლების მქონე სისტემების არადრეკად დინამიკურ გაანგარიშებას.

ისეთი კონსტრუქციის განხილვისას, რომელიც ექვემდებარება  $a(t)$  აქსელეროგრამას, გადამრავლებულს რაიმე  $\lambda$  ფაქტორზე ბალიოსა და სეტის მეთოდის თანახმად უნდა განხორციელდეს არაწრფივი დინამიკური გაანგარიშება, როდესაც  $\lambda$  ფაქტორი იზრდება საფეხურებით და მისი თვითეული მნიშვნელობისთვის მიღებულ უნდა იქნას ინფორმაცია კონსტრუქციის რეაქციის მაქსიმუმის შესახებ მუშაობის მთელი დროის განმავლობაში. ზოგადად, ეს რეაქცია ხასიათდება ზედა სართულის  $\delta$  გადახრით.



ნახ. 24. ბალიოს და სეტის მეთოდი

როდესაც  $\lambda$  საჭიროებს  $\lambda_e$ -ს კერძო სიდიდეს, რეაქცია ხდება დრეკად-პლასტიკური და მრუდი ( $\lambda, \delta$ ) იღებს ნახაზზე ნაჩვენებ ABE ფორმას. სეისმური ზემოქმედების მამრავლის მაქსიმალური სიდიდე  $\lambda_u$  - განისაზღვრება ( $\delta, \lambda$ ) მრუდისა და წრფივი დრეკადი ხაზის -OA სეგმენტის გაგრძელების გადაკვეთის C წერტილში ბალიოს მეთოდით.

q- ფაქტორი განისაზღვრება როგორც ფარდობა  $\lambda_u / \lambda_e$ . შემოთავაზებულია q ფაქტორის განსაზღვრის ახალი მეთოდი (I და II ვარიანტი), რომელიც წარმატებით გამოიყენება ხისტი კვანძების მქონე ლითონის ფერმებისთვის. ამ მეთოდითვე ავტორებმა გაიანგარიშეს ბუქარესტის (1977) და კობეს (1995) მიწისძვრების შედეგების გამოყენებით q- ფაქტორის მნიშვნელობები. Q ფაქტორის მნიშვნელობების მიხედვით დადგენილია როდის ახდენს გავლენას გეომეტრიული II რიგის ეფექტები (p-Δ) კონსტრუქციის მუშაობაზე.

პლასტიკური დეფორმაციების შესახებ ანალიზისას აქვე უნდა აღინიშნოს, რომ ნაგებობათა სეისმომდეგობაზე გაანგარიშებისას პლასტიკური დეფორმაციების გათვალისწინება ჩვენთანაც ხდებოდა შემდეგი სახით:

ყოფილი საბჭოთა კავშირის სეისმომედეგი მშენებლობის ნორმებში CH-8-57, შემდგომში კი ახალ ნორმატიულ დოკუმენტში CH<sub>n</sub>M II. A-12-69, სეისმური ძალა გაიანგარიშებოდა ფორმულით:

$$S_k = Q_k K_c \beta \eta \quad (68)$$

სადაც  $K_c$  სეისმური კოეფიციენტის მნიშვნელობა ძალების მიხედვით აიღებოდა ცხრილიდან.

ცხრილი.1

ბალი	7	8	9
$K_c$	0,025	0,05	0,1

თუ  $K_c$  კოეფიციენტს დავშლით მამრავლებად, შეინიშნება შემდეგი კანონზომიერება:

ცხრილი.2

ბალი	7	8	9
$K_c$	0,1 X 0,25	0,2 X 0,25	0,4 X 0,25

1981 წლის ნოემბერში CH<sub>n</sub>M II-7-81 სეისმური დატვირთვის განსასაზღვრად შემოტანილ იქნა მთელი რიგი ახალი კოეფიციენტებისა, კერძოდ:

$$S_{ik} = K_1 K_2 S_{oik} \quad (67)$$

სადაც

$$S_{oik} = Q_k A \beta_i K_\psi \eta_{ik} \quad (68)$$

ჩვენთვის ამჯერად საინტერესოა A და  $K_1$  კოეფიციენტები. თუ განვიხილავთ მათ მნიშვნელობას ბალების მიხედვით და ამასთანავე ისეთ ნაგებობებს, რომლებათვისაც დასაშვებია გარკვეული პლასტიკური დეფორმაციების განვითარება (CH<sub>n</sub>M II-7-81) ცხრა3.3.2,

ცხრილი.3

ბალი	7	8	9
A	0,1	0,2	0,4
$K_1$	0,25	0,25	0,25

მაშინ ორივე ცხრილში მოყვანილი მონაცემების შედარებისას დავინახავთ, რომ ძველ ნორმებში  $K_c$  რიცხობრივი მნიშვნელობები ტოლია ახალ ნორმებში



წარმოდგენილი  $A K_1$ -ს ნამრავლისა; ე.ი.  $K_c = A K_1$  აქედან გამომდინარე შეიძლება დავასკვნათ, რომ  $K_1$ -ს ფაქტიურად პლასტიკურობის კოეფიციენტის მნიშვნელობა ყოველთვის ფიგურირებდა ნორმებში, თუმცა ძველ ნორმებში იგი ნაგებობის სახის მიხედვით არ იყო დიფერენცირებული და მიღებული იყო მუდმივ სიდიდედ-0,25. გაანგარიშებით მიღებული  $S$ -ის დრეკადი ძალის 4-ჯერ შემცირება ყოველთვის ხდებოდა.

პლასტიკური დეფორმაციების გათვალისწინებით სეისმომდეგი კონსტრუქციების პრაქტიკული გაანგარიშებისათვის შემუშავებულია სპექტრული მეთოდი პირდაპირი დინამიკური გაანგარიშების შედეგების საფუძველზე ერთი თავისუფლების მქონე კონკრეტული სისტემის მაგალითზე, რომელსაც აქვს დრეკად-პლასტიკური განზოგადოებული წინაღობის დიაგრამა, შეფასებულია პლასტიკური სტადიის ეფექტურობა და მიზანშეწონილობა, გამოვლენილია პლასტიკური სტადიის გავლენა საანგარიშო ძალებზე.

პლასტიკურ სტადიაში კონსტრუქციის მუშაობა შეფასებულია პლასტიკურობის კოეფიციენტით:

$$K = \frac{Y_{max}}{Y_T} \lambda \quad (K \geq 1) \quad (69)$$

სადაც  $Y_{max}$ -მაქსიმალური ჩაღუნვაა,  $Y_T$  კი თანაბრადგანაწილებული სტატიკური დატვირთვის დროს ჩაღუნვა, რომელიც შეესაბამება კონსტრუქციის პლასტიკურ სტადიაში მუშაობის დასაწყისს. აგებულია პლასტიკურობის კოეფიციენტების სპექტრული განაწილების მრუდები გრუნტის აჩქარების სხვადასხვა ამპლიტუდისთვის. პლასტიკურობის კოეფიციენტის სხვადასხვა მნიშვნელობისთვის ( $k=1,0 \div 1,5$ ) დადგენილია დამოკიდებულება დინამიურობის კოეფიციენტსა ( $k_g = \frac{qT}{m\ddot{z}}$ ,  $m$ -დეროს მასა,  $\ddot{z}$ - გრუნტის აჩქარების ამპლიტუდა) და  $w_p/w_k$  სიხშირეთა შორის. შედეგების დამუშავების შედეგად მიღებულია დინამიკურობის კოეფიციენტების  $K_I^\delta$ ,  $K_{II}^\delta$ ,  $K_{III}^\delta$  განზოგადებული გრაფიკი I, II, და III კატეგორიის გრუნტებისთვის.

### 4.3. მალლივი შენობების სეისმურ დატვირთვაზე გაანგარიშების ძირითადი მახასიათებლები

სეისმურ რეგიონებში მალლივი შენობების გაანგარიშება სეისმომდეგობაზე წარმოადგენს ერთერთ უმნიშვნელოვანეს საკითხს. არსებული სამშენებლო ნორმების მიხედვით კონსტრუქცია მიწისძვრის ზემოქმედების შემთხვევაში უნდა აკმაყოფილებდეს შემდეგ მოთხოვნებს:

კონსტრუქციულმა და არაკონსტრუქციულმა ელემენტებმა დაზიანების გარეშე უნდა გაუძლოს სუსტი მიწისძვრის ზემოქმედებას, რომლის ალბათობა შენობის არსებობის მანძილზე მრავალჯერ არის მოსალოდნელი.

1. გაუძლოს იშვიათ მიწისძვრას, რომელიც შენობის არსებობის მანძილზე მხოლოდ ერთხელ არის მოსალოდნელი, კონსტრუქციული და არაკონსტრუქციული ელემენტების დაზიანებით, მაგრამ სიცოცხლის მნიშვნელოვანი დანაკარგების გარეშე. დაზიანება შეიძლება არ ექვემდებარებოდეს აღდგენას.
2. გაუძლოს უძლიერეს მოსალოდნელ მიწისძვრას ნგრევის ძალიან დაბალი ალბათობით კონსტრუქციული და არაკონსტრუქციული ელემენტების მნიშვნელოვანი დაზიანებით.

მალლივი შენობების გაანგარიშება ზოგიერთი ქვეყნის სეისმურად აქტიურ რეგიონებში საშუალო და სუსტი მიწისძვრის ზემოქმედებაზე, რომელთა ალბათობა კონსტრუქციის საექსპლუატაციო ვადაში შედარებით ხშირია, ხდება ტრადიციული ფორმით, რაც შენობის სეისმური რეაქციის ძირითადი ფორმისა და ძალის რედუქციის კოეფიციენტის გამოყენებით გაანგარიშებას გულისხმობს. ძლიერი მიწისძვრის ზემოქმედებისას კონსტრუქცია მნიშვნელოვან არადრეკად დეფორმაციებს ღებულობს და მისი დინამიკური მახასიათებლები დროში ცვლილებას განიცდის. ამ თავისებურებების გასათვალისწინებლად კონსტრუქციის სეისმური ქცევის შესწავლა მოითხოვს არაწრფივი გაანგარიშების მეთოდების გამოყენებას, რაც რღვევის ფორმებისა და პროგრესირებადი ნგრევის პოტენციალის კონსტრუქციის ფაქტიური ქცევის განსაზღვრის საშუალებას იძლევა.

თანამედროვე კოდები დაფუძნებულია დრეკადი გაანგარიშების მეთოდებზე. ნორმებით შეუძლებელია მაღლივი შენობების მზიდ სისტემაში მნიშვნელოვანი არაწრფივი ზემოქმედებისგან გამოწვეული ძალის, სართულშუა გადახრის და აჩქარების რეაქციის სიდიდის ზუსტი და მიახლოებითი შეფასება. ამ ეფექტების პროგნოზირებისათვის საჭიროა გამოყენებული იქნეს არაწრფივი რეაქციის დროში განსაზღვრის მეთოდები.

მაღლივი შენობის სტრუქტურა უნდა იყოს მარტივი, ხოლო სტრუქტურულ ელემენტებს უნდა გააჩნდეთ განსაზღვრული დატვირთვის კვალი. შეძლებისდაგვარად არ უნდა იყოს გამოყენებული სისტემის ისეთი კონფიგურაცია და გეომეტრია, რომელიც გაართულებს შენობის ქცევას და შედეგად მის გაანგარიშებას.

#### **4.4. სეისმური ზემოქმედებისას შენობა-ნაგებობების ქცევის განსაზღვრის თანამედროვე მეთოდები**

არსებული სამშენებლო კოდების მიხედვით კონსტრუქცია მიწისძვრის ზემოქმედების შემთხვევაში უნდა აკმაყოფილებდეს შემდეგ მოთხოვნებს:

- გაუძლოს მნიშვნელოვანი დაზიანების გარეშე სუსტი მიწისძვრის ზემოქმედებას;
- გაუძლოს საშუალო ინტენსიურობის მიწისძვრის ზემოქმედებას შესაძლო ადდგენის მქონე დაზიანებებით;
- ნგრევის გარეშე გაუძლოს ძლიერი მიწისძვრის ზემოქმედებას;

მსოფლიოს 41 მოქმედი სამშენებლო კოდიდან 38 ძირითად ითვალისწინებს მხოლოდ სოციალურად განპირობებულ დაცვის მინიმალურ დონეს – შენობების ნგრევისგან დაცვას, რათა საფრთხე არ შეექმნას ადამიანის სიცოცხლეს და ყურადღებას უთმობს სიმტკიცეზე მოთხოვნას. კონსტრუქციის შემოწმება საშუალო და სუსტი მიწისძვრის ზემოქმედებაზე, რომელთა ხდომილება

კონსტრუქციის საექსპლოატაციო ვადაში შედარებით ხშირია, არაცხადი სახით, რედუქციის კოეფიციენტის შემოტანით ხდება. ბოლოდროინდელი მიწისძვრის შედეგების ანალიზმა უჩვენა, რომ თანამედროვე სამშენებლო კოდებით დაპროექტებული შენობები მუშაობს კოდის მოთხოვნების შესაბამისად, თუმცა ურბანულ ტერიტორიებზე მიწისძვრის შედეგად ფიზიკური დაზიანებით გამოწვეული ეკონომიკური ზარალი, მეთოდოლოგიაში ცვლილების შეტანის აუცილებლობა. ძლიერი მიწისძვრის ზემოქმედებისას კონსტრუქცია მნიშვნელოვან არადრეკად დეფორმაციას ღებულობს და მისი დინამიკური მახასიათებლები დროში ცვლილებას განიცდის. ამ თავისებურებების გასათვალისწინებლად კონსტრუქციის სეისმური ქცევის შესწავლა მოითხოვს არაწრფივი გაანგარიშების მეთოდების გამოყენებას, რაც რღვევის ფორმებისა და პროგრესირებადი ნგრევის პოტენციალის საფუძველზე კონსტრუქციის ფაქტიური ქცევის განსაზღვრის საშუალებას იძლევა. წარმოების ფუნქციის მოშლა და საქმიანობის შეფერხება, მიუთითებს იმაზე, რომ დაპროექტების დროს გათვალისწინებული უნდა იქნეს დაზიანების კონტროლიც. ცხადი გახდა კოდებში წარმოდგენილი სეისმური გაანგარიშების.

აშშ-ში საფუძველი ჩაეყარა ახალი მიდგომის – ქცევის მიხედვით ანუ მრავალდონიანი დაპროექტების ფუნდამენტურ კონცეფციას, რომლის მიზანია ისეთი კონსტრუქციების შექმნა, რომელსაც პროგნოზირებადი სეისმური ქცევა ექნება სხვადასხვა დონის სეისმური ზემოქმედების პირობებში. ეს კი გულისხმობს საპროექტო კრიტერიუმებისა და კონსტრუქციული სისტემების შერჩევას ისე, რომ მიწისძვრის მოცემული დონისთვის და საიმედოობის განსაზღვრული დონისთვის კონსტრუქცია არ დაზიანდეს გარკვეული ზღვრული მდგომარეობის ან სხვა მიღებული შეზღუდვების პირობებში. მრავალდონიანი დაპროექტების მეთოდის გამოყენება საშუალებას იძლევა შენობა შეუსაბამოს განსაზღვრულ მოთხოვნებს, დაპროექტდეს და მასში მოთავსებული მოწყობილობები მოდერნიზებული იქნეს ისე, რომ შენარჩუნდეს სამუშაო პროცესის უწყვეტობა ძლიერი მიწისძვრის შემდეგაც კი, რაც ადრე შეუძლებელი იყო. აღნიშნული მიდგომა ითვალისწინებს ნაგებობის არაწრფივ

ქცევას და კონსტრუქციაში მიწისძვრით გამოწვეული ზზარებისა და პლასტიკური ზონების არსებობას. მისი გამოყენება მოითხოვს საანგარიშო მოდელების მოდერნიზაციას, ასევე სეისმური ზემოქმედების ახლებურად წარმოდგენას და სხვა თეორიული და პრაქტიკული სიძნელების დაძლევის. შეიქმნა შენობა-ნაგებობათა გაანგარიშებისა და რეაბილიტაციის მეთოდების ახალი თაობა, რომელიც ეფუძნება კონსტრუქციების ქცევის დონეების მიხედვით დაპროექტების კონცეფციას.

ნაგებობის ქცევის დონეები განისაზღვრება კონსტრუქციული და არაკონსტრუქციული ელემენტების ზღვრული მდგომარეობისა და საჭირო აღდგენის კომბინაციის მიხედვით. ძირითადად განიხილება სამი ზღვრული მდგომარეობა: დრეკადობის ზღვარი რაიმე დაზიანების გარეშე ანუ საექსპლოატაციო ზღვრული მდგომარეობა, დაზიანებადობის ზღვარი ძლიერი დაზიანებით ანუ დაზიანებადობის ზღვრული მდგომარეობა და ნგრევის ზღვარი კონსტრუქციის ნგრევისპირა მდგომარეობა ანუ მაქსიმალური ზღვრული მდგომარეობა.

ქცევის დონე უშუალოდ არის დაკავშირებული კონსტრუქციაზე მიწისძვრის ზემოქმედების შედეგებზე, რომელიც შეიძლება სამ ძირითად კატეგორიად დაიყოს: სიცოცხლის უსაფრთხოება, კაპიტალური დანაკარგები და ფუნქციონალური დანაკარგები. არსებობს კონსტრუქციის სეისმური ქცევის განსაზღვრის დრეკადი და არადრეკადი გაანგარიშების მეთოდები.

დრეკადი გაანგარიშების მეთოდები:

- წრფივი სტატიკური მეთოდით შენობის ყველა ელემენტი მოდელირებულია წრფივად დრეკადი ელემენტის სახით; გადაადგილება გამოითვლება ფსევდო-სტატიკური ჰორიზონტალური დატვირთვის ზემოქმედების შემთხვევისათვის, რომელიც შემდგომში გამოიყენება საანგარიშო მიწისძვრიდან მოსალოდნელი არადრეკადი გადაადგილების დასადგენად.

- წრფივი დინამიკური მეთოდი-შენობის ყველა ელემენტი მოდელირებულია როგორც წრფივად დრეკადი. გადაადგილების გამოთვლა ხდება დროის ფაქტორის გათვალისწინებით ან მოდალური სპექტრული გაანგარიშებით, რომელიც შემდგომში გამოიყენება საანგარიშო მიწისძვრიდან მოსალოდნელი არადრეკადი გადაადგილების დასადგენად.

დრეკადი გაანგარიშების მეთოდები ეფუძნება დაშვებას, რომ კონსტრუქცია მიწისძვრის ზემოქმედებაზე დრეკადად რეაგირებს. ეს მეთოდები კარგად არის ცნობილი და ადვილად გამოსაყენებელია, მაგრამ აქვთ გარკვეული ხარვეზები. კონსტრუქციული ელემენტების გაანგარიშება ხდება საექსპლოატაციო პირობებისთვის ანუ დრეკადი არის ფარგლებში. კონსტრუქციის დრეკადობის შემდგომი ქცევის გასათვალისწინებლად შემოტანილია რედუქციის კოეფიციენტი. დაშვების თანახმად კონსტრუქციის ფაქტიური სიმტკიცე მეტია საანგარიშო სიმტკიცეზე და კონსტრუქციას აქვს ენერჯის ჩაქრობის უნარი დამყოლობის ხარჯზე. დრეკადი მეთოდების გამოყენებით შესაძლებელია განისაზღვროს ნაგებობის დრეკადობის უნარი და ის თუ სად შეიძლება განვითარდეს პირველად დენადობა, მაგრამ შეუძლებელია რღვევის მექანიზმებისა და დენადობის პროგრესირებით გამოწვეული ძალების გადანაწილების გათვალისწინება. აღნიშნული მეთოდები პირველ რიგში უზრუნველყოფს სიცოცხლის უსაფრთხოებას და არა დაზიანების შეზღუდვას.

არადრეკადი გაანგარიშების მეთოდები: ამ შემთხვევაში დაპროექტების ერთერთ მნიშვნელოვან პარამეტრს წარმოადგენს დეფორმაცია, რადგან შენობის ქცევა ხასიათდება დაზიანების დონით, დაზიანება კი დაკავშირებულია ელემენტებისა და სისტემების დეფორმაციის ხარისხთან. ამან განაპირობა “გადაადგილებით კონტროლირებადი” მეთოდების განვითარება სეისმური ქცევის შესაფასებლად. ეს მეთოდები ძირითადად ემყარება არადრეკად დეფორმაციებს და იყენებს არაწრფივი გაანგარიშების მეთოდებს:

არაწრფივი სტატიკური მეთოდი, რომელიც Pushover-ის მეთოდის სახელწოდებით არის ცნობილი, ბოლო ოცი წლის განმავლობაში განვითარდა

და თავისი სიმარტივისა და იმის გამო, რომ ითვალისწინებს კონსტრუქციის პოსტდენად ქცევას, სეისმომედეგი დაპროექტებისა და კონსტრუქციების სეისმური ქცევის შესაფასებელ გამორჩეულ მეთოდად იქცა. ტრადიციული Pushover-ის მეთოდი ფართოდ გამოიყენება სეისმომედეგი დაპროექტებისა და კონსტრუქციების სეისმური ქცევის შესაფასებლად აშშ-ში, იაპონიაში, იტალიაში. ამ მეთოდის მიხედვით შენობა მოდელირებულია ცალკეული ელემენტის არაწრფივი მახასიათებლების გათვალისწინებით. ბიჯებად ზრდადი ჰორიზონტალური დატვირთვით ხდება მოსალოდნელი ინერციული ძალების მოდელირება სეისმური მოთხოვნის განსაზღვრისათვის. ეს იძლევა Pushover-ის მრუდს, რომელიც წარმოადგენს შენობის მზიდუნარიანობის მრუდს. სეისმური მოთხოვნა წარმოდგენილია რეაქციის სპექტრის სახით.

არაწრფივი დინამიკური მეთოდით შენობა მოდელირებულია ცალკეული ელემენტის არაწრფივი მახასიათებლების გათვალისწინებით. გადაადგილებები განისაზღვრება არაწრფივი გაანგარიშებით დროის ფაქტორის გათვალისწინებით. ამ მეთოდის გამოყენება შეზღუდულია, რადგან დინამიკური რეაქცია ძალიან მგრძნობიარეა მოდელირებისა და გრუნტის მოძრაობის მახასიათებლების მიმართ. ის მოითხოვს ციკლური დატვირთვა-დეფორმაციის მახასიათებლების სათანადო მოდელირებას, ასევე გრუნტის მოძრაობის ჩანაწერების პაკეტს, რომელშიც გათვალისწინებული უნდა იყოს განსხვავებები მიწისძვრის ინტენსიურობასა, ხდომილების სიხშირესა და ხანგრძლივობის მახასიათებლებში. გარდა ამისა, დრო, რომელიც იხარჯება საწყისი მონაცემების მისაღებად და შესატანად, შემდეგ კი მიღებული შედეგების ინერპრეტაციისთვის, ამ მეთოდს ხდის არაპრაქტიკულს სეისმური ქცევის შესაფასებლად.

## 4.5. მონოლითური მაღლივი შენობის გაანგარიშება სნწ და ევროკოდი-8-ის მიხედვით

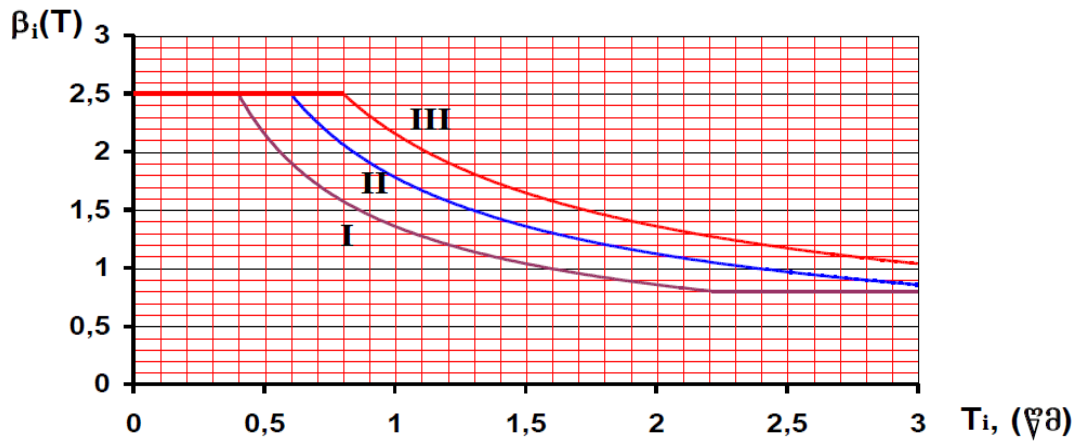
ევროკოდი-8-ში [20] სართულიანობასთან დაკავშირებით შეზღუდვები არ მოქმედებს და მაღლივი შენობის საანგარიშო მოდელები არ განსხვავდება ჩვეულებრივი შენობების საანგარიშო მოდელებისაგან. მაღლივი კარკასული შენობების გაანგარიშებისათვის მისაღებია როგორც სპექტრული, ისე რეალური აქსელოგრამებით გაანგარიშება. წრფივი გაანგარიშება გამოდგება იმ შემთხვევაში, თუ ყოველი კონსტრუქციული ელემენტის მოთხოვნა ნაკლებია მის ნომინალურ სიმტკიცეზე და გამოიყენება მხოლოდ საექსპლუატაციო დონის შეფასებისათვის. არაწრფივი დროის ფაქტორით აქსელოგრამების გამოყენებით გაანგარიშება უნდა იქნეს კონსტრუქციულ ელემენტებში ყველა მნიშვნელოვანი არაწრფივი რეაქციის შეფასებისათვის, საჭიროა კოლაფსის პრევენციის დონის შესაფასებლად.

კონსტრუქციის დინამიკური გაანგარიშებისათვის აქსელოგრამების შერჩევისა და მოდიფიკაციისათვის საჭიროა შემდეგი:

1. უნდა მოხდეს მიწისძვრის იმ ტიპის იდენტიფიკაცია, რომელიც წარმოადგენს ყველაზე მეტ საშიშროებას. უნდა შეირჩეს სულ მცირე შვიდი წყვილი ბოლო დროს მომხდარი მიწისძვრების ჩანაწერებისა, რომლებიც შეესაბამება სამშენებლო მოედნის მგდომარეობას და განსახილველ შემთხვევას; შერჩეული აქსელოგრამა ძირითადად შედგება ორი ჰორიზონტალური მდგენელისაგან. იშვიათად ემატება ვერტიკალური მდგენელიც.
2. უნდა მოხდეს ჩანაწერების მოდიფიცირება ისე, რომ სპექტრის შერჩევით, ან ამპლიტუდის მასშტაბირებით, მიღებულ იქნეს შესაბამისი სპექტრი. მაღლივი შენობებისათვის საშუალო სპექტრების გამოყენება მხოლოდ ძირითადი პერიოდისათვის მიზანშეწონილი არ არის. აქტიურ რღვევასთან ახლოს მდებარე სამშენებლო მოედნისათვის რეაქციის სპექტრის ასაგებად განხილულ უნდა იქნეს რღვევის ნორმალური და პარალელური მიმართულებები. საქართველოში 2010 წელს მიღებული სამშენებლო



ნორმები და წესები მოითხოვს მაღლივი შენობების გაანგარიშებას სივრცული მოდელით, მრავალმოდულური სპექტრული მეთოდის გამოყენებით.(ნახ. 25)



ნახ.25. შენობა-ნაგებობის საკუთარი რხევის  $i$ -ური ტონის (ფორმის) შესაბამისი დინამიკურობის განმსაზღვრელი  $\beta$  მრუდი, დამოკიდებული შენობა-ნაგებობის საკუთარი რხევის  $i$ -ური ტონის (ფორმის)  $T$  პერიოდზე

სადაც  $\beta_i$ - არის შენობა-ნაგებობების საკუთარი რხევის  $i$ -ური ტონის შესაბამისი დინამიკურობის კოეფიციენტი, რომელიც განისაზღვრება, გრაფიკი (ნახ.25) დან. I, II, III წარმოადგენს გრუნტის კატეგორიებს.

სეისმოაქტიურ რეგიონებში დასაპროექტებელ მაღლივ შენობებს აქვს განსაკუთრებული მახასიათებლები, რაც სპეციალურ შესწავლას საჭიროებს. საქართველოს მოქმედი სამშენებლო ნორმები არ შეიცავს რეკომენდაციებს ამ მახასიათებლებთან მიმართებაში და სხვადასხვა სიმაღლის შენობებისათვის გამოიყენება ერთი დაიგივე რეაქციის სპექტრი, ქცევის კოეფიციენტი და P- $\Delta$  ეფექტის ზღვრული მნიშვნელობები. შენობებისათვის, რომელთა საკუთარი რხევის ძირითადი პერიოდი 2წმ-ზე მეტია, გრუნტის მაღალსიხშირიანი რხევა არ ახდენს ნაგებობის რეაქციაზე მნიშვნელოვან გავლენას. ნაგებობის ქცევის განმსაზღვრელი ძირითადი პარამეტრია სართულშუა გადახრა, რომელიც სართულის ზედა და ქვედა ნაწილების სხვაობის სართულის სიმაღლით ნორმირებულ სიდიდეს წარმოადგენს და გასაზღვრავს ნაგებობის უნარს P- $\Delta$  ეფექტისაგან გამოწვეული არასტაბილურობისა და კოლაფსის მიმართ,

მჭიდროდ არის დაკავშირებული პლასტიკური მობრუნების მოთხოვნასთან, ანუ რაც მეტი იქნება დენადობა კოჭებში, სვეტებში და კავშირებში, მით მეტი იქნება სართულშუა გადახრა, რაც ამცირებს შენობის მდგრადობას. სართულშუა პიკური გადახრა შენობის შუა მესამედში და ქვედა მესამედში გაცილებით მეტია, ვიდრე ზედა მესამედში. ეს იმის მაჩვენებელია, რომ დაზიანება აღმოიფხვრა დაბალ სართულებზე და არსებობს პოტენციური რისკი უფრო მეტი ზედა სართული ჩამოიშალოს ცალკეული სართულის დანგრევის შემთხვევაში. რეაქციის სპექტრის გამოყენებით განისაზღვრება სეისმური ზემოქმედებით გამოწვეული ნაგებობის მთლიანი გადაადგილება და მოთხოვნა აჩქარებაზე, სხვადასხვა პერიოდისა და ჩაქრობის კოეფიციენტისათვის. გადაადგილების სპექტრის ორდინატები უჩვენებს მოთხოვნას შენობის საშუალო სართულშუა გადახრაზე, რომელიც მრავალსართულიან შენობებში პრაქტიკულად არასოდეს არის თანაბრად განაწილებული. რეაქციის სპექტრი ეფუძნება ერთი თავისუფლების ხარისხის მქონე სისტემას, ამიტომ შეუძლებელია გათვალისწინებული იქნეს მაღალი ფორმების გავლენა სართულშუა გადახრის მოთხოვნაზე. მრავალი კვლევა მიუთითებს იმაზე, რომ სართულშუა გადახრის კოეფიციენტი უკეთესად ახდენს შენობის დაზიანების კორელაციას, განსაკუთრებით იმპულსური ტიპის ტალღების ზემოქმედებისას. რეაქციის სპექტრის გამოყენება ამ შემთხვევაში შეზღუდულია, რადგანაც ის ვერ ითვალისწინებს ფორმებს შორის ფაზების სხვაობას. იმპულსი იწვევს მორბენალ ტალღას, რომელიც მიაღწევს რა შენობის წვეროს, აირეკლება უკან. ტალღის ფორმა არეკვლის პირველი მცირე ციკლების განმავლობაში ვერ აპროქსიმირდება შენობის რომელიმე ერთი ფორმით. ამ პრობლემასთან დაკავშირებით შეთავაზებული იქნა გადახრის სპექტრის გამოყენება, რომელიც ეფუძნება არადისპერსულად ჩაქრობადი ტალღების გავრცელებას დრეკად კონტინუალურ ძვრის-კოჭის მოდელში. რეაქციის სპექტრის ორდინატების მსგავსად, სართულშუა გადახრაზე მოთხოვნა მცირდება ჩაქრობის გაზრდასთან ერთად და მისი გავლენა იცვლება რხევის სხვადასხვა პერიოდის მიხედვით.

## 5 თავი

### 5.1. მრავალსართულიანი რკინაბეტონის შენობების გაანგარიშება სეისმურ ზემოქმედებაზე

ქ. თბილისში ი. ჭავჭავაძის გამზ. №64-ში მშენებარე ორი კორპუსი №1 20-სართულიანი საცხოვრებელი კომპლექსი (REDIX CHAVCHAVADZE APPARTMENT) და №2 14-სართულიანი სასტუმრო (REDIX CHAVCHAVADZE HOTEL) გაანგარიშებულია სეისმურ დატვირთვაზე. შენობა-№1 ზომები ღერძებში შეადგენს 45,5X16,0მ მიმართულების შესაბამისად. შენობის სიმაღლეა 96,7მ, შენობის მაქსიმალური მალის ზომა არის 8.1მ. შენობა №2-ის ზომები ღერძებში შეადგენს 45,0X14.5 მ, შენობის სიმაღლე 57,10მ, მაქსიმალური მალის ზომა 8.5მ. შენობების მზიდ ელემენტებს წარმოადგენს მონოლითური რკინაბეტონის საძირკვლის ხიმინჯოვანი ფილა (120 სმ), ხიმინჯები ცვალებადი ზომების, მაქს. ზომა 45,0 მ. მონოლითური რკინაბეტონის სვეტები 140X60 სმ, 70X50სმ სართულების მიხედვით ცვალებადია. მონოლითური რკინაბეტონის ფილა (40სმ),(30 სმ) შერეული ბრტყელი, ურიგელო და რიგელებიანი სისტემით. მონოლითური რკინაბეტონის დიაფრაგმული კედლები (20სმ, 25სმ, 30სმ) (ნახ.26). შენობებისათვის გამოყენებულია B40 კლასის ბეტონი, რომლის დრეკადობის მოდული ტოლია:  $E=3600000$  ტ/მ<sup>2</sup>, ხოლო საანგარიშო წინაღობა კუმშვაზე ტოლია  $R_b = 2000$  ტ/მ<sup>2</sup>. არმატურა A500c კლასის (დრეკადობის საწყისი მოდული  $E=19000000$  ტ/მ<sup>2</sup>), საანგარიშო წინაღობა კუმშვაზე და გაჭიმვაზე  $R_s=R_{sc}=45900$  ტ/მ<sup>2</sup>, ჭრაზე  $R_{sw}=30000$  ტ/მ<sup>2</sup>.

1. განსახილველ შენობაზე მოქმედებს:

ა) მუდმივი დატვირთვა:

1. ყველა მზიდი კონსტრუქციის წონა,
2. იატაკის წონა (200 კგ/მ<sup>2</sup>),
3. ტიხრების წონა (150 კგ/მ<sup>2</sup>),
4. კარკასის შემავსებლის წონა (მოცულობითი წონით 1500კგ/მ<sup>3</sup>),

### ბ) დროებითი დატვირთვა

- \* პარკინგის ზონა (400კგ/მ<sup>2</sup>),
- \* სახანძრო მანქანის მოძრაობის ზონა (1200 კგ/მ<sup>2</sup>),
- \* მისაღების ზონა (480კგ/მ<sup>2</sup>),
- \* საცხოვრებელი ზონა (190 კგ/მ<sup>2</sup>),
- \* საკონფერენციო დარბაზი (480კგ/მ<sup>2</sup>),

### გ) სეისმური დატვირთვა

განხილულია სეისმური ძალის ზემოქმედების სამი მიმართულება:

X ღერძის გასწვრივ, Y ღერძის გასწვრივ და X ღერძის მიმართ 45<sup>0</sup>-იანი კუთხით. სეისმური დატვირთვა გამოითვლება ფორმულით:

მოცემული შენობის k-ური წერტილში i-ური რხევის ტონის შესაბამისი სეისმური დატვირთვა განისაზღვრება ფორმულით:

$$S_{ik} = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot S_{oik} \quad (70)$$

$K_1$ -არის კოეფიციენტი რომელიც ითვალისწინებს შენობაში დასაშვებ დაზიანებას, კონსტრუქციის უნარს განავითაროს არადრეკადი დეფორმაციები და ასევე სხვა სეისმურ მარაგებს, რომელიც შენობას გააჩნია სეისმური ზემოქმედებისას. მონოლითირი რკინაბეტონის კარკასული შენობებისთვის  $K_1 = 0,35$ .

$K_2$ -არის კოეფიციენტი რომელიც იღვალისწინებს შენობა ნაგებობის კონსტრუქციულ გადაწყვეტას.  $K_2 = 2,5$ .

$K_3$ -არის შენობა-ნაგებობის მნიშვნელობის კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს შენობის ფუნქციას და მახასიათებლებს. საცხოვრებელი შენობებისათვის  $K_3 = 1,0$ .

$S_{oik}$ -არის შენობა-ნაგებობის , როგორც დრეკად-დეფორმირებადი სისტემის საკუთარი რხევის  $i$ -ური ტონის შესაბამისი სეისმური დატვირთვა, რომელიც განისაზღვრება შემდეგი ფორმულით:

$$S_{oik} = Q_k \cdot A \cdot \beta_i \cdot K_{\psi} \cdot K_0 \cdot \eta_{ik} \quad (71)$$

სადაც  $Q_k$  არის შენობა-ნაგებობის  $k$ - ურ წერტილზე მოსული წონა.

$A$ -არის სეისმურობის უგანზომილებო კოეფიციენტი, რომელიც გვიჩვენებს მოცემული შენობისთვის გრუნტის საანგარიშო აჩქარების შეფარდებას თავისუფალი ვარდნის აჩქარებასთან. მოცემული შენობისთვის შემთხვევაში იგი ტოლია 0.17-ის, ხოლო აჩქარება ტოლია:  $0,17g=0,17 \cdot 9,81=1,667$  მ/წმ<sup>2</sup>.

$\beta_i$ -არის შენობის საკუთარი რხევის  $i$ -ური ტონის შესაბამისი დინამიკურობის კოეფიციენტი, რომელიც განისაზღვრება(ნახ. 25)-ის მიხედვით.

$K_{\psi}$  არის შენობის კონსტრუქციული ფორმის გამათვალისწინებელი კოეფიციენტი  $K_{\psi} = 1$ .

$K_0$  არის კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს გრუნტის არაწრფივ დეფორმაციებს.

$\eta_{ik}$  არის კოეფიციენტი, რომელიც დამოკიდებულია შენობის საკუთარი რხევის  $i$ -ური ტონის შესაბამისი დეფორმაციის სახეზე და დატვირთვის მოდების წერტილზე. აღნიშნული კოეფიციენტი გამოთვლილია კომპიუტერული გაანგარიშებით.

#### დ) ქარის დატვირთვა

განხილულია ქარის სტატიკური და დინამიკური (პულსაციური) ზემოქმედება. ქარის საანგარიშო სტატიკური დატვირთვა გამოითვლება ფორმულით  $W_m=W_0KC_{\gamma c}$ .

სადაც  $W_0= 48$ კგ/მ<sup>2</sup> - ქარის დაწნევის ნორმატიული მნიშვნელობა;

$K$  – ქარის დაწოლის ცვლილების კოეფიციენტი სიმაღლესთან დაკავშირებით;

$C=1.4$  – აეროდინამიკური კოეფიციენტი;

$\gamma_c = 1.4$  - დატვირთვის საიმედობის კოეფიციენტი.

### ე) თანწყობის კოეფიციენტები

დინამიკური დატვირთვების სიდიდეთა ფორმირებისთვის საანგარიშო სტატიკური დატვირთვები მრავლდება შემდეგ თანწყობის კოეფიციენტებზე (პნ 01.01-09, პუნქტი 4.1).

მუდმივი - 0.9; დროებითი ხანგრძლივი - 0.8; დროებითი ხანმოკლე - 0.5.

### 2.სტატიკური და დინამიკური ძალების შეჯამება

ელემენტებში ჯამური ძალების მისაღებად სტატიკური დატვირთვისგან გამოწვეულ ძალებს ვუმატებთ დინამიკური დატვირთვისგან მიღებულ შესაბამის ძალებს. დინამიკური დატვირთვები არის ნიშანცვლადი და ურთიერთგამომრიცხავი, რისი გათვალისწინებაც ხდება ძალების საანგარიშო შეხამების ანგარიშისას.

ძალები ქარის დატვირთვისგან გამოითვლება ფორმულით:

$$N=N_k+\sqrt{\sum_{i=1}^{K_f} N_i^2} \quad (72)$$

სადაც  $N_k$  არის ძალვა გამოწვეული ქარის დატვირთვის სტატიკური მდგენელისგან;

$N_i$ -არის ძალვა გამოწვეული ქარის დატვირთვის დინამიკური მდგენელისგან ( $i$  - ფორმის ნომერი);

$K_f$ -რხევის ფორმების რაოდენობა,

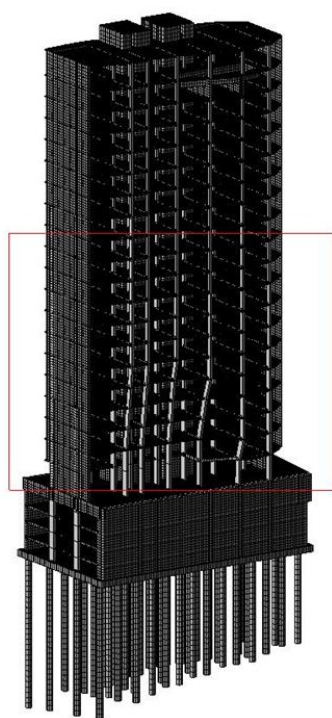
ძალები სეისმური დატვირთვისგან გამოითვლება ფორმულით:

$$N=\sqrt{\sum_{i=1}^{K_f} N_i^2} \quad (73)$$

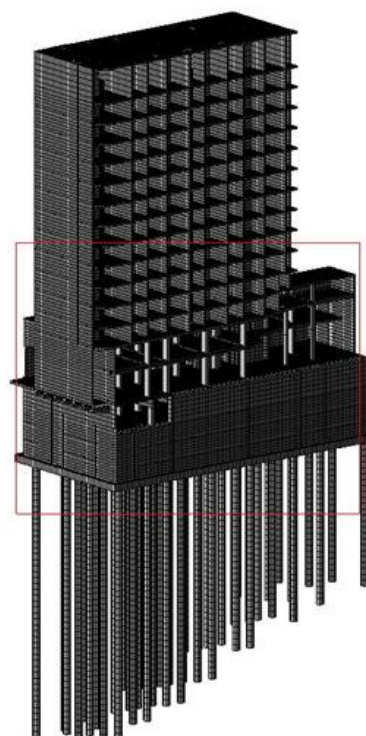
$N_i$  არის რხევის  $i$  - ური ფორმის შესაბამისი ძალვა;

$K_f$  რხევის ფორმების რაოდენობა.

მოცემული ფორმულებით და ნორმატიული დოკუმენტების მითითებული მეთოდებით განვსაზღვრეთ გაანგარიშებისათვის საჭირო მონაცემები. საანგარიშო კომპლერსის LIRA SAPR-ის გამოყენებით ავაგეთ ბრტყელი და წრფივი სასრული ელემენტებით საანგარიშო სივრცითი მოდელი. გაანგარიშება შესრულდა I და II ჯგუფის ზღვრულ მდგომარეობათა მიხედვით. შენობის საანგარიშო (3D) სივრცითი მოდელი მოცემულია (ნახ.26) და (ნახ.27).



ნახ. 26.



ნახ.27

### 3.გაანგარიშებისას გამოყენებული მეთოდები

შენობის სეისმურ ზემოქმედებაზე გაანგარიშება ჩატარდა სამ ეტაპად:

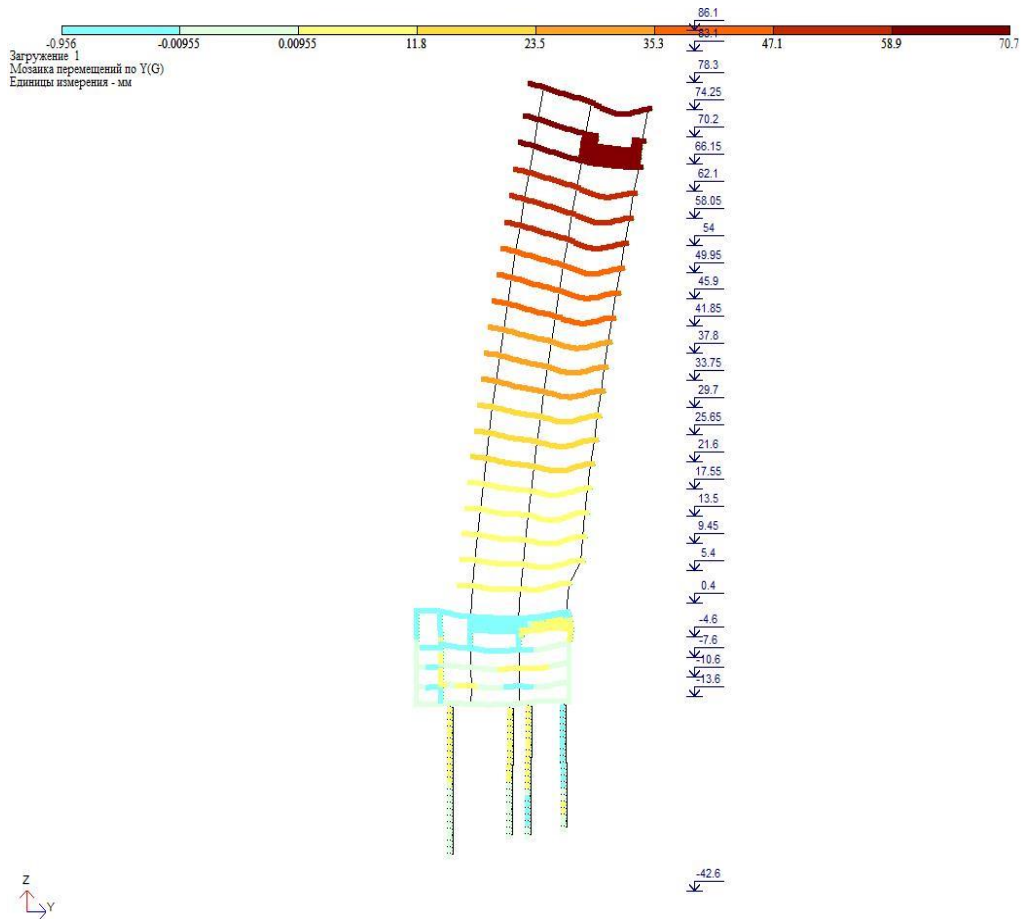
- I. სეისმური ზემოქმედება განხილულია სპექტრული მეთოდით;
- II. სეისმური ზემოქმედება განხილულია სინთეზური აქსელეროგრამების პაკეტის (7 აქსელეროგრამა) გამოყენებით.
- III. სეისმური ზემოქმედება განხილულია სპექტრული მეთოდით. ბზარწარმოქმნის გათვალისწინებით შემცირებულია მზიდი

ელემენტების კვეთის ინერციის მომენტები: სვეტებისთვის  $I=0.7I$ ,  
 დანარჩენი ელემენტებისთვის  $I=0.5I$ .

5. №1 შენობის გაანგარიშების შედეგები (III- ვარიანტის მიხედვით)

№1 შენობის მთლიანი წონა  $Q=51051\text{ტ}$  (მათ შორის მუდმივი დატვირთვისგან  $Q_{მუღ}=41800\text{ტ}$ , დროებითი დატვირთვისგან  $Q_{დრო}=9251\text{ტ}$ ).

სტატიკური დატვირთვისგან გამოწვეული დეფორმაცია(გადაადგილება) სქემაზე(ნახ.1) დიდი გადაადგილება ნაჩვენებია უფრო მუქი ფერებით(ყავისფერი), ხოლო ღია ფერებით(ყვითელი, ცისფერი) მცირე გადაადგილებები. მაქსიმალური გადაადგილება  $f_{max} = 71.0\text{მმ}$ .



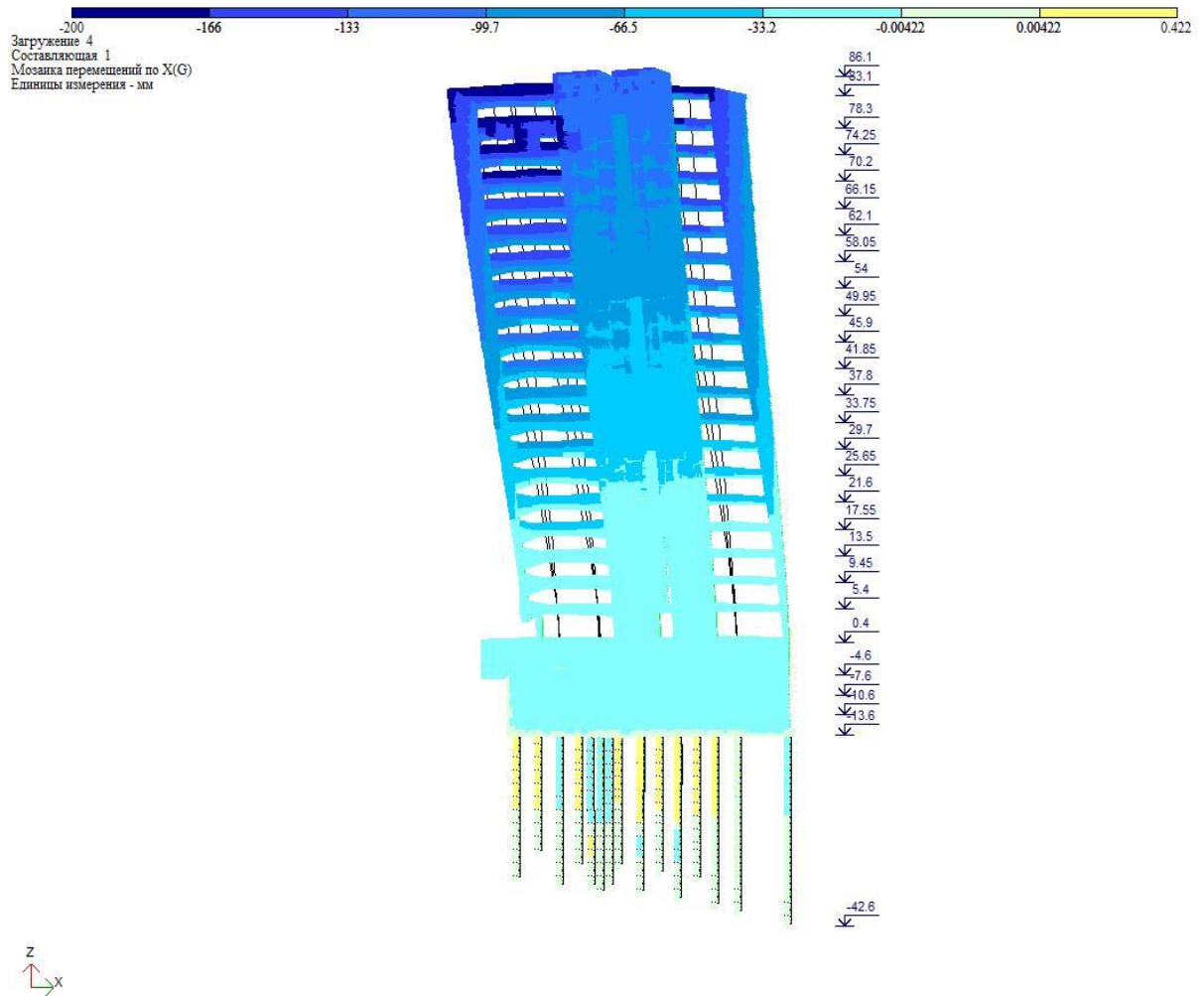
ნახ. 28. დეფორმაციული სქემა (გადახრა სტატიკური დატვირთვისგან)

სეისმური ზემოქმედებისგან გამოწვეული დეფორმაცია X ლედის მიმართულებით მოცემულია (ნახ.28). სქემაზე დიდი გადაადგილება ნაჩვენებია



მუქი ფერებით(ლურჯი), ხოლო მცირე გადაადგილებები ღია ფერებით(ცისფერი). მაქსიმალური გადაადგილება  $f_{max,x} = 200.066$  .

გადამჭრელი ძალა სეისმური ზემოქმედებისგან: X ღერძის გასწვრივ  $V_x=1473$ ტ.

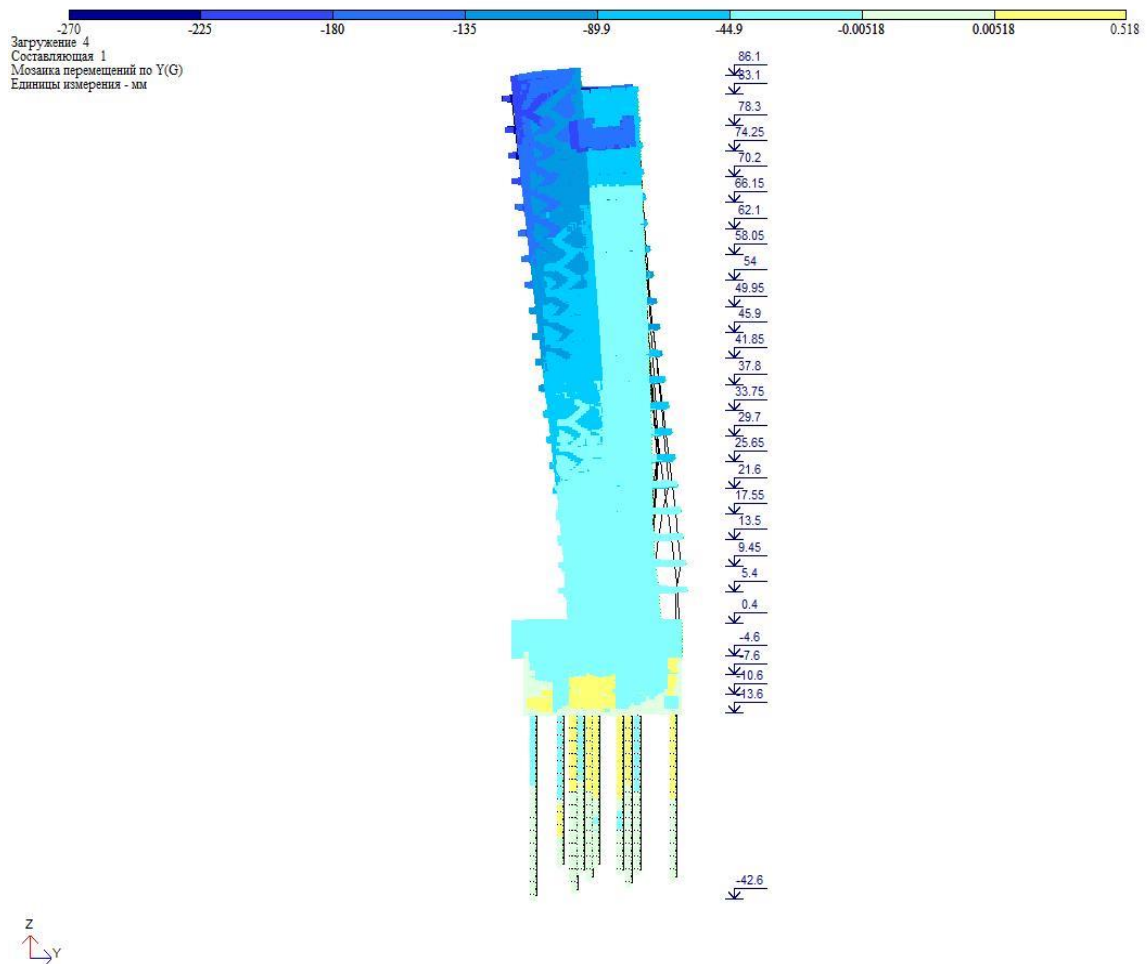


ნახ. 29. დეფორმაციული სქემა სეისმური ზემოქმედებისგან  
(გადახრა X ღერძის გასწვრივ, მმ)

სეისმური ზემოქმედებისგან გამოწვეული დეფორმაცია Y ღერძის მიმართულებით მოცემულია (ნახ.29). სქემაზე დიდი გადაადგილება ნაჩვენებია

მუქი ფერებით(ლურჯი), ხოლო მცირე გადაადგილებები ღია ფერებით(ცისფერი). მაქსიმალური გადაადგილება  $\Delta_{max,Y} = 270.066$  .

გადამჭრელი ძალა სეისმური ზემოქმედებისგან: Y ღერძის გასწვრივ  $V_y=1703ტ.$



ნახ. 30. დეფორმაციული სქემა სეისმური ზემოქმედებისგან

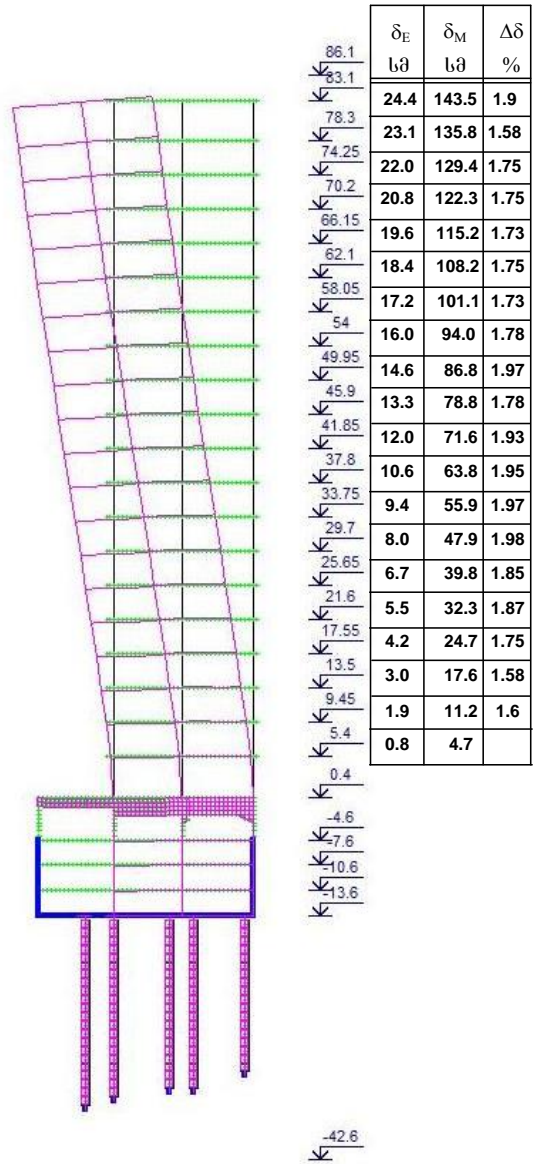
(გადახრა Y ღერძის გასწვრივ, მმ)

სართულშუა გადახურვის ფილების გადაადგილება სეისმური ზემოქმედებისგან Y ღერძის გასწვრივ(.ნახ.)

$\delta_E$  – საანგარიშო პროგრამით გამოთვლილი გადაადგილება;

$\delta_M = 0.7P\delta_E$  – მაქსიმალური სეისმური გადაადგილება ( $P=8.4$  სმ);

$\Delta\delta = (\delta_{M_{t+1}} - \delta_{M_t})/\eta$  - სართულის ფარდობითი გადაადგილება.



ნახ. 31. სართულშუა გადახურვის ფილების გადაადგილება სეისმური ზემოქმედებისგან Y ღერძის გასწვრივ

№1 შენობის გაანგარიშებით მიღებული ძირითადი პარამეტრები მოცემულია (ცხრ.4).

ცხრილი. 4

ვარიანტი	რბევის საკუთარი პერიოდი, წმ	გადახრა სეისმიკისგან, მმ	გადახრა სტატიკისგან, მმ	გადახრა ქარისგან, მმ	აჩქარება ქარისგან, მ/წმ <sup>2</sup>	მაქსიმალური არმირება სვეტებში
<b>I</b> (სეისმიკა – სპექტრული მეთოდი)	$T_{1X}=2.3$ $T_{1Y}=2.47$	$f_X=117$ $f_Y=177$	$f_Y=63$	$f_{Xსტატ}=17$ $f_{Yსტატ}=31$	$a_X=0.125$ $a_Y=0.197$	3.1% (207სმ <sup>2</sup> )
<b>II</b> (სეისმიკა – სინთეზური აქსელეროგრამები)	$T_{1X}=2.3$ $T_{1Y}=2.47$	$f_X=127$ $f_Y=172$		$f_{Xპულსატ}=42$ $f_{Yპულსატ}=61$		3.1% (207სმ <sup>2</sup> )
<b>III</b> (სეისმიკა – სპექტრული მეთოდი. $I_{სგ}=0.7I$ $I_{რიგ}=0.5I$ $I_{კედ}=0.5I$ )	$T_{1X}=3.02$ $T_{1Y}=3.25$	$f_X=200$ $f_Y=269$	$f_Y=71$			3.55% (248სმ <sup>2</sup> )

6. №2 შენობის გაანგარიშების შედეგები (მე-III ვარიანტის მიხედვით)

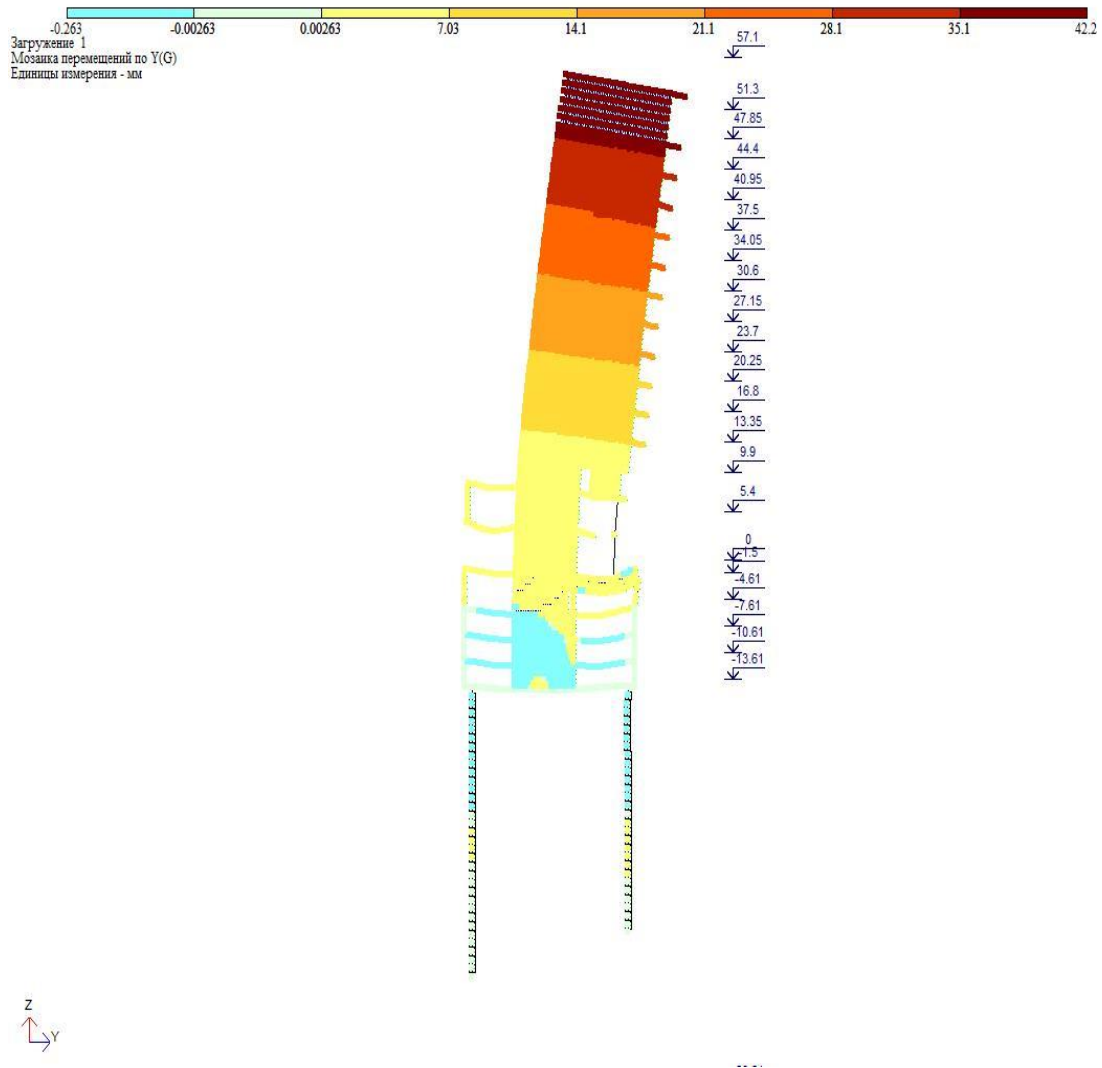
№1 შენობის მთლიანი წონა  $Q=52900ტ$  (მათ შორის მუდმივი დატვირთვისგან  $Q_{მუდ}=41100ტ$ , დროებითი დატვირთვისგან  $Q_{დრ}=1180ტ$ ).

სტატიკური დატვირთვისგან გამოწვეული დეფორმაცია(გადაადგილება) სქემაზე(ნახ.1) დიდი გადაადგილება ნაჩვენებია უფრო მუქი ფერებით(ყავისფერი), ხოლო ღია ფერებით(ყვითელი, ცისფერი) მცირე გადაადგილებები. მაქსიმალური გადაადგილება  $f_{max} = 42.0მმ$ .

მაქსიმალური დასაშვები დეფორმაცია სტატიკური დატვირთვისგან (სნიპ 2.01.07-85\*)-ის მიხედვით:

$H/500=57100/500=114.2\text{მ}>42\text{მ}$ , H-შენობის სიმაღლე,

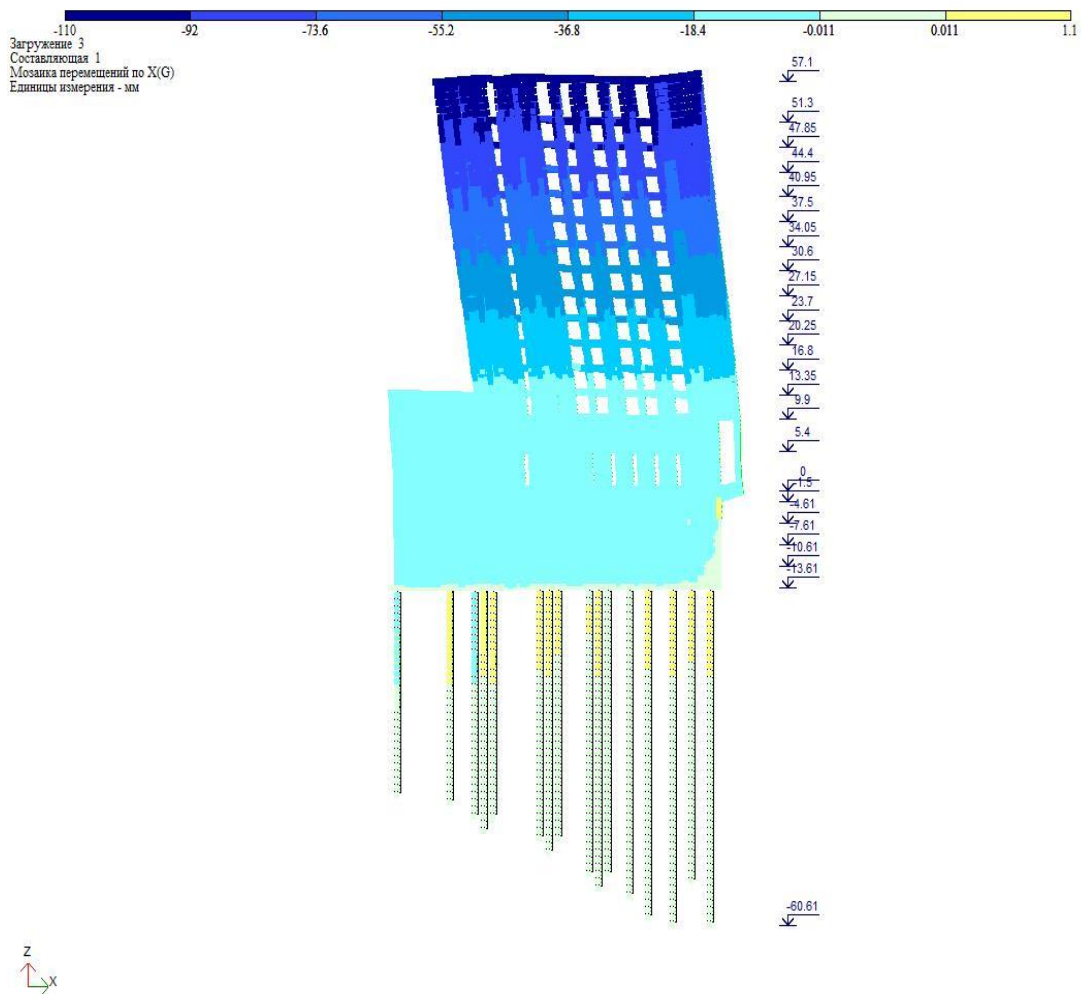
$f_y=42\text{ მ}$  არ აღემატება დასაშვებ სიდიდეს.



ნახ. 32. დეფორმაციული სქემა (გადახრა სტატიკური დატვირთვისგან, მმ)

სეისმური ზემოქმედებისგან გამოწვეული დეფორმაცია X ღერძის მიმართულებით მოცემულია (ნახ.33). სქემაზე დიდი გადაადგილება ნაჩვენებია მუქი ფერებით(ლურჯი), ხოლო მცირე გადაადგილებები ღია ფერებით(ცისფერი). მაქსიმალური გადაადგილება  $\Delta_{max,X} = 110.06\text{მ}$  .

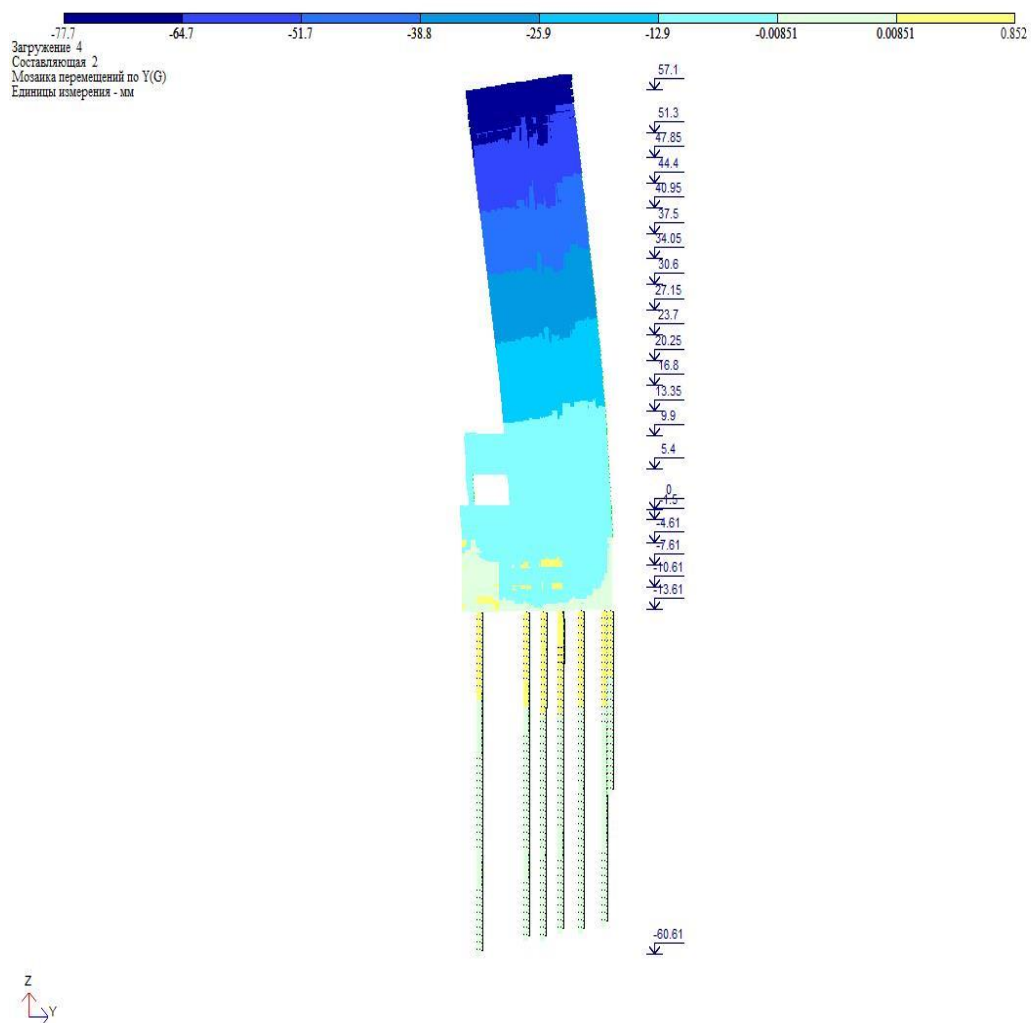
გადამჭრელი ძალა სეისმური ზემოქმედებისგან: X ღერძის გასწვრივ  $V_x=1217\text{ტ}$



ნახ. 33. დეფორმაციული სქემა სეისმური ზემოქმედებისგან (გადახრა X ღერძის გასწვრივ, მმ)

სეისმური ზემოქმედებისგან გამოწვეული დეფორმაცია Y ღერძის მიმართულებით მოცემულია (ნახ.34). სქემაზე დიდი გადაადგილება ნაჩვენებია მუქი ფერებით(ლურჯი), ხოლო მცირე გადაადგილებები ღია ფერებით(ცისფერი). მაქსიმალური გადაადგილება  $\Delta_{max,Y} = 78.0\text{მმ}$ .

გადამჭრელი ძალა სეისმური ზემოქმედებისგან: Y ღერძის გასწვრივ  $V_y=1263\text{ტ}$ .



ნახ. 34. დეფორმაციული სქემა სეისმური ზემოქმედებისგან (გადახრა Y ღერძის გასწვრივ, მმ)



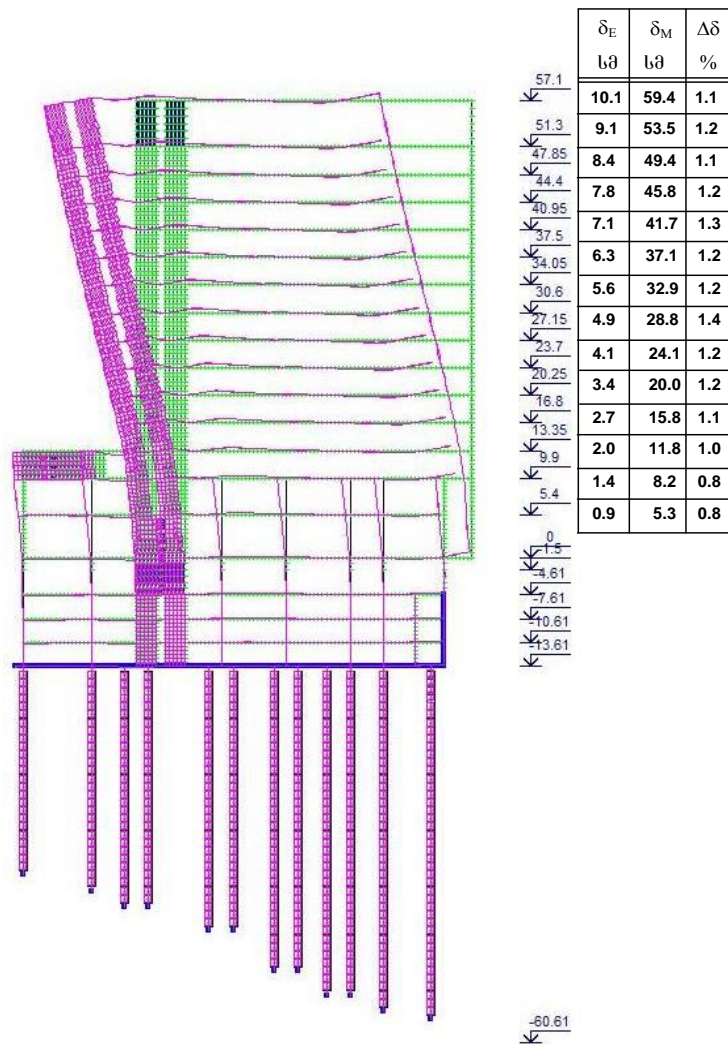
სართულშუა გადახურვის ფილების გადაადგილება სეისმური ზემოქმედებისგან Y ღერძის გასწვრივ (ნახ. 35).

$\delta_E$  – საანგარიშო პროგრამით გამოთვლილი გადაადგილება;

$\delta_M = 0.7P\delta_E$  – მაქსიმალური სეისმური გადაადგილება ( $P=8.4$ );

$\Delta\delta = (\delta_{M_{i+1}} - \delta_{M_i}) / \eta$  –სართულის ფარდობითი გადაადგილება.(ცხრ.5)

ცხრილი.5



ნახ. 35. სართულშუა გადახურვის ფილების გადაადგილება სეისმური ზემოქმედებისგან Y ღერძის გასწვრივ



№2 შენობის გაანგარიშებით მიღებული ძირითადი პარამეტრები მოცემულია ცხრილი 6-ში.

ცხრილი. 6

ვარიანტი	რხევის საკუთარი პერიოდი, წმ	გადახრა სეისმიკისგან, მმ	გადახრა სტატიკისგან, მმ	გადახრა ქარისგან, მმ	ანქარება ქარისგან, მ/წმ <sup>2</sup>	მაქსიმალური არმირება სვეტებში
I (სეისმიკა – სპექტრული მეთოდი)	$T_{1x}=1.3$ $T_{1y}=1.14$	$f_x=59$ $f_y=52$	$f_x=23$ $f_y=41$		$a_x=0.034$ $a_y=0.15$	4.3% (258სმ <sup>2</sup> )
II (სეისმიკა – სინთეზური აუსელეროგრაფები)	$T_{1x}=1.3$ $T_{1y}=1.14$	$f_x=172$ $f_y=110$				$f_{x\text{სტატ}}=6$ $f_{y\text{სტატ}}=7$
III (სეისმიკა – სპექტრული მეთოდი. $I_{სგ}=0.7I$ $I_{რიგ}=0.5I$ $I_{კედ}=0.5I$ )	$T_{1x}=1.82$ $T_{1y}=1.55$	$f_x=109$ $f_y=80$	$f_x=28$ $f_y=43$			4.74% (284სმ <sup>2</sup> )

## 5.2 მდგრადობის შესაფასებლად გაანგარიშებით მიღებული

### შედეგების ანალიზი

№1 და №2 შენობების სეისმურ ზემოქმედებაზე გაანგარიშებით მიღებული ძალებისა და დეფორმაციების გათვალისწინებით ხდება შენობის მდგრადობის შემოწმება. სეისმური ძალები, როგორც იშვიათი და ავარიული ხასიათის მოვლენა შედის დატვირთვების განსაკუთრებით თანწყობაში, ამიტომ სეისმურ დატვირთვასთან ერთად ქარის დატვირთვა არ მივიღეთ მხედველობაში. ყველა სხვა დანარჩენი საანგარიშო დატვირთვა (მუდმივი და დროებითი) გათვალისწინებულია გაანგარიშების შედეგებში. აღნიშნული შენობების მდგრადობის შეფასებისას გასათვალისწინებელია:

## №1 შენობა

1. შენობის სტატიკური დატვირთვით გამოწვეული მაქსიმალური გადაადგილება.  $f_{max} = 71.0\text{მმ}$ , რაც არის შენობის სიმაღლის  $1/791$  ნაწილი. მაქსიმალური დასაშვები დეფორმაცია სტატიკური დატვირთვისგან (სნიპ 2.01.07-85\*)-ის მიხედვით:  $H/500=96700/500=193.4\text{მმ}>71\text{მმ}$ .  $f_y = 71.0\text{მმ}$  არ აღემატება დასაშვებ სიდიდეს.
2. შენობის სეისმური ზემოქმედებით გამოწვეული მაქსიმალური გადაადგილება X-ღერძის მიმართულებით  $\Delta_{max,X} = 200.0\text{მმ}$ , რაც არის შენობის სიმაღლის  $1/415$  ნაწილი. Y-ღერძის მიმართულებით  $\Delta_{max,Y} = 270.0\text{მმ}$ , რაც არის შენობის სიმაღლის  $1/307$  ნაწილი. (სნიპ 2.01.07-85\*)-ის მიხედვით სეისმური დატვირთვით გამოწვეული გადაადგილების დასაშვები სიდიდე არ არის განსაზღვრული.
3. შენობის სეისმური ზემოქმედებით გამოწვეული სართულშუა გადახურვების ფარდობითი გადაადგილება საერთაშორისო კოდი IBC-2009-ის მიხედვით არ უნდა აღმატებოდეს 2%-ს.ამ შემთხვევაში ეს პირობა დაკმაყოფილებულია.
4. შენობის რხევის საკუთარი პერიოდი X და Y ღერძების მიმართულებით:  $T_{iX} = 3.02$  წმ,  $T_{iY} = 3.25$  წმ, რადგან რხევის ძირითადი პერიოდი 2 წმ-ზე მეტია, ამ შემთხვევაში შენობის ქცევის განმსაზღვრელ ძირითად პარამეტრს წარმოადგენს სართულშუა გადახურვების გადახრა.
5. გათვალისწინებულია საკუთარი რხევის 50 ფორმა. სეისმური მასების მონაწილეობის ფაქტორი შეადგენს 91%-ს.
6. შენობას გააჩნია სიხისტის ბირთვები, რაც უზრუნველყოფს შენობის საიმედო ექსპლუატაციას და სეისმომდეგობას.

## №2 შენობა

7. შენობის სტატიკური დატვირთვით გამოწვეული მაქსიმალური გადაადგილება.  $f_{max} = 42.0\text{მმ}$ , რაც არის შენობის სიმაღლის  $1/1357$  ნაწილი. მაქსიმალური დასაშვები დეფორმაცია სტატიკური დატვირთვისგან (სნიპ 2.01.07-85\*)-ის მიხედვით:  $H/500=57100/500=114.2\text{მმ}>42\text{მმ}$ .  $f_y = 42.0\text{მმ}$  არ აღემატება დასაშვებ სიდიდეს.
8. შენობის სეისმური ზემოქმედებით გამოწვეული მაქსიმალური გადაადგილება X-ღერძის მიმართულებით  $\Delta_{max,X} = 110.0\text{მმ}$ , რაც არის შენობის სიმაღლის  $1/518$  ნაწილი. Y-ღერძის მიმართულებით  $\Delta_{max,Y} = 78.0\text{მმ}$ , რაც არის შენობის სიმაღლის  $1/712$  ნაწილი. (სნიპ 2.01.07-85\*)-ის მიხედვით სეისმური დატვირთვით გამოწვეული გადაადგილების დასაშვები სიდიდე არ არის განსაზღვრული.
9. შენობის სეისმური ზემოქმედებით გამოწვეული სართულშუა გადახურვების ფარდობითი გადაადგილება საერთაშორისო კოდი IBC-2009-ის მიხედვით არ უნდა აღმატებოდეს 2%-ს. ამ შემთხვევაში ეს პირობა დაკმაყოფილებულია.
10. შენობის რხევის საკუთარი პერიოდი X და Y ღერძების მიმართულებით:  $T_{iX} = 1,82 \text{ წმ}$ ,  $T_{iY} = 1,55 \text{ წმ}$ ,
11. გათვალისწინებულია საკუთარი რხევის 50 ფორმა. სეისმური მასების მონაწილეობის ფაქტორი შეადგენს 91%-ს. როცა შენობის რხევის ძირითადი პერიოდის ხანგრძლივობა  $T < 2 \text{ წმ}$  ეს მიუთითებს იმაზე, რომ შენობის რეაქცია მიწისძვრაზე კონტროლდება 1 ფორმით. ასეთ შემთხვევაში გაანგარიშების შედეგები რხევის ძირითადი ფორმის პროპორციულ ძალთა გადანაწილებით ზუსტია.
12. შენობას გააჩნია სიხისტის ბირთვები, რაც უზრუნველყოფს შენობის საიმედო ექსპლუატაციას და სეისმომდეგობას.

მოცემულია (ცხრ.7)-ში შენობების გაანგარიშებით მიღებული შედეგები. **დანართში** მოცემულია შენობის ცალკეული ღერძის ჭრილზე გაანგარიშებით მიღებული არმირების პროცენტული მნიშვნელობები.

ცხრილი.7

ანგარიშით მიღებული შედეგების მაქსიმალური მნიშვნელობები			
№	ძირითადი პარამეტრები	№ 1 შენობა	№ 2 შენობა
1	სიმაღლე	H=96.0მ	H=57.0მ
2	გაღახრა სტატიკური დატვირთვისგან	$f_{max}=71.0$ მმ	$f_{max}=43.0$ მმ
3	გაღახრა სეისმური დატვირთვისგან	$\Delta_{maxX}=200.0$ მმ	$\Delta_{maxX}=110.0$ მმ
4	გაღახრა სეისმური დატვირთვისგან	$\Delta_{maxY}=270.0$ მმ	$\Delta_{maxY}=78.0$ მმ
5	სართულ შუა გაღახრა სეისმური დატვირთვისას	$\delta_{maxY}=143.50$ მმ	$\delta_{maxY}=59.40$ მმ
6	რხევის საკუთარი პერიოდი	$T_X=3.02$ მმ	$T_X=1.82$ მმ
7	რხევის საკუთარი პერიოდი	$T_Y=3.25$ მმ	$T_Y=1.55$ მმ
8	სვეტებში არმირების მაქს. %	3.55%(248 სმ <sup>2</sup> )	4.74%(285 სმ <sup>2</sup> )

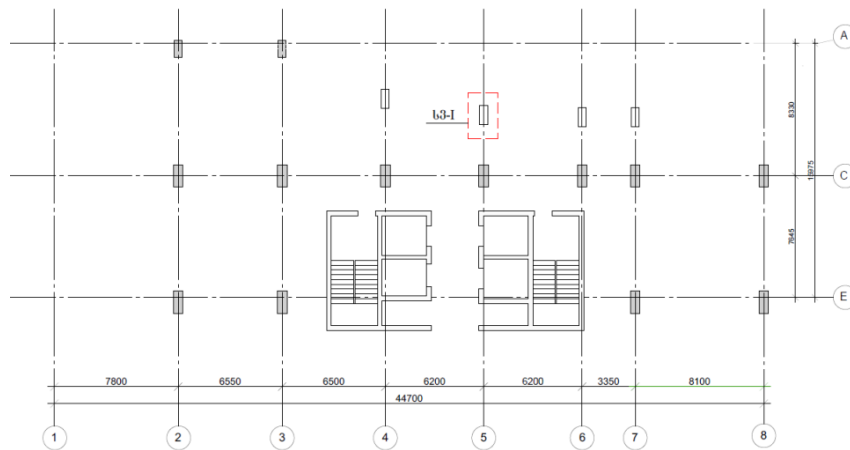
მოცემული შენობების გაანგარიშების შედეგების საფუძველზე შეიძლება ითქვას რომ, სეისმური და სტატიკური დატვირთვით გამოწვეული გადაადგილებები(დეფორმაციები) შეესაბამება ნორმებით დასაშვებ სიდიდეებს, ამ შემთხვევაში შენობის საერთო მდგრადობა უნდა შეფასდეს დადებითად. აღნიშნული შეფასება ეფუძვნება ემპირიულ რეკომენდაციას. თუმცა, საერთო მდგრადობის შემოწმება არ იძლევა შენობის მდგრადობის სრულ სურათს. შენობის მდგრადობის დაკარგვა შესაძლოა განაპირობებული იყოს ცალკეული კონსტრუქციული ელემენტის მზიდუნარიანობის მკვეთრი შემცირებით, რაც გამოიხატება ადგილობრივი მდგრადობის დაკარგვით, რომელიც ასევე შეიძლება გახდეს მთლიანი შენობის მდგრადობის დაკარგვის მიზეზი.

აუცილებელია, შენობის როგორც საერთო, ისე ადგილობრივი მგრადობის შემოწმება. ადგილობრივ მდგრადობაზე ანგარიში გულისხმობს, გამოვეყნოთ

ჩარჩოვანი სისტემიდან ცალკეული ელემენტი, რომელზეც ვიმოქმედებთ ანგარიშით მიღებული ძალოვანი ფაქტორების ყველაზე არახელსაყრელი შეხამებით. ადგილობრივ მდგრადობაზე გაანგარიშებისას, ნორმებით რეკომენდებულია გამარტივებული საანგარიშო მეთოდების გამოყენება. ეს მეთოდები საშუალებას იძლევა ცალკეული პარამეტრის გათვალისწინებით არმირებული სვეტის ქცევა და საიმედოობა შეფასდეს.

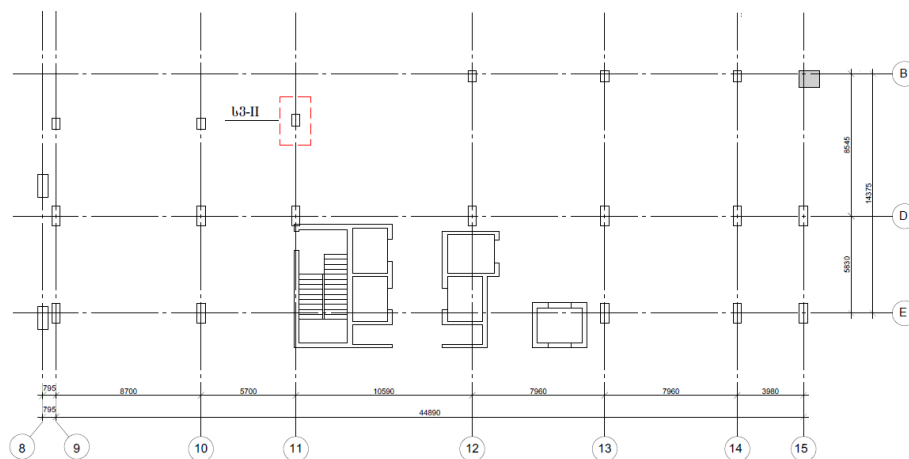
მოცემული შენობებიდან გამოვყოთ ყველაზე მოქნილი სვეტი-I და სვეტი-II და ვიანგარიშოთ ადგილობრივ მდგრადობაზე.-იხ. (ნახ.36) და (ნახ.37).

### შენობა #1-ის სვეტების განლაგების გეგმა



ნახ. 36

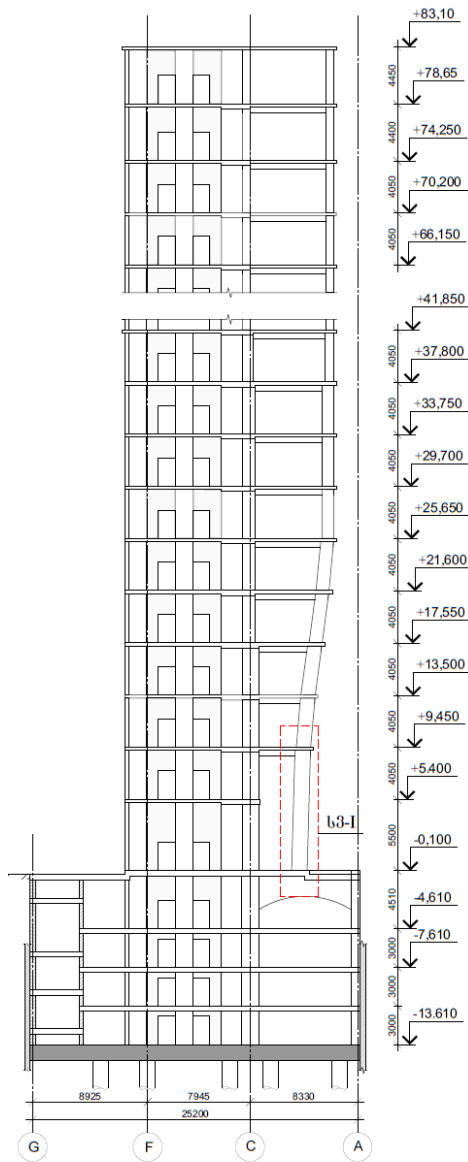
### შენობა #2-ის სვეტების განლაგების გეგმა



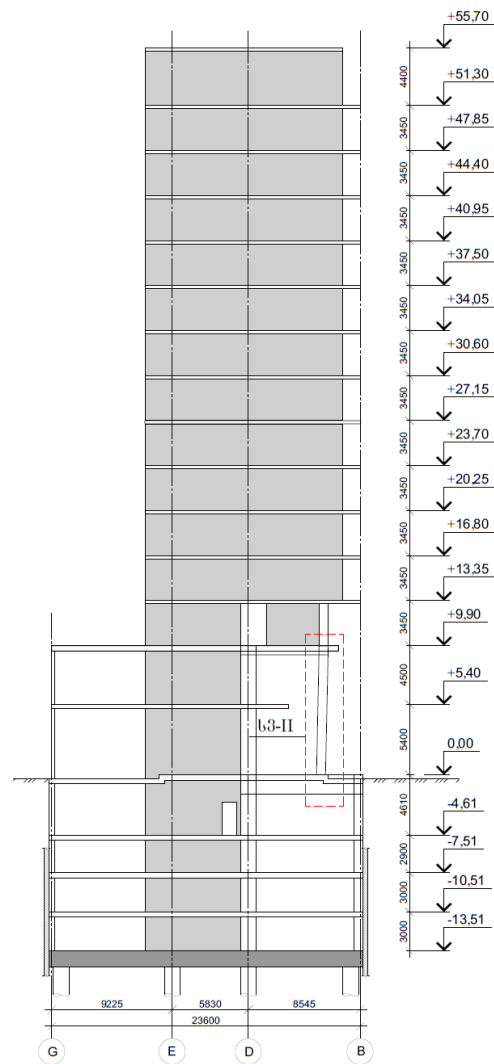
ნახ. 3

შენობის კრილი „5“ ლერძზე

შენობის კრილი „11“ ლერძზე



ნახ.38

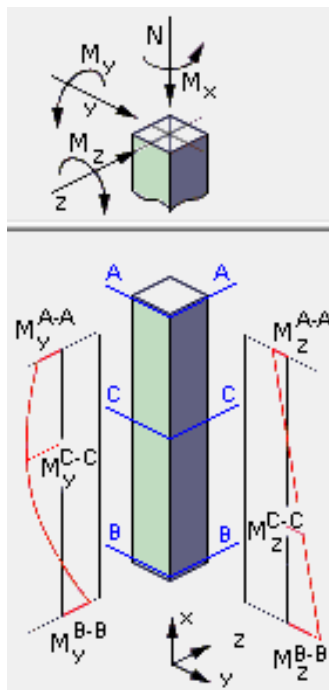


ნახ.39

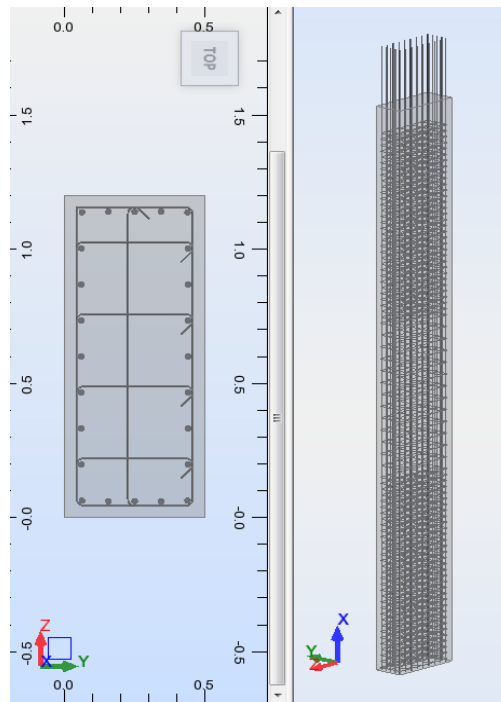
სვეტების საანგარიშოდ გამოყენებულია საანგარიშო პროგრამა Robot structural analysis. აღნიშნული პროგრამით მოხდა არმირებული სვეტის მოდელირება. სვეტზე გამოქმედეთ Lira sapr-ში გაანგარიშებით მიღებული ძალები(N, My, Mz), რომლებიც წარმოიქმნა სეისმური დატვირთვის ზემოქმედებით აღნიშნულ სვეტებში(ნახ.38),(ნახ.39).

სვეტების გაანგარიშება გრძივი ღუნვის გათვალისწინებით ჩატარდა ევროკოდი 2-ის მიხედვით.

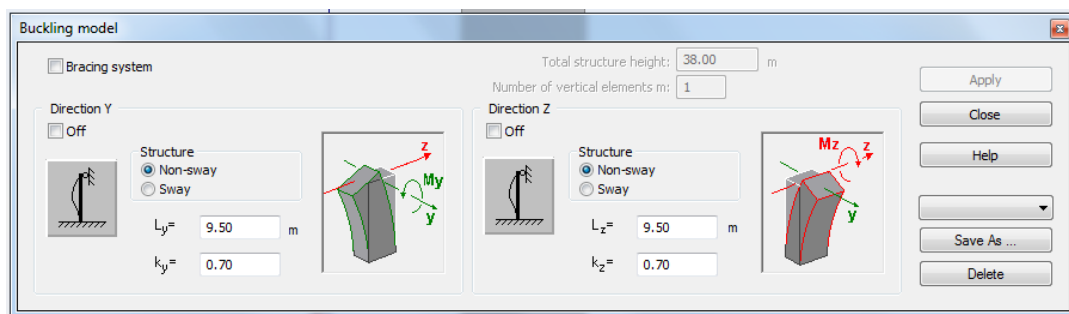
სვეტი-I. გეომეტრიული ზომები:  $L_3=9,50$  მ.,  $h \times b=50 \times 120$  სმ, სვეტი დაარმირებულია 24 $\varnothing$ 32B500c კლასის არმატურით( სურ.2). ბეტონის კლასი C35/40(B 40). სვეტზე მოქმედებს ძალოვანი ფაქტორები:  $N=1400,0$  ტ,  $M_{yA}=53,0$  ტ.მ,  $M_{yB}=110,0$  ტ.მ,  $M_{zA}=25,0$  ტ.მ  $M_{zB}=35,0$  ტ.მ;(სურ.1). შეირჩა სვეტის ჩამაგრების ფორმა და განისაზღვრა დაყვანილი სიგრძე  $l_0=6.65$  მ,(სურ. 3).



სურ. 1



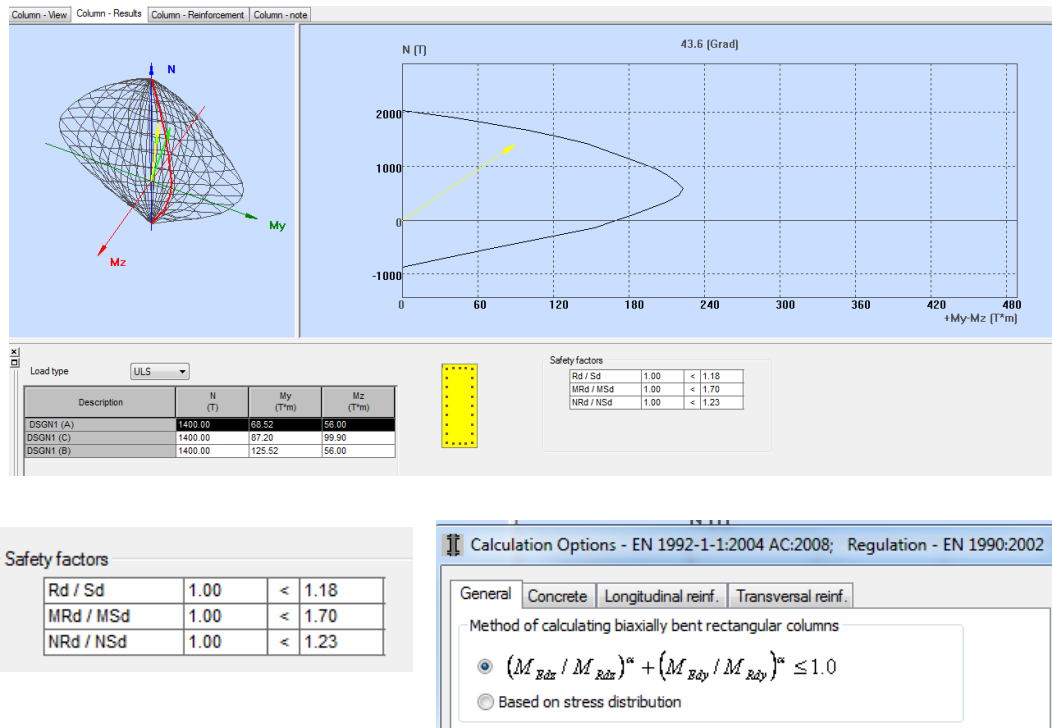
სურ. 2



სურ. 3

რადგან სვეტი განიცდის ორღერძა ღუნვას, გაანგარიშებისას ვისარგებლებთ ზედაპირების ურთიერთქმედების ინტერაქციული დიაგრამით. რაც მოგვცემს საშუალებას განვსაძღვროთ მღუნავი მომენტებისა და მკუმშავი ძალის ნებისმიერი თანაფარდობისათვის ჩაღუნვისა და მობრუნების კუთხის

კრიტიკული მნიშვნელობები. აღნიშნული მეთოდით („უსაფრთხოების ფაქტორით“) ფასდება არმირებული სვეტის საიმედოობა. (სურ.4)



სურ. 4

განგარიშებით მიღებული შედეგები:

უსაფრთხოების ფაქტორი  $Rd/Sd=1.18>1.0$  შესაბამისად არმირებული სვეტი საიმედოობა მიღწეულია.

ჯამური ექსცენტრისიტეტი z-ღერძზე  $e_{tot,z} = 6.2$  სმ ,

ჯამური ექსცენტრისიტეტი y-ღერძზე  $e_{tot,y} = 7.1$  სმ

სვეტის მოქნილობა z- ღერძის მიმართულებით  $\lambda = 46,07$ , ხოლო დასაშვები მოქნილობა  $[\lambda] = 19,63$ , ამიტომ  $\lambda > [\lambda]$ , სვეტი z-ღერძის მიმართულებით მოქნილია.

სვეტის მოქნილობა y- ღერძის მიმართულებით  $\lambda = 19.20$ , ხოლო დასაშვები მოქნილობა  $[\lambda] = 24.26$ , ამიტომ  $\lambda < [\lambda]$  სვეტი y-ღერძის მიმართულებით არ



არის მოქნილი. სვეტის არმირების პროცენტი  $\rho = 3,22\%$ , ბეტონის კვების ფართობი  $A_{sr} = 193.02 \text{ სმ}^2$ .

საანგარიშო მლუნავი მომენტები Y-ღერძზე:  $M_{oEd} = 87.20 \text{ ტ.მ}$ ;

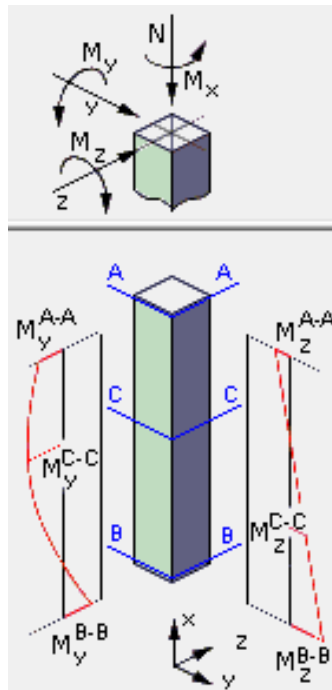
$$M_{Ed,min} = 56.0 \text{ ტ.მ},$$

საანგარიშო მლუნავი მომენტი Z-ღერძზე:

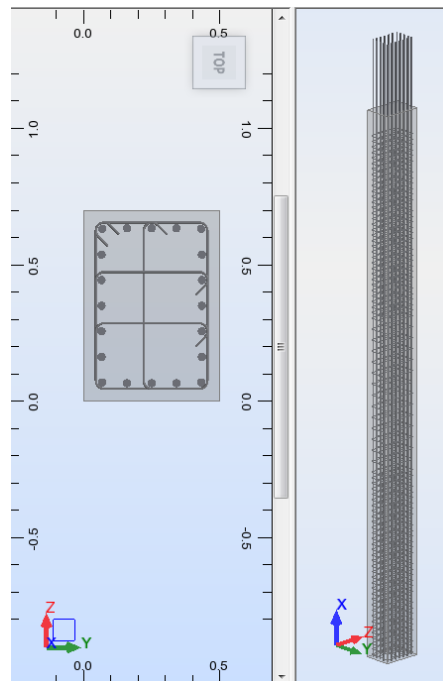
$$M_{Ed} = \max \left\{ M_{Ed,min}; \left[ 1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N} - 1} \right] M_{oEd} \right\} = 99,90 \text{ ტ.მ},$$

მლუნავი მომენტის ამ მნიშვნელობების მიხედვით შესაძლებელია სვეტის კვეთში არმატურის დანიშვნა.

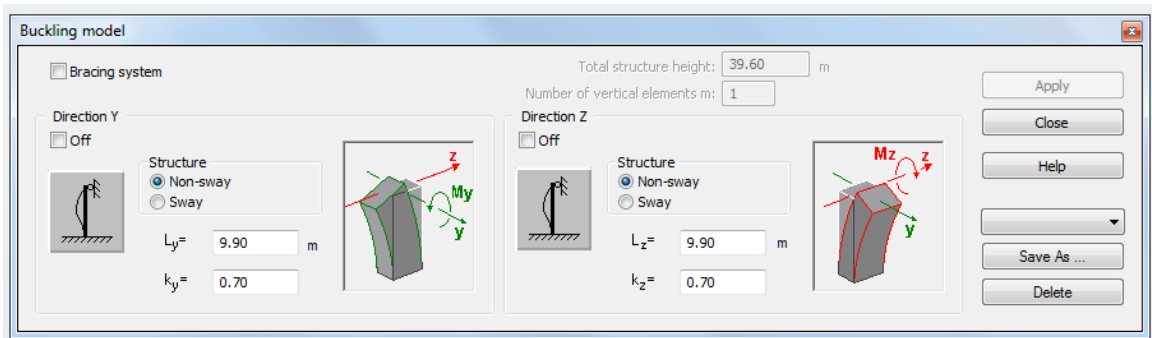
**სვეტი-II.** გეომეტრიული ზომები:  $L_{სვ}=9,90 \text{ მ.}$ ,  $h \times b = 50 \times 70 \text{ სმ}$ , სვეტი დაარმირებულია  $20\emptyset 32 \text{ B500c}$  კლასის არმატურით (სურ.6). ბეტონის კლასი C35/40 (B 40). სვეტზე მოქმედებს ძალოვანი ფაქტორები:  $N=817,0 \text{ ტ.}$ ,  $M_{yA}=19,0 \text{ ტ.მ}$ ,  $M_{yB}=36,0 \text{ ტ.მ}$ ,  $M_{zA}=14,0 \text{ ტ.მ}$ ,  $M_{zB}=12,0 \text{ ტ.მ}$ ; (სურ.5). შეირჩა სვეტის ჩამაგრების ფორმა და განისაზღვრა დაცვალილი სიგრძე  $L_0=6.65 \text{ მ}$ , (სურ. 7).



სურ.5

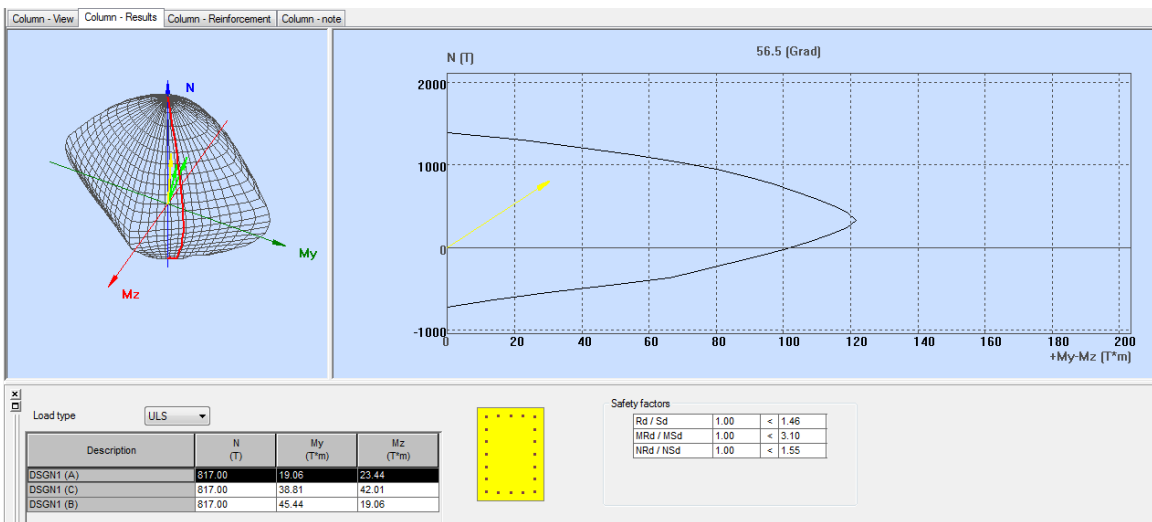


სურ. 6



სურ.7

განგარიშებით მიღებული ინტერაქციული დიაგრამა (სურ.8)



სურ.8

განგარიშებით მიღებული შედეგები:

უსაფრთხოების ფაქტორი  $Rd/Sd=1.46 > 1.0$  შესაბამისად არმირებული სვეტი საიმედოა.

ჯამური ექსცენტრისიტეტი z-ღერძზე  $e_{tot,z} = 4,8$  სმ ,

ჯამური ექსცენტრისიტეტი y-ღერძზე  $e_{tot,y} = 5,1$  სმ

სვეტის მოქნილობა z- ღერძის მიმართულებით  $\lambda = 48,01$ , ხოლო დასაშვები მოქნილობა  $[\lambda] = 18,60$ , ამიტომ  $\lambda > [\lambda]$ , სვეტი z-ღერძის მიმართულებით მოქნილია.

სვეტის მოქნილობა  $y$ - ღერძის მიმართულებით  $\lambda = 34,29$ , ხოლო დასაშვები მოქნილობა  $[\lambda] = 25,87$ , ამიტომ  $\lambda > [\lambda]$  სვეტი  $y$ -ღერძის მიმართულებით არის მოქნილი. სვეტი  $Y$  და  $Z$  არის მოქნილი. სვეტის არმირების პროცენტი  $\rho = 4,60\%$ , ბეტონის კვეთის ფართობი  $A_{sr} = 160.85 \text{ სმ}^2$ .

საანგარიშო მლუნავი მომენტები  $Y$  ღერძზე:

$$M_{Ed} = \max \left\{ M_{Ed,min}; \left[ 1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N} - 1} \right] M_{oEd} \right\} = 38,81 \text{ ტ.მ,}$$

$$M_{Ed,min} = 19,06 \text{ ტ.მ,}$$

საანგარიშო მლუნავი მომენტი  $Z$ -ღერძზე:

$$M_{Ed} = \max \left\{ M_{Ed,min}; \left[ 1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N} - 1} \right] M_{oEd} \right\} = 42,01 \text{ ტ.მ,}$$

მლუნავი მომენტის ამ მნიშვნელობების მიხედვით შესაძლებელია სვეტის კვეთში არმატურის დანიშვნა.

აღნიშნული მეთოდით ანგარიში იძლევა საშუალებას ვცვალოთ არმატურის ფართობი, მანამ სანამ სვეტის „უსაფრთხოების ფაქტორი“ დაკმაყოფილებული იქნება. ეს კი საშუალებას მოგვცემს ოპტიმალურად დავაარმიროთ სვეტის კვეთი, ის რომ სვეტის საიმედოობა უზრუნველყოფილი იყოს.

## ძირითადი დასკვნები

1. რკინაბეტონის შენობები კონსტრუქციული სირთულიდან გამომდინარე აუცილებელია შეფასდეს, როგორც საერთო ისე ადგილობრივ მდგრადობაზე. საერთო და ადგილობრივი მდგრადობა რეალურად არსებული მოვლენებია, მაგრამ მათი ანალიზი არ უნდა გაიყოს ორ დამოუკიდებელ გაანგარიშებად, რადგან საერთო მდგრადობის დაკარგვა ვლინდება სვეტებიდან ერთერთის ადგილობრივი სისუსტით.
2. სეისმური ზემოქმედების დროს რკინაბეტონის შეკუმშულ-გალუნულ სვეტებში ვითარდება პლასტიკური დეფორმაციები, რაც მათი სიხისტეების სხვადასხვა სიდიდით ცვლილებას იწვევს. ეს კი დინამიკური ექსცენტრისიტეტის წარმოქმნის წინაპირობაა, ხოლო დინამიკური ექსცენტრისიტეტი შეკუმშულ ელემენტებში დამატებითი მგრებ ძალებს აჩენს, რომლებიც მღუნავ მომენტთან ერთად, შემცირებული კვეთის მქონე შეკუმშული სვეტისათვის დეფორმაციის ერთ ფორმას ცვლის სხვა ფორმით და ეს უკანასკნელი ბიფურკაციის შედეგად კარგავს მდგრადობას. ასეთ პირობებში კონსტრუქციის საიმედოობის შესაფასებლად აუცილებელია დეფორმატულობის კრიტერიუმებით ხელმძღვანელობა, ნაცვლად ძალოვანისა. ე.ი. შეკუმშული ელემენტების ზიდვის უნარი არა სიმტკიცის კრიტერიუმებით, არამედ მდგრადობის პირობებით უნდა განისაზღვროს.
3. განსაკუთრებული მნიშვნელობა აქვს სეისმური ზემოქმედების გავლენას, რომელიც იწვევს სვეტის საანგარიშო სიგრძის მნიშვნელობის ცვლილებას. საანგარიშო სიგრძის ზუსტი გაანგარიშება განსაზღვრავს მდგრადობის დანარჩენ პარამეტრებს: ზღვრულ მოქნილობას და კრიტიკულ დატვირთვას, ამასთან მნიშვნელოვანია განისაზღვროს სვეტის ჩამაგრების ფორმა.
4. ჩარჩოვან კონსტრუქციებში სვეტების პრაქტიკული დაპროექტებისას აუცილებელია გაანგარიშების გამარტივებული მეთოდების გამოყენება.
5. დატვირთვის რთული რეჟიმის პირობებში, რკინაბეტონის სვეტების მდგრადობაზე დეფორმირებული სქემით გაანგარიშებისათვის გამოიყენება მდგრადობის ზღვრული ზედაპირების ურთიერთქმედების ინტერაქციული

დიაგრამა, რომელიც მომენტებისა და გრძივი ძალების ნებისმიერი თანაფარდობისთვის, იძლევა ჩალუნვის ან მობრუნების კუთხის კრიტიკული მნიშვნელობას. ასეთი მეთოდების გამოყენება ფართოდ გამოიყენება თანამედროვე პროექტირებაში და ნორმებით რეკომენდებულია.

6. თანამედროვე კოდები დაფუძნებულია დრეკადი გაანგარიშების მეთოდებზე. არსებული ნორმებით შეუძლებელია მაღლივი შენობების მნიშვნელოვანი არაწრფივი ზემოქმედებისგან გამოწვეული ძალების, სრთულშუა გადახრის, აჩქარების რეაქციის სიდიდის, ზუსტი ან მიახლოებითი შეფასება. აღნიშნული ფაქტორების გათვალისწინებით, საჭიროა არაწრფივი რეაქციის დროში განსაზღვრის მეთოდების გამოყენება.
7. ჩატარებული კვლევები გვიჩვენებს, რომ სეისმომედეგი და მდგრადი შენობების დაპროექტებისას წარმატებით გამოიყენება სეისმური რეაქციების განსაზღვრის ანალიზური და რიცხვითი მეთოდები. აუცილებელია რკინაბეტონის კონსტრუქციული ელემენტების, კერძოდ, სვეტების რეალური ქცევის განსაზღვრა დატვირთვათა ნიშანცვლადი ზემოქმედებისას. ნორმატიული საანგარიშო მეთოდები არ ითვალისწინებს სეისმური ტიპის ძალის ზემოქმედების ციკლურობას, რაც იწვევს საანგარიშო ძალების საგრძნობ ვარდნას. ზიდვის უნარის შემცირება, თავისთავად გულისხმობს საანგარიშო განიკვეთის მნიშვნელოვან შემცირებას, რაც შემდგომში მიზეზი ხდება კონსტრუქციული ელემენტების რღვევისა, როგორც ზემოთ აღვნიშნეთ, არასიმტკიცის პირობით, არამედ მდგრადობის დაკარგვით.
8. რკინაბეტონის კონსტრუქციების დაპროექტების დღეისათვის არსებული ნორმები შეკუმშული ელემენტების მდგრადობაზე საანგარიშოდ არასრულყოფილია და მოითხოვს შემდგომ დახვეწას, რაც აჩვენა რეალური პროექტების დროს ჩატარებულმა თეორიულმა კვლევებმა.

## გამოყენებული ლიტერატურა

1. Вольмир А.С. Устойчивость деформируемых систем. М., Наука. 1967- 984 с.
2. Гвоздев А.А., Чистяков Е.А., Шубик А.В. Исследование деформации и несущей способности гибких сжатых железобетонных элементов с учетом длительного действия нагрузки. – М., НИИЖБ, 1971.
3. Гвоздев А.А. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. М., Стройиздат., 1978. – 204 с.
4. Гемерлинг А.В. Устойчивость внецентренно сжатых стержней в упруго пластической стадии. Строительная механика и расчет сооружений. – 1959 – №2. – С. 72-76.
5. Гемерлинг А.В. Общий метод расчета рам как упруго пластического материала строительная механика и расчет сооружений. – М., 1968. – №3. – С.1.7.
6. Гольденблат И.И. , Поляков С.В. Актуальные вопросы теории сейсмостойкости. – Строительная механика и расчет сооружений М., 1967. №6
7. Есаиашвили Д.В. Учет кручения несущих элементов сооружения при горизонтальных сейсмических воздействиях. Тбилиси 1992 8 с.
8. Есаиашвили Д.В. Прочность и деформативность железобетонных элементов при сложном нагружении. Тбилиси, ( Мецниереба ) 1989.
9. Есаиашвили Д.В., Бердзенишвили А.И. Влияние конфигурации здания на сейсмоустойчивость сжатых конструкций.
10. ჯ. ესაიაშვილი; ს. ესაძე; ა. ბერძენიშვილი. სეისმური ზემოქმედების ვერტიკალური მდგენელით გამოწვეული ძალები არარეგულარულ ჩარჩოვან სისტემათა სვეტებში. საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტის 75-ე წლისთავისადმი მიძღვნილი პროფესორ-მასწავლებელთა ღია სამეცნიერო-ტექნიკური კონფერენციის მოხსენებათა თეზისები. ნაწ. I თბილისი 1997 წ. გვ. 18-19.
11. ლ. კახიანი, მ. მუხიგულიშვილი, მ. ჭანტურია- რკინაბეტონის კარკასული შენობის ვერტიკალური შეკუმშული ელემენტების მდგრადობის საკითხები - სამეცნიერო-ტექნიკური ჟურნალი „მშენებლობა“ #1(28), 2013.
12. ჯ. ესაიაშვილი, ლ. კახიანი, გ. სულავა - სეისმომედეგი შენობების გაანგარიშების არაწრფივი სტატიკური მეთოდი - სამეცნიერო-ტექნიკური ჟურნალი „მშენებლობა“ #3(26), 2012.
13. მ. მუხიგულიშვილი- კონსოლურ სვეტზე ძვრის ძალისა და მღუნავი მომენტის ერთობლივი ზემოქმედების შედეგად გამოწვეული კრიტიკული

ძალის განსაზღვრა - სამეცნიერო-ტექნიკური ჟურნალი „მშენებლობა“ #4(35), 2014. გვ. 56-59.

14. ვ. ზავრიევის სახელობის სამშენებლო მექანიკის და სეისმომედეგობის ინსტიტუტის სამეცნიერო კვლევების მრავალრიცხოვანი “სამეცნიერო ანგარიშები” (2000 წ-დან 2011 წ-მდე).

15. Марджанишвили М.А., Чануквадзе Г.Ш., Марджанишвили Л.М. Рекомендации по проектированию многоэтажных каркасных зданий с диафрагмами и ядрами жесткости в сейсмических районах Тбилиси 1985 г. 122 с.

16. СНиП 2.03.01.84. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М., ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 79 с.

17. СНиП 11-7-81 М., Стройздат, 1982 -48 е. 11-7.81. Строительство в сейсмических регионах.

18. სამშენებლო ნორმები და წესები - სეისმომედეგი მშენებლობა (35,01,01,09).

19. Марджанишвили М.А., Марджанишвили Л.М., Марджанишвили Ш.М. Современные сейсмостойкие здания и методы расчета. Тбилиси 2002.-332 с.

19. J.V. Esaiashvili and A.I. Berpzenishvili. The influence of torque on stability of centrally compressed reinforced concrete bar.

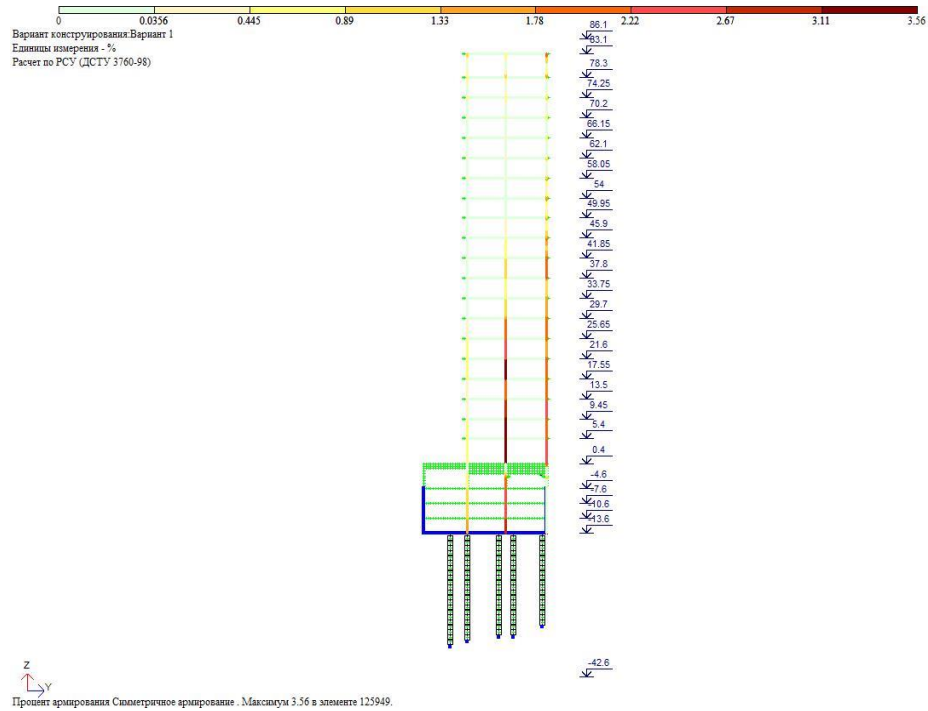
Diacnosis of concrete structures Proceedings of the 2nd RILEM International Conference. Bratislava 1996y. 461-463.

20. Eurocode 8, I, DIN EN 1998-1

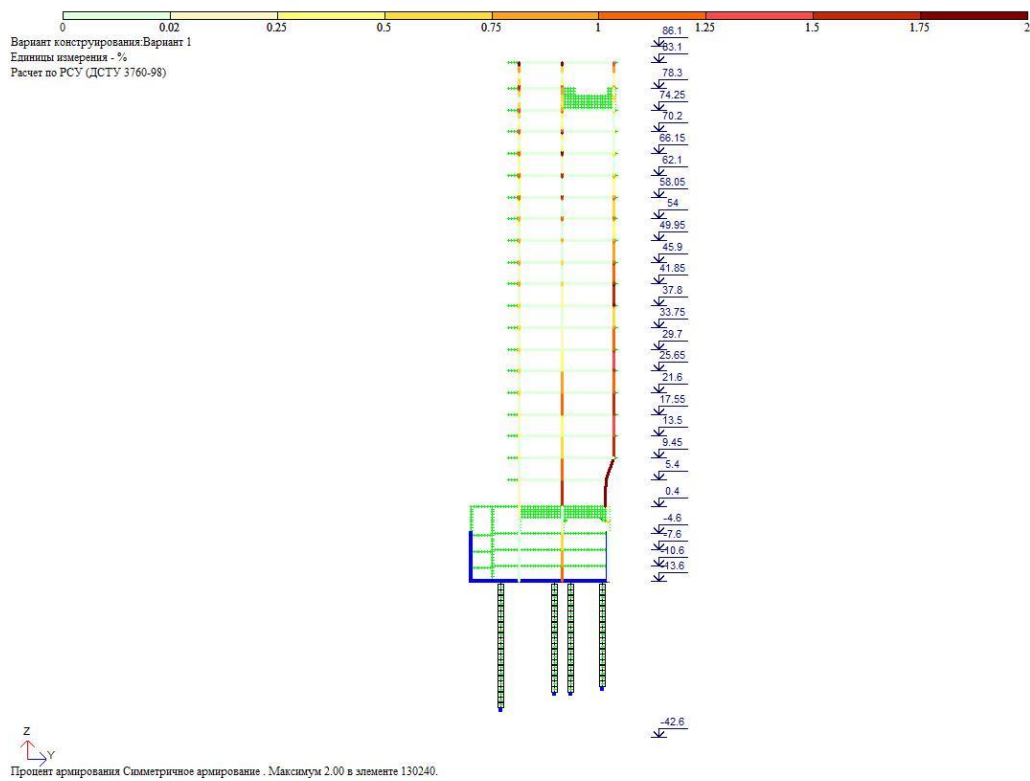
21. Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Brussels: CEN; 2010.

# დანართი

საანგარიშო პროგრამა Lira sapr-ში გაანგარიშებით მიღებული შედეგები.

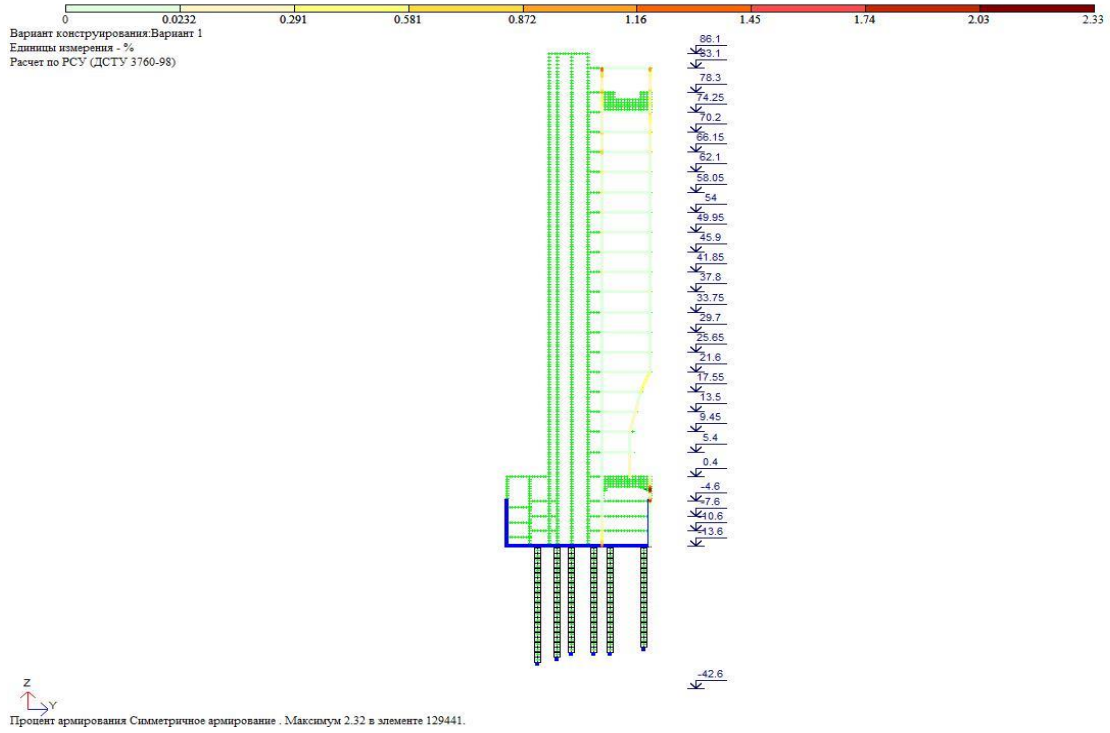


ნახ. 40 ჩარჩო "2" ლერძზე. სვეტების არმირება (%)

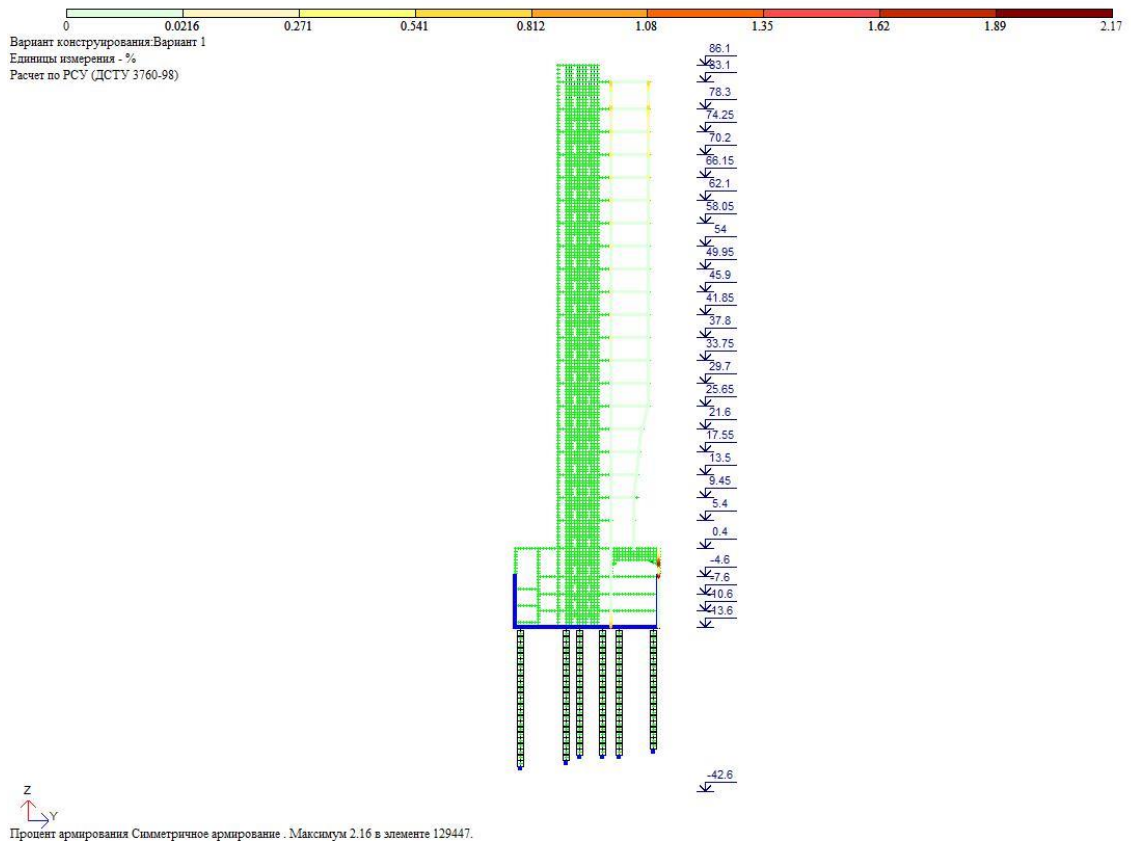


ნახ. 41 ჩარჩო "3" ლერძზე. სვეტების არმირება (%)

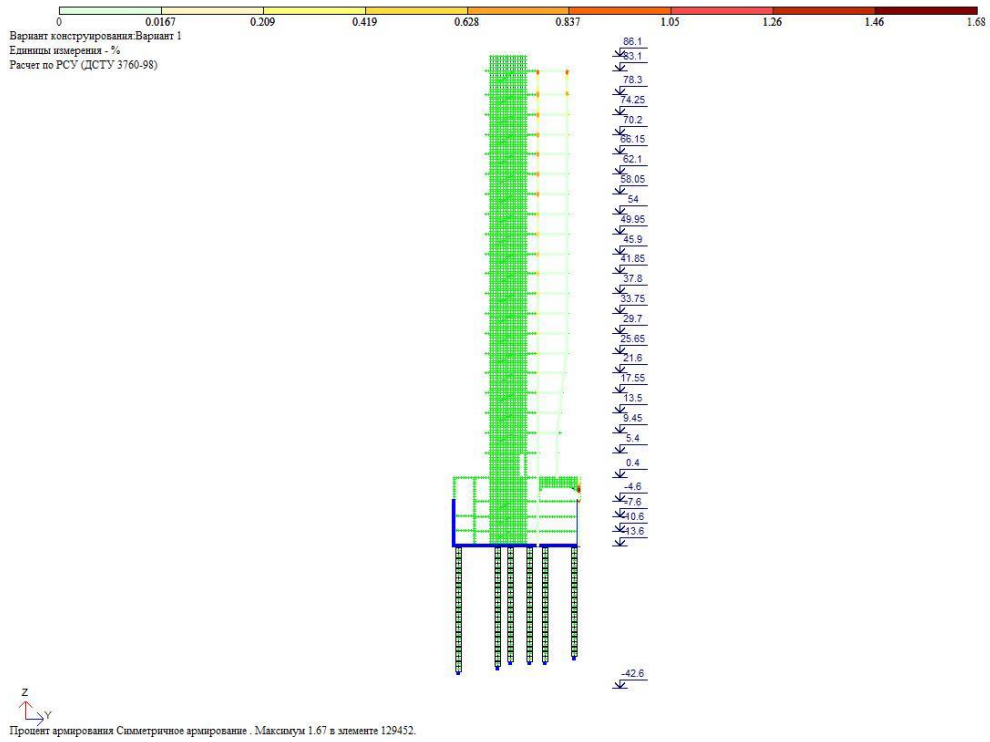




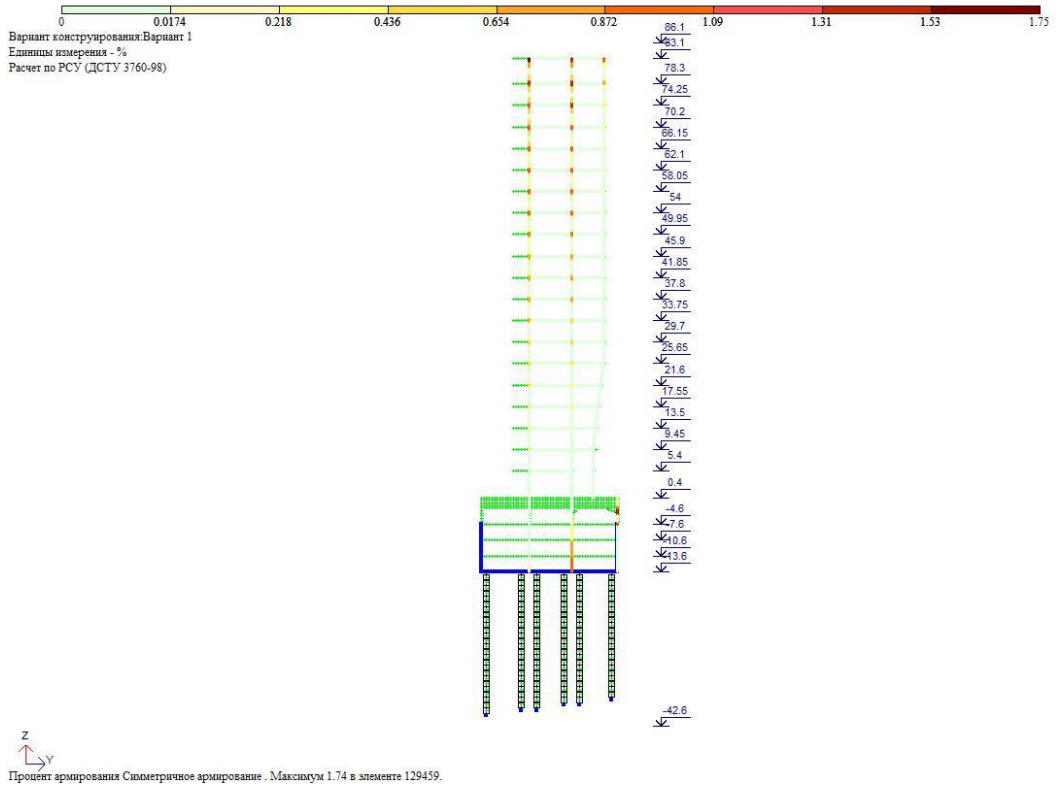
ნახ. 42 ჩარჩო "4" ღერძზე. სვეტების არმირება (%)



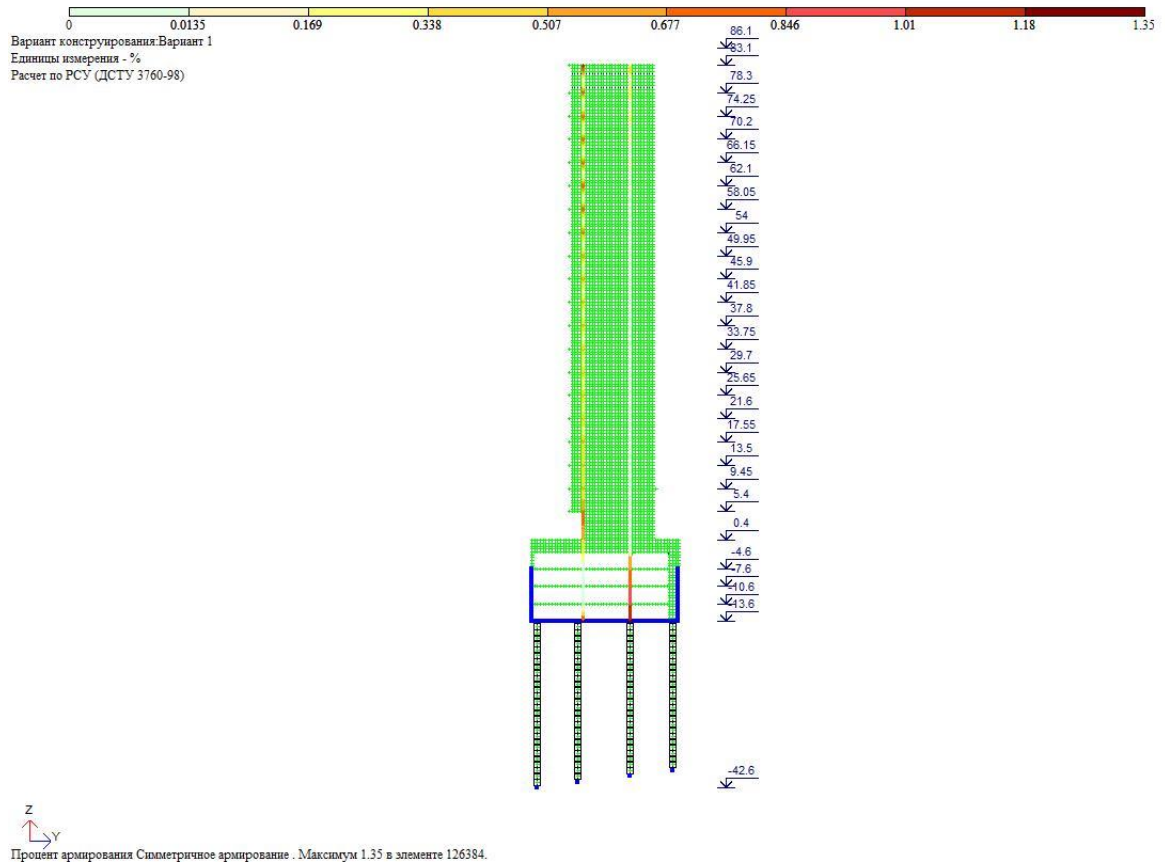
ნახ. 43 ჩარჩო "5" ღერძზე. სვეტების არმირება (%)



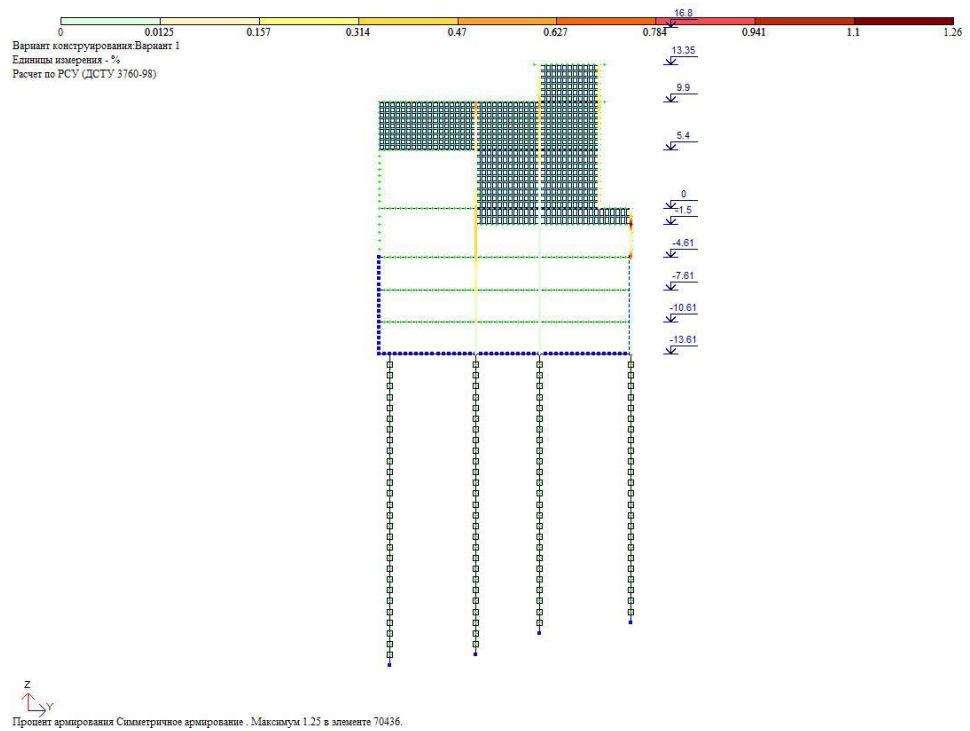
ნახ. 44 ჩარჩო “6” ღერძზე. სვეტების არმირება (%)



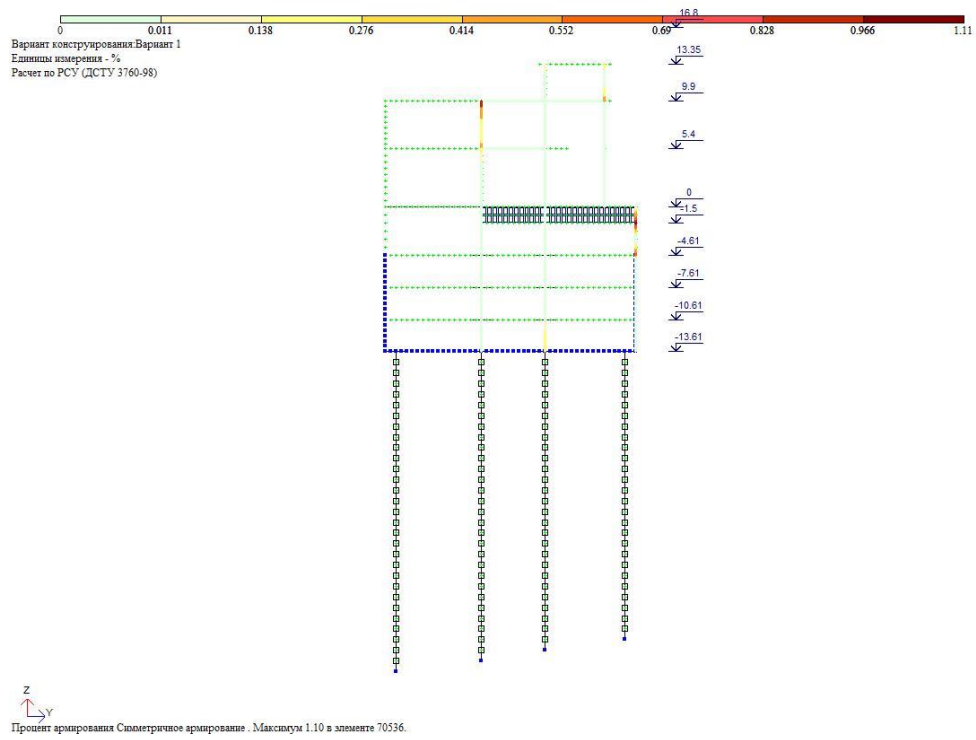
ნახ. 45 ჩარჩო “7” ღერძზე. სვეტების არმირება (%)



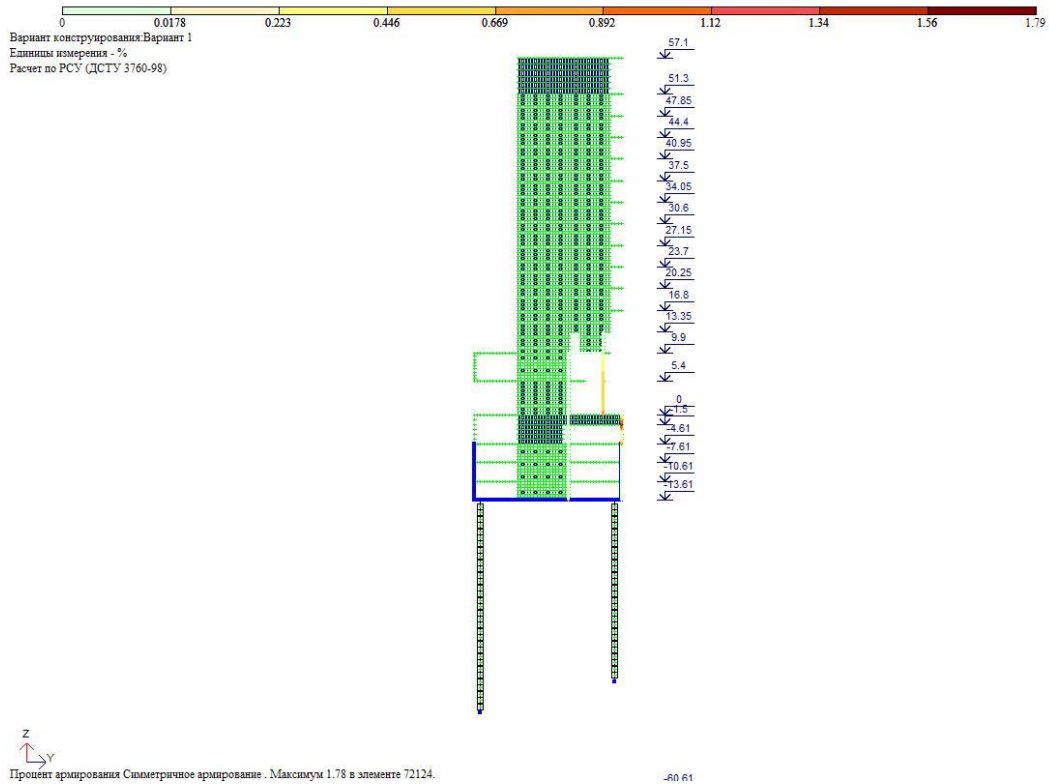
ნახ. 46 ჩარჩო “8” ლერძზე. სვეტების არმირება (%)



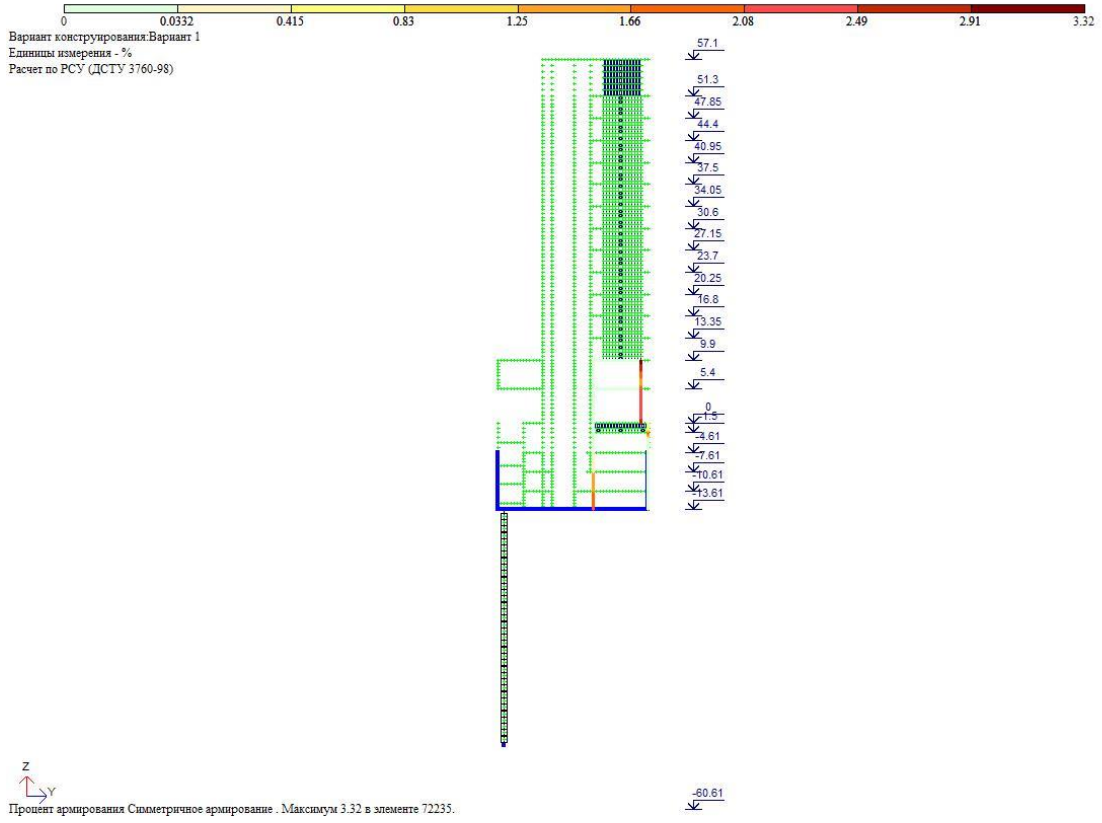
ნახ. 47 ჩარჩო “9” ლერძზე. სვეტების არმირება (%)



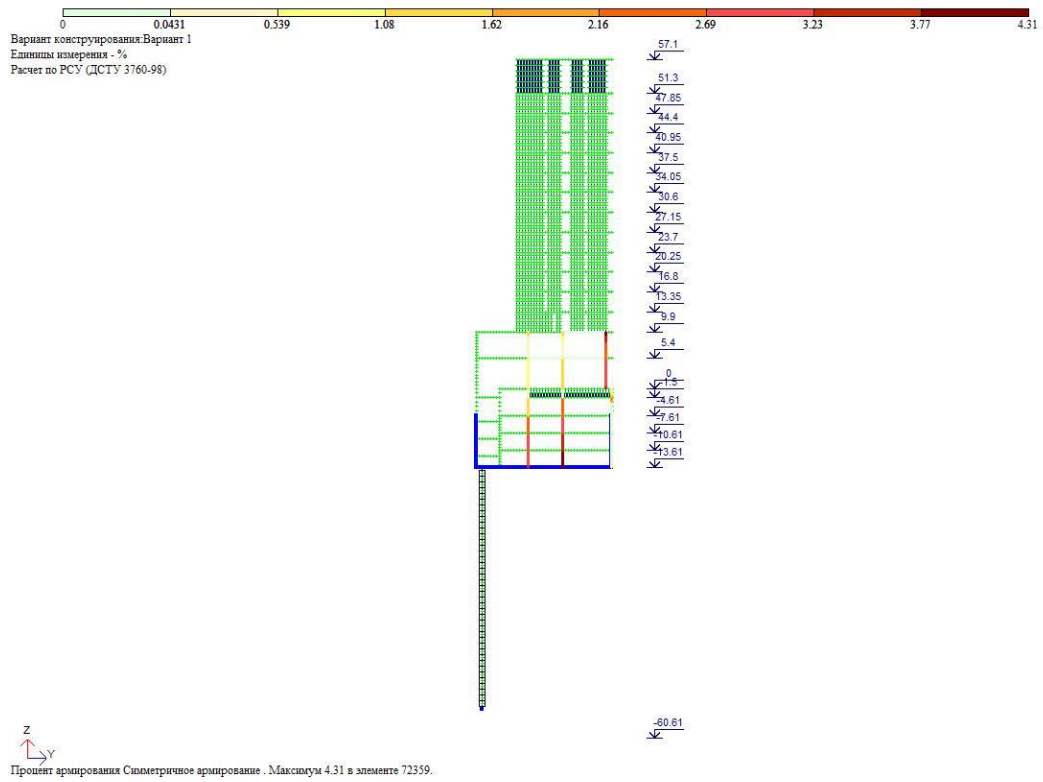
ნახ. 48 ჩარჩო "10" ლერძზე. სვეტების არმირება (%)



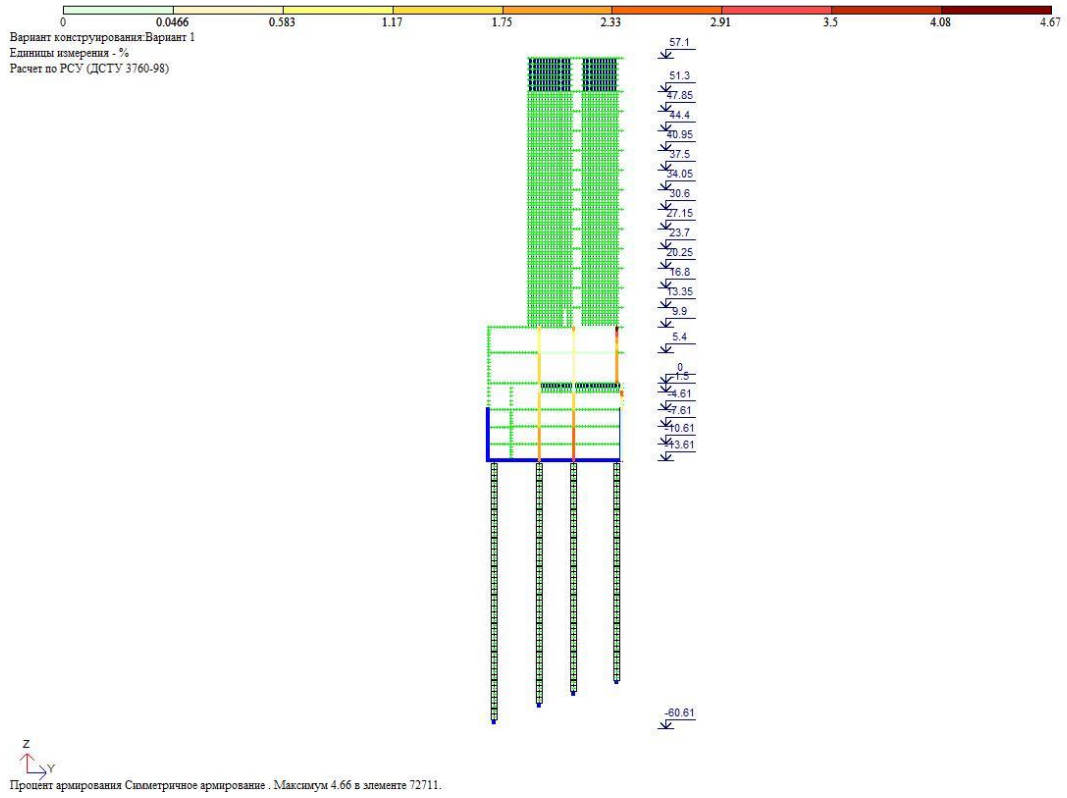
ნახ. 49 ჩარჩო "11" ლერძზე. სვეტების არმირება (%)



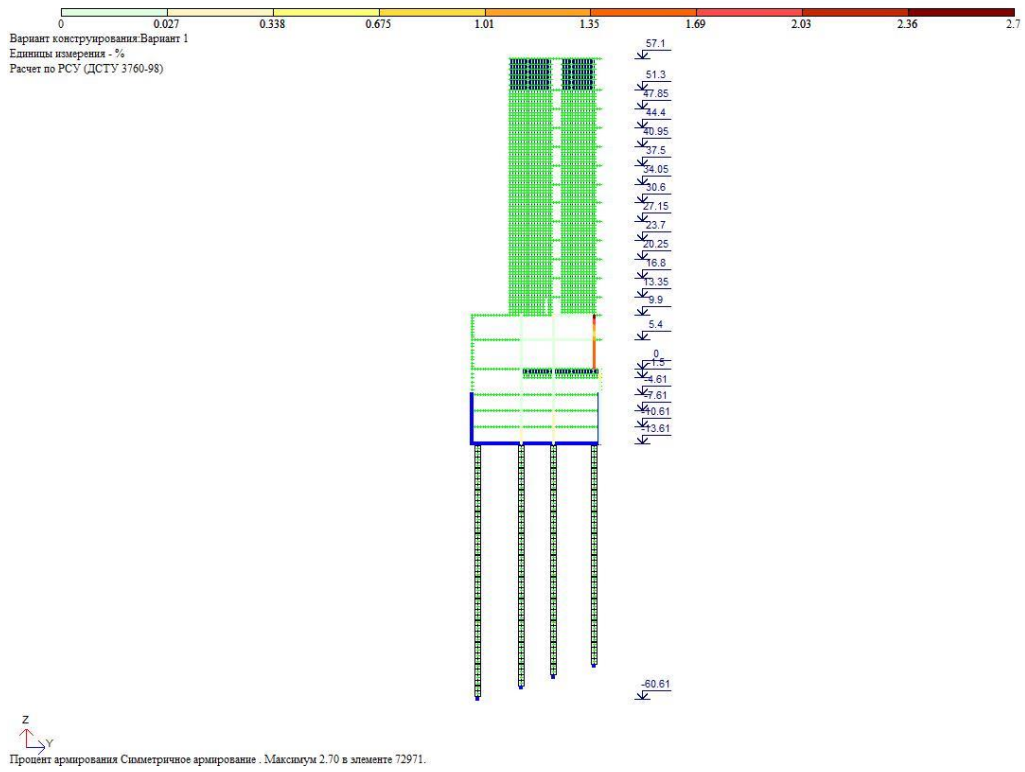
ნახ. 50 ჩარჩო "12" ლერძზე. სვეტების არმირება (%)



ნახ. 51 ჩარჩო "13" ლერძზე. სვეტების არმირება (%)



ნახ. 52 ჩარჩო “14” ლერძზე. სვეტების არმირება (%)



ნახ. 53 ჩარჩო “15” ლერძზე. სვეტების არმირება (%)

